

# ARMIRTER BETON.

1908. OKTOBER.

## INHALT:

Rundschau. S. 247.

Vorschläge zur Änderung der amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907. Von Oberingenieur E. Graff (Hannover). S. 256.

Bericht über die Versammlung der Vereinigung technischer Oberbeamten deutscher Städte. S. 260.

Einiges über neuere Bücher aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen). S. 261.

Von der Bauausstellung in Stuttgart. S. 264.

Verschiedene Mitteilungen S. 266: Rostsicherheit des in Beton eingebetteten Eisens. Österreichischer Eisenbetonausschuß. Verband der Berliner Beton- und Eisenbetongeschäfte. Fortschritte des Eisenbetons in England. — Bücherbesprechungen. S. 267. — Neue Bücher. S. 268.

## RUNDSCHAU.

### Neue Versuche von Schüle.\*)

Der Einfluß der Armierung und der maximalen Druckspannungen auf den Sicherheitsgrad von Eisenbetonbalken.

Die in Kraft stehenden Vorschriften setzen für Balken rechteckigen Querschnittes sehr enge Grenzen für die Armierungen voraus; wird der Eisenquerschnitt in Prozenten des Nutzquerschnittes des Betons ausgedrückt, das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Eisen und Beton mit  $n$  bezeichnet, so ist nach der Ritterschen Methode die zulässige Druckspannung von  $35 \text{ kg/cm}^2$  im Beton erreicht

mit  $n = 10$                        $n = 20$

und einer Zugspannung im Eisen

von $1,0 \text{ t/cm}^2$ bei $1,02\%$	$0,85\%$ Armierung,
$1,2$ „ „ $1,12\%$	$0,91\%$ „

nach der Methode, welche Risse im Zuggurt des Betons voraussetzt, ist die zulässige Druckspannung von  $40 \text{ kg/cm}^2$  im Beton erreicht

mit  $n = 10$                        $n = 20$

und einer Zugspannung im Eisen

von $1,0 \text{ t/cm}^2$ bei $0,58\%$	$0,45\%$ Armierung,
$1,2$ „ „ $0,90\%$	$0,65\%$ „

Für die meisten Fälle der Ausführung im Hochbau reichen diese Grenzen der Armierung in der Praxis aus; für Brückenfahrbahnplatten, für Balken rechteckigen Querschnittes und für Rippen von T-Balken in der Nähe der Stützen sind hingegen die Fälle nicht selten, in welchen eine stärkere Armierung sich empfehlen würde; es ist dann üblich, die Festigkeit im Druckgurt durch Anbringung von Längsarmierungsseisen

rechnerisch zu vergrößern, wenn auch dadurch der effektive Sicherheitsgrad kaum erhöht wird. Die meisten Versuche von Prüfungsanstalten halten sich an schwach armierte Balken; in Heft 45—47 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure behandelt z. B. Baudirektor v. Bach Versuche von 59 Balken rechteckigen Querschnittes, wovon drei ohne Armierung, 34 mit  $0,42$ — $0,64\%$  Armierung, 10 mit  $0,93$ — $0,97\%$  Armierung und 12 mit  $1,33$ — $1,35\%$  Armierung versehen waren. Die Versuche der Eidg. Materialprüfungsanstalt betrafen Balken mit  $1,17$ ,  $2,62$ ,  $3,5$  und  $4,8\%$  Armierung (siehe Heft 10 der Mitteilungen).

Die Schwierigkeiten bei der Anwendung stärkerer Armierungen rühren von der öfters ungenügenden Anordnung zur Aufnahme der Scherkräfte her; nur unter den günstigsten Bedingungen wird die Streckgrenze im Eisen erreicht; es tritt dann ein Öffnen einzelner Risse in Balkenmitte ein und hierauf ein Zerdrücken des Betons im Druckgurt; bei ungeeigneter Führung der Armierungsstangen kommt vor dem Erreichen der Streckgrenze im Eisen eine Abscherung der Balkenenden vor. Die Zerdrückung des Druckgurttes und Überschreitung der Druckfestigkeit des Betons, bevor die Streckgrenze im Eisen erreicht war, ist bisher bei Balken mit konstantem rechteckigem Querschnitt unseres Wissens nicht gelungen.

Es sind im Juli 1908 an der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich Versuche an 10 Balken von 3 Monaten Alter vorgenommen worden, um den Einfluß der steigenden Armierung näher zu verfolgen. Zur Vermeidung vorzeitigen Bruchs durch Scherkräfte sind zwei der vier Armierungsseisen in den Endfeldern nacheinander aufgebogen worden und als Haken zur sicheren Verankerung

\*) Aus Heft 13, I. der Mitteilungen der Eidg. Materialprüfungsanstalt am schweiz. Polytechnikum in Zürich.

der Eisen im Beton die von Herrn Considère empfohlenen Umbiegungen zur Anwendung gekommen. Fig. 1 gibt die Anordnung der Balken;

Die Balken wurden auf der Biegemaschine für verteilte Belastung bei 1,50 m Stützweite der Einwirkung von zwei konzentrierten Lasten P in

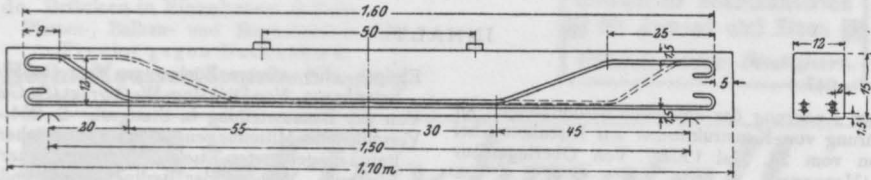


Fig. 1.

die Armierungsseisen

der Balken Nr. 1 2 3 4 5

haben einen Durch-

messer von . . . 9 11 13 14 15 mm erhalten, entspr. . . 1,68 2,55 3,63 4,20 4,91 % des Nutzquerschnittes des Betons.

Die Balken wurden erzeugt mit Beton aus 270 kg Portlandzement auf 1 m<sup>3</sup> Kies und Sand; letztere Materialien aus dem Zürichsee entnommen, waren im Verhältnis von 2 Kies:1 Sand gemischt.

Die Balken gelangten in zwei Serien zur Erprobung; die erste Serie von 5 Balken wurde durch Aussetzen an der Sonne in dem Monat vor dem Versuch möglichst getrocknet, die zweite Serie blieb im letzten Monate durch öfteres Bespritzen der Feuchtigkeit ausgesetzt. Einen merklichen Einfluß auf die Eigenschaften des Betons oder auf die Festigkeit der Balken hat sich durch diese verschiedene Behandlung nicht herausgestellt.

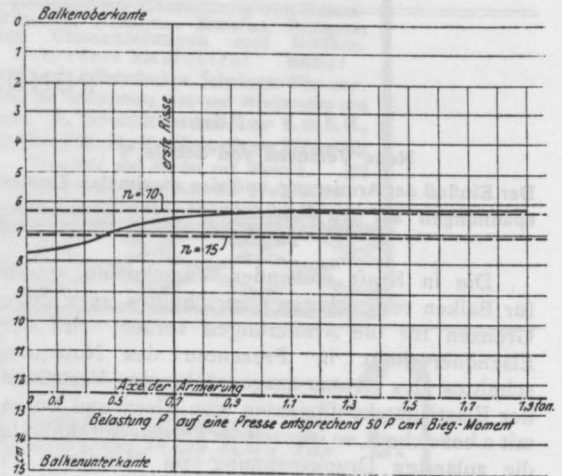


Fig. 2.

Balken	Armierung in % des Nutzquerschnittes des Betons	Nutzhöhe des Balkens cm	Last P beim Auftreten der ersten Risse t	Last P b.Bruch (Scherkraft) t	Biegemoment beim Bruch cmt	Art des Bruches
1	1,68	12,6	0,500	2,060	102	Überschreitung der Streckgrenze, Erweiterung der Zugrisse und Zerdrücken des Druckgurtes.
1 <sup>1</sup>	1,68	12,6	0,700	2,100	104	
2	2,55	12,4	0,700	2,65	131	Überschreitung der Streckgrenze, Erweiterung der Zugrisse und Zerdrücken des Druckgurtes.
2 <sup>1</sup>	2,55	12,4	0,700	2,48	123	
3	3,63	12,2	0,900	2,91	144	Zerdrückung des Betons nahe dem Kraftangriff im Seitenfeld und darauffolgende Abscherung.
3 <sup>1</sup>	3,63	12,2	0,900	3,10	154	
4	4,20	12,1	0,900	3,12	155	Zerdrückung des Betons nahe dem Kraftangriff im Seitenfeld und darauffolgende Abscherung.
4 <sup>1</sup>	4,20	12,1	0,900	3,20	159	
5	4,91	12,0	0,800	2,87	142	Zerdrücken des Betons im Mittelfeld und nachfolgendes Öffnen des Zugrisses.
5 <sup>1</sup>	4,91	12,0	1,200	3,14	156	

0,50 m Abstand symmetrisch zur Balkenmitte unterworfen.

Beobachtet wurden die Risse und die Durchbiegungen bei allen Balken; bei Balken Nr. 2<sup>1</sup> wurden außerdem mittelst Spiegelapparaten die

nutzt; diejenigen in der Nähe der Eiseneinlagen geben bekanntlich nach Auftreten der ersten Risse unzuverlässige Resultate. In Fig. 2 sind die den wachsenden Belastungen entsprechenden Lagen der neutralen Achse aufgetragen; zwei

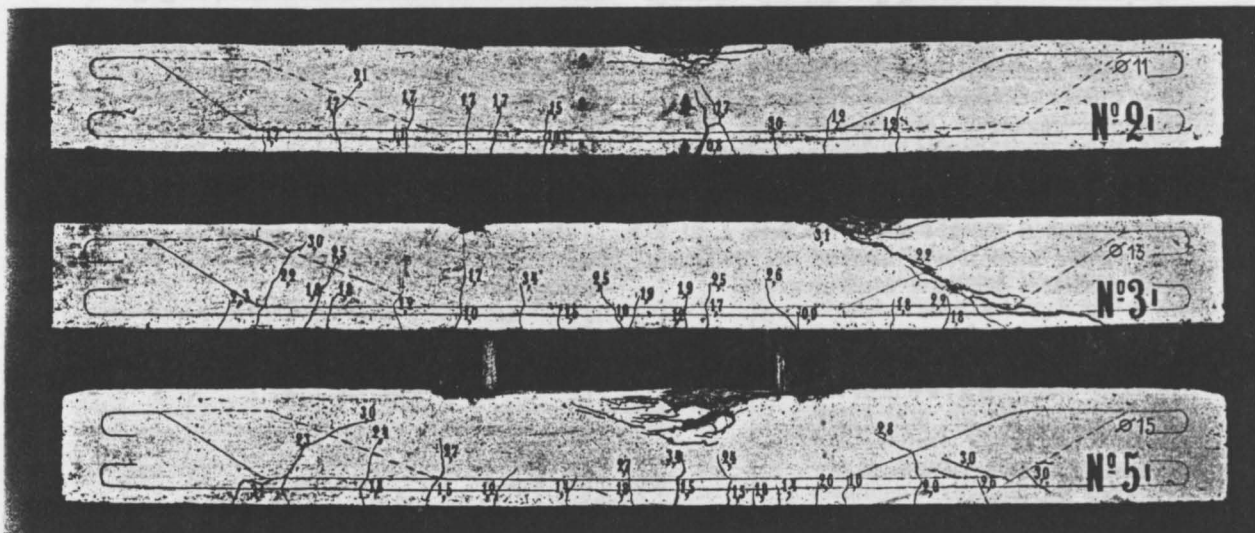


Fig. 3.

