

ARMIERTER BETON.

1919. JUNI.

INHALT

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. 112.) S. 129.
Die Bestimmung von Rahmenquerschnitten. War die bisherige Bestimmung von Rahmenquerschnitten mit dem Mittelmoment wirklich falsch? Von B. Löser, Dresden, i. Fa. Kell & Löser, Dozent an der Technischen Hochschule Dresden. (Forts. von S. 114.) S. 135.
Zuschrift im Anschluß an die Ausführungen von Herrn

Baumeister B. Löser. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 144.
Neue Gesichtspunkte für die Verwendung von Gußbeton bei Kleinwohnungsbauten. Von Dip.-Ing. Fr. Maier, Karlsruhe i. B. S. 145.
Literaturschau. Bearbeitet von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 151.
Verschiedene Mitteilungen. S. 153.
Wirtschaftliche Mitteilungen. S. 155.
Bücherbesprechungen. S. 156.

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 112.)

§ 3.

Die elastische Haut und das elastische Gewebe.

Die Gleichung $\nabla^2 w = -p$ ist an die Voraussetzung gebunden, daß die Haut durch keine Schubspannungen beansprucht wird. Da nur die gleichen Normalspannungen S in Betracht kommen, so ist es möglich, die Lage und Richtung der Mittelkraft R aller in einem Randabschnitt s eines irgendwie umgrenzten Bereiches der Haut auftretenden Spannungen anzugeben (Fig. 2).

Wird die Haut in einzelne Streifen zerlegt, so bilden bei geeigneter Wahl der Gestalt und Anordnung der Streifen die Angriffslinien der Mittelkräfte R der inneren Widerstände, die in den gemeinsamen Rändern benachbarter Streifen wirken, ein Liniennetz, welches die Haut umspannt (Fig. 3). Die Kräfte R können auch als die Spannkräfte

dünnere Drähte, die in den Angriffslinien liegen, aufgefaßt werden; diese Drähte bilden ein Gewebe, welches an Stelle der elastischen Haut tritt und daher elastisches Gewebe genannt werden möge. Die Gestalt der Maschen dieses Gewebes wie auch die Zahl der sich in einem Knotenpunkt kreuzenden Drähte können, wie die Fig. 3 zeigen, verschieden sein. Die wichtigsten Gewebearten sind:

1. das Gewebe mit rechteckigen Maschen,
2. das Radialgewebe,
3. das Gewebe mit dreieckigen Maschen.

Ihre Eigenschaften werden jetzt der Reihe nach untersucht.

A. Das Gewebe mit rechteckigen Maschen.

1. Die Gleichgewichtsgleichungen.

Dieses Gewebe besteht aus zwei Scharen sich rechtwinklig kreuzender Drähte: die eine Schar ist der x -Achse, die andere der y -Achse parallel gerichtet (Fig. 4).

Um die Behandlung der Aufgabe zu vereinfachen, setze ich voraus, daß die Maschinenweiten λ_x in Richtung der x -Achse und die Ma-

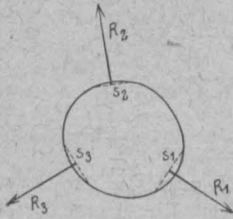


Fig. 2.

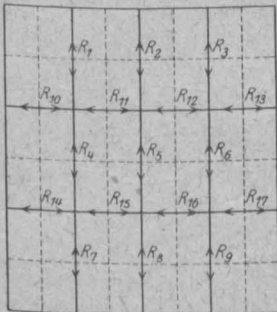


Fig. 3.

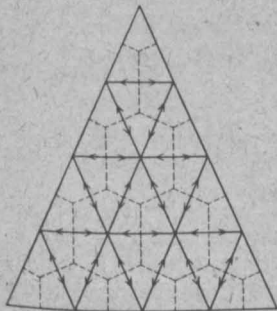


Fig. 3a.

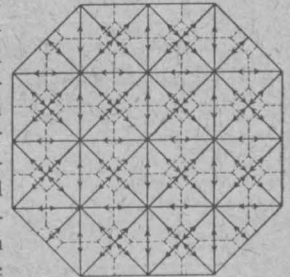


Fig. 3b.

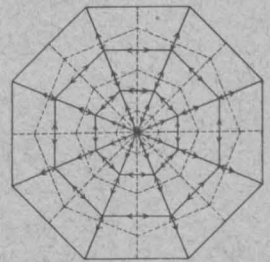


Fig. 3c.

schinenweiten λ_y in Richtung der y-Achse überall gleich groß sind.

Die Gestalt des elastischen Gewebes im Aufriß ist durch die Ordinaten w der einzelnen Knotenpunkte in bezug auf die x, y-Ebene bestimmt.

An einen Knotenpunkt k greifen außer der zur x, y-Ebene senkrecht gerichteten Belastung P_k , die Spannkkräfte der vier benachbarten Drähte: R_i, R_l, R_m und R_n . Bezeichnet man mit ω_i und ω_l den Neigungswinkel der Drähte R_i und R_l gegen die x-Achse und ebenso mit ω_m und ω_n den

schreiben. Bezeichnet man mit $(\Delta w_k)_x, (\Delta^2 w_k)_x$ bzw. mit $(\Delta w_k)_y, (\Delta^2 w_k)_y$ die ersten und die zweiten Differenzen zwischen den w -Ordinaten der Knotenpunkte, die um λ_x bzw. um λ_y vom Knotenpunkt k entfernt sind, so ist offenbar

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x \tan \omega_l &= w_l - w_k = (\Delta w_k)_x \\ \lambda_y \tan \omega_n &= w_n - w_k = (\Delta w_k)_y \\ \lambda_x (\tan \omega_l - \tan \omega_i) &= (w_l - w_k) - (w_k - w_i) \\ &= \Delta (\Delta w_k)_x = (\Delta^2 w_k)_x \\ \lambda_y (\tan \omega_n - \tan \omega_m) &= (w_n - w_k) - (w_k - w_m) \\ &= \Delta (\Delta w_k)_y = (\Delta^2 w_k)_y \end{aligned} \right\} (9)$$

und mithin

$$\frac{H_x}{\lambda_x} (\Delta^2 w_k)_x + \frac{H_y}{\lambda_y} (\Delta^2 w_k)_y = -P_k \quad (9a)$$

Hierin setze ich noch

$$\begin{aligned} H_x &= \lambda_y S_x, \quad H_y = \lambda_x S_y, \\ P_k &= p_k \lambda_x \lambda_y \end{aligned}$$

und erhalte:

$$\frac{S_x}{\lambda_x^2} (\Delta^2 w_k)_x + \frac{S_y}{\lambda_y^2} (\Delta^2 w_k)_y = -p_k \quad (9b)$$

Für $H_x = H_y = H$, bzw. für $S_x = S_y = S$ ergibt sich insbesondere:

$$\frac{1}{\lambda_x} (\Delta^2 w_k)_x + \frac{1}{\lambda_y} (\Delta^2 w_k)_y = -\frac{P_k}{H} \quad (9c)$$

bzw.

$$\frac{(\Delta^2 w_k)_x}{\lambda_x^2} + \frac{(\Delta^2 w_k)_y}{\lambda_y^2} = -\frac{P_k}{S} \quad (9d)$$

Ist $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$, so gilt die einfache Bedingung

$$(\Delta^2 w_k)_x + (\Delta^2 w_k)_y = -P_k \frac{\lambda}{H} = -\frac{P_k}{S} \quad (9e)$$

welche auch durch die Gleichung

$$4 w_k - (w_i + w_l) - (w_m + w_n) = \frac{\lambda}{H} P_k = \frac{P_k}{S} \quad (9f)$$

ausgedrückt werden kann.

Es sei schließlich bemerkt, daß die Gleichung (9d) bei unendlich kleinen Maschenweiten $\lambda_x = \partial x, \lambda_y = \partial y$ unmittelbar in die Gleichung der elastischen Haut

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = -\frac{p}{S}$$

übergeht. Hiermit ist die Übereinstimmung zwischen elastischem Gewebe und elastischer Haut bewiesen.

Es ist im übrigen leicht zu erkennen, daß das Seileck nur eine Abart des elastischen Gewebes ist: läßt man in der Gleichung (9a) H_x oder H_y gleich Null werden, so erhält man in der Tat die Gleichung eines in der (y)- oder in der (x)-Richtung gespannten Seilecks.

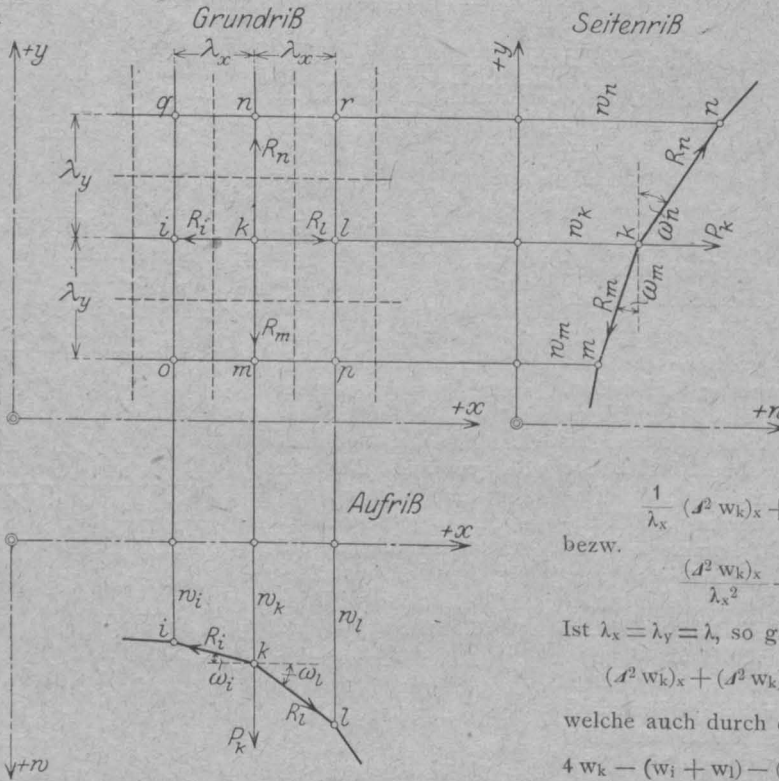


Fig. 4.

Neigungswinkel der Drähte R_m und R_n gegen die y-Achse, so müssen die Spannkkräfte R den drei Gleichgewichtsbedingungen

$$R_i \cos \omega_i - R_l \cos \omega_l = 0,$$

$$R_m \cos \omega_m - R_n \cos \omega_n = 0,$$

$$P_k + (R_l \sin \omega_l - R_i \sin \omega_i)$$

$$+ (R_n \sin \omega_n - R_m \sin \omega_m) = 0$$

genügen. Mit den Hilfsgrößen

$$R_l \cos \omega_l = R_i \cos \omega_i = H_x,$$

$$R_m \cos \omega_m = R_n \cos \omega_n = H_y$$

läßt sich die letzte Gleichung auch in der Form $H_x (\tan \omega_l - \tan \omega_i) + H_y (\tan \omega_n - \tan \omega_m) = P_k$

2. Die Beziehungen zwischen der elastischen Platte und dem elastischen Gewebe.

Um nunmehr die durch die neuen Sätze festgestellte Verwandtschaft zwischen elastischer Platte und elastischer Haut auf das Gewebe übertragen zu können, stelle ich zunächst der Grundgleichung

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} = -p$$

die Differenzgleichung

$$\frac{1}{\lambda_x^2} (\mathcal{A}^2 w_k)_x + \frac{1}{\lambda_y^2} (\mathcal{A}^2 w_k)_y = -\frac{p}{S_1}$$

gegenüber. Man erkennt, daß

$$M = S_1 w_k \dots \dots \dots (10)$$

ein muß, wenn M und w_k im übrigen den gleichen Randbedingungen genügen.

Bringe ich jetzt die elastischen Gewichte $p_k = w_k$ an den Knotenpunkten eines Gewebes mit der Grundspannung $S = S_2$ an, so entstehen Knotenpunktverschiebungen z_k , welche die Gleichungen

$$\frac{z_i - 2z_k + z_l}{\lambda_x^2} + \frac{z_m - 2z_k + z_n}{\lambda_y^2} = \frac{1}{\lambda_x^2} (\mathcal{A}^2 z_k)_x + \frac{1}{\lambda_y^2} (\mathcal{A}^2 z_k)_y = -\frac{w_k}{S_2} = -\frac{M}{S_1 S_2}$$

befriedigen müssen. Für die Ordinaten ξ der

$$z = \frac{1}{4 z_k \lambda_x^2 \lambda_y^2} [z_i (x_k - x) (x_1 - x) - 2 z_k (x_1 - x) (x_i - x) + z_l (x_i - x) (x_k - x)] \\ [z_m (y_k - y) (y_n - y) - 2 z_k (y_n - y) (y_m - y) + z_n (y_m - y) (y_k - y)] \dots \dots (a)$$

Man kann sich leicht überzeugen, daß diese Fläche durch die fünf Punkte i, k, l, m, n des Gewebes hindurchgeht. Sie möchte daher unter der Voraussetzung hinreichend kleiner Maschenweiten λ_x und λ_y als die Umhüllungs- oder Schmiegungsfläche des Gewebes im Punkte k bezeichnet werden. Die zugehörigen Differentialquotienten sind:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial x} &= \frac{1}{4 z_k \lambda_x^2 \lambda_y^2} [z_i (2x - x_k - x_1) - 2 z_k (2x - x_1 - x_i) + z_l (2x - x_i - x_k)] \\ &\quad [z_m (y_k - y) (y_n - y) - 2 z_k (y_n - y) (y_m - y) + z_n (y_m - y) (y_k - y)] \\ \frac{\partial z}{\partial y} &= \frac{1}{4 z_k \lambda_x^2 \lambda_y^2} [z_i (x_k - x) (x_1 - x) - 2 z_k (x_1 - x) (x_i - x) + z_l (x_i - x) (x_k - x)] \\ &\quad [z_m (2y - y_k - y_n) - 2 z_k (2y - y_n - y_m) + z_n (2y - y_m - y_k)] \\ \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} &= \frac{1}{2 z_k \lambda_x^2 \lambda_y^2} (z_i - 2 z_k + z_l) [z_m (y_k - y) (y_n - y) - 2 z_k (y_n - y) (y_m - y) \\ &\quad + z_n (y_m - y) (y_k - y)] \\ \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} &= \frac{1}{2 z_k \lambda_x^2 \lambda_y^2} (z_m - 2 z_k + z_n) [z_i (x_k - x) (x_1 - x) - 2 z_k (x_1 - x) (x_i - x) + z_l (x_i - x) (x_k - x)] \\ \frac{\partial^2 z}{\partial y \partial x} &= \frac{1}{4 z_k \lambda_x^2 \lambda_y^2} [z_i (2x - x_k - x_1) - 2 z_k (2x - x_1 - x_i) + z_l (2x - x_i - x_k)] \\ &\quad [z_m (2y - y_k - y_n) - 2 z_k (2y - y_n - y_m) + z_n (2y - y_m - y_k)] \end{aligned} \right\} \dots \dots (b)$$

elastischen Fläche der Platte gilt andererseits:

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} = -\frac{M}{N}$$

Aus den beiden letzten Gleichungen folgt also daß

$$\xi = z_k \frac{S_1 S_2}{N} \quad (10a)$$

sein muß, wenn ξ und z_k die gleichen Randbedingungen erfüllen. Durch die

in den Gleichungen (10) ausgedrückten Beziehungen ist somit die Bestimmung der Momentensumme M und der Ordinaten ξ der elastischen Fläche der Platte auf die Berechnung der Knotenpunktverschiebungen w_k und z_k des elastischen Gewebes zurückgeführt.

Ich habe nur noch zu zeigen, wie auch die inneren Widerstände der Platte aus den Ordinaten w_k und z_k bestimmt werden können.

Ich ersetze zu diesem Zwecke das elastische Gewebe in unmittelbarem Bereiche des Punktes k (Fig. 5) durch die Fläche

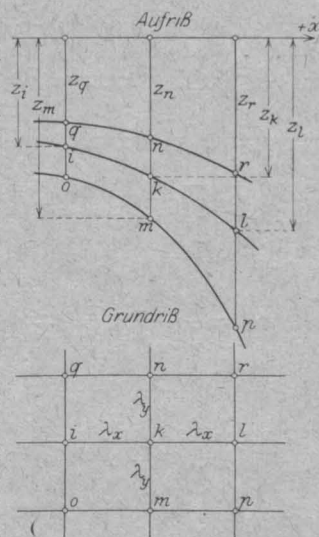


Fig. 5.

Für den Mittelpunkt k mit den Ordinaten $x = x_k$, $y = y_k$ ergibt sich demnach:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)_k &= \frac{z_1 - z_i}{2 \lambda_x} = \frac{1}{2 \lambda_x} [(z_1 - z_k) + (z_k - z_i)] \\ &= \frac{(\mathcal{A} z_k)_x}{\lambda_x} \\ \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)_k &= \frac{z_n - z_m}{2 \lambda_y} = \frac{1}{2 \lambda_y} [(z_n - z_k) + (z_k - z_m)] \\ &= \frac{(\mathcal{A} z_k)_y}{\lambda_y} \\ \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}\right)_k &= \frac{z_i - 2 z_k + z_1}{\lambda_x^2} = \frac{1}{\lambda_x^2} (\mathcal{A}^2 z_k)_x \\ \left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}\right)_k &= \frac{z_m - 2 z_k + z_n}{\lambda_y^2} = \frac{(\mathcal{A}^2 z_k)_y}{\lambda_y^2} \\ \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}\right)_k &= \frac{(z_1 - z_i)(z_n - z_m)}{4 \lambda_x \lambda_y z_k} \end{aligned} \right\} \dots (c)$$

Andererseits liefert die Formel (a) für die vier Eckpunkte o, p, q, r mit den Ordinaten

$$\begin{aligned} x_o &= x_i, & y_o &= y_m, \\ x_p &= x_l, & y_p &= y_m, \\ x_q &= x_i, & y_q &= y_n, \\ x_r &= x_l, & y_r &= y_n, \end{aligned}$$

die Werte

$$\begin{aligned} z_o &= \frac{z_i z_m}{z_k}, & z_p &= \frac{z_l z_m}{z_k}, \\ z_q &= \frac{z_i z_n}{z_k}, & z_r &= \frac{z_l z_n}{z_k}. \end{aligned}$$

Es ist also auch:

$$\left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}\right)_k = \frac{(z_o + z_r) - (z_p + z_q)}{4 \lambda_x \lambda_y} \dots (d)$$

Führt man diese Größen in die Gleichungsgruppe (2), so erhält man im Einklang mit der Gleichung (10) für die Spannungsmomente die Formeln

$$\left. \begin{aligned} s_x &= -S_1 S_2 \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right)_k \\ &= S_1 S_2 \left[\frac{2 z_k - z_i - z_l}{\lambda_x^2} + \frac{1}{m} \frac{2 z_k - z_m - z_n}{\lambda_y^2} \right] \\ s_y &= -S_1 S_2 \left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right)_k \\ &= S_1 S_2 \left[\frac{2 z_k - z_m - z_n}{\lambda_y^2} + \frac{1}{m} \frac{2 z_k - z_i - z_l}{\lambda_x^2} \right] \\ t_{xy} &= -\frac{m-1}{m} S_1 S_2 \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \right)_k \\ &= \frac{m-1}{m} \frac{S_1 S_2}{4 \lambda_x \lambda_y} [(z_p + z_q) - (z_o + z_r)] \end{aligned} \right\} \dots (11)$$

Für die lotrechten Scherkräfte gilt ebenso:

$$\left. \begin{aligned} v_x &= S_1 \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{S_1}{2 \lambda_x} (w_l - w_i) \\ v_y &= S_1 \frac{\partial w}{\partial y} = \frac{S_1}{2 \lambda_y} (w_n - w_m) \end{aligned} \right\} \dots (12)$$

1 st $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$ und wählt man $S_1 = \frac{1}{\lambda}$, $S_2 = \lambda^2$, so gewinnt man die außerordentlich einfachen Formeln:

$$\left. \begin{aligned} \lambda s_x &= (2 z_k - z_i - z_l) + \frac{1}{m} (2 z_k - z_m - z_n), \\ \lambda s_y &= (2 z_k - z_m - z_n) + \frac{1}{m} (2 z_k - z_i - z_l), \\ \lambda t_{xy} &= \frac{m-1}{4 m} [(z_p + z_q) - (z_o + z_r)]; \\ 2 \lambda^2 v_x &= w_l - w_i \\ 2 \lambda^2 v_y &= w_n - w_m \end{aligned} \right\} \dots (11a)$$

3) Die Randbedingungen rechteckiger Platten.

Auf Grund der Gleichungen (11) und (12) ist es jetzt möglich, aus den Auflagerrandbedingungen die Auflagerwiderstände abzuleiten.

