

ARMIERTER BETON.

1912. JUNI.

INHALT:

- An unsere Leser; betr. Ausgestaltung des wirtschaftlichen Teiles der Zeitschrift. S. 209.
- Über die Berechnung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden mit veränderlichem Querschnitt. Von Dr.-Ing. Theodor Pöschl (Graz). (Schluß von Seite 175.) S. 210.
- Fachwerkbrücke aus Eisenbeton über die Ager bei Schwannstadt in Ober-Österreich. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Wien). S. 217
- Neuere Ausführungen von Balkenbrücken aus Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Gehler (Dresden). (Schluß von S. 186.) S. 221.
- Berechnung von Eisenbetonschachtwandungen. Von Dipl.-Ing. F. Baumstark (Dortmund). S. 226.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 231.
- Wirtschaftliche Rundschau. Von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin). S. 235.
- Zementzusatzmittel oder Zementschutzanstriche? Zeitschrift von Dr. Carl Roth (Frankfurt a. M.). S. 241.
- Verschiedene Mitteilungen. S. 243. — Bücherbesprechungen. S. 244. — Berichtigung. S. 244.

AN UNSERE LESER!

Betr. Ausgestaltung des wirtschaftlichen Teiles der Zeitschrift.

Nachdem es uns gelungen ist, den wissenschaftlich technischen Teil unserer Zeitschrift im Sinne einer ernsten wissenschaftlichen Zeitschrift getreu unserem Programm auszubilden, wollen wir in diesem Heft mit der Ausgestaltung des wirtschaftlichen Teiles beginnen, wie wir dies schon bei der Gründung der Zeitschrift in Aussicht genommen hatten.

Die außerordentliche Entwicklung des Eisenbetonbaues in den letzten Jahren hat naturgemäß alle Kräfte auf die Schaffung von Berechnungsarten und auf den Entwurf und die Ausführung von grundlegenden Versuchen beschränkt.

Wir sind in der Entwicklung des Eisenbetonbaues in einem Zustand angelangt, daß es notwendig erscheint, das Augenmerk auch auf die wirtschaftliche Entwicklung zu lenken. In der Praxis lassen sich technische und wirtschaftliche Fragen nicht trennen.

Als bezeichnendes vergleichendes Beispiel auf dem Gebiete des Eisenbaues mag nur die Zeitschrift „Stahl und Eisen“ erwähnt werden, welche die wissenschaftlich technischen und die wirtschaftlichen Fragen gleichberechtigt behandelt. Nach denselben Grundzügen soll auch der Inhalt des wirtschaftlichen Teiles unserer Zeitschrift ausgebildet werden.

Es bietet weniger Interesse für die Fachgenossen, zu erfahren, welches die höchsten und niedrigsten Angebote bei einem Bau sind, wohl aber ist es heute für jeden Konstrukteur von Bedeutung, nicht nur über Materialpreise, sondern auch über die wirtschaftliche Lage derjenigen Staaten einiges zu erfahren, in denen er Eisenbetonbauten auszuführen hat.

In diesem Sinne wird die Stoffeinteilung des wirtschaftlichen Teiles unserer Zeitschrift in folgender Weise gegliedert werden:

1. Aufsätze allgemeinen wirtschaftlichen Inhaltes und Rundfragen, z. B. die Rentabilität der Aktiengesellschaften und Gesellschaften mit beschränkter Haftung, Fragen der Organisation, der Selbstkostenberechnung und der Beschäftigung in der Beton- und Eisenbetonindustrie.

2. Berichte über Materialpreise, welche für Deutschland, Österreich-Ungarn und Schweiz monatlich und für die Auslandsstaaten vierteljährlich erscheinen sollen.

3. Geschäftsberichte von Beton- und Eisenbetonunternehmungen.

4. Statistische Zusammenstellungen über den Arbeitsmarkt im Baugewerbe, über die Bautätigkeit, den Zement- und den Eisenabsatz.

Die Schriftleitung.

ÜBER DIE BERECHNUNG DER SPANNUNGSVERTEILUNG IN ZYLINDRISCHEN BEHÄLTERWÄNDEN MIT VERÄNDERLICHEM QUERSCHNITT.

Von Dr.-Ing. Theodor Pöschl,

Dozent a. d. k. k. Techn. Hochschule in Graz.

(Schluß von S. 175).

IV. Behälterwand mit Rechtecksquerschnitt.

Für den Fall konstanter Wandstärke ist die Lösung der dafür geltenden Differenzialgleichung (9) mit $\delta = \delta_u = \text{konst.}$ in geschlossener Form durch trigonometrische und Exponentialfunktionen möglich und zuerst von Müller-Breslau gegeben worden. Wenn man also Behälter mit konstanter Wandstärke zu behandeln hat, oder solche, die sich annähernd wie diese verhalten (wie sehr hohe Behälter mit sehr langsam veränderlichem Querschnitt), so wird man wohl mit Vorteil diese strenge Lösung zugrunde legen; für den Fall absatzweise veränderlicher Wandstärke erweisen sich die von C. Runge ausgeführten Vereinfachungen der Rechnung als sehr wesentlich*).

Wir verwenden auch für diesen Fall die oben auseinandergesetzte Methode und können die strenge Lösung durch wenige Polynome mit genügender Genauigkeit approximieren. Die Polynome selbst sind hier nicht ganz so einfach wie im ersten Fall, denn die 3. und 4. der Grenzbedingungen (10), die für $\delta_0 = 0$ identisch erfüllt sind, verlangen für $\delta_0 \neq 0$ besondere Berücksichtigung.

Setzen wir also

$$\delta = \delta_u = \text{konst.}$$

und wieder

$$\frac{k}{\delta_u^2} = z, \quad \frac{1}{\delta_u^2} = \lambda, \quad \dots \dots \dots (13')$$

so wird das Variationsproblem (8)

$$A = \int_0^1 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{d^2 w}{d \xi^2} \right)^2 + \frac{z}{2} w^2 - \lambda \xi w \right] d \xi = \text{Min.} \quad (28)$$

woraus als Lagrangesche Ableitung die bekannte Gleichung folgen würde:

$$\frac{d^4 w}{d \xi^4} + z w - \lambda \xi = 0^{**}). \quad \dots \dots \dots (29)$$

*) Zeitschr. f. Math. Bd. 51, 1904, S. 254 ff.

**) Das Variationsproblem (28) kann durch die Substitution:

$$w = v + \frac{\lambda}{z} \cdot \xi$$

auf die einfachere (normale Dirichletsche Form gebracht werden:

$$A = \int \left[\frac{1}{2} \left(\frac{d^2 v}{d \xi^2} \right)^2 + \frac{1}{2} z v^2 \right] d \xi = \text{Min.};$$

die numerische Auflösung wird aber dadurch nicht ver-

Wenn wir hier die Lösung durch Polynome von der Form approximieren:

$$w_n = a_1 + a_2 \xi + \dots + a_n \xi^n \dots \dots (30)$$

so erfordert die dritte und vierte der Grenzbedingungen (10), daß alle Glieder mit 2. und 3. Potenzen in ξ verschwinden. Zur Erfüllung der beiden ersten ist es günstig, je 3 Glieder in dieser Entwicklung in folgender Weise zusammenzufassen:

$$w_n = (a_{11} + a_{12} \xi + a_{13} \xi^4) + (a_{21} + a_{22} \xi^4 + a_{23} \xi^5) + \dots \dots + (a_{n,1} \xi^{n-2} + a_{n,2} \xi^{n-1} + a_{n,3} \xi^n) \quad (31)$$

Mit jedem solchen Trinom ist es möglich, die beiden ersten Grenzbedingungen (10) zu erfüllen, und zwar durch die folgende Form:

$$w_n = a_1 \left(1 - \frac{4}{3} \xi + \frac{1}{3} \xi^4 \right) + a_2 (\xi - 4 \xi^4 + 3 \xi^5) + a_3 \xi^4 (1 - \xi)^2 + \dots + a_n \xi^{n-2} (1 - \xi)^2 \quad (32)$$

Wir beschränken uns darauf, die Resultate der zur Bestimmung der ersten drei der Koeffizienten a_1, a_2, \dots, a_n notwendigen Rechnungen anzugeben, da wir den Rechnungsgang selbst oben ausführlich erörtert haben.

1. Annäherung:

$$w_1 = a_1 \left(1 - \frac{4}{3} \xi + \frac{1}{3} \xi^4 \right), \quad w_1'' = 4 a_1 \xi^2. \quad (33)$$

Es folgt:

$$\frac{a_1}{\lambda} = \frac{45}{1296 + 104 z} \dots \dots \dots (34)$$

Für diese erste Annäherung sind die Fehler wieder naturgemäß ziemlich groß.

2. Annäherung.

$$w_2 = a_1 \left(1 - \frac{4}{3} \xi + \frac{1}{3} \xi^4 \right) + a_2 (\xi - 4 \xi^4 + 3 \xi^5). \quad (35)$$

einfacht. Nur für allgemeine Fragen, z. B. der nach der Konvergenz, ist diese Umformung von Belang, in der Tat läßt sich der Konvergenzbeweis für diesen einfachsten Fall leicht erbringen.

Es folgt

$$\left. \begin{aligned} a_2 \cdot \frac{a_1}{\lambda} &= 16.6 - 0.01924 x \\ a_2 \cdot \frac{a_2}{\lambda} &= 1.38 + 0.16953 x \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (36)$$

und

$$a_2 = 500 + 41 \cdot 41 x + 0.078403 x^2.$$

Für $x = 100$ ergeben sich damit in w Abweichungen von den richtigen Werten, die schon kleiner als 1% sind, in C dagegen etwas größere, so daß für große Werte von x eine dritte Annäherung nötig wird.

3. Annäherung:

$$\left. \begin{aligned} w_3 &= a_1 \left(1 - \frac{4}{3} \xi + \frac{1}{3} \xi^4 \right) \\ &+ a_2 (\xi - \xi^4 + 3 \xi^5) + a_3 \xi^4 (1 - \xi)^2 \\ w_3'' &= 2 [2 a_1 \xi^2 + 6 a_2 (-4 \xi^2 + 5 \xi^3) \\ &+ a_3 (6 \xi^2 - 20 \xi^3 + 15 \xi^4)] \end{aligned} \right\} \dots \dots (37)$$

Man erhält hier die linearen Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \left(112 + \frac{728}{81} x \right) + a_2 \left(56 + \frac{76}{27} x \right) \\ + a_3 \left(\frac{8}{3} + \frac{47}{594} x \right) &= \frac{35}{9} \lambda, \\ a_1 \left(56 + \frac{76}{27} x \right) + a_2 \left(528 + \frac{184}{99} x \right) \\ + a_3 \left(43 + \frac{67}{792} x \right) &= \frac{10}{3} \lambda, \\ a_1 \left(\frac{3}{8} + \frac{47}{594} x \right) + a_2 \left(43 + \frac{67}{792} x \right) \\ + a_3 \left(8 + \frac{7}{1287} x \right) &= \frac{5}{24} \lambda, \end{aligned} \right\} \dots \dots (38)$$

und daraus das Resultat:

$$\left. \begin{aligned} a_3 \cdot \frac{a_1}{\lambda} &= 8333.3 - 6.8187 x + 0.0017322 x^2, \\ a_3 \cdot \frac{a_2}{\lambda} &= 694.4 + 85.64545 x - 0.0034395 x^2, \\ a_3 \cdot \frac{a_3}{\lambda} &= -6.31313 x + 0.391542 x^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots (39)$$

wo

$$a_3 = 25 \cdot 10^4 + 20794.48 x + 46.37208 x^2 + 0.0086392 x^3.$$

Die Biegemomente sind in diesem Falle einfach dargestellt durch: [(siehe 26)].

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \cdot 10^3 \cdot h^3 = C \cdot h^5, \\ C &= \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \cdot 10^3. \end{aligned} \right\} \dots \dots (40)$$

In Tabelle II sind die Verschiebungen und Biegemomente für $x = 10, 100, 1000$ eingetragen.

Tabelle II.*)

ξ	$x = 10$		$x = 100$		$x = 1000$	
	$w/\lambda \cdot 10^3$	C	$w/\lambda \cdot 10^3$	C	$w/\lambda \cdot 10^3$	C
0,0	17,86	0,0	2,737	0,00	0,042	0,000
0,1	15,80	-0,69	2,701	-1,17	0,145	-0,036
0,2	13,75	-1,96	2,648	-4,04	0,248	-0,510
0,3	11,68	-2,63	2,559	-7,61	0,345	-1,698
0,4	9,59	-1,58	2,389	-10,73	0,424	-3,511
0,5	7,48	2,79	2,115	-12,21	0,468	-5,495
0,6	5,39	11,37	1,731	-10,79	0,499	-6,914
0,7	3,42	25,25	1,229	-4,99	0,382	-6,322
0,8	1,67	45,74	0,538	6,41	0,194	-2,481
0,9	0,45	74,03	0,213	25,15	0,094	6,865
1,0	0,00	111,54	0,000	52,77	0,000	23,371

Der Vergleich mit den bekannten Resultaten zeigt, daß in den Teilen die für die Berechnung wesentlich in Betracht kommen, die Biegemomente sehr nahe mit den richtigen Werten übereinstimmen, sogar für $x = 1000$ geben die 3. Annäherungen schon recht gute Werte; ist $x <$ etwa 500, so genügen fast stets schon die 2. Annäherungen.

Durch Vergleich dieser Werte mit den für Dreiecksquerschnitt geltenden sieht man, daß die Biegemomente an der Einspannungsstelle für den Fall des Rechtecks kleiner sind als für den Fall des Dreiecks; durch die größeren im oberen Teile eintretenden Ringspannungen wird die Einspannungsstelle stark entlastet.

In Figur 2 sind durch die ausgezogenen Linien die 3 Koeffizienten $\frac{a_1}{\lambda}$, $\frac{a_2}{\lambda}$, $\frac{a_3}{\lambda}$ als Funktion von x für $x = 0$ bis $x = 200$ und auch die (größten) Momente C für die Einspannungsstelle eingetragen. Ohne jede Rechnung ergeben sich aus dieser Tafel für jeden Zwischenwert der Konstanten K die Koeffizienten $\frac{a_i}{\lambda}$ und damit nach Formel (37) die Verschiebungen w und nach Formel (40) die Biegemomente an jeder Stelle.

V. Behälterwand mit Trapezquerschnitt.

Der für den rechteckigen Querschnitt geltende Ansatz, der im vorigen Abschnitt eingeführt wurde, wird immer dann anzuwenden sein, wenn die Behälterwand, wie es natürlich immer der Fall ist, am oberen Rande des Behälters eine endliche Dicke hat.

Für den Trapezquerschnitt machen wir (nach den Bezeichnungen des Abschnittes (I) den linearen Ansatz:

*) Für $x = 100$ ist in der entsprechenden Tabelle bei Reißner (a. a. O.) ein Rechenfehler enthalten, außerdem fehlen bei $x = 1000$ die Vorzeichen.

$$d = d_o + \frac{d_u - d_o}{h} x = d_o + (d_u - d_o) \xi \dots \dots (41)$$

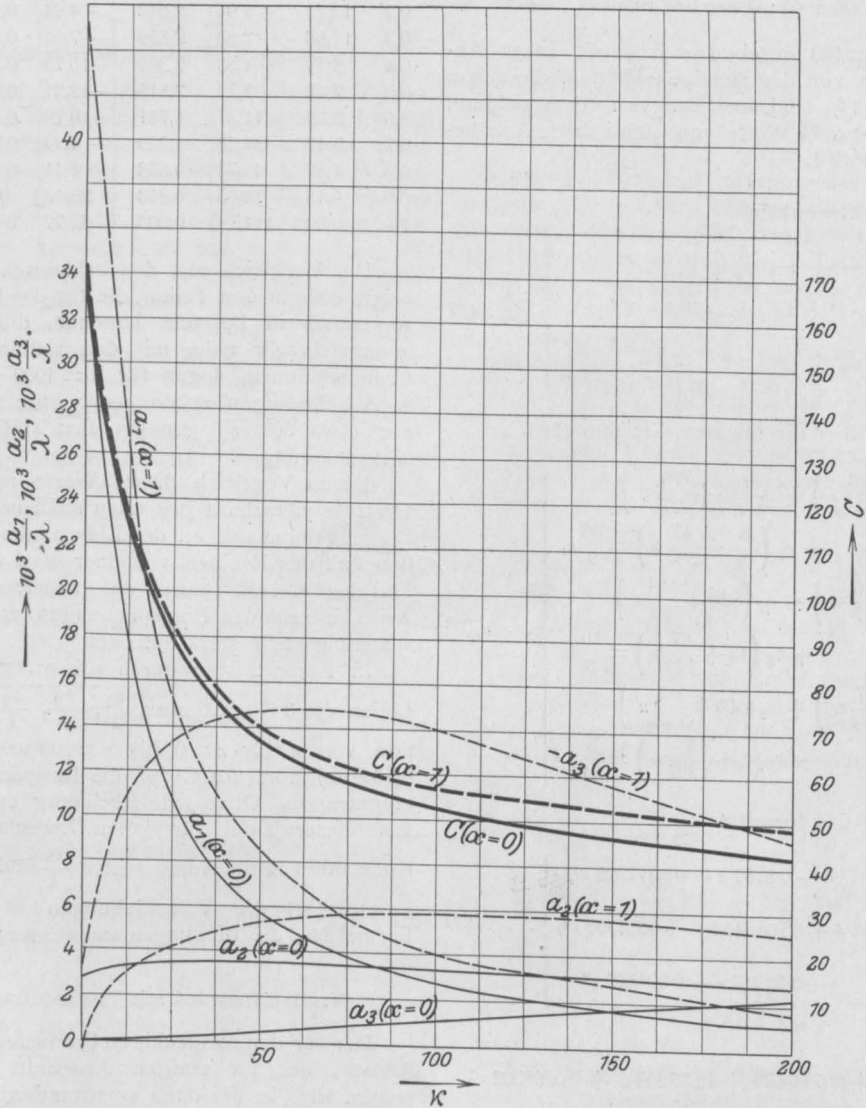
so daß für $\xi = 0, d = d_o, \text{ für } \xi = 1, d = d_u$ wird, oder

$$d = d_o \left(1 + \frac{d_u - d_o}{d_o} \xi \right) = d_o (1 + \alpha \xi) \dots \dots (41')$$

$$\alpha_1 = \frac{k}{d_o^2} = \frac{12 h^4 (1 - m^2)}{a^2 d_o^2} = \alpha \left(\frac{d_u}{d_o} \right)^2$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{d_o^3} = \frac{12 h^5 (1 - m^2)}{E d_o^3} = \lambda \left(\frac{d_u}{d_o} \right)^3$$

$$\dots \dots (43)$$



(An den Kurven ist statt $10^3 \frac{a_1}{\lambda}, 10^3 \frac{a_2}{\lambda}, 10^3 \frac{a_3}{\lambda}$ der Kürze wegen nur a_1, a_2, a_3 eingeschrieben.)

Fig. 2.

wenn gesetzt wird

$$\alpha = \frac{d_u - d_o}{d_o} = \frac{d_u}{d_o} - 1, (\alpha \geq 0) \dots \dots (42)$$

Setzt man dann noch nach (7') und (13')

so lautet das Minimalprinzip (8), wie sich leicht ergibt*):

* Die Einführung einer neuen Variablen für $(1 + \alpha \xi)$ würde keine Vereinfachung der Rechnung im Gefolge haben.

$$A = \int_0^1 \left[\frac{1}{2} (1 + \alpha \xi)^3 \left(\frac{d^2 w}{d \xi^2} \right)^2 + \frac{1}{2} z_1 (1 + \alpha \xi) w^2 - \lambda_1 \xi w \right] d \xi = \text{Min.} \quad \dots (44)$$

(Für $\alpha = \infty$ d. h. $\delta_0 = 0$ geht dieser Ausdruck in den für den Fall des Dreiecksquerschnittes geltenden (14) über, wie man sich durch Ausführung des Grenzüberganges nach Division durch α^3 überzeugt.)

Die aus (44) entspringende Differenzialgleichung des Problems:

$$\frac{d}{d \xi^2} \left[(1 + \alpha \xi)^3 \frac{d^2 w}{d \xi^2} \right] + z_1 (1 + \alpha \xi) w - \lambda_1 \xi = 0$$

entzieht sich einer direkten Integration vollständig.

Zur Darstellung der Lösung des Problems nach der Ritzschen Methode verwenden wir, wie gesagt, die folgenden Funktionen, die auch hier die Grenzbedingungen (10) —

$$\left. \begin{aligned} \xi = 0: M_x = 0, \quad Q_x = 0, \\ \xi = 1: w = 0, \quad \frac{d w}{d \xi} = 0 - \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

identisch erfüllen.

1. Annäherung.

$$w_1 = a_1 \left(1 - \xi \frac{4}{3} + \frac{1}{3} \xi^4 \right), \quad w_1'' = 4 a_1 \xi^2.$$

Der Wert von (44) wird damit:

$$A_1 = \left[\left(\frac{8}{5} + 4 \alpha + \frac{24}{7} \alpha^2 + \alpha^3 \right) + z_1 \left(\frac{52}{405} + \frac{8}{315} \alpha \right) \right] a_1^2 - \frac{1}{9} \lambda_1 a_1; \quad \dots (45)$$

bildet man nun

$$\frac{\partial A_1}{\partial a_1} = 0,$$

und setzt zur Abkürzung:

$$\frac{8}{5} + 4 \alpha + \frac{24}{7} \alpha^2 + \alpha^3 = \alpha_{11},$$

$$(1 + \alpha)^2 \left(\frac{52}{405} + \frac{8}{315} \alpha \right) = \beta_{11},$$

so erhält man mit Bezug auf (43)

$$\frac{a_1}{\lambda} = \frac{(1 + \alpha)^3}{18 (\alpha_{11} + z \beta_{11})} \dots \dots \dots (46)$$

Wir geben nun die bei der 3. Annäherung erhaltenen Resultate, die in den weitaus meisten Fällen genügen werden; für größere Werte ($z > 100$) ist diese 3. Annäherung unbedingt erforderlich.