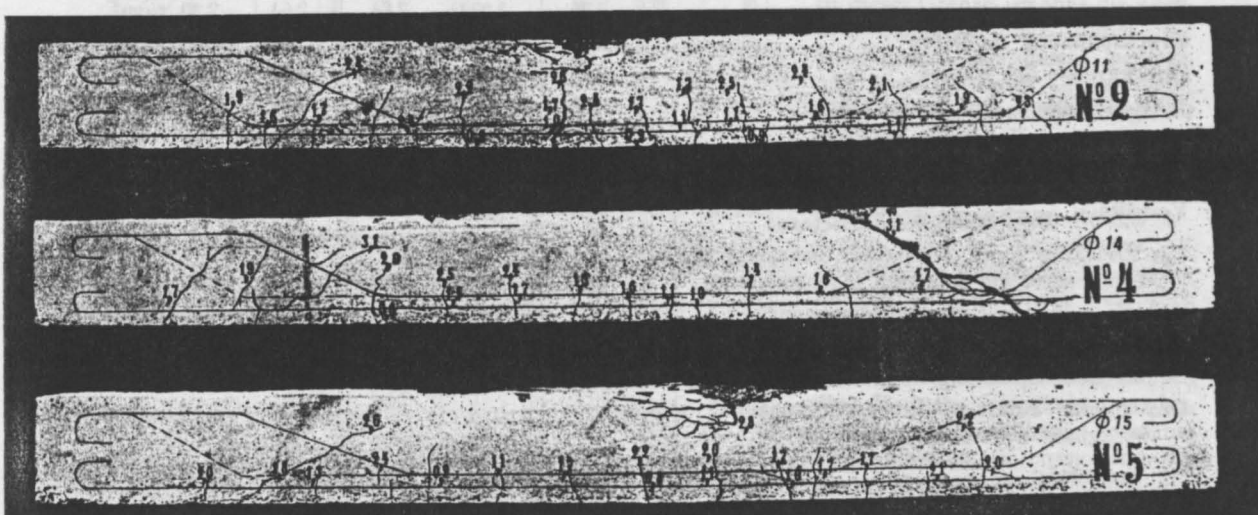


Fig. 4.

Längenänderungen an 6 Stellen im mittleren Felde (3 rechts und 3 links) zur Feststellung der Lage der Nulllinie und des einzuführende Wertes  $n$  beobachtet; zur Bestimmung der Lage der Nulllinie wurden nur die Längenänderungsmessungen im Druckgurt und in mittlerer Balkenhöhe be-

horizontalen Linien für  $n = 10$  und  $n = 15$  sind ebenfalls eingezeichnet; nach Auftreten der Risse ist die neutrale Achse nahezu horizontal, der Wert  $n = 10$  darf mit genügender Annäherung für die weiteren Berechnungen als den wirklichen Verhältnissen entsprechend zugrunde gelegt werden.

Die Ergebnisse der Versuche sind in der Tabelle auf Seite 248 enthalten, wobei die Balken mit derselben Armierung in beiden Serien durch einen Strich unterschieden sind, die Last P bezieht sich auf eine Presse.

Die Balken mit derselben Armierung haben dieselbe Brucherscheinung gezeigt, und es haben diese Versuche die richtige Anordnung der Armierung zur Aufnahme der Scherkräfte bestätigt. Die stark armierten Balken Nr. 3 bis 5 sind infolge Überschreitung der Druckspannung im Beton zugrunde gegangen, eine Erscheinung, welche hierorts bisher nicht erzielt werden konnte. Die typischen Bruch- und Rißerscheinungen sind in den photographischen Abbildungen Nr. 3 und 4 für die Balken Nr. 2, 4 und 5 der Serie I, 2<sup>1</sup>, 3<sup>1</sup> und 5<sup>1</sup> der Serie II mit Angabe der Belastung beim Auftreten der Risse wiedergegeben.

Zur Würdigung dieser Ergebnisse sollen die Spannungen im Eisen und im Beton-Druckgurt zum Vergleich herangezogen werden und zwar ermittelt unter der Voraussetzung des gerissenen Betonzuggurtes und unter der allerdings kurz vor dem Bruch nicht mehr zutreffenden Annahme, Eisen und Beton wirken elastisch und  $n$  sei gleich 10.

Für Balken ohne Armierung gibt die Methode, welche Risse voraussetzt, eine Tragfähigkeit gleich Null, die geringste Tragkraft entspricht jedoch der effektiven Biegezugfestigkeit des Betons, in unserem Falle im Durchschnitt  $45 \text{ kg/cm}^2$ , entsprechend einem Biegemoment in Balkenmitte von  $20,25 \text{ cmt}$  oder einer Last  $P = 0,405 \text{ t}$  auf eine Presse.

Die Abbildungen 5 und 6 geben die Verhältnisse beim Bruch für Balken von 0 bis 5% Armierung an.

Balken Nr.	1	2	3	4	5
Armierung 4 Eisen Durchmesser . . . . .	9	11	13	14	15 mm
Nutzhöhe der Balken . . . . .	12,6	12,4	12,2	12,1	12,0 cm
Abstand der Nulllinie von der Druckgurtoberkante	5,50	6,26	6,89	7,12	7,36 cm
Abstand von Zug- und Druckzentrum . . . . .	10,77	10,32	9,90	9,73	9,55 cm
Biegemoment beim Bruch (Mittel) . . . . .	103	127	149	157	149 cmt
Spannung im Eisen . . . . .	3,76	3,23	2,84	2,64	2,20 t/cm <sup>2</sup>
Druckspannung im Beton . . . . .	291	330	370	376	348 kg/cm <sup>2</sup>
Streckgrenze des Eisens . . . . .	3,55	3,07	3,06	3,09	2,8 t/cm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit des Betons (Mittel) . . . . .	333	267	264	264	262 kg/cm <sup>2</sup>
Verhältnis: $\frac{\text{Spannung im Eisen}}{\text{Streckgrenze des Eisens}}$ . . . . .	1,06	1,05	0,93	0,85	0,78
Verhältnis: $\frac{\text{Spannung im Beton}}{\text{Würfelfestigkeit des Betons}}$ . . . . .	0,87	1,24	1,40	1,42	1,33
Zur Erzielung einer dreifachen Sicherheit gegen Bruch wäre die zulässige Eisenspannung . . . . .	1,25	1,08	0,95	0,88	0,73 t/cm <sup>2</sup>
und die zulässige Betondruckspannung . . . . .	97	110	123	125	116 kg/cm <sup>2</sup>
Für eine zulässige Spannung 1 t/cm <sup>2</sup> im Eisen ist die Druckspannung im Beton . . . . .	77,5	102	130	142	158 "
Die übliche zulässige Betondruckspannung von 40 kg/cm <sup>2</sup> wird überschritten im					
Verhältnis: $\frac{\sigma \text{ effektiv}}{\sigma \text{ zulässig}}$ . . . . .	1,94	2,55	3,25	3,54	3,94
Effektiver Sicherheitsgrad beim Bruch, wenn $\sigma_e = 1 \text{ t/cm}^2$ maßgebend . . . . .	3,76	3,23	2,84	2,64	2,20
Die ersten Risse sind aufgetreten unter einem Biegemoment (Mittel) . . . . .	29	34	44	44	49 cmt
Verhältnis zum Biegemoment beim Bruch . . . . .	0,282	0,267	0,295	0,280	0,328
Spannung im Eisen bei den ersten Rissen (gleichzeitig Sicherheitsgrad gegen das Auftreten der Risse) . . . . .	1,06	0,86	0,74	0,74	0,72 t/cm <sup>2</sup>

Die Auftragung der Biegemomente (Fig. 5) zeigt, daß bis 3% Armierung die Biegemomente vor dem Bruch das Dreifache der Momente für die zulässige Spannung 1 t/cm<sup>2</sup> in Eisen überschreiten; das Maß der Überschreitung hängt von den effektiven Streckgrenzen der verwendeten Stangen ab; Eisen mit kleinerem Durchmesser haben meistens durch das Walzen bei etwas niedriger Temperatur höhere Streckgrenzen; aus

diesem Umstand wäre auch die Armierungsgrenze von 3% je nach der Streckgrenze nach oben oder unten etwas zu verschieben.

Das Dreifache der zulässigen Druckspannung im Beton wird erreicht, wie bereits eingangs erwähnt, bei 0,58% Armierung.

Die Darstellung der Spannungen im Eisen vor dem Bruch und an der Streckgrenze und des Dreifachen der zulässigen Spannung im Eisen (Fig. 6) zeigt wieder, daß oberhalb 3% Armierung durch vorzeitige Zerstörung der Balken infolge ungenügender Druckfestigkeit evtl. auch Scherfestigkeit des Betons die Streckgrenze nicht erreicht wird, somit eine 3fache Sicherheit nicht vorhanden ist. Die zulässige Spannung von 1 t/cm<sup>2</sup> im Eisen ist in solchen Fällen zu hoch und sollte erniedrigt werden.

Am lehrreichsten ist die Darstellung der Druckspannungen im Beton (Fig. 6); sie zeigt, wie unwirtschaftlich dieses Material verwendet wird, wenn man an einer niedrigen konstanten zulässigen Druckspannung festhält. Erst oberhalb 3% Armierung kann im vorliegenden Falle rechnerisch ein Zerdrücken des Beton eintreten; bis zu dieser Grenze ist aber die effektive Sicherheit nur durch die Streckgrenze des Eisens bedingt, und oberhalb dieser Grenze bleibt immerhin die Druckspannung vor dem Bruch höher wie die Würfelfestigkeit des Betons.

Die Ansicht, es sei in diesem Diagramm doch der Beweis erbracht, daß bei schwächerer Armierung die effektiven Bruchspannungen vor dem Bruch wesentlich kleiner und somit die Sicherheit größer, ist nicht stichhaltig, indem die aufgetragenen Spannungen nach der Methode berechnet werden, welche eine bestimmte konstante Lage der Nulllinie voraussetzt, im letzten Momente steigt jedoch durch Öffnen der mittleren Risse die Nulllinie gegen den Druckgurt rasch, bis ein Zerdrücken dort eintritt und zwar ohne namhafte Erhöhung der Balkenbelastung.

Die Annahme einer konstanten zulässigen Spannung im Beton läßt sich nicht begründen, und wenn alle bisherigen Vorschriften, Leitsätze und Verord-

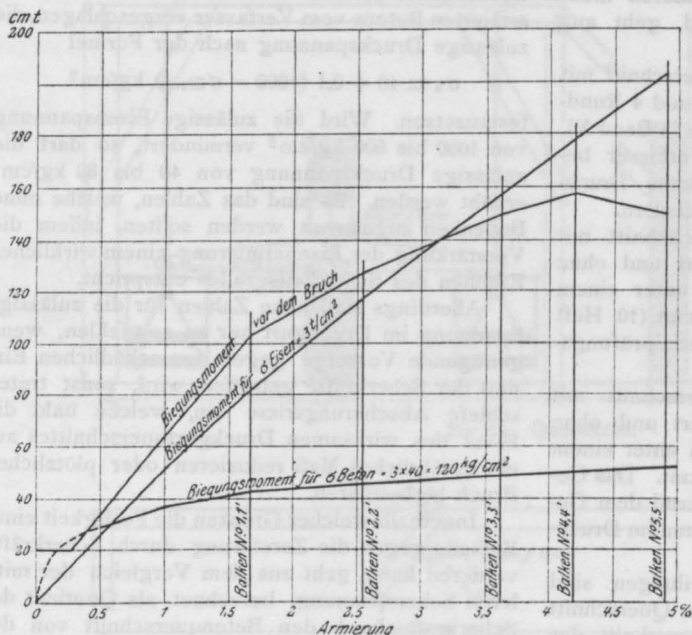


Fig. 5.

