

ARMIERTER BETON.

1919. JULI.

INHALT

- Die Berechnung der beliebigen bogenförmigen Rahmen. Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main. S. 157.
- 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. (Forts. von S. 135.) S. 164.
- Die Bestimmung von Rahmenquerschnitten. Zur Frage „Achsen- oder Mittenmoment?“ Von Dr.-techn. Josef Krebitz, Graz. (Schluß statt Forts. von S. 144.) S. 170.
- Beton für Kleinwohnungen. Von Geh. Regierungsrat Wernecke, Zehlendorf. S. 171.
- Eisenbetonbauten aus fabrikmäßig hergestellten Teilen. S. 174.
- Holländische Bestimmungen für Eisenbeton. S. 175.
- Literaturschau. Bearbeitet von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 177.
- Verschiedene Mitteilungen. S. 180.
- Bücherbesprechungen. S. 180.

DIE BERECHNUNG DER BELIEBIGEN BOGENFÖRMIGEN RAHMEN.

Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main.

Im folgenden bezwecken wir die Berechnung der Rahmenkonstruktionen mit beliebig gekrümmter oder gebrochener Achse für beliebige lotrechte, seitliche oder schräge Belastung. Der Querschnitt kann beliebig veränderlich sein; ebenso ist der Grad der Einspannung beliebig.

A. Der Rahmen ohne Zugband.

Wir lösen die Aufgabe auf Grund des nachstehenden Satzes.

Zunächst wird der Rahmen unter der Annahme berechnet, daß sich das rechte

Die Berechnung zerfällt

1. in die Berechnung des Hauptsystems,
2. in die Ermittlung der Überzähligen H und
3. in die Ermittlung des Einflusses von H und die Berücksichtigung desselben zur Bestimmung der endgültigen Momente.

Häufig ist es zweckmäßig, die endgültigen Momente, nachdem H bekannt ist, auf Grund der Stützlinie festzustellen oder die Stützlinie, trotzdem die endgültigen Momente bekannt sind, noch einzuzichnen.

1. Die Biegelinie des gekrümmten Stabes.

Um den Formänderungswinkel des Bogenelementes von der Länge Δs zu berechnen, dient die bekannte Gleichung¹⁾

$$\Delta \varphi = \frac{M \Delta s}{E J}$$

oder

$$\Delta \varphi = M \cdot w, \text{ wo } w = \frac{\Delta s}{E J} \dots \dots (1)$$

Aus Fig. 3 ist die Formänderung für den Fall ersichtlich, daß nur ein einziges Bogenelement elastisch ist; sonst ist der Bogen vollständig starr gedacht. Es sind hierbei zwei Biegelinien erforderlich: eine, welche die lotrechten Verschiebungen (Einsenkungen, s. Fig. 3, unten) und eine andere, welche die wagrechten Verschiebungen (Ausweichungen, s. Fig. 3, rechts) bestimmt.

Die Biegelinie für die Einsenkungen ist sinngemäß wie beim geraden Stab zu bestimmen: man hat an dem Bogen die lotrechten Gewichte $M \cdot w$ zu denken und für diese Belastung eine Seillinie zu zeichnen. Um die Biegelinie für die

1) Vom Verfasser „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“ Berlin 1916, Verlag von W. Ernst u. Sohn (S. 151).

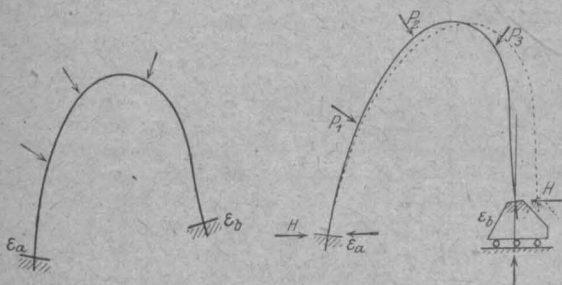


Fig. 1.

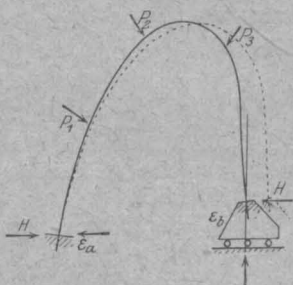


Fig. 2.

Auflager frei seitwärts verschieben kann; dann stellt man die Kraft H fest, die die eingetretene Verschiebung wieder aufhebt, und berücksichtigt diese Kraft bzw. deren Wirkung zusätzlich (s. Fig. 2).

Den Rahmen mit frei verschieblichem Auflager nennt man statisch unbestimmtes Hauptsystem — wir wenden in folgendem kurz die Bezeichnung „Hauptsystem“ an. Diejenige Kraft, welche die Verschiebung des Auflagers aufhebt, nennen wir Überzählige und bezeichnen sie mit H.

Ausweichungen zu erhalten, läßt man die vorher lotrecht angenommenen Gewichte nunmehr wagrecht wirken.

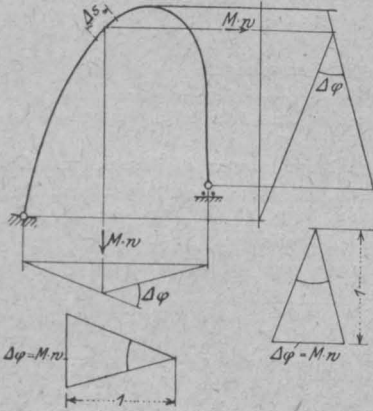


Fig. 3.

Fig. 4 zeigt die Formänderung für einen durchweg elastischen Bogen. Man hat sich diesen Bogen aus lauter elastischen Elementen zusammengesetzt zu denken und die Wirkung der Formänderung

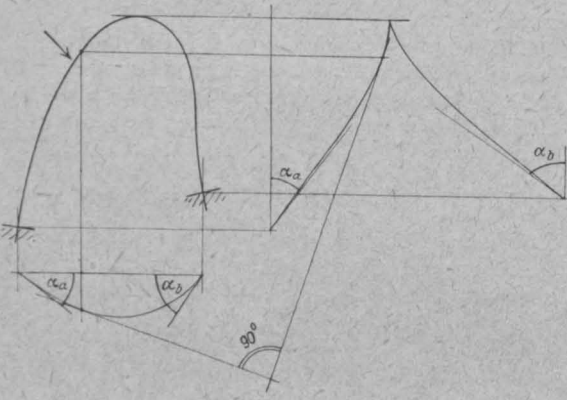


Fig. 4.

sämtlicher Elemente zu summieren. Es ist zweckmäßig, daß man bei der Ermittlung der Biegungslinien, wobei nunmehr eine Reihe von Einzellasten (M w) in Betracht kommen wird, die Werte von w mit einer beliebig (passend) anzunehmenden festen Zahl K erweitert — dann werden die Biegungslinien bzw. deren Ordinaten ebenfalls in K-facher Größe erhalten.

Bei den Biegungslinien für die Einsenkungen und Ausweichungen kann man das Merkmal feststellen, daß die Seilzugseiten für einen bestimmten Bogenpunkt bzw. dessen zugeordneten Polstrahlen aufeinander senkrecht stehen (s. Fig. 4).

Die Biegungslinie für die Einsenkungen kann man sich als eine Linie vorstellen, die die Achse eines zu keinem Biegungswiderstand fähigen ur-

springlich geraden Stabes, der vor der Formänderung durch lotrecht angeordnete Verbindungsglieder mit dem Bogen vereinigt worden ist, nach der Formänderung einnehmen würde. Ebenso ist die Biegungslinie für die Ausweichungen als eine Linie denkbar, die die Achse eines ebensolchen, jedoch doppelten, nach einem Punkte in Scheitelhöhe, dort geknickten und wieder zurück laufenden Stabes, der vor der Formänderung durch wagrecht angeordnete Verbindungsglieder mit dem Bogen vereinigt worden ist, nach der Formänderung einnimmt.

Rechnerisch erhält man die Biegungslinie für die Einsenkungen bzw. deren Ordinaten als statisches Moment für die Belastung M w.

Die Winkel an den Balkenenden sind als Auflagerdrücke zu ermitteln. Es gilt (s. Fig. 5)

$$\left. \begin{aligned} \alpha_a &= \frac{1}{l} \sum x' M w \\ \alpha_b &= \frac{1}{l} \sum x M w \end{aligned} \right\} (2)$$

Bei Rahmenberechnungen ist es in keinem Falle unbedingt erforderlich, daß man den Verlauf der Biegungslinien an sich genau kennt — es genügt stets, daß man nach den Gl. (2) die Verdrehung der Bogenenden feststellt.

Allerdings muß man dann noch die Verschiebung des beweglichen Auflagers kennen; um diesen zu ermitteln dient die Gleichung (s. Fig. 6)

$$\Delta = \sum y_0 M w \dots \dots \dots (3)$$

y_0 ist die lotrechte Ordinate der Bogenachse in bezug auf eine die Auflager verbindende Gerade (Kämpfersehne).

Die Verschiebung für ein einziges Bogen-

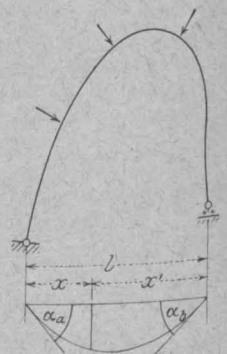


Fig. 5.

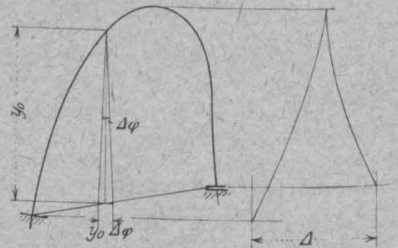


Fig. 6.

element ist nämlich gleich $y_0 \Delta\phi$ (s. Fig. 5); setzt man für $\Delta\phi$ den durch Gl. (1) gegebenen Ausdruck ($\Delta\phi = M w$) ein und summiert man die verschiedenen Einflüsse, so erhält man Gl. (3).

Um δ zu berechnen, ist die Kenntnis der Werte u erforderlich (s. Fig. 8).

u ist die Folgewirkung von $H = -1$ im Hauptsystem, also das Schnittmoment im Hauptsystem bei einem Sonderfall der Belastung, dem Zustand $H = -1$. Die Lösung ist somit auf Grund der Festsetzungen unter 2. möglich. M_0 , das Moment

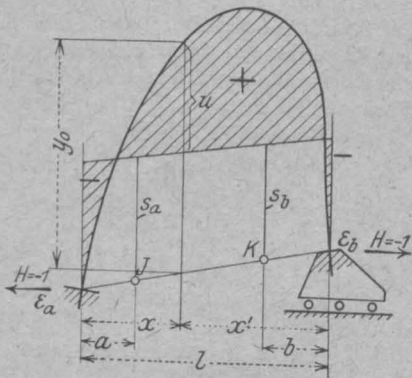


Fig. 8.

bei freier Auflagerung infolge der Belastung ist nunmehr gleich y_0 , da die Momentenfläche bei freier Auflagerung für $H = -1$ die von der Bogenachse und der Kämpfersehne eingeschlossene Fläche ist, die die Ordinaten y_0 besitzt.

Es gilt mithin (s. Fig. 8)

$$\left. \begin{aligned} s_a &= \frac{a}{1} \frac{a_{a_0}}{\beta} \\ s_b &= \frac{b}{1} \frac{a_{b_0}}{\beta} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

worin jetzt

$$\left. \begin{aligned} a_{a_0} &= \frac{1}{l} \sum x' \cdot y_0 \cdot w \\ a_{b_0} &= \frac{1}{l} \sum x \cdot y_0 \cdot w \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

Die Gleichung für H (Gl. 9) ergibt sich aus der Erkenntnis, daß die Verschiebung des beweglichen Auflagers beim Hauptsystem infolge der Belastung (\mathcal{A}), durch H auf Null zurückzuführen ist, $H = 1$ erzeugt die Verschiebung δ , H bringt die H -fache Verschiebung hervor, -erzeugt also $H \cdot \delta$. Es muß mithin sein $\mathcal{A} = H \cdot \delta$; daraus geht Gl. (9) hervor.

4. Ermittlung der endgültigen Momente und der Stützlinie.

Das endgültige Schnittmoment ist nach dem Ausdruck zu berechnen

$$M = M' - H \cdot u \dots \dots \dots (13)$$

Unter Bezug auf die hiernach berechneten endgültigen Einspannmomente M_a und M_b können die lotrechten Auflagerdrücke bestimmt werden nach (s. Fig. 9)

$$\left. \begin{aligned} V_a &= A_0 - \frac{M_a - M_b}{l} + H \cdot \tan \alpha \\ V_b &= B_0 + \frac{M_a - M_b}{l} - H \cdot \tan \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

α ist der Winkel der Kämpfersehne mit der Wagerechten (+, wenn die Sehne, wie in Fig. 9, nach links fällt). A_0 und B_0 sind die lotrechten Auflagerdrücke für den Fall, daß der Bogen frei aufliegt.

Die Lage der Kämpferresultierenden R_a und R_b ist durch die Abschnitte x_a/y_a und x_b/y_b zu bestimmen (s. Fig. 9). Dafür gilt

$$\left. \begin{aligned} x_a &= \frac{M_a}{V_a}; & y_a &= \frac{M_a}{H - K} \\ x_b &= \frac{M_b}{V_b}; & y_b &= \frac{M_b}{H} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (15)$$

x_a, x_b sind wagerechte und y_a, y_b sind lotrechte Abschnitte; die wagerechten Abschnitte sind positiv,

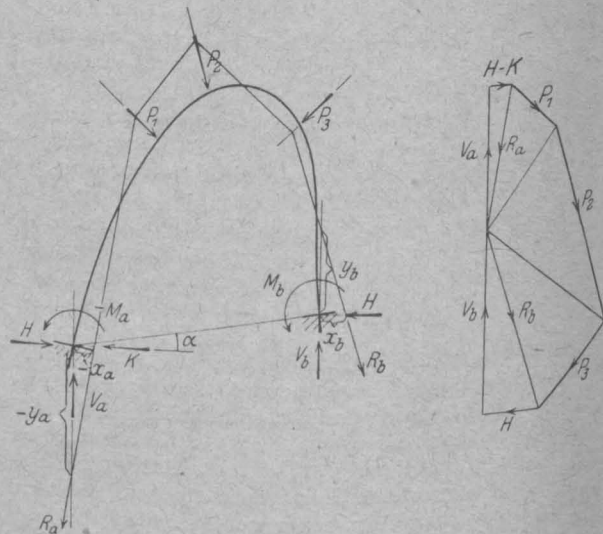


Fig. 9.

wenn sie von den Auflagern nach außen zu weisen, desgl. die lotrechten, wenn sie nach oben fallen (s. Fig. 9). K ist die beim Hauptsystem anzunehmende durch das Gleichgewicht bedingte wagerechte Kraft für das Auflager links (wagerechte Komponente der äußeren Kräfte).

Nachdem R_a und R_b ihrer Lage nach bekannt sind, ist ein Kräfteck zu zeichnen, woraus die Größe dieser Kräfte herausgemessen und womit überdies die Stützlinie vervollständigt werden kann (s. Fig. 9). Das Kräfteck muß sich schließen.

5. Der Einfluß der Temperaturänderungen.

Für die gleichmäßige Erwärmung um t^0 beträgt die Vergrößerung der Spannweite beim frei aufliegenden Fall

$$\Delta l = \alpha t^0 l \dots \dots \dots (16)$$

die Verdrehung der Kämpferquerschnitte ist

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{a_0} &= \frac{A_1 \cdot \tan \alpha}{1} \\ \alpha_{b_0} &= -\frac{A_1 \cdot \tan \alpha}{1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17)$$

Die Momente im Hauptsystem sind mithin ge-

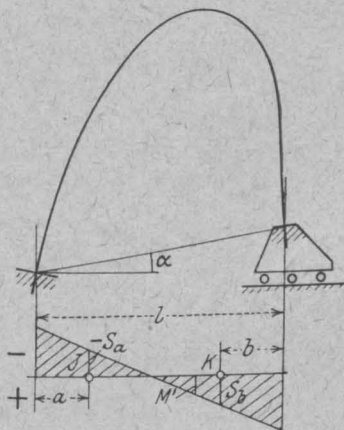


Fig. 10.

maß der Gl. (7) durch die Festlinienabschnitte bestimmt (s. Fig. 10)

$$\left. \begin{aligned} S_a &= -\frac{a}{1} \frac{A_1 \cdot \tan \alpha}{1\beta} \\ S_b &= \frac{b}{1} \frac{A_1 \cdot \tan \alpha}{1\beta} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (18)$$

Die Überzählige H berechnet sich nach Gl. (9)

$$H = \frac{A}{\delta},$$

wo nunmehr

$$A = A_1 + \sum y_0 \cdot M' \cdot w \dots \dots \dots (19)$$

δ hat die Bedeutung wie vor (Gl. 10).

