

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 35/36 (1900)
Heft: 14

Artikel: Anwendung und Theorie der Betoneisen-Konstruktion
Autor: Rosshändler, Josef
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-22063>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 30.01.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

INHALT: Anwendung und Theorie der Betoneisen-Konstruktionen. IV. (Schluss). — Die Architektur an der Pariser Weltausstellung. — Karten und Reliefs an der Weltausstellung in Paris 1900. III. (Schluss). — Miscellanea: Portland-Cement und Roman-Cement in der Schweiz. Statistik der elektrischen Strassenbahnen in Europa. Der Sauerstoffgehalt als Maasstab für den Reinheitsgrad von Abwässern. Oel-Urinoirs. — Konkurrenzen: Neubau für die

Kantonalbank in Basel. Fontana-Denkmal in Chur. Aufnahmegebäude für den Bahnhof in La Chaux-de-Fonds. Tonhalle in St. Gallen. — Litteratur: Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues. Eingegangene litterarische Neuigkeiten: Schienenloser Betrieb statt Kleinbahnen. — Nekrologie: † D. Iv. Wlachoff. — Vereinsnachrichten: G. e. P.: Stellenvermittlung. Hiezu eine Tafel: Die Architektur an der Pariser Weltausstellung 1900.

Die Architektur an der Pariser Weltausstellung von 1900.

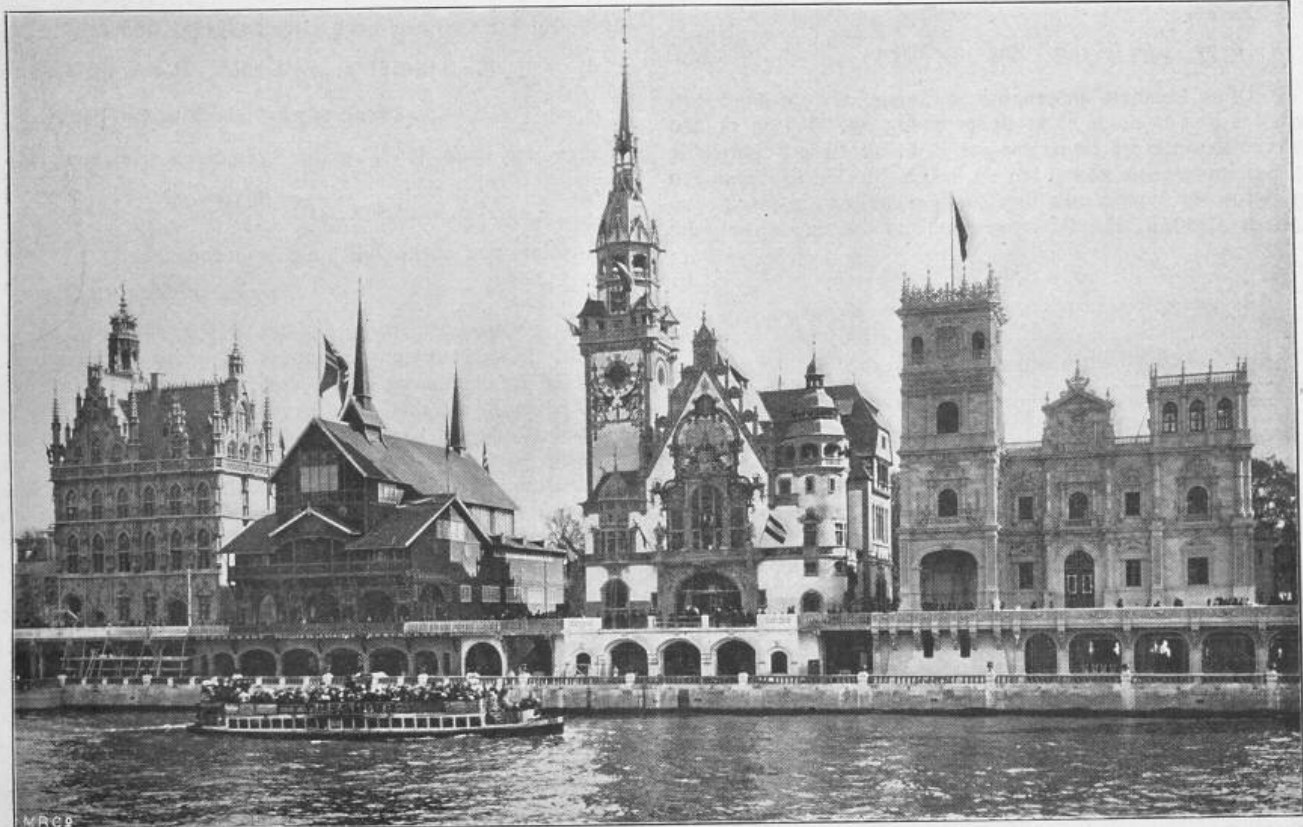


Fig. 14. Belgien. Norwegen. Deutschland. Spanien. Repräsentationsgebäude der fremden Staaten.

Anwendung und Theorie der Betoneisen-Konstruktionen¹⁾.

Von Ingenieur Josef Rosshändler in Basel.

IV. (Schluss).

Gehen wir nun über zur

Theorie der Betoneisenkonstruktionen.

Um Betoneisenplatten berechnen zu können hat man die Gesetze über die Formänderungen homogener Körper als gültig anzunehmen, ob die Adhäsion zwischen Eisen und Beton die Annahme der Homogenität gestattet, darüber liegen noch zu wenig wissenschaftliche Versuche vor, die Praxis scheint diese Annahme zu rechtfertigen.