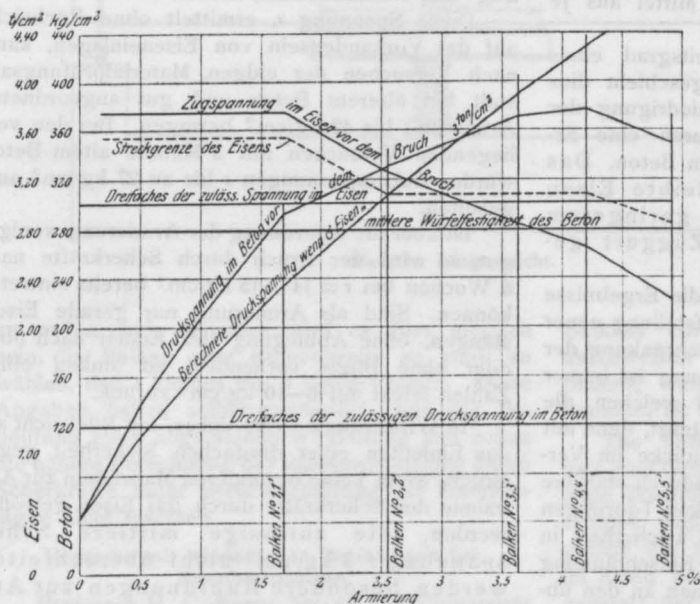


Fig. 6.

nungen dennoch diesen Weg eingeschlagen haben, so hängt das mit ungenügender Aufklärung durch Versuche zusammen und mit einer irrigen Auffassung der Wirkung des Betons bezüglich Erhöhung des effektiven Sicherheitsgrades eines Balkens.

Die Notwendigkeit, auf Grund von Vorschriften Druckspannungen im Beton zu erniedrigen, hat dazu geführt, Eiseneinlagen im Druckgurt anzubringen; daß der Sicherheitsgrad dadurch nicht oder kaum nennenswert erhöht wird, geht aus folgenden Versuchsergebnissen hervor:

Die 3 Balken von  $20 \times 30$  cm Querschnitt mit 4 Rundeisen von 15 mm im Zuggurt und 4 Rundeisen von 15 mm im Druckgurt, welche in Band XL der Schweiz. Bauzeitung 1902 vom Verfasser besprochen wurden, hatten ein mittleres Bruchbelastungsmoment von 581 cmt ausgehalten.

2 Balken von  $20 \times 30$  cm Durchmesser mit 4 Rundeisen von 15 mm im Zuggurt und ohne Eisen im Druckgurt sind gebrochen unter einem mittleren Biegemoment von 574 cmt (10. Heft der Mitteilungen der eidgen. Materialprüfungsanstalt).

2 Balken von  $20 \times 30$  cm Querschnitt mit 4 Rundeisen von 22 cm im Zuggurt und ohne Eisen im Druckgurt sind gebrochen unter einem mittleren Biegemoment von 921 cmt. Das Gesamtisenquantum entsprach annähernd dem Gesamtquantum in den 3 vorhin erwähnten im Druckgurt auch armierten Balken.

Nach dem 12. Heft der Mitteilungen sind 6 Monate alte Balken von  $20 \times 30$  cm Querschnitt mit 7,07 und 15,2 cm<sup>2</sup> Armierungsquerschnitt des Zuggurtes gebrochen unter einem Biegemoment von 574 und 1130 cmt im Mittel aus je 2 Versuchen.

Will man daher den Sicherheitsgrad eines Balkens gegen Bruch erhöhen, so geschieht dies in wirksamer Weise nur durch Erniedrigung der Spannung im Eisen und nicht durch eine Erniedrigung der Druckspannungen im Beton. Das bisher im Druckgurt einverleibte Eisen ist viel nützlicher auch in geringerem Quantum, wenn es in den Zuggurt gesetzt wird.

In welcher Weise lassen sich die Ergebnisse vorliegender Untersuchung bei Aufstellung neuer Vorschriften verwerten? Eine Einschränkung der rechnerisch ermittelten Druckspannung ist immer noch angezeigt im Hochbau, bei welchen die Armierung selten mehr wie 1% beträgt, denn mit Rücksicht auf die geringe Plattendicke im Vergleich zur Stützweite lassen sich dadurch stärkere Einsenkungen vermeiden. Bei Balken T-förmigen Querschnittes ist auch durch die Unsicherheit in der wirksamen Druckgurtbreite eine Einschränkung geboten. Für solche Fälle kann man an den üblichen 40 kg/cm<sup>2</sup> festhalten.

Für Eisenbetonplatten bei Straßen und Eisenbahnbrücken, für Balken rechteckigen Querschnittes, deren Breite die Höhe in der Regel nicht erreicht, für Rippen von T-Balken in der Nähe der Stützen zur Aufnahme der negativen Biegemomente, darf aber die zulässige Druckspannung höher angesetzt werden, wenn gleichzeitig die Spannung im Eisen etwas erniedrigt wird. Im Entwurfe für die neuen Vorschriften wurde daher der schweizerischen Kommission des armierten Betons vom Verfasser vorgeschlagen, die zulässige Druckspannung nach der Formel

$$\sigma_b = 40 + 0,1 (1000 - \sigma_{\text{Eisen}}) \text{ kg/cm}^2$$

festzusetzen. Wird die zulässige Eisenspannung von 1000 bis 600 kg/cm<sup>2</sup> vermindert, so darf die zulässige Druckspannung von 40 bis 80 kg/cm<sup>2</sup> erhöht werden. Es sind das Zahlen, welche ohne Bedenken zugelassen werden sollten, indem die Verstärkung der Eisenarmierung einem wirklichen Erhöhen des Sicherheitsgrades entspricht.

Allerdings sind hohe Zahlen für die zulässige Spannung im Druckgurt nur zu empfehlen, wenn genügende Vorsorge gegen den schädlichen Einfluß der Scherkräfte getroffen wird, sonst treten schiefe Abscherungsrisse ein, welche bald die Höhe des wirksamen Druckgurtquerschnittes auf ein gefährliches Maß reduzieren oder plötzlichen Bruch herbeiführen.

Innerhalb welcher Grenzen die Festigkeit eines Balkens gegen die Zerstörung durch Scherkräfte variieren kann, geht aus dem Vergleich der mittleren Scherspannung, berechnet als Quotient der Scherkraft durch den Betonquerschnitt von der Balken- resp. Rippenbreite und der Höhe zwischen Zug- und Druckzentrum, hervor.

Diese Spannung  $\tau$ , ermittelt ohne Rücksicht auf das Vorhandensein von Eiseneinlagen, kann nach Versuchen der eidgen. Materialprüfungsanstalt bei älterem Beton und gut angeordneter Armierung bis 42 kg/cm<sup>2</sup> betragen. Bei den vorliegenden Versuchen mit 3 Monate altem Beton wurden Scherspannungen  $\tau$  bis zu 27 kg/cm<sup>2</sup> ausgehalten.

Ist aber die Anordnung der Armierung weniger gut, so wird der Bruch durch Scherkräfte nach 6 Wochen bei  $\tau = 14 - 15$  kg/cm<sup>2</sup> bereits eintreten können. Sind als Armierung nur gerade Eisenstangen, ohne Abbiegung der Enden nach oben oder ohne Bügel vorhanden, so sinken obige Zahlen leicht auf 8—10 kg/cm<sup>2</sup> zurück.

In Wirklichkeit sollte daher, mit Rücksicht auf das Einhalten einer dreifachen Sicherheit gegen Bruch, wenn keine besonderen Maßregeln zur Aufnahme der Scherkräfte durch das Eisen getroffen werden, die zulässige mittlere Scherspannung  $\tau$  3 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten; werden besondere Anordnungen zur Aufnahme der Scherkräfte getroffen, so



können dieselben eine dreifache Sicherheit gegen Bruch gewähren, wenn die oben erwähnte Scherspannung 5 bis 9 kg/cm<sup>2</sup> beträgt. Oberhalb dieses letzten Wertes von  $\tau$  handelt es sich um anormale Fälle, welche einer sorgfältigen Prüfung zu unterziehen sind und bei welchen nur die besten Anordnungen

wiederholten Belastungen vorgenommen, über welche er in der Jahresversammlung der amerikanischen Vereinigung für Materialprüfungen berichtet hat. Die interessante Versuchseinrichtung ist in Fig. 7 ersichtlich, und es wäre nur zu bemerken, daß die Lasteinwirkungsstellen derart gewählt wurden, daß das mittlere Drittel des

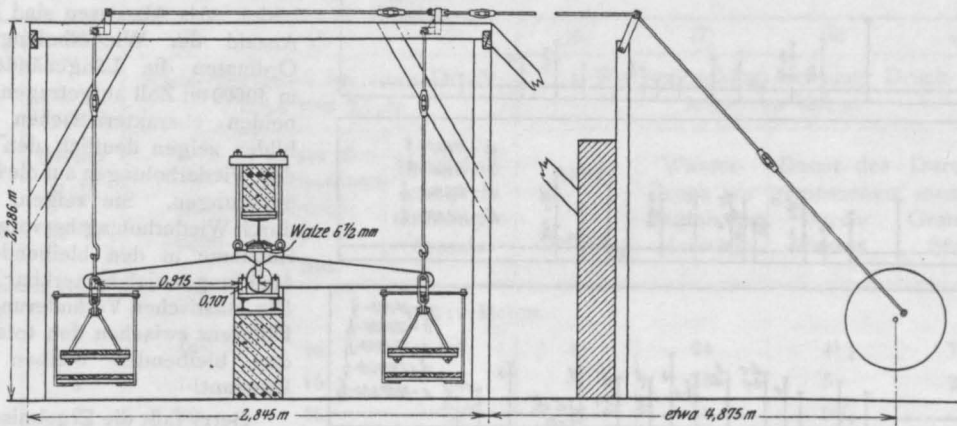


Fig. 7 a. Querschnitt.

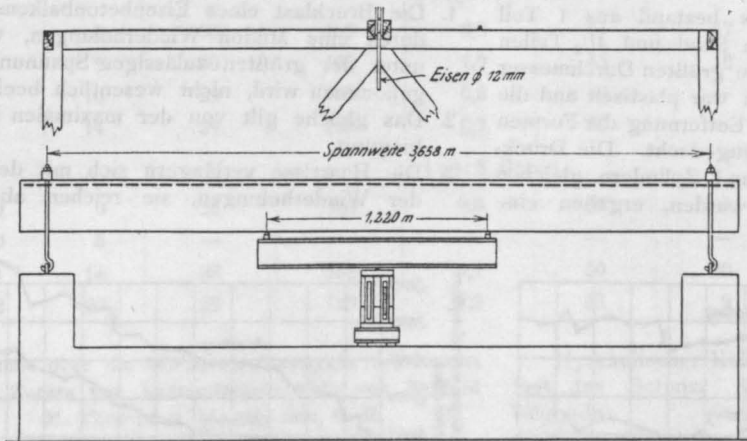


Fig. 7 b. Längsansicht.