Ich betrachte zuerst eine rechteckige Platte ABCD von der Breite 2a und der Länge 2b und stelle das Achsenkreuz in die Mitte derart, daß die x-Achse den Rändern AD, BC und die y-Achse den Rändern AB, CD parallel liegt (Fig. 6). Für das zugehörige Gewebe A'B'C'D' wähle ich die Maschenweiten $\lambda_x = \frac{2a}{n_1}$ und $\lambda_y = \frac{2b}{n_2}$, wobei unter

n_1 und n_2 zwei beliebige, ganze positive Zahlen zu verstehen sind.

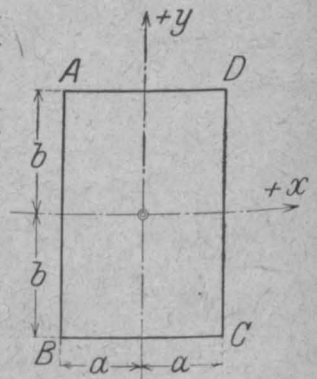


Fig. 6.

Bei statisch bestimmter Lagerung müssen für $x = \pm a$ und für jeden Wert von y

$$\xi = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} = 0$$

u. dementsprechend auch

$$M = \frac{\partial M}{\partial y} = 0,$$

und ebenso für $y = \pm b$ und jeden Wert von x:

$$\xi = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} = 0$$

und mithin auch

$$M = \frac{\partial M}{\partial x} = 0$$

werden. Es ist also an den Rändern AD, BC $v_x = 0$ und an den Rändern AB, CD $v_y = 0$.

Die Umgrenzung des stellvertretenden elastischen Gewebes ist einerseits durch die den Rändern parallel laufenden Drähte A'B', B'C', C'D' und D'A' und andererseits durch die in der Verlängerung der inneren Drähte angeordneten Aufhängungs- oder Stützdrähte (sd) festgelegt. Es

ist ohne weiteres einleuchtend, daß den Randknotenpunkten (d) (Fig. 6a) die Werte

$$w_d = z_d = 0$$

beizulegen sind und daß daher in Richtung der jeweiligen Randlinie die Differenzen (Δw_d), (Δz_d), ($\Delta^2 w_d$), ($\Delta^2 z_d$) verschwinden müssen. Die Gleich-

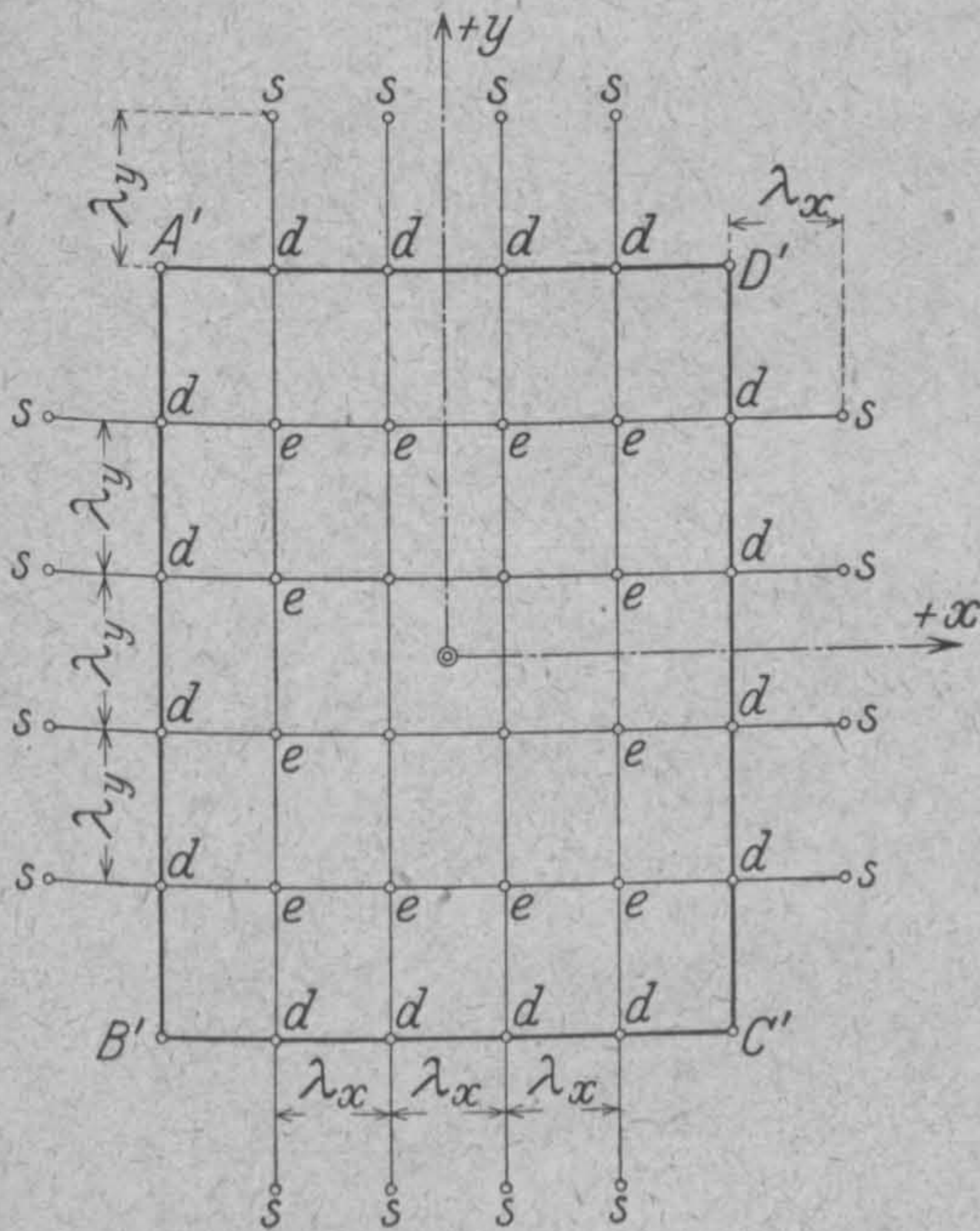


Fig. 6a.

gewichtsgleichung der Randknotenpunkte lautet für die Ränder A'D', B'C':

$$\frac{1}{\lambda_x^2} (\Delta^2 w_d)_x = \frac{w_e - 2w_d + w_s}{\lambda_x^2} = 0,$$

und für die Ränder A'B', C'D':

$$\frac{1}{\lambda_y^2} (\Delta^2 w_d)_y = \frac{w_e - 2w_d + w_s}{\lambda_y^2} = 0;$$

sie liefert zur Bestimmung der Lage der Stützdrähte die Bedingung

$$w_s = -w_e$$

und fernerhin für die Scherkräfte an den Rändern A'D', B'C':

$$v_x = \frac{S_1}{2\lambda_x} (w_e - w_s) = S_1 \frac{w_e}{\lambda_x} \dots \dots (13a)$$

und an den Rändern A'B', C'D':

$$v_y = \frac{S_1}{2\lambda_y} (w_e - w_s) = S_1 \frac{w_e}{\lambda_y} \dots \dots (13b)$$

Diese Formeln zeigen, daß die Spannkkräfte der Stützdrähte die Auflagerwiderstände des Gewebes darstellen und daß ihre lotrechten Komponenten mit den Randscherkräften der Platte vollkommen übereinstimmen.

Um nunmehr die Randdrillungsmomente zu ermitteln, genügt es, in die allgemeine Gleichung

$$t_k = \frac{m-1}{m} S_1 S_2 \frac{(z_p + z_q) - (z_o + z_r)}{4\lambda_x \lambda_y}$$

im Einklang mit der Fig. 6b die Randwerte

$$z_o = -z_p, z_q = -z_r$$

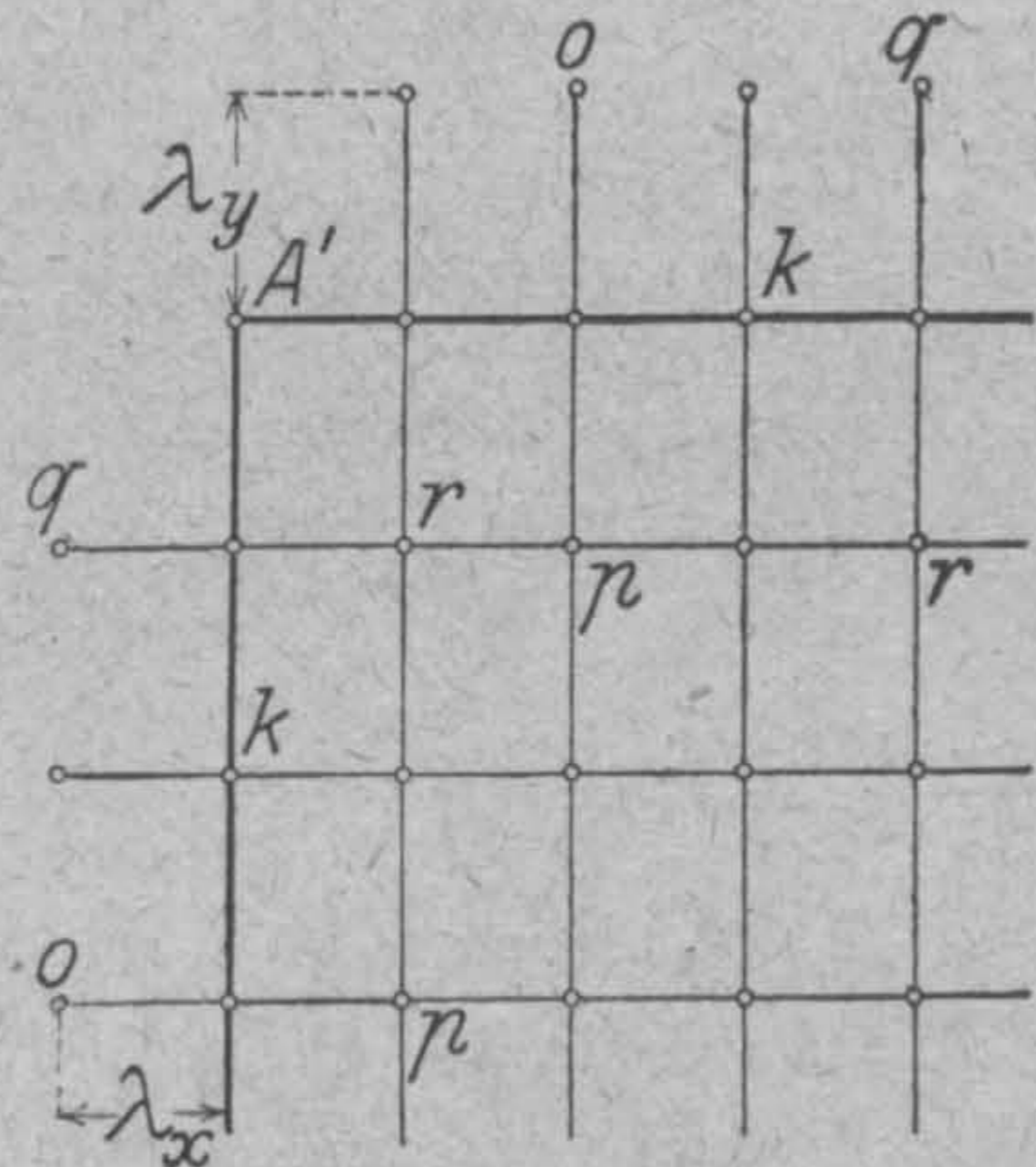


Fig. 6b.

einzusetzen. Es ergibt sich sodann

$$t_k = -\frac{m-1}{m} S_1 S_2 \frac{z_r - z_p}{2\lambda_x \lambda_y} \dots (13c)$$

und insbesondere für $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$

$$t_k = -\frac{m-1}{m} S_1 S_2 \frac{z_r - z_p}{2\lambda^2} = -\frac{m-1}{m} \cdot \frac{z_r - z_p}{2\lambda} (13d)$$

4. Die Randbedingungen schiefwinkliger Platten.

Auf Grund ähnlicher Überlegungen gelangt man auch bei schiefwinkligen Platten zum Ziele. Bezieht man die Randspannungen auf ein rechtwinkliges Kreuz, dessen u-Achse mit der Randlinie zusammenfällt und dessen v-Achse senkrecht zum Rande steht, beachtet man ferner, daß die Bedingungen

$$\sigma_v = \frac{\partial^2 \zeta}{\partial u^2} = 0,$$

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial v^2} = \sigma_u = 0$$

bei freier Auflagerung erfüllt sein müssen, so erkennt man, daß den Punkten p, l, r des Gewebes im gleichen Abstände vom Rande die Punkte o, i, q zugeordnet werden können, deren Ordinaten die Gleichungen

$$z_p + z_o = z_l + z_i = z_r + z_q = 0$$

befriedigen (Fig. 7).

Die Schmiegungsfläche für den Punkthaufen i, k, l, m, n, o, p, q, r läßt sich im Einklang mit der Abb. 7 durch die Gleichung

$$\zeta = +\frac{S_1 S_2}{N} \cdot \frac{v}{2\lambda_u^2 \lambda_v} [z_p (u - u_l) (u - u_r) - 2z_l (u - u_r) (u - u_p) + z_r (u - u_p) (u - u_l)]$$

darstellen. Sie liefert:

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = + \frac{S_1 S_2}{N} \cdot \frac{1}{\lambda_x \lambda_u^2} \left[z_p \left(u - \frac{u_l + u_r}{2} \right) - 2z_l \left(u - \frac{u_r + u_p}{2} \right) + z_r \left(u - \frac{u_p + u_l}{2} \right) \right]$$

Für einen Randknotenpunkt s des Gewebes ergibt sich sodann, wenn

$$\lambda_u = \frac{\lambda_x}{\cos \varphi} = \frac{\lambda_y}{\sin \varphi}, \quad \lambda_v = \lambda_y \cos \varphi, \quad \lambda_u \lambda_v = \lambda_x \lambda_y,$$

$$u_p = u_s - \lambda_y \sin \varphi = u_s - \lambda_u \sin^2 \varphi,$$

$$u_l = u_s + \lambda_x \cos \varphi = u_s + \lambda_u \cos^2 \varphi,$$

$$u_r = u_s + \lambda_x \cos \varphi + \lambda_u = u_s + \lambda_u (1 + \cos^2 \varphi)$$

gesetzt wird:

$$t_{uv} = - \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = - \frac{S_1 S_2}{2 \lambda_x \lambda_y} [(z_r - z_p) + 2 \cos^2 \varphi (2z_l - z_p - z_r)] \frac{m-1}{m} \quad (14)$$

Man kann sich leicht überzeugen, daß für $\varphi = 90^\circ$ diese Formel vollkommen mit derjenigen übereinstimmt, welche vorhin für rechteckige Platten abgeleitet worden ist.

Um aus $\sigma_u, \sigma_v, t_{uv}$ die Werte $\sigma_x, \sigma_y, t_{xy}$ für den Rand abzuleiten, benutze ich die Beziehungen:

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial u^2} = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \left(\frac{\partial x}{\partial u} \right)^2 + \frac{2 \partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \frac{\partial x}{\partial u} \frac{\partial y}{\partial u} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \left(\frac{\partial y}{\partial u} \right)^2 = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \cos^2 \varphi + \frac{2 \partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \sin \varphi \cos \varphi + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \sin^2 \varphi = 0,$$

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial v^2} = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \left(\frac{\partial x}{\partial v} \right)^2 + \frac{2 \partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \frac{\partial x}{\partial v} \frac{\partial y}{\partial v} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \left(\frac{\partial y}{\partial v} \right)^2 = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \sin^2 \varphi - \frac{2 \partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \sin \varphi \cos \varphi + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \cos^2 \varphi = 0,$$

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \frac{\partial x}{\partial u} \frac{\partial x}{\partial v} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \left(\frac{\partial x}{\partial v} \frac{\partial y}{\partial u} + \frac{\partial x}{\partial u} \frac{\partial y}{\partial v} \right) + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \frac{\partial y}{\partial u} \frac{\partial y}{\partial v}$$

$$= + \cos \varphi \sin \varphi \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \right) - (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y},$$

und erhalte:

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} = - \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} = - \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \tan(2\varphi) + \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} \sin(2\varphi), \quad \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} = - \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} \cos(2\varphi);$$

mithin auch:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= - \frac{m-1}{m} N \sin(2\varphi) \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = t_{uv} \sin(2\varphi) = - \sin(2\varphi) \frac{S_1 S_2}{2 \lambda_x \lambda_y} [(z_r - z_p) + 2 \cos^2 \varphi (2z_l - z_p - z_r)] \frac{m-1}{m} \\ \sigma_y &= + \frac{m-1}{m} N \sin(2\varphi) \frac{\partial^2 \xi}{\partial u \partial v} = - t_{uv} \sin(2\varphi) = + \sin(2\varphi) \frac{S_1 S_2}{2 \lambda_x \lambda_y} [(z_r - z_p) + 2 \cos^2 \varphi (2z_l - z_p - z_r)] \frac{m-1}{m} \\ t_{xy} &= - \frac{m-1}{m} N \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} = - t_{uv} \cos(2\varphi) = \cos(2\varphi) \frac{S_1 S_2}{2 \lambda_x \lambda_y} [(z_r - z_p) + 2 \cos^2 \varphi (2z_l - z_p - z_r)] \frac{m-1}{m} \end{aligned} \right\} (15)$$

Man erkennt, daß obgleich σ_u und σ_v am Rande verschwinden, σ_x und σ_y einen von Null verschiedenen Wert annehmen. Nur, wenn $\varphi = 90^\circ$ ist, werden, wie es bei rechteckigen Platten sein muß, $\sigma_x = \sigma_y = 0$.

Um schließlich die Randscherkräfte zu bestimmen, genügt es, die Gleichgewichtsgleichung der am Randknotenpunkte s des Gewebes angreifenden lotrechten Kräfte aufzuschreiben. Sie lautet, in Übereinstimmung mit Fig. 7 wenn man unter

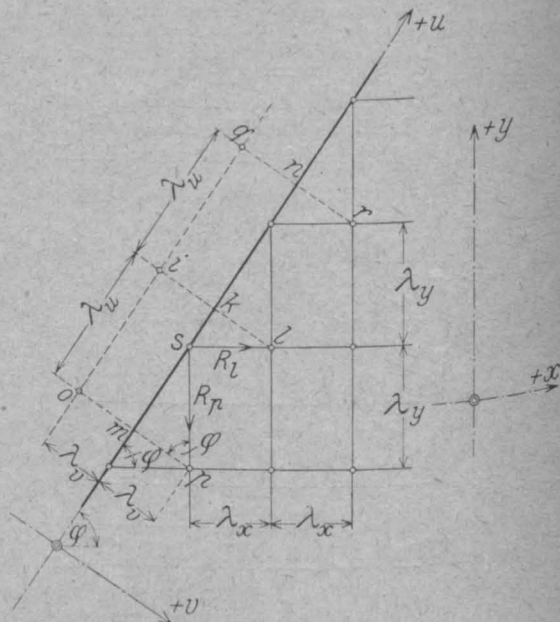


Fig. 7.

$$A_s = \lambda_u v_v$$

die Mittelkraft der auf der Randlänge λ_u wirkenden Scherkräfte versteht:

$$A_s = R_p \sin \omega_p + R_l \sin \omega_l,$$

oder wenn wie früher

$$R_p \cos \omega_p = H_y = S_1 \lambda_x, \quad R_l \cos \omega_l = H_x = S_1 \lambda_y$$

gesetzt wird:

$$\lambda_u v_v = S_1 (\lambda_x \tan \omega_p + \lambda_y \tan \omega_l) = S_1 \left(\lambda_x \frac{w_p}{\lambda_y} + \lambda_y \frac{w_l}{\lambda_x} \right)$$

Hieraus folgt:

$$v_v = S_1 \left(\frac{w_p \cos \varphi}{\lambda_y} + w_l \frac{\sin \varphi}{\lambda_x} \right) \dots \quad (16)$$

Beachtet man auch, daß die Scherkraft v_r in einem Flächenelement senkrecht zu einer Achse r durch die Gleichung

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

gegeben ist, so ergibt sich

$$v_x = \frac{\partial M}{\partial u} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial M}{\partial v} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = +v_u \cos \varphi + v_v \sin \varphi,$$

$$v_y = \frac{\partial M}{\partial u} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial M}{\partial v} \cdot \frac{\partial v}{\partial y} = v_u \sin \varphi - v_v \cos \varphi,$$

und da am Rande $v_u = 0$ sein muß,

$$\left. \begin{aligned} v_x &= + \sin \varphi v_v = + \sin \varphi S_1 \left(\frac{w_p \cos \varphi}{\lambda_y} + w_l \frac{\sin \varphi}{\lambda_x} \right) \\ v_y &= - \cos \varphi v_v = - \cos \varphi S_1 \left(\frac{w_p \cos \varphi}{\lambda_y} + w_l \frac{\sin \varphi}{\lambda_x} \right) \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

Die vorstehenden Untersuchungen haben bewiesen, daß es möglich ist, aus den Ordinaten w und z des elastischen Gewebes alle Einzelheiten der Formänderung und der Beanspruchung der elastischen Platte abzuleiten. Bevor die praktische Durchführung der Berechnung an Beispielen gezeigt wird, möge jetzt auf die Vereinfachungen, die bei der Verwendung schiefwinkliger Gewebe erzielt werden können, kurz hingewiesen werden.

