

ARMIRTER BETON.

1911. SEPTEMBER.

INHALT:

Versuche über die Elastizität des Zementmörtels bei verschiedenem Sandzusatz nach feuchter und nach trockener Lagerung. Von C. Bach und O. Graf (Stuttgart). S. 309.
 Die Festigkeit von Schachtauskleidungen in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin). S. 316.
 Eine Windtrocknungsanlage in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz (Düsseldorf). S. 323.
 Über die Berechnung von Steifrahmen mit Querstützung. Von Dr.-Ing. Paul Müller (Kiel). S. 330.

Kohlensilo in Eisenbetonkonstruktionen. Von Ing. Karl Stock (Mannheim). S. 334.
 Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 340.
 Selbststanzeigen: „Umschnürter Beton“ D. R. P. 237 726. S. 343.
 Verschiedene Mitteilungen. S. 344. — Mitteilungen über Patente. S. 344.

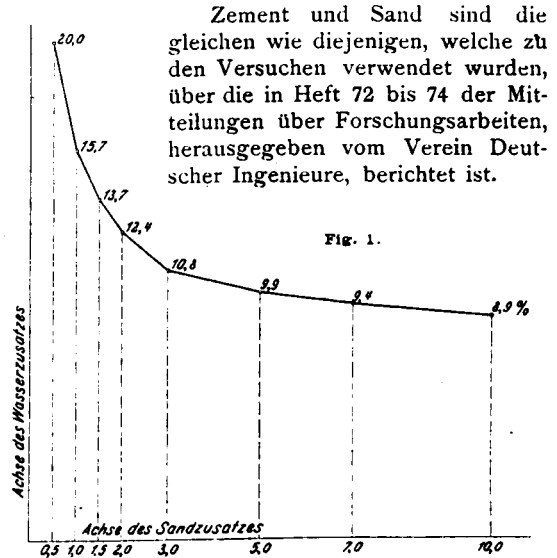
VERSUCHE ÜBER DIE ELASTIZITÄT DES ZEMENTMÖRTELS BEI VERSCHIEDENEM SANDZUSATZ NACH FEUCHTER UND NACH TROCKENER LAGERUNG. B 4 C 2

Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Königl. Technischen Hochschule Stuttgart.

Von C. Bach und O. Graf (Stuttgart).

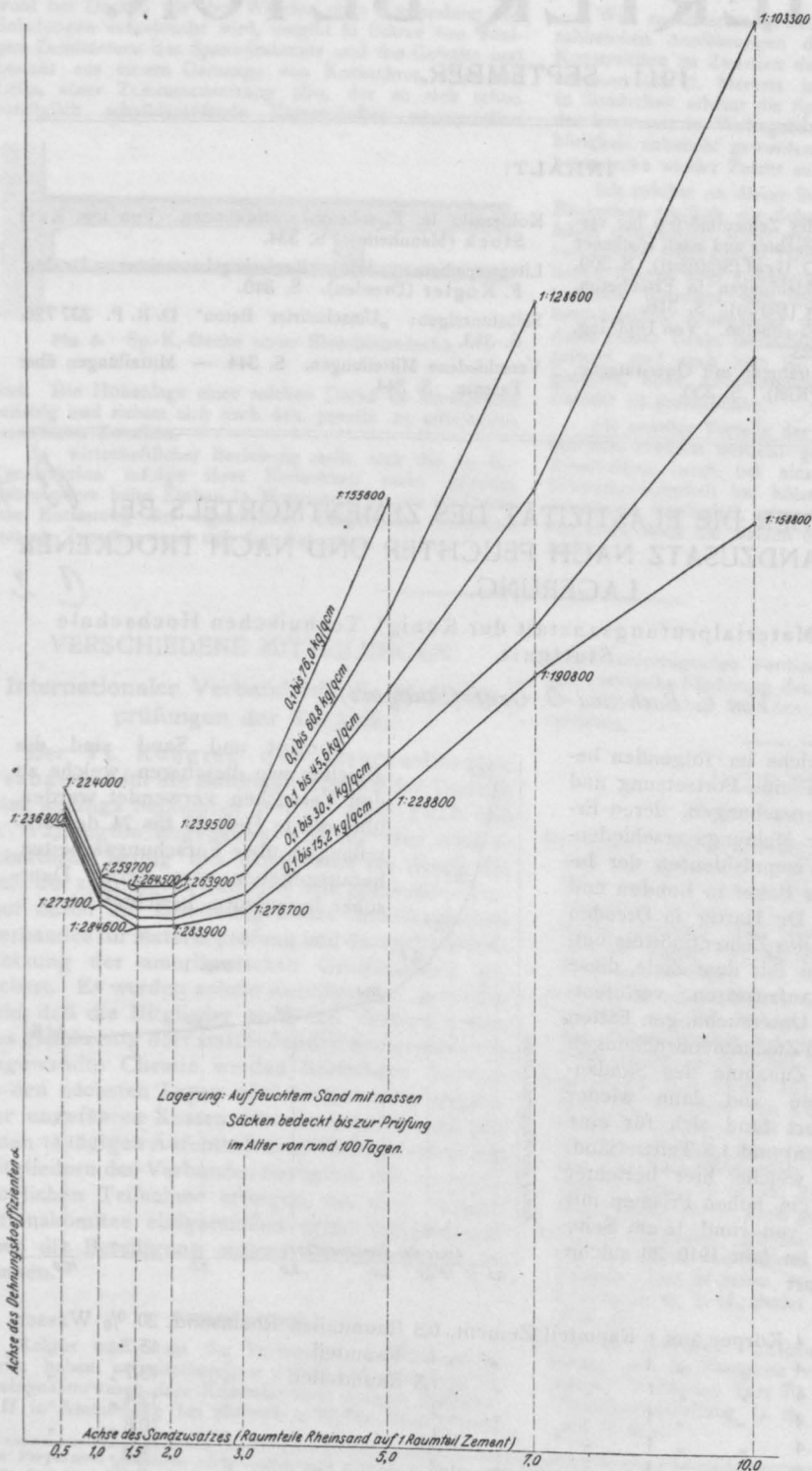
Die Versuche, über welche im folgenden berichtet werden soll, bilden eine Fortsetzung und Erweiterung früherer Untersuchungen, deren Ergebnisse aus Anlaß einer Meinungsverschiedenheit, die zwischen dem Vizepräsidenten der Institution of Civil Engineers Baker in London und Geh. Regierungsrat Prof. Dr. Hartig in Dresden hinsichtlich der Elastizität des Zementmörtels entstanden war, vor 15 Jahren mit dem Ziele, diese Meinungsverschiedenheit aufzuklären, veröffentlicht worden sind. *) Diese Untersuchungen hatten ergeben, daß die federnden Zusammendrückungen des Zementmörtels mit Zunahme des Sandzusatzes zunächst abnehmen und dann wieder wachsen. Der Mindestwert fand sich für eine Mischung von 1 Teil Zement und 1,5 Teilen Sand.

Die Versuche, über welche hier berichtet wird, wurden an rund 70 cm hohen Prismen mit quadratischem Querschnitt von rund 16 cm Seite durchgeführt. Es wurden im Jahr 1910 30 solche Körper hergestellt und zwar:



*) C. Bach, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, 1896, S. 1388 u. f. Ein Auszug der Ergebnisse findet sich im Bericht über die XIII Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 23., 24. und 25. Februar 1910, S. 166 u. 167.

a)	4 Körper aus 1 Raumteil Zement, 0,5 Raumteilen Rheinsand, 20 % Wasser
b)	4 " " 1 " " , 1 Raumteil " , 15,7 " "
c)	4 " " 1 " " , 1,5 Raumteilen " , 13,7 " "
d)	4 " " 1 " " , 2 " " , 12,4 " "
e)	4 " " 1 " " , 3 " " , 10,8 " "
f)	6 " " 1 " " , 5 " " , 9,9 " "
g)	2 " " 1 " " , 7 " " , 9,4 " "
h)	2 " " 1 " " , 10 " " , 8,9 " "



Der Wasserzusatz wurde derart gewählt, daß vom Stampfen noch Verdichtung erwartet werden konnte. Es wurde angestrebt, die Konsistenz des Mörtels für sämtliche Mischungen möglichst gleichartig zu erhalten. Über die Veränderlichkeit der Größe des Wasserzusatzes, welcher hierzu erforderlich war, gibt Fig. 1 ein anschauliches Bild.

Zur Herstellung der Körper dienten wagrecht liegende Formen aus Tannenholz. Das Einlegen des Mörtels erfolgte in zwei gleich hohen Schichten.

Die Versuchskörper verblieben in der Regel rund 2 Tage in der Form. Bis zum 7. Tag waren sämtliche Körper mit nassen Säcken bedeckt. Vom 7. Tag an wurden je 2 Körper von a, b, c, d, e und f an der Luft aufbewahrt; die übrigen Körper lagerten wie vorher unter feuchten Säcken.

Die Prüfung erfolgte im Alter von rund 100 Tagen.

Über die Durchführung solcher Versuche ist in Heft 45 bis 47 der bereits erwähnten Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Seite 100, berichtet worden. Als Höhe der Belastungsstufen wurde die Maschinenkraft 2000 kg gewählt, d. h. die Belastungen durch die Maschine wurden gewechselt — und zwar je einmal — zwischen

- 0 und 2000 kg,
- 0 " 4000 " ,
- 0 " 6000 " , usw.

Fig 2.

Die Ergebnisse sind in den Zusammenstellungen 1 bis 8 niedergelegt. Die untere Spannungsstufe (Spalte 2) entspricht der Hälfte des Eigengewichts des Versuchskörpers und des Anteils vom Gewicht der Meßeinrichtung.

in Fig. 2 für die feucht gelagerten Körper,
in „ 3 „ „ trocken „ „
zeichnerisch dargestellt.

Aus den beiden Abbildungen erhellt, daß die Federn en Zusammendrückungen mit Zunahme des Sandzusatzes zunächst abnehmen und dann rasch wachsen. Der Mindestwert liegt im Falle der feucht gelagerten Körper (Fig. 2) wie schon früher festgestellt bei rund 1,5 Sandzusatz und für die trocken gelagerten Körper bei rund 2 Sandzusatz. Die Veränder-

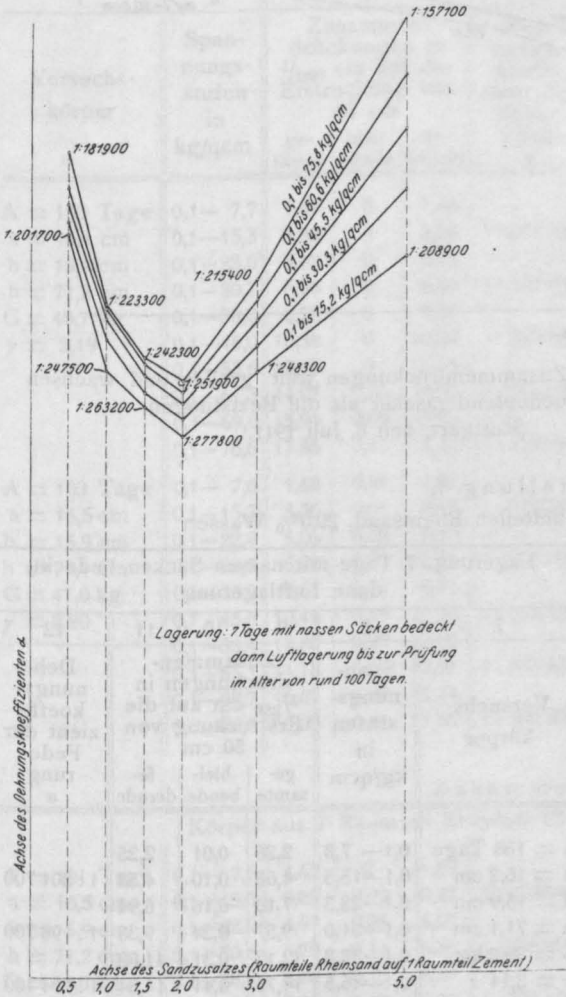


Fig. 3.

Aus den Ergebnissen wurden die Durchschnittswerte der Dehnungskoeffizienten der Federung für die Belastungsstufen

0,1 bis 15,2 kg/qcm,	
0,1 " 30,4 " ,	bezw. 30,3 kg/qcm,
0,1 " 45,6 " ,	45,5 " ,
0,1 " 60,8 " ,	60,6 " ,
0,1 " 76,0 " ,	75,8 " ,

ermittelt und

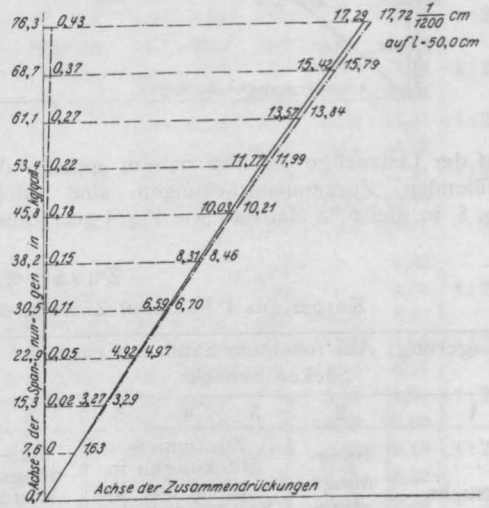


Fig. 4.

lichkeit in der Nähe der Mindestwerte ist im letzteren Falle eine weit größere als im ersteren. Wird z. B. die Spannungsstufe 0,1 bis 15,2 kg/qcm herausgegriffen, so findet sich die Abnahme des Dehnungskoeffizienten für die feucht gelagerten Körper von 1:236800 (0,5 Sandzusatz) auf 1:284600 (1,5 Sandzusatz), für die trocken gelagerten Körper dagegen von 1:201700 (0,5 Sandzusatz) auf 1:277800 (2 Sandzusatz). Daran schließt sich Zunahme auf 1:158800 (10 Sandzusatz) bzw. 1:208900 (5 Sandzusatz).

Die Ergebnisse bestätigen ferner die frühere Feststellung, daß die Zusammendrückungen nach trockener Lagerung größer ausfallen als nach feuchter Lagerung.*)

Lehrreich ist auch ein Vergleich des Verhaltens eines Körpers aus fetter Mischung und eines solchen aus magerer Mischung. Fig. 4 zeigt die

*) Armierter Beton 1910, S. 282 unter F. Von Interesse ist noch, die Raumgewichte der Versuchskörper zu vergleichen. Es wurde ermittelt

	1:0,5	1:1	1:1,5	1:2	1:3	1:5	1:7	1:10
nach feuchter Lagerung zu	2,155	2,195	2,20	2,20	2,215	2,187	2,135	2,095
" trockener " "	2,14	2,185	2,185	2,185	2,165	2,140	—	—

gesamten, bleibenden und federnden Zusammen- drückungen eines feucht gelagerten Körpers der Mischung 1 : 1,5 (Zusammenstellung 3). Der Ver-

enthält die Ergebnisse eines gleichfalls feucht gelagerten Körpers der Mischung 1 : 10 (Zusammenstellung 8); bei diesem Körper sind die

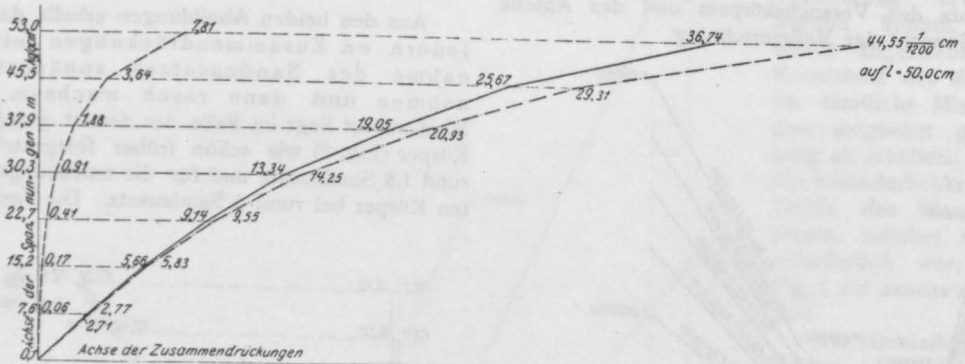


Fig. 5.

lauf der Linienzüge ist hier nahezu gerade, die bleibenden Zusammenrückungen sind klein. Fig. 5, in gleichem Maßstab wie Fig. 4 gezeichnet,

Zusammenrückungen weit größer und wachsen bedeutend rascher als die Belastungen. Stuttgart, den 8. Juli 1911.

Zusammenstellung 1.

Körper aus 1 Raumteil Zement, 0,5 Raumteilen Rheinsand, 20,0% Wasser.

Lagerung: Auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt						Lagerung: 7 Tage mit nassen Säcken bedeckt, dann Luftlagerung					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Versuchskörper	Spannungsstufen in kg/qcm	Zusammenrückungen in 1/1200 cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungskoeffizient der Federung α	Versuchskörper	Spannungsstufen in kg/qcm	Zusammenrückungen in 1/1200 cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungskoeffizient der Federung α
		gesamte	bleibende	federnde				gesamte	bleibende	federnde	
A = 102 Tage	0,1—7,9	1,92	0	1,92		A = 103 Tage	0,1—7,8	2,26	0,01	2,25	
a = 16,1 cm	0,1—15,7	3,94	0,02	3,92	1 : 238 800	a = 16,2 cm	0,1—15,5	4,68	0,10	4,58	1 : 201 700
b = 15,8 cm	0,1—23,6	5,96	0,04	5,92		b = 15,9 cm	0,1—23,3	7,10	0,16	6,94	
h = 71,1 cm	0,1—31,5	8,00	0,06	7,94	1 : 237 300	h = 71,1 cm	0,1—31,0	9,57	0,24	9,33	1 : 198 700
G = 39,1 kg	0,1—39,4	10,21	0,18	10,03		G = 39,2 kg	0,1—38,8	12,13	0,31	11,82	
γ = 2,16	0,1—47,2	12,27	0,21	12,06	1 : 234 300	γ = 2,14	0,1—46,5	14,75	0,41	14,34	1 : 194 100
	0,1—55,1	14,39	0,29	14,10			0,1—54,3	17,50	0,54	16,96	
	0,1—63,0	16,54	0,35	16,19	1 : 233 100		0,1—62,0	20,20	0,65	19,55	1 : 190 000
	0,1—70,9	19,10	0,58	18,52			0,1—77,5	26,96	1,43	25,53	1 : 181 900
	0,1—78,7	21,96	0,91	21,05	1 : 224 000						
A = 103 Tage	0,1—7,7	1,92	0	1,92							
a = 16,2 cm	0,1—15,4	3,91	0	3,91	1 : 234 800						
b = 16,0 cm	0,1—23,2	5,93	0	5,93							
h = 71,2 cm	0,1—30,9	7,97	0	7,97	1 : 231 900						
G = 39,6 kg	0,1—38,6	10,01	0	10,01							
γ = 2,15	0,1—46,3	12,09	0,01	12,08	1 : 229 500						
	0,1—54,1	14,22	0,04	14,18							
	0,1—61,8	16,42	0,10	16,32	1 : 226 800						
	0,1—69,5	18,68	0,20	18,48							
	0,1—77,2	20,96	0,31	20,65	1 : 224 000						

Die trocken gelagerten Körper zeigten am Prüfungstag zahlreiche Risse. Die Untersuchung des zweiten Körpers ist aus diesem Grunde nicht durchgeführt worden.

Anmerkung für die Zusammenstellungen 1 bis 8:

In Spalte 1 und 7 bedeutet A das Alter der Körper, a und b die Seiten des Querschnitts, h die Höhe, G das Gewicht und γ das Raumgewicht der Körper.

Zusammenstellung 2.

Körper aus 1 Raumteil Zement, 1 Raumteil Rheinsand, 15,7% Wasser.

Lagerung: Auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt						Lagerung: 7 Tage mit nassen Säcken bedeckt, dann Luftlagerung					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Versuchskörper	Spannungsstufen in kg/qcm	Zusammen- drückungen in 1/1200 cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungs- koeffi- zient der Fede- rung α	Versuchskörper	Span- nungs- stufen in kg/qcm	Zusammen- drückungen in 1/1200 cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungs- koeffi- zient der Fede- rung α
		ge- samte	blei- bende	fe- dernde				ge- samte	blei- bende	fe- dernde	
A = 103 Tage	0,1— 7,7	1,64	0	1,64		A = 103 Tage	0,1— 7,6	1,82	0	1,82	
a = 16,4 cm	0,1—15,3	3,33	0	3,33	1 : 273 900	a = 16,5 cm	0,1—15,3	3,73	0	3,73	1 : 244 500
b = 15,9 cm	0,1—23,0	5,03	0	5,03		b = 15,9 cm	0,1—22,9	5,78	0	5,78	
h = 71,2 cm	0,1—30,7	6,80	0	6,80	1 : 270 000	h = 71,1 cm	0,1—30,5	7,91	0	7,91	1 : 230 600
G = 40,7 kg	0,1—38,3	8,58	0	8,58		G = 40,7 kg	0,1—38,2	10,05	0	10,05	
γ = 2,19	0,1—46,0	10,38	0	10,38	1 : 265 300	γ = 2,18	0,1—45,8	12,23	0,02	12,21	1 : 224 600
	0,1—53,6	12,19	0	12,19			0,1—53,4	14,42	0,04	14,38	
	0,1—61,3	14,07	0,06	14,01	1 : 262 100		0,1—61,1	16,68	0,17	16,51	1 : 221 700
	0,1—69,0	15,94	0,09	15,85			0,1—68,7	18,98	0,39	18,59	
	0,1—76,6	17,85	0,12	17,73	1 : 258 900		0,1—76,3	21,33	0,62	20,71	1 : 220 800
A = 103 Tage	0,1— 7,6	1,68	0,01	1,67		A = 103 Tage	0,1— 7,7	1,82	0	1,82	
a = 16,5 cm	0,1—15,3	3,36	0,01	3,35	1 : 272 200	a = 16,4 cm	0,1—15,3	3,64	0	3,64	1 : 250 500
b = 15,9 cm	0,1—22,9	5,06	0,03	5,03		b = 15,9 cm	0,1—23,0	5,58	0,01	5,57	
h = 71,1 cm	0,1—30,5	6,82	0,09	6,73	1 : 271 000	h = 71,1 cm	0,1—30,7	7,73	0,08	7,65	1 : 240 000
G = 41,0 kg	0,1—38,2	8,61	0,14	8,47		G = 40,6 kg	0,1—38,3	9,92	0,15	9,77	
γ = 2,20	0,1—45,8	10,45	0,19	10,26	1 : 267 300	γ = 2,19	0,1—46,0	12,18	0,27	11,91	1 : 231 200
	0,1—53,4	12,30	0,22	12,08			0,1—53,6	14,46	0,43	14,03	
	0,1—61,1	14,18	0,27	13,91	1 : 263 100		0,1—61,3	16,69	0,56	16,13	1 : 227 700
	0,1—68,7	16,07	0,33	15,74			0,1—69,0	18,98	0,76	18,22	
	0,1—76,3	18,00	0,44	17,56	1 : 260 400		0,1—76,6	21,27	0,95	20,32	1 : 225 900

Zusammenstellung 3.

Körper aus 1 Raumteil Zement, 1,5 Raumteilen Rheinsand, 13,7% Wasser.

