

ARMIERTER BETON.

1914. NOVEMBER.

INHALT

- Die Beziehung zwischen wagerechter Widerlagerverschiebung und Scheitelsenkung beim Dreigelenkbogen. Von Dipl.-Ing. Spangenberg (Dresden). S. 353.
 Das Zwickelverfahren. Von Privatdozent Dr. Arnold Moser (Zürich). (Schluß von S. 337.) S. 355.
 Über eine neue angenäherte Berechnung der Rahmenträger. Von Professor Dr.-Ing. Theodor Pöschl (Prag). S. 363.
 Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schöber (Dresden). S. 370.
 10. und 11. Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 375.
 Verschiedene Mitteilungen. S. 376. — Neue Bücher. S. 376. — Berichtigung. S. 376.

DIE BEZIEHUNG ZWISCHEN WAGERECHTER WIDERLAGERVERSchiebung UND SCHEITELSENKUNG BEIM DREIGELENNBOGEN.

Von Dipl.-Ing. Spangenberg,

Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Dresden.

Bei einem Dreigelenkbogen ruft eine Verschiebung der Widerlager im Gegensatz zu statisch unbestimmten Bogenkonstruktionen bekanntlich keine Kräfte hervor, es wird lediglich durch die Änderung der Spannweite und der Pfeilhöhe eine kleine Veränderung der Kräfte im Lageplan und Kräfteplan bedingt, wodurch auch ein Einfluß auf die Spannungen im Bogen ausgeübt wird. Wenn diese Einflüsse bei den in der Praxis vorkommenden kleinen Bewegungen auch sehr gering sind, so ist es doch von Wert, die Abhängigkeit einer durch Ausweichen der Widerlager hervorgerufenen Scheitelsenkung des Dreigelenkbogens von Spannweite und Pfeilverhältnis zu kennen und ihr z. B. bei Herstellung massiver Dreigelenkbögen durch entsprechende Überhöhung des Lehrgerüsts Rechnung zu tragen.

Bei dem symmetrischen Dreigelenkbogen \overline{ACB} (Fig. 1) von der Spannweite $l = 2AD = 2DB$, der Pfeilhöhe $\overline{CD} = h$ und dem Pfeilverhältnis $f = \frac{h}{l}$ erleide das eine Widerlager A eine wagerechte Verschiebung nach außen von $\overline{AA'} = a$, wodurch sich der Scheitel um das senkrechte Maß x senkt und in die neue Lage C_0 kommt. Die Bewegung des Scheitels kann man sich so vorstellen, daß er zunächst wagerecht um das Maß $\overline{CC'} = a$ nach C' rückt und sich dann auf einem Kreisbogen vom Halbmesser $\overline{A'C'} = \overline{AC}$ nach C_0 bewegt. Da aber C_0 auch auf dem um B mit $\overline{BC} = \overline{AC}$ geschlagenen Kreisbogen liegen muß, so halbiert die durch C_0 gelegte Senkrechte \overline{EF} die Strecke $\overline{CC'} = a$.

In den Fällen der praktischen Anwendung des Dreigelenkbogens auf Brückenbögen sind die Größen a und x im Vergleich zu den Abmessungen h und l sehr klein, so daß die Bögen C_0C_0 und CC_0 mit ihren Tangenten vertauscht werden können und man aus den beiden ähnlichen rechtwinkligen Dreiecken $C_0C'F$ und ACD die Beziehung erhält:

$$\frac{C_0F}{C'F} = \frac{AD}{CD}$$

oder

$$\frac{x}{\frac{a}{2}} = \frac{\frac{l}{2}}{h}$$

Also ist

$$x = \frac{a l}{4 h} = \frac{a}{4 f} \dots \dots \dots (1)$$

In gleicher Weise ergibt sich auch die Scheitelsenkung y für eine Verschiebung des rechten Widerlagers B nach außen um $\overline{BB'} = b$ zu

$$y = \frac{b}{4 f} \dots \dots \dots (2)$$

Ist die gleichzeitige Gesamtverschiebung beider Widerlager $a + b = w$, so erhält man die gesamte Scheitelsenkung z durch Addition der beiden Gleichungen (1) und (2) zu

$$z = \frac{w}{4 f} \dots \dots \dots (3)$$

Das neue Pfeilverhältnis ist

$$f_0 = \frac{h-z}{1+w} \dots \dots \dots (4)$$

Für die praktische Anwendung von Dreigelenkbögen zu Brückenbögen ergeben sich daher mit großer Annäherung die folgenden Sätze:

1. Man erhält die durch eine wagerechte Widerlagerverschiebung hervorgerufene Scheitelsenkung, indem man die Verschiebung durch das vierfache Pfeilverhältnis dividiert.

2. Die Scheitelsenkung infolge einer wagerechten Widerlagerverschiebung ist nur abhängig vom Pfeilverhältnis und ist unabhängig von der Spannweite; sie ist also für eine bestimmte Größe der Widerlagerverschiebung für alle Dreigelenkbögen von gleichem Pfeilverhältnis gleich groß.

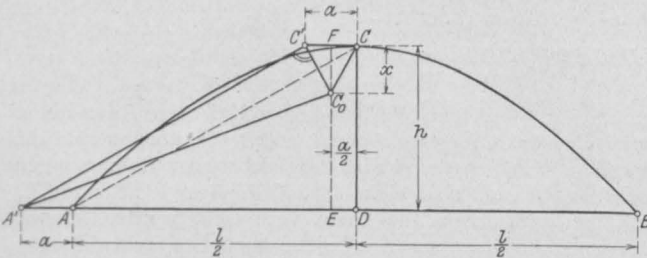


Fig. 1.

Z. B. ist für alle Bögen von $1/8$ Pfeilverhältnis die Scheitelsenkung doppelt so groß wie die Widerlagerverschiebung, für alle Bögen von $1/12$ Pfeilverhältnis dreimal so groß wie die Widerlagerverschiebung.

3. Da für eine bestimmte Widerlagerverschiebung w die Scheitelsenkung z bei einem großen Bogen ebenso groß ist, wie bei einem kleinen Bogen von demselben Pfeilverhältnis, so ist die Verkleinerung des Pfeilverhältnisses und damit angenähert proportional die Vergrößerung des Horizontalschubes und der Spannungen bei dem kleinen Bogen viel beträchtlicher. Im allgemeinen wird man nicht annehmen können, daß die Größe der Widerlagerverschiebung w von der Größe des Bogens abhängig ist, wenn auch zugegeben werden muß, daß bei einem großen Bogen leichter die Möglichkeit einer Widerlagerverschiebung gegeben ist. Die Größe der Widerlagerverschiebung hängt vielmehr im wesentlichen von dem Sicherheitsgrad ab, mit dem die Widerlager oder Pfeiler konstruiert sind, und dieser wird im allgemeinen für große Bögen derselbe sein wie für kleine. Man kommt daher zu dem Ergebnis, daß kleine Dreigelenkbögen empfindlicher

gegen wagerechte Widerlagerverschiebungen sind, als große Dreigelenkbögen mit demselben Pfeilverhältnis. Es empfiehlt sich daher z. B. nicht, bei Talbrücken mit hohen biegsamen Pfeilern und kleinen Öffnungen Dreigelenkbögen anzuwenden, dagegen bietet ein weitgespannter Dreigelenkbogen, z. B. eine Strombrücke, eine verhältnismäßig große Sicherheit gegenüber Ausweichen der Widerlager.

Zahlenbeispiel.

Es soll bei einem Bogen von 20 m und bei einem Bogen von 100 m Spannweite, beide mit $1/10$ Pfeilverhältnis, der Einfluß einer Verschiebung beider Widerlager um je 1 cm berechnet werden.

A. Kleiner Bogen.

$$l = 2000 \text{ cm,}$$

$$h = 200 \text{ cm,}$$

$$f = 1/10,$$

$$w = a + b = 2 \text{ cm,}$$

Scheitelsenkung

$$z = \frac{w}{4f} = 5 \text{ cm,}$$

neues Pfeilverhältnis

$$f_0 = \frac{f-z}{1+w} = \frac{195}{2002} = \sim \frac{1}{10,25},$$

Änderung des Pfeilverhältnisses $\sim 2,5\%$

B. Großer Bogen.

$$l = 10000 \text{ cm,}$$

$$h = 1000 \text{ cm,}$$

$$f = 1/10,$$

$$w = a + b = 2 \text{ cm}$$

Scheitelsenkung $z = \frac{w}{4f} = 5 \text{ cm,}$

neues Pfeilverhältnis $f_0 = \frac{f-z}{1+w} = \frac{995}{10002} = \sim \frac{1}{10,05},$

Änderung des Pfeilverhältnisses $\sim 0,5\%$

Zwecks Prüfung der Genauigkeit der angegebenen Beziehungen 1 bis 3 soll aus Fig. 1 noch der Wert x genau berechnet werden. Durch Gleichsetzung der Bogensehne als Hypotenuse der beiden rechtwinkligen Dreiecke ACD und A'C₀E erhält man

$$\left(\frac{l}{2}\right)^2 + h^2 = (h-x)^2 + \left(\frac{l}{2} + a - \frac{a}{2}\right)^2$$

oder geordnet

$$x^2 - 2hx + \frac{al}{2} + \frac{a^2}{2} = 0 \dots (5)$$

woraus sich

$$x = h - \sqrt{h^2 - \frac{a}{2} \left(1 + \frac{a}{2}\right)} \dots (6)$$

ergibt.

Aus Gleichung (5) erhält man übrigens auch rein rechnerisch die einfache Beziehung (1), wenn man die quadratischen Glieder der kleinen Größen a und x vernachlässigt. Es ist dann

$$0 = -2hx + \frac{al}{2}$$

$$x = \frac{al}{4h} = \frac{a}{4f}$$

Für das Zahlenbeispiel ist nach Gleichung (6)

$$z = h - \sqrt{h^2 - \frac{w}{2} \left(1 + \frac{w}{2}\right)},$$

oder für den kleinen Bogen von 20 m Spannweite

$$z = 200 - \sqrt{200^2 - 2001} = 5,07 \text{ cm}$$

und für den großen Bogen von 100 m Spannweite

$$z = 1000 - \sqrt{1000^2 - 10001} = 5,01 \text{ cm},$$

gegenüber der nach der einfachen Beziehung (3) für beide Bögen berechneten Scheitelsenkung von 5 cm.

Die genauere Formel (6) gibt etwas größere Scheitelsenkungen als die einfache Formel (1), was auch aus der geometrischen Betrachtung der Fig. 1 hervorgeht. Der Unterschied gegenüber der einfachen Formel (1) ist sehr gering und ist um so kleiner, je größer die Spannweite des Dreigelenkbogens ist.

DAS ZWICKELVERFAHREN.

*Von Privatdozent Dr. Arnold Moser, Ingenieur,
Bureauchef der Firma Maillart & Co. in Zürich.*

(Schluß von S. 337.)

§ 13. Der gelenklose Balken auf drei Stützen.

Die Mittelstütze ist eine fest mit ihm verbundene Säule mit Fußgelenk.

Aufgabe 20.

Bestimmung der Momentenfläche des in Fig. 35 dargestellten Trägers beim Belasten der ersten Öffnung durch den Normalzwickel m_1 ten Grades P_1 .

Die Form der Momentenfläche und ihre

$$M_1' + M_3' = M_2 \dots (152)$$

Aus Kontinuitätsgründen ist

$$\alpha_1' = \alpha_2$$

und

$$\alpha_3' = \alpha_2.$$

Werden diese Winkel mit dem Satze v. d. N. d. e. L. bestimmt, so ergeben sich folgende Gleichungen:

$$-\frac{1}{E J_1} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_1 \frac{P_1 h_1}{m_1 + 2} \right) - \left(\frac{1}{m_1 + 3} h_1 \frac{P_1 h_1}{m_1 + 2} \right) \cdot \frac{l_1 - \frac{h_1}{m_1 + 4}}{l_1} + \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_1 M_1' \right) \right] = \frac{1}{E J_2} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_2 M_2 \right) \right] \dots (153)$$

Zerlegung in Normalzwickel ist in der Fig. 35 und

$$-\frac{1}{E J_3} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_3 M_3' \right) \right] = \frac{1}{E J_2} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_2 M_2 \right) \right].$$

Die Größe der drei maßgebenden Ordinaten M_1' , M_2 und M_3' ergibt sich aus folgendem:

Aus dieser letzten folgt:

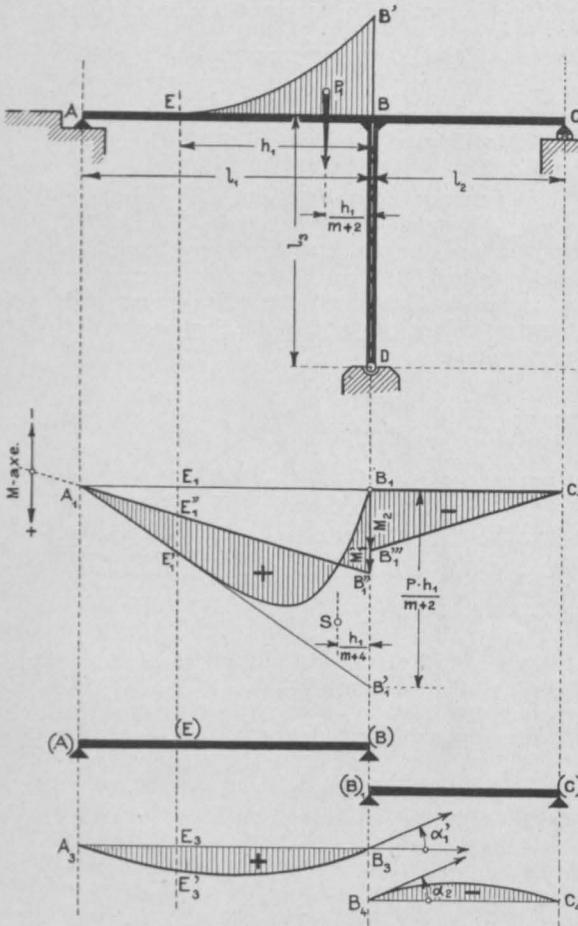
$$M_3' = -\frac{J_3}{J_2} \cdot \frac{l_2}{l_3} M_2 \dots (154)$$

Aus Gleichgewichtsgründen ist

Durch Elimination von M_3' zwischen (152) u. (154) entsteht:

$$M_2 = \frac{M_1'}{1 + \frac{l_2}{l_3} \cdot \frac{J_3}{J_2}} \dots \dots (155)$$

Endlich wird M_1' durch Elimination von M_2 zwischen (153) und (155) gefunden:



In A, B und C werden reibungslose Gelenke gedacht und das Auflager D um $D = 1$ gesenkt. Es entsteht die Figur $(A_1B_1'C_1D_1')$. Die Auflagerbedingungen bei B sind verletzt worden. Sie werden wieder erfüllt durch die Momentenflächen über A_2C_2 und über D_3B_3 .