(Forts. folgt.)

DIE BESTIMMUNG VON RAHMENQUERSCHNITTEN.

(Fortsetzung von Seite 114).

War die bisherige Bestimmung von Rahmenquerschnitten mit dem Mittelmoment wirklich falsch?

Von B. Löser, Dresden, i. Fa. Kell u. Löser,
Dozent an der Technischen Hochschule Dresden.

Im Heft 1 des laufenden Jahrgangs dieser Zeitschrift kommt Herr Obering. Schlüter unter der vorstehenden Überschrift auf meine 1915 veröffentlichte Arbeit zurück: „Kritik und Richtigstellung der gebräuchlichen Methoden zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf Biegung und Druck.“ Obschon Herr Schlüter meine Entwicklungen ausdrücklich als theoretisch einwandfrei anerkennt, schiebt er sie deshalb als praktisch wertlos beiseite, weil für ihn festzu stehen scheint, „daß man bei Beibehaltung der Mittellinie als Bezugsachse der Momente schneller zu annähernd dem gleichen Ziele gelangen kann.“ „Es hat deshalb keinen Sinn, den Gipfel der Genauigkeit zu erklimmen.“

Literatur:

1. „Beton und Eisen“ 1915, Hefte XI und XII/XIII, B. Löser: „Kritik und Richtigstellung der gebräuchlichen Methoden zur Berechnung von Eisenbeton-Querschnitten auf Biegung und Druck“.
2. „Über die Bestimmung von Eisenbeton-Querschnitten bei exzentrischen Druckkräften“ von Dr.-Ing. Walther Kunze, „Armierter Beton“ 1916, S. 185.
3. „Über die Bestimmung von Eisenbeton-Querschnitten bei exzentrischen Druckkräften“ von B. Löser, „Armierter Beton“ 1917, S. 14.
4. „Bestimmung exzentrisch belasteter Eisenbeton-Querschnitte“ von Ing. H. Paepow, „Armierter Beton“ 1918, S. 61.
5. Weitere Tabellen zur Bestimmung einseitig gedrückter Eisenbeton-Querschnitte von Dr.-Ing. Kunze, „Armierter Beton“ 1918, Heft 2.
6. „War die bisherige Bestimmung von Rahmenquerschnitten mit dem Mittelmoment wirklich falsch?“ von Obering. Schlüter, „Armierter Beton“ 1919, Heft 1.

Ich vermisze nun in Herrn Schlüters Auslassungen die tatsächliche Beweisführung. Erst kurz vor dem Schluß seiner Abhandlung kommt ein Zahlenbeispiel, aus dem hervorgeht, daß bei Annahme der Mittellinie als Rahmenachse der Horizontalschub 8,300 t beträgt, während er unter Benutzung der statischen Achse auf 8,060 t sinkt. Auf die geringe Abweichung der statisch unbestimmten Größe baut Herr Schlüter seinen Angriff auf. Diese Basis ist aber unzureichend, weil es nicht auf die Differenzen der statisch unbestimmten Größen am Beginn der Rechnung, sondern auf die Abmessungen, insbesondere die Bewehrung am Schlusse des Verfahrens ankommt. Indem Herr Schlüter die Endergebnisse völlig unbeachtet läßt, entgeht ihm die hier entscheidende Tatsache, daß auch kleine Änderungen der statisch unbestimmten Größen erhebliche Bewehrungsdifferenzen zur Folge haben können. Zum Nachweis dessen wähle ich den umgekehrten Weg wie Herr Schlüter und rechne zunächst, um hinterher, gestützt auf prüfbare Zahlen, die nötigen Schlüsse zu ziehen.

Zahlenbeispiel.

Ein rechteckiger Zweigelenrahmen hat 10,50 m Stützweite, 3,80 m Geschoßhöhe, 80 cm Konstruktionshöhe im Riegel. Belastung durch drei Einzellasten von je 28 t. Eine Einzellast wirkt im Mittel, die beiden anderen in der Entfernung 2,50 m von der Mitte der Stützweite.

Rippenbreite $b_0 = 40$ cm (Fig. 1),
Nutzhöhe des Plattenbalkens $h = 74$ cm,
Abstand der Druckeisen vom oberen Rande
 $h' = 6$ cm,
Stärke der anschließenden Deckenplatten
 $d = 12$ cm,

Beanspruchungen $\sigma_s = 40 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$; $x = 1/3 h = 1/3 \cdot 74 = 24,67 \text{ cm}$; $h - x = 49,33 \text{ cm}$.

Stützkräfte $A = B = 1,5 \cdot 28,000 = 42,000 \text{ t}$,
Moment im Querschnitt G':

$$M^0_G = 42,000 \cdot 2,75 = 115,50 \text{ tm},$$

Moment im Querschnitt K':

$$M'_K = 42,000 \cdot 5,25 - 28,000 \cdot 2,50 = 150,50 \text{ tm}$$

Flächeninhalt der Momentenfläche (Fig. 2)

$$\omega^0 = 2,75 \cdot 115,50 + 5,00 \cdot \frac{1}{2} (115,50 + 150,50),$$

$$\omega^0 = 982,625 \text{ tm}^2.$$

In der folgenden Untersuchung soll der Einfluß der Achsenwahl auf Stützlinie und Abmessungen dargestellt werden. Zu diesem Zwecke lassen wir die

Riegelachse zunächst mit der Riegelmittellinie zusammenfallen, wobei die Systemhöhe

$$H_1 = 3,80 - 1/2 \cdot 0,80 = 3,40 \text{ m}$$

beträgt.

Dann heben wir die Riegelachse zweimal um je 10 cm, so daß $H_2 = 3,50 \text{ m}$, $H_3 = 3,60 \text{ m}$ wird. Die Annahme $H_1 = 3,40 \text{ m}$ entspricht dem von mir angegriffenen bisherigen Gebrauch, während $H_1 = 3,60 \text{ m}$ der statischen Achse sehr nahe kommt. Um auch den Einfluß der Trägheitsmomente zu erkennen, betrachten wir die Verhältnisse $J : J_v = 1/2, 1, 2$. Für die Annahmen $H_1 = 3,40 \text{ m}$ und $J : J_v = 1/2$ wird die Rechnung ausführlich dargestellt. Im übrigen werden nur die Ergebnisse angeschrieben.

$$H_1 = 3,40 \text{ m}; \quad J : J_v = 1/2.$$

Man findet das statisch unbestimmbare Eckmoment X allgemein bei beliebiger senkrechter Belastung des Riegels (Fig. 4)

$$X = - \frac{3 \omega^0}{3l + 2iH} \quad (1)$$

Hierin bedeutet:

- ω^0 den Inhalt der Momentenfläche des Riegels im Hauptnetz,
- l die Rahmenstützweite,
- i die Starrheitszahl $i = J : J_v$,
- J und J_v die Trägheitsmomente von Riegel bez. Ständer,

H die Tragwerkshöhe.

Im betrachteten Falle ist das Eckmoment:

$$X = - \frac{3 \cdot 982,625}{3 \cdot 10,50 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,40} = -84,466 \text{ tm}$$

Rahmenkraft U, zugleich Normalkraft für den Riegel

$$U = \frac{X}{H} = \frac{84,466}{3,40} = 24,842 \text{ t} \quad (2)$$

Am Querschnitt K im Riegelmittel:

$$M_K = 150,500 - 84,466 = 66,034 \text{ tm} \quad (3)$$

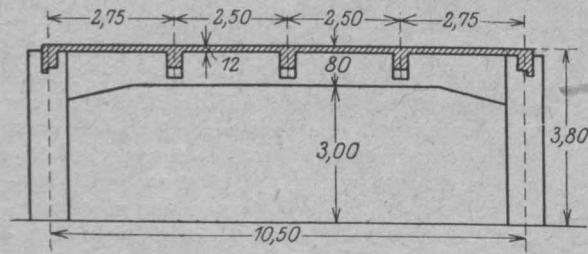


Fig. 1.

Unter Vernachlässigung der Spannungen im Steg gilt für 1 m Breite des Plattenbalkens:

zulässiges Moment bei reiner Biegung

$$M_{100} = 24,864 \text{ tm},$$

zugehörige Bewehrung

$$F_{100} = 30,26 \text{ cm}^2.$$

Die größte zulässige Plattenbreite ist

$$b = 16 \cdot 0,12 = 1,92 \text{ m},$$

auf diese Breite findet man bei reiner Biegung

$$F_{192} = 1,92 \cdot 30,26 = 58,10 \text{ cm}^2,$$

$$M_{192} = 1,92 \cdot 24,864 = 47,739 \text{ tm}.$$

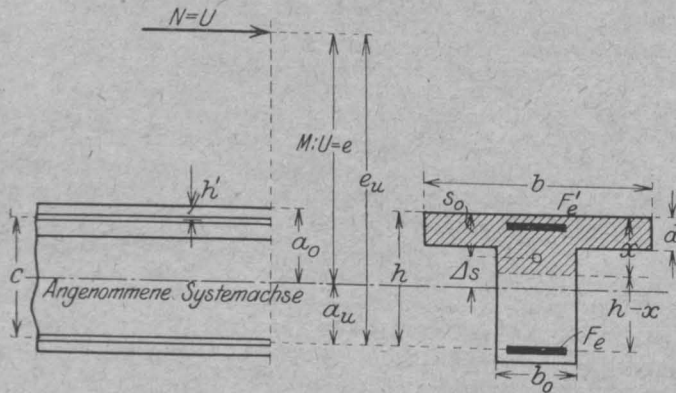


Fig. 2.

Hebelarm der inneren Kräfte

$$z = \frac{47,739}{1,2 \cdot 58,10} = 0,685 \text{ m}.$$

Bei Berücksichtigung der Spannungen im Steg findet man für die Breite $b = 1,92 \text{ m}$ bei reiner Biegung

$$M'_{192} = 50,778 \text{ tm},$$

$$F'_{192} = 62,44 \text{ cm}^2.$$

Biegemomente im statisch bestimmten Hauptnetz.

Die Ständer erhalten im Hauptnetz keine Momente. (Fig. 3.)

Entfernung e der Normalkraft U (zugleich der Stützlinie) von der angenommenen Systemachse

$$e = M_K : U = 66,034 : 24,842 = 2,658 \text{ m} \quad (4)$$

Abstand a_u der Systemachse von den Zugeisen

$$a_u = \frac{1}{2} \cdot 0,80 - 0,06 = 0,34 \text{ m} \quad (5)$$

Abstand e_u der Normalkraft U (zugleich der Stützlinie) von den Zugeisen

$$e_u = e + a_u = 2,658 + 0,340 = 2,998 \text{ m} \quad (6)$$

Moment M_u der Normalkraft, bezogen auf die unteren Eiseneinlagen (Fig. 2)

$$M_u = U e_u = 24,842 \cdot 2,998 = 74,476 \text{ tm} \quad (7)$$

Fig. 3.

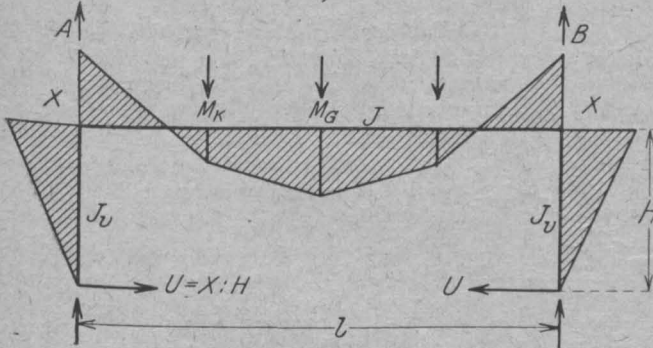
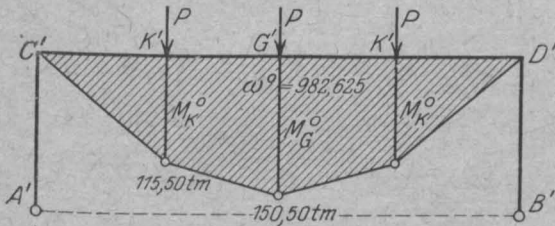


Fig. 4.

Zur Bestimmung der Querschnitte benutzen wir die bekannte Tatsache:

Eine in der Entfernung e_u von der gezogenen Eiseneinlage angreifende Längskraft N erfordert die gleiche Druckzone und die um $N : \sigma_e$ verminderte Zugzone wie ein reines Biegemoment

$$M_u = N e_u \quad (8)$$

In unserem Falle ist die Längskraft N gleich der Rahmenkraft U . Da der zur Verfügung stehende Betonquerschnitt bei Berücksichtigung der Betonspannungen im Steg mit $F_{e1} = 62,44 \text{ cm}^2$ nur ein Moment von $M_1 = 50,778 \text{ tm}$ aufnehmen darf, erfordert der Querschnitt G doppelte Bewehrung.

Das ungetilgte Moment hat die Größe

$$A M = M_u - M_1 = 74,476 - 50,778 = 23,698 \text{ tm} \quad (9)$$

Dieses Moment ist bestimmend für die Zusatzbewehrung

in der Zugzone

$$F_{e2} = \frac{A M}{\sigma_e (h - h')} = \frac{23,698}{1,200 (0,74 - 0,06)} \quad (10)$$

$$F_{e2} = \frac{23,698}{0,816} = 29,04 \text{ cm}$$

in der Druckzone

$$F'_e = F_{e2} \frac{h - x}{x - h'} = F_{e2} \frac{0,74 - 0,2467}{0,2467 - 0,08} \quad (11)$$

$$F'_e = F_{e2} \cdot 2,6428 = 29,04 \cdot 2,6428 = 76,74 \text{ cm}^2$$

Eisenverminderung in der Zugzone infolge der Längskraft U

$$F_{e3} = -\frac{U}{1,2} = -\frac{24,842}{1,2} = -20,70 \text{ cm} \quad (12)$$

Gesamte Zugbewehrung

$$F_e = F_{e1} + F_{e2} + F_{e3} = 62,44 + 29,04 - 20,70 = 70,78 \text{ cm}^2$$

Summe der Bewehrung

$$F_e + F'_e = 70,78 + 76,74 = 147,52 \text{ cm}^2$$

Ermittlung der Schwerpunktslage

$$\text{Platte} \dots \dots \dots 152 \cdot 12 = 1824 \text{ cm}$$

$$\text{Steg} \dots \dots \dots 40 \cdot 24,67 = 987 \text{ „}$$

$$\text{Druckeisen} \dots \dots \dots 15 \cdot 76,74 = 1151 \text{ „}$$

$$\text{Zugeisen} \dots \dots \dots 15 \cdot 70,78 = 1062 \text{ „}$$

$$\text{Flächeninhalt } F_i = 5024 \text{ cm}^2$$

$$\text{Platte} \dots \dots \dots 1824 \cdot 6 = 10944 \text{ cm}^3$$

$$\text{Steg} \dots \dots \dots 987 \cdot 12,33 = 12170 \text{ „}$$

$$\text{Druckeisen} \dots \dots \dots 1151 \cdot 6 = 6906 \text{ „}$$

$$\text{Zugeisen} \dots \dots \dots 1062 \cdot 74 = 78588 \text{ „}$$

$$\text{Stat. Moment } S_0 = 108608 \text{ cm}^3$$

Schwerpunktsentfernung vom oberen Rande

$$s_0 = \frac{S_0}{F_i} = 108608 : 5024 = 21,61 \text{ cm} \quad (13)$$

Abstand der statischen Achse von der angenommenen Systemachse

$$A s = 40 - 21,61 = 18,39 \text{ cm} \quad (14)$$

Querschnitt K unter den seitlichen Einzellasten:

$$\text{Moment } M_K = M^o_K + X = 115,500 - 84,466 = 31,034 \text{ tm.}$$

Entfernung e der Normalkraft U (zugleich der Stützlinie) von der angenommenen Systemachse

$$e = M_K : U = 31,034 : 24,842 = 1,249 \text{ m,}$$

Abstand der Systemachse von den Zugeisen

$$a_u = 0,34 \text{ m,}$$

Abstand der Normalkraft U (zugleich der Stützlinie) von den Zugeisen

$$e_u = e + a_u = 1,249 + 0,340 = 1,589 \text{ m,}$$

Moment M_u der Normalkraft, bezogen auf die Zugeisen

$$M_u = U e_u = 24,842 \cdot 1,589 = 39,474 \text{ tm.}$$

Unter Vernachlässigung der Spannungen im Steg genügt bei einfacher Bewehrung die Plattenbreite

$$b = \frac{M_u}{M_{100}} = \frac{39,474}{24,864} = 1,587 \text{ m.}$$

Erforderliche Bewehrung der Zugzone

$$F_e = F_{100} b - U : \sigma_e = 30,26 \cdot 1,587 - 24,842 : 1,200, 2$$

$$F_e = 48,02 - 20,70 = 27,32 \text{ cm}^2.$$

Schwerpunktsbestimmung:

Platte 158,7 · 12 = 1 904 cm

Eisen 15 · 27,32 = 410 "

Flächeninhalt 2 314 cm

Platte 1904 · 6 = 11 424 cm³

Eisen 410 · 74 = 30 340 "

Stat. Moment $S_0 = 41 764 \text{ cm}^3$

Schwerpunktsentfernung vom oberen Rande

$$s_0 = 41 764 : 2314 = 18,04 \text{ cm.}$$

Abstand der statischen Achse von der angenommenen Systemachse

$$d_s = 40 - 18,04 = 21,96 \text{ cm.}$$

Die vorgeführten Rechnungen wurden für die Annahmen

$$J : J_v = 1/2, \quad J : J_v = 1 \quad \text{und} \quad J : J_v = 2;$$

ferner für die Systemhöhen

$$H = 3,40 \text{ m, } H = 3,50 \text{ m und } H = 3,60 \text{ m}$$

vorgenommen. Die Ergebnisse sind in der tabellarischen Übersicht auf S. 139 zusammengestellt. In den Spalten δ ist die Abweichung zwischen den Annahmen $H = 3,40 \text{ m}$ (Mittellinie = Systemachse) und $H = 3,60 \text{ m}$ (statische Achse = Systemachse) in Hundertteilen angegeben, bezogen auf die entsprechenden zu $H = 3,40 \text{ m}$ gehörigen Größen. Aus der nebenstehenden Übersicht erkennt man:

1. Das Eckmoment X, welches als statisch unbestimmte Größe gewählt wurde, wird bei Verschiebung der Riegelachse nur ganz wenig verändert; es verringert sich um 0,57 — 1,74 %.

2. Der Horizontalschub U, für den Riegel zugleich die Normalkraft, vermindert sich stärker, wenn sich die Achse des Riegels um 6 % hebt, und zwar um 6,09 — 7,20 %.

3. Die auf die wandernde Riegelachse bezogenen Momente M zeigen nur geringe Differenzen, für den Mittelquerschnitt 0,73 — 1,33 %, für die seitlichen Querschnitte K 1,55 — 2,27 %.

4. Trotz der sehr kleinen Änderungen der statisch unbestimmten Größe X erleidet die Stützlinie eine erhebliche Veränderung; sie wandert — gemessen im Feldmittel von der festliegenden unteren Eiseneinlage bei $J : J_v = 1/2$ — um 3,391 — 2,998 = 0,393 m nach oben, wenn sich die Riegelachse von $H = 3,40$ bis $H = 3,60 \text{ m}$ um 0,20 m verschiebt. Eine Differenz der statisch unbestimmten Größe von 0,57 % hat also im betrachteten Falle eine Vergrößerung des Ausschlages e_u von 13,1 % zur Folge. Bei $J : J_v = 2$

bewirkt die Achsenverschiebung von 0,20 m eine gleichsinnige Stützlinienverschiebung von 0,608 m (Zeile für e, Spalte 9 und 11 der Tabelle) (Fig. 5).

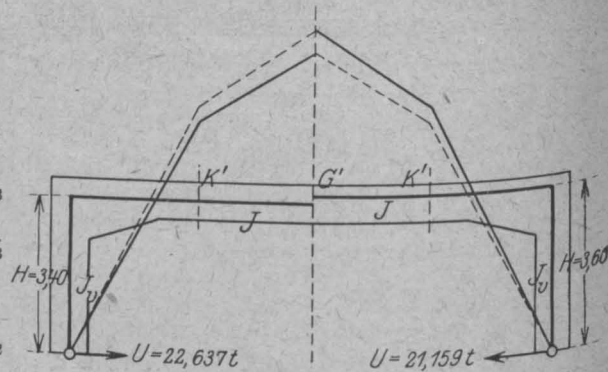


Fig. 5.