A = 101 Tage	0,1— 7,6	1,63	0	1,63		A = 101 Tage	0,1— 7,6	1,67	0	1,67	
a = 16,5 cm	0,1—15,3	3,29	0,02	3,27	1 : 278 900	a = 16,5 cm	0,1—15,2	3,38	0	3,38	1 : 268 000
b = 15,9 cm	0,1—22,9	4,97	0,05	4,92		b = 16,0 cm	0,1—2,27	5,10	0	5,10	
h = 71,2 cm	0,1—30,5	6,70	0,11	6,59	1 : 276 800	h = 71,0 cm	0,1—30,3	6,91	0,05	6,86	1 : 264 100
G = 41,0 kg	0,1—38,2	8,46	0,15	8,31		G = 40,9 kg	0,1—37,9	8,83	0,14	8,69	
γ = 2,19	0,1—45,8	10,21	0,18	10,03	1 : 273 400	γ = 2,18	0,1—45,5	10,90	0,27	10,63	1 : 256 300
	0,1—53,4	11,99	0,22	11,77			0,1—53,0	13,11	0,53	12,58	
	0,1—61,1	13,84	0,27	13,57	1 : 269 700		0,1—60,6	15,10	0,62	14,48	1 : 250 700
	0,1—68,7	15,79	0,37	15,42			0,1—68,2	17,23	0,85	16,38	
	0,1—76,3	17,72	0,43	17,29	1 : 264 400		0,1—75,8	19,44	1,15	18,29	1 : 248 300
A = 101 Tage	0,1— 7,6	1,56	0	1,56		A = 101 Tage	0,1— 7,7	1,75	0,01	1,74	
a = 16,5 cm	0,1—15,3	3,14	0	3,14	1 : 290 400	a = 16,3 cm	0,1—15,3	3,57	0,04	3,53	1 : 258 400
b = 15,9 cm	0,1—22,9	4,75	0	4,75		b = 16,0 cm	0,1—23,0	5,47	0,09	5,38	
h = 71,2 cm	0,1—30,5	6,49	0,03	6,46	1 : 282 400	h = 71,1 cm	0,1—30,7	7,55	0,21	7,34	1 : 250 100
G = 41,3 kg	0,1—38,2	8,27	0,06	8,21		G = 40,7 kg	0,1—38,3	9,60	0,26	9,34	
γ = 2,21	0,1—45,8	10,08	0,12	9,96	1 : 275 300	γ = 2,19	0,1—46,0	11,70	0,36	11,34	1 : 242 900
	0,1—53,4	11,88	0,16	11,72			0,1—53,6	13,88	0,52	13,36	
	0,1—61,1	13,75	0,24	13,51	1 : 270 900		0,1—61,3	16,08	0,71	15,37	1 : 238 900
	0,1—68,7	15,66	0,31	15,35			0,1—69,0	18,36	0,98	17,38	
	0,1—76,3	17,75	0,47	17,28	1 : 264 600		0,1—76,6	20,66	1,25	19,41	1 : 236 500

Zusammenstellung 4.

Körper aus 1 Raumteil Zement, 2 Raumteilen Rheinsand, 12,4% Wasser.

Lagerung: Auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt						Lagerung: 7 Tage mit nassen Säcken bedeckt, dann Luftlagerung					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Versuchskörper	Spannungstufen in kg/qcm	Zusammendrückungen in $\frac{1}{1200}$ cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungskoeffizient der Federung α	Versuchskörper	Spannungstufen in kg/qcm	Zusammendrückungen in $\frac{1}{1200}$ cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungskoeffizient der Federung α
		gesamte	bleibende	federnde				gesamte	bleibende	federnde	
A = 101 Tage	0,1—7,6	1,57	0	1,57		A = 101 Tage	0,1—7,6	1,58	0	1,58	
a = 16,5 cm	0,1—15,2	3,15	0	3,15	1 : 287 600	a = 16,5 cm	0,1—15,2	3,20	0	3,20	1 : 283 100
b = 16,0 cm	0,1—22,7	4,75	0	4,75		b = 16,0 cm	0,1—22,7	4,95	0,02	4,93	
h = 71,2 cm	0,1—30,3	6,39	0,01	6,38	1 : 284 000	h = 71,7 cm	0,1—30,3	6,80	0,11	6,69	1 : 270 900
G = 41,4 kg	0,1—37,9	8,10	0,02	8,08		G = 41,1 kg	0,1—37,9	8,73	0,26	8,47	
y = 2,20	0,1—45,5	9,87	0,06	9,81	1 : 277 700	y = 2,19	0,1—45,5	10,69	0,41	10,28	1 : 265 000
	0,1—53,0	11,66	0,11	11,55			0,1—53,0	12,71	0,60	12,11	
	0,1—60,6	13,50	0,19	13,31	1 : 272 700		0,1—60,6	14,72	0,76	13,96	1 : 260 000
	0,1—68,2	15,37	0,29	15,08			0,1—68,2	16,92	1,05	15,87	
	0,1—75,8	17,28	0,39	16,89	1 : 268 900		0,1—75,8	19,14	1,33	17,81	1 : 255 000
A = 102 Tage	0,1—7,5	1,54	0	1,54		A = 102 Tage	0,1—7,5	1,68	0,08	1,60	
a = 16,7 cm	0,1—15,0	3,19	0	3,19	1 : 280 300	a = 16,7 cm	0,1—15,0	3,44	0,16	3,28	1 : 272 600
b = 15,9 cm	0,1—22,6	4,84	0	4,84		b = 16,0 cm	0,1—22,5	5,21	0,24	4,97	
h = 71,1 cm	0,1—30,1	6,51	0	6,51	1 : 276 500	h = 70,3 cm	0,1—30,0	7,02	0,33	6,69	1 : 268 200
G = 41,5 kg	0,1—37,6	8,22	0	8,22		G = 41,0 kg	0,1—37,5	8,99	0,49	8,50	
y = 2,20	0,1—45,1	9,98	0	9,98	1 : 270 500	y = 2,18	0,1—44,9	11,00	0,62	10,38	1 : 259 000
	0,1—52,6	11,82	0,03	11,79			0,1—52,4	13,11	0,86	12,25	
	0,1—60,2	13,71	0,06	13,65	1 : 264 200		0,1—59,9	15,27	1,13	14,14	1 : 253 700
	0,1—67,7	15,66	0,15	15,51			0,1—67,4	17,53	1,49	16,04	
	0,1—75,2	17,65	0,26	17,39	1 : 259 100		0,1—74,9	19,92	1,88	18,04	1 : 248 800

Zusammenstellung 5.

Körper aus 1 Raumteil Zement, 3 Raumteilen Rheinsand, 10,8% Wasser.

A = 102 Tage	0,1—7,5	1,59	0	1,59		A = 102 Tage	0,1—7,6	1,86	0,02	1,84	
a = 16,6 cm	0,1—15,0	3,22	0	3,22	1 : 277 600	a = 16,5 cm	0,1—15,2	3,74	0,06	3,68	1 : 246 200
b = 16,0 cm	0,1—22,6	4,93	0,03	4,90		b = 16,0 cm	0,1—22,7	5,78	0,19	5,59	
h = 71,1 cm	0,1—30,1	6,69	0,08	6,61	1 : 272 300	h = 70,3 cm	0,1—30,3	7,97	0,37	7,60	1 : 238 400
G = 41,9 kg	0,1—37,6	8,57	0,12	8,45		G = 40,3 kg	0,1—37,9	10,28	0,57	9,71	
y = 2,22	0,1—45,1	10,57	0,23	10,34	1 : 261 100	y = 2,17	0,1—45,5	12,70	0,83	11,87	1 : 229 500
	0,1—52,6	12,63	0,37	12,26			0,1—53,0	15,28	1,20	14,08	
	0,1—60,2	14,81	0,53	14,28	1 : 252 500		0,1—60,6	17,93	1,59	16,34	1 : 222 200
	0,1—67,7	17,03	0,66	16,37			0,1—68,2	20,73	2,10	18,63	
	0,1—75,2	19,47	0,87	18,60	1 : 242 300		0,1—75,8	23,64	2,64	21,00	1 : 216 300
A = 101 Tage	0,1—7,4	1,57	0	1,57		A = 102 Tage	0,1—7,5	1,79	0,02	1,77	
a = 16,8 cm	0,1—14,9	3,22	0	3,22	1 : 275 800	a = 16,6 cm	0,1—15,0	3,64	0,07	3,57	1 : 250 400
b = 16,0 cm	0,1—22,3	4,97	0	4,97		b = 16,0 cm	0,1—22,6	5,68	0,16	5,52	
h = 71,0 cm	0,1—29,7	6,79	0	6,79	1 : 261 600	h = 71,0 cm	0,1—30,1	7,87	0,31	7,56	1 : 238 100
G = 42,1 kg	0,1—37,2	8,66	0,04	8,62		G = 40,7 kg	0,1—37,6	10,19	0,53	9,66	
y = 2,21	0,1—44,6	10,63	0,12	10,51	1 : 254 000	y = 2,16	0,1—45,1	12,67	0,82	11,85	1 : 227 800
	0,1—52,0	12,65	0,20	12,45			0,1—52,6	15,29	1,22	14,07	
	0,1—59,5	14,83	0,31	14,52	1 : 245 500		0,1—60,2	17,95	1,64	16,31	1 : 221 100
	0,1—66,9	16,99	0,42	16,57			0,1—67,7	20,74	2,11	18,63	
	0,1—74,4	19,50	0,67	18,83	1 : 236 700		0,1—75,2	23,86	2,84	21,02	1 : 214 400

Zusammenstellung 6.

Körper aus 1 Raumteil Zement, 5 Raumteilen Rheinsand, 9,9⁰/₁₀ Wasser.

Lagerung: Auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt						Lagerung: 7 Tage mit nassen Säcken bedeckt, dann Luftlagerung					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Versuchskörper	Spannungsstufen in kg/qcm	Zusammendrücken in $\frac{1}{1200}$ cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungskoeffizient der Federung α	Versuchskörper	Spannungsstufen in kg/qcm	Zusammendrücken in $\frac{1}{1200}$ cm auf die Erstreckung von 50 cm			Dehnungskoeffizient der Federung α
		gesamte	bleibende	federnde				gesamte	bleibende	federnde	
A = 100 Tage	0,1—7,5	2,00	0,09	1,91		A = 101 Tage	0,1—7,4	2,08	0,04	2,04	
a = 16,7 cm	0,1—15,0	4,00	0,12	3,88	1 : 230 400	a = 16,8 cm	0,1—14,8	4,41	0,23	4,18	1 : 211 000
b = 16,0 cm	0,1—22,5	6,24	0,21	6,03		b = 16,1 cm	0,1—22,2	7,12	0,54	6,58	
h = 71,1 cm	0,1—30,0	8,70	0,30	8,40	1 : 213 600	h = 71,1 cm	0,1—29,6	10,24	0,97	9,27	1 : 190 900
G = 42,0 cm	0,1—37,5	11,48	0,45	11,03		G = 41,1 kg	0,1—37,0	13,62	1,51	12,11	
$\gamma = 2,21$	0,1—44,9	14,71	0,65	14,06	1 : 191 200	$\gamma = 2,14$	0,1—44,4	17,27	2,21	15,06	1 : 176 500
	0,1—52,4	18,25	0,99	17,26			0,1—51,9	21,29	3,12	18,17	
	0,1—59,9	22,41	1,53	20,88	1 : 171 800		0,1—59,3	25,47	4,03	21,44	1 : 165 700
	0,1—67,4	27,56	2,43	25,13			0,1—66,7	30,10	5,25	24,85	
	0,1—74,9	33,35	3,46	29,89	1 : 150 200		0,1—74,1	35,24	6,74	28,50	1 : 155 800
A = 97 Tage	0,1—7,4	1,93	0,07	1,86		A = 97 Tage	0,1—7,5	2,14	0,11	2,03	
a = 16,7 cm	0,1—14,9	3,99	0,10	3,89	1 : 228 300	a = 16,7 cm	0,1—15,0	4,67	0,35	4,32	1 : 206 900
b = 16,1 cm	0,1—22,3	6,22	0,20	6,02		b = 16,0 cm	0,1—22,5	7,41	0,68	6,73	
h = 71,0 cm	0,1—29,7	8,74	0,32	8,42	1 : 210 900	h = 71,0 cm	0,1—30,0	10,53	1,19	9,34	1 : 192 100
G = 41,8 kg	0,1—37,2	11,58	0,44	11,14		G = 40,6 kg	0,1—37,5	14,01	1,88	12,13	
$\gamma = 2,19$	0,1—44,6	14,69	0,71	13,98	1 : 191 000	$\gamma = 2,14$	0,1—44,9	17,68	2,65	15,03	1 : 178 800
	0,1—52,0	18,25	1,12	17,13			0,1—52,4	21,72	3,66	18,06	
	0,1—59,5	22,33	1,68	20,65	1 : 172 600		0,1—59,9	26,23	4,93	21,30	1 : 168 500
	0,1—66,9	27,21	2,47	24,74			0,1—67,4	31,19	6,42	24,77	
	0,1—74,4	32,99	3,68	29,31	1 : 152 100		0,1—74,9	36,43	8,12	28,31	1 : 158 500
A = 101 Tage	0,1—7,7	1,94	0,04	1,90		Zusammenstellung 7.					
a = 16,4 cm	0,1—15,3	3,98	0,06	3,92	1 : 232 700	Körper aus 1 Raumteil Zement, 7 Raumteilen Rheinsand, 9,4 ⁰ / ₁₀ Wasser.					
b = 15,9 cm	0,1—23,0	6,10	0,10	6,00		Lagerung: Auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt					
h = 71,4 cm	0,1—30,7	8,42	0,17	8,25	1 : 222 500	A = 102 Tage	0,1—7,6	2,30	0,06	2,24	
G = 40,4 kg	0,1—38,3	10,84	0,22	10,62		a = 16,5 cm	0,1—15,2	4,87	0,18	4,69	1 : 193 200
$\gamma = 2,17$	0,1—46,0	13,89	0,36	13,53	1 : 203 500	b = 16,0 cm	0,1—22,7	7,74	0,36	7,38	
	0,1—53,6	17,17	0,61	16,56		h = 71,1 cm	0,1—30,3	10,72	0,61	10,11	1 : 179 200
	0,1—61,3	21,07	1,02	20,05	1 : 183 100	G = 39,8 kg	0,1—37,9	14,51	0,99	13,52	
	0,1—69,0	25,48	1,56	23,92		$\gamma = 2,12$	0,1—45,5	20,03	1,69	18,34	1 : 148 500
	0,1—76,6	30,67	2,45	28,22	1 : 162 600		0,1—53,0	26,46	2,73	23,73	
A = 101 Tage	0,1—7,6	1,97	0,02	1,95			0,1—60,6	34,63	4,52	30,11	1 : 120 600
a = 16,4 cm	0,1—15,3	4,10	0,03	4,07	1 : 224 100		0,1—68,2	46,32	8,07	38,25	
b = 16,0 cm	0,1—22,9	6,37	0,09	6,28		A = 102 Tage	0,1—7,6	2,40	0,05	2,35	
h = 71,1 cm	0,1—30,5	8,72	0,12	8,60	1 : 212 100	a = 16,5 cm	0,1—15,3	4,90	0,06	4,84	1 : 188 400
G = 40,6 kg	0,1—38,2	11,49	0,27	11,22		b = 15,9 cm	0,1—22,9	7,41	0,07	7,34	
$\gamma = 2,18$	0,1—45,8	14,45	0,38	14,07	1 : 194 900	h = 70,8 cm	0,1—30,5	10,34	0,21	10,13	1 : 180 100
	0,1—53,5	17,75	0,67	17,08		G = 40,0 kg	0,1—38,2	14,04	0,50	13,54	
	0,1—61,1	21,69	1,10	20,59	1 : 177 800	$\gamma = 2,15$	0,1—45,8	18,24	1,00	17,24	1 : 159 000
	0,1—68,7	26,01	1,61	24,40			0,1—53,4	23,40	1,73	21,67	
	0,1—76,3	31,40	2,52	28,88	1 : 158 300		0,1—61,1	29,62	3,05	26,57	1 : 137 700
							0,1—68,7	41,20	5,84	35,36	

Zusammenstellung 8.

Körper aus 1 Raumteil Zement, 10 Raumteilen Rheinsand, 8,9% Wasser.

Lagerung: Auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt

1 Versuchs- körper	2 Spannungs- stufen in kg/qcm	3 Zusammendrückungen in $\frac{1}{1200}$ cm auf die Erstreckung von 50 cm			6 Dehnungs- koeffizient der Federung “
		4 gesamte	bleibende	5 federnde	
A = 98 Tage	0,1—7,5	2,71	0,05	2,66	
a = 16,6 cm	0,1—15,0	5,82	0,14	5,68	1 : 157400
b = 16,0 cm	0,1—22,6	9,36	0,29	9,07	
h = 71,1 cm	0,1—30,1	14,16	0,70	13,46	1 : 133700
G = 40,0 kg	0,1—37,6	20,59	1,49	19,10	
$\gamma = 2,12$	0,1—45,1	30,15	3,34	26,81	1 : 100700
A = 99 Tage	0,1—7,6	2,77	0,06	2,71	
a = 16,4 cm	0,1—15,2	5,83	0,17	5,66	1 : 160100
b = 16,1 cm	0,1—22,7	9,55	0,41	9,14	
h = 71,1 cm	0,1—30,3	14,25	0,91	13,34	1 : 135800
G = 38,9 kg	0,1—37,9	20,93	1,88	19,05	
$\gamma = 2,07$	0,1—45,5	29,31	3,64	25,67	1 : 106100
	0,1—53,0	44,55	7,81	36,74	

DIE FESTIGKEIT VON SCHACHTAUSKLEIDUNGEN IN EISENBETON.

Von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin).

Um die Tragfähigkeit einer von Erd- und Gesteinsmassen umgebenen Schachtauskleidung beurteilen zu können, müßte man zunächst die äußeren Kräfte, deren Angriff die Schachtwandung widerstehen soll, genau kennen. Diese Kräfte sind aber im allgemeinen, und im besonderen bei tieferen Erdschichten, nur wenig bekannt: es ist daher unmöglich, in einwandfreier Weise den Spannungszustand des Schachtkörpers zu bestimmen.

Die Querschnittsbemessung der Schachtwandung erfolgt in der Praxis, wenn es sich um Ziegelmauerwerk handelt, auf Grund von Erfahrungen, welche im Laufe der Jahre gewonnen worden sind. Für den Eisenbeton, der nur in der jüngsten Zeit im Bergbau verwendet wird, liegen solche Erfahrungen in genügender Anzahl noch nicht vor: man ist vorläufig darauf angewiesen, zuerst die erforderliche Wandstärke des Mauerwerkschachtes festzustellen, und dann aus derselben auf die Abmessungen eines gleichwertigen Tragkörpers in Eisenbeton zu schließen.

Der Vergleich der Tragfähigkeiten von Schächten aus Ziegelmauerwerk und aus Eisenbeton wird gewöhnlich nach zwei verschiedenen Gesichts-

punkten durchgeführt. Er wird entweder nur auf die Belastungen bezogen, welche die Materialien bis zur Erreichung der höchstzulässigen Spannungen tragen können, oder auch bis auf die Bruchbelastungen selbst erweitert. Das erstere Verfahren allein dürfte insofern nicht genügen, als das Verhältnis der zulässigen Spannung zur Bruchspannung für beide Materialien nicht das gleiche ist.

Für Mauerwerk aus Hartbrandsteinen in Kalkzementmörtel beträgt z. B. die größte zulässige Druckspannung $\sigma_{zul} = 15$ kg/cm², die Druckfestigkeit $K = 140$ kg/cm², der Sicherheitsgrad ist

$$s = \frac{K}{\sigma_{zul}} = \frac{140}{15} = 9,33.$$

Die entsprechenden Zahlen für Beton normaler Zusammensetzung sind

$$\sigma_{zul} = 40 \text{ kg/cm}^2, \quad K = 240 \text{ kg/cm}^2,$$

$$s = \frac{240}{40} = 6,0.$$

Wenn also zwei Schächte, der eine aus Ziegelmauerwerk, der andere aus Eisenbeton, im Bereich der zulässigen Spannungen die gleichen

Lasten tragen können, so darf nicht ohne weiteres angenommen werden, daß sie auch gegen Bruch die gleiche Sicherheit gewährleisten, denn ihre Bruchlasten können sehr verschieden sein. Da im letzten Grunde die Sicherheit gegen Bruch der maßgebende Faktor für die Beurteilung der Tragfähigkeit ist, so dürfte es wohl am richtigsten sein, die Bruchbelastung selbst als Basis des Vergleichs zu wählen.

Es gibt natürlich unendlich viele Belastungsmöglichkeiten, welche in der Schachtwandung Bruchspannungen hervorrufen können. Die einfachste, und vielleicht die am besten zu rechtfertigende Annahme, welche man über die Art der dauernden Hauptbeanspruchung ringförmiger Schächte machen könnte, dürfte die sein, daß die größten inneren Spannungen Normalspannungen σ_r sind, welche in einer Ebene senkrecht zur Längsachse $x-y$ des Schachtes liegen und parallel zur Mittellinie $m-m$ des Querschnittes $A-B$ (Fig. 1) verlaufen. Die übrigen lotrechten Normalspannungen, welche hauptsächlich durch Biegemomente, deren Ebene parallel zur Längsachse

des Schachtes ist, erzeugt werden, sowie die Schub- und Scherspannungen, welche infolge von

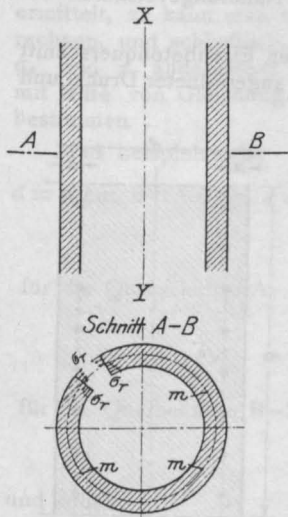


Fig. 1.

nicht nur weil die äußeren Kräfte, welche die Beanspruchung hervorrufen, keineswegs bestimmt werden können, sondern auch weil es sich um sehr komplizierte statische Vorgänge handelt, die sich rechnerisch kaum verfolgen lassen.

Betrachten wir nun den Schachtkörper als ein Gebilde von einzelnen, wagerechten, voneinander unabhängigen, in sich geschlossenen Ringen, welche auf Biegung und Achsialdruck beansprucht werden, so stehen uns für die Ermittlung der Tragfähigkeit zwei verschiedene Wege zur Verfügung. Wir können, von einer bestimmten Aussage über die Druckverteilung längs der Schacht-

wandung ausgehend, entweder für verschiedene Belastungsstufen die entstehenden Biegemomente und Achsialkräfte ermitteln, sodann die inneren Spannungen errechnen und aus ihrem Verhältnis zu den Bruchspannungen auf den Sicherheitsgrad der Konstruktion schließen, oder umgekehrt als innere Spannungen die Bruchspannungen selbst wählen, die zugehörigen Biegemomente und Achsialkräfte bestimmen und aus den letzteren die Bruchlasten ableiten.