3. Annäherung.

$$\left. \begin{aligned} w_3 &= a_1 \left(1 - \frac{4}{3} \xi + \frac{1}{3} \xi^4 \right) \\ &+ a_2 (\xi - 4 \xi^4 + 3 \xi^5) + a_3 (\xi^4 - 2 \xi^5 + \xi^6) \\ w_3'' &= 4 a_1 \xi^2 + 12 a_2 (-4 \xi^2 + 5 \xi^3) \\ &+ 2 a_3 (6 \xi^2 - 20 \xi^3 + 15 \xi^4) \end{aligned} \right\} \dots (47)$$

Berechnen wir die Koeffizienten auf dieselbe Weise und setzen wir zur Abkürzung:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{11} &= \frac{8}{5} + 4 \alpha + \frac{24}{7} \alpha^2 + \alpha^3, \\ \alpha_{12} &= \frac{8}{5} + \frac{48}{7} \alpha + \frac{54}{7} \alpha^2 + \frac{8}{3} \alpha^3, \\ \alpha_{22} &= \frac{264}{35} + \frac{117}{7} \alpha + \frac{96}{7} \alpha^2 + 4 \alpha^3, \\ \alpha_{13} &= \frac{8}{105} + \frac{3}{7} \alpha + \frac{4}{7} \alpha^2 + \frac{2}{9} \alpha^3, \\ \alpha_{23} &= \frac{43}{35} + \frac{24}{7} \alpha + \frac{22}{7} \alpha^2 + \frac{32}{33} \alpha^3, \\ \alpha_{33} &= \frac{4}{35} + \frac{2}{7} \alpha + \frac{58}{231} \alpha^2 + \frac{5}{66} \alpha^3, \end{aligned} \right\} \dots (48)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_{11} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{52}{405} + \frac{8}{315} \alpha \right), \\ \beta_{12} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{76}{945} + \frac{67}{2310} \alpha \right), \\ \beta_{22} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{92}{3465} + \frac{39}{3080} \alpha \right), \\ \beta_{13} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{47}{20790} + \frac{97}{83160} \alpha \right), \\ \beta_{23} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{67}{27720} + \frac{23}{16380} \alpha \right), \\ \beta_{33} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{1}{12870} + \frac{1}{20020} \alpha \right), \end{aligned} \right\}$$

so wird zunächst:

$$A_3 = \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 a_i a_j (\alpha_{ij} + z \beta_{ij}) - \lambda (1 + \alpha)^3 \left(\frac{1}{9} a_1 + \frac{2}{21} a_2 + \frac{1}{168} a_3 \right) \quad (49)$$

woraus zur Bestimmung der Koeffizienten a_1, a_2, a_3 die Gleichungen fließen:

$$\left. \begin{aligned} 2 a_1 (\alpha_{11} + z \beta_{11}) + a_2 (\alpha_{12} + z \beta_{12}) + a_3 (\alpha_{13} + z \beta_{13}) &= \lambda (1 + \alpha)^3 \cdot \frac{1}{9} \\ a_1 (\alpha_{12} + z \beta_{12}) + 2 a_2 (\alpha_{22} + z \beta_{22}) + a_3 (\alpha_{23} + z \beta_{23}) &= \lambda (1 + \alpha)^3 \cdot \frac{2}{21} \\ a_1 (\alpha_{13} + z \beta_{13}) + a_2 (\alpha_{23} + z \beta_{23}) + 2 a_3 (\alpha_{33} + z \beta_{33}) &= \lambda (1 + \alpha)^3 \cdot \frac{1}{168} \end{aligned} \right\} (50)$$

Die Biegemomente sind dann in diesem Falle gegeben durch [(4) und (13)]

$$M_x = \left(\frac{1 + \alpha \xi}{1 + \alpha} \right)^3 \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \cdot 10^3 \cdot h^3 = C \cdot h^3 \quad (51)$$

wobei also

$$C = - \left(\frac{1 + \alpha \xi}{1 + \alpha} \right)^3 \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \cdot 10^3 \dots \quad (52)$$

Da die Behälter, die hier in Frage kommen, meist niedrig sind, also ein kleines z haben, so wird man hier, trotzdem die Konvergenz nicht so gut ist wie in den zuerst betrachteten Fällen, fast stets mit 3 Annäherungen auskommen und kann die Formeln benutzen, die hier angegeben sind.

Will man eine größere Genauigkeit erzielen, also etwa noch eine Annäherung rechnen, wird man immer zur Vereinfachung der Rechnung gut tun, z und α nicht allgemein stehen zu lassen, sondern ihre numerischen Werte von vornherein in das Integral einzuführen.

Für $\alpha = 1$, d. h. $\delta_u = 2 \delta_o$ erhalten wir zunächst aus (48) folgende Werte-

$$\left. \begin{array}{ll} \alpha_{11} = 10 \cdot 03, & \alpha_{13} = 1 \cdot 30; \\ \alpha_{12} = 18 \cdot 84, & \alpha_{23} = 8 \cdot 77; \\ \alpha_{22} = 41 \cdot 97, & \alpha_{33} = 0 \cdot 73; \end{array} \right\} \dots (53)$$

$$\left. \begin{array}{ll} \beta_{11} = 0 \cdot 6152, & \beta_{13} = 0 \cdot 0137 \\ \beta_{12} = 0 \cdot 4377, & \beta_{23} = 0 \cdot 0153 \\ \beta_{22} = 0 \cdot 1568, & \beta_{33} = 0 \cdot 0005 \end{array} \right\}$$

Für die Koeffizienten $\frac{a_1}{\lambda}$, $\frac{a_2}{\lambda}$ und $\frac{a_3}{\lambda}$ folgen damit die Werte:

$$\left. \begin{array}{l} z = 10, \\ \frac{a_1}{\lambda} = 0 \cdot 0258, \quad \frac{a_2}{\lambda} = 0 \cdot 0030, \quad \frac{a_3}{\lambda} = -0 \cdot 0111 \\ z = 100, \\ \frac{a_1}{\lambda} = 0 \cdot 00395, \quad \frac{a_2}{\lambda} = 0 \cdot 00569, \quad \frac{a_3}{\lambda} = -0 \cdot 0140 \end{array} \right\} (54)$$

dadurch erhält man folgende Tabelle für die Verschiebungen w und die Biegemomente:

Tabelle III.

ξ	$z = 10$		$z = 100$	
	$w/\lambda \cdot 10^3$	C	$w/\lambda \cdot 10^3$	C
0,0	25,80	0,00	3,94	0,000
0,1	22,67	-0,19	3,99	-0,563
0,2	19,51	-0,56	3,98	-2,262
0,3	16,51	-0,42	3,89	-4,753
0,4	13,14	1,21	3,61	-7,246
0,5	10,00	5,76	3,13	-8,409
0,6	6,89	14,91	2,34	-6,478
0,7	4,28	29,68	1,35	0,006
0,8	1,92	51,92	0,62	12,580
0,9	0,55	81,86	0,24	32,133
1,0	0,00	117,12	0,00	56,167

In Figur 2 sind für $\alpha = 1$ die Werte der drei Koeffizienten $\frac{a_1}{\lambda}$, $\frac{a_2}{\lambda}$, $\frac{a_3}{\lambda}$ für $z = 0$ bis $z = 200$ durch die dünnen gestrichelten Linien, die Einspannmomente für denselben Bereich (und $\alpha = 1$) durch die dicke gestrichelte Linie dargestellt.

VI. Behälterwand mit Parabelquerschnitt.

Wir bezeichnen damit eine Behälterwand, deren Querschnittsfläche innen durch eine vertikale Gerade, außen durch eine am oberen Rande tangentiell anschließende Parabel begrenzt wird, so zwar, daß am oberen Rande eine endliche Breite vorhanden bleibt, der Querschnitt soll also ungefähr die in Fig. 1 gezeichnete Gestalt haben. Dies ist eine Form, wie sie (wenigstens genähert) bei gemauerten Behältern zur Anwendung kommen kann.

Dieser Fall erledigt sich ganz ähnlich wie der vorhergehende. Die Veränderlichkeit des Querschnittes ist ausgedrückt durch:

$$\begin{aligned} d &= d_o + \frac{d_u - d_o}{h^2} x^2 = d_o + (d_u - d_o) \xi^2 \\ &= d_o \left(1 + \frac{d_u - d_o}{d_o} \xi^2 \right) = d_o (1 + \alpha \xi^2) \end{aligned} \quad (54)$$

wobei wie früher gesetzt ist:

$$\alpha = \frac{d_u - d_o}{d_o} = \frac{d_u}{d_o} - 1 \dots \dots (42)$$

Mit denselben abkürzenden Bezeichnungen (43) schreibt sich dann das Variationsproblem; für diesen Fall in der Form:

$$\begin{aligned} A &= \int_0^1 \left[\frac{1}{2} (1 + \alpha \xi^2)^3 \left(\frac{d^2 w}{d \xi^2} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} z_1 (1 + \alpha \xi^2) w^2 - \lambda_1 \cdot \xi w \right] d \xi = \text{Min.} \dots (55) \end{aligned}$$

Da für diesen Fall die Rechnung ganz analog zu der für den trapezförmigen Querschnitt verläuft, so begnügen wir uns damit, sogleich die numerischen Resultate für die 3. Annäherung und eine mit diesen Werten berechnete Tabelle anzugeben.

Wir verwenden wieder denselben Ansatz (47). Setzen wir dann zur Abkürzung:

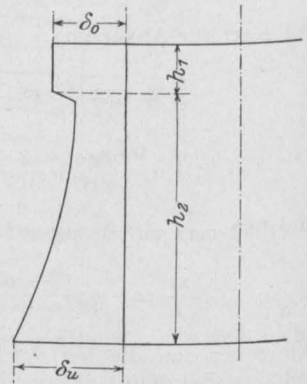


Fig. 3.

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{11} &= \frac{8}{5} + \frac{24}{7} \alpha + \frac{8}{3} \alpha^2 + \frac{8}{11} \alpha^3 \\ \alpha_{12} &= \frac{8}{5} + \frac{54}{7} \alpha + 8 \alpha^2 + \frac{28}{11} \alpha^3 \\ \alpha_{22} &= \frac{264}{35} + \frac{96}{7} \alpha + \frac{120}{11} \alpha^2 + \frac{456}{143} \alpha^3 \\ \alpha_{13} &= \frac{8}{105} + \frac{4}{7} \alpha + \frac{8}{11} \alpha^2 + \frac{112}{429} \alpha^3 \\ \alpha_{23} &= \frac{43}{35} + \frac{22}{7} \alpha + \frac{30}{11} \alpha^2 + \frac{824}{1001} \alpha^3 \\ \alpha_{33} &= \frac{4}{35} + \frac{58}{231} \alpha + \frac{43}{143} \alpha^2 + \frac{62}{1001} \alpha^3 \\ \beta_{11} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{52}{405} + \frac{19}{2310} \alpha \right) \\ \beta_{12} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{76}{945} + \frac{179}{13860} \alpha \right) \\ \beta_{22} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{92}{3465} + \frac{29}{4290} \alpha \right) \\ \beta_{13} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{47}{20790} + 0 \cdot (3) 653 \alpha \right) \\ \beta_{23} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{67}{27720} + 0 \cdot (3) 863 \alpha \right) \\ \beta_{33} &= (1 + \alpha)^2 \left(\frac{1}{12870} + 0 \cdot (4) 333 \alpha \right) \end{aligned} \right\} \dots (56)$$

so folgt für A ein Ausdruck, der mit (49) identisch ist; die Koeffizienten $\frac{a_1}{\lambda}$, $\frac{a_2}{\lambda}$ und $\frac{a_3}{\lambda}$ sind dann durch 2 Gleichungen gegeben, die mit (51) übereinstimmen, so daß sich die nochmalige Aufschreibung erübrigt.

Die Biegemomente sind analog wie früher gegeben durch:

$$M_x = C h^3, \quad C = \left(\frac{1 + \alpha \xi^2}{1 + \alpha} \right)^3 \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \cdot 10^3. \quad (57)$$

Zum Vergleich mit den früheren Werten führen wir noch die für $z = 10$ und $z = 100$ sich ergebenden Verschiebungen und die entsprechenden Biegemomente an. Für $\alpha = 1$, d. h. $\delta_u = 2 \delta_0$ z. B. folgen zunächst:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{11} &= 8 \cdot 42, & \alpha_{13} &= 1 \cdot 63; \\ \alpha_{12} &= 19 \cdot 86, & \alpha_{23} &= 7 \cdot 92; \\ \alpha_{22} &= 35 \cdot 35, & \alpha_{33} &= 0 \cdot 64; \\ \beta_{11} &= 0 \cdot 5464, & \beta_{13} &= 0 \cdot 0116 \\ \beta_{12} &= 0 \cdot 3733, & \beta_{23} &= 0 \cdot 0131 \\ \beta_{22} &= 0 \cdot 1332, & \beta_{33} &= 0 \cdot 0004 \end{aligned} \right\} \dots (58)$$

und damit werden die Koeffizienten nach (51)

$$\begin{aligned} z = 10, \\ \frac{a_1}{\lambda} &= 0 \cdot 0384, & \frac{a_2}{\lambda} &= 0 \cdot 0033, & \frac{a_3}{\lambda} &= -0 \cdot 0256 \\ z = 100, \\ \frac{a_1}{\lambda} &= 0 \cdot 00393, & \frac{a_2}{\lambda} &= 0 \cdot 00832, & \frac{a_3}{\lambda} &= -0 \cdot 02952. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten erhalten wir die folgende Tabelle:

Tabelle IV.

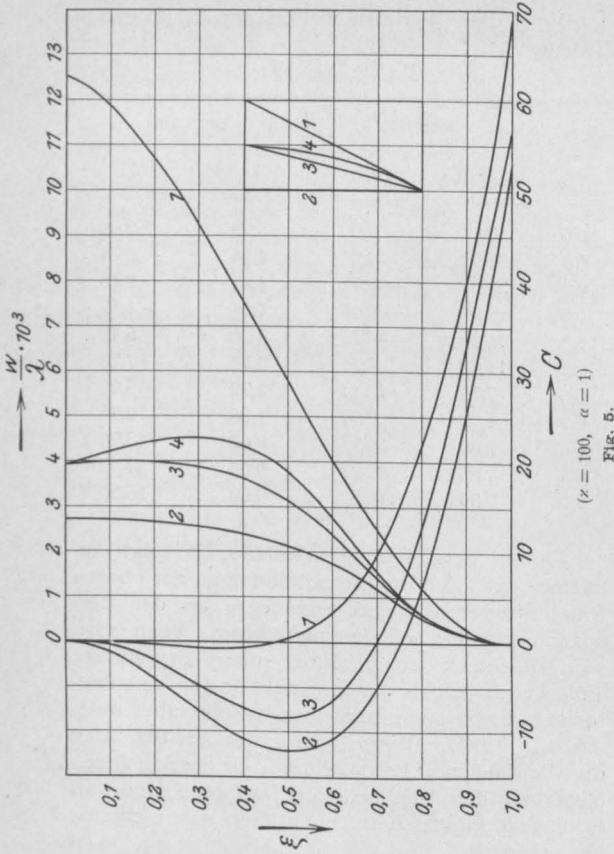
ξ	$z = 10$		$z = 100$	
	$w/\lambda \cdot 10^3$	C	$w/\lambda \cdot 10^3$	C
0,0	30,84	0,00	3,93	0,00
0,1	27,03	-0,29	4,24	-0,74
0,2	23,25	-0,72	4,47	-2,46
0,3	19,40	-0,64	4,54	-4,57
0,4	15,59	0,75	4,30	-6,48
0,5	11,64	4,71	3,79	-7,28
0,6	7,79	13,11	2,72	-5,00
0,7	4,78	27,77	1,96	0,96
0,8	2,06	50,75	0,62	13,88
0,9	0,55	81,27	0,03	34,09
1,0	0,00	118,52	0,00	56,50

Durch Vergleich mit Tabelle III folgt zunächst, daß sich die Verschiebungen am oberen Rande und die Biegemomente an der Einspannungsstelle sehr wenig ändern, wenn man vom Rechteck zur Parabel übergeht; stärker ändert sich jedoch der Charakter der Verschiebungen insbesondere im oberen Teile, aber auch nur für größere Werte von z ; für $z = 100$ zeigt der Parabelquerschnitt schon sehr bestimmt das Verhalten des Hochbehälters, während dies an dem Trapezquerschnitt noch fast gar nicht zu bemerken ist.

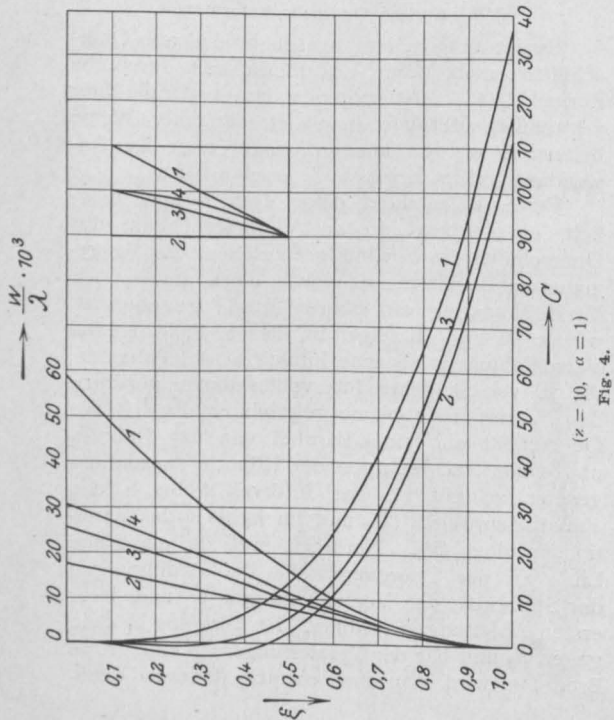
VII. Andere Querschnittsformen.

Es ist unmittelbar zu sehen, daß alle Querschnittsformen, deren Veränderlichkeit durch die Formel $\delta_0 (1 + \alpha \xi^n)$ gegeben ist durch die hier verwendete Methode in gleich einfacher Weise behandelt werden können, womit aber ihr Anwendungsgebiet keineswegs erschöpft ist.

Ferner ist es durch diese Methode auch möglich, eine absatzweise Veränderlichkeit des Querschnittes in Rechnung zu ziehen, die bei gemauerten Behältern oft durch einen angesetzten Versteifungsring am oberen Rande gegeben ist, wie z. B. Fig. 3 zeigt. In diesem Falle ist die Verschiebung w als eine Funktion zu bestimmen, die in verschiedenen Intervallen durch verschiedene Variationsprobleme gegeben ist; ist z. B. der Querschnitt aus einer Parabel von der Höhe h_2 und einem Rechteck von der Höhe h_1 zusammengesetzt, so gilt für das Intervall 0 bis h_1 das Variationsproblem (28) und für h_1 bis h_2 das Variationsproblem (55). Natürlich muß die elastische Linie an der Übergangsstelle die Bedingungen der Stetigkeit der Verschiebungen w und ihrer ersten Ableitungen erfüllen. Ist übrigens h_1 klein gegen h_2 und hat der Versteifungsring eine große Breite, so wird man ihm einfach dadurch Rech-



($\alpha = 100, \alpha = 1$)
Fig. 5.



($\alpha = 10, \alpha = 1$)
Fig. 4.

nung tragen, daß man den Behälter dann auch am oberen Rande als eingespannt oder als aufliegend betrachtet; diese Auffassung bedingt natürlich eine andere Wahl der Annäherungsfunktionen w_n , die im besonderen Falle unmittelbar gegeben ist.

VIII. Resultate.

Die Methode von Ritz gestattet die Lösung des Behälterproblems für verschiedene veränderliche Querschnitte durch folgende Ausdrücke darzustellen:

1. Dreiecksquerschnitt, die Verschiebungen w sind durch (23), die Biegemomente durch (26) mit (23') gegeben. Die Koeffizienten sind in ihrer Abhängigkeit von α durch (25) dargestellt.

Für alle Querschnitte, die am oberen Ende eine endliche Breite d_0 besitzen, gilt der Ansatz (37); und zwar:

2. Rechtecksquerschnitt. Die Koeffizienten sind durch (39), die Biegemomente durch (40) gegeben.

3. Trapezquerschnitt. Ist $\alpha = \frac{d_u - d_0}{d_0}$, so folgen die Koeffizienten des Ansatzes (37) aus den Gleichungen (50), bei welchen die Bezeichnungen (48) Geltung haben, die Biegemomente aus (51).

Betrachtet man die Schar der Querschnitte, für die d_0 von d_u bis Null abnimmt, so nimmt dabei die Verschiebung und das Moment an der Einspannungsstelle bis etwa zur Mitte dieser Veränderungen ($d_0 = \frac{d_u}{2}$) nur sehr langsam und unbedeutend zu, und erst von da an erfolgt eine raschere Zunahme auf den für $d_0 = 0$ geltenden Wert.

4. Parabelquerschnitt. Es gelten die Gleichungen (40) aber mit den Bezeichnungen (56). Die Biegemomente sind durch (57) dargestellt.

In den Figuren 4 und 5 sind für diese Querschnitte die erhaltenen Verschiebungen und Biegemomente (d. h. die Größen C) für $\alpha = 10$ und $\alpha = 100$ übersichtlich zusammengestellt.

In Fig. 6 sind für $\alpha = 10$ und $\alpha = 100$ für die Schar der Querschnitte vom Rechteck bis zum Dreieck die Biegemomente (d. h. die Größen C) an der Einspannungsstelle und die Verschiebungen w am oberen Rande in ihrer Abhängigkeit von d_0 dargestellt.

Der Vergleich mit bekannten (genauen) Werten zeigt, obwohl aus der unendlichen Reihe der Annäherungsfunktionen nur die 3 ersten verwendet wurden, daß die hier gewonnenen Werte für w von den genauen in der Regel weit weniger als 1% abweichen; die Biegemomente zeigen bei Verwendung derselben geringen Zahl von Annäherungen Fehler bis zu höchstens 2%.

Durch die hier gegebenen Entwicklungen ist erst eine Seite des Problems, nämlich die syste-

matische Untersuchung der elastischen Verhältnisse eines Behälters von gegebenen Dimensionen einer einfachen Lösung näher geführt; wir hoffen, daß damit auch das Problem der Dimensionierung einen Fortschritt erfahren hat.