Bezeichnet man mit α das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten zwischen Eisen E_e und Beton E_β $\alpha = \frac{E_e}{E_\beta}$, so ergibt sich in die Verschiebung der neutralen Achse = s gegen die Plattenmitte

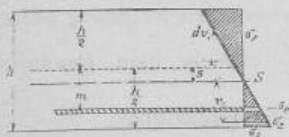
$$s = \frac{\alpha f m}{h + \alpha f} \quad (1)$$

wobei als Querschnittsbreite die Einheit gewählt ist, f die Fläche der Eiseneinlage pro Einheit der Breite bedeutet.

Das Trägheitsmoment des Querschnittes beträgt alsdann

$$J = \frac{h^3}{12} + b \cdot m \cdot s \quad (2)$$

Fig. 51.



¹⁾ Vortrag, gehalten am 27. März 1900 im Basler Ingenieur- und Architekten-Verein.

die Spannungen

$$\sigma_d = \frac{M}{J} \left(\frac{h}{2} + s \right) \quad \text{Druck im Beton} \quad (3)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{J} \left(\frac{h}{2} - s \right) \quad \text{Zug im Beton} \quad (4)$$

ferner, wenn man die Zugfestigkeit des Betons = 0 setzt

$$\sigma_e = \frac{1}{f} \frac{M}{\frac{5}{6} h - \frac{s}{3} - e} \quad \text{Zug im Eisen} \quad (5)$$

Wir wollen für spätere Zwecke diese Formeln direkt ableiten. Aus dem Gesetze der Gleichheit der Momente der äussern und innern Kräfte ergibt sich die Bedingung:

$$M = \int_0^{h/2+s} \sigma_1 v_1 d v_1 + \int_0^{h/2-s} \sigma_2 v_2 d v_2 + f \sigma_e (m - s) \quad (6)$$

ferner ergeben sich für die Spannungen die Gleichungen

$$\frac{\sigma_1}{E_\beta} = \frac{v_1}{r} \quad \frac{\sigma_2}{E_\beta} = \frac{v_2}{r}, \quad \frac{\sigma_e}{E_e} = \frac{m - s}{r}, \quad \frac{\sigma d}{E_\beta} = \frac{h}{2} + s \quad (7)$$

somit wird durch Substitution Gleichung 6

$$M = \frac{E_\beta}{r} \int_0^{h/2+s} v_1^2 d v_1 + \frac{E_\beta}{r} \int_0^{h/2-s} v_2^2 d v_2 + \frac{E_e}{r} f \cdot (m - s)^2 \quad (8)$$

und die Integration ergibt

$$M = \frac{E_\beta}{r} \left[\frac{1}{3} \left(\frac{h}{2} + s \right)^3 + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{2} - s \right)^3 + \alpha f \cdot (m - s)^2 \right] \quad (9)$$

$$M = \left(\frac{h}{2} + s \right) \sigma d \left[\frac{h^2}{12} + b s^2 + \alpha f (m - s)^2 \right] \quad (10)$$

Der Klammerausdruck ist nichts anderes als

$$J = \frac{h^3}{12} + b \cdot m \cdot s, \text{ somit}$$

$$\sigma_d = -\frac{M}{J} \left(\frac{h}{2} + s \right) \text{ und analog} \quad (11)$$

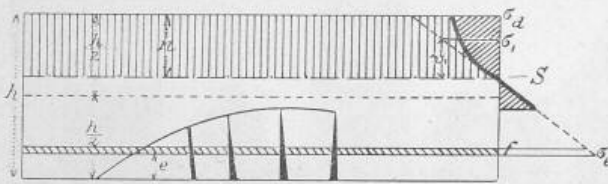
$$\sigma_z = +\frac{M}{J} \left(\frac{h}{2} - s \right) \text{ welche Gleichungen identisch sind mit den obern in (3) und (4).} \quad (12)$$

Ferner

$$\sigma_e = \frac{M}{J} (m - s) \alpha \text{ Zug im Eisen.} \quad (13)$$

Diese Formeln gelten nur so lange, als die Zugfestigkeit des Betons noch nicht überwunden ist. Treten in den unteren Betonfasern Haarrisse auf, d. h. ist diese Betonpartie statisch unwirksam geworden, so haben die Druckspannungen im Beton, im Verein mit den Zugspannungen im Eisen, den äussern Kräften das Gleichgewicht zu halten, wobei die

Fig. 52.



kleinen Zugspannungen des Betons vernachlässigt werden können. Nehmen wir die Spannungslinie als Gerade an, so leiten sich die Spannungen aus der Bedingung ab, dass die Summe derselben 0 sein muss

$$-\int_0^n \sigma_1 d v_1 + \sigma_e f = 0 \quad (14)$$

$$-\int_0^n v_1 d v_1 + \alpha f (b - e - n) = 0 \quad (15)$$

und somit

$$n = -\alpha f + \sqrt{\alpha f [\alpha f + 2 (b - e)]} \quad (16)$$

ferner, wie oben aus der Bedingung der Gleichheit der Momente

$$M = \frac{E_\beta}{r} \int_0^n v_1^2 d v_1 + \frac{E_e}{r} f (b - e - n)^2 \quad (17)$$

$$M = \left[\frac{n^3}{3} + \alpha f (b - e - n)^2 \right] \frac{E_\beta}{r} \text{ und hieraus mit Substitution von } \frac{E_\beta}{r} = \frac{\sigma_e}{n} \text{ und } \frac{E_e}{r} = \frac{\sigma_e}{(b - e - n)} \quad (18)$$

$$\sigma_d = \frac{3 M (n)}{n^3 + 3 \alpha f (b - e - n)^2} \text{ Druck im Beton} \quad (19)$$

$$\sigma_e = \frac{3 M \alpha (b - e - n)}{n^3 + 3 \alpha f (b - e - n)^2} \text{ Zug im Eisen} \quad (20)$$

