

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 auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 14.01.2026

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 Abwassern. 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. — Literatur: Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues. Eingegangene literarische 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.

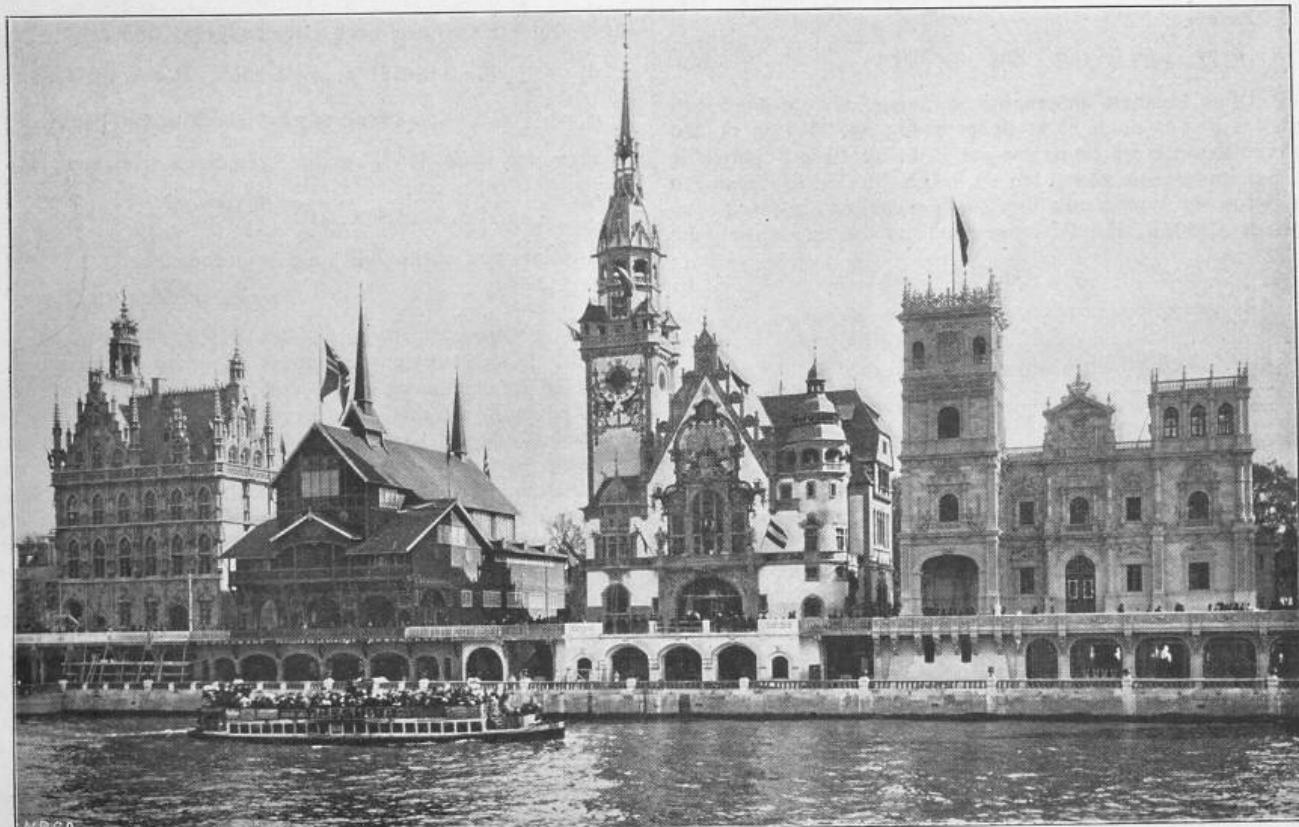


Fig. 14. Belgien.

Norwegen.

Deutschland.

Spanien.

Repräsentationsgebäude der fremden Staaten.

Anwendung und Theorie der Betoneisen-Konstruktionen¹⁾.