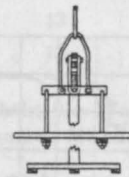


Fig. 7 c.

zu treffen sind. Meistens wird es aber möglich sein, die Balken oder Rippenbreite so stark zu wählen, daß  $\tau$  kleiner wie 9 kg/cm<sup>2</sup> bleibt. Diese Angaben haben selbstverständlich nur die Bedeutung einer allgemeinen Wegleitung und sollen die nähere Berechnung der Inanspruchnahme durch Scherkräfte unter Berücksichtigung der Eiseneinlagen nicht ersetzen.

**Versuche mit wiederholten Belastungen bei Eisenbetonbalken.**

Professor H. C. Berry hat an der Universität Pennsylvania eine Anzahl von Versuchen mit

Balkens ein gleichbleibendes Biegemoment aufzuweisen hatte. Die Einrichtung der Wagebalken, welche einzeln abgenommen werden konnten, ist in der Skizze 7 c ersichtlich.

Die Versuche wurden derart vorgenommen, daß eine Gruppe von Probek balken bis zum Bruche ohne Wiederholungen belastet wurde, die andere Gruppe wurde bei einer Belastung, welche ungefähr die zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen hervorrief, vielen Wiederholungen ausgesetzt; bei einem Balken betrug die Zahl der Wiederholungen 1 400 000.

Die Probekörper waren  $20,3 \times 27,9$  cm im Querschnitt, ihre Spannweite war 3,66 m. Es wurden verschiedene Arten von Eiseneinlagen angewendet, und zwar: Rundeisen mit einer Streckgrenze von  $2670 \text{ kg/cm}^2$ , geformte Eisen mit Streckgrenzen von 3300 bis  $3700 \text{ kg/cm}^2$ .

die Durchbiegungen gemessen und die Längenänderungen im Beton auf eine Meßlänge von 79 cm; die Messungen wurden vorgenommen  $2\frac{1}{2}$  cm unter der Oberkante zur Bestimmung der Verkürzungen und in der Achse der Eiseneinlagen zur Bestimmung der Verlängerungen des Betons.

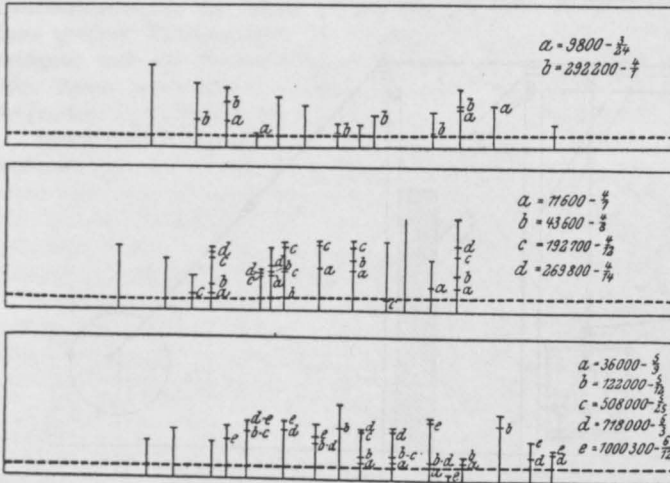


FIG. 8. Darstellung der aufgetretenen Risse.

Die Mischung des Betons bestand aus 1 Teil Portlandzement,  $1\frac{1}{2}$  Teilen Sand und  $4\frac{1}{2}$  Teilen Granitsteinschlag mit einem größten Durchmesser von etwa 2 cm; der Beton war plastisch und die Probekörper wurden nach Entfernung der Formen mit feuchten Sägespänen zugedeckt. Die Druckproben, die an Würfeln und Zylindern gleichen Materials vorgenommen wurden, ergaben eine

Alle diese Messungen wurden in Schaubildern dargestellt. Von diesen sind in Fig. 9 zwei abgebildet. Als Abszissen, sind hier die Anzahl der Wiederholungen, als Ordinaten die Längenänderungen in 10000tel Zoll aufgetragen. Diese beiden charakteristischen Schaubilder zeigen deutlich den Einfluß der Wiederholungen auf die Längenänderungen. Sie zeigen, daß die durch Wiederholung hervorgerufene Zunahme in den bleibenden Veränderungen sich bemerkbar machen. Die elastischen Veränderungen, die Differenz zwischen den totalen und den bleibenden bleiben nahezu konstant.

Berry faßt die Ergebnisse seiner Versuche in folgenden Punkten zusammen:

1. Die Bruchlast eines Eisenbetonbalkens wird durch eine Million Wiederholungen, welche unter der größten zulässigen Spannung vorgenommen wird, nicht wesentlich beeinflusst.
2. Das gleiche gilt von der maximalen Durchbiegung.
3. Die Haarrisse verlängern sich mit der Zahl der Wiederholungen, sie reichen aber für

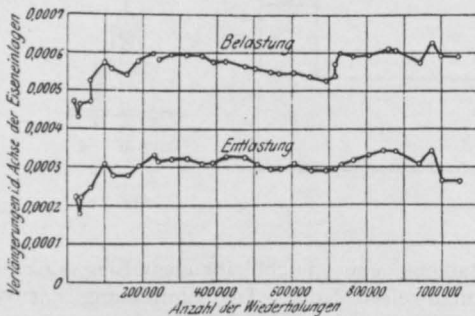
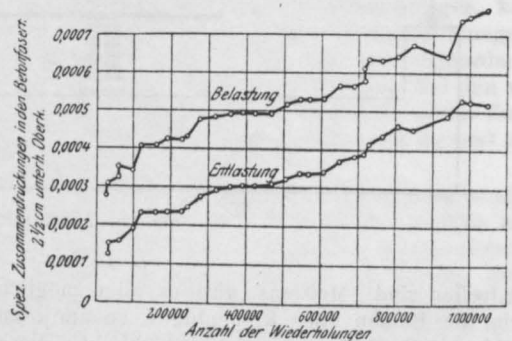


FIG. 9. Darstellung der durch die wiederholten Belastungen hervorgerufenen Längenänderungen.



Druckfestigkeit von  $160-190 \text{ kg/cm}^2$ . Das Alter der Probekörper betrug 6 Wochen. Die Beobachtungen erstreckten sich auf das Aufsuchen der Risse, welches in Fig. 8 genau verzeichnet ist. (Die in der rechten Ecke der Figuren stehenden Zahlen zeigen an, bei welcher Belastung in Pfund die Risse aufgetreten waren.) Außerdem wurden

eine Million Wiederholungen nicht über die neutrale Achse.

4. Das Haftvermögen zwischen Beton und Eisen wird nicht sehr beeinflusst durch eine Million Wiederholungen.
5. Durch die Wiederholungen wird die Lage der neutralen Achse nicht geändert.



6. Durch die Wiederholungen werden die Längenänderungen des Betons in der Achse der Eiseneinlagen nur während der ersten 1000 Wiederholungen geändert.
7. Die Zunahme der Zusammendrückungen ist während der ersten 1000 Wiederholungen verhältnismäßig groß. Sie ist auch abhängig von den im Beton auftretenden Spannungen.

Wasser mit einer Druckhöhe von 2 bzw. 42,8 m eingeleitet. Es blieb sonach eine 19 cm dicke Betonschichte, durch welche das unter erhöhtem Druck stehende Wasser abzufließen gezwungen war. Die Ergebnisse dieser Versuche sind aus beistehender Tabelle ersichtlich.

Als Ergebnis seiner Untersuchungen zieht Thompson folgende Schlüsse:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Probe- körper Nr.	Hydrau- lischer Kalk in %	Wasserdurchfluß bei einer Druck- höhe von 2,1 m			Wasserdurchfluß bei einer Druck- höhe von 42,2 m			
		Alter in Tagen	Dauer des gemessenen Durch- flusses Std.	Durchfluß- menge in Gramm pro Stunde	Alter in Tagen	Wasser- Druck vor Beginn der Messung	Dauer des gemessenen Durch- flusses	Durchfluß- menge in Gramm pro Stunde
1 : 2 : 4 Beton.								
1	0	18	161	2,7	40	24	4 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	74,8
2	4	18	161	1,2	41	18	5	28,4
3	7	18	161	1,0	42	18	6 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	5,2
4	10	15	161	1,0	46	6	18	1,6
1 : 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> : 4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> Beton.								
5	0	30	169	0,3	44	17	6	1,1
6	5	30	169	1,9	45	18	6	32,5
7	10	29	169	0,8	49	—	21	—
8	14	29	169	0,7	50	—	27	—
1 : 3 : 5 Beton.								
9	0	26	169	9,8	50	6	14	70,6
10	8	—	—	—	—	—	—	—
11	14	28	169	1,1	50	28	13	10,7
12	20	23	169	1,2	53	9	15	0,7

Versuche über die Wasserdurchlässigkeit des Betons unter Zusatz von hydraulischem Kalk von Sanford E. Thompson, M. Am. Soc. C. E.

Sanford E. Thompson hat Versuche durchgeführt, welche geeignet sind, allgemeines Interesse zu erwecken. Die Frage, ob sich Beton wasserdicht herstellen läßt oder nicht, beschäftigt die Fachleute schon seit langem. Aus diesem Grunde wurden eine größere Anzahl von Untersuchungen durchgeführt, und unter diesen bedeuten die Versuche von Thompson einen Schritt nach vorwärts. Seine Versuche wurden an Betonzyindern von 50 cm Durchmesser und 40 cm Höhe durchgeführt. In diese Zylinder wurden mittels Röhren, welche etwa 21 cm tief in den Beton hineingeführt wurden, und welche an die städtische Wasserleitung angeschlossen waren,

Hydraulischer Kalk erhöht die Wasserdichtigkeit des Betons. Wirksame Mischungen sind folgende:

Portlandzement	Sand	Steinschl.	hydraul. Kalk
1 Teil	2 Teile	4 Teile	8 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
1 "	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	12 "
1 "	3 "	5 "	16 "

(Das Verhältnis bezieht sich auf die Trockengewichte.)

Endlich die Kosten des wasserundurchlässigen Betons können durch magere Betonmischungen und durch Zusatz von hydraulischem Kalk verringert werden.

Schließlich empfiehlt Thompson als gutes Mittel für die Herstellung wasserdichten Betons eine derart nasse Mischung, daß der Beton nur wenig gerammt werden muß.

# VORSCHLÄGE ZUR ÄNDERUNG DER AMTLICHEN BESTIMMUNGEN FÜR DIE AUSFÜHRUNG VON KONSTRUKTIONEN AUS EISENBETON BEI HOCHBAUTEN VOM 24. MAI 1907.

Von Oberingenieur E. Graff

der Firma Robert Grastorf, G. m. b. H., (Hannover).

Für die statische Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen bei Hochbauten enthalten die amtlichen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 mehrere Unklarheiten. Diese sollen, was die Ermittlung der Biegemomente angeht, im folgenden kurz erwähnt werden:

Unter § 14 Abs. 5 steht, daß die rechnerische Annahme des Zusammenhanges nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden darf. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.