Wird die Spannungslinie als Parabel angenommen, so ergeben sich für

$$n = -\frac{\alpha f}{3} + \sqrt{\frac{3}{2} \alpha f \left[\frac{3}{2} \alpha f + 2 (b - e) \right]} \quad (21)$$

$$\sigma_d = \frac{3 M}{2 n \left(h - \frac{3}{8} n - e \right)} = \text{Druck im Beton} \quad (22)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f \left(h - \frac{3}{8} n - e \right)} = \text{Zug im Eisen.} \quad (23)$$

Wir wollen nun an Hand eines Beispiels den Wert dieser Gleichungen erörtern.

Hennebique schreibt nach seinen empirischen Formeln für Hurdis von 8 cm Dicke, bei einer Nutzlast von 600 kg pro m² einen Eisenquerschnitt von 0,135 cm² pro 1 cm Breite für Spannweiten von 2,25 m. Das Eigengewicht mit 200 kg/m² gerechnet, ergibt sich ein Moment per 1 cm Querschnittsbreite

$$M = \frac{1}{8} 800 \cdot 2,25^2 = 506 \text{ kg/cm}$$

die Verschiebung der neutralen Achse s nach Gleichung (1), wenn α wie üblich 10 gesetzt wird und $e = 2 \text{ cm}$ angenommen wird

$$s = \frac{10 \cdot 0,135 \cdot 2}{8 + 10 \cdot 0,135} = 0,288 \text{ cm}$$

und das Trägheitsmoment J nach Gleichung 2

$$J = \frac{8^3}{12} + 8 \cdot 2 \cdot 0,288 = 47,2 \text{ cm}^4$$

somit die Spannungen nach Gleichung (3) und (4)

$$\sigma_d = \frac{506}{47,2} (4 + 0,288) = 45,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck im Beton}$$

$$\sigma_z = \frac{506}{47,2} (4 - 0,288) = 39,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug im Beton}$$

rechnen wir noch den Zug im Eisen nach Gleichung (5)

$$\sigma_e = \frac{506}{0,135 \cdot \left[\frac{5}{6} \cdot 8 - \frac{0,288}{3} - 2 \right]} = 804 \text{ kg/cm}^2$$

oder, wenn wir nach Gleichung (13) rechnen

$$\sigma_e = \frac{506}{47,2} (2 - 0,288) 10 = 183,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug im Eisen.}$$

Aus diesen Spannungen des Betons folgern wir 1., dass die Druckspannung im Beton zu gross ist, man sollte 30 kg/cm² im Beton nicht überschreiten, wenn man selbst einen guten Beton mit einer Bruchfestigkeit von 150 kg/cm² voraussetzt, ferner 2. dass der Beton in der unteren Partie haarrissig sein muss, weil 45 kg/cm² Zug kein Beton aushalten kann, ferner, dass nur dann die Spannung im Eisen 804 kg/cm² beträgt, wenn demselben die ganze Zugspannung überwiesen wird, obwohl das unrichtig ist, weil man nicht hindern kann, dass die unteren Betonpartien auf Zug beansprucht werden.

Wir dürfen unter solchen Annahmen, wie diese Hurdipatte belastet wird, nicht nach diesen Formeln rechnen, weil die unteren Betonpartien statisch unwirksam werden und eine Verschiebung der neutralen Achse erfolgt.

Rechnet man nach Gleichung (16)

$$n = -10 \cdot 0,135 +$$

$$+ \sqrt{10 \cdot 0,135 [10 \cdot 0,145 + 2 (8 - 2)]} = 2,89 \text{ cm}$$

so ergeben sich die Spannungen nach Gleichung (19) und (20)

$$\sigma_d = \frac{3 \cdot 506 \cdot 2,89}{2,89^3 + (8 - 2 - 2,89)^2 \cdot 3 \cdot 10 \cdot 0,135} = 73,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck im Beton.}$$

$$\sigma_e = \frac{3 \cdot 506 \cdot (8 - 2 - 2,89)}{2,89^3 + (8 - 2 - 2,89)^2 \cdot 3 \cdot 10 \cdot 0,135} = 746 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug im Eisen.}$$

Rechnet man mit parabolischer Spannungslinie, so ergibt sich nach Gleichung (21)

$$n = -\frac{3}{2} 1,35 + \sqrt{\frac{3}{2} 1,35 \left[\frac{3}{2} 1,35 + 2 (8 - 2) \right]} = 3,30 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (22) und (23)

$$\sigma_d = \frac{3 \cdot 506}{2 \cdot 3 \cdot 3 \left(8 - \frac{3}{8} 3,30 - 2 \right)} = 48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{506}{0,135 \left(8 - \frac{3}{8} 3,30 - 2 \right)} = 787 \text{ kg/cm}^2$$

Aus dieser Berechnung ergibt sich bei Annahme einer geraden Spannungslinie eine allzugrosse Inanspruchnahme des Betons auf Druck, selbst bei parabolischer Spannungsverteilung ist dieselbe noch viel zu gross, während die Eiseneinlage genügend dimensioniert ist. Es empfiehlt sich deshalb, um in solchen Konstruktionen sicher zu gehen, die Hurdidicke so gross zu wählen, dass im Maximum 30 kg/cm² Druckfestigkeit nicht überschritten werden, also nach Gleichung (19) und die Stärke der Eiseneinlage nach Gleichung (5) oder (20) zu berechnen. Für angenährte Rechnung genügt

es, die Betondicke mit $d = \sqrt{\frac{M}{5}}$ also in dem gewählten

$$\text{Beispiel } d = \sqrt{\frac{506}{5}} = 10 \text{ cm und die Eiseneinlage}$$

$$f = \frac{M}{\left(\frac{5}{6} d - e \right) \sigma}$$

Tabelle der zulässigen Biegemomente, Spannungen, Nutzlasten und Stützweiten für freiaufliegende Betonplatten mit Streckmetall-Einlagen.