Von Ingenieur Josef Rosshandler 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 Elastizitäts-koeffizienten 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

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

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

ferner, wenn man die Zugfestigkeit des Betons $= e$ 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 äußeren und inneren Kräfte ergiebt 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

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

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 ergiebt

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

$$M = \left(\frac{h}{2} + s \right) \sigma d \left[\frac{h^3}{12} + b s^2 + \alpha f (m - s)^2 \right] \quad (10)$$

Der Klammerausdruck ist nichts anderes als
 $J = \frac{h^3}{12} + b \cdot m \cdot s$, somit

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

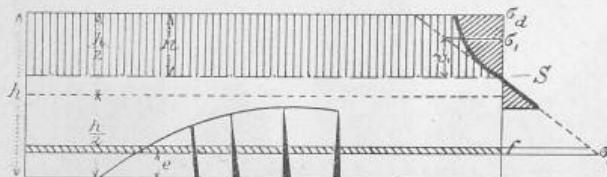
$$\sigma_z = +\frac{M}{J} \left(\frac{h}{2} - s \right) \text{ welche Gleichungen identisch sind mit den obigen in (3) und (4).} \quad (12)$$

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

$$-\int_0^n \sigma_1 dv_1 + \sigma_e f = 0 \quad (14)$$

$$-\int_0^n v_1 dv_1 + \alpha f (b - e - n) = 0 \quad (15)$$

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

$$M = \frac{E_\beta}{r} \int_0^n v_1^2 dv_1 + \frac{E_e}{r} f (b - e - n)^2 \quad (17)$$

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

$$\text{stitution von } \frac{E_\beta}{r} = \frac{\sigma_e}{n} \quad (18)$$

$$\frac{E_e}{r} = \frac{\sigma_e}{(h - e - n)}$$

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

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

Wird die Spannungslinie als Parabel angenommen, so ergeben sich für

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

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

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

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

Hennebique schreibt nach seinen empirischen Formeln für Hürdis von 8 cm Dicke, bei einer Nutzlast von 600 kg pro m^2 einen Eisenquerschnitt von $0,135 \text{ cm}^2$ pro 1 cm Breite für Spannweiten von 2,25 m. Das Eigengewicht mit 200 kg/m^2 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)

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

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

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

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

Aus diesen Spannungen des Betons folgern wir 1., dass die Druckspannung im Beton zu gross ist, man sollte 30 kg/cm^2 im Beton nicht überschreiten, wenn man selbst einen guten Beton mit einer Bruchfestigkeit von 150 kg/cm^2 voraussetzt, ferner 2. dass der Beton in der unteren Partie haarrissig sein muss, weil 45 kg/cm^2 Zug kein Beton aushalten kann, ferner, dass nur dann die Spannung im Eisen 804 kg/cm^2 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 Hürdipalte 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)

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

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

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 Hürdadicke so gross zu wählen, dass im Maximum 30 kg/cm^2 Druckfestigkeit nicht überschritten werden, also nach Gleichung (19) und die Stärke der Eiseneinlage nach Gleichung (5) oder (20) zu berechnen. Für angenäherte Rechnung genügt es, die Betondicke mit $d = \sqrt{\frac{M}{5}}$ also in dem gewählten

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

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

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

| Dicke der Betonplatten in cm | Streckmetall | | | | | | | Spannung kg/cm² | Grösste zulässige Stützweite in Meter für Nutzlasten in kg/m² | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|--------------|-----------------|--------------|----------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------------------------|-----------------|---|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | No. | Maschenweite mm | Dimension mm | Fläche pro 1 cm² cm² | Gewicht pro m² kg | Schwerpunktverschiebung S in cm | Trägheitsmoment J pro 1 cm Breite cm⁴ | | Druck im Beton | Zug im Eisen | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 | 1200 | 1500 | 2000 | 3000 | 5000 |
| I 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 | » | 4½ · 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 | » | 4½ · 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 II | » | 4½ · 4½ | 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 II | » | 4½ · 4½ | 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 · 4½ | 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 · 4½ | 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 · 4½ | 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 |

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

zu berechnen.