Es ist jedenfalls mit Freude zu begrüßen, daß der rechnerische Zusammenhang bei Eisenbetonplatten und -balken so angenommen werden kann, wie für einen kontinuierlichen Träger. Irgend etwas Nachteiliges über diese Art der Berechnung ist mir bislang auch nicht zu Ohren gekommen, und zahlreiche Probelastungen haben auch bezeugt, daß diese Annahme zutreffend ist. Betreffs der Kontinuität über drei Felder ließe sich wohl eine bessere Lösung finden; um so mehr, weil die Berücksichtigung der ungünstigsten Laststellung, also bewegliche Belastung, erst bei einer Nutzlast von 1000 kg/qm eintritt. Wenn man nun einen Träger mit Hilfe der „Winklerschen Koeffizienten“ berechnet, ohne Berücksichtigung der Beweglichkeit der Belastung, hat man:

- |               |                     |
|---------------|---------------------|
| 1. Feld . . . | $M = 0,08 q l^2$ ,  |
| 1. Stütze . . | $M = -0,10 q l^2$ , |
| 2. Feld . . . | $M = 0,025 q l^2$ , |
| 2. Stütze . . | $M = -0,10 q l^2$ . |

Da die Folge von 3 Öffnungen nur 2 Stützen ergibt, bleibt weiter nichts übrig, als sämtliche Zwischenstützen mit gleicher Höhe und gleichen Eiseneinlagen auszubilden, obwohl bei einer langen Reihe von Feldern die Stützmomente nach der Mitte ständig abnehmen.

Da man nun ferner gern sämtliche Felder eines Unterzuges mit derselben Trägerhöhe ausführt, so braucht man in den Mittelfeldern nur

$$\frac{0,025}{0,08} = 31,3\%$$

von den Eiseneinlagen, die man in die Endfelder einlegen muß, wenn man die Baustoffe ausnützen will. Für die 2. Stütze werden selten die Eiseneinlagen auf diese Weise ausreichend sein, selbst wenn alle Eisen von beiden Seiten aufgebogen sind. Man müßte sich hier also durch mehr oder

weniger ungeschickte Anordnung von Hilfseisen behelfen.

Daß die Annahme der Kontinuität über drei Öffnungen nicht zutreffend sein kann, geht auch deutlich daraus hervor, daß das Einspannungsmoment eines vollbelasteten Trägers nicht das vierfache sein kann von dem Biegemoment in der Feldmitte bei gleichen Spannweiten der benachbarten Felder.

Unter § 14 Absatz 7 steht, daß ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge a weniger als das ein- und einhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach der Formel

$$M = \frac{p b^2}{12}$$

berechnet werden.

Dieser Punkt steht im direkten Widerspruch zum oben Erwähnten. Hat man z. B. einen Raum  $8 \times 16$  m (Fig. 1), so kann man, falls die Nutzlast weniger als 1000 kg/qm beträgt, die beiden mittleren Felder nach der Formel

$$M = 0,025 q l^2 = \frac{q l^2}{40}$$

berechnen, wobei die Drähte nur in die Längsachse des Gebäudes gespannt sind. Legt man aber

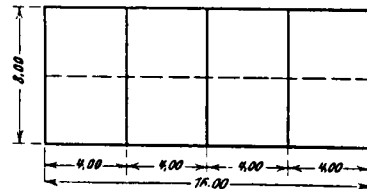


Fig. 1.

zur größeren Versteifung durch die Mitte noch einen Nebenunterzug wie punktiert und spannt die Decke nach beiden Richtungen, bekommt also kreuzweise armierte Felder mit Abmessungen  $4,0 \times 4,0$  m, so muß man für diese größere Sicherheit der Konstruktion dadurch büßen, daß die Felder nunmehr nach der Formel

$$\frac{q l^2}{12}$$

zu berechnen sind, oder das Biegemoment beträgt mehr als das dreifache von dem Biegemoment, welches sich ergibt, wenn die Drähte nur in einer Richtung laufen. Daß man mit einer derartigen Konstruktion keinen wirtschaftlichen

Erfolg erzielen kann, liegt klar auf der Hand, ebenso, daß wohl schwerlich ein praktischer Ingenieur riskieren würde, eine Decke mit in einer Richtung laufenden Drähten, nach der Formel

$$\frac{q l^2}{40}$$

berechnet, zur Ausführung zu bringen.

Es sollen im folgenden Formeln für kreuzweise bewehrte Platten abgeleitet werden, die

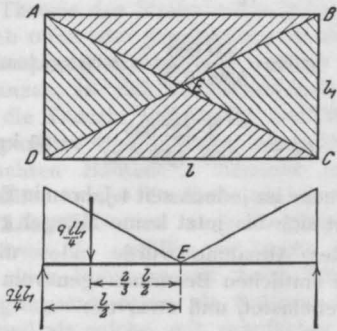


Fig. 2.

zwar grob ermittelt, aber für die Praxis auch brauchbar sind.

Hat man eine Platte ABCD (Fig. 2) mit Spannweiten  $l$  und  $l_1$  und mit gekreuzten Eiseninlagen, an allen vier Seiten frei aufgelagert, so wirken im Sinne der Länge  $l_1$  die beiden Dreiecke ABE und CDE auf Biegung; ebenso wirken im Sinne der Länge  $l$  die beiden Dreiecke ADE und BCE. Bei einer Belastung  $q$  pro  $qm$  hat man

das Gewicht jedes Dreiecks  $= \frac{q l l_1}{4}$ . Man hat

also für  $l$  das Biegemoment in E:

$$M_l = \frac{q l l_1}{4} \cdot \frac{1}{2} - \frac{q l l_1}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} = \frac{q l_1^2}{24}$$

und für

$$M_{l_1} = \frac{q l l_1^2}{24}$$

Für je 1 m Breite in der Mitte hat man also, indem man die Eisen senkrecht zur Biegungrichtung als Verteilungseisen für das betreffende Biegemoment annimmt und somit die Biegemomente gleichmäßig verteilt über  $l$  und  $l_1$ :

$$M_l = \frac{q l^2}{24} = \frac{1}{3} \cdot \frac{q l^2}{8} = \frac{1}{3} \mathfrak{M}_l \dots \dots (1)$$

$$M_{l_1} = \frac{q l_1^2}{24} = \frac{1}{3} \mathfrak{M}_{l_1} \dots \dots \dots (2)$$

wo  $\mathfrak{M}_l$  und  $\mathfrak{M}_{l_1}$  die Biegemomente der entsprechenden frei aufliegenden Träger bei voller Belastungsbreite bezeichnen.

Nach diesen Formeln wären dann die Eisen zu bestimmen.

Der Beton in E wird in 2 Richtungen beansprucht und somit

$$\sigma_b = \sqrt{\sigma_{b_1}^2 + \sigma_{b_2}^2}$$

Man hat:

$$\sigma_{b_1} = \frac{2 M_l}{b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} = k M_l$$

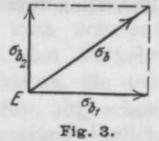


Fig. 3.

und

$$\sigma_{b_2} = k M_{l_1}$$

$$\sigma_b = \sqrt{(k M_l)^2 + (k M_{l_1})^2}$$

oder

$$\sigma_b = k \sqrt{\left( \frac{q l^2}{24} \right)^2 + \left( \frac{q l_1^2}{24} \right)^2} = \frac{k q}{24} \sqrt{l^4 + l_1^4}$$

$$\sigma_b = \frac{k q l^2}{24} \sqrt{1 + \frac{l_1^4}{l^4}} = \frac{k q l_1^2}{24} \sqrt{1 + \frac{l^4}{l_1^4}}$$

oder

$$\sigma_b = \frac{2 M_l}{b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} \sqrt{1 + \frac{l_1^4}{l^4}} \dots \dots (3)$$

und

$$\sigma_b = \frac{2 M_{l_1}}{b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} \sqrt{1 + \frac{l^4}{l_1^4}} \dots \dots (4)$$

Für  $l = l_1$  hat man also

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} \sqrt{2} \dots \dots (5)$$

Für quadratisch armierte Felder, welche an einer Seite frei aufliegen, an der anderen Seite eingespannt sind, hat man:

$$\mathfrak{M}_l = 0,10 q l^2 = \frac{q l^2}{10}$$

(Endfeld eines Trägers über 3 Öffnungen)

$$M_l = \frac{1}{3} \mathfrak{M}_l = \frac{q l^2}{30} \sim \frac{q l^2}{32} \dots \dots (6)$$

in Anbetracht, daß der Einfluß vom Eigengewicht wesentlich geringer ist. Hier ist auch

$$\sigma_b = \frac{2 M_l}{b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} \sqrt{1 + \frac{l_1^4}{l^4}}$$

Für ein Feld, welches an allen 4 Seiten eingespannt ist, hat man

$$\mathfrak{M}_l = 0,08 q l^2 = \frac{q l^2}{12,5}$$

(Mittelfeld eines Trägers über 4 Öffnungen)

$$M_l = \frac{\mathfrak{M}_l}{3} = \frac{q l^2}{37,5} \sim \frac{q l^2}{36} \dots \dots (7)$$

Für die Zwischenstützen hat man dann:

Stütze 1:

$$M_1 = -0,125 q l^2 = -\frac{q l^2}{8}$$

(Zwischenstütze eines Trägers über 2 Öffnungen)

$$M_1 = -\frac{q l^2}{24} \dots \dots \dots (8)$$

Stütze 2:

$$M_1 = -0,107 q l^2 = -\frac{q l^2}{9,35}$$

(Zwischenstütze eines Trägers über 4 Öffnungen)

$$M_1 = -\frac{q l^2}{3 \cdot 9,35} = -\frac{q l^2}{28} \sim -\frac{q l^2}{30} \dots (9)$$

in Anbetracht, daß der Einfluß vom Eigengewicht wesentlich geringer ist.

Daß diese Annahmen richtiger sind, als in den amtlichen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 erwähnt, beweist folgender Fall aus der Praxis:

Die Firma Robert Grastorf, G. m. b. H., in Hannover, führte im Jahre 1904 für die Weingroßhandlung Wessel und Rümmer in Hannover ein sechsgeschossiges Lagerhaus in Eisenbeton aus mit durchweg kreuzweise armierten Platten (Fig. 4). Diese wurden nach der Formel

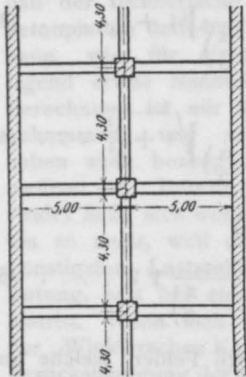


Fig. 4.

$$M = \frac{q l^2}{32}$$

berechnet.

Es ergab sich hierfür:

$r = 0,12 \cdot 2400 = 290$	kg/qm,
Putz = 15	"
Estrich = 45	"
<hr/>	
zusammen g = 350	kg/qm,
Nutzlast p = 500	"
<hr/>	
zusammen q = 850	kg/qm.

Also:

$$M = 0,85 \cdot \frac{4,30^2}{32} = 0,49 \text{ mt} = 49\,000 \text{ cmkg.}$$

Gewählt wurde:

$$d = 12 \text{ cm,}$$

$$f_e = \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ R. E. } 7 \text{ mm} \\ 5 \text{ R. E. } 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 5,85 \text{ qcm/m.}$$

Somit:

$$x = 3,50 \text{ cm,}$$

$$h - a - \frac{x}{3} = 9,33 \text{ cm.}$$

Also:

$$\sigma_e = \frac{49\,000}{5,85 \cdot 9,33} = 900 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den Bestimmungen vom 24. Mai 1907 würde man bekommen:

$$M = 0,85 \cdot \frac{4,30^2}{12} = 1,31 \text{ mt} = 131\,000 \text{ cmkg}$$

oder

$$\sigma_e = \frac{131\,000}{5,85 \cdot 9,33} = 2400 \text{ kg/qcm}$$

und

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 131\,000}{3,50 \cdot 100 \cdot 9,33} = 80 \text{ kg/qcm.}$$

Die Decke ist jedoch seit 4 Jahren in Benutzung und haben sich bis jetzt keine Mängel gezeigt.