Dicke der Betonplatten in cm	Streckmetall						Schwerpunktsverschiebung S in cm	Trägheitsmoment J pro 1 cm Breite cm ⁴	Zulässiges Biegemoment pr. 1 cm kg/cm	Spannung		Grösste zulässige Stützweite in Meter für Nutzlasten in kg/m ²																
	No.	Maschenweite mm	Dimension mm	Fläche pro 1 cm ² cm ²	Gewicht pro m ² kg	Fläche pro 1 cm ² cm ²				Gewicht pro m ² kg	Druck im Beton	Zug im Eisen	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200	1500	2000	3000	5000	10000
													100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200	1500	2000	3000	5000	10000
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27		
6	15	75	3 · 3	0,024	2,10	0,08	19	114	18,7	1200	1,98	1,64	1,45	1,30	1,20	1,12	1,05	0,98	0,94	0,90	0,83	0,75	0,65	—	—	—		
6	9	»	4 1/2 · 3	0,038	3,15	0,12	19	150	24,1	1000	2,29	1,90	1,68	1,56	1,38	1,28	1,20	1,13	1,08	1,03	0,95	0,85	0,75	—	—	—		
8	9	»	4 1/2 · 3	0,038	3,15	0,14	46	256	23,9	1200	2,73	2,34	2,08	1,88	1,74	1,63	1,52	1,45	1,38	1,32	1,22	1,11	0,95	0,80	0,63	0,45		
8	8	»	6 · 3	0,048	4,35	0,17	47	270	24,1	1000	2,80	2,39	2,13	1,94	1,79	1,65	1,56	1,48	1,42	1,36	1,25	1,14	0,97	0,83	0,65	0,46		
10	8	»	6 · 3	0,048	4,35	0,18	91	419	24,0	1200	3,24	2,82	2,54	2,32	2,16	2,02	1,91	1,81	1,73	1,66	1,54	1,40	1,23	1,02	0,80	0,57		
10	11	»	4 1/2 · 4 1/2	0,054	5,00	0,20	91	390	22,3	1000	3,12	2,72	2,45	2,24	2,08	1,95	1,84	1,75	1,67	1,60	1,48	1,35	1,18	0,99	0,77	0,55		
12	11	»	4 1/2 · 4 1/2	0,054	5,00	0,22	157	579	22,9	1200	3,57	3,16	2,86	2,64	2,46	2,31	2,19	2,08	1,99	1,91	1,78	1,62	1,43	1,19	0,94	0,67		
12	10	»	6 · 4 1/2	0,072	6,25	0,28	161	778	30,3	1000	4,17	3,66	3,32	3,06	2,85	2,68	2,54	2,42	2,31	2,22	2,06	1,88	1,66	1,38	1,09	0,78		
14	10	»	6 · 4 1/2	0,072	6,25	0,29	253	916	26,4	1200	4,24	3,80	3,47	3,22	3,01	2,84	2,69	2,57	2,46	2,36	2,20	2,01	1,78	1,49	1,17	0,84		
16	10	»	6 · 4 1/2	0,072	6,25	0,30	375	1054	30,4	1200	4,32	3,90	3,59	3,35	3,15	2,98	2,83	2,71	2,60	2,50	2,33	2,13	1,89	1,59	1,26	0,90		

im Beispiel $f = \frac{506}{(\frac{5}{6} \cdot 10 - 2) 800} = 0,100 \text{ cm}^2$

zu berechnen.

Wir geben oben eine Tabelle, in welcher die zulässigen Nutzlasten für verschiedene Stützweiten bei verschiedener Hurdicke angegeben sind — und zwar mit Streckmetalleinlagen; diese Tabelle kann für jede andere Eiseneinlage benutzt werden.

Nach derselben entspricht bei 600 kg Nutzlast der Stützweite von 2,31 m eine Hurdicke von 12 cm mit einer Eiseneinlage von 0,054 cm² Eisenfläche. Man ersieht hieraus, dass Hennebique entschieden zu weit geht in der Reduktion der Betondecke.

a. Bruchversuche mit reinen Betonplatten 7,6 cm dick.

Nummer des Versuches	Stützweite m	Bruchlast kg/m ²	Bruchmoment kg cm	Spannungen im Beton kg/cm ²		Bemerkung
				Zug	Druck	
4	1,06	2084	315,9	32,9	32,9	Alter der Platte 63 Tage ¹⁾
8	1,06	2517	376,7	39,1	39,1	» » » 63 »
12	1,06	1251	198,9	20,6	20,6	» » » 63 »
15	1,06	1251	198,9	20,6	20,6	» » » 63 »
E	1,06	1251	198,9	20,6	20,6	» » » 77 »
F	1,06	833	140,0	14,6	14,6	» » » 77 »
H	1,06	1251	189,9	20,6	20,6	» » » 77 »
7	1,97	477	214,9	22,3	22,3	» » » 63 »
9	1,97	477	214,9	22,3	22,3	» » » 63 »
13	1,97	224	189,2	19,7	19,7	» » » 63 »
14	1,97	224	189,2	19,7	19,7	» » » 63 »

¹⁾ Im Bruchmoment ist das Eigengewicht mit berücksichtigt.

b. Bruchversuche mit Betonbögen. Scheitelstärke 7,6 cm.