5. Ausschlaggebend für die Abmessungen der Querschnitte ist das auf die gezogene Eiseneinlage wirksame Moment M_u der Normalkraft U. Es ist

$$M_u = U e_u.$$

Bei Hebung der Achse hat sich e_u stärker vergrößert, als sich der Horizontalschub U vermindert hat, weshalb das Moment M_u einen Zuwachs erleidet, der weiterhin eine Querschnittsverstärkung zur Folge hat. Für den Mittelquerschnitt G ist die Abweichung des Momentes M_u 4,63 — 6,21 %, für die Querschnitte K unter den seitlichen Einzellasten 7,47 — 11,1 %.

6. Die Bewehrungsunterschiede zwischen $H = 3,40 \text{ m}$ und $H = 3,60 \text{ m}$ ergaben sich wie folgt:

Zugbewehrung Feldmittel . .	9,85 — 6,73 %
Druckbewehrung "	19,5 — 10,4 %
Zugbewehrung Querschnitt K . .	25,3 — 12,1 %
Druckbewehrung " "	71,9 %
Gesamte Bewehrung Feldmittel	14,2 — 8,84 %
" " Querschn. K	20,8 — 27,8 %

7. Der Schwerpunkt der statisch wirksamen Flächenelemente verschiebt sich nur unwesentlich, wenn die Riegelachse gehoben wird. s_0 zeigt nur unerhebliche Schwankungen.

Die Abweichungen zwischen der falschen Annahme: Mittellinie = Tragwerksachse und der richtigen Annahme: Statische Achse = Tragwerksachse werden um so größer, je ausschlaggebender die Normalkraft ist, d. h. je geringer die Ausschläge e der Stützlinie sind. Es lassen sich an dem behandelten Beispiel leicht Querschnitte finden, die noch erheblich größere Bewehrungsdifferenzen liefern würden.

Unter Hinweis auf Punkt 6 der vorstehenden Ergebnisse beantworte ich heute (wie schon 1915) Herrn Schlüters Frage: „War die bisherige Bestimmung

Tabellarische Übersicht über den Einfluß der Achsenverschiebung. Vergl. Fig. 5.

Starrheitszahl		$J:J_v = 1/2$				$J:J_v = 1$				$J:J_v = 2$			
Systemhöhe H in m		3,40	3,50	3,60	δ	3,40	3,50	3,60	δ	3,40	3,50	3,60	δ
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Querschnitt G	Eckmoment X	84,466	84,225	83,985	- 0,57	76,968	76,568	76,172	- 1,03	65,363	64,788	64,224	- 1,74
	Rahmenkraft $U = X:H$	24,842	24,064	23,329	- 6,09	22,637	21,876	21,159	- 6,53	19,224	18,511	17,840	- 7,20
	Achsenabstand a_u	0,340	0,440	0,540	-	0,340	0,410	0,540	-	0,340	0,440	0,540	-
	Moment M_G	66,034	66,275	66,515	+ 0,73	73,532	73,932	74,328	+ 1,08	85,137	85,712	86,276	+ 1,33
	Abstand $e = M_G:U$	2,658	2,754	2,851	-	3,218	3,380	3,513	-	4,428	4,630	4,836	-
	„ $e_u = e + a_u$	2,998	3,194	3,391	+ 13,1	3,588	3,820	4,053	+ 12,9	4,768	5,070	5,376	+ 12,7
	Moment $M_u = U e_u$	74,476	76,860	79,108	+ 6,21	81,221	83,566	85,757	+ 5,58	91,660	93,851	95,908	+ 4,63
	$\Delta M = M_u - 50,778$	23,698	26,082	28,330	-	30,444	32,788	34,979	-	40,882	43,073	45,130	-
	Zugbewehrung F_e	70,78	74,79	77,72	+ 9,85	80,89	84,39	87,67	+ 8,38	96,52	99,80	103,02	+ 6,73
	Druckbewehrung $F_{e'}$	76,74	85,61	91,73	+ 19,5	98,60	106,19	113,27	+ 14,9	132,40	139,49	146,15	+ 10,4
Gesamte Bewehrung $F_e + F_{e'}$	147,52	160,40	168,45	+ 14,2	179,49	190,58	200,94	+ 11,9	228,92	239,29	249,17	+ 8,84	
Schwerpunktsentfernung s_0	0,2161	0,2182	0,2197	-	0,2212	0,2228	0,2242	-	0,2277	0,2288	0,2299	-	
Differenz $a_0 - s_0$	0,1839	0,0819	- 0,0197	-	0,1788	0,0772	0,0242	-	0,1723	0,0712	0,0299	-	
Querschnitt K	Moment M_K	31,034	31,275	31,515	+ 1,55	38,532	38,932	39,328	+ 2,06	50,137	50,712	51,276	+ 2,27
	Abstand $e = M_K:U$	1,249	1,299	1,351	-	1,702	1,780	1,858	-	2,608	2,739	2,874	-
	„ $e_u = e + a_u$	1,589	1,739	1,891	+ 19,0	2,042	2,220	2,398	+ 17,4	2,948	3,179	3,414	+ 15,8
	Moment $M_u = U e_u$	39,474	41,847	44,115	+ 11,1	46,225	48,565	50,739	+ 9,76	56,672	58,846	60,906	+ 7,47
	Erforderliche Plattenbreite b	1,587	1,683	1,774	-	1,859	1,92	1,92	-	1,92	1,92	1,92	-
	Zugbewehrung F_e	27,32	30,88	34,24	+ 25,3	35,55	39,67	42,95	+ 20,8	53,64	56,90	60,13	+ 12,1
	Druckbewehrung $F_{e'}$	-	-	-	-	-	-	-	-	19,08	26,11	32,80	+ 71,9
	Gesamte Bewehrung $F_e + F_{e'}$	27,32	30,88	34,24	+ 25,3	35,55	39,67	42,95	+ 20,8	72,72	83,01	92,93	+ 27,8
	Schwerpunktsentfernung s_0	0,1804	0,1868	0,1922	-	0,1911	0,1996	0,2085	-	0,2163	0,2185	0,2207	-
Differenz $a_0 - s_0$	0,2196	0,1132	0,0078	-	0,2089	0,1004	0,0085	-	0,1837	0,0815	0,0207	-	

von Rahmenquerschnitten mit dem Mittelmoment wirklich falsch?" mit einem entschiedenen „Ja“.

Es sollen nun einige der Schlüterschen Behauptungen an Hand der heute vorgelegten Zahlen nachgeprüft werden.

Herr Schlüter sagt:

„Ich bin überzeugt, daß jeder Konstrukteur, der bisher die Lage der Normalkraft mit Hilfe des Momentes mit Bezug auf die Mittellinie bestimmt hat, das zugrunde liegende Moment vorher auch auf diese Linie bezogen hat; und auf die Innehaltung dieser Konsequenz kommt es doch an.“

Das ist ein grundlegender Irrtum, den ich schon 1915 bekämpft habe. Trotz „Innehaltung dieser Konsequenz“ ergeben sich die in Punkt 6 der Ergebnisse angeschriebenen Bewehrungsunterschiede bez. ähnliche Spannungsdifferenzen. Ursache: Die Stützlinie wandert mit der Tragwerksachse und vergrößert das die Abmessungen bestimmende Moment $M_u = Ue_u$. Vergl. Fig. 5. Es ist deshalb unzulässig, irgend einen von der statischen Achse abweichenden Linienzug als Tragwerksachse anzusehen und die damit gewonnene Stützlinie zur Bestimmung der Abmessungen zu verwenden. Die von Herrn Schlüter behauptete „gründliche Verkenntung der Sachlage“ liegt nicht auf meiner Seite.

Herr Schlüter sagt weiter:

„Das Ganze läuft auf die Frage hinaus, ob die Stützlinie, die sich bekanntlich nach Feststellung der Auflagergrößen durch deren Zusammensetzung mit den belastenden Kräften ergibt, sich in ihrer Form wesentlich ändert, wenn an Stelle der statischen Achse die Mittellinie als Achse zugrunde gelegt wird, denn auf die Lage der Stützlinie kommt alles an.“

Das ist nicht zutreffend. Auf die Lage der Stützlinie allein kommt es nicht an, sondern auf ihre Lage in Verbindung mit der Größe der Normalkraft. Die Lagenveränderung könnte durch die Größenänderung von N getilgt werden. Bestimmend ist das Moment $M_u = Ne_u$, also die Stützlinienlage in Verbindung mit der Normalkraftgröße. Daß sich aber die Stützlinie entgegen der Meinung des Herrn Schlüter wesentlich ändert, wenn an Stelle der Mittellinie die statische Achse benutzt wird, ist durch die Übersicht erwiesen; vergl. Punkt 4 der Ergebnisse. Eine Hebung der Riegelachse um 20 cm hat im Feldmittel je nach der Starrheitszahl eine Stützlinienhebung von 39,3—60,8 cm zur Folge.

Herr Schlüter hebt die Schwierigkeiten hervor, die statische Achse vor Beginn der Rechnung zutreffend festzulegen, wenn die äußere Rahmenform nicht beliebig, sondern fest bestimmt ist. Hierzu habe ich folgendes zu bemerken. An den wichtigen Querschnitten, an denen die Momente Größtwerte erreichen, weiß man auch zu Beginn der Rechnung die Randspannungen, die man auszunutzen beabsichtigt, daher auch die Lage der

Nulllinie und ihren Abstand x vom gedrückten Querschnittsrand. Ist die Normalkraft eine Druckkraft, so liegt der Schwerpunkt immer innerhalb der Druckzone, ist die Normalkraft eine Zugkraft, immer außerhalb der Druckzone. Die Abweichung des Schwerpunktes von der Nulllinie kann bei Plattenbalken zu $\frac{1}{8}x$ bis $\frac{1}{4}x$, bei Rechteckquerschnitten zu $\frac{1}{6}x$ bis $\frac{1}{3}x$ gewählt werden, und zwar um so größer, je größer die Normalkraft und je kleiner ihr Ausschlag e ist. Es ist also leicht möglich, eine Systemachse von vorne herein anzugeben, die sich der statischen Achse genau genug nähert. In dem Rechnungsbeispiele war die Nutzhöhe des Riegels 74 cm; bei den Randspannungen 40 zu 1200 kg/cm² ist $x = \frac{1}{3}h = 24,67$ cm. Da die Normalkraft eine Druckkraft ist, liegt der Schwerpunkt der Querschnitte oberhalb der Nulllinie. Wir wählen als Achse eine Wagrechte im Abstand 20 cm vom oberen Querschnittsrand und sind dabei gewiß, mit dieser Achse der theoretisch genauen hinreichend nahe zu sein. Die Abstände der angenommenen Systemachsen von den zuletzt zu bestimmenden Schwerpunkten sind in der Übersicht angegeben (Zeilen $a_0 - s_0$) und betragen für den Mittenquerschnitt 1,97—2,99 cm bei $H = 3,60$ m, gegen 18,39—17,23 cm bei Annahme der Mittellinie als Achse. An dem Querschnitt K sind die Abweichungen 0,78—2,07 cm gegen 18,37—21,96 cm. Ich sehe in dieser Beziehung keine Schwierigkeiten. Die Einzeichnung der Achse bei gegebenen Rahmenumrissen macht demjenigen, der das Thema kennt, nicht die geringsten Kopfschmerzen.

Herrn Schlüters Behauptung, daß man mit der Mittellinie als Achse schneller zu dem gleichen Ziele komme, dürfte mit Punkt 6 der Ergebnisse als unzutreffend erwiesen sein. Damit richtet sich auch die Bemerkung vom „Gipfel der Genauigkeit“, von dem man nach meinen Feststellungen mit den von Herrn Schlüter verteidigten Methoden bedenklich weit entfernt bleibt. Ich kann beim besten Willen nicht einsehen, daß die Rechenarbeit bei richtiger Wahl der Tragwerksachse vermehrt wird und verweise auf die eleganten Hilfsmittel der Herren Dr.-Ing. Kunze und Paepow.

Ich will nun noch versuchen, ein Näherungsverfahren anzugeben, mit dem bei Benutzung der Mittellinie als Achse die bisher gemachten erheblichen Fehler gemildert werden.

Näherungsverfahren I.

Der zunächst willkürlich gewählten Achse II in Fig. 6—II kann die Rahmenmittellinie sein — sind zugeordnet das Moment M' , die Normalkraft N' und der Ausschlag $e' = M':N'$, wobei e' von Achse I—I zu messen ist. Wir nehmen nun an, daß sich die Kraft N' , ohne ihre Größe zu ändern, genau soweit verschiebt wie die Bezugsachse. Hebt sich also die Achse von

I I nach II II um den Betrag Δs , so wandert — der Annahme nach — N' um den gleichen Betrag Δs nach aufwärts. Die neue Achse besitzt die Abstände s_0 vom oberen Querschnittsrand und s_u vom Zugschwerpunkt. Um die Abmessungen

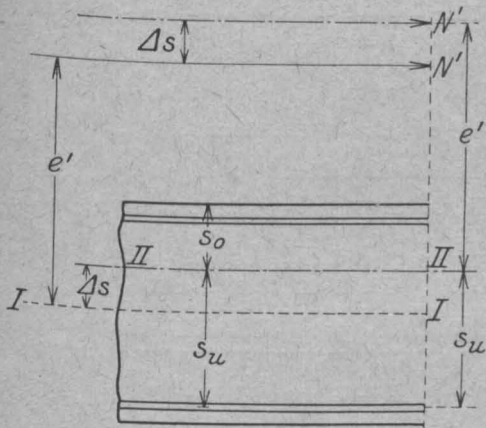


Fig. 6.

des Querschnittes unter Berücksichtigung der verbesserten Achse II—II zu ermitteln, wird das Moment M_u'' gebraucht. Es berechnet sich zu

$$M_u'' = N'(e' + s_u) = M' + N' s_u \quad (15)$$

Damit ist es möglich, nach bisherigem Gebrauch zunächst die Rahmencmittellinie als Tragwerksachse zugrunde zu legen und hiernach aus den zuerst ermittelten Werten M' , N' und e' das zur statischen Achse gehörige Moment M_u'' abzuleiten. Die Abmessungen folgen aus dem auf S. 110 gesperrt gedruckten Satze. Das Maß s_u kann genau geschätzt werden.

Zur Nachprüfung der Formel (15) benutzen wir Momente und Normalkräfte, die mit der Systemhöhe $H = 3,40$ erhalten wurden, und er rechnen damit angenähert das Moment M_u'' für die um 20 cm verschobene Riegelachse, für die $H = 3,60$ m und $s_u = 0,54$ m beträgt. Der Vergleich der angenäherten Größen mit dem in der Übersicht angegebenen genauen Werten zeigt den Grad der Zuverlässigkeit der Formel (15).

Mittenquerschnitt G; $s_u = 0,54$ m.

	angenähert	genau	Differenz
J: $J_v = 1/2$: $M_u'' = 66,034 + 24,842 \cdot 0,54 = 79,449$ tm		79,108 tm	+ 0,43 %
J: $J_v = 1$: $M_u'' = 73,532 + 22,637 \cdot 0,54 = 85,756$ tm		85,757 tm	0,00 %
J: $J_v = 2$: $M_u'' = 85,137 + 19,224 \cdot 0,54 = 95,518$ tm		95,908 tm	- 0,41 %

Seitliche Querschnitte K.

J: $J_v = 1/2$: $M_u'' = 31,034 + 24,842 \cdot 0,54 = 44,449$ tm	44,115 tm	+ 0,76 %
J: $J_v = 1$: $M_u'' = 38,532 + 22,637 \cdot 0,54 = 50,756$ tm	50,739 tm	+ 0,00 %
J: $J_v = 2$: $M_u'' = 50,137 + 19,224 \cdot 0,54 = 60,518$ tm	60,906 tm	- 0,63 %

Die Abweichungen in dem Moment M_u sind unbedeutend. Die Bewehrungsunterschiede sind etwas größer und wachsen im Falle des Beispiels auf reichlich 3 %.

Näherungsverfahren II.

Man bestimmt für die beliebig gewählte Tragwerksachse (z. B. die Rahmencmittellinie) Moment M , Normalkraft N und Exzentrizität $e = M : N$, ferner hieraus unter Benutzung irgend eines bisher üblichen Verfahrens alle Abmessungen des betrachteten Querschnittes. Die so gefundenen Abmessungen bedürfen jedoch einer Berichtigung, weil eine beliebige Tragwerksachse an Stelle der statischen Achse benutzt wurde. Der Schwerpunkt der statisch wirkenden Querschnittsteile (also unter Ausschluss des Betons der Zugzone) haben den Abstand s_0 vom gedrückten Querschnittsrand, während die angenommene Tragwerksachse von daselbst die Entfernung a_0 aufweist (Fig. 7). Die Bewehrung muß vergrößert werden, wenn $s_0 < a_0$, dagegen kann sie vermindert werden, wenn $s_0 > a_0$. Die Differenz Δs zwischen der anfangs angenommenen Achse und der statischen Achse ist

$$\Delta s = a_0 - s_0 \quad (16)$$

Bei Berichtigung der Bewehrungen müssen zwei Fälle unterschieden werden:

a) Der Querschnitt ist einfach bewehrt und die Druckzone (z. B. bei Plattenbalken) noch nicht voll ausgenutzt. Dann ist die Zugbewehrung zu vergrößern (oder zu vermindern, wenn $a_0 - s_0$ negativ) um

$$\Delta F_e = \frac{N \Delta s}{z \sigma_e} \quad (17)$$

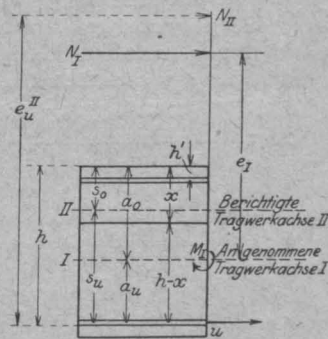


Fig. 7.

Hierin N in t, σ_e in t/cm², Längen in cm; z bedeutet den Hebelarm der inneren Kräfte.

b) Der Querschnitt ist in seiner Druckzone bereits voll ausgenutzt; dann muß die Druckzone durch die Bewehrung $\Delta F_e'$, die Zugzone durch ΔF_e verstärkt werden.

$$\Delta F_e = \frac{N \Delta s}{c \sigma_e} \dots \dots \dots (18)$$

Verstärkung der Druckzone

$$\Delta F_e' = \Delta F_e \frac{h-x}{x-h'} \dots \dots \dots (19)$$

c ist der Abstand der Druckbewehrung von der Zugbewehrung, von Schwerpunkt zu Schwerpunkt gemessen;
h' Abstand des Druckeisenschwerpunktes vom gedrückten Querschnittsrand.

Trägheitsmoment des Querschnittes für den oberen Querschnittsrand:

	Flächeninhalt cm ²	Statisches Moment cm ³	Trägheitsmoment cm ⁴
Platte	152 · 12 = 1824	1824 · 6 = 10 944	10 944 · 8 = 87 522
Steg	40 · 24,67 = 987	987 · 12,33 = 12 170	12 170 · 16,44 = 200 132
Druckeisen	15 · 91,01 = 1365	1365 · 6 = 8 190	8 190 · 6 = 49 140
Zugseisen	15 · 76,37 = 1146	1146 · 74 = 84 804	84 804 · 74 = 6 275 496
	F_i = 5322	S₀ = 116 108	J₀ = 6 612 320

Nährungsverfahren II beruht auf der gleichen Annahme wie I, daß die Größen N und e unverändert bleiben, wenn sich die Achse verschiebt. N wandert um den gleichen Betrag wie die Achse.

Anwendung des Verfahrens II für den Mittenquerschnitt bei J: J_v = 1/2; für H = 3,40 m wurde gefunden bei $\sigma_e = 1,200$ t/cm², $\sigma_b = 0,040$ t/cm²:

M = 66,034 tm, N = U = 24,842 t, e = 2,658 m.
Nutzhöhe h = 74 cm, Plattenbreite b = 192 cm,
Plattenstärke d = 12 cm, Rippenbreite b₀ = 40 cm,
x = 1/3 h = 24,67 cm, h - x = 49,33 cm, h' = 6 cm,
x - h' = 18,67 cm, h - h' = c = 68 cm.
Zugbewehrung F_e = 70,78 cm².
Druckbewehrung F_{e'} = 76,74 cm².
Schwerpunktsabstand s₀ = 21,61 cm,
 $\Delta s = a_0 - s_0 = 40 - 21,61 = 18,39$ cm.