Die Momente im Hauptsystem (M') sind hier meist belanglos; bei gleich hohen Kämpfern ($\alpha = 0$) verschwinden sie ganz. Das zweite Glied der Gl. (19) ist gegenüber A_1 in der Regel sehr klein.

Um die endgültigen Momente zu bestimmen, dient Gl. (13).

6. Berücksichtigung elastisch verschieblicher Auflager.

Die Berechnung ist in der gleichen Weise wie vor durchzuführen. Nur gilt anstatt der Gl. (9) für die Überzählige nunmehr der Ausdruck

$$H = \frac{A}{\delta + \lambda}, \dots \dots \dots (20)$$

wo λ die Vergrößerung der Spannweite infolge der bei weggenommenem Bogen an den Auf-

lagern von innen nach außen wirkenden wagrechten Kräfte Eins ist.

Der Fall kommt z. B. bei dem Bogen mit in der Kämpfersehne angeordnetem Zugband vor.

Sonderfälle.

a) Der Zweigelenrahmen ($\epsilon_a = \epsilon_b = \infty$).

Die Momente im Hauptsystem (M') stimmen mit den Momenten M_0 für den Fall frei drehbarer Lagerung überein. Beim Zustand $H = -1$ fällt die Schlußlinie mit der Kämpfersehne zusammen; es ist mithin $u = y_0$.

Überzählige

infolge Belastung
$$H = \frac{\sum y_0 \cdot M_0 \cdot w}{\sum y_0^2 \cdot w} \dots \dots (21)$$

Temperatur
$$H = \frac{\alpha t^0 l}{\sum y_0^2 \cdot w} \dots \dots (22)$$

Endgültiges Schnittmoment

$$M = M_0 - H \cdot y_0 \dots (23)$$

Lotrechte Auflagerkräfte

$$\left. \begin{aligned} V_a &= A_0 + H \cdot \tan \alpha \\ V_b &= B_0 - H \cdot \tan \alpha \end{aligned} \right\} (24)$$

Bei gleich hohen Kämpfern ($\alpha = 0$) ist $V_a = A_0$ und $V_b = B_0$.

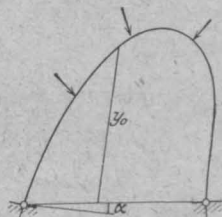


Fig. 11.

Die Stützlänge geht durch die Gelenke hindurch.

b) Der fest eingespannte Bogen ($\epsilon_a = \epsilon_b = 0$).

Festpunktabstände

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{\sum x x' \cdot w}{\sum x' \cdot w} \\ b &= \frac{\sum x x' \cdot w}{\sum x \cdot w} \end{aligned} \right\} (25)$$

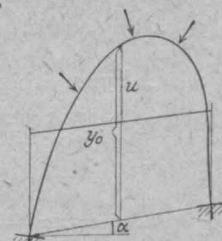


Fig. 12.

Festlinienabschnitte

infolge Belastung
$$\left. \begin{aligned} S_a &= -\frac{\sum x' \cdot M_0 \cdot w}{\sum x' \cdot w} \\ S_b &= -\frac{\sum x \cdot M_0 \cdot w}{\sum x \cdot w} \end{aligned} \right\} (26)$$

infolge Temperatur
$$\left. \begin{aligned} S_a &= -\frac{\alpha t^0 \cdot \tan \alpha}{\sum x' \cdot w} \\ S_b &= \frac{\alpha t^0 \cdot \tan \alpha}{\sum x \cdot w} \end{aligned} \right\} \dots (27)$$

" $H = -1$
(für Ordinaten u)
$$\left. \begin{aligned} s_a &= \frac{\sum x' \cdot y_0 \cdot w}{\sum x' \cdot w} \\ s_b &= \frac{\sum x \cdot y_0 \cdot w}{\sum x \cdot w} \end{aligned} \right\} \dots (28)$$

Überzählig

infolge Belastung
$$H = \frac{\sum y_0 \cdot M' \cdot w}{\sum y_0 \cdot u \cdot w} \dots (29)$$

" Temperatur
$$H = \frac{\alpha t^0 + \sum y_0 \cdot M' \cdot w}{\sum y_0 \cdot u \cdot w} \dots (30)$$

Endgültiges Schnittmoment

$M = M' - H \cdot u \dots (31)$

Lotrechte Auflagerkräfte

$$\left. \begin{aligned} V_a &= A_0 - \frac{M_a - M_b}{l} + H \cdot \tan \alpha \\ V_b &= B_0 + \frac{M_a - M_b}{l} - H \cdot \tan \alpha \end{aligned} \right\} \dots (32)$$

Die Stützlinie ist auf Grund der nach den Gl. (15) zu berechnenden Abschnitte x_a/y_a und x_b/y_b zu bestimmen.

c) Der symmetrische, symmetrisch gelagerte Rahmen ($\epsilon_a = \epsilon_b = \epsilon$).

Festpunktabstände

a oder b =
$$\left. \frac{\sum x x' \cdot w}{1 \cdot \left(\frac{1}{2} \sum w + \epsilon\right)} \right\} \dots (33)$$

Festlinienabschnitte

infolge Belastung

$$\left. \begin{aligned} S_a &= -a \cdot \frac{\sum x' \cdot M_0 \cdot w}{\sum x x' \cdot w} \\ S_b &= -b \cdot \frac{\sum x \cdot M_0 \cdot w}{\sum x x' \cdot w} \end{aligned} \right\} (34)$$

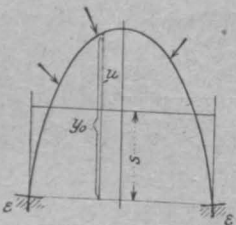


Fig. 13.

infolge Temperatur $S_a = S_b = 0 \dots (35)$

" $H = -1$
(für Ordinaten u)
$$s = \frac{\sum y_0 \cdot w}{\sum w + 2 \epsilon} \dots (36^1)$$

$\alpha_{a_0} = \alpha_{b_0} = \frac{1}{2} \sum y_0 \cdot w,$

und Gl. (6)

$\beta = \frac{1}{l^2} \sum x x' \cdot w,$

mithin Gl. (11)

$$s_a \text{ oder } s_b = s = \frac{a \cdot \frac{1}{2} \sum y_0 \cdot w}{1 \cdot \frac{1}{2} \sum x x' \cdot w} = a l \frac{\frac{1}{2} \sum y_0 \cdot w}{\sum x x' \cdot w}$$

$$= \frac{\sum x x' \cdot w}{\frac{1}{2} \sum w + \epsilon} \cdot \frac{\frac{1}{2} \sum y_0 \cdot w}{\sum x x' \cdot w} = \frac{\frac{1}{2} \sum y_0 \cdot w}{\sum w + 2 \epsilon}$$

Überzählig

infolge Belastung
$$H = \frac{\sum y_0 \cdot M' \cdot w}{\sum y_0 \cdot u \cdot w} \dots (37)$$

" Temperatur
$$H = \frac{\alpha t^0 + \sum y_0 \cdot M' \cdot w}{\sum y_0 \cdot u \cdot w} \dots (38)$$

Endgültiges Schnittmoment

$M = M' - H \cdot u \dots (39)$

Lotrechte Auflagerkräfte

$$\left. \begin{aligned} V_a &= A_0 - \frac{M_a - M_b}{l} \\ V_b &= B_0 + \frac{M_a - M_b}{l} \end{aligned} \right\} \dots (40)$$

Die Stützlinie folgt nach den Regeln unter 4.

d) Der symmetrische fest eingespannte Rahmen ($\epsilon = 0$).

a oder b =
$$\left. \frac{\sum x x' \cdot w}{\frac{1}{2} l \sum w} \right\} \dots (41)$$

Festlinienabschnitte

infolge Belastung

$$\left. \begin{aligned} S_a &= -\frac{\sum x' \cdot M_0 \cdot w}{\frac{1}{2} l \sum w} \\ S_b &= -\frac{\sum x \cdot M_0 \cdot w}{\frac{1}{2} l \sum w} \end{aligned} \right\} (42)$$

1) Ableitung. Es ist Gl. (12)

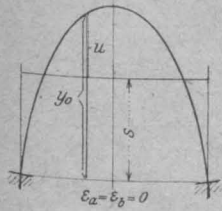


Fig. 14.

infolge Temperatur
 $S_a = S_b = 0 \dots 43$

infolge $H = -1$
 (für Ordinaten u)

$$s = \frac{\sum y_0 \cdot w}{\sum w} \dots 44$$

Überzählige

infolge Belastung

$$H = \frac{\sum y_0 \cdot M' \cdot w}{\sum y_0 \cdot u \cdot w} \dots 45$$

infolge Temperatur

$$H = \frac{\alpha t^0 l}{\sum y_0 \cdot u \cdot w} \dots 46$$

Endgültiges Schnittmoment

$$M = M' - H \cdot u \dots 47$$

Die Stützlinie ist nach den Regeln unter 4. zu bestimmen.

Beispiel 1. Es ist der in Fig. 15 dargestellte

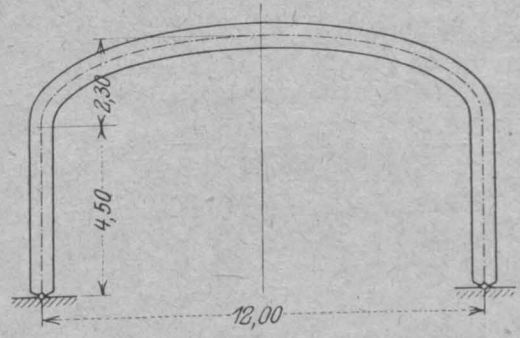


Fig. 15.

Zweigelenrahmen zu berechnen. Der Querschnitt desselben sei konstant. Die Belastung ist aus

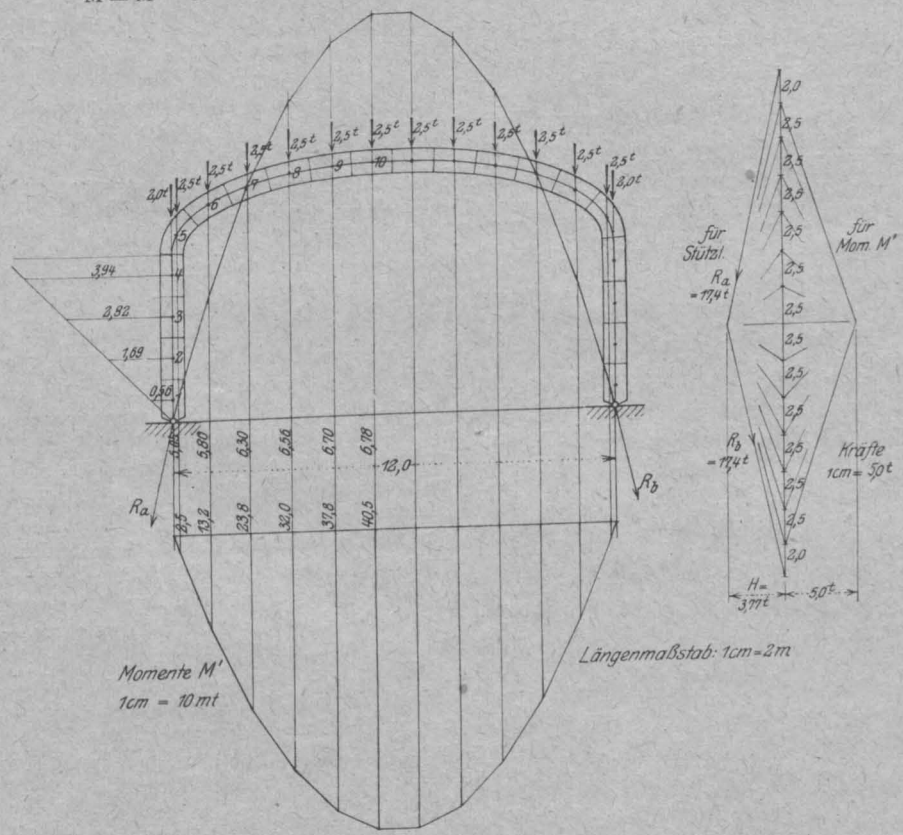


Fig. 16.

Lotrechte Auflagerkräfte

$$\left. \begin{aligned} V_a &= A_0 - \frac{M_a - M_b}{l} \\ V_b &= B_0 + \frac{M_a - M_b}{l} \end{aligned} \right\} \dots 48$$

Fig. 16 ersichtlich. Es gelten die Gl. (21) bis (24). Die Momente für den frei aufliegenden Fall sind zeichnerisch ermittelt worden (s. Fig. 16).

Die Gleichung für die Überzählige (Gl. 21) geht über in

$$H = \frac{\sum y_0 \cdot M_0}{\sum y_0^2}$$

bei gleichmäßiger Einteilung des Rahmens und unveränderlichem Trägheitsmoment kann w als fester Wert vor das Summenzeichen kommen und hebt sich infolgedessen auf.

Man erhält unter Bezug auf Fig. 16 die nebenstehende Tabelle 1.

Durch Summieren erhält man aus der zweiten und vierten Spalte

$$\frac{1}{2} \sum y_0^2 = 259,36 \text{ m}^2,$$

$$\frac{1}{2} \sum y_0 \cdot M_0 = 976,9 \text{ m}^2 \text{ t},$$

somit

$$H = \frac{976,9}{259,36} = 3,77 \text{ t}.$$

Das endgültige Schnittmoment ist (Gl. 23)

$$M = M_0 - H \cdot y_0$$

Die hiernach erhaltenen Werte sind aus der letzten Spalte der vorstehenden Tabelle ersichtlich.

Die lotrechten Auflagerdrücke V_a und V_b sind je gleich der halben Auflast.

Fig. 16 enthält noch die in der bekannten Weise eingezeichnete Stützlinie.

Tabelle 1.

Punkt	aus Fig. 16 y_0	y_0^2	aus Fig. 16 M_0	$y_0 \cdot M_0$	$H \cdot y_0$	M
1	0,56	0,31	—	—	2,1	— 2,1
2	1,69	2,86	—	—	6,4	— 6,4
3	2,82	7,95	—	—	10,6	— 10,6
4	3,94	15,52	—	—	14,9	— 14,9
5	5,05	25,50	2,5	12,6	19,0	— 16,5
6	5,80	33,64	13,2	76,6	21,9	— 8,7
7	6,30	39,69	23,8	149,9	23,8	0
8	6,56	43,03	32,0	209,9	24,7	7,3
9	6,70	44,89	37,8	253,3	25,3	12,5
10	6,78	45,97	40,5	274,6	25,6	14,9
		259,36		976,9		

(Schluß folgt.)

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.

(Fortsetzung von Seite 135.)

B. Das Radialgewebe.

Das Radial- oder Spinnengewebe besteht aus einem Büschel strahlenförmig verteilter Drähte, die miteinander durch konzentrische Ringe ver-

bunden werden (Fig. 3c). Die Drähte des Büschels mögen Radialdrähte, diejenigen der Ringschar Ringdrähte genannt werden.

Ich setze voraus, daß die Radialdrähte im ganzen Gewebe den gleichen Zentriwinkel $\Delta\varphi$ mit einander schließen und daß die Ringe in gleichen Abständen Δr angeordnet sind. Hiermit ist die Grundrißgestalt des Gewebes festgelegt: um die Wölbung im Aufriß zu bestimmen, ist noch für jeden Punkt in Richtung der Polarkoordinaten r und φ die Ordinate w in Richtung der $+z$ -Achse zu ermitteln. (Fig. 8).