IX. Ein Beispiel.

Man ermittle die Spannungsverteilung in einem gemauerten zylindrischen Becken (zu einem Gasbehälter) mit trapezförmigem Querschnitt und folgenden Abmessungen:

- Mittlerer Zylinder-
radius. $a = 40$ m,
- Höhe der Wand. . . $h = 10$ m,
- Wandstärke. . . . $\delta_u = 1,60$ m, $\delta_o = 0,80$ m,
- Querkontraktions-
verhältnis. . . . $m = 1/4$,
- Elastizitätsmodul. $E = 3 \cdot 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3 \cdot 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$.

Nun ist zunächst nach (42):

$$\alpha = \frac{\delta_u - \delta_o}{\delta_o} = 1.$$

Ferner ergibt sich mit diesen Daten nach (13'), [oder (43)]

$$\left\{ \begin{aligned} \kappa &= \frac{12 \cdot 10^4 \cdot 15/16}{40^2 \cdot 1 \cdot 6^2} = 27,2, \\ \lambda &= \frac{12 \cdot 10^5 \cdot 15/16 \cdot 10^3}{3 \cdot 10^7 \cdot 4 \cdot 09} = 9,15 \end{aligned} \right.$$

(κ und λ sind dimensionslose Zahlen).

Aus Fig. 2 ergeben sich für $\kappa = 2,72$ und $\alpha = 1$ die Koeffizienten:

$$10^3 \cdot \frac{a_1}{\lambda} = 16,5, \quad 10^3 \cdot \frac{a_2}{\lambda} = 4,7, \quad 10^3 \cdot \frac{a_3}{\lambda} = -14,1$$

und $C = 83$.

Dadurch sind die Verschiebungen und Biegemomente nach den Formeln (47), (51) und (52) bestimmt.

*Die Verschiebung am oberen Rande ergibt sich damit zu:

$$a_1 = \frac{16,5 \cdot 9,15}{10^3} = 0,152 \text{ m}$$

Berichtigung:

In den Gleichungen 4 (S. 171), 26 und 27 (S. 174) ist statt (—) das positive Vorzeichen zu setzen.

und das Biegemoment an der Einspannungsstelle [mt = Metertonnen]:

$$M_x = 83 \cdot 10^3 = 83 \text{ mt pro m Umfang.}$$

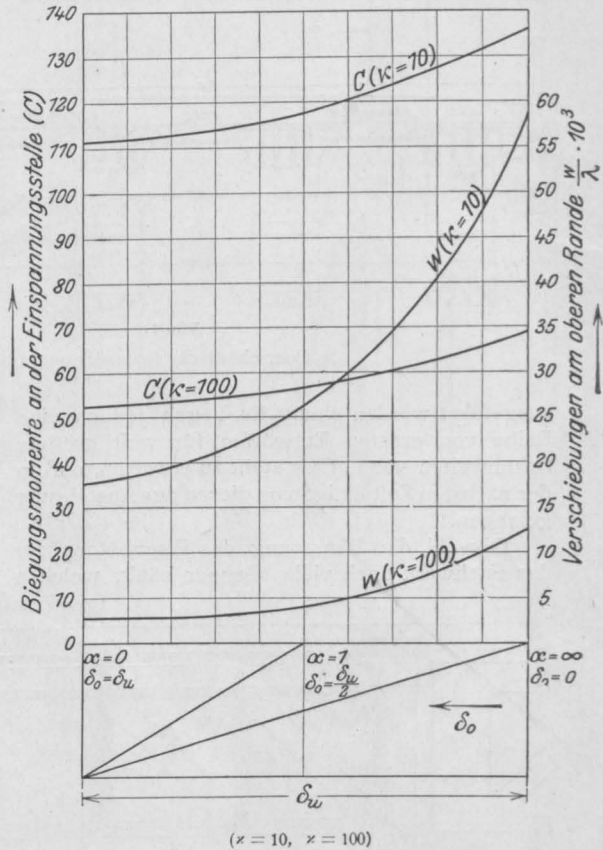


Fig. 6.

Ferner ist die Ringspannung am oberen Rande:

$$S_{\varphi} = E \cdot \frac{w}{a} \cdot \delta_o = 91 \text{ 200 kg pro m Wandhöhe und}$$

die ganze Wandstärke.

FACHWERKBRÜCKE AUS EISENBETON ÜBER DIE AGER BEI SCHWANENSTADT IN OBER-ÖSTERREICH.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Wien).

Die für das Land Ober-Österreich im Jahre 1911 ausgeführte Straßenbrücke über die Ager hat eine Länge von rund 100 m, eine Lichtbreite von 5 m und besteht aus einer Hauptöffnung von 31,2 m Lichtweite und 5 Nebenöffnungen von je 12,2 m Lichtweite. Mit Rücksicht auf die Kosten und die

vielfache Bewährung, welche Gitterbrücken bei mannigfachen Ausführungen nach dem System Vintini in Ober-Österreich erwiesen haben, wählte das Landesbauamt auch für diese Brücke das Fachwerkssystem. Für die Hauptöffnung gelangten Parabelfachwerke mit fallenden Diagonalen, für

Knoten entstehenden Zusatzspannungen durch eine kleine Herabsetzung jener Spannungen berücksichtigt sind. Die Bewehrung der Fachwerkstäbe, die konstruktive Ausbildung der Haupt- und Fahrbahnquerträger sowie der Querschnitt der Brücke sind aus der Fig. 4 ersichtlich. Die Windsteifigkeit der Brücke ist durch den starren Anschluß der Querträger an die Untergurte und Vertikalen sowie durch drei am Obergurt angeschlossene, etwas gekrümmte Querbalken sichergestellt. Den Querschnitt der ganzen Brücke einschließlich der Widerlager stellt die Fig. 5 dar. Die Betonierung der Brücke erforderte zwei Tage, und zwar einen Tag für die aus einer Rippenbalkenkonstruktion bestehende Fahrbahnplatte und einen Tag für die darüberliegenden Fachwerkstäbe der Hauptträger. Der Beton verblieb 6 Wochen in der Schalung. Die Belastungsprobe erfolgte mit einer Straßenwalze von 16 t Gewicht und mit acht bespannten Lastwagen, zusammen mit 51 t. Die beobachtete Durchbiegung (0,7 mm) blieb ganz wesentlich hinter jenem Wert zurück, welcher auf Grund der durch die Vorschriften festgesetzten Berechnung erhalten wird. Nach der Entfernung der Belastung verblieb eine Einsenkung von 0,2 mm.

Die Gesamtübersicht der Brücke nach dem Wettbewerbs-Entwurf des Bureaus Visintini, welcher bezüglich der Hauptöffnung vom Schreiber dieses begutachtet und umgearbeitet wurde, zeigt die Fig. 6.

Die Projektierung und Ausführung der Mittel-

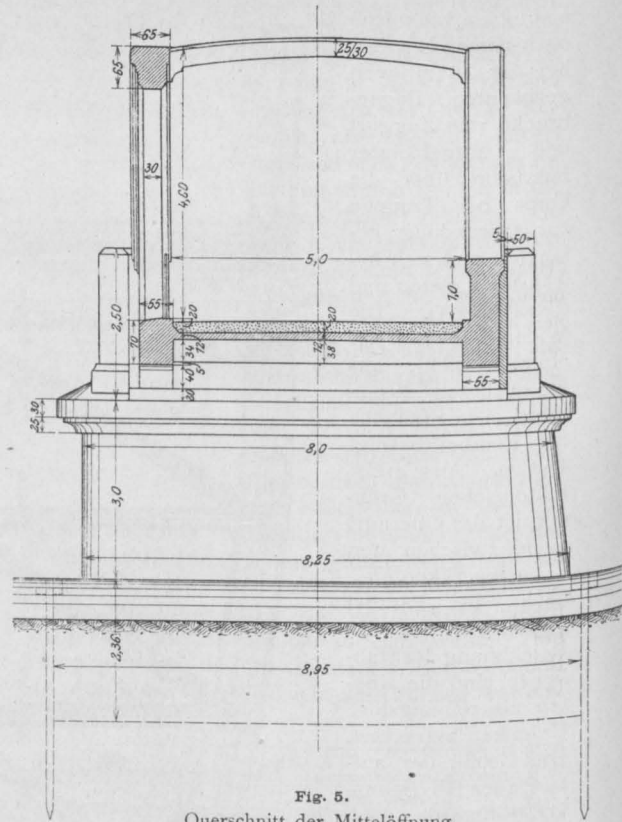


Fig. 5.
Querschnitt der Mittelöffnung.

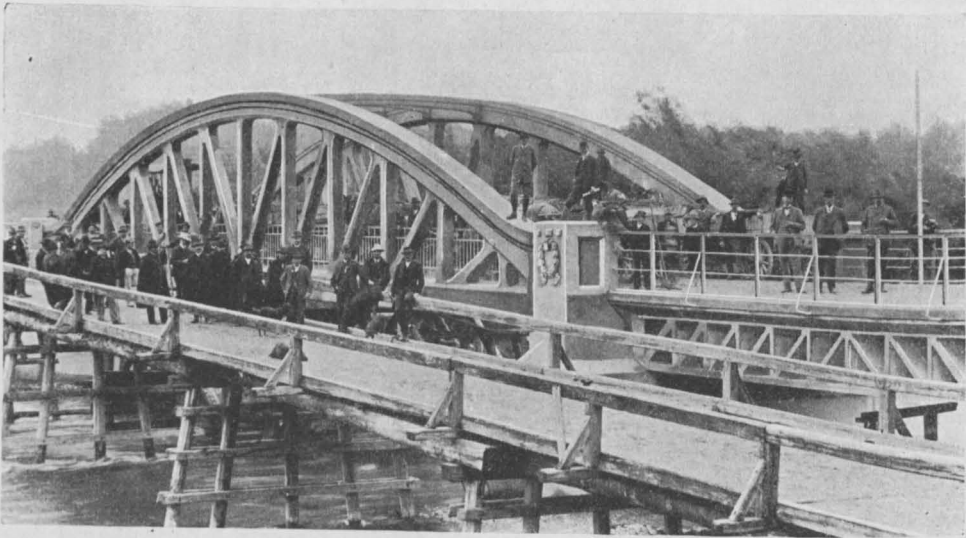


Fig. 7.
Ansicht der Agerbrücke.

öffnung einschließlich der Herstellung der Fundierung aller Pfeiler und Widerlager oblag der Firma G. A. Wayß & Cie. in Wien, Zweignieder-

lassung Linz a. D., jene der Tragkonstruktion aller Seitenöffnungen der Firma Hingerl & Sohn in Dietach bei Steyr.

NEUERE AUSFÜHRUNGEN VON BALKENBRÜCKEN AUS EISENBETON.

Von Regierungsbaumeister Gehler,

Direktor der Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Dresden.

(Schluß von S. 186.)

2. Die Mandaubrücke in Warnsdorf (Böhmen) stellt einen bisher wohl seltenen Rahmenträger mit versenkter Bahn und durchbrochenen Trägerwänden dar (Fig. 8), ausgeführt von der Österreichischen Tiefbau- und Eisenbeton-Gesellschaft in Reichenberg, einer Schwestergesellschaft der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Im Anschluß an die Regulierungsarbeiten der Mandaubrücke mußte die alte Brücke umgebaut werden. Die Ausschreibung erfolgte sowohl für eine Ausführung in Eisen als auch in Eisenbeton und führte zu dem Ergebnis, daß bei der vorgeschriebenen Bauhöhe und lichten Weite von 14,0 m die Ausführungskosten für beide Baustoffe nahezu gleich hoch waren, so daß mit Rücksicht auf den Wegfall der Unterhaltungskosten Eisenbeton gewählt wurde. Da die Brückenbreite nur 4,5 m beträgt, die Bauhöhe aber sehr beschränkt ist, wurde als geeignetste Grundform ein Tragwerk mit versenkter Bahn gewählt. Damit die seitlichen Hauptträger den freien Ausblick nicht beeinträchtigen, mußte ihre Höhe so angenommen werden, daß die durch sie gebildete Brüstung die Fahrbahn nicht mehr als 1,30 m überragt. Der hier angeordnete Rahmenträger, dessen wagrechter Schub von dem Felsboden unbedenklich aufgenommen wird, bietet den Vorteil, die Trägerhöhe vermindern zu können. Die Durchbrechungen der 2,20 m hohen Trägerwände dient zur Verringerung des Eigengewichts und zur architektonischen Belebung der Brückenansicht. Als Nutzlast ist ein Wagen mit 20 t Gesamtgewicht bei 4,5 m Achs- und 1,5 m Radstand, sowie Menschengedränge von 400 kg/qm vorgeschrieben. Die Fahrbahnplatte hat 0,20 m Stärke in den Mittelfeldern und 0,21 m in den beiden Endfeldern und spannt sich zwischen die Querträger von 1,70 m Abstand (Fig. 9 u. 11), die bei 4,85 m Stützweite 0,5 m Höhe erhielten. Die Höhenlage der Querträger wurde unter Berücksichtigung des gewünschten freien Überblickes so gewählt,

daß sich eine 0,25 m hohe Eckversteifung zum Anschluß an die Hauptträger ergab, an die auch die Platte zur Erhöhung der Steifigkeit mittels einer durchlaufenden unteren Voute von 0,20 m Höhe angeschlossen ist. Durch die Erhöhung der Platte um 0,14 m an den beiden Tragwänden wurde der seitliche Abschluß der Versteifung erzielt, womit

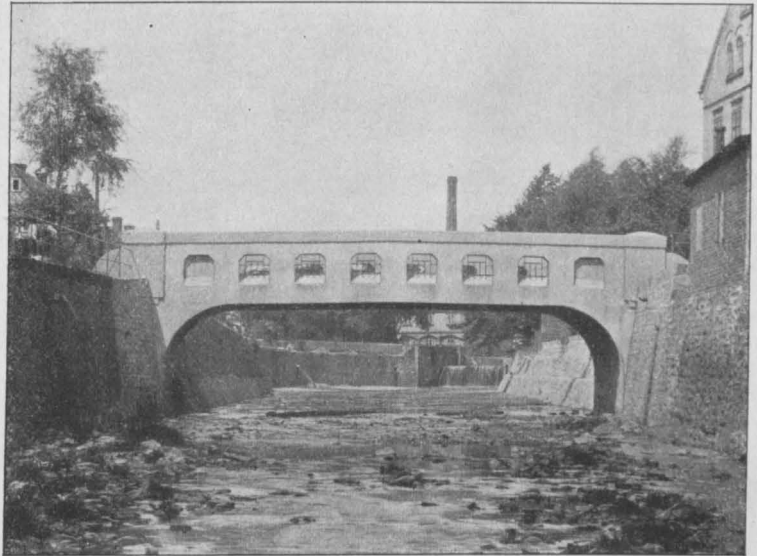


Fig. 8.

Straßenbrücke in Warnsdorf (Böhmen).

gleichzeitig ein Gerinne zur Entwässerung verbunden wurde.

Die als Rahmen ausgebildeten Hauptträger (Fig. 10) stehen auf einer 1,0 m starken Grundplatte aus Stampfbeton. Zwischen die beiden Hauptträger spannt sich eine senkrechte Eisenbetonplatte, die den Abschluß gegen das Erdreich bildet und eine wagrechte Platte zur Verbindung der Pfostenfüße.

Bei der Berechnung des dreiseitigen Rahmens mit 15,4 m Stützweite wurde aus Sicherheitsgründen bei der Bestimmung des größten positiven Biegemomentes in dem wagrechten Balken der Erddruck auf die beiden Pfosten vernachlässigt, bei der Ermittlung des negativen Eckmomentes dagegen als vollwirksam angenommen. Nach den österreichischen Regierungsvorschriften vom Jahre 1902 über die Herstellung von Tragwerken aus

lager gespannte Platte ist nach Fig. 13 an die Vorderseite gelegt. Diese Anordnung hat zwar gegenüber der Ausbildung einer glatten Rückwand den Nachteil einer etwas schwierigeren Dich-

fallen konnten und bei rd. 6,0 m Öffnungsbreite nur 0,30 m Bauhöhe für das Lehrgerüst erforderlich war.

Da das die Rundeisen liefernde Walzwerk in nicht zu großer Entfernung von der Baustelle

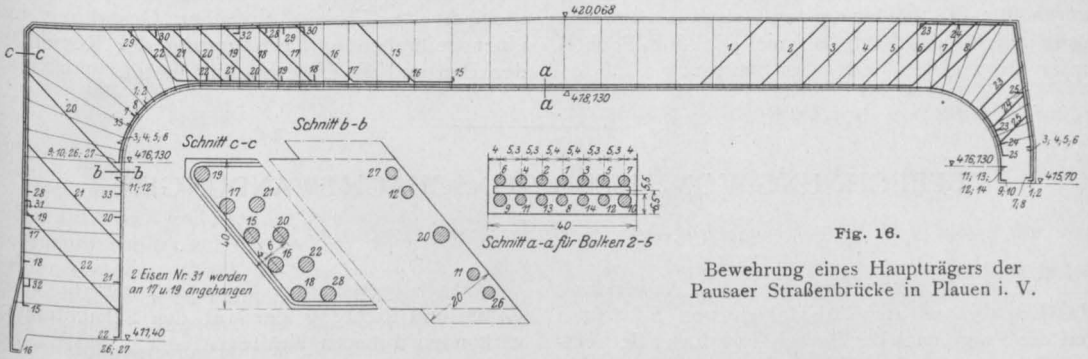


Fig. 16.

Bewehrung eines Hauptträgers der Pausaer Straßenbrücke in Plauen i. V.

tung der Rückfläche, bietet aber den wesentlichen statischen Vorteil, daß die Platte als Druckgurt ausgenützt werden kann. Am rechten Widerlager dagegen wurde die Platte an der Rückseite angeordnet, um den Anschluß der

lag, konnten die Eiseneinlagen bei 40 mm und 35 mm Durchmesser in ganzen Längen bis zu 30 m angeliefert werden, so daß die Eisen nicht gestoßen zu werden brauchten. Die Anordnung der Eiseneinlagen ist aus der in Fig. 16 einge-

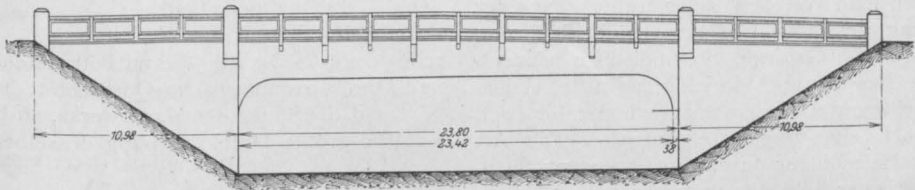


Fig. 17.

Ansicht der verbreiterten Pausaer Straßenbrücke in Plauen i. V.

Oberflächendichtung an das bestehende Widerlager und den seitlichen Abschluß gegen das Erdreich möglichst einfach zu gestalten.

Die Balkenbreite beträgt 0,40 m, bei einem Balkenabstand von 2,15 m, die Höhe schwankt zwischen 1,74 m und 2,19 m. Da die Bahnlinie unter der Brücke im Gefäll 1:100 liegt, wurden unter möglicher Ausnutzung des über dem vorgeschriebenen Lichtraumprofil sehr beschränkten verfügbaren Raumes die Balken so tief wie möglich herabgeführt, wodurch sich bei 20 m Brückenbreite für die äußersten Balken ein Gewinn an nutzbarer Höhe von 0,20 m ergab, der jedoch für sämtliche Balken verschieden groß ist. Die sich hierdurch ergebende verschiedene Höhenlage der Balkenschalung mußte auch bei dem sorgfältig durchgearbeiteten Lehrgerüst berücksichtigt werden (Fig. 14). Wie aus dem Querschnitt (Fig. 14 u. 15) hervorgeht, ist bei der äußerst beschränkten Bauhöhe über den 10 cm hohen Spannriegeln der Sprengwerke ein 20 cm hoher durchlaufender Balken angeordnet, so daß die Schalbretter weg-

geschrieben Bezifferung ersichtlich. Die Stärke der Rundeisenbügel beträgt 10 mm.

Wie aus der Ansicht (Fig. 17) sowie aus

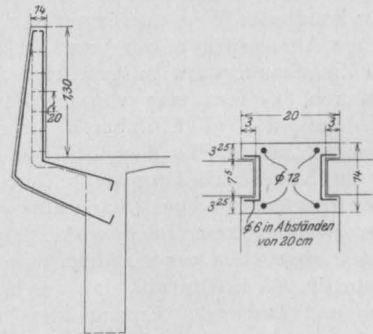


Fig. 18.

Brüstung der Pausaer Straßenbrücke in Plauen i. V.

Fig. 18 hervorgeht, besteht die Brüstung aus Pfosten und zwischen dieselben eingeschobenen Platten, wobei die Verbindung mittels Feder und

Nut hergestellt ist. Durch Anwendung dieser Trennungsfugen wird verhindert, daß bei Wärmeänderungen Dehnungsrisse in der Brüstung auftreten.

Mit der Entwurfsbearbeitung und Bauleitung waren für die beiden ersten Beispiele Dipl.-Ing. Baer und für das letzte Beispiel Dipl.-Ing. Bechtel unter Leitung des Verfassers betraut.

BERECHNUNG VON EISENBETONSCHACHTWANDUNGEN.

Von Dipl.-Ing. F. Baumstark (Dortmund).