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

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

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

| Nummer des Versuches | Stützweite <i>m</i> | Bruchlast <i>kg/cm²</i> | Bruch- moment <i>kg cm</i> | Spannungen im Beton <i>kg/cm²</i> | | Beimerkung |
|----------------------------|------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|--|-------|---------------------------|
| | | | | Zug | Druck | |
| 4 | 1,06 | 2084 | 315,9 | 32,9 | 32,9 | Alter der Platte 63 Tage! |
| 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.

| | | | | |
|---|------|-------|---|--|
| 4 | I,06 | 10017 | — | Alter der Bögen 63 Tage. Pfeilhöhe 10,6 cm |
| 5 | I,06 | 11688 | — | » » » 63 » » 10,6 » |
| 6 | I,06 | 10017 | — | » » » 63 » » 10,6 » |
| 1 | I,97 | 2099 | — | » » » 63 » » 19,7 » |
| 3 | I,97 | 1524 | — | » » » 63 » » 19,7 » |

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

| Nummer des Versuches | Stahlweite m | Bruchlast kg/cm^2 | Bruchmoment $kg\cdot cm$ | Spannung kg/cm^2 | Druck im Beton kg/cm^2 | Zug im Eisen kg/cm^2 | Maschenweite d. Streckmetalls mm | Querschnitt des Streckmetalls mm | Fläche in cm^2 pro 1 cm Breite | Bemerkung |
|----------------------|-----------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|-----------|
| 2 | 1,06 | 5844 | 844 | 121 | 4880 | 75 | 5 1/2 · 5 · 2,3 | 0,0337 | Alter der Platte 63 Tage | |
| 6 | 1,06 | 8347 | 1195 | 143 | 4000 | 75 | 5,5 · 4,0 | 0,0586 | > > > 63 > | |
| B | 1,06 | 9608 | 1372 | 106 | 7750 | 75 | 5,5 · 2,3 | 0,0337 | > > > 63 > | |
| C | 1,06 | 10436 | 1488 | 178 | 5010 | 75 | 5,5 · 4,0 | 0,0586 | > > > 63 > | |
| I | 1,97 | 2243 | 1169 | 167 | 6600 | 75 | 5,5 · 2,3 | 0,0337 | > > > 63 > | |
| 3 | 1,97 | 2474 | 1281 | 153 | 4300 | 75 | 5,5 · 4,0 | 0,0586 | > > > 63 > | |
| A | 1,97 | 2243 | 1169 | 167 | 6600 | 75 | 5,5 · 2,3 | 0,0337 | > > > 63 > | |
| D | 1,97 | 2469 | 1278 | 153 | 4300 | 75 | 5,5 · 4,0 | 0,0586 | > > > 63 > | |

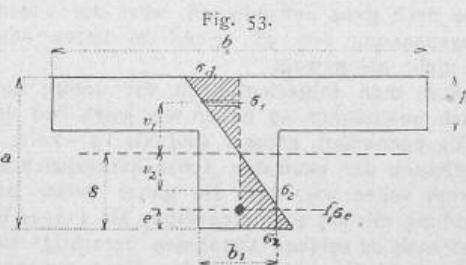
Die Tabellen a—d geben Parallelversuche von reinen Betonplatten, solcher mit Eiseneinlagen und Betonbögen von gleicher Scheitelstärke.

d. Dänische Bruchversuche mit Monierplatten 5 cm dick.

| Nummer Versuches | Stützweite <i>m</i> | Bruchlast $k_{G,br}$ | Bruchmoment $k_{G,br}$ | Spannung, $\frac{kN}{cm^2}$ | | | Rundelisen mm | Rundelisen mm | Querstäbe mm | Bemerkung |
|---------------------|------------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------------|-----------------|--------------------|------------------|------------------|-----------------|--|
| | | | | Druck im Beton | Zug im Eisen | Rundelisen Höhe | | | | |
| 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 aquivalente Last verwandelt. Eigengewicht ist im Bruchmoment auf 1 cm Querschnittsbreite berücksichtigt. |
| 3 | 1,90 | 1405 | 688 | 124 | 3260 | 7 | 5 | | | — Versuchsalter der Nummern 1, 3, 4, 6 etwa 1 Jahr. |
| 4 | 1,90 | 1405 | 688 | 123 | 3350 | 7 | 5 | | | Für No. 1-7 ist das Mischungsverhältnis 1:3, für No. 9 ist das Mischungsverhältnis 1:2. |
| 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 Huri liegt, der Abstand derselben von der unteren Betonfaser

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

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

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

Ersetzt man

$$\delta_1 = \frac{v_1 E_\beta}{r}, \quad \delta_2 = \frac{v_2 E_\beta}{r}, \quad \delta_e = \frac{E_e(s-e)}{r} \quad \text{und} \quad \delta_d = \frac{d-s}{r} \cdot E_\beta,$$