Bei der Abnahme wurde indes die Decke nach den amtlichen Bestimmungen vom 16. April 1904 probebelastet, und zwar mit

$$1,5 \text{ g} + 3 \text{ p}$$

oder

$$1,5 \text{ g} = 1,5 \cdot 350 = 525 \text{ kg/qm,}$$

$$\text{hierzu Eigengewicht} = 350 \text{ "}$$

$$3 \text{ p} = 3 \cdot 500 = 1500 \text{ "}$$

$$\text{zusammen} = 2375 \text{ kg/qm.}$$

Dies würde nach den jetzigen Bestimmungen ein Biegemoment ergeben von

$$M = 2,375 \cdot \frac{4,30^2}{12} = 3,65 \text{ mt} = 365\,000 \text{ cmkg}$$

oder

$$\sigma_e = \frac{365\,000}{5,85 \cdot 9,33} = 6700 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 365\,000}{3,50 \cdot 100 \cdot 9,33} = 225 \text{ kg/qcm.}$$

Dieses hätte, wenn die Annahme  $\frac{p l^2}{12}$  richtig wäre, zweifellos einen Einsturz der Decke zur Folge gehabt. Indes hat sich nicht eine Andeutung von einem Riß gezeigt, auch war die Durchbiegung klein und die Decke ging bei der Entfernung der Last sofort in die ursprüngliche Lage zurück.

Der Absatz D § 16 gibt unter 1 an, daß „bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckbeanspruchung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit nicht überschreiten“, während Punkt 4 desselben Paragraphen die Druckfestigkeit der Stützen nur mit einem zehnten Teil der Betondruckfestigkeit zuläßt.

Im Grunde genommen ist jeder Hochbau in Eisenbeton, bestehend aus Decken und Säulen, eine mehr oder weniger vollkommene Zusammensetzung von Steifrahmen.

Wenn man nun einen Steifrahmen vor sich hat, beispielsweise einen Rahmen aus zwei senkrechten und einem wagerechten Teil, die senkrechten Teile in der Regel Säulen oder Stützen genannt, am unteren Fuße eingespannt, wie es die Säulen ja meistens bei Eisenbetonbauten, wenigstens teilweise sind und man nur den wagerechten Teil belastet, so entsteht hieraus erstens eine wagerechte Kraft, Horizontalschub genannt, und zweitens Biegemomente an den Einspannungsstellen der Säulen.

Die Theorie des Steifrahmens behandelt stets diesen, ob offen oder geschlossen, ob eingespannt oder gelenkartig drehbar am unteren Fuße, als einen ganzen, in sich zu behandelnden Bauteil, und ist die Theorie vollständig unabhängig von Gesichtspunkten über „Stützen“ oder „auf Biegung beanspruchten Bauteile“, vielmehr entsteht in jedem Glied eines Steifrahmens sowohl eine achsiale Längskraft wie auch Biegemomente. Sollten nun die zufällig senkrecht stehenden Glieder eines Rahmens mit deren Längskräften und Biegemomenten als Stützen bezeichnet werden und als solche mit zehnfacher Sicherheit dimensioniert werden, so müßten auch die wagerechten Teile mit dem zehnten Teil der Druckfestigkeit berechnet werden, denn auch diese haben Längskräfte aufzunehmen, da zwischen beiden Teilen kein grundsätzlicher Unterschied besteht, und — man würde auf diese Weise in einem Rahmenbaue aus Eisenbeton keine „auf Biegung beanspruchten Bauteile“ übrig haben, während tatsächlich alle Teile, die senkrechten wie die wagerechten auf Biegung beansprucht sind. Man könnte hierauf erwidern, daß die Stützen bedeutend größere Achsialkräfte aufzunehmen haben als die wagerechten Glieder des Steifrahmens. Sehr recht, aber wo wird dann die Grenze zu ziehen sein? Man kann Stützen ausführen mit wenig Druck und Balken mit bedeutend größeren Längskräften.

Die ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 haben leider nicht den Steifrahmen erwähnt, welcher in der Regel die Grundform aller Eisenbetonbauten bildet. Statt dessen ist ein wenig übersichtlicher Unterschied zwischen „auf Biegung beanspruchten Körperteilen“ und „Stützen“ gemacht worden. Hierbei sind zweifellos unter „auf Biegung beanspruchte Körperteile“ die Deckenplatten und Balken gemeint und unter „Stützen“ die nur durch eine Längskraft und somit auch auf Knicken beanspruchten Säulen gemeint, wobei die Berechnung letzterer unter Berücksichtigung der zehnfachen Sicherheit erfolgen soll, um hiermit den Zufälligkeiten, wie Abweichen der Last aus der Schwerlinie, Ungleichmäßigkeiten der

Querschnitte usw. Rechnung zu tragen. Diese Zufälligkeiten fallen bei einem mit gegebenen Lasten auf Biegung berechneten Körper ganz oder teilweise fort.

Wenn man nun die Säulen, welche auch auf Biegung berechnet sind, mit zehnfacher Sicherheit dimensionieren sollte, so würde man schwere und für die Praxis unbrauchbare, den Verkehr in den Räumen störende Säulen erhalten, die den Bauherren sehr unbequem sein würden, abgesehen von den Kosten, die auch bald unerschwinglich sein würden.

Es würde sich wohl also empfehlen, dahin zu wirken, daß die amtlichen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 etwa wie folgt geändert werden:

§ 14, 5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als 4 Felder ausgedehnt werden, wobei sowohl die ungünstigste Laststellung wie auch die Aufnahme sämtlicher negativen Biegemomente durch Form und Lage der Eisenstäbe berücksichtigt werden müssen.

§ 14, 7. Für die Berechnung von ringsum aufliegenden, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehenen Platten bei gleichmäßig verteilter Belastung gilt folgende Tabelle:

Art der Auflagerung	M
An allen 4 Seiten frei aufgelagert	$q l^2$ 24
An 1 Seite frei aufgelagert, an 1 Seite eingespannt	$q l^2$ 32
An allen 4 Seiten eingespannt	$q l^2$ 36
Biegemoment über der 1. Zwischenstütze	$- q l^2$ 24
Biegemoment über der 2. Zwischenstütze	$- q l^2$ 30
Für die Berechnung von $\sigma_b$ bei den Feldermitten	$\left. \begin{array}{l} 2 M_1 \\ b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \end{array} \right\} 1 + \frac{1}{1^4}$

§ 16, 4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden, sofern die Beanspruchung nur durch reinen Druck ausgeübt wird. Ist für die Stützen auch ein Biegemoment nachgewiesen, gilt § 16 Absatz 1.



## BERICHT ÜBER DIE VERSAMMLUNG DER VEREINIGUNG TECHNISCHER OBERBEAMTEN DEUTSCHER STÄDTE.

Daß der Eisenbeton sich bei den leitenden Baubeamten Deutschlands der gebührenden Wertschätzung erfreut, bewies die diesjährige Tagung der „Vereinigung technischer Oberbeamten deutscher Städte“, welche am 15. September unter zahlreicher Beteiligung im neuen Kurhaus zu Wiesbaden stattfand. Punkt 3 der Tagesordnung lautete: „Die Verwendung des Eisenbetons bei Hochbauten“. Referenten waren die Herren Königlicher und Stadtbaurat Kullrich (Dortmund) und Stadt-Oberingenieur Dr.-Ing. Sachs (Dortmund).

Herr Baurat Kullrich zeigte an einer Reihe wohlgelegener Lichtbilder, welche ausgedehnte Verbreitung unser neuer Baustoff im Hochbau gefunden hat, Bauten mit einzelnen Baugliedern aus Eisenbeton, mit Bauteilen, schließlich ganz monolithische Bauwerke zogen an dem Auge der Zuhörer wohlgeordnet vorüber. Wir erwähnen aus der großen Zahl hier den von Lolat-Eisenbeton ausgeführten Fabrikbau Hermannshof in Rixdorf bei Berlin, den ersten großen monolithischen Bau Berlins, an welchem die interessanten Aufnahmen der durch Dacheinschalung und -ausführung den Arbeitsvorgang klar vergegenwärtigten. Weiter den neuen Zollschruppen in Düsseldorf, von Franz Schlüter (Dortmund), welcher für Nutzlasten bis 2500 kg/qm ausgeführt ist. Wegen des unsicheren Baugrundes steht der Schuppen auf einer bewehrten Betonsohle. Nach dem gleichen Prinzip wie der Zollschruppen ist auf einem System von Eisenbetonpfählen aufgebaut auch das seiner Fertigstellung entgegengehende Warenhaus Tietz in Düsseldorf, entworfen von Professor Olbrich, ausgeführt von der Allgemeinen Hochbaugesellschaft Düsseldorf, ein Objekt von etwa 5 Millionen. Weiterhin interessierten besonders noch die Bilder des neuen Schauspielhauses in Breslau (Lolat-Eisenbeton), in welchem wir das erste deutsche Theater in reinem Eisenbeton besitzen. Ferner die neuen Markthallen in Breslau, ausgeführt von Lolat-Eisenbeton und Karl Brandt. Diese zeigen in ihrem Innern Bogenbinder von 19 m Spannweite und ebensolcher Höhe, deren Form dem Verlauf der Stützlinie angepaßt ist. Redner setzte an diesem Beispiel, sowie an dem Beispiel der Kirche St. Jean-Monmartre, der Josefkirche in Würzburg (Wayss & Freitag) des längeren auseinander, wie der neue Baustoff seine Eigenart nicht durch die Formensprache vergangener Jahrhunderte zu unterdrücken brauche, sondern sich seine Formen organisch aus der Konstruktion schaffen soll, damit sein Gepräge rein, materialecht und ohne dekorative Zutaten ins Auge falle. Zum Schluß faßte Redner die

Vorteile des Eisenbetons zusammen, denen nennenswerte Nachteile s. E. nicht gegenüberständen. Gegen den Nachteil, daß die Güte mehr von der Ausführung abhängt, als bei den älteren Baustoffen, müsse man sich durch sachkundige Aufsicht zu schützen wissen, ferner dadurch, daß man die Lieferung nicht an den Mindestfordernden vergibt, sondern an den Unternehmer mit den bestgeschulten Arbeitskräften. Redner schloß dann damit, daß nach seiner Überzeugung auch im Hochbau die Zukunft dem Eisenbeton gehöre.