Im Knotenpunkt k kreuzen sich die Drähte R_i, R_l, R_m, R_n ; der jeweilige Neigungswinkel gegen die Grundrißebene sei der Reihe nach mit $\omega_i, \omega_l, \omega_m, \omega_n$ bezeichnet. Die zugehörigen Spannkraften mögen den Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} R_i &= S_1 (2r - \Delta r) \sin \frac{\Delta\varphi}{2} \sec \omega_i \\ R_l &= S_1 (2r - \Delta r) \sin \frac{\Delta\varphi}{2} \sec \omega_l \\ R_m &= S_1 \Delta r \sec \omega_m \\ R_n &= S_1 \Delta r \sec \omega_n \end{aligned} \right\} \dots (18)$$

folgen: unter S_1 ist eine als Vergleichsmaß dienende Einheitsspannung zu verstehen.

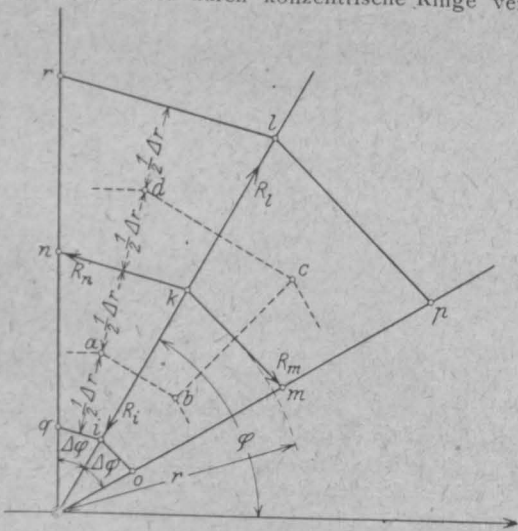


Fig. 8.

Ich zerlege jede Größe R in eine in die Grundrißebene fallende Teilkraft $R' = R \cos \omega$ und in eine, der $+w$ -Achse parallel gerichtete Teilkraft $R'' = R \sin \omega$.

Für die erste Gruppe von Teilkraften gelten die Gleichgewichtsbedingungen:

$$(R_1' - R_i') - (R_m' + R_n') \sin \frac{\Delta \varphi}{2} = 0,$$

$$(R_n' - R_m') \cos \frac{\Delta \varphi}{2} = 0.$$

Man kann sich leicht überzeugen, daß diese beiden Gleichungen durch die Größen R der Gleichungsgruppe (18) von vornherein befriedigt sind.

Die Teilkraften R'' müssen im Verein mit der im Punkte k angreifenden und in Richtung der $+w$ -Achse wirkenden Last P_k die dritte Gleichgewichtsbedingung

$$(R''_1 - R_i'') + (R_n'' - R_m'') + P_k = 0 \quad (19)$$

erfüllen.

Bedenkt man, daß der Last P_k die Belastungsfläche $a b c d$ mit dem Flächeninhalt

$$2r \cdot \Delta r \cdot \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \cos \frac{\Delta \varphi}{2}$$

entspricht, und setzt man daher

$$P_k = 2p f \Delta r \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \cos \frac{\Delta \varphi}{2},$$

so geht die Gleichung (19) im Einklang mit den Werten R der Gleichungsgruppe (18) über in

$$\begin{aligned} & 2r S_1 \sin \frac{\Delta \varphi}{2} (\tan \omega_1 - \tan \omega_i) \\ & + S_1 \Delta r \sin \frac{\Delta \varphi}{2} (\tan \omega_1 + \tan \omega_i) \\ & + S_1 \Delta r (\tan \omega_n - \tan \omega_m) \\ & + 2p r \Delta r \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \cos \frac{\Delta \varphi}{2} = 0. \end{aligned}$$

Hieraus folgt auch:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\Delta r} \sec \frac{\Delta \varphi}{2} (\tan \omega_1 - \tan \omega_i) \\ & + \frac{1}{2r} \sec \frac{\Delta \varphi}{2} (\tan \omega_1 + \tan \omega_i) \\ & + \frac{\tan \omega_n - \tan \omega_m}{2r \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \cos \frac{\Delta \varphi}{2}} + \frac{p}{S_1} = 0. \end{aligned}$$

Es ist nun

$$\begin{aligned} \tan \omega_1 &= \frac{w_1 - w_k}{\Delta r \sec \frac{\Delta \varphi}{2}}; & \tan \omega_i &= \frac{w_k - w_i}{\Delta r \sec \frac{\Delta \varphi}{2}}; \\ \tan \omega_n &= \frac{w_n - w_k}{2r \tan \frac{\Delta \varphi}{2}}; & \tan \omega_m &= \frac{w_k - w_m}{2r \tan \frac{\Delta \varphi}{2}}. \end{aligned}$$

und daher:

$$\begin{aligned} & \frac{(w_1 - w_k) - (w_k - w_i) + \frac{1}{2} \cdot \frac{(w_1 - w_i)}{2 \Delta r}}{(\Delta r)^2} \\ & + \frac{(w_n - w_k) - (w_k - w_m) + \frac{p}{S_1}}{\left(2r \sin \frac{\Delta \varphi}{2}\right)^2} = 0. \end{aligned}$$

Führt man im ähnlichen Sinne wie im vorigen Abschnitt die partiellen Differenzen

$$\frac{w_1 - w_i}{2 \Delta r} = \frac{(\Delta w_k)_r}{\Delta r},$$

$$\frac{(w_1 - w_k) - (w_k - w_i)}{(\Delta r)^2} = \frac{(\Delta^2 w_k)_r}{(\Delta r)^2},$$

$$\frac{(w_n - w_k) - (w_k - w_m)}{\left(2r \sin \frac{\Delta \varphi}{2}\right)^2} = \frac{(\Delta^2 w_k)_\varphi}{\left(2r \sin \frac{\Delta \varphi}{2}\right)^2}$$

ein, so lautet die Bestimmungsgleichung der elastischen Fläche des Spinnengewebes:

$$\frac{(\Delta^2 w_k)_r}{(\Delta r)^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{(\Delta w_k)_r}{\Delta r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{(\Delta^2 w_k)_\varphi}{\left(2 \sin \frac{\Delta \varphi}{2}\right)^2} = -\frac{p}{S_1} \quad (20)$$

Läßt man zugleich Δr und $\Delta \varphi$ unendlich klein werden, so erhält man beim Grenzübergang:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial w}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial \varphi^2} = -\frac{p}{S_1}.$$

In dieser Gestalt ist die Differentialgleichung der elastischen Haut in Polarkoordinaten unmittelbar zu erkennen. Der Beweis ist zugleich erbracht, daß es möglich ist, die elastische Haut durch das Spinnengewebe abzubilden.

Im Falle einer achsensymmetrischen Gestaltung und Belastung der Haut ist $w_n = w_m$. Die Gewebegleichung nimmt dann in Übereinstimmung mit der Gleichung

$$\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial w}{\partial r} = -\frac{p}{S_1}$$

die einfachere Form an:

$$\frac{w_1 - 2w_k + w_i}{(\Delta r)^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{(w_1 - w_i)}{2 \Delta r} = -\frac{p}{S_1} \quad (21)$$

Da sich im Mittelpunkt des Gewebes im allgemeinen mehr als vier Drähte kreuzen, so weicht die Gleichgewichtsgleichung für den Mittelpunkt von der allgemeinen Grundgleichung etwas ab.

Es entspricht nämlich der Spannkraft

$$R_i = -S_1 \Delta r \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \sec \omega_i$$

im Einklang mit Fig. 8a die aufwärts gerichtete Teilkraft

$$\begin{aligned} R_i'' &= R_i \sin \omega_i = -S_1 \Delta r \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \tan \omega_i \\ &= -S_1 \sin \frac{\Delta \varphi}{2} (w_k - w_i) \cos \frac{\Delta \varphi}{2}. \end{aligned}$$

Die Gleichgewichtsgleichung für den Mittelpunkt lautet also

$$P_k + \sum_{i=1}^{i=n} R_i'' = P_k - S_1 \cos \frac{\Delta \varphi}{2} \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \sum_{i=1}^{i=n} (w_k - w_i) = 0.$$

Die Summation ist hierbei über die n an den Mittelpunkt anschließenden Drähte zu erstrecken

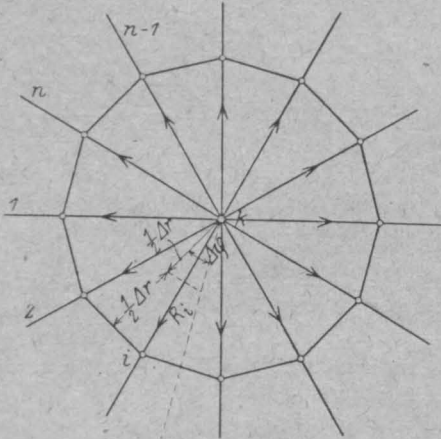


Fig. 8a.

Wird nun

$$P_k = p n \left(\frac{\Delta r}{2}\right)^2 \sin \frac{\Delta \varphi}{2} \cos \frac{\Delta \varphi}{2}$$

gesetzt, so geht die Mittelpunktgleichung über in

$$n \left(\frac{\Delta r}{2}\right)^2 \sum_{i=1}^{i=n} (w_i - w_k) = -\frac{p}{S_1} \quad \dots (22)$$

$$\xi = \frac{S_1 S_2}{4 N z_k (\Delta r \Delta \varphi)^2} [z_i (r - r_k) (r - r_l) - 2 z_k (r - r_l) (r - r_i) + z_l (r - r_l) (r - r_k)] \\ [z_m (\varphi - \varphi_k) (\varphi - \varphi_n) - 2 z_k (\varphi - \varphi_n) (\varphi - \varphi_m) + 2 z_n (\varphi - \varphi_m) (\varphi - \varphi_k)]$$

Aus der Gegenüberstellung der allgemeinen Gewebegleichung (20) und der Momentengleichung

$$\frac{\partial^2 M}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial M}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 M}{\partial \varphi^2} = -p$$

gewinnt man die einfache Beziehung

$$M = w S_1.$$

Ebenso folgt aus dem Vergleich der Differenzengleichung

$$\frac{(\Delta^2 z_k)_r}{(\Delta r)^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{(\Delta z_k)_r}{\Delta r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{(\Delta^2 z_k)_\varphi}{(2 \sin \frac{\Delta \varphi}{2})^2} = -\frac{w}{S_2} = -\frac{M}{S_1 S_2}$$

mit der Differentialgleichung

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial \varphi^2} = -\frac{M}{N}$$

die zweite Verknüpfung

$$\xi = z \frac{S_1 S_1}{N}.$$

Wie beim Gewebe mit rechtwinkligen

Maschen ist somit die Berechnung der Formänderung der elastischen Platte auf die aufeinanderfolgende Lösung der Differenzgleichungen der w- und z-Werte zurückgeführt.

Zur Bestimmung der Momente der Biegunngsspannungen in radialer und tangentialer Richtung sowie de Drillungsmomente dienen die Formeln

$$\left. \begin{aligned} s_r &= -N \left[\frac{\partial^2 \xi}{\partial r^2} + \frac{1}{m} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial \varphi^2} \right) \right] \\ s_t &= -N \left[\left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial \varphi^2} \right) + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial r^2} \right] \\ t_r &= -\frac{m-1}{m} N \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varphi} \right) \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Um die partiellen Differentialquotienten durch Differenzen ausdrücken zu können, sei wie früher die elastische Fläche im Bereiche des Punkthaufens i, k, l, m, n, o, p, q, r (Fig. 8b) durch die Schmiegungsfläche

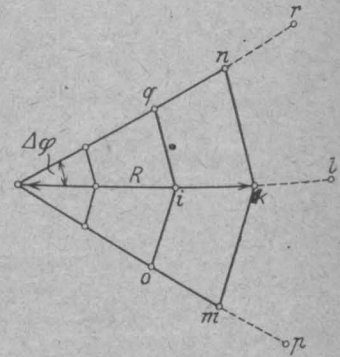


Fig. 8b.

ersetzt. Aus dieser Gleichung leite ich für den Punkt r_k, φ_k die Werte

$$\begin{aligned} -N \frac{\partial^2 \xi}{\partial r^2} &= \frac{S_1 S_2}{(\Delta r)^2} (2 z_k - z_i - z_l) \\ -N \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial r} &= -\frac{S_1 S_2}{2 r_k \Delta r} (z_l - z_i), \\ -N \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \xi}{\partial \varphi^2} &= \frac{S_1 S_2}{r_k^2 (\Delta \varphi)^2} (2 z_k - z_m - z_n), \\ -N \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varphi} \right) &= -\frac{S_1 S_2}{4 r_k \Delta r \Delta \varphi} (z_n - z_m) \left(\frac{z_l - z_i}{z_k} - \frac{2 \Delta r}{r_k} \right) \\ &= \frac{S_1 S_2}{4 r_k \Delta r \Delta \varphi} \left[(z_p + z_q) - (z_o + z_r) + \frac{2 \Delta r}{r_k} (z_n - z_m) \right]. \end{aligned}$$

ab und erhalte sodann:

$$\left. \begin{aligned} s_r &= \frac{S_1 S_2}{(A r)^2} \left\{ (2 z_k - z_i - z_l) + \frac{1}{m} \left[\frac{A r}{r_k} \cdot \frac{(z_i - z_l)}{2} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{(A r)^2}{(r_k A \varphi)^2} (2 z_k - z_m - z_n) \right] \right\} \\ s_t &= \frac{S_1 S_2}{(A r)^2} \left\{ \frac{A r}{r_k} \cdot \frac{(z_i - z_l)}{2} + \left(\frac{A r}{r_k A \varphi} \right)^2 (2 z_k - z_m - z_n) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{m} (2 z_k - z_i - z_l) \right\} \\ t_r &= \frac{m-1}{m} \cdot \frac{S_1 S_2}{4 r_k A \varphi A r} \left[(z_p + z_q) - (z_o + z_r) \right. \\ &\quad \left. + \frac{2 A r}{r_k} (z_n - z_m) \right] \end{aligned} \right\} (25)$$

Für die Scherkräfte in radialen und tangentialen Flächenelementen ergibt sich schließlicly aus den Formeln

$$v_r = \frac{\partial M}{\partial r},$$

$$v_t = \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial M}{\partial \varphi}$$

in Übereinstimmung mit der Gleichung $M = w S_1$:

$$\left. \begin{aligned} v_r &= \frac{S_1}{2 A r} (w_l - w_i) \\ v_t &= \frac{S_1}{2 r_k A \varphi} (w_n - w_m) \end{aligned} \right\} \dots (26)$$

Aus den Formeln (24)–(26) lassen sich unschwer die Randscherkräfte und die Drillungsmomente bestimmen.

Für die kreisförmige Platte gelangt man auf Grund ähnlicher Überlegungen wie bei der rechteckigen Platte sowie unter Zugrundelegung der aus Fig. 8 b ersichtlichen Bezeichnungen zu den Beziehungen

$$\begin{aligned} w_q + w_r &= z_q + z_r = 0, & w_i + w_l &= z_i + z_l = 0, \\ w_o + w_p &= z_o + z_p = 0; \\ v_r &= - \frac{S_1 w_i}{A r} \\ t_r &= \frac{m-1}{m} \cdot \frac{S_1 S_2}{2 R A \varphi} \cdot \frac{(z_q - z_o)}{A r}. \end{aligned}$$

Man erkennt ohne weiteres, daß die Stützdrähte die unmittelbare Verlängerung der Radialdrähte bilden.

Die lotrechte Komponente ihrer Spannkraft stimmt hierbei mit der jeweiligen Randscherkraft der Platte vollkommen überein.

C. Das Gewebe mit dreieckigen Maschen.

Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, daß es möglich ist, die elastische Haut durch ein Gewebe mit rechtwinkligen Maschen oder durch ein Radialgewebe abzubilden. Die Wahl der Gewebeart entsprach hierbei den Eigenschaften des für die Darstellung der elastischen Fläche benutzten Koordinatensystems.