Aus den Gleichgewichtsbedingungen folgt

$$M_1' + M_3' = M_2 \dots \dots (157)$$

und aus den Auflagerbedingungen bei B

$$\alpha + \alpha_1' = \beta + \alpha_2$$

und

$$\alpha_3' = \beta + \alpha_2.$$

Durch Anwendung des Satzes v. d. N. d. e. L. können diese Gleichungen auch folgendermaßen geschrieben werden:

$$\frac{D}{l_1} - \frac{1}{EJ_1} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_1 M_1' \right) \right] = -\frac{D}{l_2} + \frac{1}{EJ_2} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_2 M_2 \right) \right]$$

und

$$-\frac{1}{EJ_3} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_3 M_3' \right) \right] = -\frac{D}{l_2} + \frac{1}{EJ_2} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l_2 M_2 \right) \right].$$

Die Gleichung (157) und die beiden letzten geben folgendes System:

$$\begin{aligned} M_1' - M_2 + M_3' &= 0, \\ \frac{l_1}{EJ_1} M_1' + \frac{l_2}{EJ_2} M_2 &= 3D \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right), \\ \frac{l_2}{EJ_2} M_2 + \frac{l_3}{EJ_3} M_3' &= 3 \frac{D}{l_2}. \end{aligned}$$

Die Auflösung dieses Gleichungensystems ergibt:

$$M_1' = 3E \frac{\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) \frac{l_3}{J_3} + \frac{1}{l_1} \cdot \frac{l_2}{J_2}}{A} D,$$

$$M_2 = 3E \frac{\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) \frac{l_3}{J_3} + \frac{1}{l_2} \cdot \frac{l_1}{J_1}}{A} D,$$

$$M_3' = 3E \frac{\frac{1}{l_2} \cdot \frac{l_1}{J_1} - \frac{1}{l_1} \cdot \frac{l_3}{J_3}}{A} D.$$

In diesen Formeln ist

$$M_1' = - \frac{3}{m+2} \cdot \frac{P h_1}{J_1} \left[\frac{l_1}{3} - \frac{h_1}{m+3} \cdot \frac{l_1 - h_1}{l_1} \right] \frac{1}{1 + \frac{l_2}{l_3} \cdot \frac{J_3}{J_2}} \quad (156)$$

Aufgabe 21.

Bestimmung der Einflußflächen für den Auflagerdruck D des in Fig. 36 dargestellten Trägers.

Der 2. Satz von R. Land wird angewendet.

$$A = \frac{l_1}{J_1} \cdot \frac{l_2}{J_2} + \frac{l_2}{J_2} \cdot \frac{l_3}{J_3} + \frac{l_3}{J_3} \cdot \frac{l_1}{J_1}$$

einzusetzen.

Jede der Biegelinien über A_4B_4 , B_5C_5 u. D_6B_6 besteht aus zwei Normalzwickeln des 1. und des 3. Grades. Die Grundlinien dieser Zwickel sind:

$$\overline{B_4B_4'} = \left(\frac{1}{2} l_1 \frac{M_1'}{E J_1} \right) \frac{l_1}{3} = \frac{D}{2} \cdot \frac{l_1}{J_1} \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{l_3}{J_3} + \frac{l_2}{J_2} \right) \dots (158)$$

$$\overline{B_5B_5'} = \left(\frac{1}{2} l_2 \frac{M_2'}{E J_2} \right) \frac{l_2}{3} = \frac{D}{2} \cdot \frac{l_2}{J_2} \cdot \left(\frac{l_2}{l_1} + 1 \right) \frac{l_3}{J_3} + \frac{l_1}{J_1} \right) \dots (159)$$

$$\overline{B_6B_6'} = \left(\frac{1}{2} l_3 \frac{M_3'}{E J_3} \right) \frac{l_3}{3} = \frac{D}{2} \cdot \frac{l_3}{J_3} \cdot \frac{l_3 \cdot l_1}{l_2 \cdot J_1 \cdot l_1 \cdot l_2} \right) \dots (160)$$

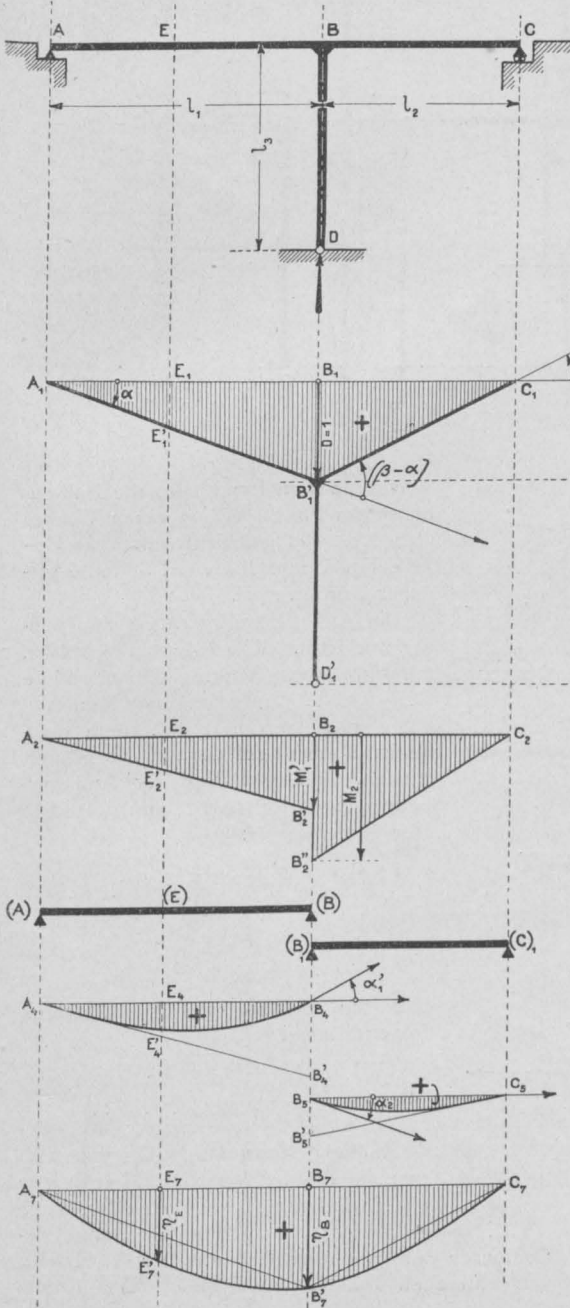


Fig. 36.

Die Grundlinien genügen zur raschen Bestimmung sämtlicher Ordinaten der Biegungsflächen über A_4B_4 , B_5C_5 und D_6B_6 , welche mit der Biegefläche $A_1B_1C_1$ zusammengezählt die gesuchten Einflußflächen über A_7C_7 und D_6B_6 ergeben.

§ 14. Der gelenklose Balken mit einem festen Endauflager auf beliebig vielen, starr mit ihm verbundenen Säulen mit Fußgelenk.

Aufgabe 22.

Bestimmung der Momentenfläche eines solchen, mit Normalzwickeln belasteten Balkens (Fig. 37).

Die Fig. 37 zeigt, daß jedem Zwischenstützpunkt dieses Balkens 3 unbekannte Momente, wie z. B. M_1' , M_2 und M_3' entsprechen. Nun liefert aber anderseits jede dieser Stützen drei Gleichungen, welche alle zusammen ein System bilden zur Bestimmung dieser unbekanntenen Momente.

Der Stütze 1 entsprechen z. B. folgende drei Gleichungen:

$$M_1' + M_3' = M_2$$

$$\alpha_2 = \alpha_1'$$

$$\alpha_2 = \alpha_3'$$

Die erste dieser Gleichungen folgt aus den Gleichgewichtsbedingungen und die beiden letzten aus Kontinuitätsgründen.

Durch Anwendung des Satzes v. d. N. d. e. L werden die Winkel α vor der Auflösung des Gleichungssystems durch ihren Wert in Funktion

Aufgabe 23.

Bestimmung der Einflußfläche für die Biegemomente im Schnitte S eines solchen Balkens.

In Fig. 38 sind 3 aufeinanderfolgende Öffnungen dieses Balkens dargestellt. Nach dem

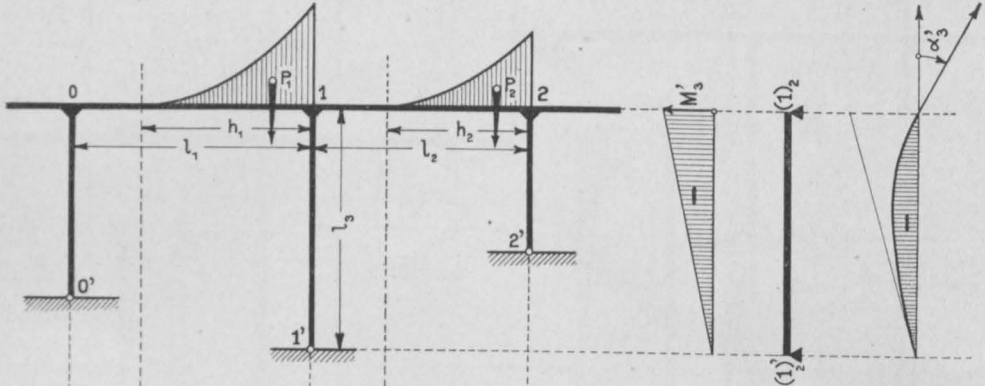
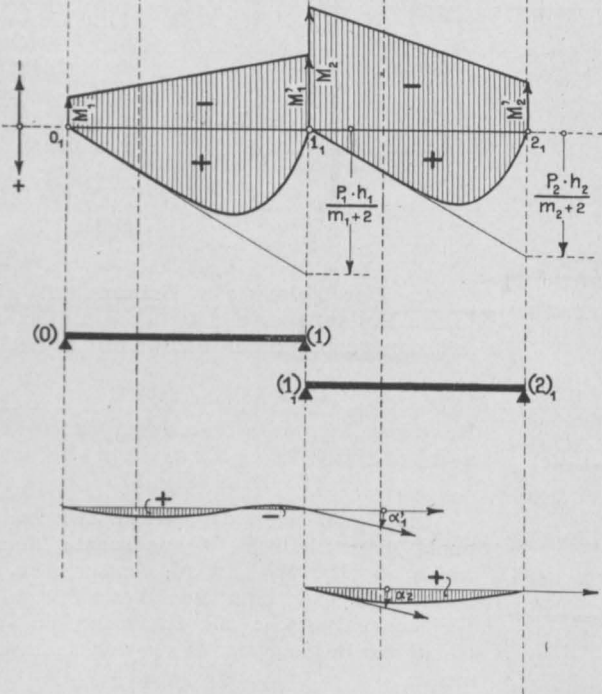


Fig. 37.



Verfahren von Land wird die Balkenachse im Punkte S um einen Winkel $(2_1'S_1'2_1) = -1$ geknickt, nachdem Gelenke in den Punkten 1, S und 2 gedacht worden sind.

Die Auflagerbedingungen sind wieder verletzt. Um sie zu erfüllen, müssen die senkrecht zur Linie (...0₁1₂2₃...) aufgetragenen Momente auf den Balken und außerdem dreieckige Momentenflächen auf die Säulen wirken. Die Erfüllung der Auflagerbedingungen erheischt nun folgende vier Gleichungen:

$$\begin{aligned} \alpha_1' &= \alpha + \alpha_2 \\ \alpha_1' &= \beta_1' \\ \alpha_2' + \alpha' &= \alpha_3 \\ \beta_2' &= \alpha_3 \end{aligned}$$

und die Gleichgewichtsbedingungen folgende zwei

$$\begin{aligned} M_1' + M_1'' &= M_3 \\ M_2' + M_2'' &= M_3. \end{aligned}$$

Ähnliche Betrachtungen ergeben im ganzen dreimal so viel Gleichungen als Zwischenstützen vorhanden sind.

Diese Gleichungen bestimmen die maßgebenden Ordinaten der Momentenflächen. Durch Belastung von einfachen Balken wie z. B. $(\bar{C})(\bar{I})$ mit dem $\frac{1}{EJ}$ -fachen der betreffenden Momentenfläche werden „zweite Momente“ erzeugt, welche in den

der maßgebenden Ordinaten der Momentenfläche ausgedrückt, was nach dem Vorhergehenden ohne Mühe zu machen ist. Die Aufstellung allgemeiner Formeln hat keinen praktischen Wert. Es wird sich im Gegenteil empfehlen, sofort mit Zahlen zu rechnen.

Öffnungen links von 1 und rechts von 2 gleichzeitig die Ordinaten der gesuchten Einflußlinien darstellen. In der Öffnung 1-2 müssen die entsprechenden „zweiten Momente“ zu den Ordinaten

dar. Es wird ein ähnliches Verfahren wie z. B. in Aufgabe 10 und 15 angewendet.

Das Auflager 2' wird um 1 gesenkt, nachdem in den Punkten 1, 2 und 3 Gelenke gedacht worden sind. Dadurch sind die Auflagerbedingungen verletzt. Es müssen also Biegemomente im Balken auftreten, welche durch die Fläche über der Linie

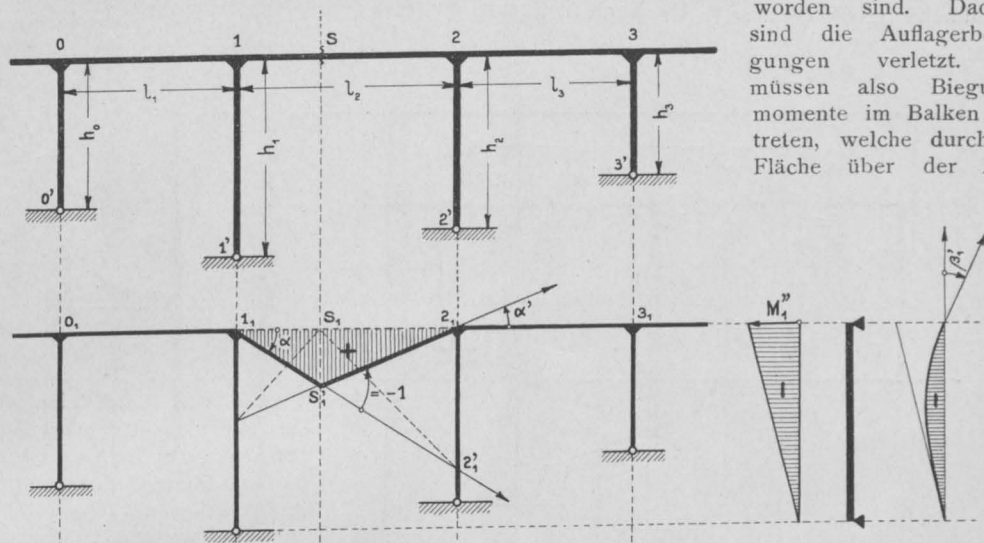


Fig. 38.

(...0₂1₂2₂3₂4₂...)

dargestellt werden. In den Stützen treten dreieckige Momentenflächen auf. Zur Bestimmung der maßgebenden Ordinaten dieser Flächen dienen folgende Gleichungen:

1. Aus Gleichgewichtsgründen gilt für jede Zwischenstütze:

$$M_n' + M_n'' = M_{n+1} \dots (161)$$

2. Aus Kontinuitätsgründen gelten für jede Zwischenstütze links von 1 und rechts von 3:

$$\alpha_n' = \beta_n' = \alpha_{n+1} \dots (162)$$

3. Aus Kontinuitätsgründen gelten für die drei Stützen 1, 2 und 3:

$$\alpha_1' = \beta_1' = \alpha + \alpha_2 \dots (163)$$

$$\alpha + \alpha_2' = \beta_2' = \alpha' + \alpha_3 \dots (164)$$

und

$$\alpha' + \alpha_3 = \beta_3' = \alpha_4 \dots (165)$$

der Biegelinien (1₁S₁2₁) addiert werden, um die gesuchte Einflußlinie in der Öffnung 1-2 zu erhalten.

Aufgabe 24 (siehe Fig. 39).

Bestimmung der Einflußfläche für eine beliebige Auflagerreaktion eines solchen Balkens.