Die immer weiter fortschreitende Anwendung des Eisenbetons zum Auskleiden von Schächten hat die Frage nach der Berechnung dieser Schachtwandungen zu einer Tagesfrage gemacht. Rein theoretisch führt diese Frage auf die Untersuchung eines Zylinders von kreisförmigem oder auch elliptischem Querschnitt; die Lösung beider Aufgaben kann als hinlänglich bekannt vorausgesetzt werden. Die Schwierigkeiten stellen sich erst ein, wenn man an die Bestimmung der auf diesen Zylinder wirkenden äußeren Kräfte herantritt. Auch wenn man von den mehr außerhalb jeder Berechnung liegenden Einflüssen z. B. örtlichen Schiebungen im Gebirge, Steinfall usw. absieht, bleibt die Bestimmung derjenigen Kräfte, denen der Schachtmantel dauernd zu widerstehen hat, immer noch eine ungelöste Aufgabe. Die Art dieser Kräfte und der durch sie erzeugten Spannungen ist zwar bekannt; es treten in der Hauptsache Druck- und Zugspannungen in den Ringen, Scherspannungen in den Erzeugenden des Zylinders auf. Aber die Größe der äußeren Kräfte bleibt ebenso wie ihre Richtung vollständig unbekannt. Da naturgemäß auch der Weg des Versuchs zu ihrer Bestimmung ausgeschlossen ist, so bleibt als einzig gangbarer Weg zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen der Vergleich mit den bisher in Ziegelmauerwerk ausgeführten Schachtauskleidungen, insofern man von der Forderung ausgeht, daß der in Eisenbeton hergestellte Schachtmantel mindestens dieselbe Tragfähigkeit wie der in Mauerwerk hergestellte haben soll. Bei dieser Vergleichsrechnung kann aber von den längs der Zylindererzeugenden wirkenden Scherspannungen abgesehen werden, denn es erscheint von vornherein als fast gewiß, daß der längs des Umfangs und längs der Erzeugenden armierte Eisenbetonmantel auch bei geringerer Stärke sicherlich denselben Widerstand gegen Scherspannungen bieten wird, wie der Mauerwerkmantel. Es hat sich daher der Vergleich zwischen beiden Mänteln lediglich auf die in den Ringen auftretenden Druck- und Zugspannungen zu erstrecken.

Die hier betrachteten Beispiele lassen erkennen, daß es selbst bei eigenartigen und schwierigen Verhältnissen möglich ist, eine befriedigende Ausführungsform in Eisenbeton zu finden, die gegenüber der Ausführung in Eisen hauptsächlich den Vorzug einfacher Gestaltung und einer weitgehenden Verringerung der Kosten für den Bau und die Unterhaltung bietet.

Ohne irgend eine Voraussetzung über die Größe und Richtung der auf den Schachtmantel wirkenden äußeren Kräfte machen zu müssen, läßt sich sagen, daß den äußeren Kräften für jeden Ringquerschnitt eine im Abstand e vom Schwerpunkt angreifende und unter dem α geneigte Kraft R^*) das Gleichgewicht halten muß, deren zum Querschnitt senkrechte Seitenkraft $N = R \cdot \cos \alpha$ es ist, die die zu betrachtenden Zug- und Druckspannungen im Querschnitt hervorruft.

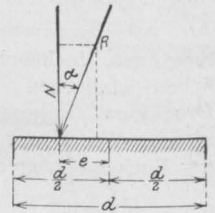


Fig. 1.

Ist d die Stärke des Mauerwerks, so berechnet sich die größte Druckspannung desselben zu

$$k = \frac{N}{d} \left(1 + \frac{6e}{d} \right), \dots \dots \dots (1)$$

solange N nicht aus dem Kern des Querschnitts heraustritt.

Ersetzt man jetzt den gemauerten Mantel durch einen solchen aus Eisenbeton, so bleiben zwar die äußeren Kräfte ungeändert. Dagegen wird sich N und e infolge der Änderung des Radius des Schachtringes ändern.

Bezeichnet man den Radius der inneren Schachtleitung mit r , so ist bei der gemauerten Schachtwand der mittlere Radius

$$r_1 = r + \frac{d}{2}$$

und bei dem Eisenbetonschacht

$$r_1' = r + \frac{\delta}{2},$$

wenn δ die Wandstärke des Eisenbetonmantels ist.

Man wird nun der Wirklichkeit ziemlich nahe kommen, wenn man die im Eisenbetonquerschnitt

*) Es ist in Fig. 1 stillschweigend vorausgesetzt, daß R in einer zur Erzeugenden senkrechten Ebene liegt, weil dann N seinen Höchstwert erreicht. Die Gültigkeit der nachfolgenden Berechnungen ist aber, wie leicht ersichtlich nicht an diese Voraussetzung gebunden.

wirkende Achsialkraft N' mit N durch die Beziehung verbindet

$$N' = N \cdot \frac{r + \frac{d}{2}}{r + \frac{d}{2}} = N \cdot \frac{2r + d}{2r + d}$$

und entsprechend auch

$$e' = e \cdot \frac{2r + d}{2r + d}$$

setzt.

Bekanntlich führt die Spannungsermittlung eines auf Druck und Biegung beanspruchten Eisenbetonquerschnitts auf die Lösung einer Gleichung dritten Grades, sobald die Kraft aus dem Kern heraustritt. Um zu einfachen Beziehungen zu gelangen, sollen zunächst die Randspannungen des Eisenbetonquerschnitts wie für einen homogenen Querschnitt ohne Eiseneinlagen berechnet werden. Zwischen diesen „ideellen“ Spannungen und den mittels der kubischen Gleichung ermittelten ist dann noch eine Beziehung aufzustellen, die die Abhängigkeit der ideellen Spannungen von der Zug- und Druckarmierung zum Ausdruck bringt. Unter diesen Voraussetzungen berechnet sich dann die größte ideelle Druckspannung σ_i im Eisenbetonmantel zu

$$\sigma_i = \frac{N \cdot \frac{2r + d}{d} \left(1 + \frac{6e \cdot \frac{2r + d}{d}}{d} \right)}{d} \quad \dots (2)$$

Dividiert man Gl. (2) durch Gl. (1), so erhält man mit

$$\frac{\sigma_i}{k} = \eta, \quad \eta \cdot \frac{d^2}{d^2} (d + 6e) - \frac{2r + d}{2r + d} \left(d + 6e \cdot \frac{2r + d}{2r + d} \right) = 0 \quad \dots (3)$$

Durch partielle Differentiation nach e erhält man hieraus denjenigen Wert von e , für welchen d ein Maximum wird. Es ist

$$\frac{\partial f}{\partial e} = 0 = \frac{6\eta d^2}{d^2} - 6 \left(\frac{2r + d}{2r + d} \right)^2 \quad \dots (4)$$

Diese Bedingung ist aber nur erfüllt, wenn e unendlich groß ist. Da aber Gl. (1) u. (3) nur solange Gültigkeit besitzen, als $e \leq \frac{d}{6}$, ferner aber mit zunehmendem e auch d stetig zunimmt, so erhält man d_{\max} für

$$e = \frac{d}{6}.$$

Mit diesem Wert geht Gl. (3) über in

$$\frac{2\eta d^2}{d} - \frac{2r + d}{2r + d} \left(d + d \cdot \frac{2r + d}{2r + d} \right) = 0,$$

woraus

$$d = \frac{d}{2} \cdot \frac{1 + \sqrt{1 + 8\eta} + \frac{2d}{2r + d}}{\eta \left(2 + \frac{d}{r} \right) - \frac{d}{r} + \frac{d}{2r + d}} \quad \dots (5)$$

Die Ausdrücke $\frac{d}{2r + d}$ und $\frac{d}{r}$ sind sehr kleine Werte und können daher vernachlässigt werden. Gl. (5) geht dann über in die einfachere Form

$$d = \frac{d}{4\eta} (1 + \sqrt{1 + 8\eta}) \quad \dots (6)$$

Da diese Gleichung aber nur unter der Voraussetzung gilt, daß $e \leq \frac{d}{6}$, so ist noch zu untersuchen, ob nicht ein größerer Wert von d möglich ist, wenn N außerhalb des Kerns angreift, und daher eine klaffende Fuge im Mauerwerk entsteht. Für diesen Fall bestehen unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen folgende Beziehungen:

$$k = \frac{2N}{3 \left(\frac{d}{2} - e \right)} \quad \dots (7)$$

$$\sigma_i = \frac{N \frac{2r + d}{2r + d} \left(1 + 6e \frac{2r + d}{2r + d} \right)}{d},$$

woraus durch Division

$$\frac{2\eta d^2}{3 \left(\frac{d}{2} - e \right)} = \frac{2r + d}{2r + d} \left(d + 6e \frac{2r + d}{2r + d} \right) \quad \dots (8)$$

folgt. Zunächst ist wieder e so zu bestimmen, daß d ein Maximum wird. Aus $\frac{\partial f}{\partial e} = 0$ erhält man

$$e = \frac{d}{4} - \frac{d}{12} \cdot \frac{2r + d}{2r + d} \quad \dots (9)$$

Mit diesem Wert geht Gl. (8) über in

$$\frac{2\eta d^2}{3 \left(\frac{d}{4} + \frac{d}{12} \cdot \frac{2r + d}{2r + d} \right)} = \frac{2r + d}{2(2r + d)} \left(d + 3d \cdot \frac{2r + d}{2r + d} \right).$$

Hieraus berechnet sich die Wandstärke des Eisenbetonmantels zu

$$d = \frac{3d}{2 \left(2 + \frac{d}{r} \right) \sqrt{\eta} - \left(1 + \frac{2d}{r} \right)} \quad \dots (10)$$

oder, wenn man $\frac{d}{r}$ bzw. $\frac{2d}{r}$ vernachlässigt, zu

$$d = \frac{3d}{4 \sqrt{\eta} - 1} \quad \dots (11)$$

Die aus Formel (11) sich ergebenden Wandstärken sind größer als die mittels Formel (6) berechneten, solange

$$\frac{3d}{4\sqrt{q}-1} > \frac{d}{4q}(1 + \sqrt{1+8q}).$$

Diese Ungleichung liefert die Bedingung

$$q > 1.$$

Da diese für alle praktischen Fälle erfüllt ist, ist Gl. (11) für die Berechnung der Wandstärke maßgebend. Setzt man in dieser Gleichung den Ausdrück

$$\frac{3}{4\sqrt{q}-1} = z,$$

so nimmt sie die einfache Form an

$$d = z \cdot d \dots \dots \dots (12)$$

worin z einen Faktor bedeutet, der nur vom Verhältnis der Festigkeiten der beiden zu vergleichenden Materialien abhängt.

Die von Dr.-Ing. Henri Marcus auf empirischem Wege gefundene Beziehung*)

$$d = 0,55 d$$

findet demnach auch durch die Theorie ihre Bestätigung.

Es ist jetzt noch erforderlich, den Zusammenhang der ideellen Druckspannungen σ_i mit den Spannungen σ_b des Eisenbetonquerschnitts zu ermitteln.

Bezeichnet

- d wie früher die Höhe des Eisenbetonquerschnitts,
- b die Breite desselben,
- $f_e = \mu \cdot b \cdot d$ die Druckarmierung,
- $f_e = \nu \cdot b \cdot d$ die Zugarmierung,
- $a' = \alpha \cdot d$ den Abstand der Druckarmierung von der gedrückten Kante,
- $a = \beta \cdot d$ den Abstand der Zugarmierung von der Zugkante,
- $x = \gamma \cdot d$ den Abstand der neutralen Achse von der Druckkante,
- σ_b = Betondruckspannung,
- σ'_e = Eisendruckspannung,
- σ_e = Eisenzugspannung,
- N = Achsialkraft, die im Abstand e vom Schwerpunkt des Betonquerschnitts angreift,

so ergeben sich die folgenden Beziehungen:

$$N - \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} - (f'_e \cdot \sigma'_e - f_e \cdot \sigma_e) = 0 \dots (13)$$

Mit

$$\sigma'_e = n \cdot \sigma_b \left(\frac{x-a'}{x} \right) = n \cdot \sigma_b \left(\frac{\gamma-\alpha}{\gamma} \right),$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \left(\frac{d-a-x}{x} \right) = n \cdot \sigma_b \left(\frac{1-\beta-\gamma}{\gamma} \right)$$

geht Gl. (13) über in

$$N - \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} \cdot \gamma - n \sigma_b \cdot b \cdot d \left[\mu \left(\frac{\gamma-\alpha}{\gamma} \right) - \nu \left(\frac{1-\beta-\gamma}{\gamma} \right) \right] = 0$$

oder

$$\frac{N}{b \cdot d} = \sigma_b \left[\frac{\gamma}{2} + n \left\{ \mu \left(\frac{\gamma-\alpha}{\gamma} \right) - \nu \left(\frac{1-\beta-\gamma}{\gamma} \right) \right\} \right] = \sigma_b \cdot A \dots (13a)$$

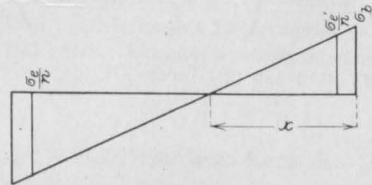
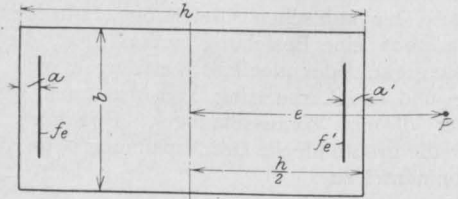


Fig. 2.

Stellt man ferner das Moment aller Kräfte in bezug auf die Zügeisenanlage auf, so erhält man

$$N \left(e + \frac{d}{2} - a \right) = \frac{bx}{2} \cdot \sigma_b \left(d - a - \frac{x}{3} \right) + f_e \cdot \sigma'_e (d - a - a') \dots (14)$$

woraus nach einigen Umformungen

$$\frac{6N \cdot e}{b \cdot d^2} = \sigma_b \left[\gamma (3 - 3\beta - \gamma) + 6\mu n \left(\frac{\gamma-\alpha}{\gamma} \right) (1 - \beta - \alpha) - \frac{3N(1-2\beta)}{\sigma_b \cdot d \cdot b} \right] = \sigma_b \cdot B \dots (14a)$$

Durch Addition der Gl. (13a) u. (14a) ergibt sich

$$\frac{N}{b \cdot d} + \frac{6N \cdot e}{b \cdot d^2} = \sigma_i = \sigma_b (A + B) \dots (15)$$

womit die gesuchte Beziehung zwischen σ_i und σ_b gefunden ist. Gleichzeitig gestatten aber die

*) Vergl. Armierter Beton, Heft 9, 1911.

Gl. (13) u. (14), den Einfluß verschiedener Anordnungen der Druck- und Zugeiseneinlagen auf die Festigkeit der Eisenbetonwandung nachzuprüfen.

Die abgeleiteten Formeln sollen jetzt auf das Beispiel angewandt werden, das Dr.-Ing. H. Marcus in seiner Veröffentlichung: Die Festigkeit von Schachtauskleidungen in Eisenbeton behandelt hat.

Die Stärke des Mauerwerksschachtes sei $d = 77$ cm, die Druckfestigkeit des Mauerwerks sei $k = 120$ kg/qcm, die des Betons $\sigma_b = 300$ kg/qcm.

Gesucht ist die Stärke einer entsprechenden Eisenbetonwandung, sowie die erforderlichen Eiseneinlagen.

Die ideelle Druckspannung σ_i kann ungefähr 15% höher angenommen werden, als die wirkliche σ_b , wenn der Prozentsatz der Eisenarmierung nicht zu hoch werden soll. Man erhält dann

$$\sigma_i = 1,15 \cdot \sigma_b = 1,15 \cdot 300 = 345 \text{ kg/qcm.}$$

Dann ist

$$q = \frac{345}{120} = 2,875,$$

$$d' = \frac{3d}{4\sqrt{q} - 1} = \frac{3 \cdot 77}{4\sqrt{2,875} - 1} = 40 \text{ cm.}$$

Die größte Beanspruchung des Eisenbetonquerschnitts ergibt sich bei einer Exzentrizität

$$e = \frac{d}{4} - \frac{d'}{12} = \frac{77}{4} - \frac{40}{12} = \sim 16 \text{ cm,}$$

wenn der Einfluß der Änderung des mittleren Radius nicht berücksichtigt wird. Die Normalkraft N berechnet sich zu

$$N = \frac{3k \left(\frac{d}{2} - e \right)}{2} = \frac{3 \cdot 120 \left(\frac{77}{2} - 16 \right)}{2},$$

$$= 4050 \text{ kg/cm,}$$

$$= 405\,000 \text{ kg/m.}$$

Damit wird

$$\frac{N}{b d'} = \frac{405\,000}{100 \cdot 40} = 101 \text{ kg/qcm,}$$

$$\frac{6 N e}{b d'^2} = \frac{6 \cdot 405\,000 \cdot 16}{100 \cdot 40^2} = 243 \text{ kg/qcm,}$$

und

$$\sigma_i = 101 + 243 = 344 \text{ kg/qcm,}$$

was als Kontrolle dient.

Mit $\alpha = \beta = 0,075$ und $n = 15$ gehen die Gl. (13a) u. (14a) über in

$$101 = 300 \left[\frac{\gamma}{2} + 15 \left\{ \mu \left(\frac{\gamma - 0,075}{\gamma} \right) - \nu \left(\frac{0,925 - \gamma}{\gamma} \right) \right\} \right]$$

$$243 = 300 \left[\gamma(2,775 - \gamma) + 76,5 \mu \left(\frac{\gamma - 0,075}{\gamma} \right) - 0,8606 \right]$$

Nimmt man für γ verschiedene Werte an, so kann man μ und ν berechnen.

$\gamma = 0,50$	0,60	0,61	0,88
$\mu = 0,0082$	0,0055	0,0052	0,0000
$\nu = 0,0014$	0,0043	0,0048	0,1356
$\mu + \nu = 0,0096$	0,0098	0,0100	0,1356

Die Gesamtmenge der Eiseneinlagen ist bei den verschiedenen hier untersuchten Anordnungen bei doppelter Armierung fast die gleiche. Bei nur einseitiger Zugarmierung steigt der Eisenquerschnitt so erheblich, daß eine einseitige Armierung schon im Hinblick auf den Kostenpunkt nicht in Frage kommt. Entscheidet man sich aber für eine doppelte Armierung, so ist mit Rücksicht darauf, daß am Gebirgsstoß dieselben Zugspannungen auftreten können, wie an der innern Schachtleibung, eine symmetrische Armierung am zweckmäßigsten. Sie trägt im vorliegenden Falle

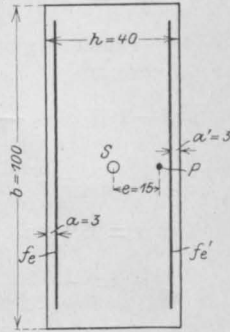


Fig. 3.

$$\frac{0,0052 + 0,0048}{2} = 0,005 \cdot b d' = 0,005 \cdot 100 \cdot 40 = 20 \text{ qcm,}$$

was auch mit dem von Dr.-Ing. H. Marcus angegebenen Wert übereinstimmt. Durch Interpolieren ergibt sich dann

$$\gamma = 0,618; \quad x = \gamma \cdot d = 24,7 \text{ cm.}$$

Demnach

$$\sigma_b = \frac{405\,000}{100 \cdot \frac{24,7}{2}} + \frac{15 \cdot 20}{24,7} (2 \cdot 24,7 - 40) = \sim 300,5 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma'_e = \frac{15 \cdot 300,5}{24,7} \cdot 21,7 = 3955 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 300,5}{24,7} \cdot 12,3 = 2245 \text{ kg/qcm.}$$

Die hohen Eisenbeanspruchungen verringern sich etwas, wenn man die Abhängigkeit von N und e von den mittleren Radien berücksichtigt. Der lichte Schachtdurchmesser sei 6,00 m.

Zunächst ergibt sich die Exzentrizität im gemauerten Schacht nach Gl. (9) zu

$$e = \frac{d}{4} - \frac{d'}{12} \frac{2r + d}{2r + d'} = \frac{77}{4} - \frac{40}{12} \cdot \frac{6,00 + 0,77}{6,00 + 0,40} = \sim 15,8 \text{ cm.}$$

Damit wird

$$N = \frac{3 \cdot 120}{2} \left(\frac{77}{2} - 15,8 \right) \cdot 100 = 408\,600 \text{ kg.}$$

Für den Eisenbetonmantel ist dann

$$e = 15,8 \cdot \frac{6,40}{6,77} = 15 \text{ cm}$$

demnach der Abstand vom Rande

$$20 - 15 = 5 \text{ cm.}$$

$$N = 408\,600 \cdot \frac{6,40}{6,77} = 386\,270 \text{ kg.}$$

Damit ergibt sich die Lage der neutralen Achse aus

$$\begin{aligned} x^3 - 3 \cdot 5 \cdot x^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 30}{100} (2 \cdot 5 - 40) \cdot x \\ = \frac{6 \cdot 15 \cdot 20}{100} [2 \cdot 3,0^2 + 40^2 - (2 \cdot 3 + 5 \cdot 40)] \end{aligned}$$

zu $x = 25,9$ cm.

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{386\,270}{100 \cdot \frac{25,9}{2} + \frac{15 \cdot 20}{25,9} (2 \cdot 25,9 - 40)} \\ &= 270 \text{ kg/qcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_e &= \frac{15 \cdot 270 (25,9 - 3)}{25,9} = 3580 \text{ kg/qcm} \\ &= 3580 \text{ kg/qcm} \end{aligned}$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 270 (40 - 25,9 - 3)}{25,9} = 1735 \text{ kg/qcm.}$$

Daß die Beanspruchungen sich etwas kleiner ergeben als bei M. (270 kg/qcm gegen 277 kg/qcm), findet seinen Grund darin, daß bei der Ermittlung von e in Gl. (9) nur der Einfluß des Betonquerschnittes berücksichtigt wurde, da die Größe des Eisenquerschnitts damals noch unbekannt war. Will man daher nicht die geringe Differenz zwischen beiden Resultaten überhaupt unberücksichtigt lassen, so ist noch eine Feinkorrektur an dem mittels Gl. (9) bestimmten Werte e vorzunehmen.

Aus Gl. (13) ergibt sich mit

$$N = \frac{3}{2} \cdot k \cdot b \left(\frac{d}{2} - e \right) \cdot \frac{2r+d}{2r+d}$$

die Betondruckspannung zu

$$\sigma_b = \frac{\frac{3}{2} \cdot \rho \cdot k \left(\frac{d}{2} - e \right)}{\frac{x}{2} + n \left(\frac{f'_e}{b} \cdot \frac{x-a'}{x} - \frac{f_e}{b} \cdot \frac{d-a-x}{x} \right)} \quad (16)$$

Die partielle Differenziation nach x liefert die weitere Beziehung

$$\begin{aligned} \rho \cdot e = \frac{-x^3 + \frac{x^2}{2} (\rho d + 2d) - 2 \frac{x n}{b} \left[f_e \left(\frac{d}{2} - a \right) - f'_e \left(\frac{d}{2} + a' \right) \right] + \rho \frac{n d}{b} (f'_e a' + f_e [d-a])}{3x^2 + x (f_e + f'_e) \frac{2n}{b} + [f'_e a' + f_e (d-a)] \frac{2n}{b}} \quad \dots (19) \end{aligned}$$

wenn [der konstante Faktor $\frac{2r+d}{2r+d}$ gleich ρ gesetzt wird.