Nummer des Versuches	Stützweite m	Bruchlast kg/m ²	Bruchmoment kg cm	Spannungen im Beton kg/cm ²		Bemerkung
				Zug	Druck	
4	1,06	10017	—	—	—	Alter der Bögen 63 Tage. Pfeilhöhe 10,6 cm
5	1,06	11688	—	—	—	» » » 63 » » 10,6 »
6	1,06	10017	—	—	—	» » » 63 » » 10,6 »
1	1,97	2099	—	—	—	» » » 63 » » 19,7 »
3	1,97	1524	—	—	—	» » » 63 » » 19,7 »

c. Bruchversuche mit Streckmetall-Betonplatten 7,6 cm dick.

Nummer des Versuches	Stützweite m	Bruchlast kg/m ²	Bruchmoment kg cm	Spannung kg/cm ²		Querschnitt des Streckmetalls mm	Fläche in cm ² pro 1 cm Breite	Bemerkung
				Druck im Beton	Zug im Eisen			
2	1,06	5844	844	121	4880	75	5 1/2 · 5 · 2,3	Alter der Platte 63 Tage
6	1,06	8347	1195	143	4000	75	5,5 · 4,0	» » » 63 »
B	1,06	9608	1372	196	7750	75	5,5 · 2,3	» » » 77 »
C	1,06	10436	1488	178	5010	75	5,5 · 4,0	» » » 77 »
1	1,97	2243	1169	167	6600	75	5,5 · 2,3	» » » 63 »
3	1,97	2474	1281	153	4300	75	5,5 · 4,0	» » » 63 »
A	1,97	2243	1169	167	6600	75	5,5 · 2,3	» » » 77 »
D	1,97	2469	1278	153	4300	75	5,5 · 4,0	» » » 77 »

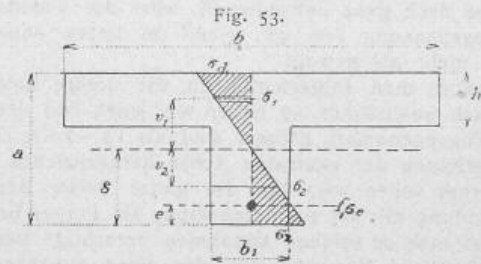
Die Tabellen a—d geben Parallelversuche von reinen Betonplatten, solcher mit Eiseneinlagen und Betonbögen von gleicher Scheitelstärke.

d. Dänische Bruchversuche mit Monierplatten 5 cm dick.

Nummer des Versuches	Stützweite m	Bruchlast kg/m ²	Bruchmoment kg cm	Spannung kg/cm ²		Rundeseiten Hauptstäbe mm	Rundeseiten Querstäbe mm	Bemerkung
				Druck im Beton	Zug im Eisen			
1	1,90	1555	755	148	3770	7	4	Die Belastung, ruhend auf 2 Stützen, jede 0,25 m von der Mitte, ist in eine äquivalente Last verwandelt. Eigengewicht ist im Bruchmoment auf 1 cm Querschnittsbreite berücksichtigt. — Versuchsalter der Nummern 1, 3, 4, 6 etwa 1 Jahr. Für No. 1—7 ist das Mischungsverhältnis 1 : 3, für No. 9 ist das Mischungsverhältnis 1 : 2.
3	1,90	1405	688	124	3260	7	5	
4	1,90	1405	688	123	3350	7	5	
6	1,90	1555	755	129	3800	7	0	
7	1,90	1474	718	128	3500	7	5	
9	1,90	1724	635	150	3940	7	5	

Berechnung der Betoneisenträger mit Rippen.

Betrachten wir den Rippenträger von der Breite b Fig. 53, so berechnet sich für den Fall, dass die neutrale



Achse unterhalb der Hurdie liegt, der Abstand derselben von der unteren Betonfaser

$$s = \frac{1}{2} \frac{b \cdot h (2d - h) + b_1 (d - h)^2 + 2 a f e}{b \cdot h + b_1 (d - h) + a f} \quad (24)$$

und aus der Momentgleichung, wenn M das Moment pro 1 cm Querschnittsbreite bedeutet,

$$b M = \int_0^{d-s} \sigma_1 v_1 d v_1 + b_1 \int_0^{d-s-h} \sigma_1 v_1 d v_1 + b_1 \int_0^s \sigma_2 v_2 d v_2 + \int f \sigma_e (s e) \quad (25)$$