Fig. 39 stellt je 2 Öffnungen des Balkens links und rechts der in Frage kommenden Stütze 22'

Der Auflösung dieser Gleichungen folgt die Berechnung der Grundlinien der Normalzwickel, welche die entsprechenden Biegeflächen zusammensetzen. So ergeben sich z. B. folgende Grundlinien für die Öffnung l_2 :

$$b_3 = - \left[\frac{1}{2} l_2 \frac{M_2' - M_2}{E J_2} \right] \frac{l_2}{3},$$

oder

$$b_3 = - \frac{l_2^2}{E J_2} \cdot \frac{M_2' - M_2}{6} \dots \dots \dots (168)$$

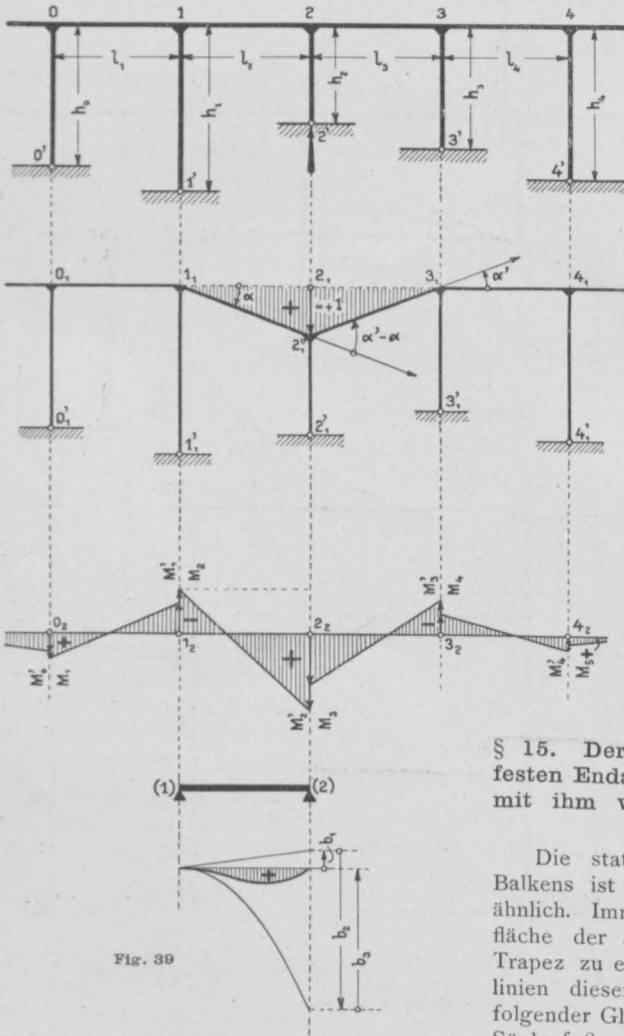


Fig. 39

$$b_1 = \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_2 \frac{M_2}{E J_2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_2 \frac{M_2'}{E J_2} \right] l_2$$

oder

$$b_1 = \frac{l_2^2}{E J_2} \left(\frac{M_2}{3} + \frac{M_2'}{6} \right) \dots \dots \dots (166)$$

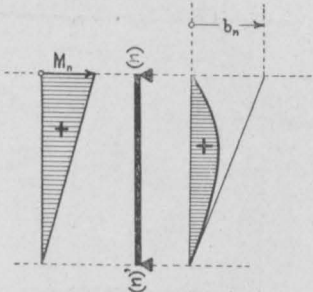
und

$$b_2 = - \left[l_2 \frac{M_2}{E J_2} \right] \cdot \frac{l_2}{2},$$

oder

$$b_2 = - \frac{l_2^2}{E J_2} \cdot \frac{M_2}{2} \dots \dots \dots (167)$$

endlich



Sind die Grundlinien für alle Öffnungen des Balkens und für alle Stützen gefunden, so lassen sich die einzelnen Ordinaten der Biegeflächen mit dem Rechenschieber ohne weiteres bestimmen.

Für alle Balkenöffnungen links von 1 und rechts von 3, sowie für alle Stützen stellen also die Biegeflächen gleichzeitig die gesuchten Einflußflächen dar. Für die beiden Öffnungen l_2 und l_3 müssen diese Biegeflächen zu den Flächen $(2_1, 1_2'')$ und $(2_3, 3_2'')$ addiert werden, um die gewünschten Einflußflächen zu erhalten.

§ 15. Der gelenklose Balken, mit einem festen Endauflager, auf beliebig vielen, starr mit ihm verbundenen Säulen ohne Fußgelenk.

Die statische Untersuchung eines solchen Balkens ist der in § 14 dargestellten durchaus ähnlich. Immerhin ist die dreieckige Momentenfläche der Säulen durch ein „überschlagenes“ Trapez zu ersetzen. Das Verhältnis der Grundlinien dieser Momentenfläche ergibt sich aus folgender Gleichung, welche die Einspannung des Säulenfußes analytisch ausdrückt (vgl. Fig. 40):

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} h \frac{M}{E J_h} + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} h \frac{M'}{E J_h} = 0,$$

woraus

$$M = - \frac{1}{2} M' \dots \dots \dots (169)$$

In diesem Falle wird der Winkel β'

$$\beta' = - \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} h \frac{M'}{E J} - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} h \frac{\frac{1}{2} M'}{E J} \right]$$

$$\beta' = - \frac{1}{4} h \frac{M'}{E J} \dots \dots \dots (170)$$

§ 16. Der einfache Steifrahmen ohne Gelenke.

Zur statischen Untersuchung eines solchen Rahmens wird das Zwickelverfahren am vorteilhaftesten mit der Theorie der Elastizitätsellipse kombiniert. Wie einfach und übersichtlich eine

oder

$$a = \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{J} \cdot \frac{J_h}{h}}{2 + \frac{1}{J} \cdot \frac{J_h}{h}}} \quad \dots (172)$$

und

$$b = \pm \sqrt{\frac{T_x}{G}} = \pm \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{h^3}{E J_h} - G y_0^2}{G}}$$

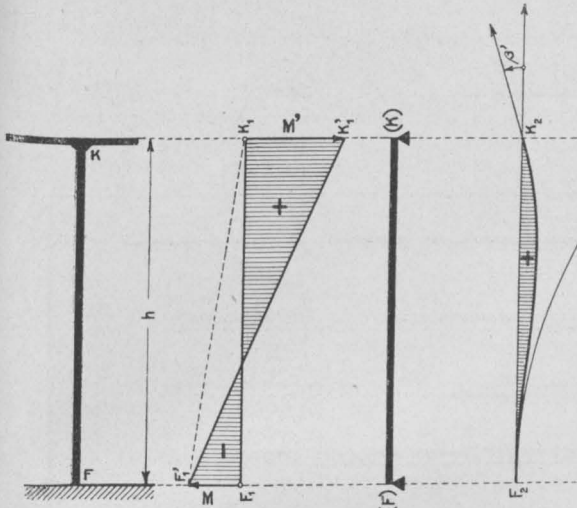


Fig. 40.

solche Berechnung ausfällt, zeigt die folgende

Aufgabe 25.

Bestimmung der Lage und der Größe der linksseitigen Auflagerreaktionen R_1 des dreiseitigen Rahmens ohne Fußgelenke $ABCD$ Fig. 41, dessen Riegel BC mit einem Normalzwickel m ten Grades belastet ist.

1. Die Lage und die Größe der Elastizitätsellipse lassen sich nach dem üblichen Verfahren¹³⁾ leicht bestimmen. Wird z. B. BC als Ausgangsachse gewählt, so ergibt sich der Abstand y_0 des Schwerpunktes der elastischen Gewichte des Rahmens zu

$$y_0 = \frac{S_0}{G} = \frac{2 \cdot \frac{h}{E J_h} \cdot \frac{h}{2}}{2 \cdot \frac{h}{E J_h} + \frac{1}{E J}} = \frac{h}{2 + \frac{1}{J} \cdot \frac{J_h}{h}} \quad (171)$$

Die Halbachsen der Elastizitätsellipse des Rahmens betragen:

$$a = \pm \sqrt{\frac{T_y}{G}} = \pm \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{h}{E J_h} \left(\frac{l}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} \cdot \frac{l^3}{E J}}{2 \cdot \frac{h}{E J_h} + \frac{1}{E J}}}$$

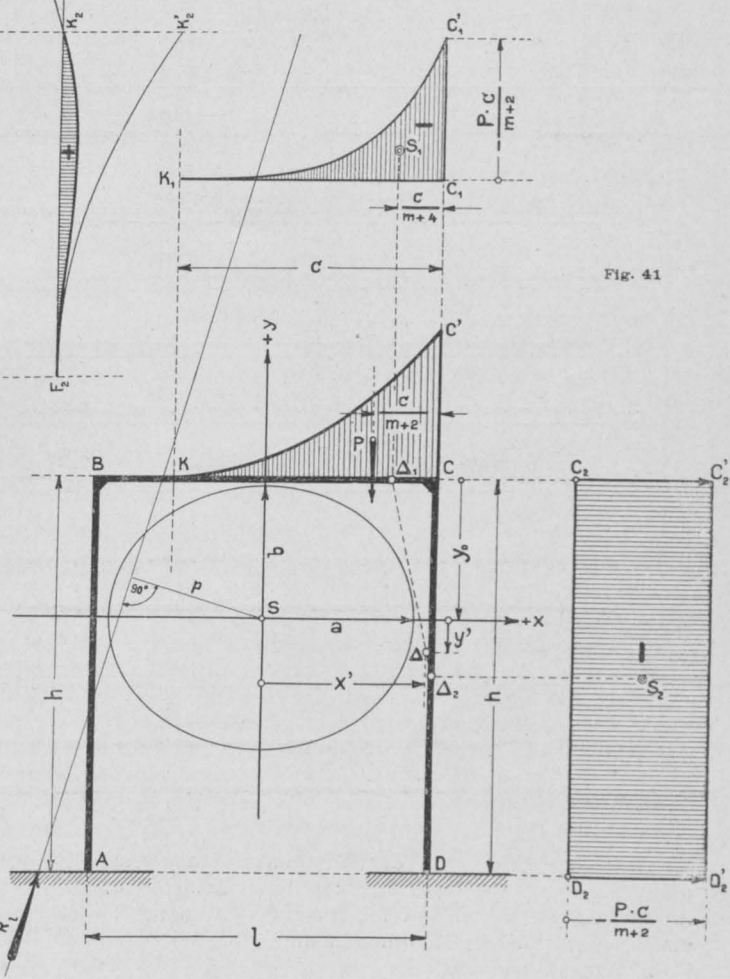


Fig. 41

oder

$$b = \pm \frac{h}{\sqrt{3}} \sqrt{\frac{1 + 2 \cdot \frac{1}{J} \cdot \frac{J_h}{h}}{2 + \frac{1}{J} \cdot \frac{J_h}{h}}} \quad \dots (173)$$

2. Nach Wegnahme des Auflagers A erzeugt P im Freitragler $ABCD$ die durch die beiden Normalzwickel $\{C_1 K_1 C_1'\}$ und $\{C_2 D_2 D_2' C_2'\}$ dargestellten Biegunsmomente, welche eine Drehung des Punktes A von der Größe ϑ_1 um das Zentrum A_1 und ϑ_2 um das Zentrum A_2 bewirken. Diese

¹³⁾ Vgl. z. B. Dr. W. Ritter, „Der Bogen“, Seite 230 § 61 (Verlag von Albert Raustein in Zürich).

Verdrehungswinkel lassen sich, wie folgt, ausdrücken:

$$\vartheta_1 = -\frac{1}{m+3} c \frac{P \frac{c}{m+2}}{EJ} = -\frac{1}{(m+2)(m+3)} \cdot \frac{P c^2}{EJ} \quad \dots (174)$$

$$\vartheta_2 = -h \frac{P \frac{c}{m+2}}{E J_h} = -\frac{1}{(m+2)} \cdot \frac{P c h}{E J_h} \quad \dots (175)$$

Antipolaren des Punktes A in bezug auf die Elastizitätsellipse des Rahmens. Die Gleichung dieser Antipolaren ist:

$$\frac{xx'}{a^2} + \frac{yy'}{b^2} = -1. \text{ } ^{15)} \quad \dots (178)$$

Somit wäre die Lage der linksseitigen Auflagerreaktion bestimmt.

Die Größe dieser Reaktion läßt sich mit Hilfe des Satzes „der Drehungswinkel ist gleich der Kraft mal dem auf die Krafrichtung bezogenen

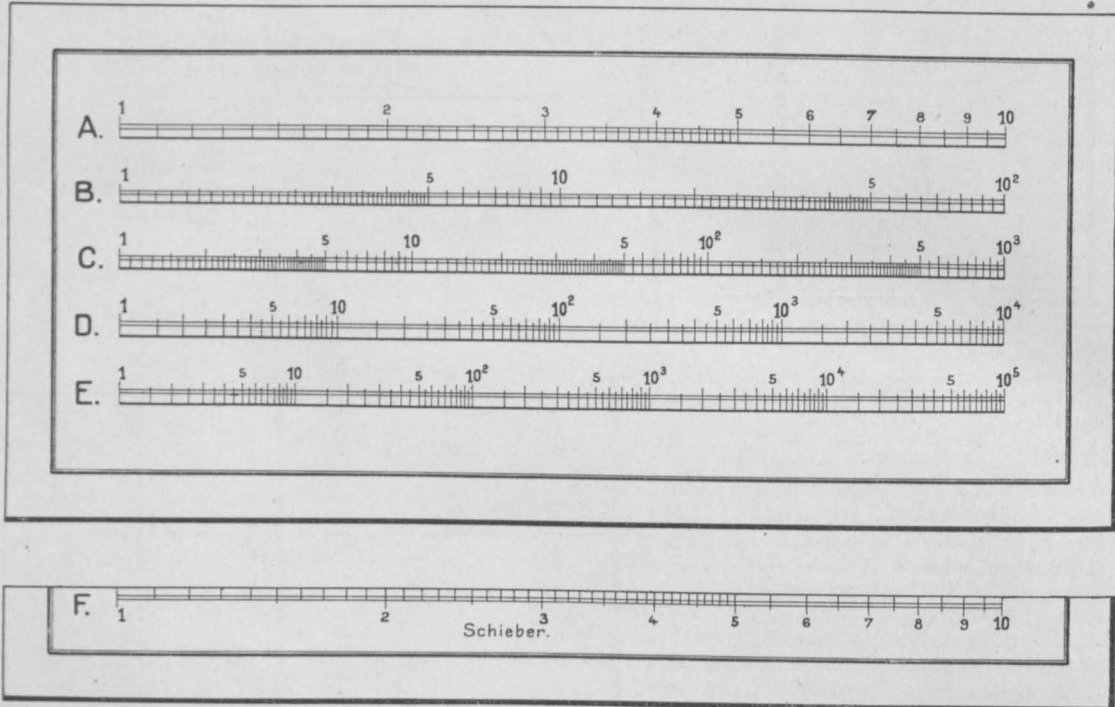


Fig. 42.