Für symmetrische Armierung ist

$$\sigma_b = \frac{\frac{3}{2} \cdot \rho \cdot k \left(\frac{d}{2} - e \right)}{\frac{x}{2} + \frac{n f_e}{b} \left(\frac{2x-d}{x} \right)} \quad \dots (16a)$$

In dieser Gleichung ist σ_b abhängig von x und e . Es ist hieraus dasjenige e zu bestimmen, das σ_b zu einem Maximum macht. Eliminiert man ferner aus Gl. (13) und (14) N und ersetzt e durch $\rho \cdot e$, so erhält man als Bedingungsgleichung zwischen x und $\rho \cdot e$

$$\begin{aligned} \frac{x^3}{6} + \frac{x^2}{2} \left(\rho \cdot e - \frac{d}{2} \right) + x \left[\frac{n f'_e}{b} \left(\rho \cdot e - \frac{d}{2} + a' \right) \right. \\ \left. + \frac{n f_e}{b} \left(\rho \cdot e + \frac{d}{2} - a \right) \right] \\ - \frac{n f'_e a'}{b} \left(\rho \cdot e - \frac{d}{2} + a' \right) \\ - \frac{n f_e}{b} (d-a) \left(\rho \cdot e + \frac{d}{2} - a \right) = 0 \quad \dots (17) \end{aligned}$$

Für symmetrische Armierung vereinfacht sich diese Gleichung zu

$$\begin{aligned} \frac{x^3}{3} + x^2 \left(\rho \cdot e - \frac{d}{2} \right) \\ + \frac{n f_e}{b} [2 \rho e (2x-d) - (d-2a)^2] = 0 \quad \dots (17a) \end{aligned}$$

Um σ_{\max} zu bestimmen, wird Gl.(17) mit einem unbestimmten Koeffizienten λ multipliziert und zu Gl. (16) addiert.

Es ist dann

$$\begin{aligned} \frac{\frac{3}{2} \cdot \rho \cdot k \left(\frac{d}{2} - e \right)}{\frac{x}{2} + n \left(\frac{f'_e}{b} \cdot \frac{x-a'}{x} - \frac{f_e}{b} \cdot \frac{d-a-x}{x} \right)} \\ + \lambda \left\{ \frac{x^3}{6} + \frac{x^2}{2} \left(\rho \cdot e - \frac{d}{2} \right) + x [\dots] \right\} = 0 \quad (18) \end{aligned}$$

Differenziert man diese Gleichung zunächst partiell nach e , so erhält man

$$\lambda = \frac{\frac{3}{2} k}{x \left[\frac{x}{2} + n \left(\frac{f'_e}{b} \cdot \frac{x-a'}{x} - \frac{f_e}{b} \cdot \frac{d-a-x}{x} \right) \right]^2}$$

oder für symmetrische Armierung

$$\rho \cdot e = \frac{-x^3 + \frac{x^2}{2}(\rho d + 2\delta) + \rho n d \frac{f_e}{b} \cdot \delta}{3x^2 + 4 \frac{n f_e}{b} x + \frac{2n\delta}{b} f_e} \quad (19a)$$

Setzt man den für $\rho \cdot e$ gefundenen Wert in Gl. (17) ein, so erhält man eine Gleichung 4. Grades, in der nur noch x als Unbekannte vorkommt.

Für symmetrische Armierung lautet dieselbe

$$x^4 \left[16 - \frac{3(\rho d - \delta) b}{n \cdot f_e} \right] - 4x^3(7\delta + 3\rho d) + 36x^2[(\delta - a)^2 + a^2] + 24x \frac{n f_e}{b} [(\delta - 2a)^2 - \rho d \delta] + 12 \frac{n f_e \delta}{b} [(\delta - 2a)^2 + \rho d \delta] = 0 \quad (20)$$

Mit den Zahlenwerten des angeführten Beispiels reduziert sich diese Gleichung auf

$$-16,79 x^4 - 1993,50 x^3 + 49 608,00 x^2 - 126 408,96 x = -5 857 459,20$$

$$x = 23,2 \text{ cm.}$$

Damit erhält man aus Gl. (19a) die Exzentrizität

$$\rho \cdot e = \frac{-23,2^3 + \frac{23,2^2}{2} \left(\frac{6,40}{6,77} \cdot 77 + 2 \cdot 40 \right) + \frac{15 \cdot 20}{100} \cdot \frac{6,40}{6,77} \cdot 77 \cdot 40}{3 \cdot 23,2^2 + 4 \cdot \frac{15 \cdot 20}{100} \cdot 23,2 + \frac{2 \cdot 15 \cdot 20}{100} \cdot 40} = 18 \text{ cm.}$$

$$e = 17,5 \cdot \frac{6,77}{6,40} = 18,5 \text{ cm.}$$

Die Betonbeanspruchung beträgt dann nach Gl. (16a)

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot \frac{6,40}{6,77} \cdot 120 \left(\frac{77}{2} - 18,5 \right)}{\frac{23,2}{2} + \frac{15 \cdot 20}{100} \left(\frac{2 \cdot 23,2 - 40}{23,2} \right)} = 274 \text{ kg/qcm.}^*)$$

Wie man sieht, kommt die Betondruckspannung auch unter Berücksichtigung der Änderung des mittleren Durchmessers nahe an die angenommene Bruchspannung heran. Zweckmäßig wird man daher die Stärkebemessung nur nach den einfachen Formeln

$$\delta = \frac{3d}{4\sqrt{q-1}}$$

$$e = \frac{d}{4} - \frac{\delta}{12}$$

und hiermit die Bestimmung der Eiseneinlagen vornehmen.

Durch Anwendung der Gleichungen (16), (19) und 20 auf die gefundenen Abmessungen ist eine genaue Kontrolle möglich, ob diese richtig gewählt sind.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Portlandzementfabrik mit elektrischem Antrieb. Ausführliche Beschreibung der Anlage mit Abb. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 36.

Problems involved in the selection of machinery for the manufacture of Portland cement. Von Paul C. van Zandt. Über die maschinellen Anlagen für die Portlandzementherstellung und die Anforderungen, die sie zu erfüllen haben. Steinbrecher, Mühlen, Brennöfen. Mit Abb. Engg. News 1912. Bd. 66. Nr. 24.

Die Portlandzementfabrik der Königshofer Zementfabrik, A.-G. in Königshof bei Beraun (Böhmen). Eingehende Beschreibung dieser 1910 erbauten Anlage von 60 000 t Jahreserzeugung. Mit Abb. Zeitschr. d. V. D. I. 1912. Nr. 6.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Materialprüfungslaboratorien der k. k. österreichischen Staatsbahnen (k. k. Nordbahndirektion, Materialbeschaffungs- und Übernahmungsabteilung), Wien. Kurze Beschreibung. Mit Abb. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 35.

Die Erhärtung von Kalkmörtel in Mauerwerk aus Ziegeln und Kalksandsteinen. Von H. Buchartz. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 38.

Das Umschlagen von Portlandzement. Von Dr. G. Hentschel. Verfasser führt das gefürchtete Umschlagen des Portlandzementes, in der Richtung, daß erst langsam bindender Zement zu einem Schnellbinder wird, auf die Gegenwart von Alkalikarbonaten zurück, gibt eine Erklärung,

*) Der von Dr. ing. Henri Marcus ermittelte Wert von 277 kg/qcm ist nicht genau.

warum diese Erscheinung besonders bei Drehrohr-ofenzement auftritt, und zeigt Mittel und Wege, dies zu vermeiden. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 39.

Abnutzbarkeit von Zement und Zementmörtel. Von H. Burchartz. Eingehende Beschreibung und Angabe der Ergebnisse. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 36.

Die Ausbeute des Betons. Von Dr.-Ing. M. Marcichowski, Lemberg. Verfasser hat früher (vergl. L. Februar 1911. I, 2. S. 71) Formeln zur Ermittlung der Materialmengen für 1 cbm Beton bzw. Eisenbeton aufgestellt und untersucht damit die in den neuen österreichischen Vorschriften enthaltenen Bestimmungen über die Mengen der einzelnen Materialien für Eisenbeton. Beton und Eisen 1912. Heft VI.

Some of the properties of oil-mixed Portland cement mortar and concrete. Beschreibung einer neuen Betonart für wasser-dichte Straßendeckenherstellung. Vgl. L. Februar 1911. V, 5. S. 75. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 16.

3. Wirtschaftliches.

Die Zementausstellung in New York. Von Dr. Otto Schott. Kurzer Bericht mit Abb. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 33.

II. Theorie.

Beitrag zur Berechnung von Plattenbalken mit doppelter Armierung. Von Ing. G. Lichtenstein, Budapest. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 48.

Einflußlinien kontinuierlicher, auf drei oder vier elastischen Stützen gelagerter Träger. Von Karl Arnstein, Prag. Ableitung eines graphischen Verfahrens zur Konstruktion solcher Einflußlinien auf elementarem Wege. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1911. Nr. 17.

Zur strengen Theorie der Bogenträger. Von Dr. techn. R. Federhofer, Graz. Die ausführliche Arbeit beschäftigt sich im 1. Teil mit der allgemeinen Darstellung der Theorie der Bogenträger, unter vollständiger Rücksichtnahme auf die entstehende Formänderung, im 2. Teile mit der Untersuchung besonderer Belastungsfälle, in den meisten Fällen in Form von Annäherungen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1911. Nr. 33 u. 34.

Über den Knickwiderstand gegliederter Stäbe. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien. Eingehende theoretische Untersuchung, deren Ergebnis Verfasser in den Sätzen zusammenfaßt:

1. Die in der Praxis übliche Knickberechnung überschätzt die Tragfähigkeit gegliederter Druckkörper, welche nach Theorie, Versuch und Erfahrung geringere Knickfestigkeit als einheitliche besitzen.

2. Der Knickwiderstand hängt nicht allein vom Schlankheitsverhältnis $\left(\frac{l}{i}\right)$ des ganzen Druckgliedes ab, sondern im wesentlichen von der größten Summe der in Betracht kommenden Schlankheitsverhältnisse des Ganzen und der Einzelstäbe.

3. Der nach 2. erzielbare Knickwiderstand wird nur erreicht, wenn die Verbindung der Einzelstäbe durch Querlaschen oder diagonales Gitterwerk den im Knickstadium auftretenden Querkraften wie beim gewöhnlichen Fachwerkträger gewachsen ist.

Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1912. Nr. 1 u. 2.

Die Verbundfrage im Eisenbetonbau. Referat über einen Vortrag von Dr.-Ing. A. Kleinlogel, der durch Biegungsversuche gefunden hat, daß der Größtwert der Haftspannungen in einem Balken sich nicht am Auflager im Bereich des Größtwertes der Querkraft einstellt, sondern daß die Linie der Haftspannungen dort ihren Größtwert erreicht, wo die ersten maßgebenden Risse im Betonzugzugurt auftreten, d. h. im Gebiete der größten Biegemomente. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 27.

Die rechnerische Ermittlung des Verbundes von Eisen und Beton auf Grund der österreichischen ministeriellen Vorschriften vom 15. Juni 1911. Vom k. k. Ministerialrat K. Haberkalt und k. k. Baurat Dr. F. Postuvanschitz. Nach diesen neuen Vorschriften ist das Verfahren der Ermittlung der Haftspannung aus der Querkraft verlassen, und an ihrer Stelle wird ein neues Rechnungsverfahren vorgeschrieben, wonach nunmehr zu prüfen ist, ob die in irgendeinem Querschnitte einer Eiseneinlage wirkende, für das Zugrißstadium berechnete Zug- oder Druckkraft bereits vor diesem Querschnitte durch mittlere Haftspannungen von zulässiger Größe in das Eisen übertragen werden kann. Die Verfasser zeigen theoretisch und an Beispielen sehr ausführlich, wie bei diesem Nachweise auf Grund der neuen Vorschriften vorzugehen ist. Östr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 27 und 28.

Regeln für die Verbundanordnung (Haftfestigkeit) von Eisenbetonbalken. Von Dr. F. v. Emperger. Verfasser bespricht und begründet die neuen österreichischen Vorschriften hierfür, die sich auf die Theorie von Haberkalt und Dr. Postuvanschitz gründen. Er tritt für die Aufstellung einfacher Dimensionierungsregeln ein, die erst durch Versuche auf ihre Richtigkeit zu überprüfen wären. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1912. Nr. 6.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Bachs Versuche über den Einfluß der Hakenform der Eiseneinlagen. Besprochen

von Dr. Max Ritter von Thullie. Östr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 42.

Zur Frage des Gleitwiderstandes der Eiseneinlagen in auf Biegung beanspruchten Eisenbeton-Tragwerken. Vom k. k. Oberingenieur E. Heidecker. Verfasser kommt in der sehr eingehenden Untersuchung zu dem Ergebnis, daß durch den Einfluß des Gleitwiderstandes der Endhaken der Eiseneinlagen beim frei aufliegenden Balken Erscheinungen auftreten, die an den Spannungszustand bei Einspannung der Trägerenden erinnern. Für die Ausbildung der Eisenbeton-Tragwerke werde es von Vorteil sein, wenn statt des nicht zutreffenden Nachweises der Haftspannungen eine entsprechende Verankerung der Zugseisen gefordert werde. Östr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 10 u. 11.

Versuche über die Verdrehung von Stäben mit rechteckigem Querschnitt und zur Ermittlung der Längs- und Querdehnung auf Zug beanspruchter Stäbe. Von Dr.-Ing. O. Bretschneider, Essen a. d. Ruhr. Mit Abb. Ztschr. d. V. D. I. 1912. Nr. 7.

Versuche mit Betonsäulen. Von Dr. Max Ritter von Thullie. Verfasser bespricht den Vortrag von Prof. Rudeloff und begründet die zwischen ihm und Prof. Rudeloff bestehenden Meinungsverschiedenheiten über die Frage der Endverstärkung und über die Zerstörung der Säule durch Kegelbildung oder schräge Abscherung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VI. — s. auch L. September 1911. III. S. 341.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

Runderlaß, betr. die Berechnung und Ausbildung solcher Bauglieder, die der Gefahr des Knickens ausgesetzt sind. Vom Minister der öffentlichen Arbeiten. Berlin, den 10. März 1912. Hinweis, bei der Berechnung und Ausbildung solcher Bauglieder mit besonderer Vorsicht zu verfahren. Beton und Eisen 1912. Heft VI.

Die neuen Vorschriften des k. k. Ministeriums für öffentliche Arbeiten über Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton. Kritische Besprechung und Abdruck dieser Vorschriften vom 15. Juni 1911. Östr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 25 u. 26.

V. Ausführungen.

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

Biegemesser System Hermann. Vom k. k. Baurat Hermann. Beschreibung mit Abb. Östr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 16.

Der Zusammenbruch des großen Hamburger Gasbehälters und die Eulersche Knickformel. Von Ing. A. Mecklenbeck, Berlin.

Verfasser zeigt, daß die uneingeschränkte Anwendung der Eulerschen Knickformel zu einer Konstruktion geführt hat, welche bei einer kaum nennenswerten Überschreitung der in der Berechnung angenommenen Belastung und den unvermeidlichen Ausführungsfehlern zusammengebrochen ist. Deutsche Bztg. 1911. Nr. 35.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Konstruktion des Kreuzgewölbes mit verstärkten Rippen. Von Regierungsbaumeister Heyn, Cöln. Einwendungen gegen einen unter demselben Titel in der Zeitschrift 1911, Nr. 86 erschienenen Aufsatz. Deutsche Bztg. 1911. Nr. 39.

Hierzu in Nr. 54:

Abermals das Kreuzgewölbe. I. Von Prof. E. v. Mecenseffy. II. Von Prof. Dr. Meisel.

Der neue Hauptbahnhof in Leipzig. Von Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Kurze Beschreibung einer Anzahl Bauten verschiedener Bestimmung (Kohlenbunker, Eisenbetonpfähle, Lokomotivschuppen u. a. m.), bei denen Eisenbeton in hervorragendem Maße verwendet wurde. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft IV—VI.

Die Reinigungsanlage in Kaditz. Einige Angaben und Abbildungen über die neue Reinigungsanlage in Kaditz. Beton u. Eisen 1912. Heft VI.

Bau des Warenhauses „Mariahilfer Zentralpalast“. Von Ing. Hans Mikula, Mödling. Eisenbetonbau, besonders bemerkenswert durch seine ungewöhnliche und zwar kreisförmige Grundrißanordnung. Durchmesser rd. 35 m. Die Gründung erfolgte auf einer 1,6 m starken, durchgehenden Betonplatte. Einzelheiten. Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VI.

Koksbunker aus Eisenbeton. Von Ing. M. Rüdiger. Kurze Beschreibung m. Abb. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 36.

Stützmauer in Eisenbeton. Eingehende Beschreibung einer 100 m langen, im Mittel rund 10 m hohen Mauer in Eisenbeton, die im Jahre 1911 unterhalb des Kursaaes Schänzli in Bern, längs der Schanzenbergstraße ausgeführt wurde. Die Hauptfront setzt sich zusammen aus 25 cm starken rippenförmigen Stützen von 4,1 m Abstand, zwischen die sich liegende, in halber Höhe nach vorn abgesetzte Gewölbe spannen. Zahlreiche Abb. zeigen die Einzelheiten und Ansichten dieser sehr schön wirkenden Mauer. Schweizer. Bztg. 1912. Nr. 14.

A light reinforced-concrete prison wall at the New-Yersey reformatory, Rahway, N. J. Von W. M. Torrance. Beschreibung einer Eisenbetonumfassungsmauer von 7,5 m Höhe für das Gefängnis in Rahway. Die Mauer ist an der Außenseite durch Rippen versteift, die unter Gelände sich auch nach innen erstrecken. Oben, gleichfalls außen, ist ein Wachsteg angeordnet,

der sich auf die Verstärkungsrippen stützt. Bemerkenswert ist die Verwendung durchgängig eiserner Rüstung und Schalung. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 17.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Der Brückenbau in den letzten Jahren. Von Prof. A. Rohn, Zürich. Ausführliches Referat über einen Vortrag des Verfassers. Unter den Steinbrücken werden die neuesten, modernsten Ausführungen besprochen; mit einer Zusammenstellung der in den Jahren 1907—1911 gebauten größeren Massivbrücken. Mit vielen Abb. Schweizer. Bztg. 1912. Nr. 4.

Vom Wettbewerb um die Kaiserbrücke in Bremen. Von Fritz Eiselen. Besprechung einer großen Anzahl, besonders aber der preisgekrönten Entwürfe. Unter den 42 eingegangenen Entwürfen zeigen zwei die Ausbildung als massiv gewölbte Brücke und sieben sehen die Ausführung in Eisenbeton vor. Mit vielen Abb. Dtsche. Bztg. 1911. Nr. 21, 22, 24, 25, 29.

Vom Wettbewerb um eine zweite Straßenbrücke über die Mosel bei Trier. Eingehende Besprechung dieses Wettbewerbs und der preisgekrönten Entwürfe, die alle eine Ausbildung in Stein, Beton oder Eisenbeton zeigen, besonders nach ihrer architektonischen Seite hin. Viele Schaubilder, aber auch Abb. mit konstruktiven Einzelheiten. Dtsche. Bztg. 1911. Nr. 54, 58, 61 u. 64.

Der engere Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen und zur Vergebung der Bauarbeiten für die viergleisige Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstatt. Von Baurat Jori und Eisenbahnbauinspektor Dr.-Ing. Schächterle. Angaben über die Aufgabe, die Unterlagen und das Ergebnis des engeren Wettbewerbs an der Hand von zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VI ff.

Die Illerbrücke bei Martinszell im Allgäu. Von Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Nürnberg. Eisenbetonbalkenbrücke mit 4 Öffnungen von je 17 m Spannweite bei 68 m Gesamtlänge und 3,5 m Breite der Brücke. Die Fahrbahnplatte besteht aus 20 cm starker Platte, die durch 3 Längsrippen in 1,25 m Abstand getragen wird. Über dem Mittelpfeiler ist eine Bewegungsfuge angeordnet. Die Rippenkonstruktion ist mit den Widerlagern und Pfeilern direkt verbunden, d. h. ohne irgendwelche Lagerausbildung. Die Gründung erfolgte auf Eisenbetonpfählen. Einiges über die statische Berechnung und die Ausführung. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VI.

Der Neubau der Oberalmer Brücke im Zuge der Landesstraße Salzburg-Hallein. Von K. Holter, Landesoberingenieur in Salzburg. Kurze Beschreibung dieser eisernen Brücke mit

Eisenbeton - Fahrbahnplatte. Mit Abb. Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 32.

The 327-feet reinforced concrete arch-bridge across the Tiber at Rome. Ausführliche Beschreibung der neuen 100 m weit gespannten Eisenbetonbogenbrücke über den Tiber in Rom. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 22.

Rye outlet bridge at Kensico reservoir, Catskill aqueduct. Ausführliche Beschreibung einer Eisenbetonbogenbrücke mit 5 Öffnungen von je etwa 37 bis 38 m Spannweite. Jede Öffnung besteht aus 2 Rippenbogen, auf die sich die Fahrbahnkonstruktion aufsetzt. Angabe über Bewehrung, Lehrgerüst u. a. m. Zahlr. Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 16.

Reinforced concrete gantry at Harrington Colliery. Größeres Eisenbetongerüst für eine Kohlenförderanlage. Angaben über die Ausbildung an Hand von Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 4.