Diesem Vortrage ging gewissermaßen als Einleitung voraus das Referat des Dr.-Ing. Sachs. Nachdem er die einzelnen Konstruktionsteile des Eisenbetons, die Platten, Balken, Säulen und Gewölbe und deren Rechnungsmethoden behandelt hatte, ging er des näheren ein auf die neuesten Versuche von Bach, Möller, Mörsch, Koenen, der französischen Regierungskommission und anderen und zog hieraus seine Schlüsse auf die Handhabung der preußischen ministeriellen Bestimmungen, wie sie s. E. die richtige sei. Aus den Versuchen von Koenen schloß er, daß die Berechnung kontinuierlicher Platten jedenfalls nicht nach  $\frac{pl^2}{8}$  oder  $\frac{pl^2}{10}$  gefordert zu werden brauchte, ja sogar schädlich sei, weil dann eine Berücksichtigung von negativen Auflagermomenten, die doch in Wirklichkeit vorhanden sind, nicht einzutreten braucht. Es könnten dann leicht Risse über den Plattenbalken entstehen und so die Plattenbalkenwirkung wesentlich beeinträchtigen. Daß die rechnermäßig sich ergehende Dicke der Platten und plattenförmigen Teile der Plattenbalken auf mindestens 8 cm zu bringen sei, wollte Redner auf die Zylinderstegdecken und andere Hohlkörperdecken nicht angewendet wissen; ferner nicht auf die Eindeckung eiserner Dächer (Monierdächer). Für die Güteprüfung des Betons, welcher zu gebogenen (auf Biegung beanspruchten) Konstruktionen verwendet werden soll, soll als maßgebend nicht die Würfelfestigkeit angesehen werden, sondern die wirkliche Druckfestigkeit, welche nach Versuchen bis 50 v. H. höher sei, als die Würfelfestigkeit. Rechne man z. B. seine Konstruktionen mit 35 kg/qm zulässige Betonbeanspruchung, so brauche man als Würfelfestigkeit nicht etwa  $6 \cdot 35 = 210$  kg/qcm zu verlangen, sondern könne sich begnügen, wenn sie etwa 140 kg betrage. Redner beschrieb dann des näheren die Versuche von Bach und Möller und schließt daraus insbesondere, daß die genaue Ermittlung des Betondruckes nach den ministeriellen Formeln zwar theoretisch wertvoll, aber praktisch

nicht das Wichtigste sei, da der schwächere Teil der Konstruktion das Eisen sei. Dessen Spannung könne jedoch nach ganz handlichen Formeln berechnet werden. Daß wirklich der Beton der schwächere Teil ist, habe Möller genau dadurch erwiesen, daß es ihm auch bei einer fünfmal so großen Bewehrung als erforderlich nicht gelungen ist, die Probekörper durch einen Bruch des Betons zu zerstören. Auf Grund der letztgenannten Versuche regte Redner an, auch bei genau berechneten und sicher überwachten größeren Eisenbetonkonstruktionen den Erlaß von Sonderbestimmungen in Erwägung zu ziehen, ähnlich wie sie bei den Eisenkonstruktionen bestehen. Können man hier z. B. unter Umständen die Eisenbeanspruchung statt mit 875 kg/qcm mit 1600 kg/qcm rechnen, so solle unter ähnlichen Umständen die Betonbeanspruchung etwa bis 100 kg/qcm gesteigert werden dürfen, ohne daß die Sicherung der Verbundkonstruktion dadurch litte. Alles das gelte jedoch nur bei gewissenhafter Ausführung, während man wilden Betonunternehmern gegen-

über die ministeriellen Bestimmungen nicht streng genug anwenden könne. Daß diese Bestimmungen gerade solche strenge und milde Handhabungen vertragen, sei ihr Vorzug, da sie bei richtiger Handhabung einerseits den genügenden Sicherheitsgrad gewährleisten, andererseits wirtschaftliche Schädigung des bauenden Publikums vermeidbar erscheinen lassen. Auch dieser Redner betonte, daß man gerade bei Eisenbetonvergebungen den Mindestfordernden mit Mißtrauen betrachten müsse. Hoffentlich gelingt es unseren leitenden Baubeamten jetzt mehr als bisher, dieser bei behördlichen Submissionen selten befolgten Anschauung bei ihren Stadtvätern und Kommissionen Geltung zu verschaffen.

Für diejenigen unserer Leser, welche sich für die Ausführung der beiden Referate näher interessieren, bemerken wir, daß diese einem Abkommen der tagenden Vereinigung gemäß in einem Sonderdruck des technischen Gemeindeblattes (Redaktion Groß-Lichterfelde-O. bei Berlin) ausführlich erscheinen werden.

## EINIGES ÜBER NEUERE BÜCHER AUS DEM GEBIETE DES EISENBETONBAUES.

Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen).

### IV.

#### Die Berechnung der Tragwerke aus Betoneisen oder Stampfbeton.

Von

k. k. Oberbaurat Karl Haberkalt  
und

k. k. Bauoberkommissär Dr. Fritz Postuvanschitz.

Angeregt durch das Erscheinen der neuen österreichischen Betonverordnung\*) haben die Verfasser die Eisenbetonliteratur durch das erwähnte Werk bereichert, und es mögen die folgenden Betrachtungen zeigen, in welcher ausgezeichneten Weise die Theorie der Eisenbetonkonstruktionen bearbeitet wurde. Wenn auch bei den speziellen Betrachtungen stets die der Verordnung entsprechenden Vorschriften zugrunde gelegt wurden, so ist doch in der Einleitung in gedrängter Form alles Nötige erwähnt, um zu zeigen, auf wie unsichern und variablen Grundlagen die ganze Theorie aufgebaut werden muß.

Der größte Teil des Werkes behandelt die innern Spannungen und es wird zuerst gezeigt, wie durch Berücksichtigung der verschiedenen elastischen Eigenschaften des Betons und Eisens die Berechnung des Verbundquerschnitts analog derjenigen des homogenen geschehen kann.

Durch Einführung des ideellen Querschnitts, welcher sich bekanntlich aus dem Betondruckquerschnitt, dem  $\mu = \frac{E_b z}{E_b d}$  fachen Querschnitt der

Betonzugzone und dem  $\nu = \frac{E_a}{E_b d}$  fachen Eisenquerschnitt zusammensetzt, ist der allgemeine Fall behandelt. Je nachdem man nun die Betonzugspannungen berücksichtigt oder nicht und je nachdem man die Koeffizienten  $\mu$  und  $\nu$  wählt, ergeben sich die den verschiedenen Bestimmungen entsprechenden Spannungswerte, wenn die Nulllinie ihrer Lage nach als Schwerachse der entsprechenden ideellen Querschnittsfläche bestimmt und das Trägheitsmoment in bezug auf diese ermittelt wird.

Entsprechend der besonders häufigen Verwendung von Platten, Rippenbalken und Säulen sind diese in allen ihren Verhältnissen in bezug auf Armierung und Abmessungen speziell behandelt worden, und zwar getrennt für den Fall, daß es sich um Überprüfung bestehender Konstruktionen handelt und für das Entwerfen.

Bei den auf Biegung beanspruchten Querschnitten ist insbesondere die Frage der Betonzugspannungen untersucht, da die österreichischen Vorschriften stets den Nachweis derselben (nach Phase I berechnet) verlangen. Für die Überprüfung ist diese Bestimmung gar kein Hindernis,

\*) Vergl. Heft I u. II.

da bei gegebener Konstruktion und Belastung dieselben leicht bestimmt werden können.

Für die Entwurfsbearbeitung ist es aber von großem Nutzen, von vornherein zu wissen, wie es sich mit der Größe der auftretenden, d. h. nach Phase I berechneten Betonzugspannungen verhält.

Wenn es die örtlichen Verhältnisse gestatten, so ist der Konstrukteur ohne Zweifel darauf bedacht, die wirtschaftlichsten Abmessungen zu bestimmen. Diese erreicht man für einfach und doppelt armierte Platten in dem Falle, daß die Betondruck- und Eisenzug-Spannungen ihren größten Wert erreichen. Solche Querschnitte werden „idealarmierte“ Querschnitte genannt und es ist nachgewiesen, daß für diese die nach Phase I berechneten Betonzugspannungen immer kleiner sind als die in der Verordnung gegebenen zulässigen Werte.

Für die üblichen Mischungsverhältnisse und Armierungsziffern sind die verschiedenen Beziehungen zwischen den Spannungsgrößen, Dimensionsverhältnissen usw. graphisch dargestellt, sowohl für einfach- wie doppelt-, für ideal- und nicht ideal-armierte Platten und geben diese verschiedenen Kurven ein gutes Bild zu den analytischen Schlüssen, die in den entsprechenden Abhandlungen gezogen werden.

Bei den rechteckigen Querschnitten liegen die Verhältnisse noch ziemlich einfach und dennoch sind die Tabellen resp. graphischen Tafeln für das Entwerfen und Überprüfen sehr wertvoll.

Für Rippenplatten lassen sich diese Beziehungen nicht so einfach darstellen. Bekanntlich ergeben sich je nach der Lage der Nulllinie andere Formeln, und da nach den österreichischen Bestimmungen Phase I und II zur Berechnung der Spannungen herangezogen werden müssen, so sind fünf verschiedene Fälle zu unterscheiden, je nachdem die eine oder andere, oder beide Neutralachsen in der Platte, in deren Unterkante oder in den Steg zu liegen kommen.

Zur Vereinfachung wurde auf die Beziehungen eingegangen, welche allgemein zwischen den Maßverhältnissen der Rippenplatten und den Spannungen, sowie den entsprechenden Tragmomenten bestehen.

Als idealarmierte Rippenplatten werden auch solche Querschnitte verstanden, bei welchen die Betondruck- und Eisenzugspannungen zugleich ihren zulässigen Grenzwert erreichen (ohne Berücksichtigung der Betonzugzone). Für jeden Querschnitt, der in seinen Abmessungen gegeben ist, stellt sich der ideale Eisenquerschnitt in der Form dar:

$$F_{e1} = C_1 B H$$

und das ideale Tragmoment ist

$$M_1 = C_2 B H^2 s_{e z},$$

wobei bedeuten:

B die Plattenbreite,

H „ Gesamthöhe,

$s_{e z}$  „ zulässige Eisenzugspannung

und

$$\sigma_{b z} = C_8 s_{e z}.$$

In den Konstanten kommen alle aus den Abmessungen, Verhältnis der zulässigen Normalspannungen und Nulllinie bekannten Werte vor.

Die den fünf genannten Fällen entsprechenden

Werte für die Kon-

stanten sind in einer Tabelle zusammengestellt. Um für das Entwerfen Anhaltspunkte zu haben, wurden die in der Tabelle angeführten Größen für eine große Anzahl Typen berechnet.

$$\text{Für } \beta = \frac{b}{B} = 0,30; 0,25; 0,20; 0,16;$$

$$\delta = \frac{a}{H} = 0,30; 0,25; 0,20; 0,16; 0,13$$

entsprechend Straßenbrücken und für

$$\beta = 0,30; 0,25; 0,20; 0,15; 0,10;$$

$$\delta = 0,30; 0,25; 0,20; 0,16; 0,13; 0,10$$

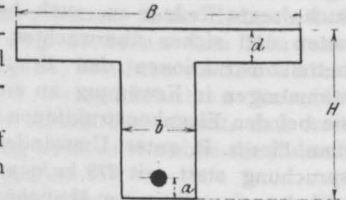
entsprechend Hochbauten sowie für einen Mittelwert

$$\alpha = \frac{a}{H} = 0,08$$

und für die Mischungsverhältnisse 1:3; 1:4; 1:5 gelangten für Brückenbauten 120 Typen, für Hochbauten 90 Typen zur Berechnung.

In 6 Tafeln wurden diese Werte graphisch aufgetragen und können mit Hilfe derselben direkt die Träger dimensioniert werden. Eine große Erleichterung zum Entwerfen bieten diese Kurventafeln auch aus dem Grunde, weil auch die Grenzlinie der Betonzugspannungen eingetragen ist und sich daraus sofort ergibt, ob der idealarmierte Querschnitt auch hinsichtlich der Betonzugspannungen den Vorschriften entspricht oder nicht; es lassen sich sogar jene Typen interpolieren, bei welchen zugleich die Betondruck- und Zugspannung sowie die Eisenzugspannung ihren Grenzwert erreichen.