Ein sehr einfaches Gesetz für die Verteilung des Gebirgsdruckes auf den Schachtmantel ist von Herrn Dr. Färber*) vorgeschlagen worden. Herr Dr. Färber nimmt an, daß bei kreisförmigen Ringen der radialgerichtete, auf die Flächeneinheit bezogene Gebirgsdruck p_φ (Fig. 2) stetig und gleichmäßig von einem Anfangswert p_0 für die Achse $A-A'$ bis zu einem Höchstwert p_m für die Achse $B-B'$ zunimmt. Er bezeichnet das Verhältnis $\frac{p_m}{p_0} = \omega$ mit Ungleichförmigkeitsgrad, führt als Ausdruck der Druckveränderlichkeit die Gleichung

$$p_\varphi = \frac{p_m}{\omega} [1 + (\omega - 1) \sin \varphi]$$

ein und findet für die Biegemomente und Achsialkräfte eines geschlossenen Ringes mit dem Halbmesser r die Grenzwerte:

$$\left. \begin{aligned} M_A &= -0,1488 \cdot \frac{\omega - 1}{\omega} \cdot p_m \cdot r^2 \\ N_A &= \frac{0,7854 \omega + 0,2146}{\omega} \cdot p_m \cdot r \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{in den Querschnitten} \\ A-A' \end{array} \quad \dots (1)$$

$$\text{bzw.}$$

$$\left. \begin{aligned} M_B &= +0,1366 \cdot \frac{\omega - 1}{\omega} \cdot p_m \cdot r^2 \\ N_B &= 0,5 \cdot \frac{\omega + 1}{\omega} \cdot p_m \cdot r \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{in den Querschnitten} \\ B-B' \end{array}$$

Diese Gleichungen lassen sich auch in der Form:

$$N_A = \alpha_A \cdot p_m \cdot r,$$

$$\frac{M_A}{r N_A} = \beta_A,$$

bezw.

$$N_B = \alpha_B \cdot p_m \cdot r,$$

$$\frac{M_B}{r N_B} = \beta_B$$

darstellen.

Herr Ober-Ing. Wuczkowski**) hat für verschiedene Ungleichförmigkeitsgrade die Zahlenwerte der Koeffizienten α und β errechnet, und aus den

*) Vgl. Dr. Färber, Glückauf 1909, Heft 11: „Die Bedeutung des Eisenbetons für den Schachtausbau“.

**) Vgl. Wuczkowski: „Glückauf“ 1910 Heft 15: „Die zweckmäßige Ausbildung des Schacht- und Streckenausbaues in Eisenbeton“.

Spannungen, welche durch zusammengehörige Biegemomente und Achsialkräfte im Ziegelmauerwerk bzw. im Eisenbeton hervorgerufen werden, Formeln zur unmittelbaren Bestimmung der entsprechenden Bruchlasten für beide Materialien abgeleitet.

Diese Formeln, bei welchen die Bruchbelastung als Funktion einerseits der Koeffizienten α und β ,

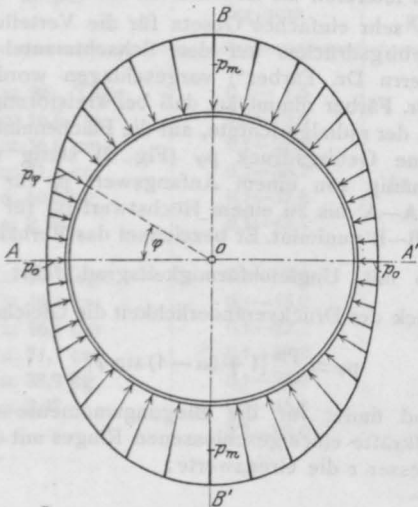


Fig. 2.

andererseits der Druckfestigkeit des Ziegelmauerwerks bzw. der Druckfestigkeit des Betons und der Zugfestigkeit des Eisens sowie der Wandstärke, des Bewehrungsverhältnisses und des Schachthabmessers erscheint, haben den Vorzug einer großen Einfachheit und einer guten Übersichtlichkeit, aber auch den Nachteil, daß ihre Ergebnisse keine genügende Genauigkeit gewährleisten können, weil der zu ihrer Ableitung erforderliche Spannungsnachweis für den Eisenbetonquerschnitt nach einem Näherungsverfahren von nur bedingter Zuverlässigkeit erfolgt ist.

Dieses Verfahren besteht darin, daß man aus den Randspannungen eines ideellen homogenen Querschnittes, bei dem die Bewehrungsmenge durch den n-fachen Betonquerschnitt ersetzt gedacht wird, auf die tatsächlichen Eisenspannungen, bei Ausschaltung der Betonzugfestigkeit, schließt, und zwar geschieht dies in folgender Weise: hat der Querschnitt (Fig. 3) die Stärke d , die Breite b , die obere und untere Bewehrung $f_e = f_e'$, so bestimmt man zunächst den ideellen Querschnitts-

$$F_i = b d + 2 n f_e \dots \dots \dots (2a)$$

das ideelle Widerstandsmoment:

$$W_i = \frac{b d^2}{6} + 2 n f_e \frac{\left(\frac{d}{2} - a\right)^2}{\frac{d}{2}} \dots \dots (2b)$$

ermittelt dann für das Biegemoment M und die Achsialkraft N die Randspannungen:

$$\sigma_b = \frac{N}{F_i} + \frac{M}{W_i} \dots \dots \dots (2c)$$

$$\sigma_z = \frac{N}{F_i} - \frac{M}{W_i} \dots \dots \dots (2d)$$

und errechnet schließlich:*)

$$\sigma_e = \frac{d^3 b^2 \sigma_z^2}{24 M f_e} \dots \dots \dots (2e)$$

Die in dieser Weise für σ_b und σ_e gefundenen Werte sind hinreichend genau, solange es sich um eine mäßige Beanspruchung des Querschnittes handelt: bei hohen Randspannungen dagegen sind sie weniger zutreffend. Ein Beispiel dürfte am besten den Unterschied zwischen den Ergebnissen der Spannungsuntersuchung nach dem genauen und nach dem Näherungsverfahren beleuchten.

Für einen rechteckigen Eisenbetonquerschnitt mit gleicher, symmetrisch angeordneter Druck- und Zugbewehrung lassen sich bekanntlich bei einer genauen Spannungsermittlung

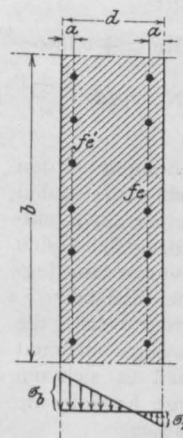


Fig. 3.

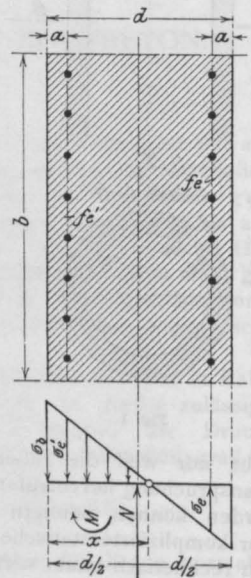


Fig. 4.

die Gleichgewichtsbedingungen zwischen den äußeren und inneren Kräften, wenn die Betonzugfestigkeit überwunden ist, in den Gleichungen:

*) Mörsch: „Der Eisenbetonbau“ III. Aufl. S. 131.

$$N = \frac{1}{2} \sigma_b b x - f_e (\sigma_e - \sigma_e') \dots \dots \dots (3a)$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_b b x \left(\frac{d}{2} - \frac{x}{3} \right) + f_e \left(\frac{d}{2} - a \right) (\sigma_e + \sigma_e') (3b)$$

ausdrücken. Infolge des Ebenbleibens der Querschnitte gelten auch die Gleichungen:

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{d - a - x}{x} \dots \dots \dots (3c)$$

$$\sigma_e' = n \sigma_b \frac{x - a}{x} \dots \dots \dots (3d)$$

Die Bedeutung der Bezeichnungen ist aus der Fig. 4 zu ersehen. Die vier Gleichungen (3) ermöglichen es, diejenige Achsialkraft und dasjenige Biegemoment zu finden, welche im Querschnitte vorgeschriebene Randspannungen σ_b und σ_e hervorrufen.

Hat man nämlich aus Gleichung (3c) den Wert

$$x = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e} (d - a) \dots \dots \dots (3e)$$

ermittelt, so kann man aus Gleichung (3d) σ_e' errechnen, und schließlich, da nun einerseits σ_b , σ_e , σ_e' und x , andererseits d , b , f_e bekannt sind, mit Hilfe von Gleichung (3a) und (3b) N und M bestimmen.

Sind beispielsweise

$$d = 30 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, a = 2,5 \text{ cm}, f_e = f_e' = 15 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{für die Querschnitte A-A'} \left\{ \begin{array}{l} \omega_A = \frac{0,1488 - 0,2146 \frac{M}{Nr}}{0,1488 + 0,7854 \frac{M}{Nr}}, P_{mA} = \frac{N}{r} \cdot \frac{\omega_A}{0,2146 + 0,7854 \omega_A} \\ \dots \dots \dots (4) \end{array} \right. \\ \text{für die Querschnitte B-B'} \left\{ \begin{array}{l} \omega_B = \frac{0,1366 + 0,5 \frac{M}{Nr}}{0,1366 - 0,5 \frac{M}{Nr}}, P_{mB} = \frac{2N}{r} \cdot \frac{\omega_B}{\omega_B + 1} \end{array} \right. \end{array} \right\}$$

und sollen

$$\sigma_b = 240 \text{ kg/cm}^2, \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

werden, so erhält man der Reihe nach

- aus Gleichung (3e) $x = 13 \text{ cm}$,
- " " (3d) $\sigma_e' = 2910 \text{ kg/cm}^2$,
- " " (3a) $N = 139\,650 \text{ kg}$,
- " " (3b) $M = 2\,960\,000 \text{ kgcm}$.

Für den gleichen Querschnitt ergibt sich nach dem Näherungsverfahren

- aus Gleichung (2a) $F_i = 3450 \text{ cm}^2$,
- " " (2b) $W_i = 19\,690 \text{ cm}^3$,
- " " (2c) $\sigma_b = 191 \text{ kg/cm}^2$,
- " " (2d) $\sigma_z = - 110 \text{ kg/cm}^2$,
- " " (2e) $\sigma_e = + 3070 \text{ kg/cm}^2$.

Der Unterschied zwischen den Ergebnissen der Gleichungen (3) und (2) beträgt

$$\begin{array}{l} \text{für } \sigma_b : 240 - 191 = 49 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{für } \sigma_e : 4000 - 3070 = 930 \text{ kg/cm}^2. \end{array}$$

Die nach dem Näherungsverfahren errechneten Spannungen sind also um $\frac{100 \cdot 49}{191} = 25,65\%$ bzw. um $\frac{100 \cdot 930}{3070} = 30,3\%$ zu klein.

Man ersieht, daß die Benutzung des Näherungsverfahrens sich zur Ermittlung der wirklichen Tragfähigkeit des Eisenbetonquerschnittes wenig eignet, weil sie kein zuverlässiges Bild über die tatsächliche Beanspruchung zu geben vermag.

Die Wuczkowskische Methode läßt sich aber auch im Sinne der genauen Spannungsermittlung ändern, und zwar wie folgt: man nimmt bestimmte Randspannungen σ_b und σ_e an, z. B. $\sigma_b =$ Druckfestigkeit k_b des Betons oder $\sigma_e =$ Zugfestigkeit k_e des Eisens, rechnet aus den Gleichungen (3), wie es im Beispiel gezeigt worden ist, die dem Querschnitt entsprechenden Werte der Achsialkraft N und des Biegemomentes M und ermittelt aus den vier vorhin angeführten Färberschen Gleichungen, für den mittleren Durchmesser r des Eisenbetonschachtes, die zusammengehörigen Werte des Gebirgsdruckes p_m und des Ungleichförmigkeitsgrades ω . Die Auflösung der Gleichungen (1) liefert:

Die diesen Werten entsprechenden Koeffizienten α und β sind für den gleichen Ungleichförmigkeitsgrad allgemein:

$$\alpha = \frac{N}{r p_m}, \quad \beta = \frac{M}{Nr}.$$

Denken wir uns nun einen Mauerwerkschacht von der Breite b_0 , der Stärke d_0 , welcher bei einem mittleren Halbmesser r_0 einem Gebirgsdruck p_0 widerstehen soll, so hätte er unter dem vorhin gefundenen Ungleichförmigkeitsgrad ω die Achsialkraft

$$N_0 = \alpha p_0 r_0 = \frac{p_0 r_0}{p_m r} N \dots \dots \dots (5a)$$

und das Biegemoment

$$M_0 = \alpha \beta p_0 r_0^2 = \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \cdot \frac{p_0}{p_m} M \dots (5b)$$

aufzunehmen.

Ist $\frac{M_0}{N_0} < \frac{d_0}{6}$, so wäre die größte Randspannung im Mauerwerk:

$$\sigma = \frac{N_0}{b_0 d_0} + \frac{6 M_0}{b_0 d_0^2} = \frac{p_0 r_0}{p_m \cdot r} \cdot \frac{N + \frac{6 r_0}{r} \cdot \frac{M}{d_0}}{b_0 d_0} \dots (6a)$$

und wenn $\frac{M_0}{N_0} > \frac{d_0}{6}$,

$$\sigma = \frac{2}{3} \cdot \frac{N_0}{b_0 \left(\frac{d_0}{2} - \frac{M_0}{N_0}\right)} = \frac{2}{3} \cdot \frac{p_0 r_0}{p_m \cdot r} \cdot \frac{N}{b_0 \left(\frac{d_0}{2} - \frac{r_0}{r} \cdot \frac{M}{N}\right)} \dots (6b)$$

Wenn die Randspannung den Grenzwert der Druckfestigkeit K_0 des Mauerwerks erreichen soll,

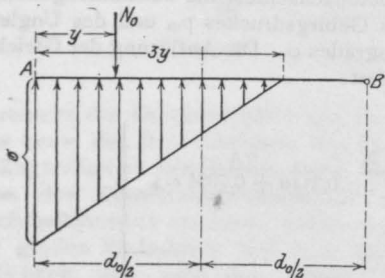


Fig. 5.

so muß nach den Gleichungen (6) der Gebirgsdruck die Größe

$$p_0 = \frac{r}{r_0} \cdot \frac{K_0 b_0 d_0}{N + \frac{6 r_0}{r} \cdot \frac{M}{d_0}} \cdot p_m \dots (7a)$$

bzw.

$$p_0 = \frac{r}{r_0} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{K_0 b_0 d_0}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{M}{N} \cdot \frac{r_0}{r}\right) p_m \dots (7b)$$

annehmen.

Ist für beide Querschnitte A und B, $p_0 > p_m$, so ist die Überlegenheit des Ersatzquerschnittes aus Eisenbeton erwiesen.

Wiederholt man das soeben kurz angedeutete Verfahren für alle möglichen Verhältnisse von σ_b zu σ_e , so erhält man einen einwandfreien Vergleich

der Tragfähigkeiten des Eisenbetons und des Mauerwerks für alle Ungleichförmigkeitsgrade. Allerdings dürfte die Durchführung einer solchen Untersuchung mehr Mühe beanspruchen, als wenn man mit Hilfe der Wuczkovskischen Zahlentafeln und geschlossenen Formeln die Bruchlasten unmittelbar bestimmen wollte.

Viel einfacher gestaltet sich die genaue Untersuchung, wenn man von den Mauerwerksspannungen ausgehend, auf die Spannungen des Eisenbetons schließt.

Nehmen wir an, daß unmittelbar vor dem Bruch die Zugfestigkeit des Mauerwerks bereits erschöpft ist, und daß sich die Druckspannung nur auf einen Teil des Querschnittes nach Fig. 5 verteilen*), so besteht bekanntlich die Beziehung:

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N_0}{y b_0} \dots (8)$$

Um diejenige Achsialkraft zu finden, bei welcher die Druckfestigkeit K_0 des Mauerwerks erschöpft ist, setzen wir in letzterer Gleichung $\sigma_{\max} = K_0$ und erhalten:

$$N_0 = \frac{2}{3} \cdot K_0 \cdot y b_0 \dots (9a)$$

Das entsprechende Biegemoment, auf die Querschnittsmitte bezogen, ist

$$M_0 = N_0 \left(\frac{d_0}{2} - y\right) = \frac{3}{2} \cdot K_0 y b_0 \left(\frac{d_0}{2} - y\right) \dots (9b)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (9) können wir für alle Randabstände $0 < y < \frac{d_0}{3}$ die zugehörigen Werte M_0 und N_0 bestimmen, welche den Bruch des Mauerwerksmantels herbeiführen würden: die entsprechenden Werte M und N , welche unter denselben äußeren Belastungsverhältnissen die Beanspruchung des Ersatzquerschnittes aus Eisenbeton charakterisieren, lassen sich auf Grund folgender Überlegung feststellen.

Solange die äußeren Drucke (Fig. 6) eine Belastungsfläche bilden, welche in bezug auf 2 rechtwinklig zueinander stehende Achsen symmetrisch ist, so darf mit hinreichender Wahrscheinlichkeit angenommen werden, wie es auch Dr. Färber für die von ihm vorgeschlagene Druckverteilungskurve streng nachgewiesen hat, daß die größten Biegemomente proportional der 2., und die entsprechenden Achsialkräfte proportional der 1. Potenz des Halbmessers sind. Zwischen den Biegemomenten M und M_0 , den Achsialkräften N und N_0 und den Halbmessern r und r_0 bestehen dann die Beziehungen:

$$M : M_0 = r^2 : r_0^2, \quad \text{und} \quad N : N_0 = r : r_0.$$

*) Der Fall einer Druckbeanspruchung des ganzen Querschnittes wird später behandelt.

Wenn also für den Schacht aus Ziegelmauerwerk mit dem Halbmesser r_0 die Werte M_0 und N_0 gegeben sind, so können aus den Gleichungen:

$$M = M_0 \left(\frac{r}{r_0} \right)^2, \quad N = N_0 \cdot \frac{r}{r_0} \quad \dots \quad (10)$$

die zugehörigen Werte für einen Eisenbetonschacht mit dem Halbmesser r errechnet werden. Um die durch M und N erzeugten Spannungen zu bestimmen, braucht man nur die Gleichungen (3) nach x , σ_b und σ_e zu lösen. Man erhält*):

$$\left. \begin{aligned} x^3 - 3x^2 \left(\frac{d}{2} - \frac{M}{N} \right) + 12x \frac{nf_e}{b} \frac{M}{N} \\ - \frac{6nf_e}{b} \left[\frac{M}{N} d + 2 \left(\frac{d}{2} - a \right)^2 \right] = 0 \\ \sigma_b = \frac{2Nx}{bx^2 + 2nf_e(2x-d)} \\ \sigma_e = \frac{n\sigma_b}{x} (d-a-x) \end{aligned} \right\} \dots \quad (11)$$

Das Verhältnis $s_b = \frac{K_b}{\sigma_b}$ bzw. $s_e = \frac{K_e}{\sigma_e}$ der

Druckfestigkeit K_b des Betons bzw. der Zugfestigkeit K_e des Eisens zu den Spannungen σ_b und σ_e stellt den Sicherheitsgrad der Konstruktion dar, und gleichzeitig auch, da für das Mauerwerk der Sicherheitsgrad $s_0 = 1$ ist, die gegenseitige Beziehung der Tragfähigkeit des Eisenbetons zu der des Mauerwerks. Wenn für alle Randabstände y die Bedingungen $s_b > 1$ und $s_e > 1$ erfüllt werden, so ist die größte Tragfähigkeit der Auskleidung in Eisenbeton erwiesen.

Es möge nun an der Hand eines Beispiels der Rechnungsgang gezeigt werden.

Der lichte Durchmesser des Schachtes soll 6,0 m betragen, die Stärke des Mauerwerksschachtes sei $d_0 = 0,77$ m, die Druckfestigkeit des Mauerwerks $K_0 = 120$ kg/cm². Für $b_0 = 100$ cm liefern die Gleichungen (9):

$$N_0 = \frac{3}{2} \cdot 120 \cdot 100 y = 18\,000 y,$$

$$M_0 = \frac{2}{3} \cdot 120 \cdot 100 y \left(\frac{77}{2} - y \right) = 18\,000 y (38,5 - y).$$

Der Schachthalbmesser ist für Mauerwerk:

$$r_0 = \frac{6,0 + 0,77}{2} = 3,385 \text{ m, und für den Eisen-}$$

betonschacht von 0,4 m Stärke: $r = \frac{6,0 + 0,4}{2} = 3,2$ m. Nach Gleichung (10) werden:

$$N = \frac{3,2}{3,385} \cdot N_0 = 0,945 N_0;$$

$$M = \left(\frac{2,3}{3,385} \right)^2 M_0 = 0,892 M_0$$

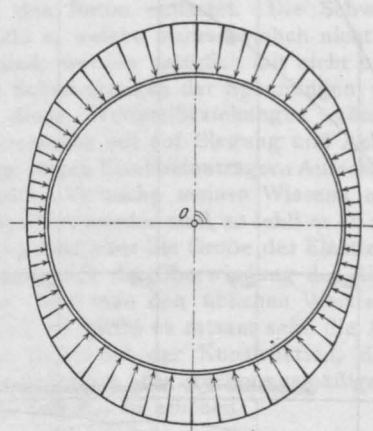


Fig. 6.

Die Querschnittsabmessungen des Eisenbetonschachtes sind: $b = 100$ cm; $d = 40$ cm; $a = 3,0$ cm; $f_e = f_e' = 20$ cm². Die Festigkeitszahlen seien: $K_b = 300$ kg/cm², $K_e = 4000$ kg/cm², die Sicherheitsgrade $s_b = \frac{300}{\sigma_b}$, $s_e = \frac{4000}{\sigma_e}$.

Die Zahlenwerte für N_0 , M_0 , N , M , σ_b , σ_e , s_b und s_e sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

y in cm	N_0 in kg	N in kg	M_0 in kgcm	M in kgcm	σ_b in kg/cm ²	σ_e in kg/cm ²	s_b	s_e
25	450 000	425 000	6 070 000	5 415 000	260	1048	1,152	3,82
20	360 000	340 000	6660 000	5 960 000	277	2490	1,083	1,605
16	288 000	272 000	6 760 000	6 040 000	265,5	3235	1,13	1,235
12	216 000	204 000	5 720 000	5 110 000	230,5	3380	1,30	1,183
8	144 000	136 000	4 390 000	3 920 000	178	3040	1,685	1,315
4	72 000	68 000	2 480 000	2 210 000	98,8	1845	3,04	2,17

*) Vergl. Mörsch „Der Eisenbetonbau“, III. Aufl., S. 129.

Die Spannungs- und Sicherheitskurven sind in Fig. 7 dargestellt: da die Werte s überall größer sind als die Einheit, so darf dem Ersatzquerschnitt aus Eisenbeton die größere Tragfähigkeit zugesprochen werden.