Über Dilatationsfugen. Von Ing. G. Neumann. Verfasser beschreibt die Ausbildung dieser Fugen an einer Betonbogenbrücke in einem Gebirgstal mit sehr heißen Sommern und sehr kalten Wintern. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1912. Nr. 16.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Ein neuer Ufer- und Böschungsschutz. Von Anton Fitzinger, Wien. Beschreibung des in der Schweiz, Belgien und Frankreich vielfach angewendeten Böschungsschutzsystems „Decauville“, das aus auf Drähten aufgezogenen, gepreßten Betonziegeln besteht, die so eine bewegliche Wand bilden und auf die zu schützende Böschung aufgelegt werden. Nähere Angaben über Herstellung, Anwendung und Bewehrung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VII.

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

Die Berninabahn. Von E. Bosshard, Ingenieur. In der Schilderung der gesamten Anlage findet sich auch eine eingehende Beschreibung aller massiven Brücken dieser Bahn. Mit vielen Abb. Schweiz. Bztg. 1912. Nr. 13.

Betoneisenquerschelle, System Ingenieur A. von Moné 1910. Eingehende Beschreibung und Berechnung an Hand der für eine Eisenbahnquerschelle zu berücksichtigenden Grundsätze mit einer interessanten Zusammenstellung aller bisher angewendeten Systeme von Eisenbahnquerschellen aus Eisenbeton. Mit vielen Abb. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911. Nr. 18.

Concrete-lined coal mine shafts of Annabelle Mine, Annabelle, W. Va. Von E. C. Auld. Über die Verwendung von Beton zu Schachtauskleidungen auf der Annabelle Mine. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 17.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Bearbeitet von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin).

Die gesellschaftlichen Unternehmungen der Beton- und Eisenbetonindustrie.

Beton und Eisenbetonbau hat in die gesellschaftliche Unternehmungsform erst in den letzten Jahren in größerem Umfang Eingang gefunden. Die Zahl der Gesellschaften, die auf ein mehr als zehnjähriges Bestehen zurückblicken können, ist verhältnismäßig gering. Da es sich vorzugsweise um Gesellschaften m. b. H. und nur in seltenen Fällen um Aktiengesellschaften handelt, ist es nicht leicht, ein zutreffendes Bild von der Entwicklung der Rentabilität in der Betonindustrie zu geben. Es kommt hinzu, daß eine große Anzahl von Gesellschaften der Zementindustrie und verwandter Gewerbebezüge sich mit der Herstellung von Beton und entsprechenden Bauausführungen befassen. Diese Betriebe kommen natürlich für eine vergleichende Beachtung der Geschäftsresultate nicht in Frage, da ihre Bilanzen vornehmlich die Rentabilität des Hauptgeschäftszweiges spiegeln.

Ein Vergleich der Dividendenergebnisse auf mehrere Jahre zurück ist nur bei 7 Aktiengesellschaften der Betonindustrie möglich. Diese stellen am Schlusse des Geschäftsjahres 1910 zusammen ein Aktienkapital von 16 500 000 M dar. Für das Jahr 1910 wurden zusammen 1 257 000 M oder durchschnittlich 7,62% Dividende ausgeschüttet. Für das Betriebsjahr 1909 kamen auf 13,325,000 M Nominalkapital 946,500 M oder 7,10% Dividende zur Verteilung. Die Ergebnisse des Jahres 1911 liegen noch nicht vollständig vor. Im folgenden sind die Geschäftsresultate dieser Gesellschaften kurz dargestellt:

Wayss & Freitag, Akt.-Ges. in Neustadt a. d. Haardt. Die Rentabilität dieses größten Unternehmens des Betonbaugewerbes war bisher eine ziemlich hohe und konstante. In den Jahren 1907 bis 1911 wurden folgende Ergebnisse erzielt:

Geschäfts-jahr	Aktien-kapital M	Divi-dende M	Divi-dende in %
1907	2 700 000	270 000	10
1908	3 000 000	280 000	10
1909	4 000 000	350 000	10
1910	6 000 000	600 000	10

Die scheinbare Differenz zwischen Dividendensumme und Prozentziffer in den Jahren 1908 und 1909 erklärt sich daraus, daß die in diesem Jahre ausgegebenen jungen Aktien nicht in vollem Umfange an der Dividende partizipierten.

Zementbau-Aktiengesellschaft in Hannover. Die nachstehende Übersicht spiegelt die Bewegung des Dividendenertrags dieser Gesellschaft, in den Geschäftsjahren 1907 bis 1910:

Geschäfts-jahr	Aktien-kapital M	Divi-dende M	Divi-dende in %
1907	200 000	10 000	5
1908	200 000	12 000	6
1909	200 000	14 000	7
1910	200 000	12 000	6

Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Biebrich a. Rh. Seit der Überführung der im Jahre 1865 gegründeten Kommanditgesellschaft gleichen Namens in eine Aktiengesellschaft, d. h. seit 1. Januar 1907, entwickelten sich die Geschäftsresultate in nachstehender Weise:

Geschäfts-jahr	Aktien-kapital M	Divi-dende M	Divi-dende in %
1907	4 000 000	320 000	8
1908	4 000 000	320 000	8
1909	4 000 000	320 000	8
1910	4 000 000	320 000	8

Die Aktien dieser Gesellschaft werden an der Börse nicht notiert, sie befinden sich im Besitz der früheren Firmeninhaber.

Akt.-Ges. für Beton- und Monierbau in Berlin. Die Gesellschaft erzielte in den Jahren 1905 bis 1910 folgende Dividendenergebnisse:

Geschäfts-jahr	Aktien-kapital M	Divi-dende M	Divi-dende in %
1905	1 500 000	120 000	8
1906	1 500 000	150 000	10
1907	1 500 000	150 000	10
1908	1 500 000	150 000	10
1909	1 625 000	162 000	10
1910	2 000 000	200 000	10

Die Anteile der Gesellschaft wurden Ende 1911 an der Berliner Börse mit 176,50% notiert. Ende Dezember 1910 stellte sich ihr Kurs auf 171,0%. Von Ende Dezember 1905 bis 1911 ist eine Kurssteigerung um 40,75% eingetreten.

Akt.-Ges. für Betonbau Diss & Co., Düsseldorf. Die Gesellschaft arbeitet seit mehreren Jahren mit erheblicher Unterbilanz. Auf das Aktienkapital von 2 000 000 M wurde seit dem Jahre 1905 keine Dividende mehr verteilt.

Lolat Eisenbeton, Breslau. In den Jahren 1908 bis 1911 kam folgende Dividende zur Verteilung:

Geschäfts-jahr	Aktien-kapital M	Divi-dende M	Divi-dende in %
1908	1 000 000	80 000	8
1909	1 000 000	20 000	2
1910	1 000 000	60 000	6
1911	1 000 000	70 000	7

Lolat, Eisenbeton-Akt.-Ges. in Düsseldorf. Im Jahre 1910 wurde das Nominalkapital von 1 000 000 M auf 1 600 000 M erhöht. Die Dividendenverteilung gestaltete sich seit den Jahren 1907, wie folgt:

Geschäftsjahr	Aktienkapital M	Dividende M	Dividende in %
1907	1 000 000	80 000	8
1908	1 000 000	40 000	4
1909	1 000 000	80 000	8
1910	1 600 000	—	—

Auf die alten Aktien kamen für 1910 5% Dividende zur Verteilung. Die jungen Aktien partizipierten am Dividendenertrag nur mit 5% für $\frac{1}{2}$ Jahr.

Die Zufuhr neuer Kapitalien war in den letzten beiden Jahren in der Betonindustrie ziemlich bedeutend. In den Jahren 1910 und 1911 wurde für die Neugründungen und Kapitalserhöhungen von Aktiengesellschaften und Gesellschaften m. b. H. zusammen 8 355 145 M aufgewendet. Davon entfallen 2 823 000 M auf das Jahr 1911 und 5 532 145 M auf das Vorjahr. Von den Neugründungen des Jahres 1910 sind besonders hervorzuheben:

Aktiengesellschaften.

	Nominalkapital in M
Sachs & Pohlmann A.-G. f. Betonbau, Hamburg	1 000 000
Betonbau A.-G. Rautenberg & Co., Berlin	1 000 000

Gesellschaften m. b. H.

	Stammkapital in M
Hans Zomak, Betonbaugeschäft, Berlin	50 000
Beton- u. Eisenbetonbau Union, Hannover	70 000
Eisenbetonbau Konrad Schwartz, Berlin	65 000
Stuttgarter Eisenbetonbau, Stuttgart	100 000
Maurer & Colli, Pforzheim (Erricht. v. Tiefbauten und Eisenbetonbauten)	60 000
Pfannebecker & Walter, Betonbauges. für Hoch- u. Tiefbau, Mainz . . .	80 845
Mitteldeutsche Beton- u. Eisenbeton- Bau-Ges., Jena	100 000

Im Jahre 1911 war die Unternehmungslust nicht so rege. Es entstanden u. a. folgende Gesellschaften:

Aktiengesellschaften.

	Nominalkapital in M
Betonwerke Meyer & Lange, A.-G., Gelsenkirchen	320 000
Schlesische Eisenbeton-A.-G., Katto- witz	1 500 000

Gesellschaften m. b. H.

	Stammkapital in M
Stubbe & Schibli, Norddeutsche Beton- bauges., Bremen	100 000
Leschinsky - Eisenbeton - Ges., Hilde- brand & Leschinsky	60 000
Gebr. Schutte, Baugeschäft u. Eisen- beton-Ges., Barmen	70 000
Otto Kilp, Eisenbetonges., Wiesbaden	80 000

Recht bedeutend war der Kapitalbedarf der bestehenden Werke. In den Jahren 1910 und 1911, sowie im ersten Drittel des Jahres 1912 wurden folgende Kapitalserhöhungen in das Handelsregister eingetragen und veröffentlicht.

Gesellschaft.	Von M	auf M	1910
Hamburger Eisenbeton- werk, Hamburg . . .	125 000	135 000	Jan.
Wormser Betonbaugeschäft, Worms . . .	50 000	100 000	Juni
Lolat-Eisenbeton-A.-G., Düsseldorf	1 000 000	1 600 000	Juli
Schleser, Beton-Schleu- derwerke, Kattowitz	120 000	240 000	April
Lage & Giese, Beton- bau-Akt.-Ges., Kiel .	25 000	100 000	Juni 1911
Schlesische Eisenbeton- Ges., Kattowitz . . .	200 000	250 000	Dez. 1912
Tiefbau- u. Eisenbeton- ges., Frankfurt a. M.	500 000	800 000	Jan.
Oberschles. Beton- und Tiefbauunternehmung, Gleiwitz	200 000	250 000	Jan.
A.-G. f. Beton- u. Monier- bau, Berlin	2 000 000	2 500 000	April

DER EISENBETON IM AUSLANDE.

Lage der Beton- und Eisenbetonindustrie in Österreich.

Die Beschäftigung der meisten Eisenbetonfirmen Österreichs ist in diesem Jahr eine außerordentlich gute. Dies hat seinen Grund teilweise darin, daß die augenblicklich günstige industrielle Konjunktur zu bedeutenden Vergrößerungen bestehender Industriebauten sowie zur Gründung neuer Anlagen Veranlassung gibt, andernteils in der gesteigerten Bautätigkeit für Wohnzwecke in den Haupt- und größeren Provinzialstädten.

Durch die im Verhältnis zu Deutschland hohen Eisenpreise (Rundeisen kostet hier 24 Kr. gegen 11—12 M in Deutschland) war man in Österreich viel früher gezwungen, bei Verwendung von Eisen als Baustoff möglichst sparsam vorzugehen. Dies brachte es mit sich, daß die Eisenbetonbauweise bald nach ihrem Entstehen und Bekanntwerden, noch zu einer Zeit, wo die Berechnungsmethoden ängstlich und die Bauweise daher sehr unrationell

war, in Österreich mit Erfolg in Wettbewerb treten konnte. Die gleichen Konstruktionen hätten zu dieser Zeit in Deutschland als gänzlich unwirtschaftlich niemals in Betracht gezogen werden können.

So kam es, daß sich die Eisenbetonbauweisen in Österreich rasch und günstig entwickeln konnten und heute so allgemein geworden sind, daß es kaum einen nennenswerten Hoch- oder Tiefbau in der Stadt oder auf dem Lande gibt, bei dem nicht Eisenbeton in weitgehendem Maße Verwendung finden würde.

Das die gesamte österreichische Industrie seit Jahren stark bedrückende Eisenkartell, das durch den hohen Zollschutz begünstigt, die höchsten Preise für Eisen fordern kann, hat, wenn auch unbeabsichtigt, zur Entwicklung der Eisenbetonindustrie mächtig beigetragen. Leider ist jedoch die Eisenbetonindustrie wie die meisten anderen inländischen Industrien von der großen Willkür des Eisenkartells abhängig und ist es heute zum Beispiel trotz der höchsten Preise keinem Eisenbetonbauunternehmer möglich, Rundeisen mit einer kürzeren Lieferfrist als 10 Wochen zu erhalten.

Es ist ein Beweis der hohen Lebenskraft, die in der noch jungen österreichischen Industrie steckt, wenn sie trotz schwerer Schädigungen, von denen das Eisenkartell nur eines unter wenigen ist, sich dennoch so günstig entfaltet.

Dr.-Ing. Bruno Bauer, Wien.

Die Verwendung des Portlandzementes im Bauwesen.

Aus amerikanischen Konsulatsberichten.

Wir werden an dieser Stelle von Zeit zu Zeit aus den Berichten deutscher und ausländischer Konsulate jene Stellen veröffentlichen, die für die Eisenbeton- und Betonindustrie von Interesse und Bedeutung sind.

Rußland. Seit dem Anfang des Jahres 1911 ist ein großer Aufschwung im Bauwesen, namentlich in Odessa und dem benachbarten Küstenland, aber auch im zentralen Rußland zu verzeichnen. Diese erhöhte Bautätigkeit bewirkt einen starken Zementverbrauch, der einen solchen Umfang angenommen hat, daß die heimische Zementindustrie die Nachfrage nicht zu befriedigen vermag. Die Preise sind auch demzufolge bedeutend gestiegen, und da die Fabriken des zentralen Rußland kartelliert sind, können Unterbietungen nicht stattfinden.

In Käuferkreisen hat man sich vielfach mit der Frage beschäftigt, wie ein weiteres Anziehen der Preise verhindert werden könnte, und die Handelsbörse von Noworossiisk, die dem wichtigsten Zentrum der Zementindustrie am nächsten gelegen ist, hat die anderen Börsen zu einer Meinungsäußerung über diese Frage veranlaßt. Unter anderem wurde an den Finanzminister das Ansuchen gestellt, den Einfuhrzoll für ausländische Zementmarken zu ermäßigen oder aufzuheben.

Infolge der ausgezeichneten Qualität einzelner russischer Zemente findet auch Export statt, trotz der geschiederten unzulänglichen Produktion, die für das Inland nicht genügt. Gegenwärtig sind in Kronstadt große Wasserbauten in Ausführung: es handelt sich um ein Dock, das alle andere bisherige Ausführung übertreffen soll. Der Bedarf an Zement ist bei diesem so groß, daß sich die einheimische Industrie außer stande erklärt hat, zu liefern.

Türkei. Die eingeführten Zemente stammen hauptsächlich aus Frankreich, Österreich, Deutschland, Rußland, England, Belgien und Griechenland.

Die englische Marke „Hollich“ wird von einer türkischen Gesellschaft in einer jährlichen Quantität von 2500 t auf den Markt gebracht. Der Preis beträgt 58 Francs pro Tonne in Säcken und 48 Francs in Fässern. Die Marke „Johnson“ verkauft rund 500 t zu einem Preise von 49 Francs pro Tonne (in Fässern). Die österreichische Marke „Boechiner“ (Budapest) importiert 10 000 t jährlich zu einem Preis von 46 Francs bei Sackpackung und 43 Francs für die Bruttotonne bei Faßpackung. Zu gleichen Preisen wird die Marke „Lankenfelt“ (Triest) in Mengen von 3000 t jährlich verkauft.

Die stärkste Einfuhr hat gegenwärtig Deutschland, da beträchtliche Zementmengen beim Baue der Anatolischen Bahnen gebraucht werden. Das westfälische Syndikat verkauft 10 000 t zu 43 Francs, bei Rückerstattung von 30 Centimes für den retournierten Sack, und zu 46,50 Francs bei Faßpackung.

Frankreich hatte früher ebenfalls einen guten Markt in der Türkei, aber seine Marken erfreuen sich nicht mehr der gleichen Beliebtheit.

Die russischen Zemente kommen von Guclendjéc. Die Einfuhr beträgt 3000 t, der Preis 38 Francs (ohne Sack) und 44 Francs in Fässern.

Der griechische Zement kommt vom Piräus; er wird meist von griechischen Architekten aus Patriotismus verwendet. Der Import beträgt 1000 t. Ebenso ist die belgische Einfuhr gering, sie beläuft sich auf 3000 t (Marke „Grabie“).

Der eingeführte Zement wird vornehmlich zu Betonbauten, in geringerem Maße auch zu dekorativen Zwecken im Hochbau verwendet.

Die Fundamente werden sehr häufig, mit Rücksicht auf Erdbeben, in Eisenbeton ausgeführt; die Fassaden tragen zumeist einen Kalk- oder neuerdings einen Zementverputz.

Vor zehn Jahren hat man die Anwendung des Zements in der Türkei überhaupt nicht gekannt, seither nimmt der Verbrauch in Konstantinopel allein jährlich um 30 % zu, und eine glaubwürdige Statistik beziffert den gegenwärtigen jährlichen Bedarf auf 130 000 t, von denen mindestens 40 000 t aus Europa geliefert werden.

Für den Import ist die Frage des Kredites sehr wichtig. Die englischen Gesellschaften gewähren höchstens 3 Monate Frist, die griechischen gehen bis zu 8 Monaten, die anderen akzeptieren Zahlungsfristen von 4 bis 8 Monaten. An eine Kassazahlung ist in der Türkei nicht zu denken.

Was die Betonhohlsteine betrifft, so hat eine amerikanische Firma in Kleinasien, in Trapezunt, mit Hilfe des Konsulats, eine kleine maschinelle Anlage errichtet.

Anfangs stieß das neue Material auf Widerstand und Mißtrauen, gegenwärtig werden aber die wichtigsten Gebäude von Trapezunt aus Hohlsteinen erbaut. Der Erfolg ist so groß, daß die amerikanische Firma in Samesun eine Zweigniederlassung begründen konnte.

Die Bautätigkeit in Konstantinopel.

Trotz der Handelskrise, die seit Beginn des Krieges jeglichen Unternehmungsgeist darniederhält, blüht doch das Baugeschäft. Die rege Bautätigkeit ist u. a. dem Umstände zuzuschreiben, daß mehrere große öffentliche Unternehmungen in Angriff genommen worden sind, wie z. B. die Brückenköpfe für die neue von der Augsburg-Nürnberg-Maschinenfabrik gelieferte Pontonbrücke, die Kaianlagen in Kadiköi u. a. m. Für andere öffentliche Bauten werden die Vorarbeiten getroffen, wie z. B. für den Bau einer elektrischen

Bahn von Galata längs des Bosphorus bis zum Schwarzen Meere hin, für Markthallen und ein Hauptschlachthaus, für die Ausgestaltung der Hafenanlagen usw. Dazu kommen die großen Eisenbahnbauten.

Auch die private Bautätigkeit läßt nichts zu wünschen übrig. Daß ein Bedürfnis nach neuen Geschäftsräumlichkeiten und Wohnungen besteht, beweist nichts besser, als daß alle neuen Räumlichkeiten schon vermietet sind, noch ehe das Gebäude fertig ist. An Wohnungen besteht geradezu ein drückender Mangel. In Konstantinopel hat es niemals viele leerstehende Wohnungen gegeben, und die kleinen Wohnungen sind erschreckend überfüllt. Nur die Muhammedaner drängen sich nicht zusammen, jede Familie will ihr eigenes Haus haben, auch wenn es noch so klein und elend sei. Seit dem Sturze des Absolutismus, womit auch die Beschränkungen der Freizügigkeit fielen, sind Tausende von Menschen aus der Provinz nach der Hauptstadt gezogen, wo sie auch alle Wohnungen haben wollen. Dagegen ist die ohnehin schon unzulängliche Zahl der Wohnungen noch durch die verheerenden Feuersbrünste der letzten Jahre verringert worden. Unter der Herrschaft der Jungtürken sind mindestens 10 000 Häuser abgebrannt, und davon sind bis jetzt nur wenige wieder aufgebaut worden.

Das landläufige Baumaterial sind Holz und Ziegel; ersteres wird zum größten Teile aus dem Auslande eingeführt (aus Rumänien und Österreich-Ungarn), letzteres jetzt im Lande selbst erzeugt. In neuerer Zeit wird zu den Bauten auch viel Zement verwendet und große Gebäude werden ausschließlich aus armiertem Beton hergestellt. Diese Bauweise hat sich rasch Freunde gewonnen, und es sind hauptsächlich die Franzosen, die sie pflegen. Auch die Bahnverwaltungen bedienen sich bei ihren Bauten vielfach des armierten Betons.

Eine große Rolle spielt der Beton bei Fundierungsarbeiten, hauptsächlich in der Nähe des Meeres, wo kein tragfähiger Grund gefunden wird oder wo, wie bei Hafenanlagen, der Baugrund angeschüttet worden ist. Früher begnügte man sich mit Holzpfählen, jetzt fundiert man mit Beton. Ein Beispiel schwierigster Fundierung bietet das neue Gebäude des Wiener Bankvereins in der Nähe der neuen Brücke über das Goldene Horn.

Ein weites Betätigungsgebiet eröffnet sich dem Eisenbetonbau in den Hanen. Hane sind die großen Geschäftshäuser Stambuls und Galatas. Auch Mietkasernen werden so bezeichnet. Jeder hat seinen eigenen Namen. Die meisten der Stambuler Geschäftshane sind alt, wie z. B. der berühmte Walide-Han und genügen den heutigen Anforderungen des Geschäftsverkehrs nicht mehr. Sie sind eng und dunkel, haben niedrige Zimmer und schmutzige Aborte usw. In den letzten Jah-

ren sind einige neue Hane erbaut worden. Für diese Gebäude hat sich ein eigener Stil herausgebildet. Die alten Hane schließen in der Regel einen Hof ein, um den in jedem Stockwerke eine Galerie läuft, worauf sämtliche Fenster und Türen münden. Bei den ganz alten Hanen, wie dem schon genannten Walide-Han, haben die Außenmauern überhaupt keine Fenster oder nur sehr wenige und kleine. Der Hof ist der Mittelpunkt des Hans; in der Mitte plätschert ein Brunnen, einige alte Platanen spenden Schatten, in einer Ecke hat sich ein Kaffeesieder angesiedelt — jeder Han hat seinen eigenen —, da liegen Waren aufgestapelt und da werden endlich auch viele Geschäfte abgeschlossen. Wer das geschäftliche Leben in einem alten Hane kennen lernen will, muß den Walide-Han besuchen, wo die Perser auf ihren Teppichen hausen. Leider ist er schon teilweise eingestürzt, teilweise abgebrannt.