Ersetzt man

$$\sigma_1 = \frac{v_1 E_\beta}{r}, \quad \sigma_2 = \frac{v_2 E_\beta}{r}, \quad \sigma_e = \frac{E_e (s - e)}{r} \quad \text{und} \quad \sigma_d = \frac{d - s}{r} \cdot E_\beta,$$

so erhält man durch Integration

$$M = \frac{\sigma_d}{3(d-s)} \left[(d-s)^3 + (d-s-h)^3 \left(\frac{b_1}{b} - 1 \right) + \frac{b_1}{b} s^3 + \frac{3 a f}{b} (s - e)^2 \right] \quad (26)$$

nennt man den Klammerausdruck A , so ist

$$\sigma_d = \frac{3M(d-s)}{A} \quad \text{Druck im Beton} \quad (27)$$

$$\sigma_z = \frac{3M}{A} s \quad \text{Zug im Beton} \quad (28)$$

$$\sigma_e = \frac{3M\alpha(s-e)}{A} \quad \text{Zug im Eisen} \quad (29)$$

Ueberweist man jedoch die ganze Zugspannung dem Eisen allein, dann ist die Zugspannung im Eisen

$$\sigma_{e_1} = \frac{1}{f} \frac{M}{\left[d - \frac{1}{3}(d-s) - e\right]} \quad (30)$$

Der Wert dieser Berechnung lässt sich am besten an einem Beispiel erörtern. Prof. Ritter berechnet in der erwähnten Abhandlung über die Bauweise Hennebique noch folgendes Beispiel

$$s = \frac{1}{2} \frac{150 \cdot 10 (2 \cdot 35 - 10) + 16 (35 - 10)^2 + 2 \cdot 10 \cdot 6,2 (3 + 4)}{150 \cdot 10 + 16 \cdot (35 - 10) + 10 \cdot 6,2 \cdot 2} = 24,91 \text{ cm rund } 25 \text{ cm}$$

$$A = (35 - 25)^3 + (35 - 25 - 10)^3 \left(\frac{16}{150} - 1\right) + \frac{16}{150} 25^3 + 3 \cdot 10 \cdot \frac{6,2}{150} (22^2 + 18^2) = 1000 + 0 + 1666 + 1001 = 3667 \text{ cm}^3$$

Das Moment ergibt sich, sobald man von der Kontinuität Gebrauch macht

$$M = \frac{1}{10} 3500 \cdot 3,2^2 \cdot \frac{100}{150} = 2389 \text{ cm}$$

$$\sigma_d = \frac{3 \cdot 2389 \cdot (35 - 25)}{3667} = 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Druck im Beton}$$

$$\sigma_z = 1,96 \cdot 25 = 48 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Zug im Beton}$$

$$\sigma_e = 1,96 \cdot 10 \cdot 22 = 420 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Zug in der unteren Eiseneinlage}$$

$$\sigma_e = 1,96 \cdot 10 \cdot 18 = 352 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Zug in der oberen Eiseneinlage}$$

Wird jedoch die Zugspannung im Beton vernachlässigt, so ergibt sich die Spannung im Eisen

$$\sigma_{e_1} = \frac{2389}{\frac{2 \cdot 6,2}{150} \left[35 - \frac{1}{3} 10 - 5\right]} = 1084 \text{ kg/cm}^2$$

Diese Berechnung mit einer Druckspannung von 20 kg/cm² im Beton und 1084 kg/cm² im Eisen ist dem Anscheine nach ganz befriedigend, aber die Voraussetzung einer Zugspannung von 48 kg/cm² im Beton ohne Haarrisse ist mehr als gewagt.

Nimmt man folgerichtig an, die untere Betonpartie sei statisch unwirksam, so haben wir jenen Teil der Rippe, dessen Zugspannungen grösser sind als 15—20 kg/cm² nicht zur Berechnung der neutralen Achse heranzuziehen.

Ferner sehen wir, dass die ganze Breite der Hurdi in Verbindung mit der schmalen Rippe als Träger betrachtet wird. Ist man zu solchen Annahmen berechtigt, liegen hier wissenschaftliche Versuche vor, die diese Annahme rechtfertigen? Nein, bis jetzt noch nicht! Wer verbürgt, mit Rücksicht auf die Ausführung, wo zuerst die Rippen ausbetoniert werden, dass die Hurdis die Rippe belasten, statt als gemeinsame Träger zu arbeiten?

Man denke einen Träger aus Gusseisen in dieser Form, dann wird es klar, dass jeder Konstrukteur nicht rechtwinkelig abbrechen, sondern einen Uebergang suchen und zur Vorsicht noch Zwischenrippen anordnen wird. Nun ist der gusseiserne Träger in vielen Dingen dem Betonträger ähnlich (grosse Druckfestigkeit, geringe Zugfestigkeit, variable Elastizitätskoeffizienten). Unter solchen Umständen kann es kaum Wunder nehmen, wenn man hie und da von Zusammenstürzen solcher Träger hört.

Nehmen wir den Fall an, dass in dem berechneten Beispiel die Rippe von der Breite 16 cm die ganze Last aufzunehmen hat, dann ergibt sich nach Gleichung 1

$$s = \frac{10 \cdot \frac{12,4}{16} \cdot 12,5}{35 + 10 \cdot \frac{12,4}{16}} = 2,1 \text{ cm}$$

$$J = \frac{35^3}{12} + 35 \cdot 12,5 \cdot 2,1 = 4490 \text{ cm}^4$$

als Druckspannung im Beton

$$\sigma_d = \frac{2389 \cdot 150}{16 \cdot 4490} \left(\frac{35}{2} + 2,1\right) = 98 \text{ kg/cm}^2$$

Wenn ein solcher Träger in gutem Material ausgeführt ist, so wird derselbe allerdings für die berechnete Last noch tragfähig sein, aber von einer genügenden Sicherheit kann da wohl kaum die Rede sein.

Dieses Gebiet liegt noch völlig im Dunklen, die schönsten theoretischen Ableitungen nützen solange nichts, als bis nicht durch zahlreiche methodische Versuche die Lage der neutralen Achse annähernd festgelegt wird. Dieser Wunsch nach umfassenden Versuchen mit den besten Beton-eisensystemen wurde auch in der lebhaften Diskussion von verschiedenen Seiten geussert.