Kennzeichnend für beide Gewebe ist die Zerlegung der elastischen Haut in viereckige Streifen, deren Randspannungen durch die Spannkräfte von vier Drähten ersetzt werden, die sich in einem Knotenpunkt kreuzen. Gibt man den Streifen eine andere Gestalt, so müssen sich die Anzahl und die Lage der Drähte, deren Spannkräfte die Randspannungen vertreten sollen, und mithin auch die Gewebeform ändern.

Es ist von vornherein einleuchtend, daß unter den verschiedenen Möglichkeiten der Streifenzerlegung und der Gewebebildung diejenige den

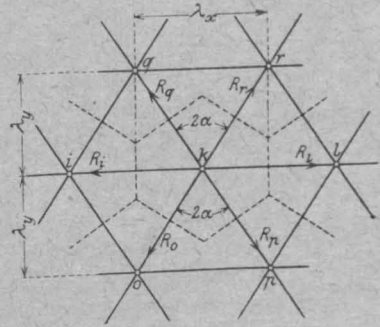


Fig. 9.

Vorzug verdient, die in der Gestalt der Maschen eine geometrische Verwandtschaft mit der Umgrenzung der elastischen Haut erkennen läßt. Die Verknüpfung zwischen Gewebeart und Gestalt der Haut ist bei gleichschenkligen Drei-, Vier- und Sechsecken besonders einfach. Wie die Abbildungen 3a und 9 zeigen, gelangt man durch Zerlegung der Haut in Sechsecke zu einem Gewebe, das in jedem Knotenpunkt sechs Drähte vereinigt und hexagonales Gewebe genannt werden möge¹³⁾.

Die großen Vorteile, welche die Anwendung dieses Gewebes auf die Berechnung dreieckförmiger Platten bietet, lassen eine kurze Untersuchung seiner statischen Eigenschaften zweckmäßig erscheinen.

Bezeichnet man nach Fig. 9 mit

- λ_x : die Maschenweite in Richtung der x-Achse,
- λ_y : " " " " " y-Achse,
- 2α : den Winkel, den zwei benachbarte, gleich lange Netzlinien mit einander bilden,
- w_k : die in Richtung der z-Achse gemessene Ordinate des Knotenpunktes k des Gewebes,
- ω_n : den Neigungswinkel des n^{ten} Drahtes gegen die x, y-Ebene,

¹³⁾ Die eigenartige Gliederung der sechseckigen Streifen erinnert an die Verteilung der Zellen von Bienenwaben: das hexagonale Gewebe könnte daher auch mit Recht als Bienengewebe bezeichnet werden.

so können die Spannkräfte $R_i, R_o, R_p, R_l, R_r, R_q$ der sechs sich im Knotenpunkt k kreuzenden Drähte durch die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} R_i &= S_1 \left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{2} \tan \alpha \right) \sec \omega_i \\ R_o &= S_1 \frac{\lambda_x}{2} \sec \alpha \sec \omega_o \\ R_p &= S_1 \frac{\lambda_x}{2} \sec \alpha \sec \omega_p \\ R_l &= S_1 \left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{2} \tan \alpha \right) \sec \omega_l \\ R_r &= S_1 \frac{\lambda_x}{2} \sec \alpha \sec \omega_r \\ R_q &= S_1 \frac{\lambda_x}{2} \sec \alpha \sec \omega_q \end{aligned} \right\} (27)$$

dargestellt werden. Zerlegt man wie früher jedes R in die Teilkräfte $R' = R \cos \omega$ und $R'' = R \sin \omega$, so müssen letztere den Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{aligned} (R_i' - R_l') + [(R_o' - R_p') + (R_q' - R_r')] \sin \alpha &= 0, \\ [(R_o' + R_p') - (R_q' + R_r')] \cos \alpha &= 0, \end{aligned}$$

$(R_i'' - R_l'') + (R_r'' - R_o'') + (R_p'' - R_q'') + P_k = 0$ genügen. Unter P_k ist hierbei wie früher die Belastung des Knotenpunktes k zu verstehen.

Die beiden ersten Bedingungen werden von den Werten R der Gleichungsgruppe (27) von vornherein befriedigt. Aus der dritten folgt aber, wenn $P_k = p \lambda_x \lambda_y$ gesetzt wird:

$$\begin{aligned} \left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{2} \tan \alpha \right) (\tan \omega_i - \tan \omega_l) + \frac{\lambda_x}{2} \sec \alpha [(\tan \omega_r - \tan \omega_o) + (\tan \omega_p - \tan \omega_q)] + \frac{p}{S_1} \lambda_x \lambda_y &= 0, \\ \frac{\lambda_y - \frac{\lambda_x}{2} \tan \alpha}{\lambda_x} (w_l - 2 w_k + w_i) + \tan \alpha [(w_r - 2 w_k + w_o) + (w_p - 2 w_k + w_q)] + \frac{p}{S_1} \lambda_x \lambda_y &= 0, \\ (1 - \tan^2 \alpha) \left(\frac{w_l - 2 w_k + w_i}{\lambda_x^2} \right) + \frac{1}{2} \left[\frac{(w_r - 2 w_k + w_o)}{\lambda_y^2} + \frac{(w_p - 2 w_k + w_q)}{\lambda_y^2} \right] + \frac{p}{S_1} &= 0 \dots \dots \dots (28) \end{aligned}$$

Hiermit ist die Bestimmungsgleichung der w -Ordinaten gewonnen. Die zugehörige Gleichung der z -Ordinaten lautet:

$$(1 - \tan^2 \alpha) \frac{(z_l - 2 z_k + z_i)}{\lambda_x^2} + \frac{1}{2} \left[\frac{(z_r - 2 z_k + z_o)}{\lambda_y^2} + \frac{(z_p - 2 z_k + z_q)}{\lambda_y^2} \right] + \frac{w_k}{S_2} = 0 \dots \dots \dots (29)$$

Bilden die Maschen gleichseitige Dreiecke von der Seitenlänge λ , so nimmt die Gewebegleichung die einfache Form an:

$$\left. \begin{aligned} 4 w_k - \frac{2}{3} (w_i + w_l + w_o + w_p + w_q + w_r) \\ 4 z_k - \frac{2}{3} (z_i + z_l + z_o + z_p + z_q + z_r) \end{aligned} \right\} = \frac{p \lambda^2}{S_1} = \frac{w_k \lambda^2}{S_2} = \frac{M_k \lambda^2}{S_1 S_2} \dots (30)$$

Aus den w - und z -Werten lassen sich wie früher die Momentensumme $M = w S_1$ und die elastische Verschiebung $\xi = \frac{z}{N} S_1 S_2$ ableiten.

Entsprechend der Eigenart des Gewebes erscheint es naheliegend, die Biegungsspannungen nicht in Richtung der Koordinatenachsen, sondern in Richtung der in jedem Knotenpunkte sich kreuzenden Drähte zu verfolgen.

Hierzu benutze ich die für jedes rechtwinklige ξ, η -Kreuz geltende Beziehung:

$$\begin{aligned} M &= -N \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \eta^2} \right), \\ N \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \xi^2} &= - \left(M + N \frac{\partial^2 \xi}{\partial \eta^2} \right), \\ N \frac{\partial^2 \xi}{\partial \eta^2} &= - \left(M + N \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \xi^2} \right), \\ s_z &= -N \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial \xi^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \eta^2} \right) \\ &= - \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial \xi^2} + \frac{M}{m}, \\ s_l &= -N \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial \eta^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 \xi}{\partial \xi^2} \right) \\ &= - \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \eta^2} + \frac{M}{m} \end{aligned}$$

und erhalte im Einklang mit nebenstehender Fig. 9a:

$$\left. \begin{aligned} s_{ik} &= \frac{m-1}{m} S_1 S_2 \frac{(2 z_k - z_p - z_q)}{(\lambda_y \sec \alpha)^2} + \frac{1}{m} S_1 w_k, \\ s_{2k} &= \frac{m-1}{m} S_1 S_2 \frac{(2 z_k - z_l - z_i)}{\lambda_x^2} + \frac{1}{m} S_1 w_k, \\ s_{3k} &= \frac{m-1}{m} S_1 S_2 \frac{(2 z_k - z_o - z_r)}{(\lambda_y \sec \alpha)^2} + \frac{1}{m} S_1 w_k. \end{aligned} \right\} (31)$$

Für die lotrechten Scherkräfte in Flächenelementen senkrecht zu den Netzlinien ergibt sich ganz entsprechend:

$$\left. \begin{aligned} v_{1k} &= \frac{\partial M}{\partial S_1} = S_1 \frac{(w_p - w_q)}{2 \lambda_y \sec \alpha}, \\ v_{2k} &= \frac{\partial M}{\partial S_2} = S_1 \frac{(w_l - w_i)}{2 \lambda_x}, \\ v_{3k} &= \frac{\partial M}{\partial S_3} = S_1 \frac{(w_r - w_o)}{2 \lambda_y \sec \alpha} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (32)$$

Zur Bestimmung des Drillungsmomentes der wagerechten Schubspannungen in Flächenelementen senkrecht zur x - oder zur y -Achse dient schließlich wie beim Gewebe mit rechteckigen Maschen die Gleichung

$$t_{xy} = -\frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} = \frac{m-1}{m} \cdot \frac{S_1 S_2}{4 \lambda_x \lambda_y} [(z_p + z_q) - (z_o + z_r)] \dots (33)$$

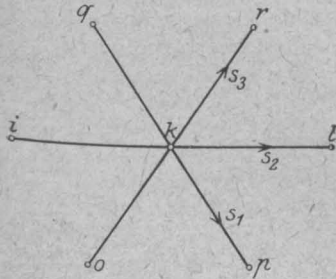


Fig. 9 a.

Um die Spannungsverteilung am Rande zu ermitteln, lassen sich, auf Grund ähnlicher Überlegungen wie beim Gewebe mit rechteckigen Maschen, den Knotenpunkten p, l der Fig. 9 b die außerhalb des Gewebes

und im gleichen Abstand vom Rande liegenden Punkte p'' l'', zuordnen, deren Ordinaten die Bedingung

$$z_p + z_{p''} = z_l + z_{l''} = 0$$

erfüllen. Führt man für die Schmiegungsfläche im Bereiche des Punkthaufens p, l, p'', l'', die Gleichung

$$\xi = + \frac{S_1 S_2}{N} \cdot \frac{v}{\lambda_y \lambda_u^2} [z_p (u'' - u)^2 + z_l (u - u_p)^2]$$

ein, so erhält man

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = + \frac{2 S_1 S_2}{N \lambda_y \lambda_u^2} [z_p (u - u_l) + z_l (u - u_p)].$$

Für den Randknotenpunkt k ergibt sich insbesondere, wenn im Einklang mit Fig. 9 b

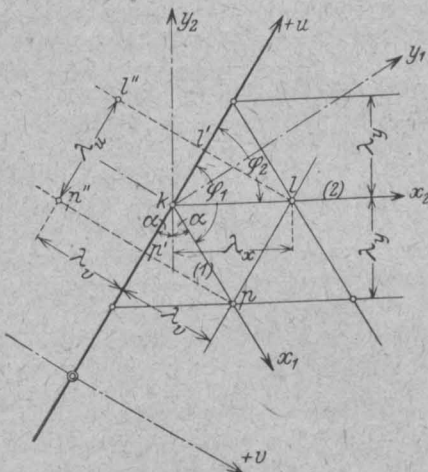


Fig. 9 b.

$$\lambda_u = \frac{\lambda_x}{2 \sin \alpha} = \frac{\lambda_y}{\cos \alpha}$$

$$\lambda_v = \lambda_x \frac{\sin 2\alpha}{2 \sin \alpha}$$

$$\lambda_u \lambda_v = \lambda_x \lambda_y,$$

$$u_k - u_p = \lambda_u \cos(2\alpha),$$

$$u_k - u_l = -\lambda_u 2 \sin^2 \alpha$$

gesetzt wird:

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = - \frac{2 S_1 S_2}{N \lambda_x \lambda_y} [2 z_p \sin^2 \alpha - z_l (1 - 2 \sin^2 \alpha)].$$

Hieraus folgt für das Randdrillungsmoment

$$t_{uv} = -\frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = -\frac{m-1}{m} \cdot \frac{2 S_1 S_2}{\lambda_x \lambda_y} [z_l (1 - 2 \sin^2 \alpha) - 2 z_p \sin^2 \alpha].$$

Die zugehörigen Werte der Momente der Biegungsspannungen in Richtung der Netzlinien (kp) und (kl) sind:

$$s_1 = -\frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial x_1^2} = -\sin(2\varphi_1) \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v}$$

$$= + \sin(4\alpha) \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = -\sin(4\alpha) t_{uv}$$

$$= \sin(4\alpha) \frac{m-1}{m} \cdot \frac{2 S_1 S_2}{\lambda_x \lambda_y} [(1 - 2 \sin^2 \alpha) z_l - 2 \sin^2 \alpha z_p],$$

$$s_2 = -\frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial x_2^2} = -\sin(2\varphi_2) \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v}$$

$$= -\sin(2\alpha) \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = + \sin(2\alpha) t_{uv}$$

$$= -\sin(2\alpha) \frac{m-1}{m} \cdot \frac{2 S_1 S_2}{\lambda_x \lambda_y} [(1 - 2 \sin^2 \alpha) z_l - 2 \sin^2 \alpha z_p]. \quad (35)$$

Die Randscherkraft im Bereiche p', k', l' wird schließlich durch die Gleichgewichtsgleichung der lotrechten Kräfte im Knotenpunkte k des Gewebes bestimmt. Man erhält unter Berücksichtigung der Gleichungsgruppe (27):

$$v_v \lambda_u = R_{p''} + R_{l''}$$

$$= S_1 \left[\frac{\lambda_x}{2} \sec \alpha \operatorname{tg} \omega_p + \left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{2} \operatorname{tg} \alpha \right) \operatorname{tg} \omega_l \right]$$

$$= S_1 \left[\frac{\lambda_x}{2} \sec \alpha \frac{w_p}{\lambda_x \operatorname{cosec} \alpha} + \left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{2} \operatorname{tg} \alpha \right) \frac{w_l}{\lambda_x} \right]$$

$$= S_1 \left[\operatorname{tg} \alpha w_p + \frac{1 - \operatorname{tg}^2 \alpha}{2 \operatorname{tg} \alpha} w_l \right]$$

und daher

$$v_v = S_1 \left(\frac{w_p \sin \alpha}{\lambda_y} + \frac{w_l}{\lambda_x} \frac{\cos 2\alpha}{\cos \alpha} \right) \dots (36)$$

Die entsprechenden Werte der Scherkräfte in den Flächenelementen senkrecht zu den Netzlinien (kp) und (kl) sind, wenn man beachtet, daß längs des Randes $v_u = 0$ ist:

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= +v_v \sin \varphi_1 = +\sin(2\alpha) v_v \\ &= +\sin 2\alpha S_1 \left(\frac{w_p \sin \alpha}{\lambda_y} + \frac{w_l \cos 2\alpha}{\lambda_x \cos \alpha} \right) \\ v_2 &= +v_v \sin \varphi_2 = +\cos \alpha v_v \\ &= +\cos \alpha S_1 \left(\frac{w_p \sin \alpha}{\lambda_y} + \frac{w_l \cos 2\alpha}{\lambda_x \cos \alpha} \right) \end{aligned} \right\} (37)$$

Hiermit ist der Spannungsverlauf am Rande hinreichend klargelegt.

Das Ziel der nachfolgenden Untersuchungen ist es nun, die Benutzung der verschiedenen Gewebeanlagen zur Behandlung der wichtigsten Belastungsfälle bei rechteckigen und dreieckigen Platten in einigen Zahlenbeispielen zu zeigen und durch den Vergleich der Rechnungsergebnisse mit denjenigen anderer Berechnungsarten die Zuverlässigkeit der neuen Theorie zu beleuchten.

(Forts. folgt.)

DIE BESTIMMUNG VON RAHMENQUERSCHNITTEN.

(Schluß statt Fortsetzung von Seite 144.)

Zur Frage „Achsen- oder Mittenmoment?“

Von Dr.-techn. Josef Kredits, Graz.