Diese Überlegenheit bleibt auch im Bereich der Randabstände $\frac{d_0}{3} < y < \frac{d_0}{2}$ bestehen. Zum Vergleich möge nur der für den Mauerwerkschacht besonders günstige Grenzzustand heran-

$$\sigma_b = \frac{r}{r_0} \cdot \frac{N_0}{b d + 2 n f_e},$$

und mithin:

$$s_b = \frac{K_b}{\sigma_b} = \frac{r_0}{r} \cdot \frac{K_b (b \cdot d + 2 n f_e)}{K_0 b_0 d_0} \dots (12)$$

Demnach erhält man in unserem Beispiel $s_b = 1,385 > 1$. Also auch im Grenzzustande ist die Tragfähigkeit des Eisenbetonmantels größer

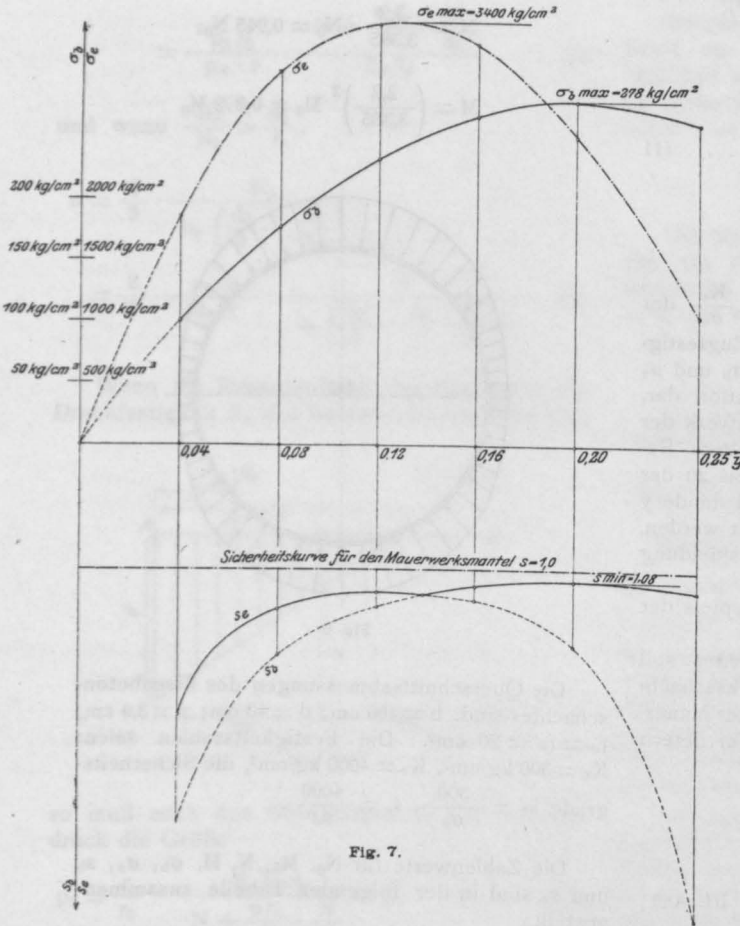


Fig. 7.

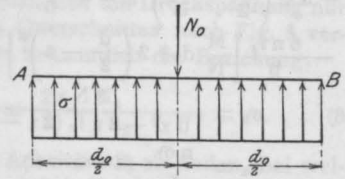


Fig. 8.

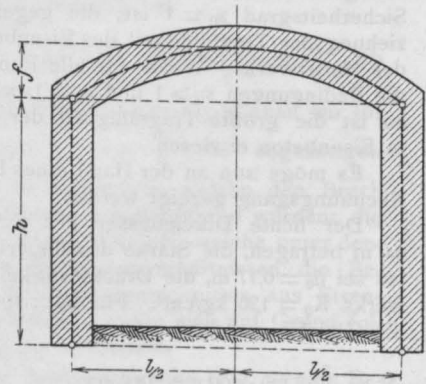


Fig. 9.

gezogen werden, bei welchem, infolge eines konstanten, gleichen äußeren Überdruckes, die Biegungsspannungen verschwinden, und im ganzen Querschnitt (Fig. 8) die gleiche Druckspannung

$$\sigma = \frac{N_0}{b_0 d_0}$$

herrscht. Unmittelbar vor dem Bruch ist $\sigma_{max} = k_0 \sigma$, daher

$$N_0 = K_0 b_0 d_0.$$

Unter den gleichen äußeren Belastungsverhältnissen, ergibt sich für den Eisenbetonquerschnitt die Randspannung

als die größte Tragfähigkeit der Mauerwerkswandung.

In allen Fällen, wo $d_0 K_0 < d K_b$, dürfte es genügen, den Vergleich der Tragfähigkeiten nur auf die Randabstände $y < \frac{d_0}{3}$ zu erstrecken. Die Kurven in Fig. 7 zeigen, daß die größten Spannungen für den Eisenbeton im Bereich $\frac{d_0}{9} < y < \frac{d_0}{4}$ entstehen, und daß die Biegemomente mehr als die Achsialkräfte für die Beurteilung der Tragfähigkeiten von Bedeutung sind.

Auf Grund zahlreicher Untersuchungen glaubt der Verfasser für die Querschnittsbemessung von Eisenbetonwandungen, bei einem Bewehrungsverhältnis $f_e = f_e' = 0,005 b d$, folgende empirische Formel

$$d = 0,55 d_0$$

empfehlen zu dürfen.

Das zuletzt angeführte Rechnungsverfahren läßt sich natürlich auch bei anderen Konstruktionen im Bergbau; beispielsweise zur Prüfung der Tragfähigkeit der Wandungen von Förderstrecken, anwenden. Da es aber bei Querschnittsformen, welche vom Kreis abweichen, nicht mehr möglich ist, ohne sich an sehr einschränkende Voraussetzungen über die Verteilung der Gebirgsdrücke zu binden, eine einwandfreie Beziehung zwischen den Hauptabmessungen l, f, h (Fig. 9) und den Biegemomenten und Achsialkräften aufzustellen, so ist es ratsamer, auf die bei Eisenbetonwandungen durch die Verkleinerung der Wandstärken bedingte Verkleinerung der Hauptabmessungen keine Rücksicht zu nehmen, und einfach $M = M_0, N = N_0$ zu setzen: man erhält dann für den Eisenbeton etwas zu große Spannungen; dies kommt aber der Sicherheit der Konstruktion zugute.

Zum Schluß möge noch darauf hingewiesen werden, daß es sich beim Vergleich der Tragfähigkeiten nicht empfiehlt, die Festigkeitszahlen K_b und K_e zu hoch zu wählen. Es darf nicht außer acht gelassen werden, daß die genaue Ermittlung der Spannungen, bei so hohen Beanspruchungen, eine möglichst zutreffende Wahl der Elastizitäts-

zahl n voraussetzt. Nun ist es außerordentlich schwierig zu beurteilen, wenn sich einerseits die Betonspannung dem Grenzwert der Druckfestigkeit und andererseits die Eisenspannung der Streckgrenze nähern, in welchem Verhältnis $n = \frac{E_e}{E_b}$

ihre Elastizitätsmoduli E_b und E_e zueinander stehen. Nach dem Bach-Schüleschen Potenzgesetz ist zunächst zu erwarten, daß, bei wachsender Spannung, der Elastizitätsmodul des Betons bedeutend abnimmt: wenn der Elastizitätsmodul des Eisens nicht im gleichen Maße fällt, so wird n zunehmen, dann findet zuungunsten des Eisens eine relative Entlastung des Betons statt. Sobald aber die Eisenspannung die Streckgrenze erreicht hat, und der Elastizitätsmodul des Eisens niedriger zu werden beginnt, so tritt umgekehrt eine Verkleinerung von n ein, und das Eisen wird relativ durch den Beton entlastet. Die Schwankungen der Zahl n , welche wahrscheinlich nicht unbedeutend sind, werden natürlich mit nicht unbeträchtlichen Schwankungen der Spannungen verknüpft. Über diese Wechselbeziehungen könnten nur Bruchversuche mit auf Biegung und Achsialdruck beanspruchten Eisenbetonträgern Aufschluß geben. Da solche Versuche meines Wissens noch nicht durchgeführt worden sind, so fehlt es an zuverlässigen Angaben über die Größe der Elastizitätszahl n im Augenblick der Überwindung der Eisenstreckgrenze. Will man den üblichen Wert $n = 15$ beibehalten, so dürfte es ratsam sein, die Ansprüche an die Sicherheit der Konstruktion, durch eine Herabminderung der rechnungsmäßigen Werte von K_b und K_e , zu erhöhen.

EINE WINDTROCKNUNGSANLAGE IN EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, Zivilingenieur in Düsseldorf.

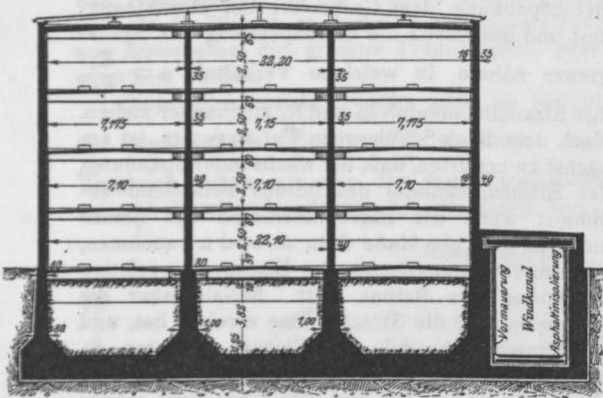
EA

In den mit wechselnden Lagen von Erz und Koks beschickten (gefüllten) Hochofen wird im unteren Teile Wind (Luft) eingeblasen, der von einer Gebläsemaschine geliefert wird. Der Wind selbst wird vor Einführung in die Hochofen in Winderhitzern auf eine Temperatur von etwa 500° gebracht. Noch höhere Windtemperaturen erzielen nun eine Verminderung des Brennstoffverbrauchs und sollen so den Leistungsgrad der Hochofenanlage erhöhen. Eine höhere Windtemperatur als die gewöhnliche von 500° erreicht man durch vorherige Trocknung des Windes in eigens hierfür errichteten Anlagen: Windtrocknungs- oder Windfeuchtungsanlagen.

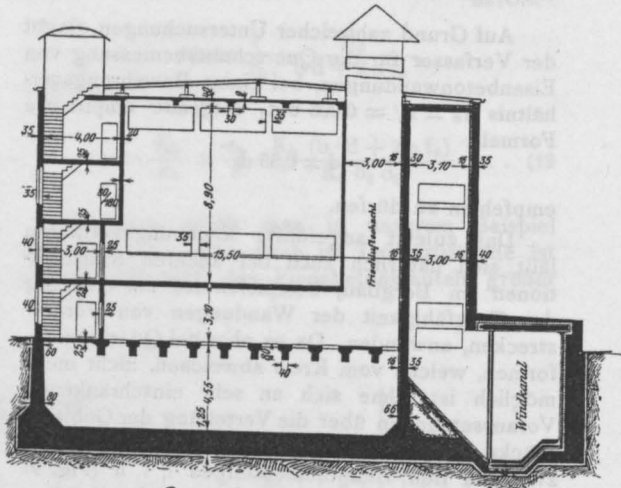
Bekanntlich besitzt Luft einen um so geringeren Feuchtigkeitsgehalt, je niedriger ihre Temperatur. Man trocknet sie daher, wenn man sie durch Kühlkammern hindurch treibt und dort ihren Temperatur-

grad erniedrigt. In den Kühlkammern stehen Rippenkörper, in denen nach Lindeschem Verfahren gekühlte Salzlösungen zirkulieren. Die abgekühlten Salzlösungen werden den Röhrenkörpern aus der im Verdampfraum befindlichen Kältemaschine zugeführt.

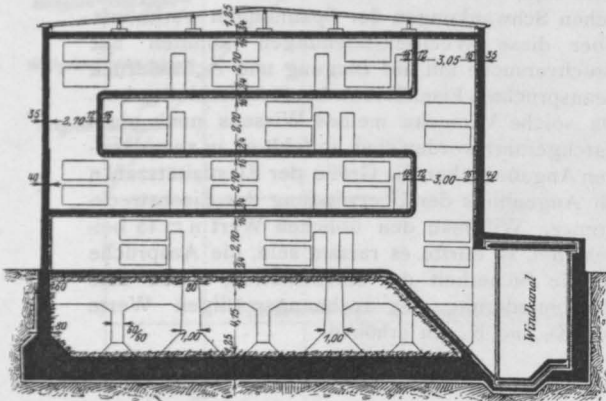
Die Luft wird von außen angesaugt außer durch den in der Decke des Ventilatorenraumes eingebauten Saugaufsatz noch durch die dem Keller des Verdampfraumes vorgelagerten und mit einem eisernen Gitter abgedeckten Luftschächte. Die im Ventilatorenraum aufgestellten Ventilatoren treiben die Luft zunächst in diesen hinein und von hier durch die entsprechenden Einlaßöffnungen der Grundrisse $s-t$ und $w-x$ in die zugehörigen Abschnitte des Windverteilungsraumes und von da weiter in die Eingangskühlkammer. Aus dieser gelangt sie durch Öffnungen im Fußboden in



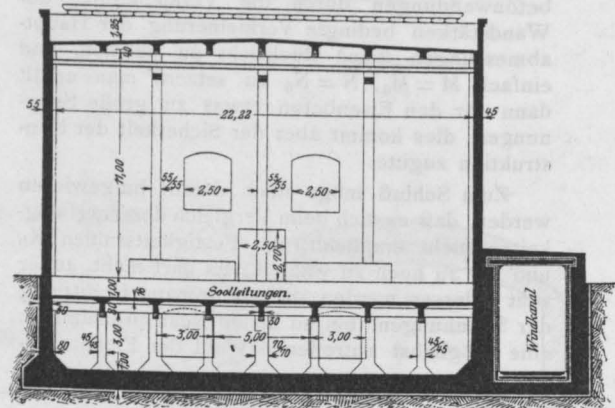
Querschnitt c-d.



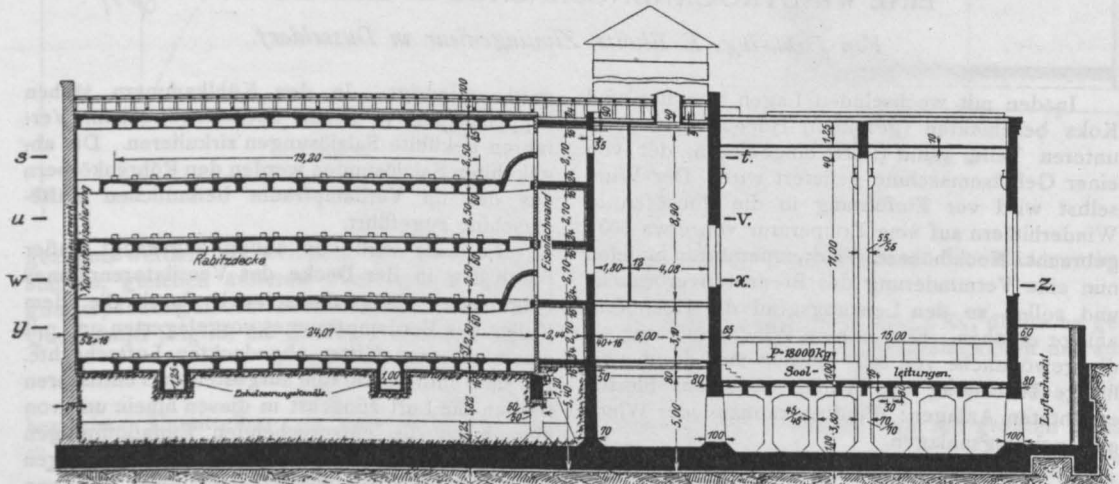
Querschnitt i-k.



Querschnitt g-h.



Querschnitt e-f.



Längenschnitt a-b.

die darunterbefindliche zweite Kammer der Grundrisse u—v und y—z, dann wieder durch Auslaßöffnungen in die entsprechenden Abteilungen des Windverteilungsraumes und nun direkt in den Windkanal. Der Windkanal führt die abgekühlte und getrocknete Luft dem Winderhitzer zu. Beim Durchstreichen der abgekühlten Kammern setzt die Luft die überschüssige Feuchtigkeit an den Rippen, den Wänden, der Decke und dem Fußboden in Gestalt von Eis ab, sodaß in entsprechenden Zeitabschnitten ein Auftauen stattfinden muß. Das aufgetaute Wasser wird durch das im Fußboden angelegte Gefälle in Entwässerungsröhre und durch diese in den Entwässerungskanal gebracht.

Die Wände der Kühlkammern, die Wände und Decken des Windverteilungsraumes und der Windkanal, also alle Räume, durch welche die gekühlte Luft hindurchstreicht, haben zur Verminderung der Wärmeannahme eine Korkisolierung erhalten.

Nachdem vorstehend einige Angaben allgemeiner Natur über den Verwendungszweck der entfeuchteten Luft und über die Art und Weise ihrer Herstellung gemacht sind, soll nachstehend die eigentliche Bauanlage der Windtrocknung, wie sie für die Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“ in Bruckhausen hergestellt ist, wiedergegeben werden. Die gesamte Anlage zerfällt in drei Teile: in den Verdampfraum mit darunterliegendem Keller, in das Kühlhaus mit Ventilatoren- und Windverteilungsraum und in den beiden Häusern vorgelagerten, in den Erdboden gebetteten Windkanal (vergl. Fig. 1, 2). Die Anordnung und Größe der einzelnen Räume, ihre Lage zueinander usw. war festgelegt durch das von der Gesellschaft für Lindes Eismaschinen A.-G., Wiesbaden, bearbeitete Kühlprojekt. Als zweckmäßigster Baustoff für vorliegende Bauaufgabe wurde der Beton und Eisenbeton gewählt. Nur die Trennungswand zwischen den eigentlichen Kühlkammern und dem Windverteilungsraum ist als Eisenfachwand hergestellt und zwar mit Rücksicht auf die leichtere Befestigung und Anbringung der großen Anzahl von Türen und Klappen (vergl. Schnitt g—h der Fig. 1); ferner wurden im Ventilatorenraum noch einzelne eiserne Träger zur Unterstützung von Trennungswänden eingezogen. Während das Kühlhaus zunächst nur teilweise aufgebaut ist — nach Erprobung der jetzigen Anlage ist eine Erweiterung durch Auf- und Anbau (vergl. Schnitt a—b der Fig. 1) beabsichtigt — hat der Verdampfraum seine endgültige Gestalt schon jetzt erhalten. Seine Größe und Anordnung ist den Bedürfnissen des schon erweiterten Betriebes angepaßt. Beim Kühlhaus dagegen sind nur Fundamente und Wände schon jetzt für die Aufnahme der späteren Lasten angelegt.

Die Umfassungswände des Verdampfraumes ließen sich zweckmäßig noch in Stampfbeton anlegen, ohne daß ihre Stärke ein ungewöhnliches

Maß erreichte. Zur größeren Sicherheit, auch um ein Reißen des Betons durch Schwindkräfte und das dadurch bedingte unangenehme Aussehen zu verhüten, wurde eine wagerechte und senkrechte leichte Bewehrung eingelegt; insbesondere wurden die vier Ecken gesichert. Die Decke des Verdampfraumes ist als Rippendecke ausgebildet und ihrer Funktion als Dach entsprechend gleich in Neigung gebracht. Abgedeckt ist sie mit einer doppelten Gußasphaltlage. Die Plattenbalken der Decke lagern an den Längsseiten auf den Umfassungswänden und in Raumschalen auf einem durchgehenden Unter- bzw. Überzug, der gleichzeitig das Auflager für die eisernen Träger des Kühlschiffes bildet (vergl. Schnitt a—b und e—f der Fig. 1). Der Unterzug selbst wird gestützt von Vorsprüngen der Umfassungswände und von drei Eisenbetonstützen, die den ganzen Raum in zwei Hälften teilen. Nur der linke Teil ist jetzt im Betrieb, während der rechte erst nach vollendeter Erweiterung in Benutzung genommen werden soll. Aus den Stützen, wie aus den gegenüberliegenden Wänden kragen Konsolen aus, die das Auflager für die Kranbahnträger eines 10t-Krans abgeben (vergl. Grundriß y—z der Fig. 2). Die ungünstigste Stellung der Raddrücke beansprucht die oben und unten eingespannten Stützen auf exzentrischen Druck bzw. auf Biegung und Knickung. Um die nötige Kippsicherheit, d. h. das notwendige auflastende Gewicht oberhalb der Konsolen in den Außenwänden bei ungünstigster Stellung des Kranes zu bekommen, mußten hier die Konsolen in Eisenbetonunterzüge einbinden, die die ganze Mauer entlang laufen (vergl. Fig. 4). Die Eisenbetonunterzüge selbst werden auf Verdrehung beansprucht und haben entsprechende Bewehrung erhalten.

Wegen besserer Zuführung des Windes aus der Atmosphäre in den Ventilatorenraum wurde eine ursprünglich nicht vorgesehene Unterkellerung des Verdampfraumes verlangt. Die Belastung des Fußbodens im Verdampfraum ist eine außerordentlich hohe. Allein die Nutzlast eines jeden Sockels beträgt 18 000 kg; hinzu kommt noch die Eigenlast des Sockels, eine 1,0 m hohe Auffüllung zur Unterbringung von Solleleitungen und das Deckeneigengewicht, sodaß die Gesamtbelastung rd. 5 500 kg/m² Kellerdecke. Die Herstellung einer solchen Decke ließ sich nur durch Einführung ganzer Stützenreihen und durch Aufteilung der Decke in Platten, Neben- und Hauptunterzüge erreichen (vergl. Fig. 6). Zur besseren Übertragung der Lasten auf die Fundamentplatte aus den Stützen erhielten letztere Füße. Die Anordnung einer durchgehenden Fundamentplatte wurde deshalb gewählt, um eine gleichmäßigere und bessere Beanspruchung des Bodens zu erreichen, aber auch um möglichen Setzungen des Bodens infolge des Bergbaues so am wirksamsten entgegenzutreten. Eingelegt ist in die Platte ein durch-

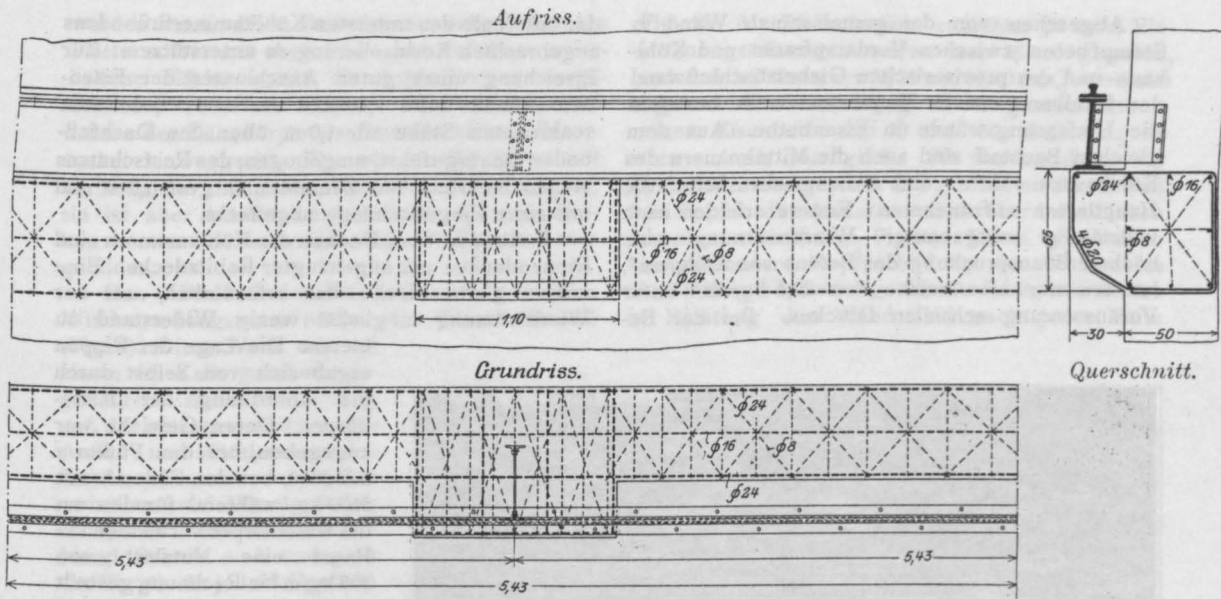


Fig. 4.