Nach der Lehre von der Zusammensetzung der Verdrehungen¹⁴⁾, dreht sich der Punkt A also in Wirklichkeit um den Winkel $\vartheta = \vartheta_1 + \vartheta_2$ um einen Punkt A, dessen Koordinaten durch folgende Formeln bestimmt werden:

$$x' = \frac{\vartheta_1 \left(\frac{1}{2} - \frac{c}{m+4} \right) + \vartheta_2 \frac{1}{2}}{\vartheta_1 + \vartheta_2} = \frac{1}{2} - \frac{c}{(m+4)(\vartheta_1 + \vartheta_2)} \vartheta_1 \quad (176)$$

$$y' = \frac{\vartheta_1 y_0 + \vartheta_2 \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)}{\vartheta_1 + \vartheta_2} = y_0 - \frac{\frac{h}{2} \vartheta_2}{(\vartheta_1 + \vartheta_2)} \quad (177)$$

3. Nach der Theorie der Elastizitätsellipsen liegt nun die linksseitige Auflagerreaktion in der

statischen Momente des Gesamtgewichtes¹⁶⁾ bestimmen.

Es ist also

$$\vartheta_R = R_1 G p = R_1 G \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{x'}{a^2} \right)^2 + \left(\frac{y'}{b^2} \right)^2}} = -(\vartheta_1 + \vartheta_2)$$

Hieraus folgt die Größe von R₁ zu:

$$R_1 = -\frac{\vartheta_1 + \vartheta_2}{G} \sqrt{\left(\frac{x'}{a^2} \right)^2 + \left(\frac{y'}{b^2} \right)^2} \quad \dots (179)$$

¹⁵⁾ Vgl. z. B. M. Foerster, „Taschenbuch für Bauingenieure“, Seite 90 (Verlag von Julius Springer in Berlin).

¹⁶⁾ Vgl. „Anwendungen der graphischen Statik“ von W. Ritter, erster Teil, Seite 157 (Verlag von Albert Raustein in Zürich 1888)

¹⁴⁾ Vgl. Lueger: „Lexikon der gesamten Technik“, 2. Aufl., 1. Band, Seite 84.

Schlußwort.

Das Zwickelverfahren erreicht seine höchste Leistungsfähigkeit durch seine Verbindung mit den beiden Theorien der Elastizitätseellipse und der Einflußlinien nach Land.

In der vorliegenden Arbeit ist versucht worden, das Zwickelverfahren deutlich, jedoch nur in großen Zügen darzustellen.

Einem gut veranlagten Statiker genügen die gemachten Angaben allerdings auch zur Berechnung der allerschwierigsten Steifrahmenaufgaben.

Zahlenbeispiele, die zur Erläuterung des hier Dargebotenen dienen sollen, werden binnen kurzem in verschiedenen Zeitschriften für Beton und Eisenbetonbau vom Verfasser veröffentlicht werden.

Anhang,

§ 17. Rechenschieber zur Berechnung der Größe der Ordinaten aller praktisch vorkommenden Zwickel.

(Vgl. Fig. 42.)

1. Beschreibung. 5 logarithmische Skalen A, B, C, D, E von je 50 cm Gesamtlänge sind

auf einem Kartonblatt von 16,58 cm Größe und 1 Skala (F) auf einem solchen von 6,58 cm gedruckt.

Die logarithmische Einheit der beiden Skalen A und F hat eine Länge von 50 cm und diejenige der Skalen B, C, D und E eine solche von $\frac{50}{2}$ cm resp. $\frac{50}{3}$ cm, $\frac{50}{4}$ cm und $\frac{50}{5}$ cm.

2. Anwendung. Ein Zwickel vom 3. Grade habe eine Höhe von 6,00 m und eine Grundlinie von 3,5 m. Es sollen die Ordinaten bei $x = 1$, $x = 2, \dots, x = 5$ m mit Hilfe des Schiebers bestimmt werden. Die Zahl 6 der Skala F wird unter die Zahl 3,5 der Skala C gebracht. Nun stehen die gesuchten Ordinaten auf Skala C gegenüber den Abszissen, welche auf Skala F abzulesen sind:

Ordinaten	0,02	0,13	0,44	1,04	2,03	3,5 m
Abszissen	1	2	3	4	5	6 m.

Der Gebrauch der anderen Skalen ist ähnlich.

ÜBER EINE NEUE ANGENÄHERTE BERECHNUNG DER RAHMEN-TRÄGER.

Von Dr.-Ing. Theodor Pöschl,

Professor a. d. deutschen technischen Hochschule in Prag.

Einleitung.

Die Bedeutung der sog. Clapeyronschen Gleichungen für die Theorie der einfach ausgedehnten statisch unbestimmten Systeme mit endlichem Unbestimmtheitsgrade ist wohl bekannt: es genügt, an die Theorie der durchlaufenden Träger und der Rahmenträger (Pfosten- oder Vierendeelträger) zu erinnern. Für die durchlaufenden Träger werden sie gewöhnlich in der Form ausgesprochen, daß zwischen je drei aufeinanderfolgenden Stützmomenten eine lineare Beziehung besteht, die sich aus der Bedingung der Stetigkeit der elastischen Linie und ihres Differentialquotienten ergibt. Bei den Rahmenträgern werden meist die Spannungen (H) in den Gurten als die statisch unbestimmbaren Größen gewählt und wieder lassen sich lineare Gleichungen zwischen je drei aufeinanderfolgenden Gurtspannungen aufstellen, die zur Berechnung dieser Spannungen dienen können. Analytische und graphische Methoden zu ihrer Auflösung sind vielfach entwickelt worden¹⁾.

Es stellt sich nun die Frage ein, was aus diesen letzteren Gleichungen (für Rahmenträger) wird, wenn man bei unveränderter Gesamtlänge und -höhe des Trägers die Anzahl der (steifen) Knotenpunkte und damit auch die Anzahl der statisch unbestimmbaren Größen ins Unendliche wachsen, und dabei gleichzeitig die Abstände der Knotenpunkte von einander unendlich abnehmen läßt. Es ist naheliegend, bei diesem Grenzübergange das Trägheitsmoment der Wand, zu welcher sich die Pfosten verdichten, so zu wählen, daß diese Wand im ganzen dem Träger dieselbe Steifigkeit gibt, die er durch die Pfosten besitzt, d. h. es werden die Trägheitsmomente der Pfosten auf die Felder aufgeteilt; wir wollen ferner annehmen, es möge sich ein analytisches Gesetz angeben lassen, das diese Verteilung über die Trägerlänge wiedergibt. Der praktisch wichtigste Fall ist der durchwegs konstanten Trägheitsmomentes der Pfosten, ihm entspricht dann auch eine gleichmäßige Steifigkeit der sie ersetzenden Wand. Ein ähnlicher Vor-

¹⁾ Wegen des großen Umfanges der in Betracht kommenden Literatur sei hier davon abgesehen, diese ausführlich anzugeben; ich will mich darauf beschränken, auf die Arbeiten der Herren Frandsen, Freytag, Mann, Mohr, Müller-Breslau, Ostefeld, Reich, Vieren-

deel u. a. hinzuweisen, die zum Teil in den letzten Jahrgängen der Zeitschriften „Armierter Beton“, „Beton und Eisen“ und „Eisenbau“, zum Teil als besondere Schriften im Buchhandel erschienen sind.

gang wie mit den Pfosten möge auch mit der Belastung des Trägers vorgenommen werden; die ursprünglich in den Knoten vereinigten Lasten sollen auf die Felder aufgeteilt und diese Veränderlichkeit durch ein Gesetz festgelegt werden. Auch hier ist der einfachste und wichtigste Fall der durchwegs gleicher Belastung in den Knoten, also nach der Aufteilung gleichförmiger Belastung über den ganzen Träger.

Für einen einfachen, für die Längeneinheit mit q kg belasteten und auf Biegung beanspruchten Träger gilt bekanntlich, wenn M das Biegemoment an der Stelle x bezeichnet, die Gleichung

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -q, \dots \dots \dots (1)$$

die als Grenzwert der folgenden Differenzialgleichung aufgefaßt werden kann:

$$\frac{M_{r+1} - M_r}{\lambda_r} - \frac{M_r - M_{r-1}}{\lambda_{r-1}} = -q_r; \dots (2)$$

darin bedeuten M_{r-1} , M_r , M_{r+1} die Biegemomente für drei aufeinanderfolgende Punkte $r-1$, r , $r+1$ des Trägers, q_r den Wert von q im Punkte r , und λ_{r-1} , λ_r die Entfernungen dieser Punkte voneinander. Die Gleichung (2) ist eine von Clapeyronscher Art, was durch die folgende Schreibweise noch deutlicher wird:

$$\frac{1}{\lambda_r} \cdot M_{r+1} - \left(\frac{1}{\lambda_r} + \frac{1}{\lambda_{r-1}} \right) M_r + \frac{1}{\lambda_{r-1}} M_{r-1} = -q_r (2')$$

In dieser Arbeit möchte ich nun den Zusammenhang der für Rahmenträger geltenden Gleichungen (Clapeyronscher Art) mit der ihnen — vermittelt des erwähnten Grenzübergangs — entsprechenden Differenzialgleichung aufstellen und ausnützen, den ich in der mir zugänglichen Literatur nicht angeben und verwertet finde. In § 1 werden die für Rahmenträger gewöhnlich benutzten Gleichungen entwickelt, in § 2 aus diesen durch Grenzübergang die jenem Gleichungssystem entsprechende Differenzialgleichung abgeleitet. In § 3 wird diese Differenzialgleichung für den praktisch wichtigsten Fall konstanter Querschnitte der Gurten und Pfosten und konstanter Belastung integriert und in § 4 auf ein einfaches Beispiel angewendet.

Es zeigt sich, daß die durch das Integral der gleichwertigen Differenzialgleichung gegebenen Werte der statisch unbestimmbaren Gurtspannungen (H), für die Mittelpunkte der Felder berechnet, mit den Werten, die sich durch direkte Auflösung des linearen Gleichungssystems ergeben, bis auf Bruchteile von Prozenten übereinstimmen. Nur für die Endfelder ergeben sich größere Abweichungen. Im Durch-

schnitt ist mithin das elastische Verhalten des Pfostenträgers das gleiche, als ob die Gurten durch eine kontinuierliche Folge von Pfosten verbunden wären, die durch Aufteilung der Pfostenträgemomente über die ganze Länge des Trägers entsteht.

Es möge nun aber besonders darauf hingewiesen werden, daß sich der so gebildete Träger nicht wie ein gewöhnlicher Vollwandträger verhält, was ja auch für den Rahmenträger selbst durchaus nicht der Fall ist. Dieser Umstand kommt auch in Gestalt der Differenzialgleichung zum Ausdruck.

Es scheint übrigens, daß diese Auffassung stetig veränderlicher Gurtspannung der Wirklichkeit viel näher kommt als die gewöhnliche Annahme, wonach diese für jedes Feld als konstant betrachtet wird.

In § 5 endlich folgen einige Bemerkungen über die Lösung der Differenzialgleichung für veränderliches Trägheitsmoment der Gurten und die Formulierung des entsprechenden Variationsproblems.

Die Verwertung des hier verfolgten Gedankengangs für den Fall nicht paralleler Gurten gedenke ich in einer Fortsetzung dieser Arbeit zu entwickeln.

§ 1.

Das lineare Gleichungssystem für Rahmenträger.

Zur Aufstellung des linearen Gleichungssystems für die Berechnung von Gurtspannungen eines Rahmenträgers gelangt man am raschesten mit Hilfe des Prinzips der kleinsten Formänderungsarbeit. Die einfachste Ableitung findet sich wohl bei Melan, Der Brückenbau, III. Band, 1. Hälfte S. 304—306, die hier kurz wiedergegeben werden möge. Dabei wird die vereinfachende Annahme getroffen, daß die Momentennullpunkte jeweils mit den Stabmittelpunkten zusammenfallen; dadurch wird erreicht, daß ein aus n Feldern bestehender Träger nur ein n -fach statisch-unbestimmtes System darstellt.

Es sei also ein Vierendeelträger mit parallelen, geraden und gleichen Gurtungen mit n Feldern vorausgesetzt, für den die folgenden Bezeichnungen gelten sollen (siehe Fig. 1):

h die Höhe des Trägers,

a den Pfostenabstand,

$J_1, J_2, \dots, J_r, \dots, J_n$ die Querschnittsträgheitsmomente des 1., 2., ..., r , ..., n ten Gurtstückes im Ober- und Untergurt,

$K_0, K_1, \dots, K_r, \dots, K_n$ die Querschnittsträgheitsmomente der Pfosten,

$H_1, H_2, \dots, H_r, \dots, H_n$ die Längskräfte in

den Gurtstäben des 1., 2., ..., r, ..., nten Faches,

$P_0, P_1, \dots, P_r, \dots, P_n$ die senkrechten Lasten in den Knotenpunkten des Obergurtes,

$P'_0, P'_1, \dots, P'_r, \dots, P'_n$ die senkrechten Lasten in den Knotenpunkten des Untergurtes.

In jedem senkrechten Schnitte (Fig. 2) entfallen auf die beiden Gurte gleiche und gleichgerichtete Momente M_r und gleiche Querkräfte Q_r , außerdem sind die Gurtkräfte H_r im Obergurt und Untergurt gleich groß und entgegengesetzt gerichtet. Die Längskraft im rten Pfosten ergibt sich zu

$$V_r = \frac{1}{2} (P_r - P'_r).$$

Für einen wagerechten Schnitt durch die Mitte des rten Pfostens ist das Moment Null und die Querkraft gleich dem Unterschiede der Gurtkräfte im (r + 1)ten und rten Balken, also $= H_{r+1} - H_r$.

Die durch den wagerechten Mittelschnitt abgetrennte obere Trägerhälfte wird durch das in Fig. 3 angegebene Kraftsystem in Gleichgewicht gehalten. Die senkrechten Kräfte setzen sich für den rten Knoten zu $\frac{1}{2} (P_r + P'_r)$ zusammen.

Bezeichnet daher \mathfrak{M} das Moment der gegebenen Belastung für den Querschnitt E in der Entfernung x vom linken Auflager, so ist das Moment der ebenerwähnten senkrechten Kräfte $\frac{1}{2} \mathfrak{M}$. Die wagerechten Kräfte wirken auf das rte Gurtstück mit dem Momente $H_r \frac{h}{2}$, mithin ist das auf das rte Gurtstück entfallende Moment

$$M_r = \frac{1}{2} (\mathfrak{M} - H_r h).$$

Ferner ist das Biegemoment im (r - 1)ten Pfosten

$$M'_{r-1} = (H_r - H_{r-1}) x$$

und im rten Pfosten

$$M'_r = (H_{r+1} - H_r) x,$$

wenn x jetzt die Entfernung des Querschnittes E' des Pfostens von dessen Mitte bezeichnet.

H_r kommt nur in den Ausdrücken für die Biegemomente im rten Gurtstücke und im (r - 1)ten und rten Pfosten vor. Die Ableitung

der Formänderungsarbeit $\frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} dx$ — das

Integral über sämtliche Gurten und Pfosten der oberen Trägerhälfte erstreckt — nach H_r führt demnach, wenn die Knotenpunkte kurz mit 0, 1, 2, ..., r - 1, r, ..., n bezeichnet werden, zu der Gleichung:

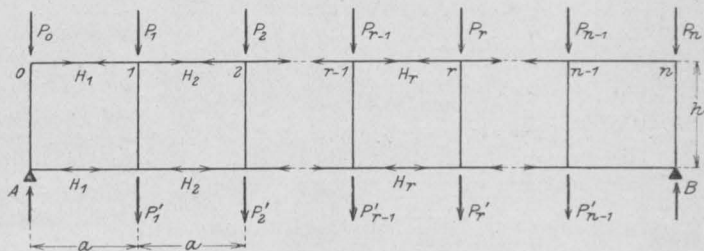


Fig. 1.