Die Verfassung einer Broschüre, betitelt „Schaulinien zur wirtschaftlichen Bestimmung exzentrisch belasteter Rechteckquerschnitte aus Eisenbeton“^{*)}, gab mir auch Anlaß, zu der von B. Löser aufgeworfenen Frage „Achsen- oder Mittenmoment?“ Stellung zu nehmen. Da ich hierbei zu etwas anderen Ergebnissen gelangte, als sie von H. Schlüter in Heft 1 dieser Zeitschrift, Jahrgang 1919, unter der Überschrift „War die bisherige Bestimmung von Rahmenquerschnitten mit dem Mittenmoment wirklich falsch?“ zum Ausdruck gebracht werden, so dürfte die Wiedergabe derselben an dieser Stelle nicht unangebracht sein.

B. Löser hat in seinem Aufsätze „Kritik und Richtigstellung der gebräuchlichsten Methoden zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf Biegung und Druck“^{**)} erstmals darauf hingewiesen, daß die Belastung des zu bestimmenden Querschnittes in vielen praktischen Fällen, wie z. B. bei Rahmen und Gewölben, nur bezogen auf die zugrunde gelegte Tragwerksachse bekannt ist, und daß es dann für die Ermittlung der notwendigen Beton- bzw. Eisenfläche von Belang ist, wie der Querschnitt zur Tragwerksachse gelegt wird, d. h. wie sich die Belastung bezogen auf den Querschnitt selbst darstellt.

Bei Fachwerken, Rahmen, Gewölben usw. legt man den zur Gewinnung der Beanspruchungen erforderlichen Untersuchungen die einzelnen Tragwerksteile ersetzende Linien zugrunde und bringt dann die bestimmten Querschnitte zur Erzielung tunlichster Übereinstimmung mit den Voraussetzungen der Rechnung derart auf diese Linien, Achsen genannt, daß eine in der Achsenrichtung wirkende Last in allen Querschnittsteilen gleiche Spannungen hervorruft, mit anderen Worten, man läßt die Schwerpunkte der „statisch wirksamen Querschnitte“, wie sie Löser treffend

nennt, mit der Achse des Tragwerksteiles zusammenfallen. Dieser „statisch wirksame Querschnitt“ darf jedoch nicht mit jenem schwächsten Querschnitte verwechselt werden, welcher der Ermittlung der größten Materialanstrengungen zugrunde zu legen ist. Man bestimmt sich also für diesen Zweck z. B. im Eisenbau den Schwerpunkt des aus einzelnen Formeisen zusammengesetzten Querschnittes, ohne, wie dies bei der Ermittlung der Materialanstrengungen oder bei Bestimmung der erforderlichen Mindestfläche gemacht werden muß, etwaige Einkerbungen oder Ausnehmungen für Niete usw. in Abzug zu bringen. Bei Gurtungen z. B. mit einheitlichem Grundquerschnitte verschiebt sich durch die der Anstrengung jedes Gurtteiles angepaßte Lamellenauflage oder sonstige Verstärkungen der Querschnittsschwerpunkt, ohne daß eine gleichzeitige Verschiebung des betreffenden Gurtteiles möglich wäre. Man legt daher den einheitlichen Gurtquerschnitt derart in die rechnermäßige Achse, daß entweder die Schwerpunkte der stark beanspruchten Querschnitte mit dieser Achse zusammenfallen, oder daß die Tragwerksachse ungefähr im Mittel der aufeinander folgenden Querschnittsschwerpunkte verläuft.

Ganz ähnlich sind die Verhältnisse im Eisenbetonbau. „Statisch wirksam“ ist der volle Betonquerschnitt einschließlich der Betonzugzone und natürlich einschließlich der Eisenfläche. Für die Ermittlung der größtmöglichen Materialanstrengungen muß jedoch auf allfällige Risse im Beton Rücksicht genommen werden, d. h. die Betonzugzone wird hierbei als nicht vorhanden angesehen.

Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist die Größe der statisch Unbestimmten und damit die Belastung der einzelnen Tragwerksquerschnitte von der Formänderung des Tragwerkes abhängig. Die Formänderung des Tragwerkes als Ganzes wieder ergibt sich aus dem Zusammenwirken der Veränderungen (Verlängerung, Verdrehung und Verzerrung), welche die aufeinander folgenden, theoretisch unendlich dünnen Tragwerksausschnitte unter den vorhandenen äußeren Lasten erfahren.

^{*)} Erscheint im Verlage „Leuschner & Lubensky“ in Graz.

^{**)} Beton und Eisen, 1915, Heft 11, Seite 155.

Die Ermittlung der Veränderungen an diesen Ausschnitten muß unbedingt mit Benutzung des vollen Querschnittes erfolgen, da, wie ohne weiteres einzusehen, allenfalls vorhandene örtliche, die Zugfestigkeit aufhebende Einrisse im Beton — im allgemeinen wählt man die Querschnittsabmessungen ohnedies derart, daß solche Einrisse vermieden werden — wohl kleine Unterschiede in den Verschiebungen des den Einriß enthaltenden Ausschnittes verursachen können, die jedoch auf die Formänderung des Tragwerkes als Ganzen nur von verschwindender Einwirkung sind. Würde man deshalb gleich alle Querschnitte aufgerissen annehmen, so erhielte man jedenfalls falsche Ergebnisse. Eine vollständig einwandfreie Bestimmung der Formänderung in den kleinsten Tragwerksteilen würde auch die Rücksichtnahme auf die Veränderlichkeit der Elastizitätsziffer des Betons mit der Einheitsbeanspruchung erfordern. Bis nun hat jedoch die allgemeine Festigkeitslehre noch kein Verfahren gezeitigt, welches eine solche Rücksichtnahme in praktisch möglicher Form gestatten würde. Es bleibt daher nur der auch allgemein übliche Ausweg, für die Bestimmung der Formänderung eines Eisenbetontragwerkes eine feste, für Zug und Druck gleichwertige Elastizitätsziffer zugrunde zu legen*).

Aus dieser Festsetzung folgt aber unmittelbar, daß die statische Querschnittsachse durch den Schwerpunkt des vollen Eisenbetonquerschnittes verläuft. Sie bietet überdies noch den Vorteil, daß die Lage der statischen Querschnittsachse von der Belastung unabhängig bleibt und daher im Tragwerke unveränderlich festliegt, was bei Berücksichtigung einer von der Spannung abhängigen Formänderungsziffer nicht der Fall wäre. Zwecks tunlichster Anpassung an die Voraussetzungen der Rechnung müssen daher die Querschnitte derart zur angenommenen Tragwerksachse gelegt werden, daß ihre statischen Achsen sich möglichst eng an diese anschmiegen, was man am besten dadurch erzielen wird, daß man für den gefährlichsten Querschnitt die statische mit der Tragwerksachse zusammenfallen läßt. Für die Querschnittsbestimmung ist

somit das errechnete Biegemoment um den Schwerpunkt des vollen Querschnittes wirkend anzunehmen.

Löser läßt die Schwerachse des mit Vernachlässigung der Betonzugzone ermittelten Querschnittes mit der Tragwerksachse zusammenfallen und baut auf dieser fehlerhaften Grundlage sein Verfahren auf. Es ergibt sich daher bei ihm nach den vorstehenden Erörterungen nicht nur ein beträchtlicher Unterschied in der Lage der rechnermäßigen und der tatsächlichen Tragwerksachse — was er vermeiden wollte —, die Tragwerksachse würde auch, wenn seine Annahme richtig wäre, ihre Lage mit der Belastung ändern; sie würde bei wechselnder Biegung, wie sie in einzelnen Rahmen- und Gewölbequerschnitten auftritt, um die Mittellinie des Querschnittes hin- und herpendeln, da ja die wirkungslose Betonzugzone einmal auf der einen, dann auf der anderen Seite derselben liegt. Löser wollte den Fehler beseitigen, der dadurch entsteht, daß man das Biegemoment auf die Mittellinie bezieht anstatt auf dessen statische Achse, ist jedoch infolge unrichtiger Auffassung des „statisch wirksamen Querschnittes“ in einen bedeutend größeren verfallen. Sein Verfahren ist unrichtig und liefert zu große Abmessungen.

Bei Rechteckquerschnitten kann die Abweichung des Gesamtschwerpunktes von der Mittellinie nie bedeutend sein. Die Ermittlung der Abmessungen in der bisher üblichen Art unter Verwendung des sogenannten Mittenmomentes führt daher nur zu verhältnismäßig geringfügigen Unterschieden gegenüber den genauen, mit dem richtigen Achsenmomente gewonnenen Ergebnissen.

In welcher Weise nicht nur das Entwerfen von auf Druck und Biegung beanspruchten Rechteckquerschnitten mit Zuhilfenahme von Schaulinien ungemein erleichtert, sondern auch die Rücksichtnahme auf die Wirkung des Biegemomentes um den Querschnittsschwerpunkt ermöglicht werden kann, wird in der eingangs erwähnten, in Kürze erscheinenden Broschüre an mehreren Beispielen gezeigt.

BETON FÜR KLEINWOHNUNGEN.

Von Geh. Regierungsrat Wernecke, Zehlendorf.

Die Welt steht unter dem Zeichen der Wohnungsnot; es fehlt überall namentlich an kleinen Wohnungen für die werktätige Bevölkerung. Die meisten Baustoffe sind knapp und müssen daher

auf das äußerste ausgenutzt werden. Der Beton hat im Wohnhausbau noch verhältnismäßig wenig Eingang gefunden, da er aber zu den Baustoffen gehört, die zurzeit leichter als manche anderen zu beschaffen und herzustellen sind, muß versucht werden, ihm eine weitere Verbreitung auf dem Gebiete des Wohnhausbaus zu sichern. Der amerikanische Betonverein (American Concrete Institute) hat daher eine Anzahl Ausschüsse eingesetzt

*) Die österreichische Vorschrift vom 15. 6. 1911 über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Stampfbeton (Wien 1911, in Kommission bei Lehmann & Wentzel) schreibt dies auch ausdrücklich vor (§ 5, Absatz 8, Punkt d).

die über die Verwendung von Beton für Kleinwohnungen berichten sollen, und da das Ergebnis ihrer Erörterungen im wesentlichen auch auf europäische Verhältnisse zutrifft, sei es hier im Auszug mit einigen Bemerkungen wiedergegeben.

Von dem Betonhaus kann mit Recht behauptet werden, daß es allen gesundheitlichen Ansprüchen genügt; zu seinen Vorteilen gehört ferner, daß es feuersicher und wetterbeständig ist und eine lange Lebensdauer besitzt. Man muß unterscheiden zwischen ganz aus Beton bestehenden Häusern, bei denen also die Tragteile, ferner die Außenwände sowohl als auch die inneren Scheidewände aus Beton bestehen, weiter solchen, bei denen nur die tragenden Teile aus Beton hergestellt sind, die durch sie gebildeten Felder aber mit einem anderen Baustoff ausgefüllt sind und deren innere Wände dann auch meist aus anderen Baustoffen bestehen. Je nach dem Umfang, in dem der Beton teilweise oder ausschließlich verwendet wird, sind die obengenannten Eigenschaften in höherem oder geringerem Grade vorhanden.

Der Vorwurf, daß Betonwände feucht und daher gesundheitsschädlich sind, muß zurückgewiesen werden, wenn auch diese Ansicht in gewissen Kreisen verbreitet ist. Es gibt zwar ältere Häuser, für die sie zutrifft. An dünnen, einseitig abgekühlten Wänden kann sich freilich leicht Feuchtigkeit niederschlagen, das hat aber mit der Durchlässigkeit für Nässe nichts zu tun und kann verhindert werden, wenn eine Seite so verputzt wird, daß durch eine Zwischenlage zwischen Wand und Putz eine trennende Luftschicht geschaffen wird. Die Kosten eines Betonhauses dürften zwar meist etwas höher als die eines Hauses aus den sonst üblichen Baustoffen sein, dafür hat der Beton aber gewisse andere, zum Teil schon genannte Vorteile, die seine Überlegenheit gegenüber anderen Baustoffen begründen.

Bei der Anwendung des Betons auf den Hausbau sind natürlich gewisse Schwierigkeiten, die in der Eigenart des Baustoffes begründet sind, zu überwinden, aber es gibt heutzutage genug Musterbauten, an denen der Anfänger im Betonbau die Eigenheiten des Betonbaus ergründen kann, ehe er daran geht, selbst praktische Versuche auf diesem Gebiet zu machen. Am wenigsten von den älteren Bauverfahren weicht das Bauen mit Betonblöcken ab; ganz andere Gesichtspunkte sind beim Zusammenbau von Häusern aus größeren, fabrikmäßig hergestellten Teilen zu beachten, und am größten sind die Abweichungen von den älteren Bauverfahren bei der Herstellung eines Betongebäudes in einem Stück, als Monolith, was bei der Eigenart des Betons das eigentliche Anwendungsgebiet dieses Baustoffes ist.

Größere, fabrikmäßig hergestellte Teile können nur dann für Betonhäuser in Frage kommen, wenn eine erhebliche Zahl von Häusern nach einem

Einheitsentwurf gebaut werden soll. Sie bedürfen dann zur Errichtung besonderer Hebevorrichtungen, deren Anschaffung auch nur lohnt, wenn sie dauernd gebraucht werden.

Bei Häusern in einem Guß muß, wenn die Kosten niedrig gehalten werden sollen, von der Verwendung von Holzschalungen nach dem amerikanischen Bericht abgesehen werden. Solche Schalungen sind zwar billig zu beschaffen, aber teuer zu unterhalten und in ihrer Lebensdauer beschränkt. Eiserne Schalungen werden in Amerika bereits in erheblicher Zahl auf den Markt gebracht; zum Teil sind sie aus Formeisen, zum Teil aus Blech hergestellt. Manche sind so eingerichtet, daß ein ganzes Stockwerk in einem Arbeitsgang hergestellt werden kann, bei anderen wird der Beton nur in niedrigen Schichten, meist von 60 cm Höhe, auf einmal eingebracht. Die Schalungen aus Formeisen sind schwer und daher unhandlich, haben aber gegenüber den leichten Schalungen aus Blech den Vorteil, daß sie leichter aufgestellt und ausgerichtet werden können und nicht so stark Beschädigungen ausgesetzt sind.

Welche Teile eines Hauses aus Beton hergestellt werden sollten, darüber ist sich der Ausschuß nicht schlüssig geworden. Namentlich sprachen sich einige Mitglieder gegen Betonfußböden aus, die zwar den Vorteil haben, daß sie leicht sauber gehalten werden können, ohne einen Teppichbelag aber — und der fehlt natürlich in den hier in Frage kommenden Häusern — sehr unbehaglich sind. Die Herstellung von äußeren Zierteilen in Beton verteuert den Bau sehr erheblich.

Äußerlich wird der Beton meist durch einen Putz so verdeckt, daß man den Baustoff der Wand nicht mehr erkennt. Daß das falsch ist, ist wohl jetzt allgemein anerkannt. Sehr hübsche Wirkung kann durch Verwendung von Vorsatzbeton erzielt werden, wenn bei der Auswahl der Zuschläge in bezug auf ihre Farbe mit Bedacht zu Werke gegangen wird. Hinsichtlich der Außenfläche hat der Beton den Vorteil, daß er frei von Ausblühungen bleibt, und daß kein Nachfugen nötig ist. Bei richtigem Entwurf und guter Ausführung sind Risse nicht zu befürchten, und er bietet keinen Unterschlupf für Ungeziefer.

Die Baupolizei-Vorschriften und Baugesetze, die für den Kleinwohnungsbau noch auf Ziegel- und ähnliche Bauweisen zugeschnitten sind, werden freilich der Anwendung des Betons zuweilen im Wege stehen. Das gilt ebenso wie für die Vereinigten Staaten auch für Deutschland. Ein auf die Dauer unüberwindliches Hindernis dürfte aber in dieser Beziehung nicht vorliegen.