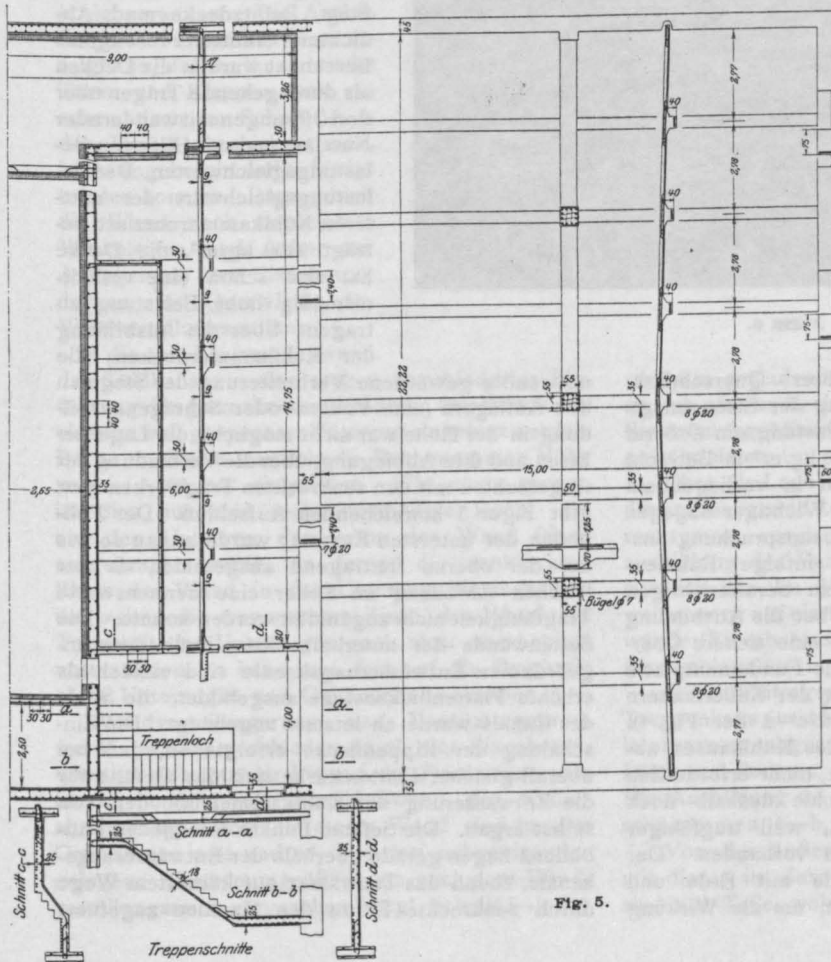


Fig. 5.

gehender unterer und oberer Eisenrost. Die Stärken der Fundamentplatte betragen unterhalb des Verdampfraumes 1,0 m und unterhalb des Kühlhauses 1,25 m. Unter Annahme einer bereits ausgeführten Erweiterung der Anlage sind hier die Lasten bereits so gewaltig, daß der gleichmäßig über die ganze Fundamentplatte verteilte gedachte Bodendruck 2,5 kg/cm² erreicht.

Das Kühlhaus enthält außer den drei eigentlichen Kühlkammern eines jeden Geschosses noch den Windverteilungs- und Ventilatorenraum mit in letzterem eingebautem Treppenhaus. In dieses gelangt man aus dem tiefer gelegenen Verdampfraum mittelst einiger Stufen. Es führt aus dem Treppenhaus im Grundriß y-z eine Tür in den Ventilatorenraum, außerdem in jedem Geschosß noch eine Tür nach dem Windverteilungsraum; endlich gelangt man auf das Dach.

Abgesehen von der gemeinsamen Wand in Stampfbeton zwischen Verdampfraum und Kühlhaus und der provisorischen Giebelabschlußwand der Kühlkammern in Ziegelmauerwerk bestehen die Umfassungswände in Eisenbeton. Aus dem gleichen Baustoff sind auch die Mittelmauern des Kühlhauses. Mittel- und Außenmauern haben die Hauptlasten aufzunehmen. Erstere erleiden nach vollständig ausgebauter Windtrocknung eine höchste Beanspruchung des Betons von 32 kg/cm^2 , letztere nur eine solche von $20,5 \text{ kg/cm}^2$ unter Voraussetzung achsialen Druckes. Bei der Be-

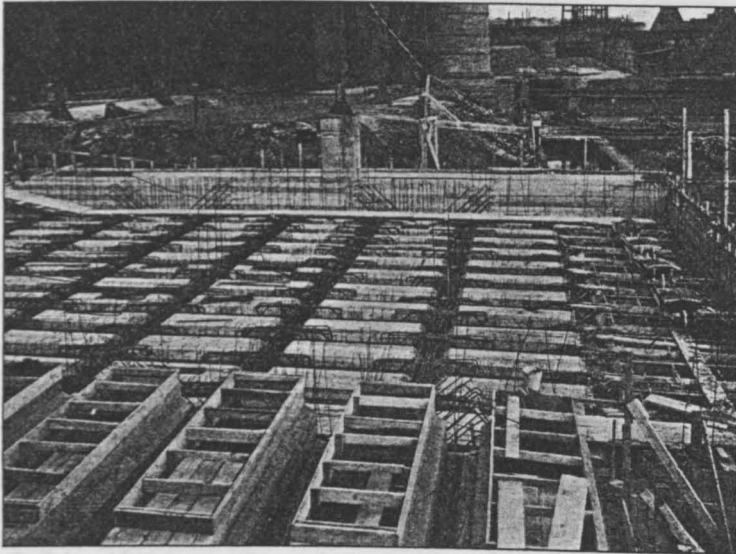


Fig. 6.

rechnung dieser Wände, ihrer Querschnittsbemessung und der Anordnung der Eiseneinlage war neben der senkrechten Belastung ein äußerer und innerer Winddruck von 150 kg/m^2 in Betracht zu ziehen. Dieser Einfluß ist in vorliegendem Falle verhältnismäßig gering. Wichtiger dagegen war die zusätzliche Biegebungsbeanspruchung insbesondere der Außenwände infolge Rahmenwirkung. Endlich war noch zu berücksichtigen der Einfluß der Temperatur. Über die Ausbildung der Wände vergl. Fig. 3. Für eine sichere Übertragung der Wandlasten in die Fundamentplatte ist durch eine Fußverbreiterung der Kellermauern Sorge getragen (vergl. Schnitt c—d der Fig. 1). Obwohl eine Unterkellerung des Kühlhauses, abgesehen vom Ventilatorenraum, nicht erforderlich war, mußte die Fundamentsohle deshalb doch so weit hinabgeführt werden, weil tragfähiger Baugrund erst in dieser Tiefe vorhanden. Der entstandene Kellerraum wurde mit Erde und Schlackensand wieder angefüllt, um die Wirkung

der unterhalb des untersten Kühlkammerfußbodens angebrachten Korkisolierung zu unterstützen. Zur Erreichung eines guten Anschlusses der Eisenbetonwände beim späteren Aufbau wurden die senkrechten Stäbe rd. $1,0 \text{ m}$ über den Dachfußboden hinausgeführt, umgebogen, des Rostschutzes wegen mehrfach mit Zementmilch gestrichen und mit einer Ziegelsteinlage abgedeckt.

Fußböden bzw. Decken der Kühlkammern sind Rippendecken mit angehängter Rabitzdecke. Eine untere glatte Fläche war erforderlich, um der Windströmung möglichst wenig Widerstand zu bieten. Die Lage der Rippen ergab sich von selbst durch die Anordnung der Kältekörper. Deren Gewicht war angegeben bei den Füßen a mit 2800 , bei den Füßen b mit 5600 kg , während für den um die Kältekörper verbleibenden Raum eine Nutzlast von 200 kg/m^2 in Rechnung gestellt werden sollte. Weiter wurde das Eigengewicht von Platte, Steg, Rabitzdecke und Abdichtung ermittelt zu 650 kg/m^2 . Berechnet wurden die Decken als durchgehende Träger über drei Öffnungen mit wandernder Nutzlast und mit Hilfe von Belastungsgleichwerten. Der Belastungsgleichwert der mittleren Kühlkammernutzlast beträgt 2100 kg/m^2 , die Decke hat also schon eine verhältnismäßig hohe Belastung zu tragen. Über die Ausbildung der Kühlkammerdecken, die

notwendig gewordene Verbreiterung der Stege an den Auflagern (eine Vouten- oder Schrägenausbildung in der Höhe war nicht möglich), die Lage der Eisen und ihre Abbiegung, über die Verbindung der wagerechten mit den senkrechten Tragwerken usw. gibt Figur 3 hinreichenden Aufschluß. Der Fußboden der untersten Kammer wurde genau so wie der der oberen freitragend ausgebildet, da der frischen Anfüllung im Keller eine nennenswerte Tragfähigkeit nicht zugemutet werden konnte. Die Seitenwände der unterhalb dieses Fußbodens angeordneten Entwässerungskanäle sind einfach als erhöhte Plattenbalkenstege ausgebildet, die Sohle des Kanals wurde an letztere angehängt. Die Einschalung der Rippendecke erfolgte so, daß bei überall gleicher Plattenstärke sich das Gefälle für die Entwässerung der Kühlkammerfußböden von selbst ergab. Die tiefsten Punkte eines jeden Fußbodens liegen gerade oberhalb der Entwässerungskanäle, sodaß das Tauwasser auf kürzestem Wege durch senkrechte Rohre den Kanälen zugeführt

werden kann. Beim Betonieren wurde Oberkante Platte sofort mit abgerieben und auf diese so erhaltene Fläche später die Asphaltierung vorgenommen, wobei der Asphalt über die zur Aufnahme der Kältekörper bestimmten kleinen Betonsockel hinweggreift. Die oberste Decke nimmt vorläufig nur das provisorische Holzpappdach auf, sie ist aber mit Rücksicht auf den späteren Aufbau bereits als Fußboden einer Kühlkammer ausgebildet.

Den Abschluß der Kühlkammern nach dem Windverteilungsraum bildet eine Eisenfachwand (Fig. 7). Diese Wand ruht auf einem im Kellergeschoß eingebauten Eisenbetonunterzug auf, der getragen wird von den Außen- und Mittelmauern des Kühlhauses sowie von je einer zwischen zwei Wände eingeschalteten Eisenbetonstütze (vergl. Schnitt a—b und g—h der Fig. 1). In jedem Geschoß ist die Eisenfachwand mit den vier Eisenbetonwänden gehörig verankert. Die Ausbildung der Eisenfachwand erfolgte so, daß an ihr sämtliche Türen und Klappen, wie sie schematisch im Schnitt g—h der Fig. 1 verzeichnet sind, leicht angebracht und befestigt werden konnten. Dann erhielt die Wand noch angenietete Winkeleisen und Anker zur Auflagerung der Eisenbetondecken und Querwände des Windverteilungsraumes.

In die eine Längsaußenwand des Kühlhauses mußte wegen ungehinderter Einführung des getrockneten Windes in den Windkanal ein 9,0 m weit gespannter Unterzug eingelegt werden. Bei 40 cm Breite wurde in die Rechnung eine Höhe von rd. 300 cm eingeführt. Wie eben gesagt, ist dies nur eine rechnungsmäßige Höhe. Da auf den Unterzug der Beton der Wand frisch aufgebracht wurde, da ferner die senkrechten Eisen der Wand in den Unterzug hineingreifen, da weiter die wagerechten Eisen der Wand die Tragkraft des Unterzuges auch nicht unerheblich unterstützen, so kann man fast auf die Tragkraft eines Unterzuges von Gebäudehöhe rechnen.

Windverteilungsraum und Ventilatorenraum werden wieder geschieden durch eine Eisenbetonwand, welche letztere bis auf die Fundamentsohle hinabgeht und als Abschlußwand der Kelleranschüttung dient. In dieser Wand sind in den Grundrissen s—t und w—x je drei nebeneinander gelegene Einströmungsöffnungen nach dem Windverteilungsraum vorgesehen (vergl. Schnitt i—k der

Fig. 1). Als Pfeilerbreiten zwischen je zwei Einströmungsöffnungen waren nur 35 cm gegeben, sodaß sich Stützen von 35/35 und 35/40 cm Querschnitt ergaben. Die Ausbildung dieser Querschnitte in reinem Eisenbeton bei 90 und 130 t Belastung erwies sich als unmöglich. Sie wurden daher als Eisenstützen hergestellt und griffen mit ihrem Fuß und Kopf in den darunter und darüber befindlichen Eisenbeton ein (vergl. Fig. 8). Dabei wurde noch eine besondere Kopfausbildung der Stützen im Grundriß s—t notwendig. Rechtwinklig zur Stütze in Richtung der Wand sind nach jeder Seite

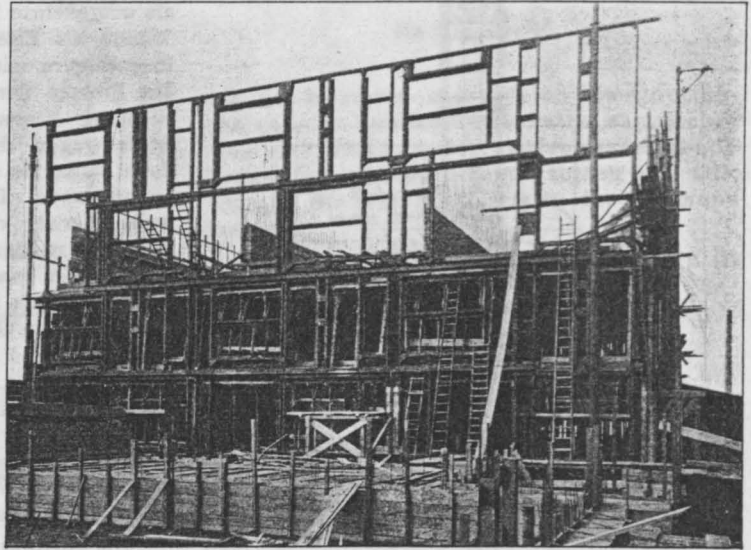


Fig. 7.

rd. 1,0 m ausladende Winkeleisen angenietet, um so ein einwandfreies Auflager der oberhalb der Einströmungsöffnungen liegenden Unterzüge zu gewährleisten.

Über die Lage der Einströmungsöffnungen für die anzusaugende Luft im Fußboden des Ventilatorenraumes vergl. Fig. 2, während die Dachausbildung des Ventilatorenraumes aus Fig. 5 ersichtlich ist. Im Ventilatorenraum befinden sich weiter noch auf eisernen Trägern gelagerte Monierwände (Eisenbetonwände mit einfacher gekreuzter Eiseneinlage).

Durch freitragende Eisenbetonwände wird das Treppenhaus (vergl. Schnitt i—k Fig. 1) vom Ventilatorenraum abgeschnitten. Die Treppen selbst, Läufe und Podeste, bestehen ganz aus Eisenbeton. Die Ausbildung im einzelnen zeigen die Treppenschnitte a—a, b—b, c—c, d—d der Fig. 5.

Von der äußeren Atmosphäre und von den mit dieser im Zusammenhang stehenden Räumen sind alle Teile, welche der bereits gekühlte Wind

durchstreicht, außer durch das Baumaterial noch besonders durch Korkstein isoliert. Die fraglichen

Teer miteinander verkittet sind. Gegen äußere Beschädigungen erhielten die Korksteinwände eine rd. 3 cm starke Rabitzverkleidung, gehalten von einbetonierten Eisenstäben, während die Korksteinfußböden von einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Ziegelschicht geschützt werden.

Der dritte Hauptbestandteil der Anlage, der Windkanal, war nicht ganz leicht auszuführen, da zum größten Teile Fundamente bereits bestehender Anlagen benutzt werden mußten. Eine weitere Schwierigkeit bestand noch darin, daß Sohle und Seitenwände bei hohen Wasserständen des benachbarten Rheinstromes unter Druck des Grundwassers zu stehen kamen. Die Sohle wurde als umgekehrte Eisenträgerdecke ausgebildet, die Wände als Eisenfachwände und die Decke aus Eisenträgern mit dazwischen gestampftem Beton. Die Pfosten der Fachwände werden in zweierlei Richtung beansprucht. Zunächst haben sie die Sohle gegen die Windkanaldecke abzustützen, dann haben sie nach den Seitendruck des Wassers aufzunehmen. Da der Windkanal zwischen teilweise bereits vorhandenen Gebäuden hindurchgezwängt werden mußte, an Querschnitt also nichts zu verlieren war, so erfolgte die Stabilisierung des Kanals am zweckmäßigsten durch Einlegung eines eisernen Gerippes, wie es die Schnitte c—d, g—h der Fig. 1 wiedergeben. Zwischen äußerer Betonwand und ausbetoniertem eisernen Gerippe kam die wasserdichte Asphaltin-Isolierung: doppel-lagige Pappe mit dazwischen geklebter Jute. Gegen eindringendes Grundwasser waren natürlich nicht nur der Windkanal, sondern auch die Nutzkeller des Gebäudes zu schützen.

Die Ausführung der baulichen Anlage erfolgte 1909 durch die Firma Friedrich Vollrath in Wesel. Die Anlage selbst wurde im Frühjahr 1910 in Betrieb genommen. Mit Entwurf, Berechnung und Bauleitung war der Verfasser betraut.

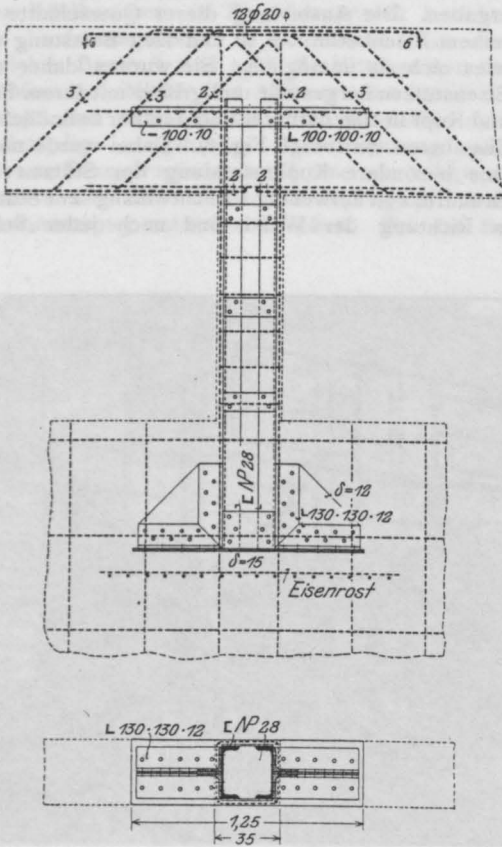


Fig. 8.

Flächen sind bedeckt mit Korksteinplatten, deren einzelne Steine in Verband gebracht und durch

ÜBER DIE BERECHNUNG VON STEIFRAHMEN MIT QUERSTÜTZUNG.

Von Dr.-Ing. Paul Müller (Kiel).

In folgender Abhandlung soll gezeigt werden, auf welche einfache Weise die im Silo- und Behälterbau häufig vorkommenden rechteckigen Rahmen, deren große Seitenausdehnung zur Vermeidung eines unverhältnismäßig großen Materialaufwandes eine ein- oder mehrfache Querstützung erfordern, unter der Annahme einer gleichmäßig verteilten Last p auf den Umfang des Behälters und der symmetrischen Anordnung der Querstützen in bezug auf beide Hauptachsen des Rahmens sich mathematisch einwandfrei berechnen lassen.

Zum Verständnis der Berechnung des Steif-

rahmens mit Querstützung möge zunächst der Rahmen ohne Querstützung berechnet werden.

A. Rahmen ohne Querstützung.

Unter der Annahme einer gleichmäßig verteilten Last p auf den Umfang des Rahmens erhält man für die Formänderungsarbeit des halben Rahmens den Wert:

$$A = \frac{1}{2EJ} \left[\int_0^a {}_aM_x^2 dx + \int_0^b {}_bM_y^2 dy \right].$$

In dieser Gleichung bedeutet

$${}_aM_x = {}_aM_0 - M_E$$

${}_aM_0$ = statisch bestimmtes Moment des frei aufliegenden Trägers,

M_E = statisch unbestimmtes Eckmoment.

Ebenso ist

$${}_bM_y = {}_bM_0 - M_E.$$

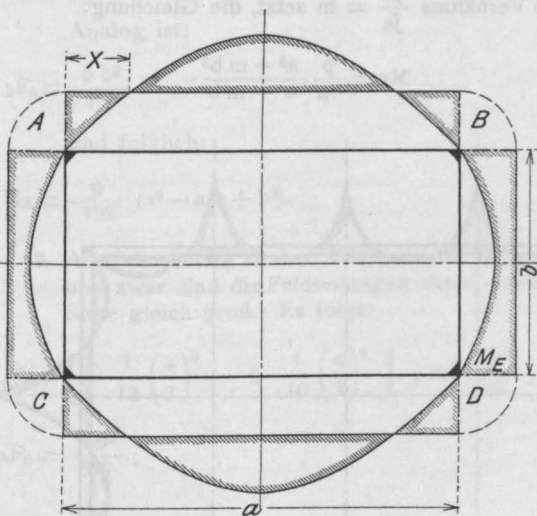


Fig. 1.

Das Minimum von A ist bedingt durch die Gleichung:

$$\frac{\partial A}{\partial M_E} = 0 = \frac{1}{2 E J} \left[\int_0^a (-2 {}_aM_0 + 2 M_E) dx + \int_0^b (-2 {}_bM_0 + 2 M_E) dy \right].$$

Aus dieser Gleichung folgt für M_E , da

$$\int_0^a M_E dx = M_E a$$

und

$$\int_0^b M_E dy = M_E b$$

ist,

$$M_E = \frac{\int_0^a {}_aM_0 dx + \int_0^b {}_bM_0 dy}{a + b}.$$

Die Summen im Zähler dieses Ausdrucks bedeuten nun nichts anderes, als die Inhalte der

Momentenflächen der frei aufliegenden Träger AB und AC (siehe Fig. 1); nennen wir

$$\int_0^a {}_aM_0 dx = {}_aF_0$$

und

$$\int_0^b {}_bM_0 dy = {}_bF_0,$$

so folgt als wichtige Bestimmungsgleichung für das Eckmoment M_E der Wert

$$M_E = \frac{{}_aF_0 + {}_bF_0}{a + b},$$

d. h. das Eckmoment ist gleich dem Quotienten aus der Summe der Inhalte sämtlicher Momentenflächen der als frei aufliegende Träger gedachten Rahmenseiten AB, CD, AC und BD und dem Umfang des Rahmens $2(a + b)$.