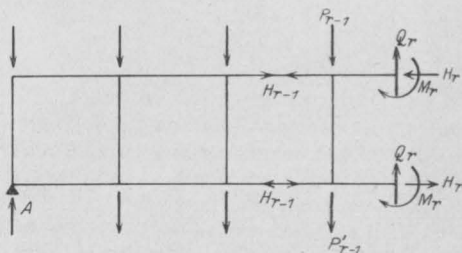


Fig. 2.

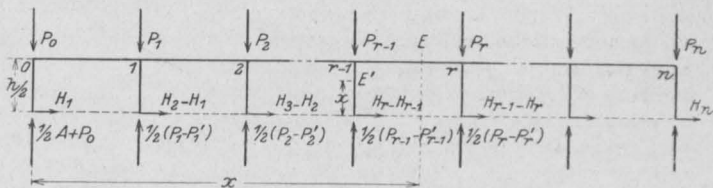


Fig. 3.

$$- \frac{h}{4} \int_{r-1}^r (\mathfrak{M} - H_r h) dx + \frac{h^3}{24 K_{r-1}} (H_r - H_{r-1})$$

$$- \frac{h^3}{24 K_r} (H_{r+1} - H_r) = 0$$

oder

$$\left. \begin{aligned} - \frac{1}{K_{r-1}} H_{r-1} + \left(\frac{1}{K_{r-1}} + \frac{1}{K_r} + \frac{6a}{J_r h} \right) H_r \\ - \frac{1}{K_r} H_{r+1} = \frac{6}{J_r h^2} \int_{r-1}^r \mathfrak{M} dx \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Dadurch ergibt sich zur Bestimmung der Unbekannten H_1, H_2, \dots, H_r das folgende Gleichungssystem:

$$\left. \begin{aligned}
 & \left(\frac{1}{K_0} + \frac{1}{K_1} + \frac{6a}{J_1 h} \right) H_1 - \frac{1}{K_1} H_2 = \frac{6}{J_1 h^2} \int_0^1 \mathfrak{M} dx \\
 & - \frac{1}{K_1} H_1 + \left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{6a}{J_2 h} \right) H_2 - \frac{1}{K_2} H_3 = \frac{6}{J_2 h^2} \int_1^2 \mathfrak{M} dx \\
 & \dots \dots \dots \\
 & - \frac{1}{K_{n-1}} H_{n-1} + \left(\frac{1}{K_{n-1}} + \frac{1}{K_n} + \frac{6a}{J_n h} \right) H_n = \frac{6}{J_n h^2} \int_{n-1}^n \mathfrak{M} dx
 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

Statt nun, wie es sonst gewöhnlich geschieht, diese Gleichungen nach den Unbekannten H aufzulösen, schlagen wir einen anderen Weg ein.

§ 2. Übergang zur Differenzialgleichung.

Eine beliebige der Gleichungen (4), nämlich die Gleichung (3), schreiben wir nun in der Form:

$$\left. \begin{aligned}
 & \frac{H_{r+1} - H_r}{K_r} - \frac{H_r - H_{r-1}}{K_{r-1}} \\
 & - \frac{6a}{J_r h} H_r = - \frac{6}{J_r h^2} \int_{r-1}^r \mathfrak{M} dx
 \end{aligned} \right\} (3')$$

Mit dieser Gleichung gehen wir nun zur Grenze über, indem wir die Anzahl der Pfosten ins Unendliche wachsen und gleichzeitig den Abstand zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Pfosten entsprechend abnehmen lassen. Dabei sollen die Gurten wie auch die durch die Pfosten entstehende „Wand“ kontinuierlich veränderliche Trägheitsmomente bekommen. Wir setzen

$$\begin{aligned}
 a &= \Delta x = x_{r-1} - x_r \\
 \text{und} \quad K_r &= z_r \Delta x \dots \dots \dots (5)
 \end{aligned}$$

wobei also z_r das Trägheitsmoment bezogen auf die Einheit der Trägerlänge bedeutet, also von der Dimension $[m^3]$ ist. Ferner ist nach dem Mittelwertsatze der Integralrechnung

$$\int_{x_{r-1}}^{x_{r-1} + \Delta x} \mathfrak{M} dx = \mathfrak{M}(\xi_r) \Delta x,$$

wobei $x_{r-1} < \xi_r < x_{r-1} + \Delta x$

und x_r die Entfernung des Punktes r vom linken Trägerende bedeutet. Dann kann die Gl. (3') auch so geschrieben werden:

$$\frac{1}{(\Delta x)^2} \left(\frac{H_{r+1} - H_r}{z_r} - \frac{H_r - H_{r-1}}{z_{r-1}} \right) - \frac{6}{J_r h} H_r = - \frac{6}{J_r h^2} \mathfrak{M}(\xi_r)$$

und in der Grenze, wenn also $\lim \Delta x = 0$, wird daraus die Differenzialgleichung:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{z} \cdot \frac{dH}{dx} \right) - \frac{6}{Jh} H = - \frac{6}{Jh^2} \mathfrak{M} \quad (6)$$

Darin sind $J \equiv J(x)$, $z \equiv z(x)$, $\mathfrak{M} \equiv \mathfrak{M}(x)$ als bekannte Funktionen von x anzusehen, $H \equiv H(x)$ ist die gesuchte Funktion. Wenn man in dieser Gl. (6) das erste Glied wegläßt, so folgt $\mathfrak{M} = Hh$ wie beim gewöhnlichen vollwandigen Träger; in dem Auftreten des ersten Gliedes liegt die beim Pfostenträger hinzutretende Besonderheit.

§ 3. Integration

der Differenzialgleichung (6) für konstante Trägheitsmomente der Gurten und Pfosten und gleichförmige Belastung.

Die Gl. (6) ist eine nichthomogene lineare Differenzialgleichung 2. Ordnung, deren allgemeine Integration in folgender Weise geleistet wird; wir schreiben sie zunächst in der Form:

$$\frac{d^2 H}{dx^2} - \frac{1}{z} \cdot \frac{dz}{dx} \cdot \frac{dH}{dx} - \frac{6z}{Jh} H = - \frac{6z}{Jh^2} \mathfrak{M} \quad (6')$$

Es kommt darauf an, eine beliebige partikuläre Lösung w der verkürzten Gleichung

$$\left. \begin{aligned}
 & z \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{z} \cdot \frac{dw}{dx} \right) - \frac{6z}{Jh} w \\
 & = \frac{d^2 w}{dx^2} - \frac{1}{z} \cdot \frac{dz}{dx} \cdot \frac{dw}{dx} - \frac{6z}{Jh} w = 0
 \end{aligned} \right\} (7)$$

zu erhalten, darauf ergibt sich das vollständige Integral von (6') durch Quadraturen [vergl. z. B. A. R. Forsyth, Lehrbuch der Differenzialgleichungen, zweite (deutsche) Auflage von Jacobsthal, 1912, § 58]. Setzt man

$$H = v w \dots \dots \dots (8)$$

wobei w die Gl. (7) befriedigt, so ergibt sich v in der Form:

$$v = B + A \int z \frac{dx}{w^2} - \frac{6}{h^2} \int z \frac{dx}{w^2} \int w \frac{\mathfrak{M}}{J} dx \quad (9)$$

Für beliebig veränderliche Trägheitsmomente der Gurten $J \equiv J(x)$ und der Pfosten $z \equiv z(x)$ ist durch $H = v w$ mit (7') und (9) das Integral von (6') gegeben. Die Konstanten A und B werden durch die Randbedingungen bestimmt. Diese lauten für freie Auflagerung an den Enden:

$$H = 0 \text{ für } x = 0 \text{ und } x = 2l \dots \dots (10)$$

wenn $2l$ die ganze Länge des Trägers bedeutet. Außerdem gilt die Bedingung $\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{z} \cdot \frac{dH}{dx} \right) = 0$ für $x = 0$ und $x = 2l$, die aber durch die Bedingungen (10) wegen $M = 0$ für $x = 0$ und $x = 2l$ schon identisch erfüllt ist und auch aus dem System (4) abzulesen ist, da die erste und letzte dieser Gl. (4) nur je zwei der Unbekannten H_r enthalten.

Ich will nun die Integration für den einfachsten und wichtigsten Fall konstanten Trägheitsmomentes für Gurten und Pfosten und gleichförmige Belastung wirklich durchführen. Es ist also zu setzen:

$$\left. \begin{aligned} J &= \text{konst.} = J_0 \\ z &= \text{konst.} = z_0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

und

$$q = q \left(1x - \frac{x^2}{2} \right) = \frac{q}{2} x(2l - x) \dots (12)$$

Die Differenzialgleichung (6) lautet somit

$$\frac{d^2 H}{dx^2} - \frac{6z_0}{J_0 h} H = - \frac{6z_0}{J_0 h^2} q \left(1x - \frac{x^2}{2} \right) \dots (13)$$

Wir setzen nun

$$\frac{6z_0}{J_0 h} = c^2 \dots \dots \dots (14)$$

wobei also c die Dimension $[1/m]$ hat, so daß wir erhalten

$$\frac{d^2 H}{dx^2} - c^2 H = - \frac{c^2 q}{h} \left(1x - \frac{x^2}{2} \right) \dots$$

Ein partikuläres Integral w der verkürzten Gleichung

$$\frac{d^2 w}{dx^2} - c^2 w = 0$$

ist die Funktion $w = e^{cx}$. Dann liefert die Formel (9) mit Rücksicht auf (11) und (12)

$$v = B - A \frac{e^{-2cx}}{2c} - \frac{q}{h} e^{-cx} \left(\frac{x^2}{2} - 1x + \frac{1}{c^2} \right)$$

und aus $H = v w$ folgt

$$H = B e^{cx} - \frac{A}{2c} e^{-cx} - \frac{q}{h} \left(\frac{x^2}{2} - 1x + \frac{1}{c^2} \right) \dots (15)$$

Die Grenzbedingungen (10) liefern dann zur Bestimmung der Konstanten A und B die Gleichungen:

$$\begin{aligned} B - \frac{A}{2c} - \frac{q}{h c^2} &= 0, \\ B e^{2cl} - \frac{A}{2c} e^{-2cl} - \frac{q}{h c^2} &= 0. \end{aligned}$$

Setzt man die hieraus gezogenen Werte von A und B in die Gl. (15) ein, so wird diese nach einigen einfachen Rechnungen:

$$H = \frac{q}{h} \left[\frac{x(2l-x)}{2} - \frac{1}{c^2} \left(1 - \frac{\cos c(1-x)}{\cos c l} \right) \right] \dots (16)$$

Dadurch ist die Gurtkraft an jeder Stelle des Trägers bestimmt.

Das größte H ergibt sich für die Trägermitte, und zwar ist für $x = l$

$$H_{\max} = \frac{q}{h} \left[\frac{l^2}{2} - \frac{1}{c^2} \left(1 - \frac{1}{\cos c l} \right) \right] \dots$$

Das erste Glied in der Klammer von (16) bedeutet eine Parabel und ist immer das ausschlaggebende; das zweite mit $1/c^2$ multiplizierte Glied ergibt sich bei den von mir durchgerechneten Beispielen als klein gegen das erste. Für die numerische Auswertung der Formel (16) sei auf die bekannten Tafeln der trigonometrischen und hyperbolischen Funktionen von C. Burrau verwiesen.

§ 4. Ein Beispiel.

Wir gehen nun dazu über, die Übereinstimmung der durch die Gl. (16) erhaltenen Werte mit der gewöhnlichen Lösung der linearen Gleichungen (4) an einem einfachen Beispiele nachzuweisen.

Es sei ein Rahmenträger mit 10 Feldern gegeben von der Länge $2l = 60$ m, seine Höhe $h = 6$ m, die äußersten Knotenpunkte des Obergurtes tragen je $1/2$ t, alle anderen je 1 t. Da in den Gl. (4) wie auch in (6) nur die Verhältnisse der Trägheitsmomente der Gurten und Pfosten vorkommen, d. h. jene Gleichungen ungeändert bleiben, wenn man alle J_r und alle K_r mit einem und demselben Faktor multipliziert, so nehmen wir etwa an:

$$J_1 = \dots = J_r = \frac{1}{4} \alpha [m^4],$$

$$K_1 = \dots = K_r = \frac{1}{10} \alpha [m^4],$$

wo α irgend einen konstanten Faktor bedeutet.

Das System (4) erhält dann die folgende einfache Gestalt:

$$\left. \begin{aligned} 44 H_1 - 10 H_2 &= 54 \\ -10 H_1 + 44 H_2 - 10 H_3 &= 150 \\ -10 H_2 + 44 H_3 - 10 H_4 &= 222 \\ -10 H_3 + 44 H_4 - 10 H_5 &= 270 \\ -10 H_4 + 34 H_5 &= 294 \end{aligned} \right\} \dots (17)$$

und seine Auflösung liefert:

$$\begin{aligned} H_1 &= 2,594 \text{ t,} \\ H_2 &= 6,016 \text{ t,} \\ H_3 &= 8,877 \text{ t,} \\ H_4 &= 10,844 \text{ t,} \\ H_5 &= 11,836 \text{ t.} \end{aligned}$$

Wenn wir nun damit die nach Gleichung (16) sich ergebenden Werte vergleichen wollen, so haben wir so vorzugehen:

Die gesamte Belastung des Trägers ist 10 t, daher ist

$$q = \frac{10}{60} = \frac{1}{6} \text{ [t/m].}$$

Im ganzen sind 11 Pfosten vorhanden, deren Trägheitsmoment je $\frac{1}{10} \alpha$ [m⁴] beträgt, zusammen mithin $\frac{11 \alpha}{10}$ [m⁴], auf die Einheit der Trägerlänge entfällt demnach:

$$z_0 = \frac{11 \alpha}{10 \cdot 60} = \frac{11 \alpha}{600} \text{ [m}^3\text{].}$$

Da nun $J_0 = \frac{1}{4} \alpha$, so folgt nach Gl. (14)

$$c^2 = \frac{6 z_0}{h J_0} = \frac{600}{\frac{\alpha}{4}} = 150,$$

also

$$c = 0,271 \left[\frac{1}{\text{m}} \right].$$

Mit diesem Wert ergibt nun die Gleichung (16) für die Mittelpunkte der Felder, d. i. für $x = 3, 9, 15, 21, 27$ die folgenden Zahlen:

$$\begin{aligned} H_1' &= 2,164 \text{ t,} \\ H_2' &= 6,029 \text{ t,} \\ H_3' &= 9,000 \text{ t,} \\ H_4' &= 10,997 \text{ t,} \\ H_5' &= 11,996 \text{ t.} \end{aligned}$$

In allen Feldern — mit Ausnahme des ersten — erhalten wir somit Werte für die Gurtspannungen, die nur etwa 1% höher sind als die aus den Gl. (17) berechneten; nur im ersten Felde zeigt sich eine größere Abweichung, und zwar bleibt der Wert für die Feldmitte gegen den aus (17) berechneten zurück.

Aus dieser Übereinstimmung darf man wohl schließen, daß das elastische Verhalten des Rahmenträgers durch die Aufteilung der Pfosten nicht wesentlich geändert wird und daß es gestattet ist, die Gurtspannungen unter Zugrundelegung der Differenzialgleichung (6), also für konstante Trägheitsmomente und Belastung nach Gl. (16) — letztere genommen für die Mitte der einzelnen Felder — zu rechnen.

Um das Verhältnis der hier verfolgten zur gewöhnlichen Auffassung des Problem es zu kennzeichnen, möchte ich nur bemerken, daß auch die Annahme der Konstanz der Gurtspannung in jedem Felde, die gewöhnlich zugrundegelegt wird, eine Idealisierung darstellt, ähnlich, wie die hier entwickelte — kontinuierliche — Betrachtungsweise nur als ein Bild für den wirklichen Rahmenträger angesehen werden kann.