Die Verwendung von Beton in größerem Umfang für Kleinwohnungen wird den Architekten vor neue Aufgaben stellen. Die Ansprüche, die an die äußere Erscheinung auch von Arbeiter-

siedelungen und ähnlichen Niederlassungen gestellt werden, sind heutzutage ziemlich hoch, und man darf sich nicht damit begnügen, eine der älteren Bauweisen in Beton nachzuahmen oder den Beton rein „konstruktiv“ in Erscheinung treten zu lassen. Es müssen vielmehr Kunstformen gefunden werden, die einerseits dem Wesen des Baustoffs, andererseits dem Verwendungszweck Rechnung tragen. Die graue Naturfarbe des Betons, an die wir uns bei Ingenieurbauten, wie Brücken, Stützmauern, auch Fabrikbauten u. dergl. gewöhnt haben, wird zunächst zu beseitigen sein. Sie würde bei kleinen Wohnhäusern sehr unbehaglich aussehen. Bei der Auswahl geeigneter, farbiger Zuschläge zum Vorsatzbeton und Bearbeitung der Oberfläche derart, daß diese Zuschläge unverhüllt zutage treten, lassen sich aber angenehme Farbtöne erzeugen, und der Architekt, der für den neuen Baustoff das nötige Verständnis hat und ihm genügendes Interesse entgegenbringt, wird sicher auch die an ihn herantretenden Aufgaben in bezug auf die äußere Erscheinung eines Betonhauses zur Zufriedenheit lösen.

Was den inneren Ausbau der Kleinwohnungen anbelangt, so muß er so eingerichtet werden, daß das Haus starken Beanspruchungen durch seine Bewohner standhält. Arbeiterfamilien haben häufig viele Kinder, auch Untermieter, und die Räume werden viel mehr ausgenutzt als in den Wohnungen der sog. höheren Stände. Das Innere eines Arbeiterhauses muß folgenden Anforderungen genügen: Die Zimmer sollen hell und freundlich sein, frei von Feuchtigkeit, im Winter warm und im Sommer kühl; sie sollen kein Holzwerk aufweisen, das als Staubfang dient. Alle Flächen sollen möglichst unempfindlich gegen Nässe sein, damit das Haus, namentlich bei einem Wechsel der Mieter, gründlich gereinigt werden kann. Offene Fugen, sonstige Spalten und Risse sind zu vermeiden, weil sie Brutstätten für Ungeziefer bilden können. Die inneren Bauteile sollen widerstandsfähig gegen Feuer, besser sogar feuersicher sein. Die Baukosten sollen in angemessenen Grenzen bleiben, ebenso die Unterhaltungskosten.

Für den inneren Ausbau kommen drei verschiedene Arten in Frage: 1. Ziegelwände, Holzbalkendecken mit Holzbelag und geputzter Untersicht; 2. Ziegelwände mit Steindecken, hölzerner Fußbodenbelag; 3. Betondecken mit Steinfußboden. Die Anordnungen zu 2. und 3. sind als feuersicher anzusehen, bei der nach 1. ist die Feuersicherheit nicht größer als bei Häusern der älteren Bauarten. Sie hat allerdings den Vorteil billiger Herstellungskosten und weicht, was der Bewohner angenehm empfinden wird, von den älteren Bauweisen kaum merklich ab. Vom gesundheitlichen Standpunkt sind aber die Bauarten zu 2. und 3. vorzuziehen. Bei Holzbelag auf der Steindecke ist die Feuersicherheit immer noch

reichlich gewahrt, der Raum ist aber weit behaglicher als bei einem Steinfußboden. Freilich ist diese Bauart teuer. Am vorteilhaftesten in bezug auf die Unterhaltung, die Lebensdauer, die Möglichkeit der Reinigung und Entseuchung ist das vollständig in Beton gebaute Haus, aber es ist schwer, ein solches Haus so auszugestalten, daß es einen behaglichen Eindruck hervorbringt. Dies wird besonders durch den Anblick des steinernen Fußbodens verhindert, der, wie schon erwähnt, bei den hier in Frage kommenden Häusern nur selten mit Matten oder Teppichen belegt werden wird. Ein Linoleumbelag wird merkwürdigerweise in den amerikanischen Berichten nicht erörtert. Eine Verbesserung gegenüber einem Mörtelabstrich bedeutet schon ein Terrazzo-Fußboden, der wie ein Holzfußboden gewachst werden kann und dadurch den Eindruck der Kälte und Härte in erheblichem Maße verliert. Bei den Wänden ist der Unterschied gegenüber den älteren Bauweisen weit geringer. Sie werden am zweckmäßigsten mit Anstrich versehen. Sehr empfehlenswert ist eine Ausrundung am Übergang zwischen Wand und Fußboden, weil sie die Reinhaltung erleichtert. Feste Wandschränke und ähnliche Einbauten, die viele Vorteile haben, sollten so an den Wänden aufgehängt werden, daß der Boden unter ihnen ohne Mühe sauber gehalten werden kann. Für die Badewanne, den Spültisch und den Küchenausguß kann ebenfalls Beton als Baustoff gewählt werden, doch wird es wohl noch einige Zeit dauern, ehe man sich hieran gewöhnt, und Gußeisen mit Ölfarben- oder besser Emailüberzug wird hierfür wohl vorläufig noch das Feld behaupten. Die Treppe wird im Betonhaus selbstverständlich auch ganz aus Beton hergestellt werden.

In den Vereinigten Staaten ist im Herbst 1918 eine Siedelung von 10 Häusern in Beton angelegt worden, die einige interessante Einzelheiten bieten. Sie bestehen zum Teil aus Gliedern, die vorher, zum Teil aus solchen, die an Ort und Stelle hergestellt worden sind. Bei den ersteren ragten die Eiseneinlagen an den Enden derart heraus, daß dadurch eine feste Verbindung mit den anschließenden Teilen möglich war. Für die Wandflächen und Fußböden sind z. B. Platten mit einer netzförmigen, an den Rändern überstehenden Eiseneinlage verwendet worden; sie wurden, auf einer ebenen Unterlage liegend, gestampft, nach 24 Stunden vorsichtig aufgehoben und bis zum vollständigen Erhärten stehend aufbewahrt. Die Gründungen wurden natürlich an Ort und Stelle hergestellt. Auf ihnen wurden fachwerkartig die vorher angefertigten Tragteile aufgebaut, deren Felder dann mit den genannten Wandplatten ausgefüllt wurden. Die schwersten Teile, die zu verlegen waren, waren die Deckenträger. Für sie wurde die I-Form gewählt. Durch Auflegen von

Platten auf ihre Unterflanschen wurde eine in Felder geteilte Decke hergestellt, während für glatte Decken zwischen die Träger ein Drahtnetz ausgespannt wurde, das dann mit Mörtel beworfen wurde. Zum Befestigen dieses Drahtnetzes ragten aus den Trägern Drahtschleifen heraus. Der Fußboden wird durch Platten gebildet, die auf die Obergurte der Träger verlegt worden sind. Als Belag ist auf sie eine 2,5 cm starke Mörtelschicht aufgebracht worden, die zugleich die Fugen ausfüllt. Wo Holzfußboden gewählt wurde, ließ man aus den Platten Drahtenden hervorstehen, an die die Schwellen für den Holzfußboden angebunden wurden.

Wie aus diesen kurzen Andeutungen hervorgeht, ist das Verfahren, Bauten aus fabrikmäßig angefertigten Teilen herzustellen, anpassungsfähiger als man auf den ersten Blick meinen sollte: man kann mit solchen Teilen nicht nur einen bestimmten Entwurf in beliebig häufiger Wiederholung ausführen, sondern man kann auch durch kleine, leicht anzubringende Änderungen der einzelnen Teile eine ziemlich weitgehende Mannigfaltigkeit in die Ausführung bringen. Natürlich können auch die Abmessungen leicht dadurch verändert werden, daß eine größere oder geringere Anzahl von Teilen zusammengesetzt wird. Die Abbildungen der 10 Häuser, die sich in *Concrete and Constructional Engineering* finden, sehen ganz freundlich aus und zeigen auch, daß unter Einhaltung einer gewissen Einheitlichkeit andererseits auch eine gewisse Mannigfaltigkeit in der Erscheinung möglich ist. Das dürfte gerade für

Siedelungen von Kleinhäusern gewisse Reize bieten. Die Anlage wirkt lebhafter, als wenn alle Häuser genau nach dem gleichen Entwurf ausgeführt sind, andererseits ist der Mannigfaltigkeit der äußeren Erscheinung eine gewisse Grenze gezogen, so daß ein einheitlicher Eindruck entsteht. Der Bewohner ist nicht an eine Einheitsform gebunden, sondern kann sich das Haus aussuchen, das seinen Wünschen und Bedürfnissen am besten entspricht.

Die Ausführung derartiger Bauten ist verhältnismäßig einfach. Es bedarf dazu eines kleinen Stamms von eingearbeiteten Leuten, die die Eigenarten des Bauverfahrens beherrschen; im übrigen können aber ungelernete Arbeitskräfte dabei beschäftigt werden. Gegenüber der Herstellung eines Betonhauses in allen seinen Teilen an Ort und Stelle bietet die Zusammensetzung aus vorher angefertigten Teilen den Vorteil großer Ersparnis an Schalungsteilen und bei deren Herstellung.

Wenn auch ein Betonhaus nicht gerade als die letzte und glücklichste Lösung der Aufgaben bezeichnet werden kann, die die Wohnungsnot mit sich bringt, so dürfte es sich doch lohnen, dem Gedanken, wie weit durch die Verwendung von Beton der Wohnungsnot besser oder mindestens ebenso gut wie durch Anwendung der altbekannten und bewährten Baustoffe für den Kleinwohnungsbau gesteuert werden kann, nachzugehen, die sich daraus ergebenden Möglichkeiten zu erwägen und durch Versuchsausführungen praktische Erfahrungen zu sammeln.

EISENBETONBAUTEN AUS FABRIKMÄSSIG HERGESTELLTEN TEILEN.

Es entspricht zwar nicht dem Wesen des Betonbaus, ein Bauwerk aus diesem Stoff wie einen Eisenbau aus Einzelteilen herzustellen, die fern vom Bauplatz in einer Werkstatt oder Fabrik hergestellt worden sind. Es kann aber Fälle geben, in denen ein solches Bauverfahren doch zweckmäßig ist. Der Krieg hat in vielen Fällen dazu gezwungen, Bauten in Beton auszuführen, die sonst in Eisen errichtet worden wären; für den Betonbau hatte es aber andererseits Schwierigkeiten, die nötigen Rüst- und Schalungshölzer zu beschaffen, die ja bei einem solchen Bau in großen Mengen verbraucht werden. Setzt man nun aber einen Betonbau aus fabrikmäßig hergestellten Einzelteilen zusammen, so kommt man mit weit weniger Holz aus, als wenn man den Beton in der sonst üblichen Weise an Ort und Stelle in Schalungen einbaut. Die fabrikmäßig hergestellten Einzelteile werden meist auf einer festen Unterlage liegend hergestellt, und die Schalung kann deshalb schon kurze Zeit nach dem Einbringen des Betons abgenommen werden, wird

also bald zu weiterer Verwendung wieder frei, während bei der Herstellung an Ort und Stelle eine Wiederverwendung der Schalung, wenigstens bei demselben Bau, kaum möglich sein wird, weil die zuerst hergestellten Bauteile nicht schnell genug die nötige Festigkeit erlangen, um die über ihnen stehenden Teile tragen zu können, diese Last vielmehr auch von den unteren Schalungen getragen werden muß. Außerdem kann mit der fabrikmäßigen Herstellung der Betonteile bereits begonnen werden, während an der Baustelle noch die Erdarbeiten und sonstige Vorbereitungen im Gange sind, sodaß der Bau im ganzen in verhältnismäßig kurzer Zeit vollendet werden kann.

Der Bau einer Handwaffenfabrik in Birmingham ist ein lehrreiches Beispiel für die Errichtung eines Gebäudes aus einzelnen Eisenbetonteilen. Es handelte sich dabei um einen sog. Shedbau von 195,2 zu 61 m Grundfläche und 4,35 m innerer Höhe, der durch Säulen in 6,1 m Abstand in einzelne Felder zerlegt ist. Die Säulengründungen, die Würfel von 91 cm Seitenlänge sind, wurden,

mit Beton bewehrt, an Ort und Stelle hergestellt. In ihnen war eine Tasche von 33 zu 33 cm Grundfläche und 69 cm Tiefe zur Aufnahme der Säulenfüße ausgespart. Die Säulen, die fabrikmäßig hergestellt sind, haben quadratischen Querschnitt von 30 cm Seitenlänge, sodaß nach dem Einsetzen noch genügender Raum zum Vergießen mit dünnflüssigem Mörtel verblieb. Die Säulen haben am oberen Ende vorspringende Auflager zur Aufnahme der Unterzüge, auf die die Dachbinder aufgesetzt werden; sie sind kräftig mit Eisen bewehrt, namentlich haben die vorspringenden Lager kräftige Bewehrungen. Die Eiseneinlagen ragen oben aus den Säulen heraus, und die Unterzüge werden so auf die Lager aufgelegt, daß zwischen ihnen ein freier Raum von etwa 30 cm Weite frei bleibt, in den die Einlagen der Säulen hineinragen. Dieser Raum wird mit Beton ausgefüllt, der so die Einzelteile miteinander verriegelt.

Die schon genannten Unterzüge wurden ebenfalls außerhalb der Baustelle angefertigt. Um aber gewissen Schwierigkeiten beim Verlegen namentlich in bezug auf die Herstellung dichter Anschlüsse aus dem Wege zu gehen, wurde die obere, etwa 15 cm hohe Schicht der im ganzen 76 cm hohen Unterzüge zunächst weggelassen und erst an Ort und Stelle aufgebracht. Die Eiseneinlagen ragen aus dem vorher hergestellten Teil heraus und gewährleisten so einen sicheren Anschluß der in zwei verschiedenen Arbeitsgängen angefertigten Teile aneinander. In der Längsmittle der Unterzüge und je 2,0 m davon entfernt sind seitliche Auskragungen an den Unterzügen angeordnet, auf die die Dachbinder aufgesetzt wurden. Letztere haben, der Sheddachform entsprechend, dreieckige Form und sind im ganzen hergestellt. Ihre Einlagen ragen am Ende schleifenartig aus dem Beton heraus, sodaß hier Schrauben zur Verbindung der Dachträger mit den Unterzügen durchgezogen werden konnten. Außerdem ragten noch Teile der Einlagen seitlich aus den Dachbindern heraus, um den Anschluß an die Eiseneinlagen der Dachflächen zu ermöglichen, die durch Antragen einer 8 cm starken Mörtelschicht hergestellt wurden. Die Wandfelder zwischen den Säulen wurden mit Ziegeln ausgemauert.

Die Einzelteile wurden alle liegend in Reihen zu beispielweise 8 Stück übereinander angefertigt. Zu unterst wurde eine ebene Unterlage hergestellt,

auf welcher die Form aufgebaut wurde. Diese hatte weder Boden noch Decke. Der Boden wurde durch die Unterlage gebildet. Die Eiseneinlagen, die außerhalb der Form miteinander verbunden worden waren, wurden dann in die Form eingelegt und hierauf der Beton eingebracht. Nach dem Erhärten des Betons wurde die seitliche Form so hochgezogen, daß nunmehr der fertige Beton ihren Boden bildete und das Einlegen des Eisens und das Einbringen des Betons wiederholt. Vorher war auf den unteren Beton eine Lage Ölpapier aufgelegt worden, das das Haften des neuen Betons am alten verhindert. Dieses Verfahren wurde so oft wiederholt, bis die Höhe des Haufens so groß wurde, daß das Arbeiten nicht mehr bequem war. Die Teile blieben dann bis zum vollständigen Erhärten liegen.

Um die Arbeit auch bei Frost fortsetzen zu können, wurden die Betonkörper bei der Herstellung beheizt. Zu diesem Zwecke wurde Dampf aus einem ortsbeweglichen Kessel durch ein Hauptrohr mit zahlreichen Abzweigungen an den Betonkörperstapeln hingeleitet. Von den Abzweigungen führten Rohrschleifen um die Stapel herum, und so wurde die Luft in deren Umgebung so weit erwärmt, daß der Frost nicht bis an den Beton herankommen konnte. Die Kosten dieser Beheizung sollen sehr gering gewesen und durch den Vorteil, die Arbeit auch bei Frost fortsetzen und daher schneller beenden zu können, bei weitem wieder aufgewogen worden sein.