Nachtrag. Im Monat Juni d. J. hat die Firma *Alb. Buss & Cie.* in Basel Bruchversuche mit Streckmetall-Betonplatten vornehmen lassen, um einige direkte Anhaltspunkte über den Sicherheitsgrad dieser Bauweise für ihre eigenen Zwecke zu gewinnen.

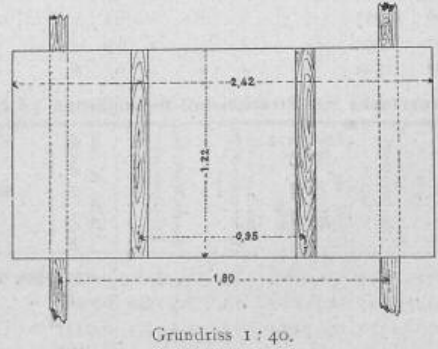
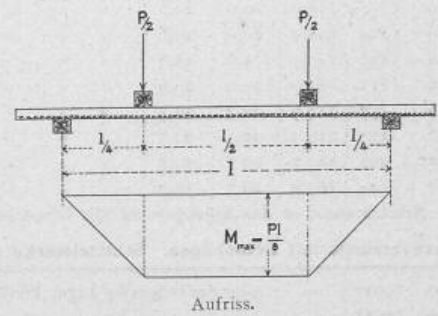
Wir geben nachstehend in einer tabellarischen Zusammenstellung die Resultate dieser Bruchversuche.

Resultate der Bruchversuche mit Betoneisenplatten (Streckmetall).

Versuche	Plattendicke	Métal déployé	Stützweite	Betonmischung	Alter der Platte	Bruchlast total (exkl. Eisengew. der Platte)	Bruch pro kg/cm ²	Bruchmoment	Spannungen	
									Druck im Beton	Zug im Eisen
No.	cm	m	m	Verhältnis	Tage	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
1	12	Nr. 10	1,90	1 : 1,7 : 3,7	115	14800	6380	3010	131	4609
2	14	» 10	1,90	1 : 1,7 : 3,7	120	15430	6670	3137	102	3992
3	8	» 9	1,90	1 : 2 : 4	105	6470	2780	1332	160	6176
4	8	ohne Einlage	1,90	1 : 2 : 4	100	1200	518	305	128,6	—
5	6	Nr. 9	1,90	1 : 2 : 4	105	4790	2065	987	218	6768

1. An allen mit Streckmetall armierten Betonplatten ist der Bruch durch Strecken und Zerreißen der Eiseneinlage erfolgt.

Fig. 54 u. 55. Disposition der Druckversuche.

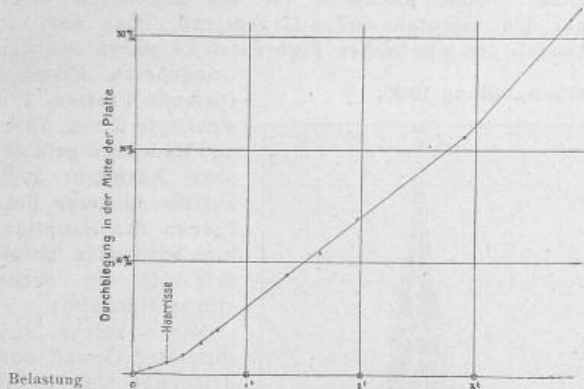


2. Das Eintreten von Haarrissen konnte an allen Platten bei rechnerischer Inanspruchnahme des Beton auf etwa 60 kg/cm² Zugfestigkeit konstatiert werden.
3. Nach erfolgter Entlastung haben sich die Haarrisse

zum grössten Teil geschlossen, und es verblieb eine kleine bleibende Durchbiegung.

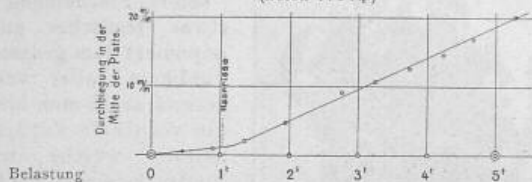
4. Dem Bruch geht eine bedeutende elastische Durchbiegung voraus.

Fig. 56. Betonplatte von 6 cm Stärke mit Streckmetall Nr. 9.
(Beton 1 : 2 : 4)



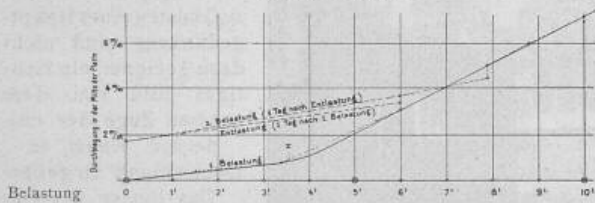
5. Die in der Tabelle angeführten zulässigen Belastungen ergeben gegenüber den Bruchbelastungen eine mehr als genügende Sicherheit.

Fig. 57. Betonplatte von 8 cm Stärke mit Streckmetall Nr. 9.
(Beton 1 : 2 : 4)



Der Parallelversuch einer reinen Betonplatte ohne Einlage ergibt eine Zugfestigkeit des Betons von $28,6 \text{ kg/cm}^2$ und beweist, dass unsere schweizerischen Cemente den

Fig. 58. Betonplatte von 12 cm Stärke mit Streckmetall Nr. 10.
(Beton 1 : 1,7 : 3,7)



vorzüglichen englischen Fabrikaten nicht nachstehen, ja sie übertreffen. Wir behalten uns vor, später noch einlässlicher auf diese Versuche zurückzukommen.