Berichtigung der Bewehrung nach Formel (18)

$$\Delta F_e = \frac{24,842 \cdot 18,39}{68 \cdot 1,200} = 5,59 \text{ cm}^2,$$

$$F_e = 70,78 + 5,59 = 76,37 \text{ cm}^2,$$

nach Formel (19)

$$\Delta F_e' = 5,59 \cdot \frac{49,33}{18,67} = 14,77 \text{ cm}^2,$$

$$F_e' = 76,24 + 14,77 = 91,01 \text{ cm}^2.$$

Um die Genauigkeit des Ergebnisses zu erkennen, bestimmen wir M, N und e für die System-

höhe H = 3,80 · 0,22 = 3,58 m, dann das Trägheitsmoment des vorstehend bestimmten wirksamen Querschnittes und daraus die Randspannungen.

Eckmoment:

$$X = - \frac{3 \cdot 982,625}{3 \cdot 10,50 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,58} = - 84,032 \text{ tm},$$

Rahmenkraft:

$$U = 84,032 : 3,58 = 23,473 \text{ t},$$

Moment im Feldmittel:

$$M = 150,500 - 84,032 = 66,468 \text{ tm},$$

Exzentrizität:

$$e = 66,468 : 23,473 = 2,831 \text{ m},$$

$$s_0 = 116 108 : 5322 = 21,82 \text{ cm}.$$

Trägheitsmoment für die Schwerachse:

$$J_s = 6 612 320 - 116 108 \cdot 21,82 = 4 078 843 \text{ cm}^4.$$

Obere Randspannung:

$$\sigma_b = - \frac{23 473}{5 322} - \frac{6 646 800 \cdot 21,82}{4 078 843},$$

$$\sigma_b = - 4,41 - 35,56 = 39,97 \text{ kg/cm}^2.$$

Untere Randspannung:

$$\sigma_e = 15 \left\{ - \frac{23 473}{5 322} + \frac{6 646 800 \cdot 52,18}{4 078 843} \right\},$$

$$\sigma_e = 15 \left\{ - 4,41 + 85,03 \right\} = 1209,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Näherungsverfahren liefert eine sehr befriedigende Annäherung, da die Spannungen $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² erstrebt werden.

Zum Vergleich sollen noch diejenigen Spannungen ermittelt werden, die sich bei Ausführung der Bewehrung nach dem bisher üblichen, von mir angegriffenen Verfahren (Benutzung der Mittenexzentrizität ohne Berichtigung der falschen Abmessungen) ergeben. Die äußeren Kräfte sind wie bisher

$$M = 66,468 \text{ tm}, \quad N = 23,473 \text{ t}$$

Abmessungen wie auf Seite 138 für H = 3,40 m erhalten.

Ermittlung des Trägheitsmoments, bezogen auf den oberen Querschnittsrand:

	Flächeninhalt cm ²	Statisches Moment cm ³	Trägheitsmoment cm ⁴
Platte	152 · 12 = 1824	1824 · 6 = 10 944	10 944 · 8 = 87 552
Steg	40 · 24,67 = 987	987 · 12,33 = 12 170	12 170 · 16,44 = 200 132
Druckeisen	15 · 76,74 = 1151	1151 · 6 = 6 906	6 906 · 6 = 41 436
Zugeisen	15 · 70,78 = 1062	1062 · 74 = 78 588	78 588 · 74 = 5 815 512
	$F_i = 5024$	$S_0 = 108 608$	$J_0 = 6 144 632$

Schwerpunktsabstand:

$$s_0 = 108 608 : 5024 = 21,61 \text{ cm,}$$

Trägheitsmoment für die Schwerachse:

$$J_s = 6 144 632 - 108 608 \cdot 21,61 = 3 797 613 \text{ cm}^4,$$

Obere Randspannung nach dem bisher üblichen, falschen Verfahren:

$$\sigma_b = - \frac{23 473}{5 024} - \frac{6 646 800 \cdot 21,61}{3 797 613},$$

$$\sigma_b = - 4,67 - 37,82 = 42,49 \text{ kg/cm}^2.$$

Untere Randspannung:

$$\sigma_e = 15 \left\{ - 4,67 + \frac{6 646 800 \cdot 52,39}{3 797 613} \right\},$$

$$\sigma_e = 15 \{ - 4,67 + 91,69 \} = + 1305,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Überschreitung der Druckspannung ist im Falle des Beispiels deshalb gering, weil die bei der falschen Methode fehlenden Druckeisen (rund 15 cm²) gegenüber der großen Druckplatte des Plattenbalkens die Druckzone nur unwesentlich beeinflussen. Anders ist dies bei allen Rechteckquerschnitten, wo die Spannungen infolge einzureichender Druckeisen sehr erheblich wachsen. Auch an diesem Beispiel erweist sich, daß die bisher üblichen Verfahren auch nicht als Näherungsverfahren anwendbar sind.

Ich komme nun auf Herrn Schlüters Ablehnung der von mir in Beton und Eisen 1915 dargestellten Fehlergröße zwischen dem alten und dem neuen Verfahren (dort Beispiel 6) Herr Schlüter sagt:

„Vor Vorführung einer ganz neuen Berechnungsweise hätte zunächst erwiesen werden müssen, wie groß denn eigentlich die Fehler sind, die bei Zugrundelegung der Mittellinie als Bezugsachse für die Momente gemacht worden sind und werden. Die dahingehenden Beispiele des Herrn Löser haben für diesen Nachweis aus der schon oben beleuchteten Sachlage heraus keinen Wert.“

Mit dieser Ablehnung ist Herr Schlüter im Irrtum. Im Zahlenbeispiel 6 sind die Fehlergrößen ganz ausführlich dargestellt, wobei für die richtige (statische) Achse und für die falsche Achse (Mittellinie) die Größen N und e — letztere immer auf die zugehörige Achse bezogen — als unveränderlich angenommen sind. Diese Annahme

ist zulässig, denn sie deckt sich mit den Annahmen der heute vorgeführten Näherungsverfahren, die für praktische Zwecke als hinreichend genau erwiesen wurden. Die in „Beton und Eisen“ 1915 enthaltene Beweisführung über die Fehlergröße bei Anwendung der bisher üblichen Verfahren ist mithin vollkommen stichhaltig.

Ein beachtlicher Einwand des Herrn Schlüter betrifft die Unbequemlichkeit, daß für extreme Belastungszustände u. U. verschiedene Achsenzüge verwendet werden müßten. Diese Unbequemlichkeit wird durch die heute angegebenen Näherungsverfahren behoben, da sie gestatten, von einer Achse auf eine benachbarte Achse zu schließen. Man kann also wie bisher mit einem Achsenzug alle Belastungszustände verfolgen. Die Herren, die sich von der Mittellinie als Tragwerksachse nicht zu trennen vermögen, sind in der Lage, mit Hilfe der vorstehend gegebenen Näherungsverfahren die unbedingt nötigen Berichtigungen anzubringen, ohne die die bisher üblichen Verfahren bei Rahmenquerschnitten tatsächlich fehlerhafte, weil unzureichende Abmessungen liefern.

Die Wahl der Mittellinie als Tragwerksachse wird u. a. zu stützen versucht mit Abs. 2, § 16¹ der deutschen Eisenbeton-Bestimmungen, der den folgenden Wortlaut hat:

„Bei der Berechnung der unbekanntenen Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formenänderungen aller Tragwerke sind die aus dem vollen Betonquerschnitt einschließlich der Zugzone und aus der zehnfachen Fläche der Längseisen gebildeten ideellen Querschnittsflächen und die daraus errechneten Trägheitsmomente sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl $E = 210 000 \text{ kg/qcm}$ in Rechnung zu stellen. Für die Ermittlung der äußeren Kräfte (Einspannungsmomente und Auflagerkräfte) kann in der Regel unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen mit unveränderlichem Trägheitsmoment gerechnet werden.“

Im Widerspruch zu vorstehender Forderung steht § 17, 1. Er lautet:

„Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Achsdruck beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sowie die zulässigen Schub- und Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ganz abgesehen wird.“

Meiner Meinung nach sollte man den wenig glücklichen Abs. 2 des § 16¹ nur als Faustregel zur ersten, bequemen Bestimmung der Trägheitsmomente J benutzen, sollte aber grundsätzlich vermeiden, aus ihm weitere Schlüsse bezüglich der Achsenlage des Tragwerkes zu ziehen. Dem tatsächlichen Spannungszustand wird man um so näher kommen, je mehr man auch bei Bestimmung der Trägheitsmomente J der Bestimmung § 17, 1 Rechnung trägt. Alle Querschnitte mit hoher Eisenzugbeanspruchung besitzen gerissene Zugzone; folglich ist es unmöglich, daß der Beton der Zugzone statische Arbeit leistet. Nur unter Ausschluß der Betonzugzone bei Bildung des Querschnittsinhaltes F und des Trägheitsmomentes J gilt für solche Verbundquerschnitte das allgemeine Gesetz für Biegung und Längskraft

$$\sigma = -\frac{N}{F} \mp \frac{M y}{J} \dots \dots \dots (20)$$

Die Gültigkeit dieser Gleichung müssen aber die Verfahren zur Berechnung der statisch unbestimmten Größen voraussetzen. Man sollte deshalb bei Ermittlung der statisch unbestimmten Größen wichtiger Tragwerke den Trägheitsmomenten J im Gegensatz zu § 16¹ die Bedeutung beilegen, die ihnen nach Gleichung (20) zukommt. Der große Einfluß der Starrheitszahlen $J:J_v$ auf die Abmessungen geht aus der Übersicht Seite 139 hervor und führt deutlich vor Augen, daß bei Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke die möglichst genaue Erfassung der Starrheitszahlen im Sinne der Gleichung (20) unbedingt Erfordernis ist. Ich behalte mir vor, darauf zurückzukommen.

Zuschrift im Anschlusse an die Ausführungen von Herrn Baumeister B. Löser.

Zurzeit leider verhindert, den Darlegungen des Herrn Oberingenieur Schlüter und des Herrn Baumeister Löser bis ins Letzte nachzugehen,

möchte ich mich darauf beschränken zu betonen, daß es mir in meiner Veröffentlichung in „Arm. Beton“ 1916, Heft 8, in erster Linie darauf ankam, den mathematischen und statischen Zusammenhang von Lösers Gleichung 4. Grades und Mörschs Gleichung 3. Grades klarzustellen. Die Bemessungstabelle habe ich damals auf Lösers Gleichung aufgebaut, da sie — wie auch Herr Schlüter anerkennt — theoretisch vollkommen einwandfrei ist. Daß auch die praktische Anwendung des Verfahrens wohl fast immer ohne große Schwierigkeit möglich ist, hat Herr Löser im Vorstehenden gezeigt.

Um für statisch bestimmte Systeme, bei denen die kubische Gleichung von Mörsch angewendet zu werden pflegt (Mittenezentrität), entsprechende Tabellen wie für die Fälle mit Achsenexzentrität zu bieten, habe ich in „Arm. Beton“ 1918, Heft 2, „Weitere Tabellen zur Bestimmung einseitig gedrückter Eisenbetonquerschnitte“ veröffentlicht, deren Anwendungsgebiet nach den gegenwärtigen amtlichen Bestimmungen jedoch meiner Meinung nach auch auf statisch unbestimmte Systeme ausgedehnt werden darf.

(Die amtlichen Bestimmungen gestatten, daß die statisch unbestimmten Größen unter Zugrundelegung des vollen Betonquerschnittes berechnet werden. Damit wird die Rahmenachse [als Linie der Schwerpunkte der Querschnitte] von den Randspannungen unabhängig. Man kann sie also im voraus annehmen.)

Die Berücksichtigung der „Weiteren Tabellen“ hätte in den Darlegungen des Herrn Oberingenieur Schlüter nicht unterbleiben sollen, da diese ja gerade die Bequemlichkeit meiner ersten Tabellen übertragen auf die von Sch. als richtig vertretene Rechnungsweise nach der kubischen Gleichung von Mörsch.

Nachdem Herr Löser vorstehend ganz besonders deutlich nachgewiesen hat, daß bei den beiden gegeneinander stehenden Rechnungsweisen sehr beträchtliche Unterschiede auftreten, erscheint es nicht ausgeschlossen, daß auch die amtlichen Bestimmungen eine genauere Erfassung der tatsächlichen Verhältnisse — auf die Löser als Erster hingewiesen hat — vorschreiben werden, wodurch dann die Gleichung 4. Grades und die darauf begründeten Tabellen von 1916 von Amts wegen würden angewendet werden müssen.

Dresden, 7. April 1919.

Dr.-Ing. W. Kunze.

(Forts. folgt.)

NEUE GESICHTSPUNKTE FÜR DIE VERWENDUNG VON GUSSBETON
BEI KLEINWOHNUNGSBAUTEN.

(Nach einem Bericht in Engineering News and Record vom September 1917.)

Bearbeitet von Dipl.-Ing. Fr. Maier, Karlsruhe i. B.

Der Kleinwohnungsbau hat durch die Beendigung des Krieges und den damit verbundenen Bedarf an Kleinwohnungen heute eine erhöhte Bedeutung erhalten. Aus sanitären wie aus hygienischen Gründen, wie auch aus dem sozial-wirtschaftlichen Gesichtspunkte heraus, der städtischen Grundstücks- und Häuserspekulation mehr und mehr den Boden zu entziehen und ausgleichend auf die Mietpreisgestaltung einzuwirken, war man von seiten von Korporationen und Gemeinden zum Bau von Kleinwohnungen geschritten. Wenn damals das rein wirtschaftliche Prinzip infolge verhältnismäßiger Billigkeit und genügenden Angebots sämtlicher in Frage kommenden Baumaterialien und Arbeitskräfte sich mit den übrigen Anforderungen, die man in bezug auf Wohnlichkeit an Bauten dieser Art zu stellen gewohnt war, in Einklang zu bringen war, so zeigt sich heute die Frage des Kleinwohnungsbaues unter ganz anderer Beleuchtung. Der hohe Preis der Baustoffe und bisweilen noch mehr die ungeheueren Schwierigkeiten ihrer Beschaffung wie auch die Höhe der Arbeitslöhne verbunden mit einer beträchtlichen Herabminderung der Arbeitsleistung haben die Frage der sparsamsten Bauweise zur brennendsten gemacht.

Grundsätzlich ergeben sich zwei getrennte Wege, auf denen man dem zu erstrebenden Ziel der größten Wirtschaftlichkeit beikommen kann. Entweder muß an Material gespart oder zu billigeren Ersatzmaterialien gegriffen werden, oder es müssen die Lohnkosten durch geeignete Maßnahmen auf das Mindestmaß herabgemindert werden. Die zuerst bezeichnete Möglichkeit ist in Deutschland in Flugschriften und geschäftlichen Anpreisungen zu allermeist oder fast einzig vorgeschlagen worden. Ob ihr der erhoffte Vorteil auch zukommt, ist jedoch fraglich; denn gleichviel ob man Ausführungen in Holz oder Stein oder Beton betrachtet — bei allen Materialien wird sich eine quantitative oder qualitative Verringerung der Konstruktionsteile in einer Verminderung der Haltbarkeit, der Wohnlichkeit und der Sicherheit auswirken, ohne daß damit unbedingt eine der Dimensionsverringerung entsprechende Verbilligung des Baues erzielt wird. Nur selten war in dieser heute so ungemein wichtigen Frage der Vorteil der Herstellung der Kleinwohnungen in Massen betont worden, und da auch nur in Fällen, wo es sich um provisorische Holzbauten handelt, bei denen die fabrikmäßige Herstellung der ein-

zelnen Bauteile an und für sich nahe liegt. Der Gesichtspunkt der Massenherstellung, der unserer sonstigen mechanistischen Produktion das typische Gepräge gibt, hat im Hochbauwesen, von einigen wenigen Ausnahmen abgesehen, bislang keinen Eingang finden können, da die Produktion in der Bauindustrie schlechthin von derartig heterogener Beschaffenheit war, daß sie eine Schematisierung über das augenblickliche sehr bescheidene Maß hinaus kaum zuzulassen schien. Tatsächlich benötigt die Holz-, Stein- oder Backsteinbauweise einen nicht zu verringernden Aufwand an unersetzlicher Handarbeit, sodaß eine Ersparnis hierin sich stets als Verschlechterung der Qualität darstellen wird. Auch ist das Ausmaß der Hilfsmittel wie Gerüste und Geräte bei den vorgenannten Bauweisen derartig gering, daß es ebenfalls keiner lohnenden Ersparnis fähig ist. Anders liegen jedoch die Dinge beim Beton. Bei dieser Bauweise besteht ein guter Teil des Gesamtaufwandes an Hilfsmaterialien wie an Arbeit in der Herstellung der Schalung. Wie groß nun bei der Verwendung hölzerner Schalung der Verlust an brauchbarem Schalmaterial nach einmaliger Verwendung ist, ist hinreichend bekannt. Wohl hat man versucht, den Übelständen, die sich der Wiederverwendung der einzelnen Schalungsteile bei genagelter Schalung infolge der unvermeidlichen Beschädigungen beim Ausschalen ergeben, zu begegnen, indem man durch Verschraubung leicht lösliche Verbindungen herstellte. Wenn hiermit auch eine längere Lebensdauer des Schalmaterials erreicht wurde, so ergab sich trotzdem kein nennenswerter finanzieller Erfolg, da dadurch die Schalarbeit bedeutend verteuert wurde, ohne daß die Verwendbarkeit in ungleich größerem Maße erhöht werden konnte.

Als Edison über das Gießen von Häusern in Beton vor einigen Jahrzehnten sprach, hatte dieser Gedanke auf den ersten Blick hin etwas Bestrickendes; und dennoch trug er die Ursache seiner Unfruchtbarkeit bereits in sich. War denn das Gießen überhaupt das Neue, das die Umwälzung bringen konnte? Bleiben wir einmal bei dem Beispiel des Eisens oder Metalls, dem das Bild entnommen. Gießen konnte man seit langen Zeiten, und trotzdem konnte das Gießen allein nicht die Vervollkommnung und Verbilligung von Gußprodukten ausmachen. Erst die Formmaschine mit ihrer großen Reduktion der spezifischen Formkosten und zwangsläufig

hiermit ihre Ermöglichung der kontinuierlichen Massenproduktion unter Anwendung der Grundsätze des Taylorsystems haben die Gießertechnik auf ihre heutige Vollkommenheit gebracht. Die Kosten für Formmaterial und die Formarbeit sind allein beim Gießen im allgemeinen die veränderlichen Faktoren, die auch beim Gießen von Beton die Angriffspunkte bilden, an denen die Verminderung der Produktionskosten durch geeignetes Formmaterial und, man möchte sagen, ausnahmsweise bei Kleinwohnungsbauten durch Massenherstellung, entsprechende Maschinenverwendung und Arbeitsweise mit Erfolg angreifen kann. Das Verdienst, die Herstellung von Kleinwohnungen konsequent unter diesem Gesichtspunkt weitsichtiger Methodik in Materialverwen-

Trotzdem man eine prinzipielle Vereinfachung und Schematisierung aller Arbeit als Leitgedanke festhielt, so war dennoch ein monotones Aussehen der Gesamtbauten vermieden worden, indem man unter strenger Einhaltung gewisser Größenverhältnisse acht verschiedene Kleinhäustypen herstellte, um gleichzeitig hiermit die Wohnungsgröße der Verschiedenheit der Bedürfnisse entsprechend variieren zu können. Die verschiedenen Bautypen enthalten Wohnungen mit 4, 5 und 6 Zimmern, die sämtlich mit Bad und Keller ausgestattet sind. Zuweilen sind auch Doppelhäuser erstellt, die durch eine Brandmauer voneinander getrennt sind. Der Bau der Häuser war zu einem Preis von 2000 bis 3000 Dollars schlüsselfertig einschließlich elektrischer Beleuchtung, Bad und Küchenofen damals

übernommen worden — Preise, die infolge der gänzlich veränderten wirtschaftlichen Lage auch in Amerika heute keine Gültigkeit mehr haben.

Die Häuser (Fig. 1 u. 4) sind grundsätzlich alle von rechteckigem Grundriß mit 15 cm starken Massivwänden von Beton mit senkrechter Armierung an der Innen- und Außenseite und wagrechter Bewehrung an der äußeren Seite. Die Unterteilung



Fig. 1. Ansicht von Rohbauten der verschiedenen Typen.

ung wie in Arbeitsweise zuerst durchgeführt zu haben, gebührt den Amerikanern.

Unter dem Einfluß des Krieges und der Hochkonjunktur in den Pittsburger Industriegebieten hatte die American Steel and Wire Company, um Wohnraum zu schaffen, den Bau von 156 Arbeiterwohnungen an die Aberthaw Construction Co. zu Boston in Auftrag gegeben, die zusammen mit einer Spezialfirma für Betonhausentwürfe der Lambic House Corporation, die Gesamtaufgabe, die bislang noch nicht ihresgleichen hatte, in durchaus großzügiger, wohlgedachter Weise in Angriff nahm und durchführte.