Für die gleichmäßig verteilte Belastung p ist

$$\int_0^a {}_aM_0 dx = \frac{1}{12} p a^3$$

und

$$\int_0^b {}_bM_0 dy = \frac{1}{12} p b^3$$

und man erhält folglich für das Eckmoment M_E den bekannten Wert

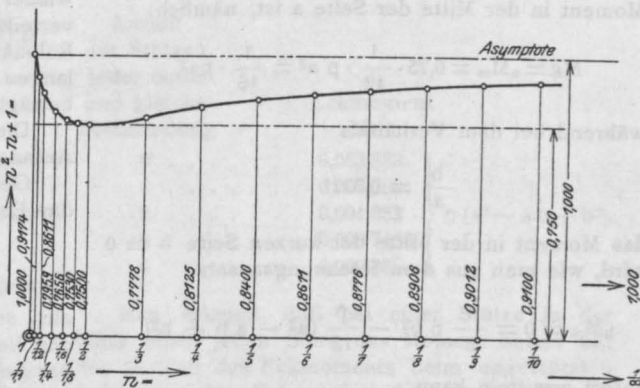


Fig. 2.

$$M_E = \frac{p}{12} \cdot \frac{a^3 + b^3}{a + b}$$

oder

$$M_E = \frac{p}{12} (a^2 - a b + b^2).$$

Setzen wir $\frac{b}{a} = n$, so erhält man

$$M_E = \frac{p a^2}{12} (n^2 - n + 1).$$

Für $n = 1$, d. h. beim quadratischen Rahmen von der Seitenlänge a ist das Eckmoment

$$M_E = \frac{p a^2}{12},$$

stimmt also mit dem Einspannungsmoment eines eingespannten Trägers überein. Diese Übereinstimmung hat ihren Grund darin, daß die Endtangentialen an die elastischen Linien der einzelnen Rahmenseiten in den Eckpunkten des quadratischen Rahmens mit den ursprünglichen Stabachsen zusammenfallen, da die positiven und negativen Ablenkungen infolge der gleichen Längen der Rahmenseiten übereinstimmen und sich gegenseitig aufheben.

Dasselbe Ergebnis erzielt man natürlich auch für das Verhältnis

$$n = \frac{b}{a} = 0,$$

d. h. für den unendlich schmalen Rahmen, den starr eingespannten Träger.

In Fig. 2 sind für die Werte $n = 1$ bis $n = \frac{1}{10}$ die zugehörigen Ausdrücke $n^2 - n + 1$ graphisch aufgetragen.

Man sieht, daß bei dem Verhältnis

$$\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$$

das negative Eckmoment gleich dem positiven Moment in der Mitte der Seite a ist, nämlich:

$$M_E = {}_a M_m = 0,75 \cdot \frac{1}{12} \cdot p a^2 = \frac{1}{16} \cdot p a^2,$$

während bei dem Verhältnis

$$\frac{b}{a} = 0,7321$$

das Moment in der Mitte der kurzen Seite $b = 0$ wird, wie man aus dem Rechnungsansatz

$${}_b M_m = 0 = \frac{1}{8} p b^2 - \frac{p}{12} (a^2 - a b + b^2)$$

sofort ermitteln kann.

Für alle Verhältnisse $\frac{b}{a} > 0,7321$ treten folglich für beide Seiten a und b positive und negative Momente gemeinsam auf, während für alle Verhältnisse $\frac{b}{a} < 0,7321$ die Seite b nur durch negative Momente beansprucht wird.

Die Lage des Nullpunktes des Momentes der Seite a berechnet sich aus der Gleichung:

$$x = \frac{a}{2} \pm \sqrt{\frac{a^2}{12} + \frac{a b}{6} + \frac{b^2}{6}}$$

Sind die Trägheitsmomente der Seiten a u. b verschieden groß, was in der Regel der Fall sein wird, so folgt für das Eckmoment M_E , wenn man das Verhältnis $\frac{J_a}{J_b} = m$ setzt, die Gleichung:

$$M_E = \frac{p}{12} \cdot \frac{a^3 + m b^3}{a + m b}.$$

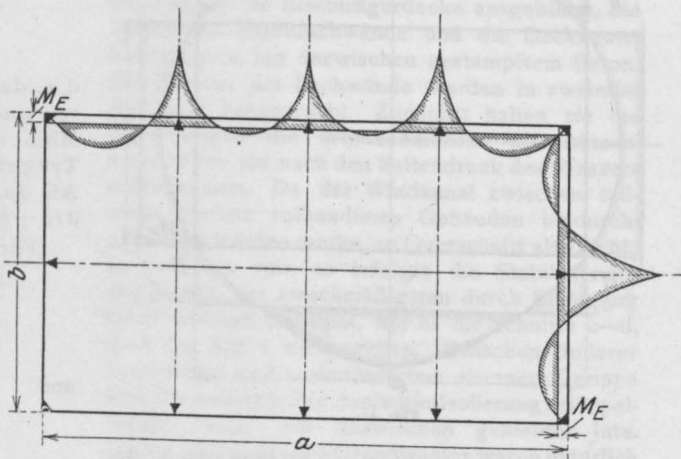


Fig. 3.

B. Rahmen mit Querstützung.

In statischer Beziehung sind diese Rahmen wieder unter der Annahme einer gleichmäßig verteilten Belastung p auf den Umfang des Rahmens, wenn die Anzahl der Stützen der langen Seite n und die der kurzen Seite m beträgt, $(n + m + 1)$ fach statisch unbestimmt.

Die Berechnung eines solchen Rahmens von Anfang an ist demnach ziemlich umständlich.

Geht man dagegen von der Gleichung für das Eckmoment

$$M_E = \frac{{}_a F_0 + {}_b F_0}{a + b}$$

aus, so erhält man sofort, wenn man an Stelle der beim nicht gestützten Rahmen auftretenden parabolischen Momentenflächen die Momentenflächen des Balkens auf mehreren Stützen für gleichmäßig verteilte Last einführt, auch für diesen Fall das Eckmoment aus obiger Gleichung.

Voraussetzung hierbei ist jedoch stets, daß die Stützen der vier Rahmenseiten symmetrisch zu den Hauptachsen des Rahmens liegen, widrigenfalls sich die statische Unbestimmtheit um zwei erhöht und obige Formeln keine Gültigkeit haben.

Im folgenden sollen nun die Formeln für das Eckmoment M_E für verschiedene Anzahl der Stützen ermittelt werden.

1. Alle vier Seiten sind je einmal gestützt. Der Inhalt der Momentenfläche aF_0 der Seite a ergibt sich zu

$$aF_0 = \left[2 \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{a}{2}\right)^3 - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{a}{2}\right)^2 \cdot a \right] \cdot p = \frac{p a^3}{192}.$$

Analog ist:

$$bF_0 = \frac{p b^3}{192}$$

und folglich:

$$M_E = \frac{p}{192} (a^2 - a b + b^2).$$

2. Alle vier Seiten sind je zweimal unterstützt, und zwar sind die Feldteilungen einer jeden Seite gleich groß. Es folgt:

$$aF_0 = \left[3 \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{a}{3}\right)^3 - 2 \cdot \frac{1}{10} \left(\frac{a}{3}\right)^3 \right] \cdot p = \frac{p a^3}{540};$$

$$bF_0 = \frac{p b^3}{540};$$

$$M_E = \frac{p}{540} (a^2 - a b + b^2).$$

3. Alle vier Seiten sind je dreimal unterstützt (gleiche Feldteilungen):

$$aF_0 = \left\{ 4 \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{a}{4}\right)^3 - \left[0,1071 \left(\frac{a}{4}\right)^3 + \left(0,1071 + 0,0714 \right) \left(\frac{a}{4}\right)^3 \right] \right\} p;$$

$$aF_0 = 0,000 7458 p a^3;$$

$$bF_0 = 0,000 7458 p b^3;$$

$$M_E = 0,000 7458 (a^2 - a b + b^2).$$

4. Alle vier Seiten sind je viermal unterstützt (gleiche Feldteilungen):

$$aF_0 = \left\{ 5 \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{a}{5}\right)^3 - \left[\left(0,1053 + \frac{2 \cdot (0,1053 + 0,0789)}{2} + 0,0789 \right) \left(\frac{a}{5}\right)^3 \right] \right\} p;$$

$$aF_0 = 0,000 386 p a^3;$$

$$bF_0 = 0,000 386 p b^3;$$

$$M_E = 0,000 386 p (a^2 - a b + b^2).$$

5. Die Seite a ist zweimal, die Seite b einmal unterstützt (gleiche Felderteilung).

In diesem Falle ist

$$M_E = \frac{p}{a+b} (0,001 852 a^3 + 0,005 2083 b^3).$$

6. Die Seite a ist dreimal, die Seite b einmal unterstützt (gleiche Felderteilung).

Es folgt

$$M_E = \frac{p}{a+b} (0,000 7458 a^3 + 0,005 2083 b^3).$$

7. Die Seite a ist dreimal, die Seite b viermal unterstützt:

$$M_E = \frac{p}{a+b} (0,000 7458 a^3 + 0,000 386 b^3).$$

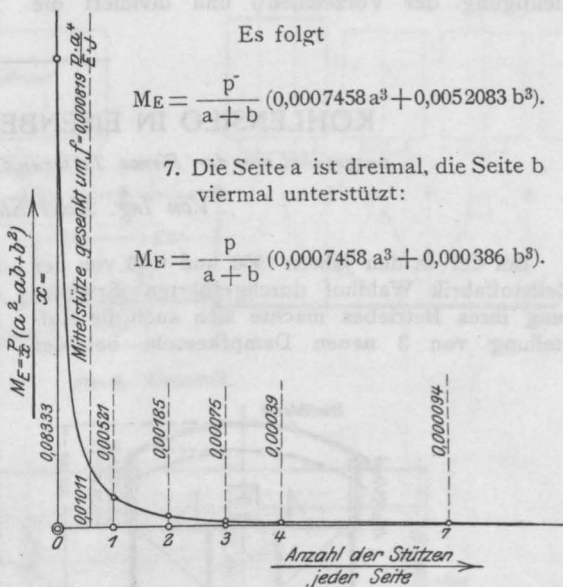


Fig. 4.

Mit Hilfe vorstehender Zahlenwerte lassen sich die verschiedenartigsten Kombinationen der Anzahl der Stützen leicht ausführen. Der Einfluss der Stützung der Rahmenseiten ist aus folgender Zusammenstellung leicht zu ersehen:

Anzahl der Stützen jeder Seite und gleiche Felderteilung	Eckmoment M_E	} $p(a^2 - ab + b^2)$
0	0,083 333	
1	0,005 208	
2	0,001 852	
3	0,000 7458	
4	0,000 386	

Man erkennt, daß bei einer Stütze in der Mitte einer jeden Seite das Moment sofort auf den 16. Teil des Eckmoments beim ungestützten Rahmen sinkt. Bei zwei und mehreren Stützen tritt eine noch größere Ermäßigung ein.

Ich will noch bemerken, daß das im vorstehenden näher beschriebene Verfahren zur Berechnung des Momentes M_E beim mehrfach abgestützten Steifrahmen auch für Einzellasten gilt, sobald diese in bezug auf beide Hauptachsen des Rahmens symmetrisch liegen.

In diesem Falle zeichnet man sich unter Zuhilfenahme der Clapeyronschen Gleichungen die Momentenflächen der Rahmenseiten unter Annahme von Gelenken in den Ecken auf, ermittelt hierauf mit Hilfe des Planimeters oder besser analytisch die Inhalte dieser Flächen (mit Berücksichtigung der Vorzeichen!) und dividiert die

Summe durch den Umfang des Rahmens. Der Quotient liefert die Größe des Eckmomentes M_E .

In Fig. 3 sind die Momentenlinien eines Rahmens gezeichnet, dessen lange Seiten je drei- und dessen kurze Seiten je einmal gestützt sind.

Fig. 4 zeigt eine graphische Darstellung des Einflusses der Querstützung auf das Eckmoment.

KOHLENSILO IN EISENBETONKONSTRUKTIONEN

ausgeführt von der Firma Tesseract & Stoffels G. m. b. H., Mannheim.

Von Ing. Karl Stock (Mannheim).

Bei der in den Jahren 1908 und 1909 von der Zellstofffabrik Waldhof durchgeführten Erweiterung ihres Betriebes machte sich auch die Aufstellung von 3 neuen Dampfkesseln bei der

den Kohlensilo beschickt werden. Dadurch wurde es notwendig auch die bestehende Kohlensiloanlage zu erweitern, was dadurch ein besonderes Interesse erhielt, als diese Erweiterung zu einem Wettstreite zwischen Eisenbetonkonstruktion und reiner Eisenkonstruktion führte.

Da die bestehende Siloanlage, die selbst in zwei Bauabschnitten errichtet wurde, und die in Fig. 8 im Lichtbilde zu sehen ist, in reiner Eisenkonstruktion ausgeführt war, so lag natürlich der Gedanke nahe, auch die Erweiterung in der gleichen Bauweise herzustellen, und es wurde auch von der Bauherrin ein dementsprechendes Projekt ausgearbeitet. Aus Fig. 1 ist der Querschnitt des Kohlensilos nach diesem Projekte zu ersehen. Während bei dem zuerst erbauten Teile des Silos die einzelnen Felder zwischen dem Eisenfachwerk ebenfalls in Eisenkonstruktion, nämlich in Wellblech, ausgeführt worden waren, bestanden diese bei dem später errichteten Teile bereits aus Eisenbetonwänden, was auch bei der projektierten Erweiterung vorgesehen war, wie aus der Fig. 1 ersichtlich ist.

Da jedoch in der Zellstofffabrik Waldhof die reinen Eisenkonstruktionen wegen der fast immer mehr oder weniger mit Säuredämpfen durchsetzten Luft große Unterhaltungskosten verursachen, entschloß sich die Firma für den Erweiterungsbau des Kohlensilo auch Entwürfe und Angebote in Eisenbetonkonstruktion einzufordern. Wesentliche Preisunterschiede waren in den Angeboten für reine Eisenkonstruktion und Eisenbetonkonstruktion nicht enthalten, und so gab der große Vorteil der Eisenbetonbauweise, daß alle späteren Unterhaltungskosten in Wegfall kommen, wodurch bei fast gleichen Herstellungskosten die Ausführung in Eisenbeton bedeutend wirtschaftlicher als die Ausführung

in Eisen wurde, den Ausschlag, daß sich die Zellstofffabrik Waldhof dazu entschied, die Erweiterung des bestehenden eisernen Kohlensilo in Eisenbeton ausführen zu lassen. Auf Grund des von der Firma Tesseract & Stoffels G. m. b. H., Mannheim, ein

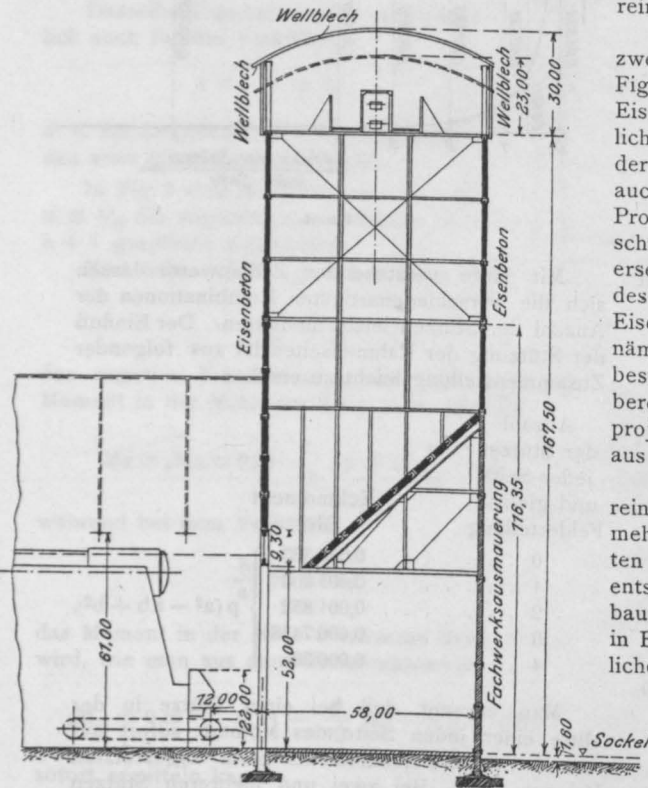


Fig. 1. Querschnitt des projektierten Silo in Eisenkonstruktion.

Kesselhausanlage II erforderlich. Entsprechend der schon bestehenden Anlage wurden auch die neuen Kessel mit automatischer Kettenrostfeuerung versehen, die unter Zwischenschaltung einer automatischen Wage direkt aus einem hochliegen-

gereichten Entwurfes wurde dann dieser Firma die Ausführung übertragen.

Die Gesamtanordnung des Bauwerkes ist aus den Fig. 2—5, Grundriß, Längen-, Quer- und Horizontalschnitt darstellend, ersichtlich. Der Bau hat eine Gesamtlänge von 24,27 m, eine Breite von 6,50 m und eine größte Höhe über Terrain von 19,91 m. Für jeden der 3 Kessel wurde ein besonderer Auslaufrichter angeordnet, im übrigen aber besteht der eigentliche Silo aus einem einzigen Raume von im Lichten 24,07 m Länge, 5,50 m Breite, 7,50 m Höhe bis Oberkante

Trichter und 11,55 m Gesamthöhe bis Trichterauslauf. Auch zwischen dem bereits bestehenden und dem neuen Silo wurde die vorhandene Wellblechwand entfernt und, wie aus Fig. 3 ersichtlich

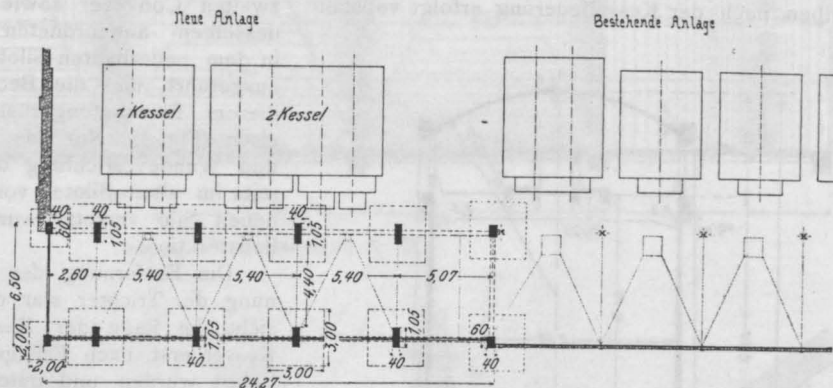


Fig. 2. Grundriß.

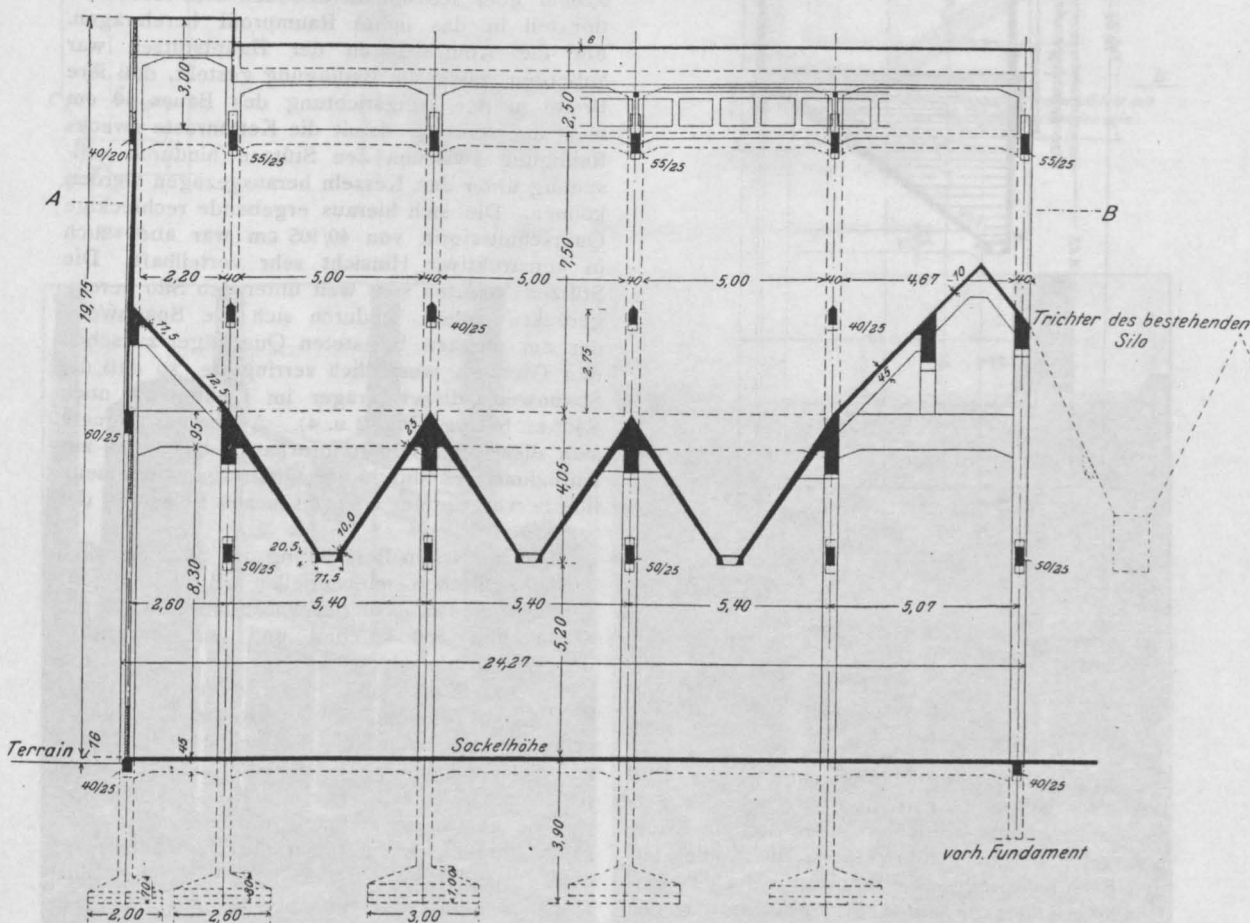


Fig. 3. Längenschnitt.

ist, die neuen Trichter an die etwas höher liegenden alten Trichter in geeigneter Weise angeschlossen. Das Fassungsvermögen des Silo beträgt rd. 1030 cbm.

Die Füllung des Silo und die Entleerung desselben nach der Kesselfeuerung erfolgt vollstän-

leert, der in der Längsrichtung über die gesamte Siloanlage, alter wie neuer Teil, hinwegführt. Von diesem zweiten Conveyer aus können die Kohlen an jeder beliebigen Stelle in den Silo entleert werden. Auch das Traggerüst für diesen zweiten Conveyer sowie die zu beiden Seiten desselben angeordneten Bedienungsstege sind in dem neubauten Siloteil ganz in Eisenbeton ausgeführt, und die Becherkette läuft auf an diesem Eisenbetongerüst angebrachten Winkel-eisen (Fig. 4). Nur das Gestell für die Spann- und Wendevorrichtung des Conveyers, das bereits im alten Siloteil vorhanden war und in den neuen Silo versetzt wurde, besteht aus Eisenkonstruktion.

Die Entfernung der Stützen und die Anordnung der Trichter war durch die aus Fig. 2 ersichtliche Lage der Kessel bestimmt. Da die Kessel erst nach Fertigstellung des Silo angeliefert wurden und unter demselben durchtransportiert werden mußten, durfte außer den Stützen, auf denen der ganze Silo ruht, bis zur Höhe von 5,20 m über Kesselhausfußboden kein Konstruktionsteil in das lichte Raumprofil hereinragen. Für die Abmessungen der Hauptstützen war außerdem noch die Bedingung gestellt, daß ihre Breite in der Längsrichtung des Baues 40 cm nicht überschreite, damit die Kettenroste zwecks Reinigung zwischen den Stützen hindurch vollständig unter den Kesseln herausgezogen werden können. Die sich hieraus ergebende rechteckige Querschnittsform von 40/105 cm war aber auch in konstruktiver Hinsicht sehr vorteilhaft. Die Stützen konnten sehr weit unter den Silo hereingerückt werden, wodurch sich die Spannweite der am meisten belasteten Querträger zwischen den Trichtern wesentlich verringerte, so daß die Spannweite dieser Träger im Lichten nur noch 4,40 m betrug (Fig. 2 u. 4). Außerdem eignete sich diese Querschnittsform auch besonders zur Aufnahme der durch die Querträger unvermeidlich hervorgerufenen exzentrischen Belastung der Stützen.