Dem ganzen Bauverfahren merkt man das Gezwungene, das der Krieg und die durch ihn gebotene Eile beim Bau einer Waffentabrik mit sich brachten, an, man hat sich aber mit den dadurch geschaffenen Schwierigkeiten ganz gut abgefunden. Eine weitere Kriegseigentümlichkeit war, daß zum Biegen, Verbinden und Einlegen der Eisenteile in die Form weibliche Arbeitskräfte verwendet wurden.

Die Betonteile wurden von ihrem Lager mit Hilfe von fahrbahnen Kränen aufgehoben und zur Verwendungsstelle gefahren, wo sie in die richtige Lage gebracht wurden. Ein dort aufgestellter Kran hob auch den Beton, der noch nachträglich eingebracht werden mußte, in die Höhe und schüttete ihn an der Verwendungsstelle aus.

Wernecke.

HOLLÄNDISCHE BESTIMMUNGEN FÜR EISENBETON.

Als Ergebnis der Arbeiten eines Ausschusses, der aus technischen Mitgliedern, solchen aus den Kreisen der Fabrikanten und der Unternehmer bestand, sind in Holland neue Bestimmungen für den Eisenbeton veröffentlicht worden, die die seit 1912 geltenden ersetzen sollen. Sie enthalten sowohl Vorschriften praktischer Art für die Ausführung als auch solche für die Berechnung. Es seien hier einige dieser Bestimmungen wiedergegeben.

Die Druckfestigkeit des Portlandzementmörtels im Mischungsverhältnis 1:3 dem Gewichte nach soll nach 28 Tagen 250 kg/qcm betragen. Der Mörtel, der zum Eisenbeton verwendet wird, soll mindestens 125 kg Zement auf 2 hl Sand enthalten, was ein Mischungsverhältnis von 1:2 dem Raume nach ergibt. Für das Verhältnis von Sand zu Kies oder von Sand zu Steinschlag sind als Grenzen 1:1 und 1:1,5 gesetzt; es kann mit 1:2 zu-

gelassen werden, wenn der Mörtel mindestens 1 Teil Zement auf 1,5 Teile Sand dem Raume nach enthält. Bei Arbeiten im Seewasser soll das Verhältnis von Zement zu Sand mindestens 1:1,5 betragen.

Die Eiseneinlagen sollen eine Mindestzugfestigkeit von 36 kg/qmm haben.

Hohe Schalungen, z. B. für Säulen und ähnliche Bauteile, sollen am unteren Ende eine Öffnung haben, durch die vor dem Einbringen des Betons etwa in die Schalung hineingefallene Abfälle, Holzstücke und dergl. entfernt werden können. Die Bewehrung soll so in die Schalung eingelegt werden, daß sie sich beim Einbringen des Betons nicht bewegen kann. Die Abbiegungen der Einlagen sollen im kalten Zustande hergestellt werden. Stöße in den Einlageeisen sollen vermieden werden, namentlich sind in stark auf Zug beanspruchten Teilen. Wo sie unvermeidlich sind, sollen sich die Teile auf eine Länge von $1/15 R + d$ überdecken, wobei R die in dem betr. Teil zugelassene Zugspannung des Eisens in kg/qcm und d den größten Durchmesser der Eisen in cm bezeichnet; mindestens soll aber die Überdeckung das 25-fache des Durchmessers der Einlagen betragen.

Nach einer Unterbrechung der Arbeit sollen die Betonflächen vor dem Einbringen weiterer Betonschichten sauber abgekehrt, kräftig angefeuchtet und mit einer Mörtelschicht bedeckt werden, die ebenso fett ist wie der Mörtel im Beton. Betonflächen, die nicht von der Schalung umhüllt sind, sollen mindestens 15 Tage feucht gehalten werden. Platten sollen nicht eher als 3 Tage nach der Fertigstellung betreten werden. Die Ablagerung von Baustoffen und die sonstige Belastung von Bauteilen, die noch eingeschalt sind, vor dem vollständigen Erhärten ist verboten. Die Schalungen sollen nicht eher entfernt werden als 4 Wochen, nachdem die benachbarten Bauteile fertiggestellt sind, und eine Woche, nachdem der Beton für die von ihnen unmittelbar getragenen Bauteile eingebracht ist. Abweichend von dieser allgemeinen Bestimmung ist zugelassen, daß die Schalung von Platten von mindestens 3 m Spannweite und die seitliche Schalung von Balken und Säulen nach einer Woche abgenommen werden darf, wenn die Witterungsverhältnisse während dieser Zeit günstig waren.

Die Haupteinlagen in Balken sollen mindestens um das Maß ihres Durchmessers voneinander entfernt sein, wobei die Maße von 2,5 und 15 cm nach unten und oben nicht überschritten werden sollen. Übereinander liegende Einlagen dürfen einander bis auf 1 cm genähert werden. In der Regel soll die Hälfte der Einlagen im Mittelteil eines Balkens aufgebogen werden. In Abständen von höchstens 25 cm sollen Bügel eingelegt sein. Eiseneinlagen, die gezogen werden, sollen an den Enden Umbiegungen haben.

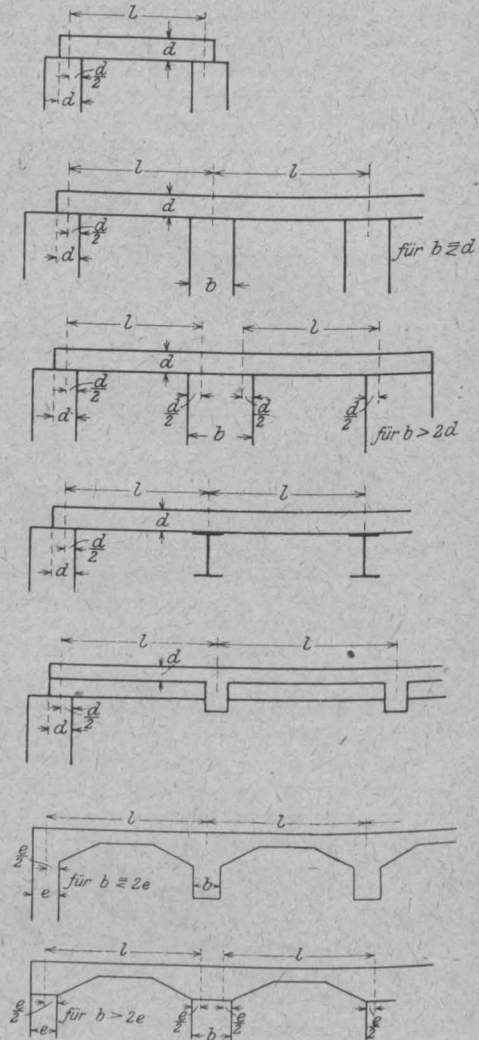
Die Einlagen von Deckenplatten sollen keinen kleineren Abstand als 2,5 cm und keinen größeren als 25 cm haben; auf keinen Fall soll ihr Abstand größer sein als die doppelte Höhe der Platte. Verteilungseisen sollen mindestens 20% des Querschnitts der Haupteinlagen ausmachen.

Säulen sollen mindestens 4 senkrechte Einlagen aufweisen, die durch Bügel zu verbinden sind. Der Abstand dieser Bügel soll nicht größer sein als die kleinste Abmessung des Säulenquerschnitts, auf keinen Fall größer als 35 cm. Für die Bügel soll ein Durchmesser von mindestens 0,5 cm gewählt werden. Der Durchmesser der Haupteinlagen soll zwischen 12 und 50 mm liegen. Stöße der Einlagen sind nur an solchen Stellen gestattet, wo die Säule seitlich nach zwei Richtungen gestützt ist.

Die Außenkante der Haupteinlagen von Balken soll von der Außenfläche des Betons mindestens 25 mm entfernt sein; für Platten ist dieses Maß auf 10 mm, für Säulen auf 35 mm festgesetzt. Bei Bauteilen, die bei einer Feuersbrunst großer Hitze ausgesetzt sind, sollen diese Entfernungen um 10 bis 15 mm vergrößert werden.

Eine Probelastung soll erst 42 Tage nach Fertigstellung des Betons aufgebracht werden. Die Bruchlast soll mindestens gleich der sechsfachen Nutzlast sein.

Die Spannweite l von Trägern soll durch Zuschläge zur Leichtweite der zu überspannenden Öffnungen ermittelt werden, wie aus den nachstehenden Skizzen zu ersehen ist. Platten sollen mindestens eine Auflagerbreite gleich der Plattenstärke haben, auf keinen Fall soll sie aber weniger als 11 cm betragen. Bei Balken ist die Auflagerfläche so zu berechnen, daß der zugelassene Auflagerdruck



nicht überschritten wird. Wenn Eisenbetonbalken aus Ziegelmauerwerk aufrufen, soll zur Berechnung der Auflagerfläche die sonst zugelassene Druckbeanspruchung um ein Drittel vermindert werden, mindestens soll aber die Auflagerfläche 22 cm betragen.

Wird eine Platte durch eine Einzellast beansprucht, so soll diese gleichmäßig auf ein Rechteck verteilt gedacht werden, dessen Mittelpunkt im Angriffspunkt der Einzellast liegt und dessen Seiten sind

$2c + b + 1/3 l$ parallel zu den Einlagen
und $2c + a$ senkrecht zu den Einlagen,
wobei a und b die Seiten der Fläche sind, auf die die

Einzellast tatsächlich wirkt, c die Plattenstärke und l die Breite der Platte, von Mitte zu Mitte der Rippen gemessen.

Bei Plattenbalken soll die halbe Breite des Teils der Platte, der als Obergurt des T-Trägers angesehen wird, nicht größer sein als ein Sechstel der Spannweite oder die Hälfte des Abstands der Rippen oder das Achtfache der Plattenstärke oder das Vierfache der Rippenbreite oder das Doppelte der Rippenhöhe; maßgebend ist dabei die ungünstigste dieser Zahlen. Die Zahlen 8, 4 und 2 sollen auf 6, 3 und 1,5 vermindert werden, wenn die Rippe am Rande der Platte liegt.

Das Gewicht des Betons soll mit 2 400 kg/cbm eingesetzt werden. Für die Elastizitätsziffer des Betons soll der Rechnung der Wert von 210 000 kg/qcm zu grunde

gelegt werden. Wenn in Entfernungen von 30 bis 40 m Trennungsfugen in den Beton eingelegt werden, können Wärmespannungen außer acht gelassen werden. Anderenfalls soll eine um 10^0 erhöhte und eine um 15^0 erniedrigte Temperatur, also Schwankungen um 25^0 in Rechnung gesetzt werden. Das Verhältnis der Elastizitätsziffern von Eisen und Beton soll zu 15 angenommen werden. Für die Beanspruchung des Eisens sollen 800 kg/qcm für Eisenbahnbrücken, 1000 kg/qcm für Straßenbrücken und Bauwerke, die Erschütterungen ausgesetzt sind, und 1200 kg/qcm in allen anderen Fällen zugelassen werden. Der Beton darf in diesen drei Fällen mit 35 kg, 40 kg und 50 kg/qcm auf Druck beansprucht werden.

Wernecke.

LITERATURSCHAU.

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

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften, Baustoffuntersuchungen.

Verwertung der Hochofenschlacken in den Vereinigten Staaten. Die Hochöfen der United Steel Company liefern jährlich 10 Mill. Tonnen Schlacken; davon werden z. Zt. 1,5 Mill. Tonnen zur Zementbereitung verwendet. Die Carnegie Steel Co. erbaut seit einigen Jahren ihre Betriebsgebäude und Arbeiterhäuser fast nur noch unter Verwendung von Schlackenzement. Zeitschr. d. V. D. I. 1919 Nr. 13.

Neue Mörtelmischmaschine. Unter dieser Ueberschrift wird in der Tonind. Ztg. 1919 Nr. 38 die Saxonia-Mischmaschine unter Beifügung von Abb. besprochen. Wenn auch schon vor Jahren diese Maschinen in Fachzeitschriften vorgeführt worden sind, so ist doch ein erneuter Hinweis auf diese äußerst einfache Maschine am Platze.

Ein Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens im Eisenbeton. Von Prof. E. Probst, Karlsruhe. Nach kurzer Besprechung der Rostfrage führt der Verfasser als Beispiel für den vollkommenen Schutz, den das Eisen im Beton gegen Rosten erfährt, einige bewehrte Platten an, die 1887 hergestellt worden sind, bei einem Rohrleitungsbau Verwendung finden sollten, aber unbelastet geblieben sind. Obgleich sie meistens im Freien gelagert gewesen sind, weisen sie keinerlei Rostschäden auf. Näheres im Arm. Beton 1919 Heft 5 oder in der D. B. Ztg. 1919. Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 10.

II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Zur Frage der zulässigen Spannungen in Beton-Brückengewölben. Von Obering. A. O. Lusser in Fa. Alb. Buss & Co., Basel. In der Schweiz bestehen vorläufig Vorschriften für Bauten aus unbewehrtem Beton noch nicht. Verfasser tritt nun der Auffassung entgegen,

daß, wenn Zugspannungen nicht auftreten, die zulässige Spannung für bewehrten und für unbewehrten Beton gleich groß angenommen werden dürfe, da hierbei die Tragfähigkeitserhöhung durch die Querbewehrung bei Eisenbetondruckgliedern übersehen werde. Weiter untersucht er die Frage, ob bei schwach (unter 0,6 v. H.) bewehrten Gewölben noch nach den für Eisenbetondruckgliedern geltenden Bestimmungen gerechnet werden dürfe. Er bejaht sie mit der Begründung, daß beim Eintreten von geringeren Zugspannungen die Wirksamkeit des vollen Betonquerschnittes gesichert werde. Schweiz. B. Ztg. 1919 vom 3. Mai.

Schlankheitsgrenze von Eisenbetonsäulen und die hinsichtlich der Knickung zuzulassende Belastung. Von Ing. W. J. Wisselink. Entgegnung auf die in De Ingenieur 1918 Nr. 48 von J. A. Kuylaars gegen die Wisselinkschen Ausführungen ebenda 1918 Nr. 25 erhobenen Einsprüche. Es handelt sich darum, ob man in der Eulerschen Formel das Trägheitsmoment des vollen oder nur des gedrückten Betonquerschnittes neben dem Eisenquerschnitt berücksichtigen soll. De Ingenieur 1919 Nr. 21.

Versuche über Winddruck. Von Müllenhoff. Mitteilung über amerikanische Versuche, die in sehr sinnreicher und zweckentsprechender Weise angeordnet waren. Sie dürften als Anregungen für eine Weiterausbildung des Versuchswesens auch bei uns zu bewerten sein. Der Eisenbau 1919 Heft 5.

Zur Berechnung gekrümmter Träger. Obering. W. Senft nimmt zu der im Eisenbau 1918 Nr. 8 veröffentlichten Abhandlung über im Grundrisse gekrümmte Träger in einer Zuschrift Stellung, die im Eisenbau 1919 Nr. 5 abgedruckt ist.

Nebenspannungen von Eisenbetonbogenbrücken. Eingehende Besprechung des Haberkaltschen Werkes über diese Frage in der Schweiz. B. Ztg. vom 26. 4. 1919.

Berechnung der Knickkraft gegliedert Stäbe durch Zurückführung auf die für Vollwandstäbe gültigen Verfahren. Von E. Elwitz, Zeitschr. d. V. d. Ing. 1919 Heft 8. (2 Seiten.)

Durchgehende Balken mit beliebig vielen Öffnungen bei Beanspruchung durch längs- und querwirkende Kräfte. Von Ing. Dr. techn. Julius Ratzen-dorfer, Wien. Eisenbau 1919 Nr. 5. 16 Seiten.

Beitrag zur Berechnung von Rahmenbindern. Von Dipl.-Ing. Otto Skall, Leipzig. Für gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels und für Belastung des Stieles mit gleichmäßig verteilter wagerechter Last gibt der Verf. eine Tabelle für Beiwerte von einfachen Formeln für die Unbekannte X des Zweigelenrahmens. (Hierbei sei an die in Arm. Beton 1918 erschienenen ebenfalls sehr nützlichen und auch auf eingespannte Rahmen) ausgedehnte Formeln und Beiwerte erinnert. Der Skallsche Beitrag (1½ Seite) befindet sich in der D. Bau-Ztg. 1919. Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 10.