Die ganze Anlage dieser Gartenstadt, die sich von unseren Bauten ähnlicher Bestimmung lediglich durch engere Aufeinanderfolge der Häuser unterscheidet, bestand im ganzen aus 156 Einzelhäusern, die sämtlich auf ziemlich hügeligem Terrain zu erstellen waren. 100 Häuser wurden im Jahre 1916 fertiggestellt und der Rest im folgenden Jahre. Das erforderliche Straßennetz — gegossene Betonstraßen mit Terrazzobürgersteigen — entstand nach Maßgabe des Fortschritts im Hausbau.

Die Unterteilung des Grundrisses erfolgt durch eine ebenfalls massive Betonwand. Als Decken sind durchweg Rippendecken angewendet, die die massive Zwischenwand als mittleres Auflager benutzen. Im Keller sind die Rippen unverkleidet gelassen. In den Wohnräumen sind Gipsdielen an einbetonierte Latten angenagelt und mit einem Gipsputz überzogen. Mit der obersten Decke wird gleichzeitig das Gesims mit der Dachrinne in Eisenbeton hergestellt. Das Dach selbst ist in einer für unsere Anschauung zu flachen und wenig wirkungsvollen Form als hölzernes Sparrendach mit Schalung und Asbestplattenabdeckung hergestellt. In bezug auf Feuersicherheit stellen die Häuschen also ein Ideal dar, da mit Ausnahme des Gespärres der Fenster und Türrahmen und der Holztreppen nur feuerfestes Material verwendet wurde.

Der Erdaushub für die große Zahl der Gebäude, deren Kellergrundrisse von großer Regelmäßigkeit waren, wurde mit Hilfe eines Löffelbaggers besorgt, der einen Graben in Kellertiefe und Hausbreite aushob. Die zwischen den Häusern liegenden schmalen Streifen

wurden nach Baubeendigung wieder mit Erde verfüllt.

Das spezifische Neue in der Bauweise zeigt aber die Verwendung eigens dazu hergerichteter eiserner Schalung, zu der im ganzen nur zwei Profile [Eisen von 22,86 und 20,3 cm Höhe in

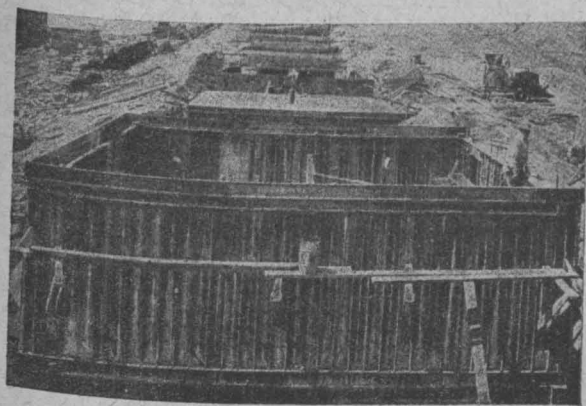


Fig. 2. Reihe von Kellergeschossen geschalt, das zweite betoniert; rechts die Mischmaschine.

drei Längen verwendet wurden. Sämtliche Dimensionen des ganzen Hauses und die Formstückabmessungen sind so abgestimmt, daß die einzuschalenden Flächen mit Leichtigkeit aus den Längen und Breiten der einzelnen Schalplatten herzustellen sind. (Fig. 2). Lediglich an den Fenstern und Türen macht sich die Verwendung einer kürzeren Schalplatte für die Fensterbrüstung und Türstürze nötig, die unter der Wirkung der Normalisierung auch auf wenige Längen verschränkt bleibt. (Fig. 3). Einige Stücke eines 15 cm starken Profils für die Fenster- und Türleibungen, die infolge gleicher Fenster- und Türabmessungen ebenfalls in geringer Zahl benötigt werden, vervollständigen das gesamte Schalmaterial für sämtlichen aufgehenden Beton. Alle verwendeten Profile sind Spezialprofile, die aus den normalen amerikanischen Profilen durch entsprechende Verminderung der Querschnittstärken gebildet sind. Auf diese Weise wird erreicht, daß die schwersten Stücke einschließlich des Zubehörs ein Gewicht von ca. 45 kg erhalten, während sie unter der Verwendung des Normalprofils ca. 70 kg Gewicht besäßen.

Alle Schalungselemente sind unter dem Gesichtswinkel allgemeiner Verwendbarkeit für den Längsanschluß durch aufgeschraubte Winkel von 88/75/8 mm bei dem schweren Profil und von 57/57/6 mm bei dem leichteren Profil eingerichtet (siehe Zeichnung ① Fig. 4). Um die Eisen auch senkrecht zueinander stoßen zu können,

sind beide Profile mit einer Lochung in den Flanschen versehen, die den Anschluß des schweren Profils Nr. 1 gestatten. Um das schnelle Aneinanderreihen von dem hauptsächlich die Schalflächen bildenden Profil Nr. 1 zu ermöglichen, ist dasselbe an einer Stelle im Flansch gelocht und gestattet hier eine schnell lösliche Verbindung durch ein einfaches Spannschloß. (Fig. 4).

Der Aufbau der Schalung erfolgt bei der soliden Ausbildung der Einzelteile als Gerippe, dessen Ständer an den Hausecken aus einem Winkelleisen 100/100/10 mm und in den Wänden aus dem normalen Profil Nr. 1 besteht. Die Joche des Gerippes sind in den Höhen der einzelnen Decken als Spangürtel gelagert und mit den Deckeneisen durch Schrauben verspannt. Zwischen dieses Gerippe werden dann die einzelnen Profile Nr. I und II eingesetzt, wobei der geringeren Beanspruchung dieser Teile entsprechend die Keilschloßbefestigung benutzt wird. Der höheren Sicherheit gegen Ausbauchen wegen werden Überlagen zum Verspannen der Innen- und Außenschalung benutzt, für die in den Stegen der Profile eine Lochung an drei bestimmten Punkten angebracht ist. Durch die beschriebene Schalungsanordnung ist nun die Anbringung der Deckenschalung ebenfalls gegeben. Die Blechkappen der Rippendecke liegen auf Trägern auf, die aus Profilen Nr. 1 gebildet sind, die durch die gleiche Ausbildung sämtlicher Schalungselemente an ihren Enden leicht mit den

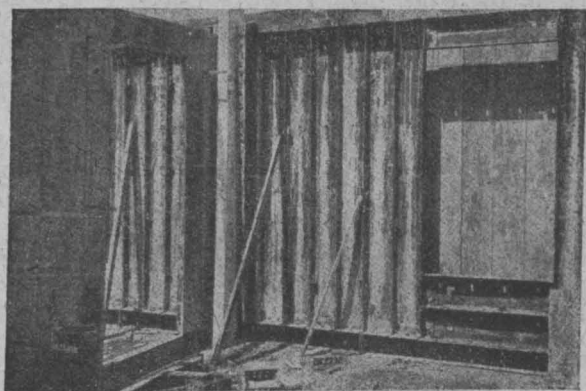


Fig. 3. Anwendung der Schalung bei Fenstern und Türen. (Die Lochung der Profile ist an den Schatten erkennbar.)

Flanschen der Wandschalung zu verbinden sind. Die einzelnen Teile der Schalung, die mit dem Beton in festem Verband sich befinden, sind also die in Deckenhöhe liegenden eisernen Spangürtel, die mit den Armierungsseisen fest verschraubt sind. Alle anderen Teile sind durch Lösen der Verspannung und der Keile leicht abnehmbar und

bleiben nur so lange am Bau, als dies durch die Abbindezeit erforderlich ist. Der bleibende Gürtel an der Zwischendecke wird gleichzeitig zur Abspriehung des in Holz eingeschalteten Dach-

belief sich einschließlich des Ausschalens der sofort entbehrliehen senkrechten Schalungsteile, die sofort bei 12 weiteren Kellergeschossen verwendet wurden, auf 7 Tage, sodaß die gesamte Rohbauarbeit eines Hauses bis zur Decke des Obergeschosses sich auf drei Wochen stellte. Das Fertigstellen der Zimmer- und Schreinerarbeit und der Inneneinrichtung nahm noch weitere fünf Wochen für jeden Bau in Anspruch. Nach einer Zeit von acht Wochen wurden also alle drei Wochen 12 Häuser fertig, was einer Durchschnittsleistung von einem Haus in drei Tagen entspricht.

Interessant sind nun auch die Erfahrungen, die mit dem Betonieren der relativ kleinen Mengen, die ein Geschöß mit Decke beanspruchte, gemacht wurden. Mit dem Versuch einer stationären Gußbetonanlage, die von einem Turm aus durch

Schüttrinnen den Beton nach den Verwendungsstellen leitete, machte man keine guten Erfahrungen. Die Kosten für das immerwährende Verlegen der Rinnen überwogen bei den kleinen Betönmengen, die nach den einzelnen Verwendungsplätzen gebracht werden mußten, die sonst anerkannten Vorteile des Verfahrens um ein Bedeutendes. Man entschloß sich deshalb zur Verwendung kleiner, leicht beweglicher Mischmaschinen und leichter Schwenkkrane. Drei kleine Mischer mit schnell laufenden Gasolinmaschinen, drei Auslegerkrane und zwei Motorwinden stellten den ganzen Maschinenpark dar, der der Betonbereitung und Beförderung diente. Bei der Montage des Krans konnte man sich

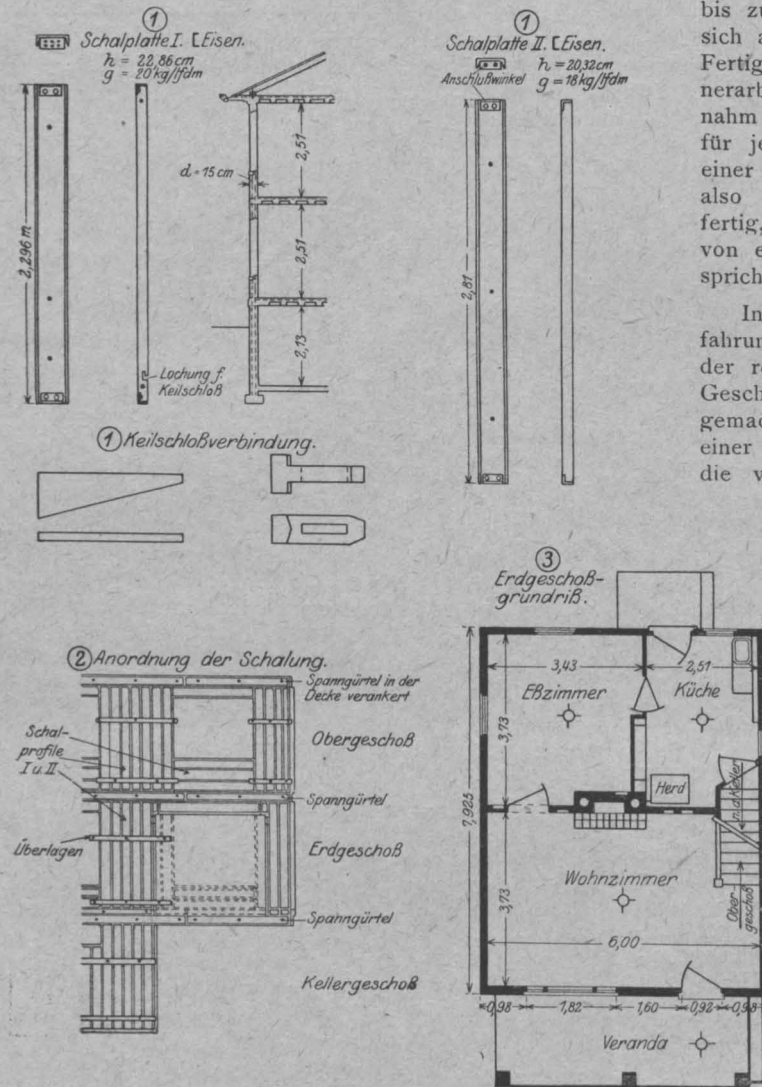


Fig. 4. Einzelheiten in der konstruktiven Anordnung.

gesimms benutzt und bleibt bis zu dessen Ausrüstung am Bau.

Zur Bewältigung der gesamten Arbeit — 156 Häuser — waren 12 vollständige Schalungsgarnituren beschafft worden, sodaß die Arbeit stets in Gruppen von 12 Häusern vor sich ging. Zuerst wurden die 12 Kellergeschosse geschalt, die Armierung der Wände und Decken verlegt und dann der Beton für Wand und Decke auf einmal eingebracht. Die Dauer dieser Arbeit

wieder die Stabilität der Schalung zunutze machen, indem man ihn an das Winkeleisen der Eckversteifung, die bereits besprochen wurde, anbrachte. Der Transport des Betons fand zuerst in Schützfässern statt, dann aber mit einrädigerem Schubkarren, die in bekannter Weise für die Beförderung am Aufzug mit Haken eingerichtet waren.

Entsprechend der Normalisierung der gesamten Hilfsmittel, die am Bau verwendet wurden, waren

auch die Arbeitskräfte nach dem Grundsatz strenger Arbeitsteilung organisiert, was beim Arbeiten mit denselben Materialien, denselben Dimensionen bei immer gleichbleibenden Handgriffen einen hohen Arbeitseffekt ergab: Fünf Gruppen Zimmerleute unter je einem Vorarbeiter hatten nur Schalung zu erstellen; zwei weitere Gruppen schalten aus. Hierbei war je einem Zimmermann, da keine bearbeitende, sondern nur aufstellende Tätigkeit verlangt war, ein Handlanger beigegeben, mit dem er die eisernen Formstücke aufstellte oder entfernte. Zwei Gruppen Bauarbeiter hatten die entfernten Schalenteile aus den Geschossen fortzubringen und unter Benutzung der Baugleise nach den neuen Verwendungsplätzen zu schaffen. Eine Gruppe besorgte das Eisenflechten, drei weitere betonierten. Die durch den Löffelbagger vorbereiteten Baugruben wurden durch eine Gruppe Erdarbeiter für die Aufnahme der Fundamente hergerichtet. Auch für die Anschlagarbeit und den Dachaufbau war eigens eine Gruppe Zimmerleute vorhanden. Die Zimmergruppen bestanden je nach der Abmessung der zu erstellenden Häuser aus vier bis sieben Zimmerleuten und ebenso vielen Hilfsarbeitern.

Dem Bauführer, dem sämtliche Zimmergruppen unterstellt waren, war auch die Eisenflechtergruppe beigegeben, um eine sofortige Auslegung der fertiggestellten Schalräume mit Eisen zu ermöglichen. Die Betonarbeitergruppen bestanden aus 13-15 Leuten. Zwei davon schütteten lediglich die aufgehenden Wände und Decken, eine dritte besorgte das Betonieren von Schwellen, eine dritte besorgte das Betonieren von Schwellen, Treppenstufen, Kaminen und Kellerfußböden. Der Zeitbedarf für Arbeit an einem großen sechsräumigen Haus stellte sich für die einzelnen Arbeitsvorgänge bei den angegebenen Arbeitskräften wie folgt:

Kellergeschoß und Decke einschließlich Öffnung einschalen	1 1/2 Tag
desgl. Wände betonieren } zusammen	1/2 "
" Decke betonieren }	
Ausschalen der Kellerwände und Errichten des nächsten Geschosses einschließlich Decke	1 1/2 "
hierzu für Anbringen des Gesimses (Holzschalung)	1 "
Betonieren des Obergeschosses und der Dachdecke	1/2 "

Der Materialverbrauch stellte sich bei dem kleinsten Haus auf 64 cbm Beton und auf 108 cbm beim größten Doppelhaus. Der Eisenverbrauch variierte entsprechend in den Grenzen von 1,5-3 t.

Es verlohnt sich, nun einmal die beschriebene Massenbauweise, für die in der angegebenen Zeitschrift auch die Baukosten angegeben sind, für deutsche Verhältnisse in ihrem finanziellen

Effekt auszuwerten. Da es sich hier lediglich um einen Vergleich handelt, soll der Rohbau bis einschließlich der Obergeschoßdecke mit Gesims in Betracht gezogen werden.

Als Grundlage für die Ermittlung der für deutsche Verhältnisse gültigen Preise des Rohbaues werde das kleinste Haus, dessen Grundriß in Fig. 4 dargestellt ist, genommen. Der Materialaufwand beträgt hierfür 64 cbm Beton und 1,5 t Eisen. Als Arbeitsaufwand werde, um das Bild für die Massenbauweise nicht zu günstig zu gestalten, die oben angegebenen Zeiten für ein sechsräumiges Haus zugrunde gelegt.

Der Schalungsaufwand für das Vergleichsobjekt beträgt:

1. Aufgehende Schalung (Fenster und Türöffnung übermessen):	
Für die Hauptwände	270 qm
für die Küchenzwischenwand	18 "
für die Wände des Vorbaues	66 "
	<u>354 qm</u>
2. Deckenschalung:	
3 Geschosßdecken	137 qm
Decke im Vorbau	10 "
	<u>147 qm</u>

Als Gewicht der Schalung werde dasselbe Gewicht wie es die amerikanische Schalung besitzt, zugrunde gelegt. Diesem Gewicht würde ein NPL 22 von 20 kg pro lfd. m oder 91 kg pro qm entsprechen. Für die Deckenschalung mit etwa 60 cm Rippenabstand sei der Eisenverbrauch zu 1/3 der Gesamfläche gleich 30,3, das Gewicht der stählernen Wölbebleche zu 18 kg, zusammen also zu 48,3 kg pro m² angenommen.

Der Gesamtaufwand an Eisen für ein Haus beträgt dann:

an Wandschalung . 354×91 = rund	32 200 kg
" Deckenschalung 147×48,3 =	7 100 "
	<u>39 300 kg</u>
hierzu als Reserve 10 %	3 930 "
Gesamtaufwand	<u>43 230 kg</u>

Legt man der Berechnung einen Fertigpreis von 700 M. pro 1000 kg zugrunde, so belaufen sich die Gesamtkosten für eine vollständige Schalungsgarnitur auf rund 30 000 M. Bei Erstellung von 156 Häusern mit 12 solcher Garnituren beträgt also der Aufwand pro Bau etwa 2300 M. Wenn man jedoch berücksichtigt, daß mit 13-maligem Gebrauch die Formen nicht wertlos geworden sind, sondern sehr wohl eine weitere 12-malige Anwendung erlauben und dann noch einen Altwert von 70 M. pro 1000kg besitzen, so kommt auf einen Hausbau der Betrag von 1080 M. Für die Berechnung der Lohnausgaben sei für gelernte und ungelernete Arbeiter ein Durchschnittslohn von 20 M. pro Tag in Ansatz gebracht. Nimmt man dann für Beton

1:6 einen Selbstkostenpreis von 85 M. pro cbm an, für Eisen fertig verlegt einen solchen von 700 M. pro 1000 kg, so stellen sich die Kosten wie folgt zusammen:

1. Rohbau eines 4-zimmerigen Hauses mit Eisenschalung bei Herstellung von 156 Häusern gleicher Art:

Material: 64 cbm Beton à 85 M. = 5450 M.

1,5 t Eisen à 700 M. . = 1050 „

Schalung Kellergeschoß erstellen:

1½ Tage mit 10 Mann à 20 M. = 300 „

Kellergeschoß betonieren:

½ Tag mit 13 Mann à 20 M. . = 130 „

Ausschalen Kellergeschoß,

Einschalen Erdgeschoß:

2 Tage mit 10 Mann à 20 M. . = 400 „

Betonieren des Erdgeschosses:

½ Tag mit 13 Mann à 20 M. . = 130 „

Ausschalen Erdgeschoss, Einschalen Obergeschoß:

2 Tage mit 13 Mann à 20 M. . = 520 „

Betonieren des Obergeschosses:

½ Tag mit 13 Mann à 20 M. . = 130 „

Ausschalen des Obergeschosses:

1 Tag mit 10 Mann à 20 M. . = 200 „

für Herstellen von Fußböden, Treppenstufen usw.:

1 Tag mit 13 Mann à 20 M. . = 260 „

8570 M.

hierzu Kosten für Schalung = 1080 „

Gesamtkosten des Rohbaues . = 9650 M.

Vergleichsweise seien nun auch die Kosten desselben Baues bei der Benutzung von Holzschalung zusammengestellt:

64 cbm Beton à 85 M. rd. . . . = 5450 M.

354 qm aufgehende Schalung

à 5,50 M. = 1950 „

147 qm Deckenschalung à 10 M. . = 1470 „

Betonarbeit 64 cbm à 25 M. . . . = 1600 „

Eisen 1,5 t à 700 M. = 1050 „

11520 M.

Für die Ausführung der Arbeit in Mauerwerk berechnen sich die Kosten des Rohbaues zu:

84 cbm Mauerwerk 1 Stein stark

à 100 M. pro cbm = 8400 M.