Der statischen Berechnung des Silo, die nach den preussischen ministeriellen „Bestimmungen“ vom 24. Mai 1907 erfolgte, wurde ein Gewicht der Kohle von 850 kg/cbm und ein natürlicher Böschungswinkel derselben von 45° zugrunde gelegt. Die Berechnung des Seitendruckes der Kohlen auf die Silowände erfolgte in der üblichen Weise nach den Formeln für Erddruck unter Vernachlässigung der Reibung zwischen Kohle und Silowand. Für alle Konstruktionsteile, für die eine Beanspruchung durch Winddruck in Frage kommt, wurde auch die Berechnung für einen Winddruck von 125 kg/qm durchgeführt. Die Berechnung der Momente für die Silowände erfolgte nach den Regeln für kontinuierliche Träger unter Voraussetzung freier Auflagerung

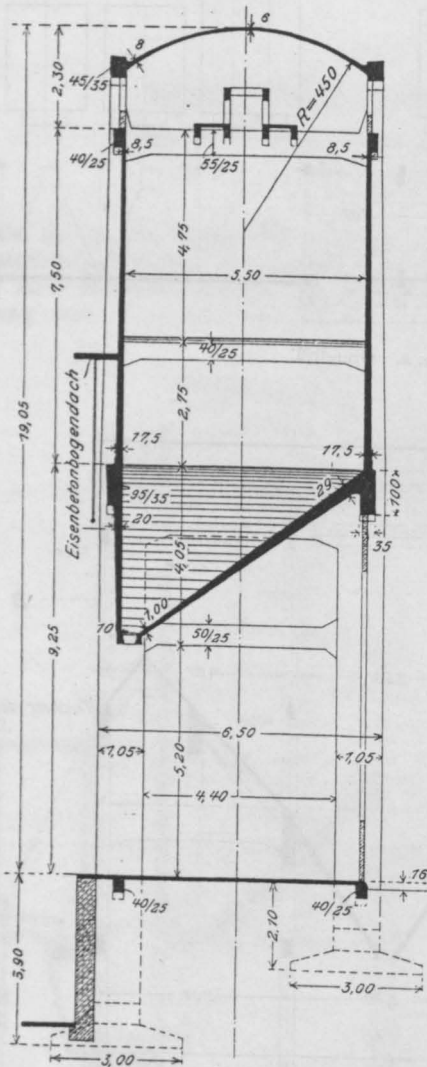


Fig. 4. Querschnitt.

dig automatisch. Durch einen ungefähr in Mitte des alten Silo vor demselben unterhalb des Terrain angeordneten Trichter, über den ein Eisenbahngeleise hinweg führt, fallen die Kohlen aus den Eisenbahnwaggons direkt in die Becher eines Conveyers, der dieselben an der Außenseite des Silo in die Höhe führt und sie oben automatisch in die Becher eines zweiten Conveyers ent-

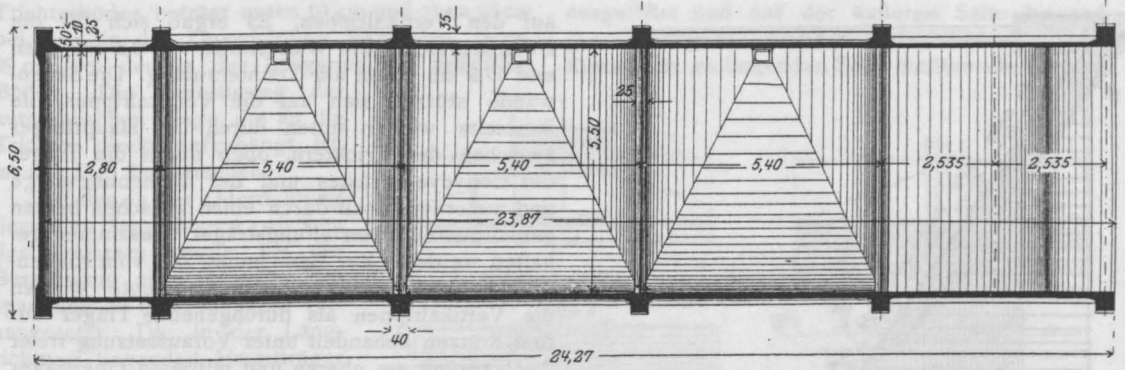


Fig. 5. Horizontalschnitt A—B.

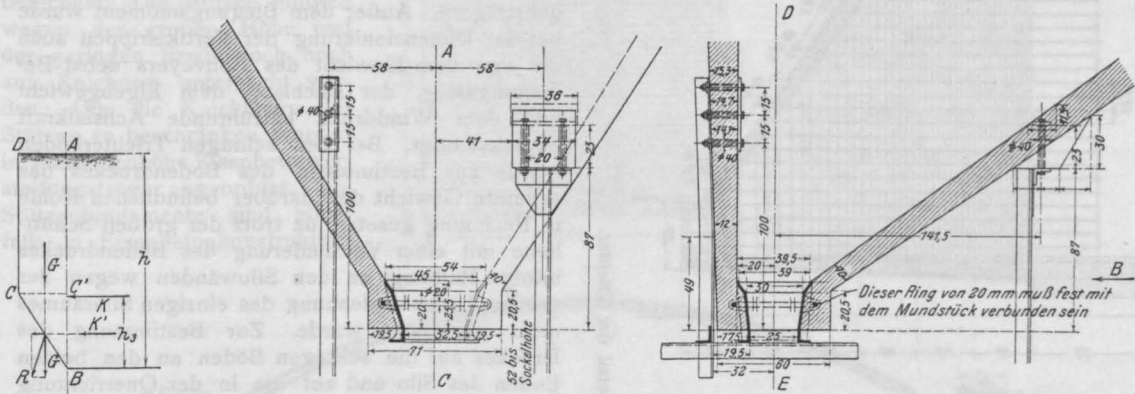


Fig. 6.

Fig. 7. Befestigung der automatischen Wage.

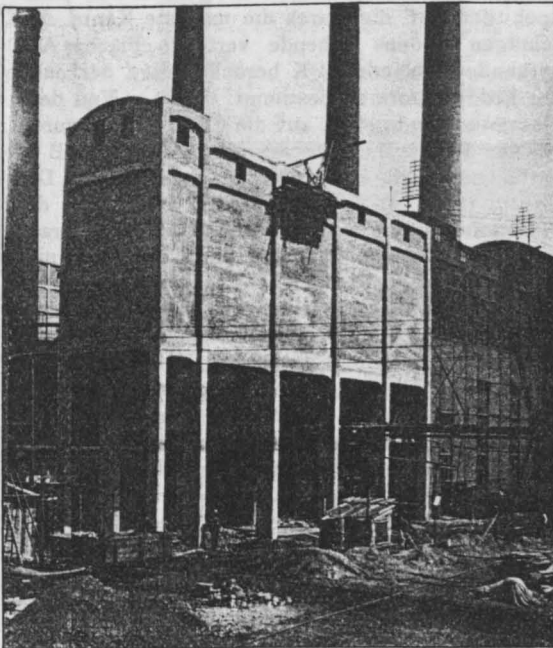


Fig. 8.

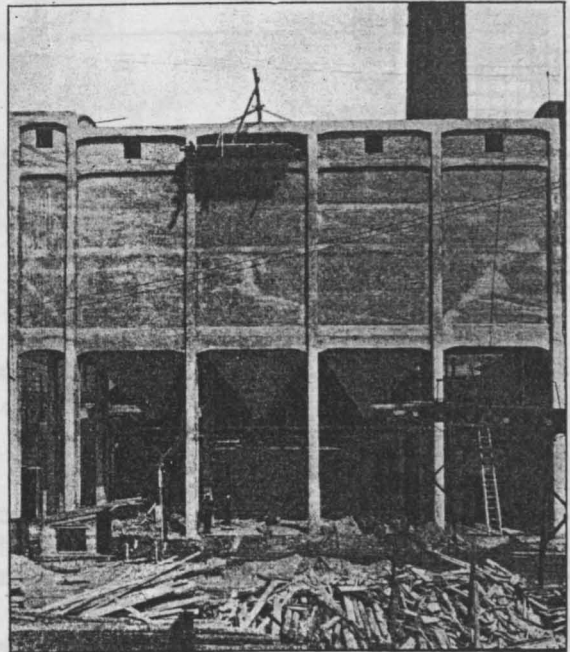


Fig. 9.

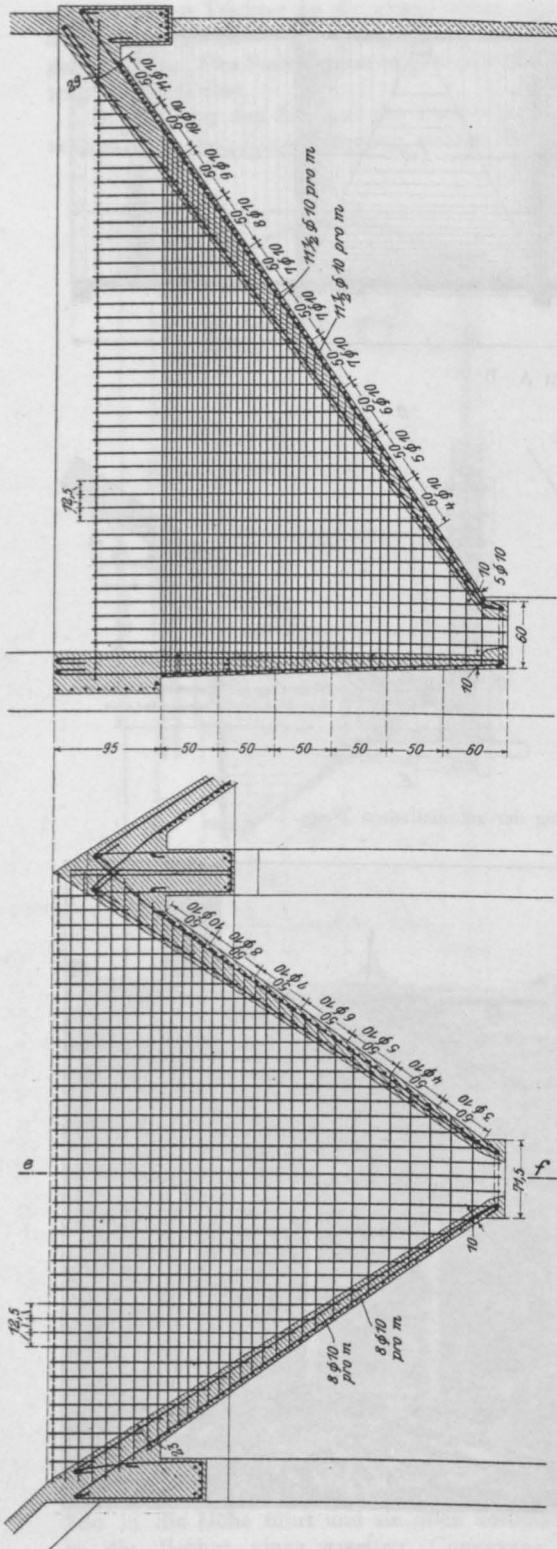


Fig. 10. Detail der Trichter.

auf den Vertikalrippen. Es ergab sich für die Zwischenfelder eine Wandstärke von 8,5 cm oben und 17,5 cm unten am Trichteranfang. Die Seitenwände stützen sich auf die Vertikalrippen, die ihrerseits wieder unten durch die Hauptträger zwischen den Trichtern, oben durch die Träger des Conveyergerüsts und der Bedienungsstege und außerdem noch durch einen zwischen beiden angeordneten Versteifungsträger zusammen gehalten werden. Zur Berechnung der vom Kohlendruck herrührenden Biegemomente wurden die Vertikalrippen als durchgehende Träger auf drei Stützen behandelt unter Voraussetzung freier Auflagerung am oberen und mittleren Querträger und voller Einspannung an den unteren Hauptquerträgern. Außer dem Biegemoment wurde bei der Dimensionierung der Vertikalrippen auch die von dem Gewicht des Conveyers nebst Bedienungssteg, der Dachlast, dem Eigengewicht und dem Winddruck herrührende Achsialkraft berücksichtigt. Bei den schrägen Trichterböden wurde zur Bestimmung des Bodendruckes das gesamte Gewicht der darüber befindlichen Kohle in Rechnung gesetzt, da trotz der großen Schütthöhe mit einer Verminderung des Bodendruckes infolge Reibung an den Silowänden wegen der großen Längsausdehnung des einzigen Siloraumes nicht gerechnet wurde. Zur Bestimmung des Druckes auf die schrägen Böden an den beiden Enden des Silo und auf die in der Querrichtung verlaufenden Trichterböden wurde außer dem Gewichte G (Fig. 6) der über dem betreffenden Boden befindlichen Kohlenmenge $ABCD$ auch noch der auf die durch die unterste Kante des schrägen Bodens gehende vertikale Fläche AB wirkende Kohlendruck K berücksichtigt, der nach der Erddruckformel bestimmt wurde. Von dem Gesamtkohlendruck K auf die Strecke AB wurde für den Boden BC nur der auf die Strecke BC' entfallende Teil K' in Rechnung gesetzt. Die Resultierende R aus G und K' stellt dann die Gesamtbelastung des Bodens BC dar, die hierauf noch in ihre Komponenten senkrecht zu BC und in der Richtung von BC zerlegt wurde. Die Trichter wurden trotz ihrer verhältnismäßig großen Abmessungen von 5, 50/5, 40 m i. L. an der Basis und 4,05 m Höhe und der hohen Kohlenschüttung nur an ihrem oberen Umfange an die Hauptträger aufgehängt (Fig. 3 u. 4). Zur Berechnung der Biegemomente wurden die Trichter in horizontale Rahmen zerlegt gedacht, die unter Zugrundelegung der nach obigen Grundsätzen ermittelten Belastung nach den hierfür geltenden Regeln berechnet wurden. Außer der in horizontaler Richtung verlaufenden Hauptarmierung zur Aufnahme der Biegemomente und Ringkräfte wurde noch eine Eisenarmierung in Richtung der Schrägen erforderlich zur Übertragung der Belastung auf die Hauptträger. Die Stärke der

Trichterböden beträgt unten 10 cm und oben 23 cm bei den in der Querrichtung liegenden, bzw. 29 cm bei den in der Längsrichtung liegenden Böden. Die Befestigung der automatischen Wage, die an die Trichter direkt aufgehängt ist, ist aus Fig. 7 zu ersehen.

Bei den in der Querrichtung liegenden Hauptträgern zwischen den Trichtern wurde bei der Berechnung eine teilweise Einspannung an den Auflagern vorausgesetzt. Die in der Längsrichtung liegenden Hauptträger wurden als durchgehende Träger berechnet. Die Stützen mußten wegen der großen Höhe und der geringen Breite auch noch auf Knickung untersucht werden. Um die Knicklänge der Stützen zu beschränken, wurden in Fußbodenhöhe Eisenbetonversteifungsträger angeordnet. Die Stützenfundamente sind ebenfalls in Eisenbetonkonstruktion

ausgeführt und auf der äußeren Seite bis auf guten Baugrund herabgeführt. Auf der dem Kesselhaus zu liegenden Seite mußten die Stützen

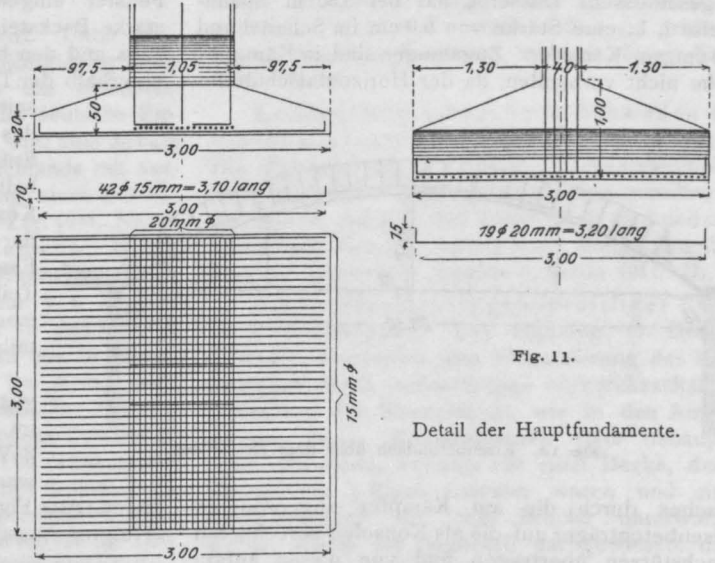


Fig. 11.

Detail der Hauptfundamente.

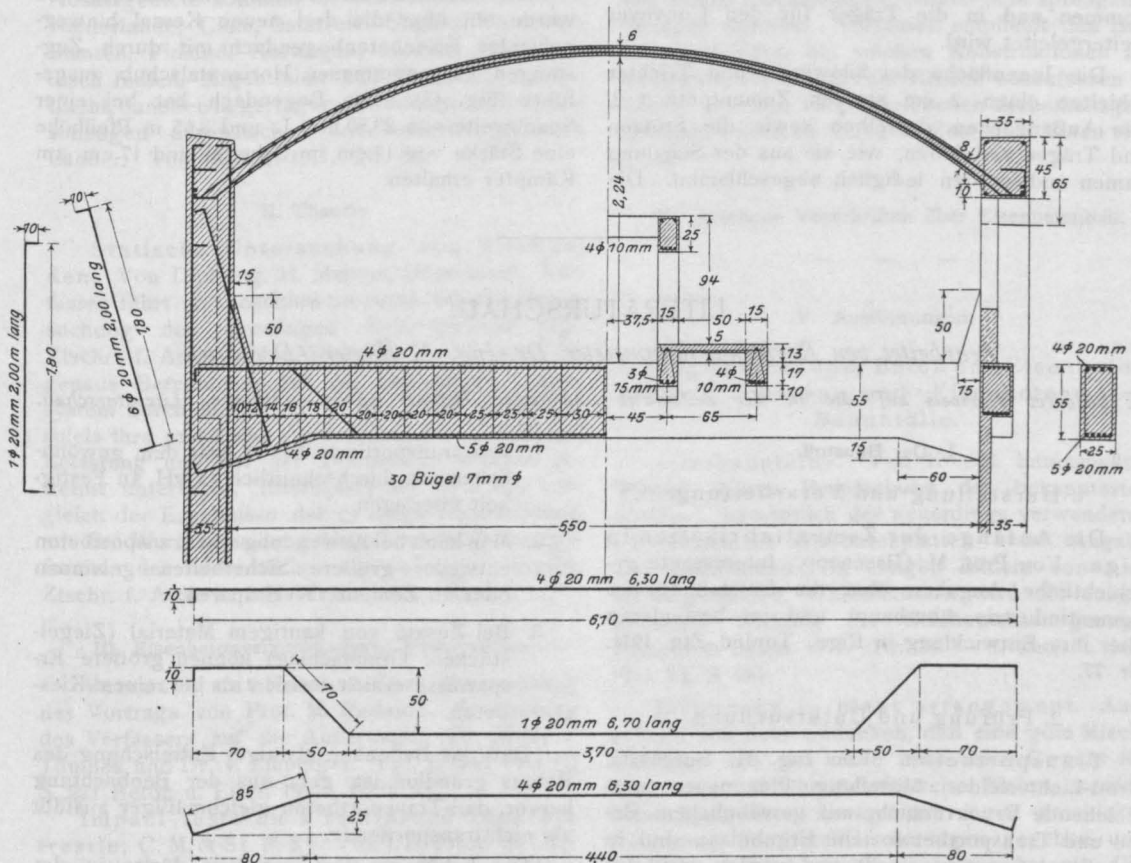


Fig. 12. Bogendach über Silo und Traggerüst des Conveyers.

wegen des hier angeordneten Aschekanalns diesem entsprechend tiefer fundiert werden.

Der Silo wird durch ein Eisenbetonbogendach abgeschlossen. Dasselbe hat bei 5,50 m Spannweite i. L. eine Stärke von 6,0 cm im Scheitel und 8,0 cm am Kämpfer. Zugstangen sind in Kämpferhöhe nicht vorhanden, da der Horizontalschub des

Felder zwischen den Stützen unterhalb des Daches und unterhalb des eigentlichen Silo erhielten, soweit diese Felder nicht durch die sehr großen Fenster eingenommen werden, eine $\frac{1}{2}$ Stein starke Backsteinausriegelung. Gegen das Kesselhaus und den bestehenden Silo zu blieb der Bau unterhalb der Trichter vollständig offen. Die Unterseite der Trichter sowie die innerhalb des Kesselhauses liegenden Träger und Stützen erhielten noch einen einfachen hellen Anstrich, so daß dieser Teil des Kesselhauses mit den ruhigen Flächen der Trichter gegenüber den vielen Eisenfachwerkträgern in dem alten Teile einen sehr günstigen Eindruck macht. Fig. 10 bis 12 zeigen einige Details der einzelnen Konstruktionsteile.

Mit dem Abbruch des am Bauplatz gestandenen alten Bauwerkes wurde im Monat April 1909 begonnen und 8 Wochen später im Monat Juni 1909 waren die Betonierungsarbeiten beendet. Aus Fig. 8 u. 9 ist der fertige Rohbau nach erfolgter Ausschalung im Lichtbilde ersichtlich.

Direkt an den neuerbauten Silo anschließend wurde ein über die drei neuen Kessel hinweggehendes Eisenbetonbogendach mit durch Zugstangen aufgenommenen Horizontalschub ausgeführt (Fig. 13). Das Bogendach hat bei einer Spannweite von 23,50 m i. L. und 3,65 m Pfeilhöhe eine Stärke von 11 cm im Scheitel und 17 cm am Kämpfer erhalten.

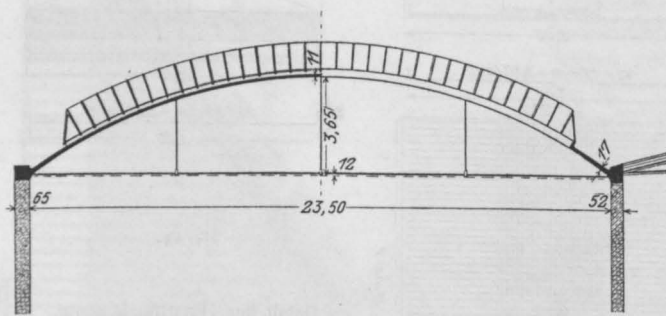


Fig. 13. Eisenbetondach über dem Kesselhaus.

Daches durch die am Kämpfer angeordneten Eisenbetonträger auf die als Konsolen berechneten Dachstützen übertragen und von diesen aufgenommen und in die Träger für den Conveyer weitergeleitet wird.

Die Innenfläche der Silowände und Trichter erhielten einen 2 cm starken Zementputz 1:2. Die Außenflächen derselben sowie die Stützen und Träger verblieben, wie sie aus der Schalung kamen und wurden lediglich abgeschlämmt. Die

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.

Die Anfänge der Zementfabrikation in Riga. Von Prof. M. Glasenapp. Interessante geschichtliche Angaben über die Entstehung der Zementindustrie überhaupt und im besonderen über ihre Entwicklung in Riga. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 77.