In Fig. 4 ist die Kurve der Gurtspannungen für das Beispiel dieses Abschnittes aufgetragen. Zur Ergänzung der obigen Zahlenwerte seien hier noch die Werte der Gurtspannungen an den Stellen der Pfosten des Rahmenträgers angegeben, ebenfalls aus Gleichung (16) berechnet:

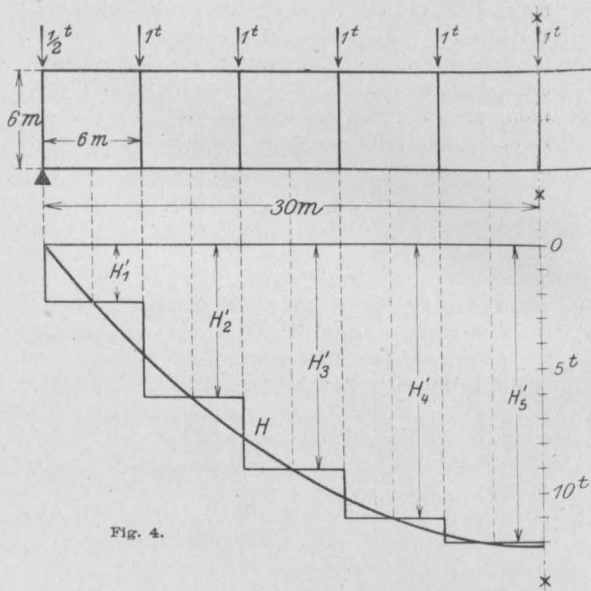


Fig. 4.

$x = 0,$	$H = 0,$
$= 6,$	$= 4,195 \text{ t,}$
$= 12,$	$= 7,638 \text{ t,}$
$= 18,$	$= 10,124 \text{ t,}$
$= 24,$	$= 11,621 \text{ t,}$
$= 30,$	$= 12,119 \text{ t.}$

Die arithmetischen Mittel zweier aufeinanderfolgender dieser Zahlen (mit Ausnahme der ersten) stimmen mit den oben berechneten Werten für H_1, \dots, H_5 nahezu überein. Die treppentartige Kurve in Fig. 4 ist das Ergebnis der gewöhnlichen Lösungsmethode.

§ 5. Der Ansatz

für veränderliche Trägheitsmomente.

Für den Fall, daß die Trägheitsmomente der Gurten und Pfosten nicht mehr als konstant vorausgesetzt werden können, ist es nötig, in der Differenzialgleichung (6) für $J \equiv J(x)$ eine solche Funktion einzuführen, die, für die Feldermitten

berechnet, in den einzelnen Feldern die entsprechenden gegebenen Werte der J annimmt, und für z eine solche Funktion $z(x)$, die durch passend vorgenommene Aufteilung der sämtlichen Pfosten über den ganzen Träger gemäß der oben angeführten Überlegungen entsteht.

Für veränderliches J und konstantes z stellt es sich nun schon in verhältnismäßig einfachen Fällen heraus, daß die exakte Lösung der Differenzialgleichung (6) auf Schwierigkeiten stößt. So macht schon die Annahme $J = e + fx$, also geradlinig veränderlichen Trägheitsmomentes in den Gurten gegen die Mitte zu, die Einführung von Zylinderfunktionen notwendig, während der Fall parabolisch veränderlichen Trägheitsmomentes, etwa $J = \epsilon x(21-x)$ auf einen speziellen Fall der hypergeometrischen Differenzialgleichung führt, weshalb hier davon abgesehen werden mag, diese Lösungen vollständig zu entwickeln.

Ich will vielmehr für die Behandlung des Falles veränderlichen Trägheitsmomentes auf die Möglichkeit einer angenäherten Integration der Differenzialgleichung (6) hinweisen, die auf dem Zusammenhang der Differenzialgleichung (6) mit einem Variationsproblem*) beruht und jedenfalls zur angenäherten Ermittlung der mittleren Gurtspannungen vollständig ausreicht. Das Variationsprinzip, das hier in Frage kommt, ist das Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit und ergibt sich aus der schon zur Ableitung der Gl. (4) benützten Form durch den in § 3 ausgeführten Grenzübergang.

Übrigens läßt sich auch sofort das Variationsproblem hinschreiben, dessen Lagrangesche Gleichung die Differenzialgleichung (6) ist (die eine sogen. sich selbst adjungierte Differenzialgleichung ist). Es lautet:

$$A = \frac{1}{2} \int_0^{21} \left[\frac{1}{z} \left(\frac{dH}{dx} \right)^2 + \frac{6}{Jh} H^2 - \frac{12}{Jh^2} \mathfrak{M} H \right] dx = \text{Min.} \quad (18)$$

Das Integral ist nichts anderes als die gesamte Formänderungsarbeit des nach Aufteilung der Pfosten erhaltenen (idealen) Trägers.

Wenn also z. B. $J(x) = \epsilon x(21-x)$, $z = \text{konst}$ vorausgesetzt wird, so wird, da $\mathfrak{M}(x) = \frac{q}{2} x(21-x)$, der Ausdruck (18) für A (bis auf einen unwesentlichen Faktor) die folgende einfachere Form annehmen:

*) Vergleiche meine Arbeit: Über die Entwicklung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden mit veränderlichem Querschnitt, diese Zeitschrift, 5. Jahrgang, 1912.

$$A = \frac{1}{2} \int_0^{21} \left[\left(\frac{dH}{dx} \right)^2 + \frac{6z}{\epsilon h} \cdot \frac{1}{x(21-x)} H^2 - \frac{6qz}{\epsilon h^2} H \right] dx = \text{Min.} \quad (19)$$

Dies können wir weiter vereinfachen, wenn wir setzen:

$$x = 21\xi, \quad dx = 21d\xi,$$

dann wird

$$A = \frac{1}{2} \int_0^1 \left[\left(\frac{dH}{d\xi} \right)^2 + \frac{6z}{\epsilon h} \cdot \frac{1}{\xi(1-\xi)} H^2 - \frac{24qz\xi^2}{\epsilon h^2} H \right] d\xi = \text{Min.}$$

und wenn wir endlich für die folgenden charakteristischen Konstanten des Problems die Bezeichnungen einführen:

$$\frac{6z}{\epsilon h} = \lambda, \quad \frac{24qz\xi^2}{\epsilon h^2} = \mu \dots (20)$$

so folgt (wieder bis auf einen konstanten Faktor)

$$A = \frac{1}{2} \int_0^1 \left[\left(\frac{dH}{d\xi} \right)^2 + \lambda \frac{1}{\xi(1-\xi)} H^2 - \mu H \right] d\xi = \text{Min.} \quad (21)$$

Die näherungsweise Ermittlung der Funktion $H = H(\xi)$ gelingt nun ohne weiteres durch die Methode von Ritz, die ich schon für andere Zwecke außerordentlich schätzen gelernt habe (vergl. die Angaben a. a. O.).

Es kommt dabei darauf an, passende Funktionen zu wählen, die sich dem mutmaßlichen Verlaufe von H möglichst anschmiegen, und aus diesen mittels zunächst unbestimmter konstanter Koeffizienten a_1, a_2, a_3, \dots die gesuchte Funktion H zusammensetzen. Diese Annäherungsfunktionen sollen für sich die Grenz- und Symmetriebedingungen erfüllen, denen auch H genügen muß. Der vorteilhafteste Ansatz, der durch die Form von (16) unmittelbar nahegelegt ist, wird für das vorliegende Problem dieser sein:

$$H = a_1 \xi(1-\xi) + a_2 \xi^2(1-\xi)^2 + a_3 \xi^3(1-\xi)^3 + \dots (22)$$

Geht man mit diesem Ansatz in das Integral (21) hinein, so können dort alle Integrationen nach ξ ausgeführt werden und der Ausdruck für A wird dann eine quadratische Form in den a_1, a_2, a_3, \dots , etwa $A = A(a_1, a_2, a_3, \dots)$. Die Forderung $A = \text{Min.}$ führt für die a_1, a_2, a_3, \dots sofort zu den nicht-homogenen linearen Gleichungen

$$\frac{\partial A}{\partial a_1} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial a_2} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial a_3} = 0, \dots$$

in ebensolcher Anzahl, als Glieder in (22) verwendet werden. Die Ausführung dieses Verfahrens, dessen Genauigkeit sich beliebig steigern läßt, bietet keinerlei Schwierigkeiten. Der Ansatz (22) gibt dann, für die Feldermitten berechnet, die ungefähren Werte von H in den einzelnen Feldern

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

2. Prüfung und Untersuchung.

Über die Wirkung der Magnesia im gebrannten Zement. Von Dr. Bernh. Kosmann, K. Bergmeister (Carlottenburg-Berlin). Verfasser, der die Priorität in der wissenschaftlichen Untersuchung der Magnesiafrage beansprucht, bespricht insbesondere die wirtschaftliche Seite der Frage. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 117.

Sind Sodalithminerale in der Traß? Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach). Armierter Beton 1914. Heft 9/10.

3. Wirtschaftliches.

Geschäftsergebnisse der deutschen Zementfabriken im Jahre 1912/1913. Die Zahlen werden aus den vom Kaiserlichen Statistischen Amte herausgegebenen Vierteljahrsheften für 1914 abgedruckt. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 123.

Die Zementfabrik im Kriege. In dem Aufsatz wird mit starken Gründen gegen ein Stilllegen der Zementfabriken eingetreten. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 108.

II. Theorie.

Die Berücksichtigung der Formänderungen bei der Berechnung der Hängebrücke mit Fundament-Verankerung. Von Dr.-Ing. Karl Hoening, Gustavsburg. Der Eisenbau 1914. Nr. 8.

Fachwerkträger mit weiter Ausfachung. Von J. Melan. Untersuchungen über die Beziehung zwischen Brückengewicht und Ausfachungsweiten. Der Eisenbau 1914. Nr. 8.

Über eine graphische Ermittlung von Momenten ebener Figuren. Von Ingenieur Walter Tschuppik, Prag. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 35.

Die Sicherung von Säulen aus Beton und Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Fritz von Emperger, k. k. Oberbaurat. Verfasser weist in längeren Ausführungen nach, daß die in Österreich geltenden Vorschriften keinen wesentlichen Unterschied mit dem Auslande zeigen, daß aber eine Weiterentwicklung in einer besseren Erkenntnis und Umgrenzung der Begriffe Mindestfestigkeit und statische Sicherheit zu suchen wäre. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 28.

Beitrag zur Theorie des Knickens. Von Regierungsbaumeister Lindner, Berlin. Verfasser bringt eine Vervollständigung seiner früher (Jahrgang 1912, Heft 3 der Ztschr. f. Arch- u. Ing.-Wesen) veröffentlichten Theorie des Knickens. In der vorliegenden Entwicklung wird insbesondere versucht, eine theoretische Begründung der Versuche von Tetmajer zu bringen. Ztschr. f. Arch- u. Ing.-Wesen 1914. Heft 5.

Biegung winkelförmiger Träger. Von Prof. Karl Hager in München. Verfasser gibt eine einfache analytische Methode zur Berechnung winkelförmiger Eisenbetonträger und zeigt am Zahlenbeispiel ihre Anwendung. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1914. Nr. 15.

Über die Tragfähigkeit einseitig unterstützter Treppen. Von Dipl.-Ing. Eggenchwyl, Brunsbüttelkoog. Verfasser wendet sich gegen die von Prof. Lewandowsky vorgeschlagene Berechnung freitragender Treppen (Zentralbl. d. Bauw. 1913. S. 618), nach der die einzelnen Stufen in erster Linie auf Drehung beansprucht würden. Er hält nur die Berechnung auf Biegung für richtig und zeigt an Beispielen deren Berechnung. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 72.

Verdrehungsfestigkeit der Eisenbetonbalken. Von Prof. Hager, München. Armierter Beton 1914. Heft 9/10

Kontinuierliche Träger. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Es werden Berechnungshilfsmittel gegeben, die die Berechnung durchlaufender Träger für Einzellasten und gleichmäßig verteilte Streckenlasten gestatten. Der Brückenbau 1914. Heft 18.

Stützdrucke und Spannweite des flächengelagerten Balkens. Von Dr.-Ing. Erich von Posch, Neustadt a. d. H. Zeitschr. f. Betonbau 1914. Heft 8, 9 u. 10.

Beiträge zur Theorie kontinuierlicher Eisenbetonkonstruktionen. Von Ing. A. Straßner, Frankfurt a. M. Während häufig die rechnerische Behandlung der im Eisenbetonbau gebräuchlichen Rahmenkonstruktionen unter der Annahme geschieht, daß sich die Stützenköpfe in horizontalem Sinne nicht bewegen, wird in der vorliegenden Arbeit die genaue Momentenermittlung bei Berücksichtigung des seitlichen Nachgebens der Stützenköpfe hergeleitet. Beton und Eisen 1914. Heft XVI/XVII.

Biegemomente und Querkräfte des durchgehenden Trägers bei beweglichen Lastensystemen. Von Dr. techn. Ed. Bažani, Prof. d. Baumechanik a. d. k. k. böhmischen Techn.

Hochsch. in Prag. Es werden verhältnismäßig einfache Formeln aufgestellt, indem die Momente zweiter und dritter Ordnung, die sich für das gegebene Lastensystem von vornherein berechnen lassen, als Mittelkraft des gegebenen Lastensystems benutzt werden. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914. Nr. 40 u. 41.

Über die Einspannung der Platte in den Rippen bei Plattenbalken. Von Dr.-techn. Otto Renezeder, Ing. der Fa. Wayss u. Freytag A.-G. und Meinong Ges. m. b. H. Es wird untersucht, wie weit durch diese Einspannung die Feldmomente vermindert werden. Zeitschr. f. Betonbau 1914. Heft 8.

Die Erklärung charakteristischer Risseerscheinungen bei Überlastung ganzer Deckenfelder. Von Ingenieur Rich. Wuczowski. Bei Behandlung des Problems werden alle Traggebilde als eine Kombination eines primären und eines sekundären Tragsystems aufgefaßt, z. B. ist beim Plattenbalken der T-förmige Balken das primäre, die querlaufende Platte das sekundäre System. Diese Systeme werden statisch untersucht und daraus gezeigt, wie infolge zu großer Momente die Rißbildungen auftreten. Verschiedene rechnerische Beispiele. Zeitschr. f. Betonbau 1914. Heft 8.

Über die Anwendung von „umschnürtem Beton“ in plattenartigen Konstruktionen. Von Regierungsbaumeister Max Sieb, Charlottenburg. Um zur richtigen Beurteilung der Wirkungsweise von Umschnürungen in plattenartigen Eisenbetonkörpern zu gelangen, geht Verfasser vom Grundgedanken des spiralumschnürten Betons aus. Er bespricht eingehend die physikalischen Grundlagen für das Verhalten des umschnürten Betons, die Versuche und Formeln desselben und zeigt, indem er den verschiedenen Wirkungsgrad von kreisförmigen Spiralen und solchen mit quadratischem Grundriß vorführt, daß von Spiralumschnürungen mit polygonalem Grundriß kaum ein anderer Wirkungsgrad erwartet werden kann als von einfachen Querbügeln gleichen Grundrisses, daß also Spiralumschnürungen bei plattenartigen Konstruktionen verwerflich sind. Beton und Eisen 1914. Heft XVI, XVII.