147 qm Decke, gestaakt ohne Boh-

lung à 25 M. = 3680 „

für Stufen, Böden usw. anlegen . = 260 „

12340 M.

Unter Annahme dieser Preisstellung, der die augenblicklichen Material- und Arbeitspreise für süddeutsche Verhältnisse (Karlsruhe) zugrunde liegen und bei der für die Auswertung des beschriebenen Verfahrens eher zu hohe als zu niedere Einheitssätze in Ansatz gebracht worden sind, zeigt dies Verfahren also einen ganz erheblichen Vorteil gegenüber der Holzeinschalung oder dem Mauerwerksbau. Die eine Bedingung ist nur, daß die Anzahl der Bauten so groß ist, daß sie nicht allein die Ausnutzung des teureren Schalmaterials gewährleistet, sondern daß die Anzahl der gleichzeitig in Angriff genommenen Bauten noch die Anwendung intensiver Arbeitsteilung möglich macht, daß also jeder Arbeitertrupp geschlossen sich an derselben Arbeit erhalten kann. Ohne weiteres zeigt eine kurze Überlegung, daß bei etwa 60 oder 70 Bauten diese Teilung der Arbeit ebenfalls noch möglich ist. Wenn das Verfahren auch für den einzelnen Unternehmer infolge der hohen Anschaffungskosten sämtlicher Materialien ohne weiteres nicht brauchbar ist, so sind jedoch gerade die Stadtgemeinden und gemeinnützige Korporationen, deren Kleinwohnungsbedarf die angegebenen Zahlen weit überschreitet, in der Lage, auf diese Weise eine erhebliche Verbilligung ihrer Wohnungsproduktion herbeizuführen.

Einen weiteren Ausblick gestattet die Bauweise, wenn man die Normalisierung der Kleinwohnungsbauten nicht allein für einen Platz oder für eine Reihe von Bauten einer einzelnen Gemeinde durchführt, sondern die einschlägigen Dimensionen dieser „Normalhäuser“ allgemein auf dieselben Grundeinheiten zurückführt — zum Beispiel 22 oder 25 cm. Trotzdem bliebe dem Architekten für die Formgestaltung noch Spielraum genug, den Bau den Erfordernissen seines Standorts und den örtlichen Wünschen anzupassen. Dann wäre es auch möglich, die Schalung noch rationeller zu produzieren und, was das wichtigste wäre, ganz allgemein zu verwenden.

Auch der Wiederaufbau der zerstörten Gebiete, der uns wohl auferlegt wird, könnte unter dem beschriebenen Gesichtspunkt vereinfacht und damit der deutschen Wirtschaft Riesenbeträge an Material und Arbeitskosten erspart werden.

LITERATURSCHAU.

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

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Widerlegung der Angriffe P. A. M. Hackstroschs gegen den Eisenbeton durch Ing. B. A. Verheij. Der Inhalt deckt sich im wesentlichen mit den Erwiderungen, die Dr.-Ing. Kunze in *Armierter Beton* 1919, Heft 1, gegen die Hackstroschschen Angriffe geschrieben hat. Verheij kommt zu dem gleichen Schlusse: die Angriffe sind durchaus unberechtigt, wenn die Arbeiten sorgfältig und sachkundig ausgeführt werden, worauf noch mehr Wert zu legen ist als früher. *Gewapend Beton* 1919, Märzheft.

Windmischer für Beton. Beschreibung einer Betonmischmaschine und des Mischungsvorgangs bei Verwendung der von Robert Aebi & Co. (Düsseldorf) vertriebenen Mischmaschine auf Grund des Windmischverfahrens. Der Zement wird auf das nasse Mischgut in feinsten Verteilung trocken aufgeblasen. Die erzielten Betonfestigkeiten sind durchaus gut. Weitere Versuche sind abzuwarten. *Tonind.-Ztg.* 1919 Nr. 34. Mit Abb.

Warum ist Kalksteinbeton feuerabweisend. Beton, zu dem man Kalksteinzuschlag verwendet, ist gegen Feuer bedeutend widerstandsfähiger, als solcher mit Hartsteinschotter. Diese versuchsmäßig erwiesene Tatsache wird damit begründet, daß beim Erhitzen des Betons aus dem Kalksteinschlag die Kohlensäure entweicht und dabei Wärme verzehrt wird. Gleichzeitig wirkt die Kohlensäure selbst wärmeabweisend. *Tonind.-Ztg.* 1919, Nr. 41.

Bayerischer Traß. Von Dipl.-Ing. Gebauer (Nürnberg). Ausführliche Besprechung der Eigenschaften des bayerischen Trasses. Mitteilung von Versuchsergebnissen. Im allgemeinen ist hienach wohl der bayerische Traß, für den die Bezeichnung „Riestuffmehl“ angewendet wird, bedeutend weniger druck- und zugfest als der rheinische. Die Eigenschaften sind bei Trassen verschiedener Lagerstätten des Rieses jedoch sehr verschieden. Verfasser empfiehlt Aufstellung besonderer Normen für das bayerische Erzeugnis und glaubt, daß diesem ein ausreichendes Anwendungsgebiet in den Fällen, wo geringere Festigkeit erfordert wird, gesichert sei, sofern man darauf verzichte, durch die Erhebung des Anspruches völliger Gleichwertigkeit mit dem rheinischen Traß Mißtrauen zu erwecken. *Tonind.-Ztg.* 1919, Nr. 45. Vgl. *Literaturschau* 1919, S. 99.

Neue amerikanische Untersuchungen über die Dauerhaftigkeit von Beton- und Eisenbetonbauwerken, die der Einwirkung

von Seewasser ausgesetzt sind. Von Ing. C. Wolterbeek. Das Bureau of Standards der Portland-Cement-Association hat 1915—1917: 146 Eisenbetonbauten am und im Seewasser untersucht. Es sind dabei die verschiedensten klimatischen Verhältnisse und die Küsten des Atlantischen wie des Stillen Meeres berücksichtigt worden. Die Ergebnisse gehen weit auseinander. Jedentfalls kann von einem allgemeinen Versagen des Betons nicht gesprochen werden. (Eine ausführliche Besprechung in dieser Zeitschrift bleibt vorbehalten.) *Gewapend Beton* 1919, Märzheft.

II. Theorie.

Festigkeitslehre, Statik, Bemessungsverfahren.

Eine einfache Beziehung zum Aufsuchen der Nullachsenlage in Rippenbalcken. Von Staatsbahrat L. Herzka, Wien. Leicht verständliche Ableitungen, beruhend auf dem Kunstgriffe, die inneren Momente auf die Plattenunterkante zu beziehen. Die Formeln gestatten eine Berücksichtigung der Verschiedenheit von E_{bz} und E_{bd} ($= 0,4$) und etwaiger Druckeiseneinlagen. *Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst* 1919, Heft 15.

III. Versuche mit Eisenbeton.

Schwinden von Zementmörteln an der Luft. Heft 42 des D. A. f. E. wird von Lorenz-Meyer im *Zentralbl. d. Bauw.* 1919, Nr. 26, besprochen. 45 Zeilen.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die Pittsburger Vorschriften für das Entwerfen von Flachplattendecken (Piltdecken). Von Ing. J. K. Tromp. In Amerika sollen jetzt 85 % aller Decken als Piltdecken ausgeführt werden. Während man früher Probelastungen für eine bestimmte Planungsgattung verlangte, haben seit 1914 verschiedene Staaten besondere Vorschriften erlassen, von denen hier die Pittsburger als die für europäische Verhältnisse am besten passenden wiedergegeben werden. *Gewapend Beton* 1919, Aprilheft.

Wiener Bestimmungen für Treppenstufen. Die soeben herausgegebenen Bestimmungen für Eisenbetontreppenstufen werden wiedergegeben und von Punkt zu Punkt besprochen in der *Tonind.-Ztg.* 1919, Heft 30.

Die Berechnung ebener Steindecken bei Hochbauten nach dem neuen Ministerialerlaß vom 23. Dezember 1918. Prof. Dr.-Ing. Bösenberg bespricht im *Eisenbau* 1919, Heft 4,

diese neuen amtlichen Bestimmungen und knüpft einige kritische Bemerkungen an. Die eisenlosen Decken seien zu sehr benachteiligt, die Berücksichtigung stoßender Lasten hätte man einfacher und klarer gestalten können.

Bericht des Zementausschusses des österr. Ing.- und Arch.-Vereins betr. Abänderung der Bestimmungen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Auf Veranlassung des Vereins österreichischer Zementfabrikanten hat der Ausschuß des Ing.- und Arch.-Vereins die Bestimmungen von 1913 überprüft und an 4 Stellen Abänderungen vorgeschlagen und allgemein die Ausmerzung der Fremdwörter in dankenswerter Weise befürwortet. Die wichtigste Änderung dürfte die sein, die die Mindestfestigkeiten wie folgt festsetzt:

- bei Wasserlagerung der Probekörper:
 - nach 7 Tagen 150 statt 120 kg/qcm,
 - 28 Tagen 250 statt 200 kg/qcm,
- bei gemischter Lagerung:
 - nach 28 Tagen 300 statt 250 kg/qcm.

Die nach diesen Vorschlägen abgeänderten Bestimmungen werden demnächst im Buchhandel erscheinen. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1919, Heft 15.

V. Anwendungen und Ausführungen.

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

Die Schallwirkung in Betonunterständen. Von Hans Schäfer, München. Kurze Mitteilungen über die starke Übertragung der Einschlag- und Abschlußschläge auf Betonunterstände, die deshalb für Telegraphisten zunächst schwer benutzbar waren. Stehenlassen der inneren Schalung und Auskleiden mit Torfdecken schufen Abhilfe. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 43.

Beton als Baustoff in neuer Anwendung. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 44 bringt unter dieser Überschrift verschiedenartige Zeitungsmeldungen über Verwendung von Beton: 1. die vorteilhafte Anwendung des Betons zur Herstellung der Rahmen großer Werkzeugmaschinen in den Vereinigten Staaten; 2. das völlige Versagen des Betons in einem Falle, wo feuchte, bituminöse (zweifellos schwefelreiche) Kohle auf ihm gelagert worden war. (Dieser Fall hat in letzter Zeit die Zeitschriften viel beschäftigt und ist als bedeutungsloser Einzelfall bezeichnet worden); 3. — nach der Vossischen Zeitung — Versagen der Betonschiffe im Seeverkehr. Dem stehen jedoch zahlreiche gegenteilige Behauptungen entgegen; 4. Herstellung einer idealen Straßendecke aus drahtbewehrter Betonunterlage (15—18 cm), auf die eine ganz dünne Teersicht aufgestrichen wird, auf die sehr feiner Granitgrus gebracht wird.

Zementpfosten. Mahnung, die Zementpfosten, die in den meisten Fällen mit Vorteil statt Holzpfosten zu verwenden sind, durch einfache, von sinnlosem Zierrat freie Gestaltung beliebter zu machen. Vorschläge über die Ausbildung der Flächen und Köpfe. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 40.

Zementmauersteine. Ratschläge für die Herstellung dieses für die Ziegel in Aufnahme gekommenen Ersatzbaustoffes. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 39.

Noch einmal: Sparsame Baustoffe. Von Rgbmstr. Neumann. Äußerungen von Bedenken gegenüber dem Grundzuge und den einzelnen Gegenständen der Berliner Ausstellung. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 41.

Herstellung von Zementdachsteinen. Beschreibung des Herstellungsvorganges bei Verwendung der Steinbecherschen Maschine. (Adolf Steinbecher, früherer stellv. Vorsitzender der Zementwarenfabrikanten Deutschlands.) Tonind.-Ztg. 1919, Heft 32.

Asbest-Zementschiefer. Von Dr. W. Schmidt, Heidenheim. Beschreibung der Asbest-Zementschieferherstellung (Eternit) und Rückblick auf die Entwicklung der Fabrikation, der besonders in Deutschland immer ziemliche Schwierigkeiten in den Weg getreten sind. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 41.

Wasserdichte Zementdachsteine. Ratschläge zur Erzielung wasserdichter Zementdachsteine finden sich in einem Beitrag der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 42, abgedruckt.

Holzbetonbauweisen. In Beton und Eisen 1919, Heft 6, ist eine kurze Zuschrift von Wilhelm Siegler abgedruckt, in der Holzbeton als Uding bezeichnet wird. Das Fehlen des Luftzutritts müsse die Zerstörung des Holzes auf alle Fälle herbeiführen.

Der Bau mit Schwemmsteinen. Abdruck der Bestimmungen des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten über das Bauen mit Schwemmsteinen, erlassen am 2. Mai 1913, im Zentralblatt der Bauv. 1919, Nr. 33/34. Die außerordentliche Bedeutung dieser Bausteine für das jetzt besonders angestrebte sparsame Bauen dürfte die Veranlassung zum Wiederabdruck dieser Vorschriften sein. Wenn der Mittellandkanal bis zur Elbe fertiggestellt sein wird, werden voraussichtlich noch bedeutend weitere Gebiete in den Verwendungsbereich dieses hervorragenden Baustoffes gelangen.

2. Hochbau.

Die wirtschaftlich günstigste Anordnung von Traggebilden mit Stützen von gleichen Kosten. Von Prof. Dr. techn. R. Schönhöfer, Braunschweig. Beton und Eisen 1919, Heft 6/7/8.

Wände nach der Lean-Bauweise. Von Ziv.-Ing. Torsten-Nordell, Stockholm. Kurze Beschreibung der von R. Lejmark, Stockholm erfundenen Bauweise. Hohlsteine von 15–20 cm Breite und 30 cm Länge, mit 2 bzw. 3 Hohlräumsschlitz; Wärmeundurchlässigkeit wie bei einer Ziegelwand von 48 cm Stärke, bei etwa 3000 Gebäuden angewendet. Besonders bewährt in rauhem Klima. Beton u. Eisen 1919, Heft 6.

Eisenbetondach. (Gewapend Beton Bekapping.) Von Arch. A. J. Kropholler. Mitteilung einiger Abb. und ganz kurze Beschreibung einer Planung für einen Kirchenbau in Scheveningen. Spitzbogenförmige Binder. Die Dachhaut bildet mit den Pfetten, die rechtwinklig zu ihr (also nicht lotrecht) stehen, regelrechte Plattenbalken. Gewapend Beton 1919, Märzheft.

Überdachte Schwimmanstalt der Marine zu Helder (Holl.). Becken 22×11×1,0 bis 3,0 m³ Gründung auf Pfeilern, die auf Pfählen ruhen. Wandungsstärke 12–22 cm. Dichtung durch Mörtelputz 1 Z:2 S, und Auslegen mit Klinkerziegeln. Bisher vollkommene Dichtheit. Gewapend Beton 1919, Aprilnummer.

Der Viehhof in Osnabrück. Arch.: Stadtbaurat Frdr. Lehmann, Osnabrück. Beschreibung der Anlage, die eine große, wohlgelungene Eisenbetonhalle aufweist. Lichtbilder, Schnitte und Grundrisse lassen die bauliche Gestaltung, besonders auch die Eisenbetonkonstruktionen gut erkennen. Der Industriebau 1919, Heft IV.

Tonerdesilo von 750 cbm Fassungsraum auf dem Erftwerke bei Grevenbroich (Rhld.). Von Dr.-Ing. P. Müller, Obering. d. Fa. H. Butzer Dortmund. Vorführung eines 1917 ausgeführten umfangreichen Silos mit zahlreichen Abb. Neben dem Zwecke, der Gliederung, der Betriebsweise und der baulichen Lösung der Anlage werden einige bauliche Besonderheiten und ein statisch nützlicher Kunstgriff vorgeführt. Arm. Beton 1919, Heft 4.

3. Brückenbau.

4. Wasserbau.

5. Grundbau (Pfahlgründungen).

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

Schienengleiche Kreuzung von Eisenbahn und Straße mit Kunststeinabdeckung

In Nr. 47 der Tonind.-Ztg. wird mitgeteilt, daß auch in Deutschland Zementkörper zur Ausfachung des Gleisraumes an Wegübergängen, und zwar in großer Menge, verwendet worden sind. (Vgl. Tonind. Ztg. 1919 Nr. 27, wo auf die Anwendung dieses Gedankens in Amerika hingewiesen wird.) Mit 1 Abb.

7. Schiffbau.

VI. Sonstiges.

Wirtschaftliches, Personen- und Vereinsnachrichten.

Wirtschaftlichkeit und Preisermittlung im Eisenbetonbau. Von Ing. H. Paeplow, Hamburg. Mit der Absicht, eine weitere Aussprache in dieser Frage zu veranlassen, unterzieht der Verf. die bisher üblich gewesene Kostenvergleichungsweise einer kritischen Betrachtung. Er fordert eine Aussonderung derjenigen Unkosten, die von dem Mehr- oder Wenigeraufwand an Baustoffen kaum beeinflußt werden. Insbesondere werden die Formeln von Dr.-Ing. Mayer in einigen Punkten abgeändert. Die Darlegungen Paeplows bilden einen wertvollen Beitrag zur Behandlung der Preisfrage im Eisenbetonbau. Arm. Beton 1919 Heft 4.

Über Sparmaßnahmen im Eisenbetonbau. D. Bau-Ztg. 1918 Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 17. Mitteilung über das Gutachten, das Emperger dem österr. Kriegsministerium zu dieser Frage erstattet hat. — — — Schweizerische Bau-Ztg. 1919 Nr. vom 1. März. Äußerungen eines schweizerischen Fachmannes hierzu: Höhere Beanspruchungen könnten zugelassen werden, wenn alle Eisenbetonbauten unter Aufsicht hergestellt würden. Vor allem dürfe die Aufführung von Eisenbetonbauten nur Unternehmern mit ausreichender Fachkenntnis erlaubt werden.

Sparsamkeit beim Bauen, vor allem mit Eisen und Zement. Wiedergabe der vom österr. Kriegsministerium aufgestellten Richtlinien. Vgl. Lit.-Schau 1919, S. 50. Gewapend Beton 1919, Märzheft.

Der Einfluß des Krieges auf laufende Bauverträge. Längere Aussprache zwischen der Fachgruppe der Bauindustriellen in der Vereinigung der deutsch-österreichischen Industrie, Herrn Baurat Dr. Bauer und Herrn Hofrat Dr. Hans Sperl im Anschlusse an die Ausführungen Dr. Bauers in Beton und Eisen 1918 Heft 12/13. 2 1/2 Seiten in Beton und Eisen 1919 Heft 6.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Schadloshaltung für Überschwemmungsgefahr.

Grundlegende Entscheid. des Reichsgerichts vom 27. 10. 17.

(Nachdruck auch im Auszug verboten). Die dem Grundbesitzer N. gehörige Hofstelle, die unweit O. am

linken Ufer der Weser liegt, ist in das Eindeichungsgebiet bei O. nicht eingeschlossen, hat aber bei den bisher beobachteten Hochwassern der Weser hochwasserfrei gelegen. Nachdem der Bezirksausschuß die Genehmigung zur Verlegung und Normalisierung des Winterdeichs bei

O. erreicht hatte und die hiergegen von N. erhobene Beschwerde durch ministeriellen Bescheid verworfen war, hat der Deichverband den Deich bei O. weiter vom Flusse zurückverlegt und ihn erhöht. N. behauptet, infolgedessen sei sein Gehöft nun der Hochwassergefahr ausgesetzt. Bisher habe das Gehöft dieselbe Höhenlage wie der bei O. befindliche Winterdeich gehabt; das Wasser sei über den Deich, der als Überfalldeich gewirkt habe, abgeflossen, wodurch ein weiteres Steigen im Außendeichgebiete bis zur Überschwemmung des Gehöftes verhindert worden sei. Infolge der Erhöhung des Deiches könne jetzt das Wasser im Außendeichgebiete so hoch steigen, daß das Gehöft unter Wasser gesetzt werde. Zur Abwendung dieser angeblichen Überschwemmungsgefahr erachtete N. die Errichtung eines Schutzdeiches um sein Gehöft für erforderlich. Da der von ihm zu der Zeit, als die Änderung des Deiches in die Wege geleitet wurde, bei den Deichpolizeibehörden gestellte Antrag auf Errichtung eines Schutzdeiches abgelehnt worden ist, will er nunmehr selbst den Schutzdeich errichten. Zum Ersatze der ihm dadurch entstehenden Unkosten hält er den Deichverband für verpflichtet. Er hat beantragt, festzustellen, daß der Beklagte ihm als Schaden denjenigen Betrag zu zahlen habe, der ihm an Unkosten durch die Eindeichung seines Gehöftes bis zur Höhe des neuen Deiches entsteht. Das Landgericht gab der Klage statt, das Oberlandesgericht Celle wies sie ab, das Reichsgericht wies die Revision des Klägers zurück.