Die neuen Hane behalten die Grundform der alten bei, nur verwandelt sich der Hof in einen überdachten Lichtschacht, um den innen Galerien herumlaufen, worauf die Türen münden. Auf diesen Galerien reiht sich Geschäft an Geschäft und, in den oberen, Büro an Büro. Das gelungenste Beispiel eines solchen Hans bietet der Katirdjioghlod-Han in Stambul. Solche Hane geben dem Eisenbetonbau eine reiches Betätigungsfeld.

Der Zementverbrauch ist in Konstantinopel bedeutend. Die hauptsächlichsten Lieferanten sind Rumänien, Dalmatien, Ungarn, Frankreich, Belgien und Deutschland. Auch die Türkei besitzt seit kurzem zwei gut eingerichtete Zementfabriken in der Nähe Konstantinopels. Auch die Verwendung von Kunststeinen macht Fortschritte.

G. Herlt (Konstantinopel).

MARKTBERICHTE.

Über die Lage des deutschen Zementmarktes.

Während das Jahr 1911 für die deutsche Zementindustrie noch ein recht ungünstiges war, kann im laufenden Jahr auf die erhoffte Besserung und Gesundung des Marktes mit einiger Sicherheit gerechnet werden. Die Mehrzahl der Jahresberichte der Werke haben gezeigt, daß die in der zweiten Hälfte des vorigen Jahres nach langen Kämpfen erfolgte Einigung auf dem Berliner Gebiet für 1911 zu spät kam, und da, wo doch günstigere Dividendenzahlen erscheinen, ist dies zum Teil auf die geringer bemessenen Rückstellungen zurückzuführen. Mit besonderer Schärfe hat der Vernichtungskampf und die schließliche Einigung auf dem Berliner Markte gezeigt, daß für die unter dem Druck gewaltiger Überproduktion stehende Zementindustrie die Regelung der Absatzverhältnisse auf diesem Gebiet für die ganze deutsche Zementindustrie bestimmend ist. Nicht nur, daß die hier stärker interessierten benachbarten Produktionsgebiete auf eine Besserung der Preise während des Kampfes verzichten mußten, auch die ferner liegenden konnten zu keiner ruhigen Entwicklung der Geschäftslage kommen. Umgekehrt hat nach der Einigung und Normierung besserer Preise in Berlin auch in allen anderen

Gebieten eine Erhöhung der Preise Platz greifen können, so daß wenigstens eine angemessenere Verzinsung der Anlagekapitalien wieder erwartet werden kann. Daß die starke Überproduktion der deutschen Zementindustrie eine solche Rolle für den Inlandmarkt spielt, beruht darauf, daß das Auslandsgeschäft im Vergleich mit den Ziffern der anderen Exportländer eine ständige prozentuale Abnahme zeigt. Das ist wiederum darauf zurückzuführen, daß das Ausland vielfach hinter hohen Schutzzollmauern eine der deutschen gefährliche Exportindustrie großgezogen hat, die auf Grund hoher Inlandspreise den Weltmarkt drücken kann. Bezüglich der Gestaltung des Zementmarktes in den einzelnen Wirtschaftsgebieten des Deutschen Reiches ist zu sagen, daß zunächst der Abruf in den ersten Monaten sich sehr schleppend entwickelte, weil in Erwartung der höheren Preise Händler und Baugeschäfte in den letzten Monaten des vergangenen Jahres ganz außergewöhnliche Mengen auf Lager gebracht hatten. Doch haben im weiteren Verlaufe die Abschlüsse für das laufende Jahr eine befriedigende Entwicklung genommen.

In Berlin ist dem vorher Gesagten gemäß der Absatz zu den besseren Preisen ein durchaus normaler geblieben. Der Ausfall in Hochbauten infolge der wenig erfreulichen Verhältnisse des Berliner Terrain- und Immobilienmarktes wird durch größere Lieferungen für behördliche Tief- und Untergrundbahnbauten reichlich gedeckt. Ebenso befriedigend ist der bisherige Geschäftsgang in Oberschlesien zu beurteilen. Insbesondere können diejenigen Werke, die sich einer vorsichtigen Dividendenbemessung befleißigt haben, auf ein gutes Jahr hoffen.

In Mitteldeutschland und Hannover haben sich zwar auch die Jahresabschlüsse zu erhöhten Preisen bisher in glatter Weise vollzogen, doch ist der Abruf bisher weniger befriedigend.

In Stettin wie im Hamburger Gebiet konnten die Werke durch die außergewöhnlich günstige Konjunktur des Weltmarktes zufriedenstellende Absatzziffern im Auslandsgeschäft erzielen. Das ist einmal auf den jah aufstrebenden großen Bedarf Rußlands, zum anderen auf die Produktionsstockung in England infolge des Kohlenstreiks zurückzuführen.

Wie sehr auch die russische Industrie bemüht ist, den steigenden Bedarf selbst zu befriedigen, geht daraus hervor, daß die Produktionsfähigkeit des Landes im Laufe dieses Jahres sich gegen das Vorjahr nahezu verdoppeln wird.

Auch im Inlande haben die Stettiner und unterelbischen Werke einen normalen Geschäftsgang zu verzeichnen.

In Süddeutschland, das sich schon seit längerer Zeit der am besten geordneten Verhältnisse auf dem Zementmarkt erfreut, entfiel die überall anders beobachtete Voreindeckung vor Jahreschluß. Da auch eine verhältnismäßig günstige Witterung für das Baugeschäft herrschte, ging der Absatz in den ersten Monaten gut von statten, und man nimmt die gleiche Entwicklung wie im Vorjahre an.

Im rheinisch-westfälischen Bezirke war, trotzdem die Preiserhöhung sehr geringfügig war, der Absatz in den ersten Monaten sehr schwach und hat sich erst allmählich auf die Höhe der Vorjahre entwickelt. Ein Stand, der, wie bekannt, die Produktionsfähigkeit der Werke nur um wenig mehr als die Hälfte beansprucht. Die wichtigste Frage in diesem Produktionsgebiet ist die, ob ein neues umfassenderes Syndikat zusammengebracht wird. Die Unsicherheit der bestehenden Verhältnisse läßt kein Urteil über die nächste Entwicklung zu. Die Entscheidung, ob das jetzige Syndikat mit dem 31. September 1912 aufgelöst wird, hängt von dem Urteil des Reichsgerichts ab. Für die Schwierigkeit der Neubildung ist am bezeichnendsten, daß die Quotenforderung für die sämtlichen in Betracht kommenden Werke 30 Millionen Faß beträgt, während

in den bisherigen Syndikatverträgen nur 8,8 Millionen Faß bemessen sind.

Zusammenfassend kann man über die Lage des Zementmarktes sagen, daß die Hoffnungen auf eine etwas bessere Gestaltung für das laufende Jahr bisher nicht enttäuscht wurden und bei stetig bleibender Entwicklung die Aussichten als günstig zu bezeichnen sind.

Preisbewegung auf dem Zementmarkt.

In den ersten Monaten des Jahres 1912 haben sich die Zementpreise nach den Notierungen am Berliner Baumaterialienmarkte ständig gehoben. Im Vergleich zu den beiden vorangegangenen Jahren zeigt sich sogar eine erhebliche Besserung. Es kosteten nämlich 170 kg Zement netto frei Bau in Mark:

	1907	1908	1909	1910	1911	1912
März	6,25	6,50—6,70	5,75	4,50	4,00	5,70
April	6,25	6,50	5,75	5,00	4,00	5,70—6,00

Im Dezember 1911 stand der Preis noch auf 4,00 bis 4,50 M. Er erhöhte sich im Januar 1912 bereits auf 5,45 bis 5,75 M. Im Februar wurden fast durchweg 5,70 M pro 170 kg erzielt. In den Kreisen der Zementhersteller ist man mit der bisherigen Wirkung der geschlossenen Konventionen ziemlich allgemein zufrieden. Das Verschleudern der Ware zu Preisen, die sehr oft nicht die Selbstkosten deckten, hat jedenfalls überall aufgehört. Der Eingang neuer Aufträge vollzieht sich in normaler Weise, obwohl die Bautätigkeit verschiedentlich noch recht zu wünschen übrig läßt. Der Abruf des verkauften Materials geht noch sehr langsam von statten. Die Erklärung dieser Erscheinung mag darin liegen, daß die meisten Händlerfirmen und Großkonsumenten bei dem niedrigen Preisstand im November und Dezember 1911 noch erhebliche Mengen Zement eingelagert haben und diese zunächst verbrauchen. Ferner dürfte die kühle Witterung und die Nachfröste, die in höheren Lagen Betonierungsarbeiten usw. ausschließen, ebenfalls dazu beigetragen haben, den Konsum zu hemmen.

Vom Stabeisenmarkte.

Stabeisen gehört zu den B-Produkten, deren Syndizierung im neuen Stahlwerksverband unterblieben ist. In den langwierigen Verhandlungen über die Verbandserneuerung ist mehrfach darauf hingewiesen worden, daß die Bildung von Sonderverbänden für die einzelnen B-Produkte durchaus möglich und erstrebenswert sei. Aber die Erfahrungen, die man früher gerade mit Kartellierungsversuchen für Stabeisen machte, lassen die Aussicht auf zukünftigen Erfolg recht gering erscheinen. Dennoch ist kaum zu erwarten, daß die Preise auf dem Markt der B-Produkte vorläufig von ihrer Höhe herabsinken; die Absatzmöglichkeiten sind gegenwärtig noch so günstig, daß selbst bei erhöhter Produktion die aufwärtsstrebende Preisentwicklung kaum gehemmt werden dürfte. Setzt man die gegenwärtigen Preisnotierungen für Stabeisen an der Düsseldorfer Börse in Vergleich zu den Preisen in den Jahren seit 1893, so ergibt sich folgendes Bild der Preisbewegungen. Es kostete 1 t ab Werk in Mark:

Jahr	Flußstab- eisen	Schweiß- stabeisen
1898	119,38	126,88
1899	165,83	189,00
1900	183,75	203,75
1901	110,00	—
1902	106,88	120,00
1903	107,50	119,38
1904	109,12	123,75
1905	109,00	127,50
1906	130,31	149,00
1907	142,50	163,75
1908	106,25	130,75
1909	101,75	123,75

Jahr	Flußstab- eisen	Schweiß- stabeisen
Jan. 1910	108,50	125,00
April 1910	110,00	130,00
Juli 1910	110—112	130,00
Okt. 1910	110—112	130—133
Jan. 1911	112—115	130—133
April 1911	105—108	130—133
Juli 1911	99—105	130—133
Okt. 1911	100—105	132—135
Jan. 1912	112—115	132—135
April 1912	115—120	135—138
Mai 1912	117,50—122,50	140—143

Beim Vergleich der Preise fällt besonders auf, wie die Spannung zwischen Flußstabeisen und Schweißstabeisen, die noch im Jahre 1898 sehr niedrig gewesen war, anwuchs und in den letzten Jahren meist über 20 M hinausging. Im Mai 1912 betrug sie durchschnittlich 21,50 M. Die Mehrausfuhr von Stabeisen, die sich durch Abzug des Imports vom Export ergibt, ist im ersten Vierteljahr des laufenden Jahres auf 2 837 275 dz gestiegen gegen 2 709 357 dz in der gleichen Zeit des Vorjahres. Von der Ausfuhrmenge entfielen auf Träger 936 335 dz gegen 764 687 dz in der vorjährigen Vergleichsperiode, auf Formeisen, Stabeisen zum Umschmelzen usw. 1 900 940 dz gegen 1 944 670 dz des vergangenen Jahres. Der Wert des ausgeführten Stabeisens stieg in derselben Zeit von 27,02 auf 33,38 Mill. M. Davon entfallen auf Träger 7,45 Mill. M im Jahre 1911 und 9,45 Mill. Mark in 1912. Für die Beurteilung der gegenwärtigen Lage des Stabeisenmarktes fällt einmal ins Gewicht, daß die Preise für Kohle und Koks in der letzten Zeit erheblich gestiegen sind. An der Düsseldorfer Börse wurden Mitte Mai folgende Kohlenpreise notiert, in Vergleich gesetzt mit den Märznotierungen: Flammförderkohle 11,50—12,50 M pro Tonne gegen 11,25 M, Fettkohle 11,25—12,00 M gegen 10,75 M, magere Kohle 10,50—12,00 M gegen 10,00 M pro Tonne. Gießereikoks wurde im Mai mit 18,00—20,00 M bezahlt gegen 17,00—19,00 M pro Tonne im März. Endlich kommen für den Geschäftsgang der Stabeisenwalzwerke die Schwankungen der Roheisen-

preise in Betracht. Diese stellten sich Mitte Mai nach den amtlichen Notierungen an der Düsseldorfer Börse pro Tonne in Mark, wie folgt:

	Mai 1909	1910	1911	1912
Deutsches Gießerei- eisen I	59—60	63—65	66	73,50
Deutsches Gießerei- eisen III	57—59	62—64	64	70,00
Deutsches Besse- mer-eisen	59—61	63—65	70	77,50
Spiegeleisen 10 bis 12 % Mangan	63—66	63—65	63—65	77,00

Mit einem weiteren Steigen der Eisenpreise muß angesichts der günstigen Marktlage noch immer gerechnet werden.

GESCHÄFTSBERICHTE.

Ways & Freytag Akt.-Ges. (Hoch- und Tiefbauten) in Neustadt a. d. Haardt.

Die Gesellschaft, die, wie schon mitgeteilt, für 1911 wieder 10 % Dividende zahlt und ihr Kapital von 6 auf 8 Mill. M. erhöht, erzielte, wie die nunmehr vorliegende Gewinn- und Verlustrechnung ergibt, in 1911 einen Geschäftsgewinn von 2 302 411 M (i. V. 2 121 283), Lizenzgebühren erbrachten 27 132 M (57 572), Unkosten erforderten 621 857 M (479 845), Abschreibungen 572 021 M (597 905). Der Überschuß beträgt 963 015 M (930 004). Zum Vortrag auf neue Rechnung gelangen 149 429 M (127 350). Im Geschäftsbericht bemerkt die Verwaltung:

Leider ließen die erzielten Preise viel zu wünschen übrig, da diese an einzelnen Plätzen durch übergroße Konkurrenz, die zum Teil unter Selbstkosten anbot, sehr gedrückt wurden. Aus vorgenannten Gründen und da wir für die infolge des Mehrumsatzes erforderlichen weiteren Bankkredite etwa 100 000 M Mehrzinsen aufwenden mußten, war es nicht möglich, eine dem höheren Umsatz entsprechende Steigerung des Bruttogewinnes herbeizuführen.

In der Bilanz erscheinen unter anderen Werkzeugkonto 613 698 M (556 845), Inventarkonto 47 693 M (46 431), Holzkonto 297 258 M (278 589), Materialkonto 1 563 301 M (1 521 235), Betriebskonto 1 260 350 M (834 483), Debitoren 6 675 796 M (5 486 013). Bankkreditoren und laufende Verbindlichkeiten 4 785 353 M (3 381 689), Bankdarlehen für in- und ausländische Beteiligungen 3 770 662 M (2 606 708). Den Kapitalbedarf begründet die Gesellschaft, wie bekannt, mit der Vermehrung des Umsatzes, die weitere Mittel erfordert. Über die Aussichten heißt es im Geschäftsbericht: „Für das laufende Jahr haben wir bereits einen wesentlich höheren Auftragsbestand wie zu der gleichen Zeit im Vorjahre, und zwar entfällt von der Mehrung $\frac{3}{4}$ auf das Inland und $\frac{1}{4}$ auf das Ausland, so daß wir aller Voraussicht nach wieder mit mindestens dem gleichen Umsatz und einem günstigen Ergebnis rechnen dürfen.“

STATISTIK.

Deutschlands Außenhandel mit Baumaterialien im Jahre 1911.

Der Bedarf an Baumaterialien war infolge der lebhaften Bautätigkeit im Jahre 1911 wesentlich größer als im Vorjahre. Die Besserung ist jedoch zum weitest großen Teil den inländischen Produzenten von Baumaterialien zugute gekommen. Die Zufuhr aus dem Auslande ist nicht allzu kräftig gestiegen. Die Einfuhr von

Zement hielt sich ungefähr auf dem vorjährigen Niveau. Die ungünstige Lage des deutschen Zementmarktes bot der ausländischen Konkurrenz keine Aussicht auf lohnenden Wettbewerb. Auch die Einfuhr von kohlenurem Kalk weist keine auffallende Steigerung auf. Ziemlich stark hat allerdings der Import von natürlichem phosphorsurem Kalk zugenommen. Es wurden in den Monaten Januar bis November 1910 und 1911 eingeführt in Doppelzentrnern:

	1910	1911	Zu- resp. Abnahme
Portlandzement . .	2 302 014	2 368 793	+ 66 779
Sand, Kies usw. . .	2 649 397	3 528 681	+ 879 284
Ton, Lehm	1 678 229	2 063 768	+ 385 539
Kalk natürl. kohlen.	8 117 225	8 284 280	+ 167 055
„ gebrannter . .	767 447	882 642	+ 115 195
„ natürl., phosphor- saurer	6 476 021	7 681 083	+ 1 205 062
Rohblöcke aus Granit und Sandstein . .	1 354 760	1 324 104	- 30 656

Die Ausfuhr von Zement stieg in den Monaten Januar bis November 1911 von 6 686 118 dz auf 7 744 404 dz. Der Export von Kies, Sand usw. ging von 12 429 193 dz auf 11 150 912 dz zurück. Ton und Lehm wurden 3 073 813 dz ausgeführt gegen 2 826 324 dz im entsprechenden Zeitraum des Vorjahres. Die Ausfuhr von natürlichem kohlenurem Kalk ist von 1 423 989 dz auf 1 862 132 dz gestiegen. Rohblöcke aus Granit und Sandstein wurden in den ersten 11 Monaten 1911 insgesamt 1 341 249 dz exportiert. Das bedeutet gegen das Vorjahr eine Abnahme um 2 947 075 dz.

Steigende Rentabilität der Zementwerke.

Die Verzinsung des in der Zementindustrie verbenden Kapitals hat sich naturgemäß seit dem Abschluß der Preiskonventionen und Kartelle ganz wesentlich gehoben. Es ist begründete Hoffnung vorhanden, daß die während der letzten Jahre entstandenen großen Verluste bei anhaltender Stabilität des Baumaterialienmarktes in absehbarer Zeit wieder ausgeglichen werden. Im ersten Quartal 1912 haben 27 Aktiengesellschaften der Zementindustrie ihre Bilanzen für das abgelaufene Geschäftsjahr so veröffentlicht, daß ein Vergleich der in den letzten beiden Jahren erzielten Dividendenresultate durchführbar ist. Das Aktienkapital dieser Gesellschaften hielt sich im letzten Jahre auf der bisherigen Höhe von 46,19 Millionen Mark. Die Summe der verteilten Dividende ist von 1 495 000 M

auf 2 106 000 M gestiegen. Die für das gesamte Aktienkapital berechnete Durchschnittsdividende ist von 3,2 auf 4,6% gestiegen. Die Abschreibungen waren in diesem Jahre wesentlich höher als im Vorjahre. Sie belaufen sich bei 24 vergleichbaren Gesellschaften mit 45,50 Millionen Mark Nominalkapital auf 3,57 Millionen Mark. Im Vorjahre brachten dieselben Gesellschaften bei gleichem Grundkapital 3,16 Millionen Mark zur Abschreibung. Für einen Vergleich von Reingewinn und Verlusten in den letzten beiden Geschäftsjahren lassen sich die Bilanzen von 28 Aktiengesellschaften der Zementindustrie verwerten. Bei diesen gestalteten sich die Geschäftsergebnisse, wie folgt:

Jahr	Zahl der Gesellschaften	Aktienkapital in Millionen Mark	Reingewinn bzw. Verlust
1910	24	44,06	+ 2,65
	4	3,00	- 0,12
1911	25	44,54	+ 3,76
	3	1,75	- 0,15

Der erzielte Gewinn hat eine ganz bedeutende Steigerung erfahren. Die Zahl der mit Verlust arbeitenden Gesellschaften hat sich um eine verringert. Die absolute Höhe der Verluste ist etwas gewachsen. Für sämtliche 28 vergleichbare Gesellschaften ergibt sich eine Steigerung des Reingewinnüberschusses von 2 525 705 auf 3 608 605 Mark. In Prozenten des gesamten Aktienkapitals zeigt sich eine Besserung von 5,4 auf 7,8%. In den Geschäftsergebnissen des Jahres 1911 kommt die Besserung der Preis- und Absatzverhältnisse natürlich noch nicht in vollem Umfange zum Ausdruck. Die Verbraucher sind sogar gegenwärtig noch teilweise reichlich mit Zement versehen, so daß vorläufig noch keine allzu bedeutenden Mengen zu den erhöhten Preisen abgenommen werden. Mit dem Schwinden der Vorräte bei den Konsumenten und mit der Zunahme der Bautätigkeit wird auch der Abwurf eine Steigerung erfahren. Es ist anzunehmen, daß bei anhaltender Einigkeit der Zementhersteller die Dividendenträge im laufenden Jahre eine weitere erhebliche Besserung erfahren werden. Der Absatz von Zement im Auslande hat im ersten Quartal 1912 bereits kräftig zugenommen. Die Gesamtausfuhr von Portland-, Romanzement und gemahlenem Kalk belief sich in den Monaten Januar bis März 1912 auf 1 877 375 dz. In der vorjährigen Vergleichsperiode wurden 1 574 632 dz exportiert. Besonders stark hat der Bedarf von Frankreich, Chile, Brasilien und der Türkei zugenommen, während die Ausfuhr nach den Vereinigten Staaten, Belgien und Dänemark nachgelassen hat.