Berechnung von Eisenbetonplatten mit Berücksichtigung des Plattengewichtes. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, Düsseldorf. Verfasser vertritt in seinen Ausführungen den Standpunkt, daß es mit Hilfe seiner früher veröffentlichten Formeln bequemer sei, die Plattenstärke zu berechnen, als mit den Schack'schen Formeln, die dieser im Heft 1, Jahrg. 1914 der Ztschr. f. Arch.- u. Ingenieurwesen veröffentlicht hat. Ztschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1914. Nr. 5.

Zur Berechnung gekrümmter Stau-
mauern. Von Privatdozent Dr.-Ing. Karl Federhofer. Der Aufsatz bezweckt, einmal die Berech-

nung des durch konstanten Radialdruck belasteten kreisförmigen Gewölbes, ausgehend von den bekannten Sätzen über die Formänderungsarbeit, zu zeigen, und zum anderen die Übereinstimmung des vorliegenden Problems mit dem der Berechnung zylindrischer Behälter mit veränderlicher Wandstärke nachzuweisen. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 32.

Berechnung von Eisenbeton-Docksohlen. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Vorsteher des Konstruktionsbüros der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh. Verfasser gibt ein genaues Verfahren an, um die Form der elastischen Bodenpressung für trogartige Bauwerke zu berechnen und zeigt dessen Anwendung an einem rechnerischen Beispiel. Beton und Eisen 1914, Heft XVI/XVII.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Versuche über die Bewehrung von Winkelstützmauern. Von Dr.-Ing. W. Schmidt in Stettin. Es wurden Probekörper mit Querschnittsformen der Winkelstützmauer untersucht, bei denen die Bewehrung zwischen senkrechtem Schenkel und Fuß einmal aus einem Stück, zum anderen aus geteiltem Eisen bestand. Anordnung der Versuche und ihre Ergebnisse werden mitgeteilt. Mit Abb. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 18.

Versuche über die Beanspruchung von abgebogenen Eisen und von Bügeln zwecks Erkenntnis der Verteilung der Schubspannung zwischen Eisen und Beton. Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Die Versuche wurden an Balken in der Materialprüfungsanstalt Darmstadt durchgeführt. Die Anordnung, die Feinmessung und die Ergebnisse werden ausführlich mitgeteilt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1914. Heft XIV/XV.

Säulen aus umschnürtem Gußeisen. Von Dr. Max R. von Thullie. Auf Grund der Empergerschen Versuche werden Formeln über die Berechnung solcher Säulen aufgestellt. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 30.

Die Einwirkung des elektrischen Stromes auf Eisen und Zink im Zement und Beton. Von Prof. Dr. P. Rohland in Stuttgart. Um Zerstörung des Eisenbetons durch den elektrischen Strom zu erzielen, muß 1. der Beton durchfeuchtet sein und 2. der elektrische Strom stärker als 5 Volt sein und die Eiseneinlagen häufiger und regelmäßig treffen. Verfasser gibt Untersuchungen über den Schutz des Eisenbetons gegen diese Erscheinungen, insbesondere bei Verwendung des Schutzmittels „Nigrit“ bekannt. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 17.

Versuche mit Treppenbelägen auf den Zugangstreppen zum Stadtbahnsteig des Hauptbahnhofes in Hamburg. Von Regie-

rungsbaumeister Honemann, Lissa i. Pos. Die Versuche, bei denen eine ganze Anzahl verschiedener Baustoffe verwendet wurden, werden eingehend beschrieben und ihre Ergebnisse nach Kosten, Haltbarkeit usw. ausführlich mitgeteilt. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1914. Nr. 77.

Feuersichere Verkleidung von Eisenkonstruktionen. (Nach den Erfahrungen der großen amerikanischen Brandkatastrophen.) Von Ingenieur Ernst Schick. Es werden die verschiedenen Arten der Verkleidung nach Stoff und Anordnung besprochen; von ihnen haben sich Terrakotta- und Hohlziegel am schlechtesten, Eisenbetonumhüllung am besten bewährt. Zeitschr. für Betonbau 1914. Heft 9.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die für den Beton- und Eisenbetonbau in Bayern in Betracht kommenden gesetzlichen und baupolizeirechtlichen Bestimmungen und besonderen Vorschriften. Von Oberingenieur Hans Schäfer, Darmstadt. Verfasser gibt eine Zusammenstellung der einschlagenden Bestimmungen, wobei er wünscht, daß dieselben hoffentlich recht bald einheitlich und mit Geltungsgrenzen für das Deutsche Reich zusammengefaßt werden möchten. Beton u. Eisen 1914. Heft XIV/XV.

V. Ausführungen.

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

Wiederaufrichten eines Eisenbeton-Kohlensilos. Vortrag von Fr. Schlüter in Dortmund auf der Hauptvers. des „Deutschen Beton-Vereins“ 1914. Die Ursachen der Versackung eines 600 t fassenden Silos und die Arbeiten für seine Aufrichtung werden mit Abb. beschrieben. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 18.

Zerlegbare Verbundkonstruktionen von Walzeisen und Stampfbeton. Von Ing. Wilh. Goldmann, Breslau. Verfasser schlägt vor, an Stelle ganzer Brückentafeln aus Eisenbeton mit Walzeiseneinlagen diese durch Längsfugen in einzelne Teile zu zerlegen. Angaben über die Vorteile und die Einzelheiten. Mit Abb. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 13.

Bindung zwischen Asphalt und Beton. Das in Nr. 35, 1914 der Tonindustrie-Ztg. beschriebene Verfahren von Frank, eine feste Bindung zwischen Asphalt und Beton zu erzielen wird mit einigen Verbesserungen nochmals beschrieben, und es wird erörtert, welche Anwendung es im Betonbauwesen finden kann und welche Änderungen der Bauweise es hier hervorrufen wird. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 123.

Über einige Verstärkungsstrukturen an Mauerwerk, Fluß- und Gußeisen

durch Eisenbeton. Vortrag von Dr.-Ing. R. W. Mautner, Ob.-Ing. der Firma Carl Brandt in Düsseldorf, gehalten auf d. H.-V. 1914 d. Deutschen Beton-Vereins. Mit vielen Abb. und Einzelheiten wird sehr ausführlich beschrieben die Ausbesserungsarbeit mit Eisenbeton an einer hohen Stützmauer aus Mauerwerk in Essen-West, die Verstärkung einer rd. 14,0 m hohen Bruchsteinstützmauer der Hauptbahn Saarbrücken—Fürsthausen, die Verstärkung einer eisernen Straßenbrücke über die Ruhr bei Kettwig durch Umhüllung mit Eisenbeton und die Verstärkung gußeiserner Ringe, der sog. Tübbinge, beim Schachtausbau der Gewerkschaft Carl Alexander. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 14, 15 u. 16. S. auch Zeitschr. für Betonbau 1914. Heft 8.

Wiederherstellungsarbeiten im Eisenbetonbau. Auszug aus einem Vortrag von Prof. Siegmund Müller (Charlottenburg) auf der Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ 1914. Nachdem die Arten und Ursachen der Zerstörungen (Risse) eingehend behandelt worden sind, werden an Beispielen mit Abb. die verschiedenen Methoden solcher Wiederherstellungsarbeiten beschrieben. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 14, 19 u. 20.

Der Gebrauch des Eisenbeton- und Steineisen-Rechenschiebers im Massivdeckenbau. Von Dipl.-Ing. Dr. Lewe in Bromberg. Kurze Beschreibung des von der Firma Dennert & Pape herausgegebenen Rechenschiebers. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 15.

2. Ausführungen im Hochbau.

Schachtenanlage und Traßsilo auf der Grube „Idylle“ in Krufft (Rhld.), der Traßindustrie m. b. H., Coblenz, erbaut von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich a. Rh. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Biebrich a. Rh. Eingehende Beschreibung mit Abb. Zeitschr. für Betonbau 1914. Heft 9 u. 10.

Hallenbau für die Eisenbahnwerkstätte in Sofia. Von Joh. Arn. Pieters, Oberingenieur der Firma Ackermann & Cie., München, Filiale Sofia. Ausführliche Beschreibung der dreischiffigen Halle in Eisenbeton von ziemlich bedeutenden Spannweiten (18,95 m, 17,4 m und 16,85 m) und beträchtlichen Höhen (13,0 m und 10,0 m). Die Dächer sind als Rippenbogen mit Längsträgern und darauf ruhender Dachhaut ausgebildet worden. Eingehend wird die statische Berechnung der Hauptkonstruktionsteile mitgeteilt. Die Binder sind als kontinuierliche Rahmenbinder mit 3 Öffnungen, 4 Fußgelenken und 3 Zugstangen ausgeführt. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1914. Heft XVI, XVII.

Eine Firstpfette bei Eisenbetondächern. Von Dipl.-Ing. O. Henkel, Rendsburg. Verfasser gibt an einem Beispiel allgemeine Formeln für die Berechnung einer Firstpfette, die oft unter

falschen Belastungsannahmen berechnet werden. Beton u. Eisen 1914. Heft XIV/XV.

Die Pfeifersche Hohlziegeldecke. Von Fr. Schrader, Architekt. Beschreibung mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 116.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Wiederherstellung der Puppenbrücke in Lübeck mittels des Gewölbe-Expansionsverfahrens (Patent Buchheim & Heister). Schon bei sorgfältigster Ausrüstung eines Gewölbes entstehen nach Entfernen des Lehrgerüstes Ausrüstungsspannungen, die namentlich bei Bewegung der Widerlager eine gefährdende Größe erreichen können. Dem suchte man durch den Dreigelenkbogen zu entgehen, bei dem man entweder die Gelenke nach der Ausrüstung schloß oder dauernd als Gelenke bestehen ließ. Die Dreigelenkbögen haben aber gegenüber dem eingespannten Bogen verschiedene Nachteile. Beim Gewölbeexpansionsverfahren soll trotz Wegfall von Gelenken die schädliche Wirkung der Wölbeschenkeldrehung beim Ausrüsten vermieden werden, indem in einer Scheitelfuge Druckwasserpressen eingebaut werden, welche im Gewölbe vor dem Schluß die sonst beim Ausrüsten entstehende Zusammenrückung hervorrufen. Erst dann wird der Scheitel geschlossen. Das Verfahren ist für Neubauten gedacht, wurde aber bisher nur für Wiederherstellungsarbeiten von Brücken verwendet, bei denen sich schädliche Senkungen gezeigt haben. So wurde hier der Abbruch und Neubau der mit großen Kosten erst in neuerer Zeit hergestellten Brücke in Lübeck durch das Verfahren vermieden. An Abbildungen werden das Verfahren und seine Einzelheiten eingehend beschrieben. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 18.

Eisenbeton-Viadukt über die Listeralsperre. Von Dipl.-Ing. Viktor Mautner, Wien. Der 200 m lange und rd. 13 m hohe Viadukt wurde als Eisenbeton-Balkenbrücke auf Eisenbetonständern ausgebildet. Wegen der Wärmeausdehnung wurde er in einzelne kontinuierliche Balken über je 3 Öffnungen von je 14,5 m Stützweite zerlegt, so daß in Entfernungen von 43,5 m durchgehende Dehnungsfugen vorhanden sind. Einzelheiten der Ausführung werden mit Abb. beschrieben. Der Brückenbau 1914. Heft 17.

Neuere Brückenbauten in der Mosel- und Saar-Gegend, sowie im luxemburgischen Grenzgebiet. Von Reg.-Baumeister Kropf in Cassel. Es werden mit Abb. beschrieben:

1. Die Sauerbrücke bei Wasserbillig, ein Vollgewölbe aus Bruchsteinen von 29 m l. W. und 4,1 m Pfeilhöhe;
2. die Moselbrücke bei Longuich, 5 Beton-Vollgewölbe mit auf Pfeilern gestützten Eisen-

beton-Überbauten, größte Spannweite 46 m bei 6,17 m Pfeilhöhe;

3. die Hohenzollernbrücke über den Füttlinger Bach zu Völklingen, ein Bogengurt-Trägersystem Möller mit einer schiefen Stützweite von 13 m und

4. die Brücke über die Ahr im Zuge der Straße Ahrweiler-Bachem, eine Eisenbeton-Balkenbrücke von 24,8 m und 20,8 m Stützweite.

Der Brückenbau 1914. Heft 17.

Die neuen Prager Brückenbauten. Von Ing. F. Mencl, Prag. Beschreibung der in den letzten 14 Jahren mit einem Aufwand von 10 Mill. Kr. erbauten 4 großen Moldaubrücken von 16 m Breite und 170 m bis 340 m Länge.

1. Die steinerne „Kaiser-Franzens-Brücke“ mit 9 Bogen von 25,64 m bis 42,34 m Lichtweite.
2. Die eiserne Bogenbrücke, benannt nach dem Dichter Svatopluck Cech.
3. Die Hlávka-Brücke aus Eisenbeton mit drei größeren Gewölben von 39 m und 36 m Lichtweite als 3-Gelenkbogen aus Stampfbeton und 4 kleineren Bogen von 17,85 m Lichtweite als eingespannte Bogen aus Eisenbeton.
4. Die Brücke beim Rudolfinum mit vier 3-Gelenkbogen von 38,25 m und 41,8 m Lichtweite aus Stampfbeton, das Fahrbahngerippe aus Eisenbeton.

Viele Einzelheiten, Beschreibung der Gründungen, Lehrgerüste werden an vielen Abbildungen näher gezeigt. Beton und Eisen 1914. Heft XIV/XV.

Die dritte Brücke über die Weichsel bei Warschau. Abbildungen zeigen neben der langen Eisenbrücke und der riesigen Rampeanlage auch einen anschließenden Viadukt, der in wenig wirtschaftlicher Weise ausgebildet ist, indem er äußerlich einen modernen Eisenbetonbau darstellt, ein Einblick ins Innere aber zeigt, daß die Fahrbahn aus Eisen hergestellt ist. Beton und Eisen 1914. Heft XVI/XVII.

Die Herstellung der Unterführung der Windscheid-Straße unter dem Bahnhof Charlottenburg. Von Geh. Baurat Wambsgans und Stadtbaumeister Zangemeister. Die 72 m lange Unterführung, die eine lichte Weite von 20 m hat, mußte erbaut werden ohne Störung des Eisenbahnbetriebes. Die Ausführung geschah in Eisenbeton. An Abbildungen werden die Bauausführung und Konstruktionseinzelheiten beschrieben. Deutsche Bauztg. Nr. 69 u. 70.

Straßenüberführung mit betoneisernem Überbau. Von Ing. W. Th. Gleuel in Cassel. Die konstruktive Durchbildung nebst statischer Berechnung einer eisenbetonbetragigen Eisenbahnlinie kreuzenden Straßenüberführung für schweren Straßenverkehr wird sehr ausführlich wiedergegeben. Mit Abb. Der Brückenbau 1914. Heft 19.

Eisenbetonrahmenbrücke mit Kragflügeln. Von Oberingenieur A. O. Lusser in Basel. Die Brücke über die Ergolz bei Liestal (Kt. Baselland) hat eine Länge von 34 m, davon entfallen 16 m auf die Lichweite der Rahmenträger, je 1,5 m auf die Rahmenstiele und je 7,5 m auf die ausgekragten Flügel. Konstruktive Durchbildung, statische Berechnung und Bauausführung werden mit vielen Abb. mitgeteilt. Der Brückenbau 1914. Heft 20 u. 21.