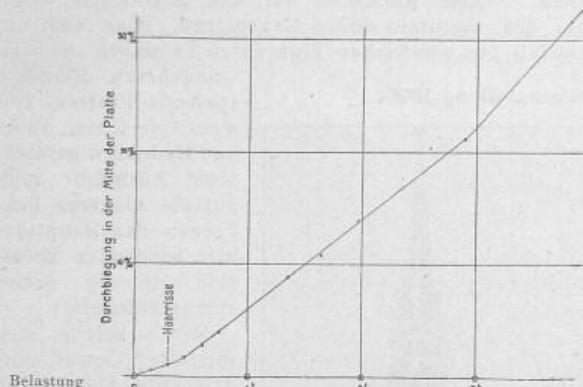
so erhält man durch Integration

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

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

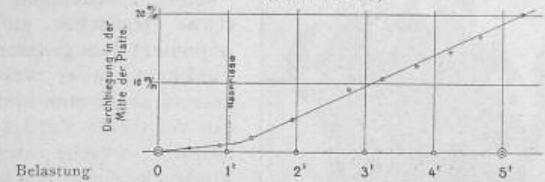
4. Dem Bruch geht eine bedeutende elastische Durchbiegung voraus.

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



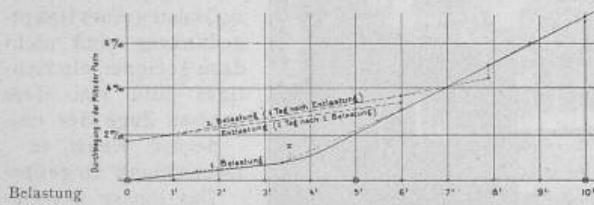
5. Die in der Tabelle angeführten zulässigen Belastungen ergeben gegenüber den Bruchbelastungen eine mehr als genügende Sicherheit.

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 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.)



vorzüglichsten 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. Thulé 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 Audenaerde 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 Kunsts-

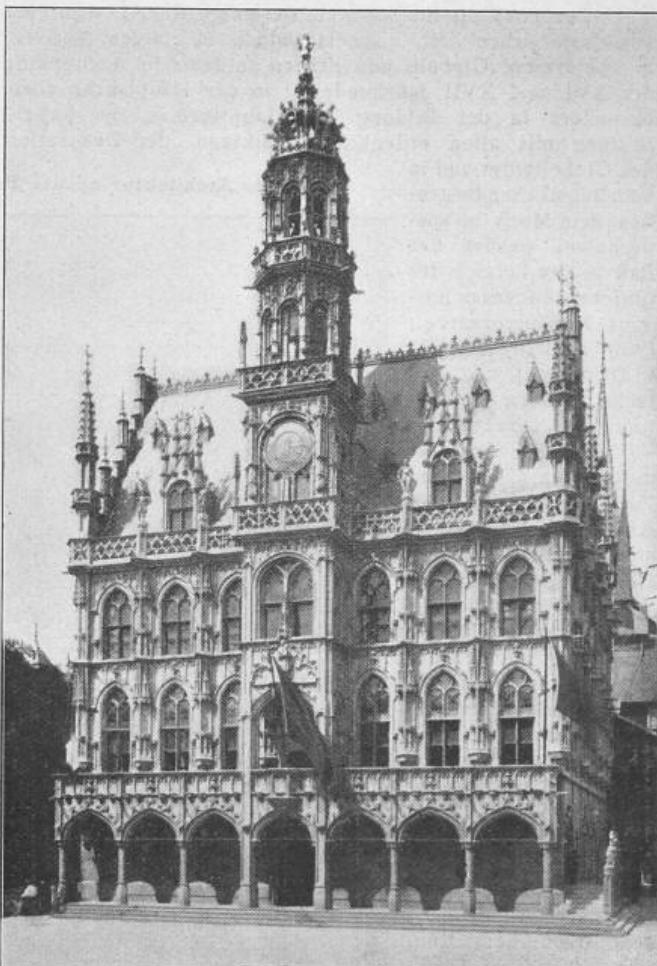


Fig. 15. Der belgische Pavillon.

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 lebhafte 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.