Aus den Entscheidungsgründen der höchsten Instanz:

Der Berufungsrichter führt aus, es sei völlig ungewiß, ob einmal wieder ein Hochwasser mit den bisher beobachteten höchsten oder ähnlich hohen Wasserständen kommen werde, und jedenfalls, in welchem Zeitpunkte dieser von Naturereignissen abhängige Fall eintreten werde. Der jetzt feststellbare wirtschaftliche Nachteil, welchen der Kläger bereits erlitten habe, bestehe deshalb möglicherweise nur in dem geringeren Werte des Gehöftes infolge der unter den veränderten Deichverhältnissen vielleicht entstandenen größeren Überschwemmungsgefahr, der unter Berücksichtigung aller in Betracht kommenden Umstände im Wege der Schätzung zu ermitteln sein würde. Der Kläger habe daher eine Klage auf Ersatz des durch den Wertverlust seines Gehöftes entstandenen Vermögensschadens anstrengen können. Dagegen sei die jetzt erhobene Klage nicht begründet. Dem ist zuzustimmen. Der Kläger verlangt vom Beklagten nicht die Herstellung eines Schutzdeiches um sein Gehöft. Vielmehr beansprucht er die Feststellung der Verpflichtung des Beklagten, den Betrag der zur Herstellung des Schutzdeiches notwendig aufzuwendenden Kosten zu zahlen. Er fordert also nicht Herstellung des früheren Zustandes, sondern er erhebt Anspruch auf Zahlung des zu der Herstellung erforderlichen Betrages. Nach § 249 Satz 2 BGB. kann aber nur dann, wenn wegen Verletzung einer Person oder wegen Beschädigung einer Sache Schadenersatz zu leisten ist, statt der Herstellung der dazu erforderliche Geldbetrag verlangt werden. Diese Vorschrift ist hier nicht anwendbar. Insbesondere steht Beschädigung einer Sache nicht in Frage, da diese begrifflich nur dann vorliegt, wenn eine Sache an ihrer körperlichen Unversehrtheit eine Einbuße schon erlitten hat, hier aber es sich erst um Beeinträchtigung durch die Gefahr künftiger Nachteile handelt, der das Gehöft des Klägers ausgesetzt sein soll. Daher ist der vom Kläger erhobene Feststellungsanspruch nicht begründet. (Aktenzeich. V. 191/17.) sk.

Ersatzansprüche der Berufsgenossenschaft gegen den Betriebsunternehmer wegen ihrer Aufwendungen für Unfallverletzte.

(Entscheidung des Reichsgerichts vom 7. Februar 1918.)

(Nachdruck verboten.) Ein Bauarbeiter war von einem

Gerüst gestürzt, das sich an einem Neubau befand, der zur Vergrößerung eines industriellen Werkes errichtet wurde. Der Sturz führte den Tod des Verunglückten herbei, und die zuständige Berufsgenossenschaft zahlte der Witwe und den Kindern des Verstorbenen Renten.

Gemäß § 903 der Reichsversicherungsordnung verlangte die Berufsgenossenschaft später von dem Industriellen, für dessen Werk der Bau errichtet worden war, Erstattung ihrer Aufwendungen und drang mit ihrem Anspruch in allen Instanzen durch.

Der Industrielle hatte geltend gemacht, nicht er komme hier als Unternehmer gemäß § 903 in Frage, sondern der Bruder des Verunglückten, der als selbständiger Unternehmer an dem Neubau gearbeitet und der seinerseits den Verstorbenen aufgrund eines Dienstvertrages beschäftigt habe. Nicht in seinem — des Beklagten — Betriebe habe sich danach der Unfall ereignet, sondern in dem Betriebe des Bruders des Verunglückten.

Das Reichsgericht hat indessen diese Ausführungen des Beklagten nicht gelten lassen. Nach den Bestimmungen der Reichsversicherungsordnung — so heißt es in den Gründen — ist das ordentliche Gericht an die Entscheidung gebunden, die in einem Verfahren nach der Reichsversicherungsordnung darüber ergeht, ob ein entschuldigungspflichtiger Unfall vorliegt, in welchem Umfange und von welchem Versicherungsträger die Entschädigung zu gewähren ist. Wenn auch nicht ausdrücklich ausgesprochen ist, daß auch die Feststellung des Betriebes, in dem der Verletzte zur Zeit des Unfalles tätig war, für das ordentliche Gericht bindend ist, so folgt das doch aus Sinn und Zweck des Gesetzes, welches die Gefahren vermeiden will, daß dieselbe Rechtsfrage von verschiedenen Instanzen verschieden beurteilt wird, daß der Verletzte etwa im ordentlichen Rechtsweg Schadenersatz erlangt und ihm außerdem eine Entschädigung von dem Träger der Unfallversicherung zugebilligt wird, oder daß er auf beiden Seiten nicht zum Ziele gelangt. Solche Gefahren bestehen aber, wenn der in Betracht kommende Betrieb in dem Verfahren nach der Reichsversicherungsordnung und vor dem ordentlichen Gerichte verschieden bestimmt wird, und daher muß die Bindung der ordentlichen Gerichte an die Entscheidung der Versicherungsinstanzen über den entschuldigungspflichtigen Versicherungsträger sich auch auf die Frage erstrecken, in wessen Betrieb sich der Unfall ereignet hat.

Sonach ist die von den Versicherungsbehörden getroffene Entscheidung, daß der Unfall sich im Betriebe des Beklagten ereignet habe, bindend für das Gericht, welches über den Ersatzanspruch der Berufsgenossenschaft gegen den Betriebsunternehmer zu entscheiden hat. Der Einwand des Beklagten, der Verstorbene sei im Betriebe seines Bruders verletzt, konnte also gegenüber der im anderen Sinne ergangenen Entscheidung der Versicherungsbehörden nicht durchgreifen. (Reichsger. VI./356/17.)

Voraussetzungen für die Bewilligung von Hinterbliebenenrente an die Mutter eines durch Unfall Getöteten.

(Entscheidung des Reichsversicherungsamtes vom 13. März 1918.)

(Nachdruck verboten.) Ein jugendlicher Arbeiter war durch Betriebsunfall getötet worden, und seine Mutter, die bereits Witwe war, nahm die Berufsgenossenschaft auf Zahlung von Hinterbliebenenrente in Anspruch.

Die Berufsgenossenschaft hatte den Anspruch der Mutter abgelehnt, weil die Bedürftigkeit der Antragstellerin zu verneinen sei. Auf Klage der Mutter hatte jedoch das Obergericht die beklagte Berufsgenossenschaft verurteilt, der Klägerin die Rente zu gewähren, da sie, nachdem kurz vor dem Unfall des getöteten Sohnes ihr Ehemann gestorben und ihr ältester Sohn zum Heeresdienste einberufen war, sich — da sie

vermögenslos ist — zur Zeit des Todes des verunglückten Sohnes in bedürftiger Lage befunden habe.

Anderer Anschauung war das Reichsversicherungsamt, welches dem Rekurse der Berufsgenossenschaft stattgab. Die Klägerin — so heißt es in den Gründen — stand zur Zeit des Todes ihres Sohnes im rüstigen Alter von 42 Jahren; daß sie wegen irgendwelcher Gebrechen nicht mehr arbeitsfähig war, hat sie nicht dargetan und geht auch aus den angestellten Ermittlungen nicht hervor. Sie war also in der Lage, sich ein Einkommen zu verschaffen. Es kommt nicht darauf an, welches Einkommen die Klägerin zur Zeit des tödlichen Unfalles ihres Sohnes besaß, sondern darauf, welches Einkommen sie hätte haben können, wenn sie sachgemäße Maßregeln ergriffen und alle ihr zustehenden Hilfsquellen ausgenutzt hätte. — In dieser Beziehung ist sie aber sehr lässig gewesen. Sie hat sich weder um die Kriegsunterstützung, die ihr, nachdem ihr Mann gestorben war, für ihren im Heeresdienste befindlichen ältesten Sohn zustand, bemüht, noch hat sie ihren anderen Sohn, der lohnende Arbeit hatte, wegen eines Zuschusses in Anspruch genommen. Wenn sie nach dem Tode ihres Ehemannes ein kleines Ladengeschäft anfang, um sich zu ernähren, so ist das nicht zu beanstanden; sie kann sich aber für ihre Bedürftigkeit nicht darauf berufen, daß dieses Geschäft keinen ausreichenden Gewinn abwerfe, sondern sie muß es daneben aufgeben und eine andere, lohnendere Tätigkeit ausüben, die sie jetzt überall findet.

Der verunglückte Sohn hat bis zu dem Tode seines Vaters nur die ihm gewährte Verpflegung an die Eltern bezahlt, seinen übrigen Verdienst aber für sich behalten und daraus sogar Ersparnisse erzielt. Ob die Klägerin in der verhältnismäßig kurzen Zeit, die zwischen dem Tode ihres Ehemannes und dem tödlichen Unfälle des Sohnes lag, besondere Zuwendungen von dem Sohne erhalten hat, kann hier nicht ausschlaggebend sein, da jedenfalls ihre Bedürftigkeit zu verneinen und ihre Klage demgemäß abzuweisen ist.

Nichtige Verabredung von Lohnabzügen zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer.

(Entscheidung des Oberlandesgerichts Celle vom 13. Oktober 1917.)

Nachdruck verboten. Gemäß § 117 der Gewerbeordnung sind bekanntlich nur solche Verabredungen zwischen Gewerbetreibenden und den von ihnen beschäftigten Arbeitern über die Verwendung des Arbeitsverdienstes zulässig, welche die Beteiligung der Arbeiter an Einrichtungen zur Verbesserung ihrer eigenen Lage oder der Lage ihrer Familien betreffen; alle anderen Verabredungen über die Verwendung des Verdienstes sind nichtig.

Nun hatte ein Gewerbeunternehmer zum Wohle der Familien seiner im Felde stehenden alten Arbeiter die Einrichtung getroffen, daß alle nicht zum Heeresdienste einberufenen Arbeiter und Angestellten seiner Fabrik einen bestimmten Teil ihres Verdienstes zur Unterstützung der Familien der im Felde stehenden Arbeitskollegen zahlten. Die nach Kriegsausbruch eingestellten Arbeiter sollten gleichfalls gehalten sein, sich einen entsprechenden Teil ihres Lohnes für diesen Zweck abziehen zu lassen, ohne jedoch für sich und ihre Angehörigen im Falle ihrer Einberufung Ansprüche auf die Unterstützung zu haben.

Der Kläger hatte bei seinem Eintritt in die Fabrik zwar sein Einverständnis mit diesen Bedingungen erklärt, sich auch die entsprechenden Beträge vom Lohne kürzen lassen; nach seinem Ausscheiden aus der Beschäftigung forderte er aber Herauszahlung dieser Beträge, und das Oberlandesgericht Celle hat nach seinem Antrage erkannt.

Es handelt sich hier nicht um eine nach § 117 der Gewerbeordnung zulässige Verabredung über die Verwendung des Arbeitsverdienstes zu Einrichtungen zur Verbesserung der Lage der Arbeiter; denn hierfür ist notwendige Voraussetzung, daß die Vorteile der Einrichtung grundsätzlich und bestimmungsgemäß allen dazu Beitragenden zufließen und die Möglichkeit des Genusses für den einzelnen nur dann ausgeschlossen ist, wenn er aus Gründen, die in seiner Person liegen, zum Genusse nicht imstande ist. So beschaffen ist die Einrichtung des Beklagten nicht, denn sie dient lediglich dem Wohle der alten Arbeiter des Beklagten, während die nach Kriegsausbruch eingestellten Arbeiter bestimmungsgemäß von allen Vorteilen der Einrichtung ausgeschlossen werden. Das aber ist eine Einrichtung zum Vorteile eines Teiles der Arbeiter unter Ausschluß des anderen Teiles, nicht eine solche zum Vorteile der Arbeiter in ihrer Gesamtheit. Lohnabzüge zu solchem Zwecke dürfen nach § 117 der Gewerbeordnung nicht verabredet werden. (Oberlandesger. Celle 6. 26. 167/17.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Neue Zementpreiserhöhung.

Zum zweiten Male innerhalb ganz kurzer Zeit ist in der Zementindustrie eine neue Preissteigerung, die nur unter Zustimmung des Reichskommissars erfolgen darf, in Kraft gesetzt worden. Nachdem erst am 1. April d. J. die Preise um 150 M. pro Doppelwaggon (10 t) erhöht worden waren, sind sie ab 1. Mai d. J. weiter um den gleichen Betrag gesteigert worden, wozu eventuell außerdem noch 100 M. als halbe Summe der nach dem 1. April d. J. etwa erfolgenden Kohlenpreiserhöhung einschl. Kohlensteuer treten sollen. Damit ist also eine neue erhebliche Preisverteuerung für Zement erfolgt, anstatt daß man schon einen Abbau der im Kriege außerordentlich stark nach oben verschobenen Preise hätte eintreten lassen können. Daran ist vor allem die immer noch wachsende Verteuerung der Produktion schuld. Bemerkt sei, daß der Preis bei Ausbruch des Krieges auf 350 M. sich gestellt hatte, am 1. Januar 1917, als die Preisregulierung durch die Behörden einsetzte, 430 M. Er hat sich somit im Kriege gerade verdreifacht.

Preiserhöhung ab:

(pro 10 t ab Werk)	1. Jan. 1917	1. Juli 1917	1. Okt. 1917	1. Okt. 1918	1. April 1919	1. Mai 1919	Jetzt Preis
Norrd. Zem.-V.							
a) Staat ..	90	180	85	70	150	150	1035
b) Privat ..	90	185	85	70	150	150	1105
Rh.-Wf. Z.-V.							
a) Staat...	90	180	85	70	150	150	1035
b) Privat..	90	175	85	70	150	150	1060
Südd. Zem.-V.							
a) Staat...	90	180	85	70	150	150	1035
b) Privat..	90	180	85	70	150	150	1105

Ingenieure für den Auslandsdienst.

Bei der Umgestaltung des Auswärtigen Amtes wird auch mit dem Juristenmonopol im Auslandsdienst aufgeräumt werden. Volkswirtschaftler, Kaufleute und Ingenieure

nieure sind künftig gleichwertige Anwärter. Für die harrenden Aufgaben erscheinen die Vertreter der Technik und namentlich die volkswirtschaftlich gebildeten Ingenieure besonders berufen. Die technisch wirtschaftlichen Aufgaben, z. B. auf dem Gebiete des internationalen Verkehrs, erfordern technisches Wissen. Für das Nachrichtenwesen bringt der Ingenieur die der Technik eigene bildmäßige Darstellungsweise mit ihrem Herausarbeiten der wirtschaftlich-konstruktiven Zusammenhänge. Das Zusammenfassen der Arbeit aller im Fremdland wirkenden deutschen Wirtschaftskräfte wird ihm durch seine Erfahrung im Organisieren erleichtert. Seine sachliche, politischen Umtrieben fremde Art und die werbende Kraft seiner fachlichen Kenntnisse und Anregungen sind wichtige Hilfsmittel zum Anknüpfen und zur Erhaltung freundlicher persönlicher Beziehungen zu ausländischen Fachkreisen verschiedenster Richtung und zur Presse.

Eine Abhandlung über den Ingenieur im Auslandsdienst von Dipl.-Ing. zur Nedden im Maiheft der „Technik und Wirtschaft“ zeigt, daß man sich in technischen Kreisen der künftigen Aufgaben, wie der hohen Anforderungen, die der auswärtige Dienst an die Persönlichkeit des Auserwählten stellen wird, durchaus bewußt ist. Beachtenswert ist die vorgeschriebene gediegene Ausbildung, nämlich abgeschlossene Hochschulbildung (Diplomprüfung), eine mindestens zweijährige Berufstätigkeit, darauf Ausbildungsdienst beim Auswärtigen Amt. Für die Leitung dieses Ausbildungsdienstes wird ein Ausschuß vorgeschlagen, der aus dem Zusammenwirken der Außenhandelsverbände mit dem Auswärtigen Amt hervorgehen soll. Der Ausbildungsdienst selbst ist zunächst (1 Jahr) im Amtsbetrieb des Auswärtigen Amtes, sodann (1 Jahr) im Volontärdienst bei einer mittelgroßen Außenhandelsfirma, schließlich nach scharfer Auswahl der Tauglichen im Ausland gedacht.

Den maßgebenden Stellen im Auswärtigen Amt muß die Beachtung der dankenswerten Anregungen angelegentlichst empfohlen werden.

Technische Zentralbibliothek.

Für die Angehörigen aller Berufe, die wissenschaftliche und gelehrte Interessen haben, ist in Deutschland von Staats wegen durch gute öffentliche Büchereien hinreichend gesorgt. Ein Pastor auf einem entlegenen Dorf, ein Arzt in einem kleinen Ort, der Lehrer eines entlegenen Waldschulheimes können alle Bücher, die sie für wissenschaftliche Arbeiten brauchen, in bequemster Weise von öffentlichen Büchereien durch die Post beziehen. Allein für den Techniker ist das nicht möglich. Ein Schiffbauingenieur, der in Berlin über Bergung gesunkener Schiffe schreibt, muß sich das wissenschaftliche Rüstzeug in der Technischen Hochschule, im Patentamt, im Verein deutscher Ingenieure und anderswo zusammenbetteln, denn einen Anspruch auf die Benutzung dieser Büchereien und auf häusliche Entleiher hat er meist nicht. Die Staats-, Landes- und Universitätsbüchereien berücksichtigen das technische Schrifttum in so geringem Grade, daß ihre wirkliche Benutzung für den Ingenieur nicht in Betracht kommt. Unendliche Arbeitsvergeudung könnte verhindert, starke Arbeitsförderung erzielt werden durch Schaffung einer technischen Hauptbücherei mit den dazu gehörigen Verzeichnissen, Kartotheken, Auskunftsstellen usw. Die „Deutsche Bücherei“ in Leipzig kommt hierfür nicht in Betracht, da sie nicht ausleiht und ausländische Schriften nicht aufnimmt. Auch die Bücherei des Deutschen Museums in München kann in absehbarer Zeit noch keine Bücher aus dem Hause geben. Dagegen befindet sich der erforderliche Unterbau für die berech-

tigten Forderungen unserer Ingenieure in der Bücherei des Patentamtes. Aus den erheblichen Einnahmen dieses Amtes, die aus den Kreisen der Industrie und Technik stammen, ist eine sehr bedeutende Bücherei entstanden. Es dürfte nicht unbillig sein, wenn dieselben Kreise an der Nutznießung des durch sie aufgebrauchten Vermögens über die bisherige Benutzungsmöglichkeit hinaus dadurch teilzunehmen wünschen, daß das Reich seine Patentamtsbücherei allen Deutschen zur Benutzung öffnet. Der dahingehende Antrag an die Reichsregierung, den der Deutsche Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine und die Mehrzahl unserer großen industriellen Vereine gerichtet haben, wird auch die unbedingte Billigung der Öffentlichkeit finden, die an dem Fortschritt der Technik selbst großes Interesse hat.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Entwerfen von Eisenbeton. Tafeln und Formeln zum Entwerfen der häufig vorkommenden Bauteile des Eisenbetons im Hochbau, von Prof. Martin Preuß, Breslau. Zweite Auflage. Verlag der Ostdeutschen Bau-Zeitung (Paul Heincke) Breslau I. Activ-Format. Preis 6 M.

Gegenüber der ersten Auflage ist die Berechnung von Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen hinzugekommen, daneben aber sind mehrfache Ergänzungen und vervollständigungen in wünschenswerter Weise hinzugefügt. Die Tabellen mit ihren Erläuterungen sind klar und übersichtlich. Sie beziehen sich auf die häufiger vorkommenden statischen und Belastungsverhältnisse und werden für normale Hochbaukonstruktion in Eisenbeton den Entwerfenden oder Prüfenden gute Dienste leisten. Sie seien deshalb empfohlen.
M. F.

Kriegssteuergesetze 1918. Verlag L. Schwarz & Co. Berlin 1919. Preis 1,40 M.

Die vorliegende, zeitgemäße Schrift behandelt: Außerordentliche Kriegsabgaben der Einzelpersonen und Gesellschaften, Umsatzsteuer und Luxussteuer, Steuerflucht, Errichtung eines Finanzhofes, Neuer Posttarif, Neuer Wechselstempeltarif. Es sind dies alles Gesetze und Neuordnungen, von denen ein jeder mehr oder weniger betroffen wird, und die es deshalb auch jedem nahe liegen, sich ausführlich mit dem Wortlaute der Bestimmungen zu befassen. Das wird sich an der Hand des kleinen, oben genannten Werkchens ebenso schnell wie sicher erreichen lassen.
M. F.

Der Eisenbetonbau von Karl Rössle, neubearbeitet von Dipl.-Ing. O. Henkel, mit 73 Abb. Verlag G. J. Göschen, Berlin und Leipzig, Preis 1,80 M.

Es ist eines jener Büchlein, die Wissenschaft und Praxis in konzentrierter Form, auf 144 Seiten vermitteln sollen, ob für Laien oder vorgebildete Techniker ist nicht ganz klar. Für die ersteren zu viel, für die letzteren zu wenig. Zwar sind die ministeriellen Bestimmungen des Jahres 1916 erwähnt, aber man hat beim Durchblättern des Büchleins nicht den Eindruck, daß die geänderten grundlegenden Auffassungen nach dem Jahre 1905 irgendwie berücksichtigt sind, und darauf sollte bei ähnlichen Literaturerzeugnissen in erster Linie Rücksicht genommen werden.
E. P.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung 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.