Die neue Automobilstraße bei Berlin. Von Reg.-Baumeister Joh. Gallus in Charlottenburg. Die Baubeschreibung enthält Angaben über die verschiedenen hierbei errichteten Eisenbetonbrücken. Mit Abb. Deutsche Bauztg. 1914. Nr. 78 und 80.

Die Brücken der neuen Automobilstraße bei Berlin. Von Reg.-Baumeister Joh. Gallus in Charlottenburg. Die erforderlichen 10 Brücken sind sämtlich in Eisenbeton ausgeführt worden, wobei die Konstruktionsteile in Platten und Rippen aufgelöst wurden. Bis 6 m Spannweite ruhen die einfachen Balken auf Winkelstützwänden mit senkrechten Rippen zur Aufnahme der senkrechten Lasten, bei den Brücken bis 12 m Stützweite erfolgte die Berechnung als Balken mit beiderseitiger Auskragung, wobei die als Winkelstützmauern ausgebildeten Widerlager durch die Anordnung der Gelenke als Kragbalken wirken. Die größte Brücke ist ein Zweigelenk-steifrahmen. Mit vielen Abb. Beton und Eisen 1914. Heft XIV/XV.

Schleppbahnbrücke aus Eisenbeton in Pöchlarn. Von Oberingenieur Hans Schäfer. Mit Abbildungen wird die 240 m lange Balkenbrücke an der Donau beschrieben, die zur Ermöglichung von Temperaturbewegungen in 4 Abschnitte von je 60 m Länge geteilt ist. In der Mitte eines jeden Abschnittes steht ein oben 2,25 m breiter Standpfeiler, während rechts und links je zwei 60 cm dicke Pendelpfeiler in je 10 m Entfernung stehen. Die Endauflager ruhen auf den Trennungspfeilern, wo die Temperaturfugen liegen. Sehr ausführlich wird in dem Aufsatz aber die Wärmeschwankung und -ausdehnung von Betonbrücken besprochen. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 114.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Belastungsversuche mit Pfählen in Sandboden beim Bau der neuen Fischhalle in Ymuiden. Von A. von Horn. Die Versuchsanordnung und ihre Ergebnisse werden mitgeteilt. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 25.

Herstellung der Baugrube der dritten Schleuse bei Hansweert (Niederlande) durch Senkung des Grundwasserspiegels.

Von A. von Horn. Das hierbei verwendete neuartige Verfahren wird mit Abb. beschrieben. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 31.

Versenkung eines hölzernen Kastenfangedammes beim Bau des Spreetunnels der Berliner Untergrundbahn. Von Benno Stecher, Essen a. d. Ruhr. Ausführliche Baubeschreibung mit Abb. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1914. Nr. 81.

Förderbänder beim Talsperrenbau. Von Dr. W. S. An Abbildungen wird die sehr erfolgreiche Beförderung aller Baustoffe für die 92 m hohe, in sehr ungünstigem Baugelände errichtete Betontalsperre am Spaulding-See in Kalifornien beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 108.

Heberwehre als wirtschaftliche Hochwasserentlastungsanlagen für Sammelbecken. Von Dr.-Ing. Jul. Fiedler, k. k. Oberingenieur. Diese neuartige Lösung von Hochwasserüberfällen bei Talsperren erfordert wegen ihrer Formgebung die Ausführung einzelner Konstruktionsteile in Eisenbeton. Zum ersten Male wurde diese Wehrform beim Stauweiher in Warthenberg im Polzengebiet in Böhmen ausgeführt. An vielen Abbildungen wird die Form, Wirkungsweise und Bauausführung dieses Hochwasserentlastungswerkes beschrieben. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1914. Nr. 34—37.

Die Talsperre im Jordanfluß auf der Insel Vancouver. Von Eger, Berlin. Beschreibung der 38 m hohen Eisenbetonmauer in der Hohlbauweise Ambursen, bei der die Pfeiler von 5,5 m Abstand, 30 cm oberer und 105 cm unterer Stärke auf kräftigen Rippen Eisenbetondeckplatten tragen. Gute Beschreibung des Baues und der Einzelheiten. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1914. Nr. 75.

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

Wasserturm aus Eisenbeton. Beschreibung des 38 m hohen Wasserturms von 350 cbm Nutzraum in Seckenheim bei Mannheim. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 120.

Stützmauern aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. H. W. K. Ziesemer. Es werden die zahlreichen Ausführungsformen und die Berechnung der Winkelstützmauern besprochen. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 119.

Eine Umladerampe in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Ernst Havas, Ingenieur d. Eisenbetonabteilung der Fa. Grünwald u. Schiffer in Budapest. Die 43 m lange Rampe, die der Umladung von Erzen aus Schmalspur- in Normalspurwagen dient, wird in ihrer Anordnung, Berechnung und Ausführung eingehend beschrieben. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Heft XIV/XV.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

10. Einsturz einer Eisenbetondecke. In einem vorhandenen Mühlengebäude waren nachträglich drei übereinander liegende Böden aus Eisenbeton zu Lagerzwecken angebracht. In der Mittelachse lag ein Unterzug, der auf Eisenbetonpfeilern und an den Enden auf dem Mauerwerk der Giebelwand gelagert war. Als eines Tages der oberste Boden mit Säcken belegt

schaffenheit war somit die unmittelbare Ursache des Unfalles, wenn auch das Auflager hätte besser durchgebildet werden müssen. Bei dem Bau hatte eine besondere Art der Arbeitsteilung geherrscht. Der Bauherr hatte mit der Herstellung der Decken die Firma A. beauftragt; diese übergab die Lieferung und das Verlegen der Eisen (einschl. Aufstellung der statischen Berechnung) der Firma B. Angeschuldigt wurden der Bauführer C. und der Zimmermann D. (beide zur Firma A. gehörig); sie wurden jedoch außer Verfolgung gesetzt. Der Bauführer C. hatte zwar die Oberleitung des Baues, war aber von seiner Firma lediglich mit den Eisenbetonarbeiten beauftragt; andererseits hatte D. nur die örtliche Aufsicht beim Betonieren. Beide waren daher nach Ansicht des Gerichtes nicht verpflichtet, die vorhandene Mauer des Mühlengebäudes vor Einbringen der neuen Decken auf ihre Standfestigkeit näher zu untersuchen.

L. M.

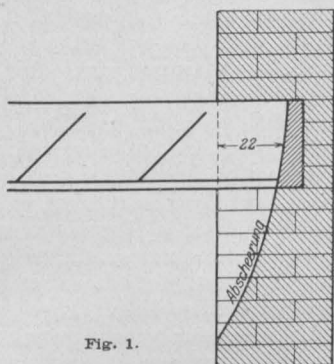


Fig. 1.

war, gab das Auflager in der Giebelwand nach, der Unterzug in einer Länge von 5,48 m (bis zum nächsten Pfeiler) stürzte hinunter und nahm die benachbarten sechs Deckenfelder mit. Der zunächst darunter liegende Boden wurde ebenfalls durchschlagen; der unterste Boden hielt den Stoß aus. Glücklicherweise ist niemand verletzt worden. Beim Einsturz war die Decke nur mit 600 kg/qm belastet, während sie für 1000 kg/qm berechnet war. Der Sachverständige stellte fest, daß der Beton im allgemeinen gut war; nur schienen die Eisen nicht sehr sorgfältig verlegt zu sein, auch waren die Auflager der Nebenträger mangelhaft betoniert. Am Auflager des Unterzuges an der Außenwand reichten die Eisen nur 22 cm in die Wand hinein; das darunter liegende Mauerwerk (s. Fig. 1) hatte bis zu dieser Tiefe nachgegeben, während der unbewehrte Rest des Betonbalkens sitzen geblieben war; die Eisen hätten bis zum Ende des Balkens durchgeführt werden müssen. Die Hauptschuld lag an dem Zustande des Mauerwerks der Giebelwand. Diese war in Kalkmörtel gemauert, der ein lockeres Gefüge hatte und daher zu wenig widerstandsfähig war. Die Mauer hatte schon vor der Herstellung der Decken eine Ausbauchung von 30 cm Weite gehabt; sie war somit offenbar in jeder Beziehung mangelhaft. Nach der amtlichen Vorschrift darf gutes Kalkmauerwerk nur mit 7 kg/qcm belastet werden; rechnet man fünffache Sicherheit, so ergibt sich eine Druckfestigkeit von 35 kg/qcm. In vorliegendem Falle hat das Mauerwerk schon bei 23,6 kg/qcm nachgegeben; seine schlechte Be-

11. Einsturz einer Eisenbetonhalle. Ein Fabrikgebäude, dessen Querschnitt Fig. 1 zeigt, war ganz in Eisenbeton hergestellt. Das Bogendach war ein Zweigelenkträger mit eisernem Zugband. Beim Ausrüsten stürzte die Halle ein; die Decke über dem Kellergeschoß ist dabei kaum beschädigt. Eine Reihe von Arbeitern sind verletzt worden, darunter zwei schwer sie sind

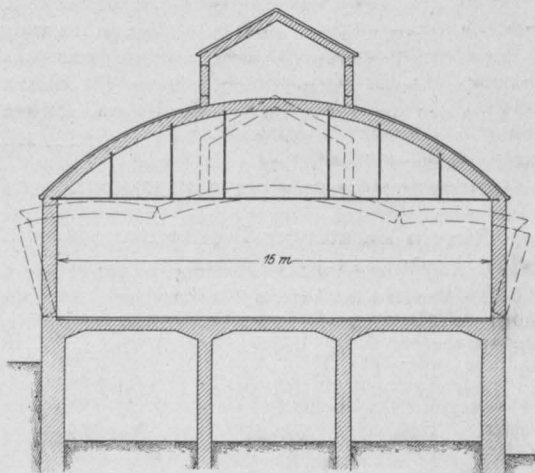


Fig. 1. Querschnitt.

alle wieder hergestellt. Drei Sachverständige haben Gutachten abgegeben. Der Beton war vollkommen einwandfrei, auch das verwendete Eisen war gut. Die Eiseneinlagen im Bogen waren nicht überall richtig eingebracht; nach der statischen Berechnung sollten sie 3 cm von

der Innenkante entfernt liegen, während dieser Abstand tatsächlich 9–10 cm betrug. Die Stöße der Eiseneinlagen waren nicht gegeneinander versetzt; beim Einsturz brachen die Binder daher am Ort dieser Stöße auseinander (siehe Fig. 1). Der eigentliche Grund des Einsturzes war aber die mangelhafte Ausführung des Zugbandes. In der statischen Berechnung waren zwei Rundisen von 45 mm Stärke hierfür vorgesehen,

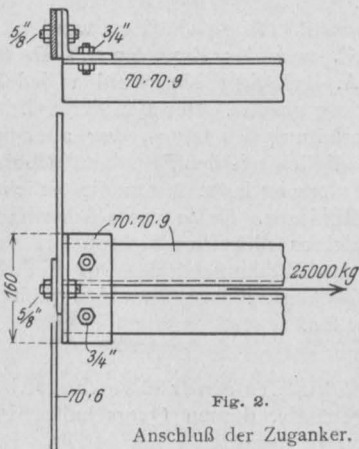


Fig. 2.
Anschluß der Zuganker.

tatsächlich bestand das Zugband aus zwei Winkelisen von $70 \times 70 \times 9$ mm. Einzelheiten des Anschlusses dieser Winkel sind in Fig. 2 dargestellt. Mit Hilfe eines kurzen Anschlußwinkels war der Zuganker an ein schwaches Flacheisen angeschlossen, das durch das ganze Gebäude ging und in den Beton eingebettet war; an den Stellen der Ankeranschlüsse war das Flacheisen jedesmal gestoßen. Diese Flacheisen standen mit den Eiseneinlagen des bogenförmigen

Binders in keinerlei Verbindung, was an sich schon ein Fehler war; noch bedenklicher war es, daß der Anschluß der Zuganker an beiden Enden nur durch einzelne kleine Schrauben bewirkt war. Der Gewölbeschub legte sich teils gegen das kleine Anschlußwinkelisen, teils gegen die an der Seite durchgehenden Flacheisen; wie er sich auf diese beiden Teile verteilte, ist schwer festzustellen. Der Sachverständige berechnet die Beanspruchung der beiden senkrechten Schrauben auf Abscheren zu 3380 kg/qcm und der einen wagrecht sitzenden auf Abreißen zu 10900 kg/qcm (ohne Nutzlast). Der Einsturz hat auch an der Stelle begonnen, wo zuerst eine dieser letztgenannten Schrauben gerissen ist. Erwähnt sei noch, daß die Zuganker in der Mitte gestoßen waren; die Deckung der Stöße war ebenfalls in vollkommen ungenügender Weise durch einzelne Schrauben bewirkt. Angeschuldigt waren der Architekt, der bauleitende Ingenieur und der Schlosser, der die Verankerung ausgeführt hatte. Das Gericht stellte fest, daß die schlechte Verankerung den Anlaß zum Unfall gegeben habe; hieran sei der Ingenieur schuld, vorausgesetzt, daß ihm von dem vorgesetzten Architekten Zeit und Vollmacht gegeben sei, sich gründlich um den Bau zu kümmern. Sei letzteres nicht der Fall — und das wurde von dem Ingenieur behauptet — so treffe die Schuld den Architekten. Wie die Sache wirklich gelegen hat, ließ sich nicht einwandfrei feststellen. In gleicher Weise unklar war die Sachlage bei der Frage, ob den Ingenieur oder den ihm unterstellten Schlosser die Schuld trafe. Das Gericht setzte die Angeschuldigten außer Verfolgung, da die Beweismittel nicht ausreichend seien, um eine Verurteilung herbeizuführen.

L. M.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Verein Beratender Ingenieure e. V.

(Geschäftsstelle Hamburg I, Ferdinand-Str. 29.)

Der Vorstand des Vereins hat im Hinblick auf die durch den Krieg geschaffenen Verhältnisse beschlossen, die satzungsgemäß im Herbst eines jeden Jahres stattfindende ordentliche Mitgliederversammlung in diesem Jahre ausfallen zu lassen bzw. sie auf unbestimmte Zeit zu vertagen. Der bisherige Vorstand führt sein Amt weiter.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

M. Foerster, Geh. Hofrat und Professor. „Taschenbuch für Bauingenieure.“ Zweite, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3054 Figuren. Zwei Teile. Verlag von Julius Springer, Berlin 1914. In einem Bande geb. Preis 20,00 M.; in zwei Bänden geb. 21,00 M.

Axel Bendixsen, Ingenieur der Bürgerlijke Openbare Werken in Niederländisch-Indien. „Die Methode der Alpha-Gleichungen zur Berechnung von Rahmenkonstruktionen.“ Mit 31 Textfiguren. Verlag von Julius Springer, Berlin 1914. Preis 3,00 M.

A. Herndl, Bauamtmann, Vorstand der statischen Abteilung der Lokalbaukommission, München. „Formelsammlung und Anleitung für die Berechnung von Massivkonstruktionen aus Eisenbeton.“ Verlag Dunker & Humblot, München und Leipzig 1914. Preis 3,20 M.

Dr. A. Guttman. „Bericht über die Tätigkeit der Prüfungsanstalt des Vereins deutscher Eisenportlandzement-Werke e. V. im Jahre 1913.“ Mit 6 Zahlentafeln und 14 Mikrophotographien. Verlag Stahlisen m. b. H. Preis 1,— M.

BERICHTIGUNG.

In der letzten Nummer des „A. B.“ (Sept./Okt. 1914) ist auf Seite 351 in der Überschrift der Tafel XVIII stehen geblieben: „Fig. 00 auf Seite 000“; es muß heißen: „Fig. 1 auf S. 348“.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.