III. Versuche mit Eisenbeton.

Betonprüfung mit Probek balken. Besprechung im Heft 6 des Österr. Eisenbeton-ausschusses durch Lorenz-Meyer im Zentralbl. d. Bauv. 1919 Nr. 39.

Über einige neuere Verfahren zur Messung des Wärmeleitvermögens von Bau- und Isolierstoffen. Von Max Jacob. Eine größere Arbeit über die für alle, die sich mit Ersatzbaustoffen für Wohnungsbauten beschäftigen, sehr wichtige Frage, wie sich die Wärmehaltung messen läßt. Ztschr. d. V. D. Ing. 1919 Heft 4. Sonderabdrucke hiervon sind für 55 bzw. 70 Pfg. (Fachgebiet Meßgeräte) vom Springer-schen Verlage zu beziehen.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Leitsätze für die Ausführung von Hohlmauern aus Betonsteinen. Aufgestellt vom ständigen Eisenbeton-Ausschuß des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins. Abdruck des Wortlautes der Leitsätze in Beton und Eisen 1919 Heft 7/8.

Entwurf zu einer Bauordnung. Dieser ist am 25. April 1919 vom preußischen Staatskommissar für Wohnungswesen herausgegeben und bezweckt eine Vereinfachung in Form und Anordnung der bisherigen baupolizeilichen Bestimmungen und umfaßt alles das, was für alle Gebiete gleichmäßig gilt. Der volle Wortlaut ist abgedruckt und nimmt daselbst 11½ Seiten ein. Zentralblatt der Bauverw. 1919 Nr. 42.

Leitsätze für die Ausführung von Hohlmauern vom ständ. Eisenbetonausschusse des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins. Der Wortlaut findet sich in der „Zeitschrift“ dieses Vereins 1919

Heft 22, wo auch ein kurzer Bericht über den Verlauf der Beratungen in dieser Sache abgedruckt ist.

V. Anwendungen und Ausführungen.

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

Die Schleuder-Eisenbetonmaste in der Hochspannungsleitung Striesen bei Großenhain bis Dresden. Mitteilungen von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. M. Foerster-Dresden über diese Anwendung der Schleudermaste im Großen. Vgl. Arm. Beton 1919 Heft XI. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1919 Nr. 2.

Die Verwendung des Portlandzements zu Dichtungszwecken. Man hat in einer militärischen Fabrik im westlichen Kriegsgebiet die Verschlussklappen von Wasserrohrkesseln mit bestem Erfolge mit Zement gedichtet. Beobachtungen konnten nicht länger als auf 3 Monate ausgedehnt werden. Innerhalb dieser Zeit tadelloser Befund. Graf in der Ztschr. d. V. D. Ing. 1919 Nr. 6.

Dichtung gußeiserner Wasserleitungsröhren mit Zement. Hierüber hat das Ingenieur-Laboratorium der Universität Minnesota Versuche gemacht. Der Wasserdruck ist bis auf 16 at gesteigert worden, ohne daß dabei Leckstellen eingetreten wären. Nach Engineering News-Record vom 23. V. 1918. Ztschr. d. V. D. Ing. 1919 Nr. 1.

Betonfußreinigungskasten. Die Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 56 bringt eine Abb. nebst kurzer Besprechung von einem aus Beton hergestellten Abtreten-Unterbau, der eine weite Anwendung verdienen dürfte.

Staudacher Zementdachsteine. Von Regierungsbaumeister Kroher. Zum 75. Jubiläum der Zementdachsteinerzeugung in der Staudacher Gegend (Chiemgau) wird ein Rückblick über die Entwicklung dieses Gewerbes gegeben. Tonind. Ztg. 1919 Nr. 55 mit Abb.

2. Hochbau.

Gußbetonhäuser. Mitteilungen über das von der Firma Herm. und Max Loesch, Karlsruhe, ausgeführte Verfahren, Häuser unter wiederholter Verwendung blechumkleideter Schalungen in einem Gusse herzustellen. Das Verfahren läßt an Großzügigkeit nichts zu wünschen übrig. Selbstverständlich kann nur Beton mit Bimskies oder anderen porigen Körpern als Zusatz verwendet werden. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 52.

Betonsteine als Ziegelerersatz. Dr.-Ing. E. Fucker in der Fa. Wayß & Freytag gibt einige Abbildungen und eine Besprechung der von W. & F. ausgeführten Ersatzbauweisen in der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 53.

Wohnhauswände aus Kunststeinen in norwegischen Arbeitersiedlungen. Kurze Mitteilung über den Reisebericht eines norwegischen Baubeamten vom Befunde norwegischer, aus Betonhohlsteinen erbauten Siedlungshäuser. Es ist sehr starke Schwitzwasserbildung aufgetreten, auch wenn Holzverkleidung innen angebracht war. Hinter der Holzverkleidung hatten sich Mäuse eingenistet. Der Berichterstatter stellt die Forderung auf, daß die Wände entweder aus porigen vollen Steinen hergestellt werden oder daß bei Hohlsteinwänden die Hohlräume mit geeigneten Stoffen ausgefüllt werden. Zentralbl. d. Bauverw. 1919 Nr. 43/44.

Shedbau in Eisenbeton für die Wollhaar-Kämmerei und Spinnerei A.-G. Hainichen i. S. Beschreibung des Gebäudes (5170 qm Grdfl.). Auffallend ist die Aufbringung einer 8 cm Bimsbeton-Überdeckungsschicht auf den Tragbeton als Wärmeschutz. — Die Shed-Dreiecke sind als Balken mit gebrochener Achse, jedoch ohne Aufnahme der Horizontalscheiben durch Zugglieder berechnet. — Mitteilung der statischen Berechnung in kurzen Zügen. Für die wirkliche Belastung der gebrochenen Balken ist eine gleichmäßig über die ganze Stützweite ausgedehnte Ersatzlast in Rechnung gestellt worden (!). Ausführung Rud. Wolle-Leipzig, Entwurf und Bauleitung Zapp & Basarke, Chemnitz. (Mit vielen Abb.). D. Bau-Ztg. 1919. Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 10.

3. Brückenbau.

Eisenbetonstraßenbrücke über die Klodnitz bei Gleiwitz. Schweiz. Bau-Ztg. vom 12. April 1919. Kürzer Auszug aus den Mitteilungen von Reg.-Baumeister Borchard über diese Brücke, die aus einem zwischen die vorkragenden Widerlager eingehängten Träger als Überbau besteht. Ursprüngliche Veröffentlichung im Zentralblatt d. Bauverw. vom 8. Februar 1919.

Die Wilsonbrücke in Lyon. Geh. Reg.-Rat Werneke (Zehlendorf) bespricht in Der Brückenbau 1919 Heft 10 diese bedeutende neue Strombrücke, bei der die zuerst bei der Petrussebrücke angewandte Zwillingsform wieder durchgeführt worden ist. Die Auflagerung der Eisenbeton-Plattenbalken-Fahrbahntafel hat man hier vorteilhafter bewirkt als bei der Luxemburger Brücke. Vergl. die Hinweise in früheren Literaturübersichten des Arm. Beton.

Eine Eisenbetonbrücke von 90,7 m Spannweite über den Öreäl in Schweden. 17 Zeilen Mitteilungen über diese für 20 t Achslast bestimmte Brücke, die mit der Tiberbrücke in Rom, der Auklandbrücke in Neuseeland und der Talbrücke von Langwies zu den größten Eisenbetonbrücken gehört. Ztschr. d. V. D. Ing. 1919 Nr. 21 S. 493.

Die Reichsstraßenbrücke über die Brengener Ache. Mitgeteilt von Ing. Viktor Witasek, Baurat. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1919 Heft 22. (Eine Besprechung dieses Bauwerks wird, gestützt auf die oben genannten Ausführungen, in Arm. Beton demnächst erscheinen. Dr. K.)

Die architektonische Gestalt der Betonbrücken. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. E. Fucker, Neustadt a. d. Hardt. Mit 23 Abb. An Hand der zahlreichen Abbildungen werden die schönheitlichen Wirkungen der verschiedensten Arten von Eisenbeton- und reinen Betonbrücken besprochen. Hierbei werden die mit den verschiedenen statischen Lösungen verbundenen Grundformen und ihre Wirkung auf das Auge besonders eingehend behandelt. Die besprochenen Brücken sind sämtlich Ausführungen der Fa. Wayß & Freytag, Neustadt a. H. Der Brückenbau, 1919, Heft 9, 10 u. 11.

4. Wasserbau.

Schleusentore aus Eisenbeton. Nach The Engineer 1919, 21. März, hat die Fa. Christiani & Nielsen, London, ein Trockendock für Eisenbetonschiffe hergestellt, bei dem Eisenbetontore verwendet worden sind. Wassertiefe 4,27 m, Spannweite 12,2 m, Wanddicke der gekrümmten Tore nur 8,9 cm. Aussteifung mit Rippen. Näheres Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1919, Heft 16.

Der Abschlußdeich der Zuider-See und die Verwendung von Eisenbeton dabei. Im Februarheft von Gewapend Beton 1919 kommt Ing. Wolterbreek auf seine Ausführungen in dem Dezemberheft des Gew. Beton und auf die Einwendungen zurück, die Ing. Verheij dabei gemacht hat.

Einige Bemerkungen über einen Abschlußdeich-Entwurf. J. F. Schönfeld, Vlissingen, erhebt in der Februarnummer von Gewapend Beton 1919 Bedenken gegen den in der letzten Dezembernummer von Gew. Bet. veröffentlichten Entwurf von Ing. Wolterbreek.

Die Entwicklung des Wehrbaus im Hinblick auf die Errichtung von Wasserkraftanlagen. Ing. J. R. Kral, Wien, erörtert in der Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1919, Hefte 13/14, die Gründe, die für die Verwendung beweglicher Wehre sprechen; und schließt eine ausführliche und empfehlende Besprechung des Hubbrückenwehrs nach Dr. Liebisch an, das vielleicht auch für den Eisenbetonfachmann beachtenswert ist.

5. Grundbau.

(Pfahlgründungen.)

Technische Lehren und Fragen auf dem Gebiete des niederländischen Hafenbaus. Von Ing. Wouter Cool. In dieser längeren Abhandlung werden verschiedene Erfahrungen mit Eisenbeton mitgeteilt. Ein Probepfahl ohne Spülung in 19 m Länge zu Soerabaja eingerammt,

war geknickt. Es empfiehlt sich geringe Rammhöhe und großes Bärgegewicht. Ferner werden verschiedene Senkkasten in Lichtbildern vorgeführt, die zur Verankerung eines Docks dienen sollten. Um die erforderliche Masse zu schaffen, hat man die Senkkasten mit Sand ausgefüllt. *De Ingenieur* 1919 Nr. 8.

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

Bau einer Winkelstützmauer an der Görzer Straße zwischen Travis und Raibl während der militärischen Besetzung dieses Gebietes. Von Ing. Fritz Simma, Villach. Mit zahlreichen Abbildungen. Die Mauer hat den Zweck, den unteren Teil einer hohen Böschung zu stützen. Beachtenswert ist die Ausgestaltung der Böcke. Dies sind hier keine vollwandigen Dreiecke, sondern betonumhüllte Zugstreben. Der liegende Mauerschinkel ist keine Monierplatte sondern ein massiger Klotz, in den das Zugglied (eine Altschiene) eingreift. Bockentfernung 1,6 bis 2,0 m, Mauerhöhe etwa 3,8 m. *Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst* 1919, Heft 20.

7. Schiffbau.

Eisenbetonschiffbau. In der *Tonind.-Ztg.* 1919 Nr. 58 ist eine Behandlung der Eisenbetonschiffbaufrage auf Grund der Ausführungen von Dr.-Ing. Karl Commentz in der *Zeitschr. d. V. D. I.* 1919 Nr. 10 zu finden, die wegen der knappen klaren Form, und weil sie sehr viele wesentliche Fragen berührt, als sehr lesenswert zu bezeichnen ist.

VI. Sonstiges.

Personal- und Vereinsnachrichten,
Wirtschaftliches usw.

Öffentliche Bekanntgabe von Baugenehmigungen. In der *Neudeutschen Bauzeitung* 1919 Nr. 17/18 wird auf die Nachteile hingewiesen, die es für die Allgemeinheit, zunächst vor allem für den Bauherrn hat, daß die Baugenehmigungserteilung nicht öffentlich bekanntgegeben wird. Dadurch wird es auswärtigen Bewerbern sehr erschwert, ihre Angebote abzugeben, so daß manche zweckmäßige Neuerung unangewendet bleibt.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Handbuch der technisch-wissenschaftlichen und technisch-wirtschaftlichen Vereine und Verbände Deutschlands.

Der Deutsche Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine hat sich entschlossen, in jedem Jahr ein Handbuch der technisch-wissenschaftlichen und technisch-wirtschaftlichen Vereine und Verbände herauszugeben. Um einwandfreie Angaben über die einzelnen Vereine bringen zu können, hat der Deutsche Verband an alle die Vereine, deren Anschriften er kennt, einen Fragebogen zur Ausfüllung gesandt. Da aber naturgemäß eine Reihe von technisch-wissenschaftlichen und technisch-wirtschaftlichen Vereinen dem Deutschen Verband unbekannt geblieben sind, richtet er an alle die Vereine und Verbände, denen der Fragebogen nicht zugegangen ist, die Aufforderung, von seiner Geschäftsstelle, Berlin NW. 7, Sommerstr. 4a, einen Fragebogen einzufordern und ihn nach Ausfüllung an den Deutschen Verband zurückzugeben, damit dieser das von ihm beabsichtigte Handbuch möglichst lückenlos herausgeben kann.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Billig Verladen und Fördern.“ Eine Zusammenstellung der maßgebenden Gesichtspunkte für die Schaffung von Neuanlagen nebst Beschreibung und Beurteilung der bestehenden Verlade- und Fördermittel unter besonderer Berücksichtigung ihrer Wirtschaftlichkeit. Von Dipl.-Ing. Georg von Hanffstengel, beratendem Ingenieur, Privatdozenten an der Technischen Hochschule

zu Berlin. Zweite, verbesserte Auflage. Mit 116 Textfiguren. Berlin, Verlag von Julius Springer 1919, Preis Mark 6,—

Das Buch zeigt wieder die dem Verfasser eigene tiefgründige Beherrschung des behandelten Stoffes. Man fühlt, daß bei von Hanffstengel der erfahrene Ingenieur zu uns spricht. Seine Veröffentlichungen unterscheiden sich vorteilhaft von solchen auf dem Gebiete des Förderwesens, die im wesentlichen nur eine mehr oder weniger kritiklose Wiedergabe von Firmenangaben und Katalogen darstellen. — Das Buch, das jetzt schon in zweiter Auflage erscheint, wird sicher wieder das Interesse weitester Kreise finden. Wörnle.

Betonkalender 1919. Taschenbuch für Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. XIII. neubearbeiteter Jahrgang. Kriegsausgabe. Mit 613 Textfig. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1918. Preis kart. M. 6,—.

Der in der Fachwelt bestens eingeführte Betonkalender liegt in einer zweiten Kriegsausgabe vor. Die vorliegende Ausgabe unterscheidet sich wenig von der früheren (1918), zeigt aber einige wertvolle Ergänzungen in bezug auf die neuen Eisenbetonbestimmungen und deren Abänderungen in einzelnen Bundesstaaten, gibt ferner die holländischen Eisenbetonbestimmungen, die Hochofenzement-Normen v. J. 1917 und einige Erweiterungen im statischen Teil. Auch in den der praktischen Anwendung des Verbundbaus im Hochbau dienenden Abschnitten sind Verbesserungen und Ergänzungen, wenn auch in beschränktem Maße, vorgenommen. Demgemäß wird auch die neue zweite Kriegsausgabe einer freundlichen Aufnahme in den Fachkreisen sicher sein können, wenn auch der Wunsch allgemeiner wird, sie nunmehr bald durch eine Vollaussage, die auch das Ingenieurgebiet umfaßt, zu ersetzen. M. F.

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. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.