ZEMENTZUSATZMITTEL ODER ZEMENTSCHUTZANSTRICHE?

Zuschrift von Dr. Carl Roth,

hydrologischem Chemiker, Patentinhaber des „Inertol“ in Frankfurt a. M.

In Heft 1 (S. 12) des Jahrgangs 1912 dieser Zeitschrift wurde über Versuche mit wasserdichtem Beton berichtet, denen zufolge ein Zusatz von Schmierseife zum Beton zu befriedigenden Resultaten führte. Ähnliches wurde aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde in Heft 16 des Jahrgangs 1911: „Beton und Eisen“ und im Heft 1 der gleichen Zeitschrift mitgeteilt.

In Übereinstimmung mit der Meinung des Verfassers des letztgenannten Artikels besteht für mich nicht der leiseste Zweifel, daß die wasserabdichtende Wirkung der Schmierseife mit der

Bildung von wasserunlöslichen Fettsäureverbindungen des Kalkes zu erklären ist, insofern die kaustischen, Alkali verdrängenden Eigenschaften dieser Salzbasis im trockenen oder frisch angemachten Zement noch nicht ausgelöscht sind. Parallel damit und unabhängig davon verläuft der Hauptprozeß, dessen Endergebnis die künstliche Versteinerung ist, die in der chemischen Vereinigung besteht, welche die durch Brennen vorher aufgeschlossenen Teilbestandteile Kalk und kiesel-saure Tonerde unter der Einwirkung von Wasser erfahren. Man wird sich also die Abdichtung so vorzustellen haben, daß zwischen den abgebu-

denen Zementteilchen, deren Zwischenräume ausfüllend, die bis zu einem gewissen Grad wasserabstoßend wirkenden Partikelchen des fettsauren Kalkes sich einlagern und durch Raumauffüllung der Zementkapillaren dem Wasser den Zutritt ins Innere verlegen.

Solange nur chemisch passive Wasser, Regenwasser ohne begleitende Beimischung von Rauch, d. h. ohne Gehalt an schwefeliger Säure und daraus sekundär durch Oxydation entstandener Schwefelsäure auf derart geschützte Zementputzflächen einwirken, kann deren Dichtigkeit kaum beeinträchtigt werden. Wenn aber kohlenensäurehaltiges Wasser, Rauchgase, die organischen Säuren vieler Sumpf-, Moor- und Waldböden, zersetzbare Salze aus Abfallstoffen in aufgefüllten Erden, nach Eisenvitriol hin vitrioleszierende Schwefelverbindungen und zahlreiche andere chemische Substanzgliederungen ihren aggressiven Einfluß auf die deckenden Flächen geltend machen, mit dem Bestreben, das Innere des Zementkörpers zu durchdringen, so kann nicht nur, sondern wird mit apodiktischer Gewißheit der eingelagerte fettsaure Kalk angegriffen und damit sein Abdichtungsvermögen illusorisch gemacht werden.

Wie aus dieser Aufzählung hervorgeht, sind es hauptsächlich Substanzen sauren Charakters, die auf die aus Schmierseife durch den natürlichen Kalkgehalt des Zementes niedergeschlagene unlösliche Kalkseife zersetzend einwirken. Dies vollzieht sich ganz generell so, daß, wo immer eine stärkere freie Säure oder auch ein stärkeres saures Salz, als die mit der Basis Kalk verbundenen Fettsäuren, auf die Verbindung beider trifft, diese selbst in ein neues Kalksalz der angreifenden Säure und in die jeweilige freie Fettsäure zerlegt wird. Die Umsetzungsprodukte, die nach und nach durch saures Wasser und auch durch den im Wasser absorbierten freien Sauerstoff aus fettsaurem Kalk entstehen, werden allmählich aus dem Zement teils herausgelöst, teils mechanisch fortgeschwemmt. Unter den gekennzeichneten Einwirkungsbedingungen gestaltet sich also das Innere alten Zementes cavernöser und wird von mikroskopisch kleinen Hohlräumen mehr durchsetzt, als es ohne vorausgegangene Schmierseifendichtung der Fall wäre.

Ein zweifelloser Vorzug der Zementzusatzmittel besteht in der Möglichkeit, sie während der Herstellung des Betons bzw. des Mörtels anzuwenden zu können, so daß nach deren Fertigstellung auch die Dichtungsarbeit vollendet ist.

Will man dagegen die Abdichtung von Beton oder von Zementputz mit Schutzanstrichen erreichen, so muß das völlige Erhärten und Trocknen des Betons oder des Zements abgewartet werden. Zu frühes Aufbringen eines Schutzanstrichs hindert, wegen der Unmöglichkeit, daß dieser seinen Weg durch noch feuchte, schwitzende Zementporen nimmt, dessen volle

Wirkung. Diesem kleinen Nachteil in der Anwendung von Anstrichen stehen aber überragende Vorteile gegenüber.

Die Zuverlässigkeit einer Zementabdichtung durch Schmierseife oder durch andere ähnliche Beimischungen bleibt stets von der Gleichmäßigkeit und Sorgfalt abhängig, womit der Zusatz erfolgt. Eine Kontrolle der Dichtungsarbeit am fertigen Verputz oder Betonkörper ist durch die sinnliche Wahrnehmung ausgeschlossen. Dagegen läßt sich die Lückenlosigkeit eines sachdienlichen Anstrichs und die Sorgfalt, mit der er aufgebracht worden ist, bis in die entlegensten Winkel seiner Schutzzone durch den Augenschein prüfen.

Wenn der Schutzanstrich von bewährter Zusammensetzung ist, wie das in Nr. 1: „Versuche mit wasserdichtem Beton“ erwähnte Inertol, so bildet er nicht nur chemisch eine elastische, passive, d. h. mit den Bestandteilen des Wassers nicht reaktionsfähige Deckhaut über dem Zementverputz. Ein seine Schutz Aufgabe vollkommen erfüllender Schutzanstrich stellt vielmehr auch noch physikalisch einen in Form einer Infiltration ins Innere des Betons oder Zementes vorgeschobenen Grenzwall dar, der in nachhaltiger Weise das Eindringen und die Einwirkung des Wassers, gleichgültig, ob chemisch aggressiv oder nicht, verhindert. Und wo ist man gegen die Einwirkung aggressiven und speziell sauren Wassers sicher? Denn nicht nur flüssige Mineralsäuren strömen im Zustand der Verdünnung oder in Form von leicht veränderungsfähigen Verbindungen aus der Atmosphäre oder dem natürlichen chemischen Laboratorium des Bodens dem Wasser zu. Es ist selbst außerdem häufig genug noch der Tummelplatz und die Brutstätte eines Heeres von pflanzlichen Kleinlebewesen, die auf den Zement- und Betonflächen der Wasserbehälter ihre chemisch differenten Stoffwechsel- und Zerfallsprodukte erzeugen.

Man erwäge endlich noch, daß die in so vielen Trink- und gewerblichen Wässern gelöste, unter gewöhnlichen Verhältnissen schwächste Säure, die Kohlensäure, mit Wasser zusammen derartigen natürlichen oder technischen Bedingungen unterstehen kann, um bei entsprechend hohem, und namentlich auch dem Druck der Zementkapillaren zur starken hydriatischen Säure zu werden. Als solche aber kann sie Fettsäure aus fettsaurem Kalk in Freiheit setzen und damit dessen Schutzwirkung gegen Wasser hinfällig machen. Dies alles sind also Verhältnisse, unter denen durch Schmierseifenzusatz zum Zement entstehende unlösliche Seifen allein niemals Anstrichmittel ersetzen können, die, aus chemisch passiven, festen Destillationsrückständen organischer Fossilien zusammengesetzt, Gruppenvertreter von der Art des fettsauren Kalkes nur als prozentisch weit zurücktretende Hilfssubstanzen vorteilhaft enthalten.

Die Materialprüfungsanstalt der Königl. Technischen Hochschule in Stuttgart hat kürzlich Versuche ausgeführt, die die abdichtende Wirkung des Inertol auf rauhem Zementputz 1:2 bei zweimaligem Anstrich selbst bei 5 at Druck erwiesen haben. Demgegenüber wurden, wie sich ja von selbst versteht, die gleichen Platten im ungestrichenen Zustand undicht.

Durch Zusatz von Schmierseife und ähnlichen Mitteln wurde die Festigkeit des Mörtels herabgesetzt; dagegen tritt eine derartige nachteilige Wirkung bei Anwendung von Schutzanstrichen nicht ein. Die bisherigen Versuche haben im Gegenteil gezeigt, daß auf die Endfestigkeit des Mörtels rascher zu rechnen ist, wenn er mit der wasserdichten Haut eines Schutzanstrichs überzogen wird. Die Versuche über den Gegenstand werden noch fortgesetzt. Ihr Gesamtergebnis soll später veröffentlicht werden vorbehalten bleiben.

Es erübrigt mir vielleicht noch, schätzungsweise einen vergleichenden Blick auf die Kosten fallen zu lassen, die durch Schmierseifenzusatz gegenüber zweimaligen Inertolanstrichen verursacht werden.

Der Preis des Schmierseifenzusatzes wird in Nr. 1 S. 15 mit etwa 8 1/2 M pro cbm angegeben. Dabei sind offenbar nur die Kosten der Seife gerechnet. Das würde pro qm Zementputz von 2 cm Stärke 17 Pf ausmachen.

Zum Anstrich von Putzflächen braucht man für etwa 20 bis 25 Pf Inertol pro qm. Das zur Herstellung von Schmierseifenlösung empfohlene

Anwärmen des Wassers und das Filtrieren der Lösung hat für manche Bauarbeiten so viele Unzuträglichkeiten und Kosten im Gefolge, daß der Arbeitslohn für Inertol-Anstriche in vielen Fällen mehr als aufgewogen sein dürfte.

Hiernach dürften die Ausgaben in beiden Fällen annähernd die gleichen sein.

Zusammenfassung.

1. Zusätze von Schmierseifenlösung oder ähnliche Beimischungen zum Beton oder Zement kommen als abdichtende Mittel vorzugsweise gegen neutrale Wasser dann in Betracht, wenn mit der Fertigstellung des Betons oder des Zementputzes auch die Abdichtung beendet sein muß. Dagegen ist dieses Dichtungsverfahren zweckwidrig, wenn die Festigkeit des Zementes nicht herabgesetzt werden darf und die einwirkenden Wasser chemisch aggressiv und namentlich sauer sind.

2. Schutzanstriche wie Inertol u. a. sind als Mittel zur Abdichtung weitaus vorzuziehen, wenn das Erhärten und Trocknen der Zementkörper abgewartet werden kann, wenn die Zuverlässigkeit der Abdichtung leicht kontrollierbar sein soll, wenn eine Minderung der Festigkeit des Zementes als mechanisch zu bewertender Konstruktionsfaktor vermieden und wenn endlich auf die Einwirkung namentlich von sauren Wässern, Rauch, Moor, Wasserbakterien und vielen organischen Zersetzungsprodukten Rücksicht genommen werden muß.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Habilitierung.

An der Technischen Hochschule in Aachen hat sich Dr.-Ing. Karl Mautner, Oberingenieur der Firma Carl Brandt, Düsseldorf, für Eisenbeton habilitiert.

Die wissenschaftliche Abteilung der Internationalen Bauausstellung Leipzig 1913.

„Ein klares Bild des gesamten Bau- und Wohnwesens in seiner wissenschaftlich-künstlerischen, wie sozialen und wirtschaftlichen Bedeutung den weitesten Kreisen vor Augen zu führen“, ist die bedeutende Aufgabe, die sich die „Internationale Bauausstellung Leipzig 1913“ gestellt hat. Das großzügige Unternehmen soll die gewaltige Bedeutung erkennen lassen, welche die fruchtbringende Zusammenarbeit von Theorie und Praxis, von Wissenschaft, Technik und Industrie für die Entwicklung des Bauwesens, dieses Grundpfeilers aller kulturellen Entwicklung, gehabt hat und in immer höherem Maße gewinnen wird.

Ähnlich wie bei der Hygieneausstellung in Dresden im vorigen Sommer die vielbewunderte Halle „Der Mensch“, so soll bei der Weltausstellung für Bau- und Wohnwesen eine wissenschaftliche Abteilung dem großen Publikum in populären Darstellungen und Vorführungen die modernen technischen Errungenschaften zeigen und gleichzeitig auch für den Fachmann von instruktiver Bedeutung sein.

Es ist — um nur eines der zu behandelnden Spezialgebiete zu nennen — für die Ausstellung eine Ehrenpflicht, einmal die Ingenieurbaukunst den weitesten Kreisen derart

darzustellen, daß die Erzeugnisse ihrer schöpferischen Geistesarbeit darin nicht nur für die Fachwelt Anregung bieten, sondern daß aus diesen Vorführungen auch bei dem großen Publikum Verständnis für technische Leistungen erweckt wird, die nicht so leicht zu erfassen sind wie die Werke der Architektur. Wie wenig Menschen empfinden die wundervolle Harmonie, zu der die Gesetze der Sachlichkeit mit den Forderungen der Ästhetik in einem bedeutenden Ingenieurbau sich vereinigen, in der Konstruktion einer Eisenbrücke z. B. oder eines gewaltigen Eisenbetongewölbes. Wie gering ist die Zahl der Laien, die sich eine Vorstellung von dem gewaltigen Umfang und der Mannigfaltigkeit der wissenschaftlichen Grundlagen zu machen vermögen, aus denen das Bau- und Wohnwesen und die ihm dienenden Industrien sich zu ihrer hohen Blüte entwickelt haben! Wer glaubt, daß die nüchterne Rechnung des Ingenieurs zu einer edlen Reinheit der architektonischen Form sich zu steigern vermöchte, daß dort, wo der Industrialismus mit eiserner Energie seine Forderungen stellt, auch die Blume der Schönheit blüht?

Die Leitung der wissenschaftlichen Abteilung der Bauausstellung liegt in den Händen des Herrn Regierungsbaumeisters Ewerbeck aus Berlin. Ein eigener stattlicher Palast wird an dominierender, erhöht liegender Stelle des Ausstellungsgeländes errichtet — eine Akropolis der Bauwissenschaft. Dieser Palast wird die wissenschaftliche Abteilung nach einem großzügigen Programm beherbergen, das — von der Aufzählung der Unterabteilungen abgesehen — folgende großen Gesichtspunkte umfaßt: Die wissenschaftliche Durchbildung von Bauwerken als erste Abteilung, zu der die Gewinnung der Grundlagen für Bau-

entwürfe, die Gewinnung, Bearbeitung und Prüfung der Baustoffe, die Ausführung von Bauten, die Darstellung von Bauentwürfen im allgemeinen und im besonderen die Grundlagen bilden werden. Als zweite große Abteilung umfaßt es die künstlerische Durchbildung von Bauwerken und ihrer Umgebung. In der dritten Abteilung stellt es die wissenschaftliche und künstlerische Durchbildung von Gesamtanlagen, Städtebau und Siedelungswesen dar; in einer vierten beleuchtet es die Hygiene und die soziale Fürsorge im Bauwesen.

Außerhalb der eigentlichen wissenschaftlichen Abteilung wird die Bauwissenschaft auch in den einzelnen Industriehallen, wo sich die Notwendigkeit einer Ergänzung der industriellen Ausstellungen ergibt, gelegentlich auftreten. Ferner werden die Ausstellungspaläste des sächsischen Staates und der Stadt Leipzig eine Fülle wissenschaftlichen Materials bieten. Das Ausland wird zum Teil in den einzelnen wissenschaftlichen Gruppen vertreten sein; es werden aber auch einige ausländische Staaten eigene Pavillons errichten. So wird die Wissenschaft auf dieser Weltausstellung des Bau- und Wohnwesens in überzeugender Weise darlegen, daß die Entwicklung der menschlichen Kultur im innigen Zusammenhang mit dem Bauwesen steht, daß auch heute noch, wie in den Glanzzeiten kultureller Entwicklung, in den Werken der Baukunst die Kultur eine erhabene Ausdrucksmöglichkeit findet. Das unaufhörliche Wachsen des Weltverkehrs, die soziale Entwicklung unserer Zeit wären nicht möglich gewesen ohne die technischen Fortschritte auf dem Gebiete des Bauwesens. Deshalb muß der Gedanke, auf dieser Ausstellung die Bauwissenschaft in einer lehrhaften, für den Fachmann anregenden und dem Laien verständlichen Weise restlos zur Darstellung zu bringen, dankbar anerkannt und als rechtes Kind unserer Zeit begrüßt werden.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Studien über mehrfach gestützte Rahmen- und Bogenträger. Von Dr.-Ing. Henri Marcus. Verlag von Julius Springer, Berlin, 1911. Mit 52 Textfiguren. Preis M. 4.—

Der Verfasser behandelt die mehrfach gestützten Rahmen mit wagerechten Riegeln und gleich hohen Stützpunkten, die Stockwerkrahmen und die durchlaufenden Bogen. Er geht dabei von dem Gedanken aus, daß so hochgradig statisch unbestimmte Systeme nur dann behandelt werden können, wenn es gelingt, die statisch unbestimmten Größen in Funktionen zusammenzufassen, welche nach einheitlichen Gesetzen gebildet sind. Der Erfolg der Arbeit bestätigt die Richtigkeit dieses Grundgedankens.

Trotzdem müssen schon bei den Rahmen einige vereinfachende Annahmen gemacht werden, um zu brauchbaren Rechnungsformeln zu gelangen. Mit Recht wird von dem Einfluß der Normalkräfte und dem der elastischen Verschiebbarkeit und Verdrückbarkeit der Auflager in der Entwicklung der Schlußformeln abgesehen.

Bei der Berechnung der durchlaufenden Bogen mußte für die Bogenform ein einheitliches Bildungsgesetz (quadratische Parabel) zugrunde gelegt werden. Außerdem sind im Gange der Rechnung noch einige Vereinfachungen u. a. auch die Einführung von Mittelwerten für Integralausdrücke notwendig geworden. Da die Vereinfachungen im Texte zerstreut sind, ist es schwer, sich von ihrem Gesamteinfluß auf das Rechnungsergebnis eine Vorstellung zu machen.

Die Entwicklungen sind mit großer Gewandtheit durchgeführt und die teils großen Entwicklungssprünge sind nötig gewesen, um das Buch in dem Umfang zu halten,

welcher zur Lösung einer solchen Sonderaufgabe passend erscheint. Aus der in den Endgleichungen sich zeigenden Symmetrie der Koeffizienten zur Koeffizientendiagonale darf man wohl schließen, daß auch in den umfangreichen Rechnungen keine Fehler unterlaufen sind.

Der Entwicklung der Arbeitsgleichung

$$\frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial M_r'} = - \sum \frac{\partial C_r}{\partial M_r'} \delta_r - \sum \frac{\partial H_r}{\partial M_r'} \eta_r$$

aus der Gleichung

$$\mathfrak{A} = - \sum (C_r \cdot \delta_r + H_r \cdot \eta_r)$$

(Seite 6, 59, 82) stimme ich nicht zu, wenn sie auch zu dem richtigen Ergebnis geführt hat. Wenn δ_{0r} , η_{0r} gegebene Verschiebungen und δ_r' , η_r' Elastizitätsmaße der elastischen Verschiebungen sind, so sind die Gesamtverschiebungen $\delta_r = \delta_{0r} + C_r \cdot \delta_r'$, $\eta_r = \eta_{0r} + H_r \cdot \eta_r'$ und die Arbeit

$$\mathfrak{A} = - \sum C_r \left(\delta_{0r} + \frac{C_r \cdot \delta_r'}{2} \right) - \sum H_r \left(\eta_r + \frac{H_r \cdot \eta_r'}{2} \right)$$

Daraus ergibt sich nun

$$\frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial M_r'} = - \sum \frac{\partial C_r}{\partial M_r'} (\delta_{0r} + C_r \delta_r') - \sum \frac{\partial H_r}{\partial M_r'} (\eta_{0r} + H_r \cdot \eta_r')$$

wie oben, aber nicht aus

$$\mathfrak{A} = - \sum (C_r \cdot \delta_r + H_r \cdot \eta_r)$$

Wenn auch künftighin die mehrfach gestützten Rahmen und die Stockwerkrahmen wohl selten nach der neuen Theorie des Verfassers berechnet werden, so bleibt ihm doch das Verdienst, das Kräftespiel dieser vielfach unbestimmten Gebilde aufgeklärt und einen Weg gezeigt zu haben, welcher zu genauen Resultaten führt. Es kann daher das Studium des Buches allen denjenigen, welche hochgradig statisch unbestimmte Konstruktionen zu berechnen haben, empfohlen werden. Hager.

Rich. Wuczowski: Die Bemessung der Eisenbetonkonstruktionen. 83 Seiten mit 24 Abb. Preis M 4.—. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Das Buch will dem entwerfenden Ingenieur eine Handhabe zu schneller Berechnung geben, und hierzu legt der Verfasser seine in umfangreicher Praxis durchgebildeten abgekürzten Berechnungsverfahren nieder.

Jeder Ingenieur, der viel mit Dimensionierung von Eisenbetonkonstruktionen zu tun hat, findet ja den Rechnungsweg der „Bestimmungen“ zu umständlich und schafft sich meist selbst abgekürzte Verfahren und einfachere Wege. Die vom Verfasser angegebenen Vereinfachungen können meist als besonders glücklich bezeichnet werden, so daß nicht nur der Anfänger, sondern auch der erfahrenere Ingenieur manche Vorteile daraus ziehen kann. — Eine große Anzahl gut gewählter Beispiele veranschaulicht die Anwendung dieser vereinfachten Verfahren.

Das Buch kann bestens empfohlen werden. R. M.

BERICHTIGUNG.

In meiner Besprechung der 6. Auflage des Buches „Elastizität und Festigkeit“ von Bach und Baumann in Heft I der Zeitschrift auf Seite 40 des Jahrganges 1912 ist Professor Baumann von mir irrtümlicherweise als Assistent des Herrn Baudirektors Professor Dr.-Ing. v. Bach bezeichnet worden. Dr. Probst.

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.