2. Prüfung und Untersuchung.

Transportbeton. Von Ing. H. Burchartz, Groß-Lichterfelde. Mitteilung über neuere vergleichende Druckversuche mit gewöhnlichem Beton und Transportbeton. Die Ergebnisse sind in Tabellen zusammengestellt und werden wie folgt zusammengefaßt:

1. Der transportierte Beton war dem gewöhnlichen um durchschnittlich 15 vH an Festigkeit überlegen.
2. Man kann bei Anwendung von Transportbeton entweder größere Sicherheiten gewinnen oder an Zement 15 vH sparen.
3. Bei Zusatz von kantigem Material (Ziegelstücken, Granitschlag) können größere Ersparnisse erzielt werden als bei reinem Kiesbeton.

Daß das Bedenken etwaiger Entmischung des Betons grundlos ist, geht aus der Beobachtung hervor, daß Transportbeton gleichmäßiger ausfällt als nichttransportierter.

Die Erhöhung der Festigkeit dürfte in der durch das Rütteln beim Fahren vermehrten Ver-

dichtung des Betons ihre Ursache haben. Beton u. Eisen 1911. Heft XI.

3. Wirtschaftliches.

Ein Schutzzoll für Zement. Unter Hinweis, daß andere Länder durch Einführung mehr oder weniger hoher Schutzzölle die heimische Zementfabrikation gestützt und die deutsche Einfuhr wesentlich verringert haben, wird zum Schutz gegen ein Überschwemmen Deutschlands mit ausländischem Zement die Einführung eines Schutzzolles für nötig erachtet. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 86.

Ein- und Ausfuhr von Zement. Einige Angaben aus dem statistischen Warenverzeichnis über die Gesamt- und Ausfuhr von Zement und über die beteiligten Länder in den Jahren 1908/09. Die Einfuhr betrug in den beiden Jahren 1 684 749 dz bzw. 2 241 614 dz, an ihr waren nach der Größe der Einfuhr geordnet besonders Belgien, Österreich-Ungarn, Dänemark, Schweiz, Frankreich und die Niederlande beteiligt. Die wesentliche Zunahme wird mit dem Fehlen eines Schutzzolles für Zement begründet. Die entsprechenden Ausfuhrzahlen sind 5 283 958 dz bzw. 6 108 194 dz. Als Absatzgebiete kommen im wesentlichen Brasilien, Niederlande, Chile, Österreich-Ungarn, Vereinigte Staaten, Finland, Norwegen, Mexiko, Niederländisch Indien, Argentinien und Frankreich in Betracht, daneben in geringerem Umfange nahezu alle sonstigen europäischen und außereuropäischen Länder. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 80.

II. Theorie.

Statische Untersuchung von Silowänden. Von Dipl.-Ing. H. Marcus, Düsseldorf. Verfasser führt im Anschluß an seine frühere Untersuchung des einreihigen Zellsystems (vgl. Ztschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1911, Heft 1) die genaue Berechnung für das zweireihige Zellsystem durch und zeigt an der Hand eines Beispiels ihre praktische Verwendbarkeit. Einfluß der Belastung und der der Temperatur werden getrennt untersucht. Interessant ist auch der Vergleich der Ergebnisse der genauen Untersuchung mit den Werten aus der gebräuchlichen Näherungsformel, der wesentliche Abweichungen ergibt. Ztschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1911. Heft 4.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche mit Betonsäulen. Besprechung des Vortrags von Prof. M. Rudeloff. Erwiderung des Verfassers auf die Äußerungen Dr. Ritter v. Thullies und Dr. v. Emperger. Vgl. L. Juli 1911 III S. 271 Beton u. Eisen 1911. Heft XI.

Impact tests on a reinforced-concrete trestle; C. M. & St. P. Ry. Von J. H. Prior. Bei der Chicago, Milwaukee & St. Paul-Eisenbahn sind Versuche über den Einfluß und die Größe der Stoß-

wirkungen der Verkehrslast auf Eisenbetonbrücken ausgeführt worden, deren Einzelheiten und Ergebnisse besprochen und mitgeteilt werden. Die Größe der Stoßwirkung wurde zu 50 bis 60 vH ermittelt. Weitere Versuche sollen an größeren Spannweiten vorgenommen werden. Engg. News 1911. Nr. 17.

Erfolgreiche Versuche in Schweden mit Eisenbahnschwellen aus bewehrtem Beton. Die Zementfabrik Malteholms Cementaktiebolag, Malteholm, hat neuerdings eine Eisenbetonschwelle konstruiert, die seit 1910 ausprobiert wird und sich bisher gut bewährt haben soll. Einige Angaben über die Bauweise. Zement u. Beton 1911. Nr. 27.

Die Haftfestigkeit großprofiliger Eisen in Betonkörpern. Von Dipl.-Ing. O. Henkel. Verfasser bezweifelt eine Vergrößerung der Haftfestigkeit durch wellenförmige oder zickzackartige Gestaltung der Eiseneinlage, wie in den Anpreisungen dieser Konstruktionen stets behauptet wird. An einem Versuch mit einer Decke, deren Rippen mit 1-Eisen bewehrt waren und einer Probelastung bis zum Bruche unterworfen wurde, wurde das Gegenteil nachgewiesen, d. h. daß solche Eiseneinlagen vielfach eine sprengende Wirkung ausüben. Verfasser empfiehlt den Baupolizeibehörden, bei solchen Konstruktionen Belastungsversuche bis zum Bruche auszuführen zu lassen, um den vorgeschriebenen Sicherheitsgrad tatsächlich auch zu erlangen. Zement u. Beton 1911. Nr. 28.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

— — —

V. Ausführungen.

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

Glasbausteine. Von Königl. Bauinspektor Wendt. Kurze Besprechung der bekanntesten Systeme, namentlich der neuerdings verwendeten eisenbewehrten Glasbetonplatten unter Angabe von Einzelheiten. An einigen Bildern von Ausstellungsräumen, Warenhäusern wird die ausgezeichnete Wirkung der Glasbauweise gezeigt. Zement u. Beton 1911. Nr. 28. — s. auch L. Juni 1911 VI. S. 241.

Efficiency in plant arrangement. Ausgehend von dem Gedanken, daß eine gute Mischmaschine und viel Leute noch keine Gewähr für eine wirtschaftliche Arbeitsweise bieten, werden beherzigenswerte Anregungen über geschickte Anordnung der Betonmischanlagen gegeben und mit Wirtschaftlichkeitsberechnungen belegt. Cement Age 1911. Nr. 5.

Moderne Putztechnik. Auszug aus einem Vortrag des Ing. Urbach, Berlin, über moderne farbige Trockenmörtel, über deren Herstellung und Verarbeitung. *Tonind.-Ztg.* 1911. Nr. 80.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die katholische Pfarrkirche in Bielitz. Von Arch. Leopold Bauer, Wien. In interessanter Weise gelangte Eisenbeton bei Herstellung des Turmhelms und des Tonnengewölbes über dem Kirchenschiff des eigenartigen Bauwerkes zur Anwendung. Die statische Berechnung wird ausführlich mitgeteilt. Zahlreiche Abb. *Beton u. Eisen* 1911. Heft XI u. XII.

Kühlturmbecken aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Verfasser empfiehlt bei Ausführung von Kühltürmen die Verwendung von Eisenbeton wegen der damit verbundenen wirtschaftlichen Vorteile gegenüber Holz und Eisen. Die Herstellung eines Kühlturmbeckens aus Eisenbeton wird an der Hand von Abbildungen beschrieben. *Zement u. Beton* 1911. Nr. 29.

Das neue Hamburgische Vorlesungsgebäude in konstruktiver Beziehung. Von Dr.-Ing. S. C. Drach, Hamburg. In außerordentlich umfangreicher und bemerkenswerter Weise hat der Eisenbeton bei diesem Bau Verwendung gefunden. Einige der interessantesten Anwendungen namentlich bei weitgespannten Decken und Kuppeln werden an der Hand der Konstruktionszeichnungen mitgeteilt und erläutert. Vgl. auch *L. Juli* 1911 V, 2, S. 272. *Beton und Eisen* 1911. Heft XII.

Die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten. Prof. L. Simony, Wien, bespricht kurz den Inhalt des unter vorstehendem Titel als *Ergänzungsband I* zum Handbuch für Eisenbetonbau erschienenen Buches unter warmer Anerkennung der ausgezeichneten Bearbeitung durch Prof. E. v. Mecenseffy. *Beton und Eisen* 1911. Heft XI.

Erweiterungsbau der Westfälischen Drahtindustrie, Hamm. Von Dipl.-Ing. M. Pinette, Düsseldorf. Überdachung großer Fabrik-, Lager- und Maschinenräume mittels Eisenbetonkonstruktionen verschiedener Art, deren Einzelheiten beschrieben werden. Mit zahlreichen Abb. *Beton und Eisen* 1911. Heft XI.

The construction of three reinforced concrete houses. Ausführliche Beschreibung des Entwurfs und der Ausführung dreier Landhäuser aus Eisenbeton in Dolebs Ferry, New York, an der Hand zahlreicher Abb. Einzelheiten der Gesamtanordnung, des Materials, der Schalung, der Kosten usw. *Cement Age* 1911. Nr. 5.

Artistic and low-priced concrete houses. Einige Beispiele einfacher aber geschmackvoller

Landhäuser aus Eisenbeton aus Virginia Highlands, einer Vorstadt Washingtons. Ausführungsweise und Kosten werden mitgeteilt. Mit Abb. der Gesamtansicht, der Grundrißanordnung und von Einzelheiten. *Cement Age* 1911. Nr. 5.

Die Eisenbetonkonstruktionen für das Altenheim in Tenever. Von Hans Leitner, Bremen. Bemerkenswert ist der Einbau eines 80 cbm fassenden Hochbehälters im Dachgeschoß des Gebäudes, Mitteilung der Berechnung des Behälters und der zur Unterstüzung erforderlichen Binder. Mit Abb. *Beton und Eisen* 1911. Heft XIII.

Eisenbetonkonstruktionen der Markuskirche in Frankfurt a. M.-Bockenheim. Von Arthur Laufer. In vielseitiger und interessanter Weise fand Eisenbeton Verwendung bei Herstellung der Kirche. Die bemerkenswertesten Konstruktionen d. i. die Überdeckung des 11,34 m i. L. w. Gemeindesaals, die Binder des Hauptschiffes der Kirche und die Konstruktion des Turmes werden dargestellt und erläutert. Zahlreiche Abb. *Beton und Eisen* 1911. Heft XIII.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Last- (Raddruck-) verteilung bei Fahr- bahntafeln aus Eisenbeton und die Vorschriften für Österreich. Von Dipl.-Ing. M. Gatterer, Wien. Über die Lastverteilung von Einzellasten, die auf eine Platte wirken, liegen zurzeit noch nicht genügend Versuche vor, aus denen man in einwandfreier Weise Länge und Breite der bei der Lastübertragung in Mitwirkung gezogenen Fläche ermitteln könnte. Verfasser vermißt in den neuen österreichischen Vorschriften eine Bestimmung hierüber und verweist auf das hierüber in den Normalien des Ungarischen Arch.- u. Ing.-Verein Gesagte. Die zur Lastübertragung zu berücksichtigende Fläche erstreckt sich hiernach auf den Abstand der beiden benachbarten Balken und nach der Tiefe zu auf eine Länge $s = a_1 + \frac{1}{3} + 2v$, wobei a_1 gleich 10 cm + doppelte Deckschichtstärke und v die Plattenstärke bedeutet. Wenn $s > l$ wird, ist nur l zu berücksichtigen, also $l \cdot s \leq l^2$. An der Hand eines Beispiels wird gezeigt, daß sich bei Berechnung nach 4 verschiedenen Arten gegenüber der ungarischen Berechnungsweise bei der Plattenstärke eine Vermehrung bis 58,8 v. H., bei der Bewehrung eine solche bis zu 64,7 v. H. ergibt. Andere Bestimmungen bzw. weitere Versuche über die tatsächlichen Verhältnisse werden für nötig erachtet. *Beton und Eisen* 1911. Heft XIII.

Straßenbrücke in Eisenbeton auf Bahnhof Gröppenbühren der Großherzoglich Oldenburgischen Staatsbahn. Straßenbrücke von 8 m Breite, mit 2 Hauptträgern auf 3 Stützen

mit tiefliegender Fahrbahn und beiderseits ausgekragten Fußwegen. Die Stützweiten betragen zweimal 23,8 m. Die Träger sind mit der Mittelstütze fest verbunden und an den beiden Enden auf Rollen gelagert. In ihren mittleren Teilen sind sie aus architektonischen Gründen mit Aussparungen versehen. Weitere Einzelheiten werden an der Hand der Abb. erläutert. Beton und Eisen 1911. Heft XI.

Kontinuierlicher Parapetträger. Von Ing. Humbert Ehrlich, Troppau. Überbrückung der Oppa oberhalb Troppaus mit einer Eisenbetonbrücke zur Überführung eines Wirtschaftsweges von 5,0 m Breite. Es wurden 2 Hauptträger mit tiefliegender Fahrbahn gewählt. Die Träger sind über 3 Öffnungen von 15,55 m, 20,0 m und 15,55 m durchlaufend konstruiert. Die Zwischenstützen wurden zur möglichst geringen Einengung des Durchfußprofils auch in Eisenbeton hergestellt. Die einfachen Linien und Ausstattung geben der Brücke ein gutes Aussehen. Mit Abb. Beton und Eisen 1911. Heft XIII.

Die Brücken über die Dievenow und ihre Nebenarme. Von Oberg. H. Scholl, Stettin. Anstelle einer alten baufällig gewordenen Holzbrücke mit Schiffsdurchlaß wurde eine neue Plattenbalkenbrücke aus Eisenbeton von 3×36 m Spannweite errichtet. Zwischen zwei der Öffnungen wurde ein eiserner Schiffsdurchlaß in Form einer Klappbrücke angeordnet. Interessant sind die Gründungen der Klappbrückenpfeiler mittels abgesenkter hölzerner Senkkasten von 15×5 m Grundfläche. Zahlreiche Abb. und weitere Einzelheiten über die Anordnung von Temperaturfugen u. a. m. Beton und Eisen 1911. Heft XII.

A Centering for the 281 ft concrete arch of the Mouroe St. Bridge, Wash. Von P. F. Kennedy. Darstellung des Lehrgerüsts für die Mittelöffnung von 192' Spannweite. Das Gerüst wurde auf den eisernen Hauptträgern der bisherigen Brücke montiert und letztere dann abgebrochen. Durch einen Orkan wurde es bald nach

Fertigstellung zerstört und erneut aufgebaut. Mit Abb. und einer Gesamtansicht der Baustelle. Engg. News. Nr. 18.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Architekturentwurf der Sperrmauer des Waldecker Sammelbeckens. Gutachten der Königl. Akademie des Bauwesens über einen Entwurf, der eine vortreffliche Lösung in architektonischer und künstlerischer Hinsicht darstellt. Mit zahlreichen Abb. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 53.

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

Ein Rauchkanal in Eisenbeton. Von Baumeister A. Bulfon, Feldkirchen. In einer Bleihütte in Klagenfurt wurde ein Rauchabfuhrkanal, der des hohen Grundwasserstandes wegen oberirdisch geführt werden mußte, aus Eisenbeton hergestellt. Die stark schwefelhaltigen Gase erforderten eine gute Isolierung, die in zweimaligem Anstrich mit Keßlerschem Magnesiafluat, Verkleidung mit säurefester Pappe und Ausfütterung mit 7 cm starken Chamottesteinen bestand. Ausführliche Beschreibung und Darstellung. Beton und Eisen 1911. Heft XI.

VI. Allgemeine Fragen.

The architect responsible for defective construction. Besprechung einer englischen Gerichtsentscheidung über die Verantwortlichkeit und Haftung des Bauleiters gegenüber dem Bauherrn für nachträglich sich ergebende Mängel der Ausführung. Im vorliegenden Falle handelt es sich um eine unsachgemäße und unsolide Fußbodenherstellung, die während der Ausführung dem mit der Bauleitung beauftragten Architekten unbemerkt blieb, deren Mängel sich jedoch bald nach Ablauf der Haftzeit des Unternehmers zeigten und eine Neuherstellung erforderlich machten. Cement Age 1911. Nr. 5.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

„Umschnürter Beton“ D. R. P. 237 726.

Das Verfahren bezweckt die Verwendung einer starken, einfachen und wirtschaftlich vorteilhaften Querbewehrung für achsial beanspruchte Eisenbetonkörper, wie Pfeiler, Säulen, Pfähle, Balken oder dergl. beliebigen Querschnitts, indem es gleichzeitig ein Einstampfen des Betons ermöglicht.

Die Bewehrung besteht hierbei aus einer Anzahl durch die ganze Länge des Betonkörpers reichender Längseisenstäbe von verhältnismäßig geringer Stärke und aus einer Reihe von einzelnen die Querversteifung bildenden breiten

Streifen aus fertigem Drahtgewebe oder gelochtem Eisenblech. Diese Streifen werden während des Einstampfens des Betons und fortschreitend damit um die Längsstäbe herumgelegt, die Enden der Streifen übereinander gebracht und mittels starken Eisendrahtes fest verschnürt. Außerdem werden die Streifen, welche mit größeren oder kleineren Abständen über- bzw. nebeneinander angeordnet werden, mit den Längsstäben an einzelnen Stellen mittels Drahts verbunden.

Die streifenweise Anordnung der Querbewehrung gestattet ein stückweises Einstampfen der Betonkörper in zweckmäßiger und bequemer Weise, sei es, daß die Beton-

körper in stehenden oder liegenden Verschalungen hergestellt werden.

Die Wahl der Stärken der Drahtgeflechte bzw. der Eisenbleche ermöglicht in einfachster Weise, Betonkörper von beliebig großer Festigkeit herzustellen. Das Verfahren ist bei Eisenbetonkörpern von jedem beliebigen Querschnitt zweckmäßig anwendbar, da die Querversteifung in jede gewünschte Form gebracht werden kann.

Nähere Auskunft über das Verfahren, auch über eventuelle Erwerbung des Ausführungsrechts, wird Interessenten bereitwilligst erteilt.

Berlin W. 30 im August 1911,
Goltzstr. 17.

J. Behrmann, Diplom-Ingenieur.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Fortbildungs-Kursus für Statik und Eisenbetonbau an der Königl. Technischen Hochschule zu Aachen vom 2. bis 21. Oktober 1911.

Programm.

1. Professor Hertwig, Aachen: Statik der Baukonstruktion mit besonderer Berücksichtigung der Aufgaben im Eisenbetonbau. Erste Woche, 2. bis 9. Oktober, täglich von 9—11 Uhr und $\frac{1}{2}$ 12— $\frac{1}{2}$ 2 Uhr Vortrag; Dienstag, Donnerstag, Freitag von 5—7 Uhr Übungen. Zweite Woche, 11. bis 18. Oktober, Montag, Mittwoch von 9—11 Uhr Vortrag; Dienstag, Mittwoch von 5—7 Uhr Übungen.

2. Professor Domke: Theorie, Entwerfen und Konstruktion der Eisenbetonbauten. Zweite Woche, täglich von 9—11 Uhr und Donnerstag bis Samstag von $\frac{1}{2}$ 12— $\frac{1}{2}$ 2 Uhr Vortrag. Dritte Woche, täglich von 9—11 Uhr Vortrag; Montag, Mittwoch, Freitag von 5—7 Uhr Übungen.

3. Dr.-Ing. Mautner, Obergerieur der Firma Brandt in Düsseldorf: Moderne Eisenbetonbauten, vier Stunden in der letzten Woche.

4. N. N.*): Ergebnisse der neueren Eisenbetonversuche, vier Stunden in der letzten Woche.

5. N. N.*): Herstellung und Eigenschaften der neuen Zementarten, vier Stunden in der letzten Woche.

6. Geh. Regierungsrat Prof. Dr. M. Schmid, Aachen: Künstlerische Behandlung der Eisenbetonbauten.

Die Vorträge finden täglich vormittags von 9—11 und $\frac{1}{2}$ 12— $\frac{1}{2}$ 2 Uhr im Architekturgebäude der Königl. Technischen Hochschule (Templergraben) statt. Den Übungen, Besprechungen und Besichtigungen sind die Nachmittage und Abende vorbehalten. In der ersten Woche wird nur die Statik, in der zweiten Woche Statik und Eisenbeton und in der letzten Woche nur Eisenbeton behandelt, damit die Statik die Grundlage für die Eisenbetonvorlesungen schaffen kann.

Anmeldungen zur Teilnahme werden möglichst bald an das Sekretariat der Hochschule zu Aachen erbeten, damit die für die Übungen und Besichtigungen erforderlichen Hilfskräfte nach der Teilnehmerzahl beschafft werden können. Die Gebühr für den ganzen Kursus beträgt 100 Mark. Die Teilnehmerkarten werden nach der Anmeldung den Herren zugestellt werden mit der Bitte, die Gebühr an das Sekretariat einzusenden. Nähere Auskunft erteilt Professor Hertwig, Königl. Technische Hochschule Aachen.

An verschiedenen Nachmittagen werden Bauten, industrielle Werke und Baudenkmäler der Stadt Aachen und der benachbarten Städte mit sachverständiger Führung besichtigt. Für die Sonntage sind Ausflüge in die Eifel und weitere Umgebung geplant.

*) Diese Vortragenden werden später bekannt gegeben werden.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37b. 455 627. Holzpfehl mit Eisenbetonfuß. Johannes Wittenstein. Avenwedde i. W. 11. 2. 11. W. 32 998.

37b. 455 656. Hohler Baustein. Max Koring, Wilmersdorf Berlin, Mecklenburgischestr. 73. 31. 8. 10. K. 45 075.

37b. 455 681. Fußboden- und Wandbekleidungsstafel mit durchgemusterten Figuren. Christian Heinrich Giebenrath, Hamburg, Lindenallee 12. 28. 1. 11. G. 26 691.

37b. 455 690. Transportabler Hohlmastr mit Querverbänden zur Aufrechterhaltung des Profils. Fontanamaße und -Träger-Gesellschaft m. b. H., Berlin. 1. 2. 11. F. 24 021.

37a. 455 018. Rohrdecke auf Latten, in Form von nagelbaren, geputzten und ornamentierten, getrockneten Platten, an Balken- und Steindecken anzusetzen. Anna Pilon, geb. Puppel, Steglitz, Zimmermannstr. 17. 20. 8. 10. P. 17 918.

37a. 455 061. Schallsichere Luftkanalwand. W. Böcher, Wald, Rhld. 4. 2. 11. B. 51 612.

37a. 455 243. Vorrichtung zur Herstellung von Zwischenwänden, bestehend aus einer Zugvorrichtung mit vertikal und horizontal verstellbarer Schalung. Hugo Heydenreich, Mülheim a. d. Ruhr, Kasernenstraße 3. 9. 2. 11. H. 49 846.

37a. 455 250. Stabilwandkonstruktion mit Stoß- und Lagerfugen durchlaufenden gebogenen Eiseneinlagen. Ernst Scheller, Blankenburg, Schwarzatal. 15. 2. 11. Sch. 39 167.

37a. 455 651. Hohlkörper für Zwischenfelder von Eisenbetondecken. Gg. Geißler, Ulm, Zeitblomstraße 33. 21. 6. 09. G. 22 284.

37e. 456 678. Gerüstkammer, die die Reitplanken durch Klemmwirkung an den Standbäumen unverrückbar festschließt. W. Below, Hamburg, Kibitzstr. 44. 25. 2. 11. B. 51 944.

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.