Zum Schlusse gestatten wir uns die sich für den Gegenstand Interessierenden auf die ausführlichen theoretischen Abhandlungen des Herrn Prof. Thullie in Lemberg (Zeitschrift des österr. Ingen.- und Architekten-Vereins) und auf das Buch „Le béton armé“ von Christophe aufmerksam zu machen.

Die Architektur an der Pariser Weltausstellung.

V. Die Repräsentationsgebäude der fremden Staaten. (Mit einer Tafel.)

Ein Platz unterbricht die Rue des Nations zwischen dem britischen und dem belgischen Pavillon, dann beginnt eine neue Reihe von fremden Palästen (Fig. 14, S. 129).

Die Architekten Acker und Mankels errichteten für Belgien eine getreue Nachbildung des in gotischem Stil 1525—1530 von van Paede und G. de Ronde erbauten Rathauses zu Audenaarde in Flandern (Fig. 15). Inmitten der sehr reichen Fassade gegen den Platz und um einige Meter vorspringend, erhebt sich ein 40 m hoher Turm. Eine vorgeschobene Arkadenreihe ladet am Erdgeschoss so weit

aus, wie der Turm vor der Fassade. Der Palast beherbergt im Erdgeschoss die Ausstellung einiger belgischer Städte, im ersten Stock eine auserlesene Sammlung von Kunst-

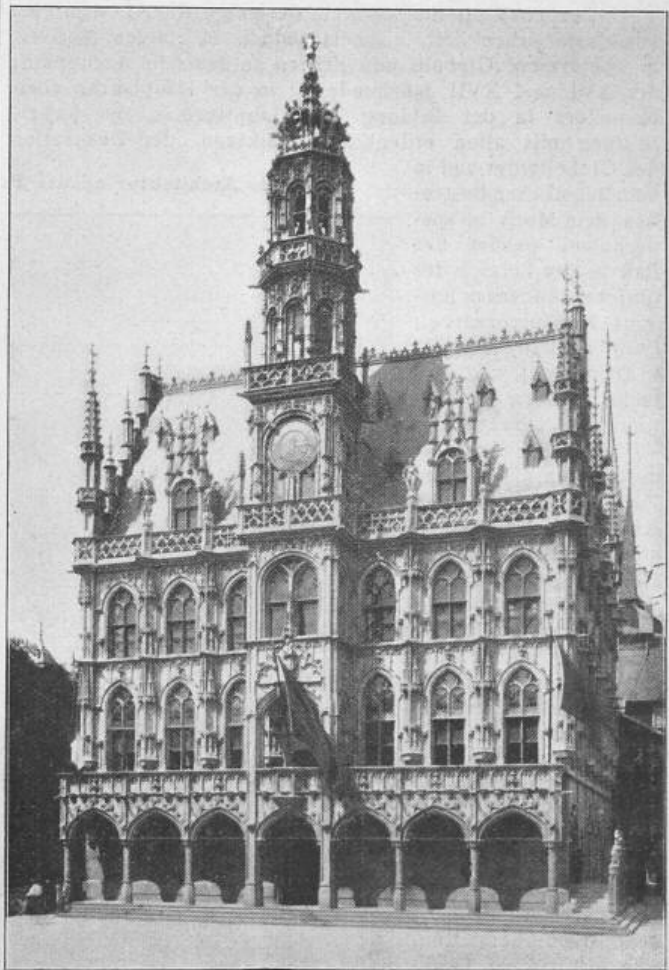


Fig. 15. Der belgische Pavillon.
Architekten: Acker & Mankels.

werken. Die innere Architektur und die Dekoration sind etwas banal gehalten; beachtenswert ist die flämische Taverne im Untergeschoss.

Der zwischen Belgien und Deutschland gelegene norwegische Pavillon, ein Werk des Architekten Sinding-Larsen, soll uns den Typus eines ländlichen Baues in Norwegen vorführen; der obere Teil erinnert an eine Holzkirche, wie man solchen im Norden begegnet. Das ganze Haus ist malerisch aufgebaut, von einfacher Holzarchitektur mit schönen Ornamenten in skandinavisch romanischem Charakter, es ist rot angestrichen und bietet mit seinen grünen Dächern einen koloristisch interessanten Anblick (Fig. 14). Grossartig wirkt die in nordischem Holzstil gehaltene innere Halle.

Nun folgt das deutsche Haus, auf welches dank der hervorragenden Stellung, die das deutsche Reich durch seine Beteiligung an der Weltausstellung eingenommen hat, die allgemeine und lebhafteste Aufmerksamkeit gerichtet ist. Zur Gewinnung von Plänen für diesen Pavillon wurde eine beschränkte Konkurrenz unter 12 deutschen Architekten eingeleitet. Von den eingereichten 11 Entwürfen wurden drei als zur Ausführung geeignet erklärt und zwar einer von Prof. F. v. Thiersch und zwei von Postbauinspektor Radke; einen äussert würdigen und charaktervollen Entwurf von Prof. Hoffmann in Darmstadt liess man ausser acht; er gehört zu den besten der gegenwärtig in Dresden ausgestellten Werke und seine Ausführung hätte der deutschen Baukunst zu grosser Ehre gereicht. Dieser Entwurf vertritt den strengen und doch behaglichen Typus der rheinischen Schlösser aus der Renaissancezeit; mächtig und ernst, mit seinen glänzenden Schieferdächern wäre der Bau echt national deutsch gewesen.