Bei Rippenplatten tritt wohl viel häufiger als bei rechteckigen Querschnitten der Fall ein, daß wegen Beschränkung der Konstruktionshöhe und Verteilungsweite der Rippen der ideal armierte Querschnitt nicht ausgeführt werden kann. Um auch für diese Fälle leicht und übersichtlich dimensionieren zu können, ist in dem Werk dieser Fall auch berücksichtigt und geben Tabellen und Kurventafeln für bestimmte Werte von  $\beta$  und  $\delta$ ,



sowie für verschiedene Armierungsprozente (für einfache Armierung) Nulllinienabstand, Spannungsverhältnisse und Moment sowie die Eisenfläche.

Auch hier ist dafür gesorgt, daß die etwas umständliche Berechnung der Betonzugspannungen entfallen kann, nur ist nicht gesagt, daß die Armierungsziffer, die die zulässige Größe der letztern bedingt, auch zugleich die früher als ideale bezeichnete Armierung ergibt.

Die vielseitige Benutzung der Tafeln ist in dem Buche an manchen Beispielen eingehend erläutert. Es ist hier nicht möglich dieselben weiter zu behandeln, es soll bloß hervorgehoben werden, daß diese dem entwerfenden Ingenieur gute Dienste leisten, natürlich vorausgesetzt, daß die Konstruktionen den österreichischen Vorschriften zu genügen haben.

Bei doppelter Armierung ist natürlich das Entwerfen von Rippenplatten sehr umständlich und im allgemeinen unbestimmt.

In dem Werk ist der Berechnung die Vereinfachung zugrunde gelegt, daß die in die Rippe fallende Druckzone unberücksichtigt blieb, was bekanntlich keine bedeutenden Fehler ergibt. Die analytischen Ausdrücke für die zu bestimmenden Größen werden sehr umständlich; wenn auch eine Zusammenstellung der konsequent gebrauchten Bezeichnungen die Übersicht sehr erleichtert, so dürfte es doch wohl vorzuziehen sein, für eine erste Annäherung die Graphika für einfach armierte Rippenplatten zu benutzen und die Armierung im Druckgurt durch einen Zuschlag zur Breite  $B$  in Rechnung zu setzen.

Diese Ausführungen geben wohl den Beweis, wie umfangreich die Frage der Biegungsspannungen von den Verfassern behandelt wurde.

Es möge noch erwähnt werden, daß auch noch für Platten und Rippenbalken die zur zweckmäßigen Materialverteilung nötigen Beziehungen abgeleitet wurden, mit deren Hilfe leicht (analog wie bei Eisenkonstruktionen die Länge der Gurtplatten) die nötigen Eisenlängen und deren Lage im Längsschnitt bestimmt werden können.

Die Schub- und Hauptzugspannungen sind nach den Vorschriften unter Vernachlässigung der Normalzugspannungen im Beton zu bestimmen.

Die Behandlung dieser Frage ist in dem Buche nicht weiter ausgeführt, als es eben die Bestimmungen erfordern, und so finden sich auch bloß die beiden üblichen Verfahren zur Bestimmung der erforderlichen Bügelquerschnitte und der Eisenfläche der schiefen Einlagen zur Aufnahme der Hauptzugspannungen.

Ebenso ist auch die Berechnung der Haftspannungen bloß kurz erwähnt und an Beispielen wiedergegeben. Bei der Unklarheit über die Wirkung der Schub- und Haftspannungen und über den Grad der Aufnahme derselben durch Eiseneinlagen, begnügten sich die Verfassers, die

gebräuchlichen Berechnungsweisen anzuführen mit der Bemerkung, daß diese nicht auf streng wissenschaftlichen Grundlagen aufgebaut sind. — Bei der Berechnung der Druckglieder sind diese je nach Art der Armierung, Art der Belastung und mit Rücksicht auf die Knickgefahr unterschieden und jeder Fall behandelt.

Auch hier sind die Fälle der Überprüfung und des Entwurfes getrennt besprochen. Zur Erleichterung des letztern sind die in den Vorschriften gegebenen Zahlenwerte in bezug auf Armierung, Knickung usw. in Tabellenform gebrauchsfertig verrechnet.

Die Verfassers folgen in ihrer Behandlung des Stoffes hier streng den Vorschriften. Wie sich diese gegenüber andern Bestimmungen und Ansichten verhalten, wurde an anderer Stelle dieser Zeitschrift ausgeführt.

Dieselbe übersichtliche und klare Behandlung des Stoffes wie bei den Biegungsspannungen findet sich auch hier für den Fall des zentrischen Druckes durchweg bis zum Schlusse, der Betrachtungen exzentrisch beanspruchter umschnürter Säulen mit Berücksichtigung der Knickung. Da die österreichischen Vorschriften auch die umschnürten Säulen behandeln, wurde sie in dem Kapitel auch sehr eingehend besprochen und gibt eine graphische Zusammenstellung der Tragfähigkeit längsarmierter und spiralarmierter Säulen ein klares Bild über die Wirtschaftlichkeit der letzteren auf Grund der österreichischen Bestimmungen.

Der Fall der exzentrischen Belastung außerhalb der Kernweite ist bekanntlich sehr umständlich, und deshalb findet sich auch in dem Werk ein Hinweis auf die graphische Methode der Bestimmung der Lage der Nulllinie.

Bei den Druckgliedern treten auch Haftspannungen auf, welche die Belastung im Säulenkopf auf die Einlagen übertragen. Auf diesen Umstand wurde auch hingewiesen, und unter Annahme der zulässigen Haftspannung berechnet sich die Länge der Einlagen, welche zur Übertragung nötig ist, zu  $L = 16 - 19 \varnothing$ . Bedenkt man aber, daß doch bei Eisenbetonbauten stets die Säulenarmierung in den Balken eingreift, so ist wohl eine besondere Berücksichtigung der Verteilungslänge nicht notwendig.

Die Ermittlung der äußeren Kräfte ist auch durch die Bestimmungen geregelt, indem auch die Phase II der Berechnung der stat. Unbestimmten zugrunde zu legen ist.

Für durchgehende frei drehbare Träger sind für die verschiedenen Belastungen und 2 und 3 Öffnungen in einer Tabelle die größten Momente zusammengestellt. Neben den kont. Trägern finden in neuerer Zeit die Rahmenkonstruktionen vielfache Anwendung und wurden in dem Kapitel auch diese im allgemeinen wenigstens behandelt, ebenso die Berechnung der äußeren Kräfte in Gewölben.

Den Schluß bildet ein Kapitel über Stampfbetonbauten, und damit ist der ganze in der neuen Verordnung gegebene Stoff behandelt und zwar in der Art und Weise, daß der von den Verfassern im Vorwort gehegte Wunsch, das Werk möge sich als verlässlicher Ratgeber erweisen, ohne Zweifel in Erfüllung gehen muß.

Wenn man auch nicht vollständig mit der Auf-

fassung einzelner Kapitel übereinstimmen kann, so muß man doch hervorheben, daß das Werk zu den wenigen in der Eisenbetonliteratur gehört, das eine streng wissenschaftliche Bearbeitung erfahren hat.

Es wird sich dank seiner wissenschaftlichen, eingehenden Bearbeitung in der ganzen Fachwelt sicher viele Freunde erwerben.

## VON DER BAUAUSSTELLUNG IN STUTTART.

Auf Seite 190 in Nr. 7 dieser Zeitschrift wurde über einige auf der Stuttgarter Ausstellung ausgeführte Schauobjekte aus armiertem Beton berichtet. Die von der Firma H. Rek, Ingenieurbureau

und Eisenbetonbauunternehmung für Hoch- und Tiefbau in Stuttgart erbaute Halle zeigt ein in gefälliger Form konstruiertes Rahmendach; dasselbe besteht aus drei Bindern von je 3,50 m Abstand,

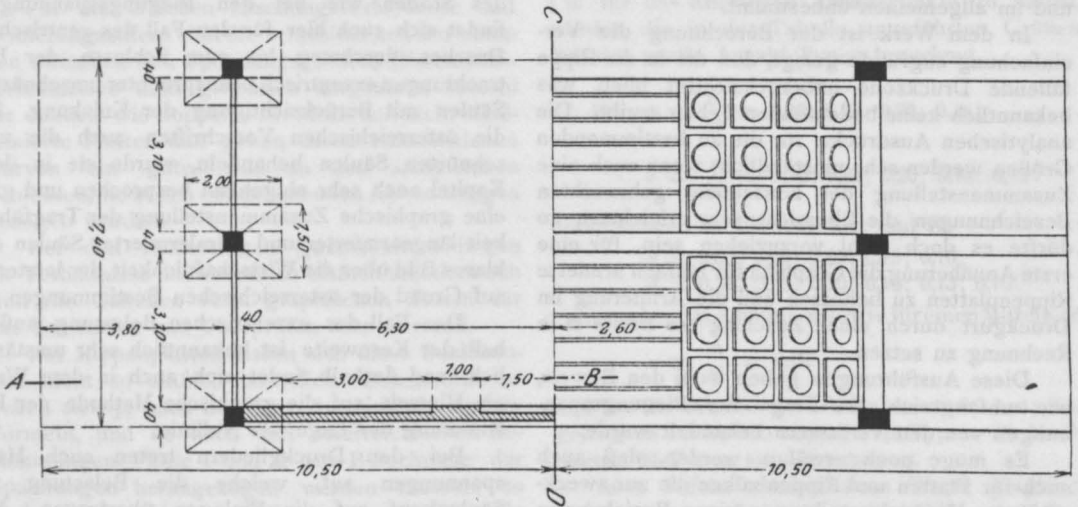


Fig. 1 a. Grundriß.

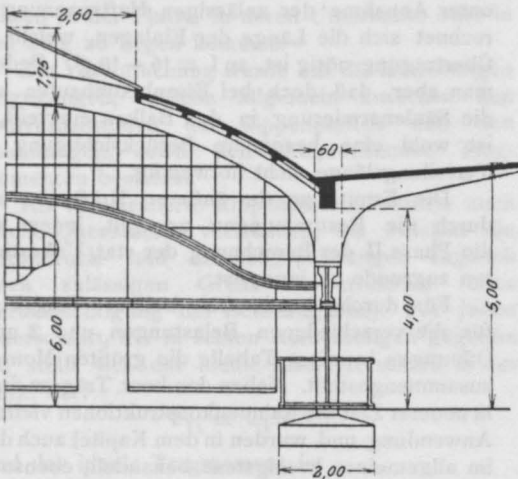


Fig. 1 b. Schnitt A—B.

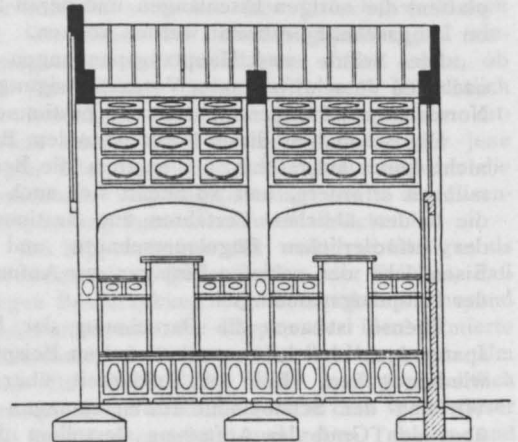


Fig. 1 c. Schnitt C—D.



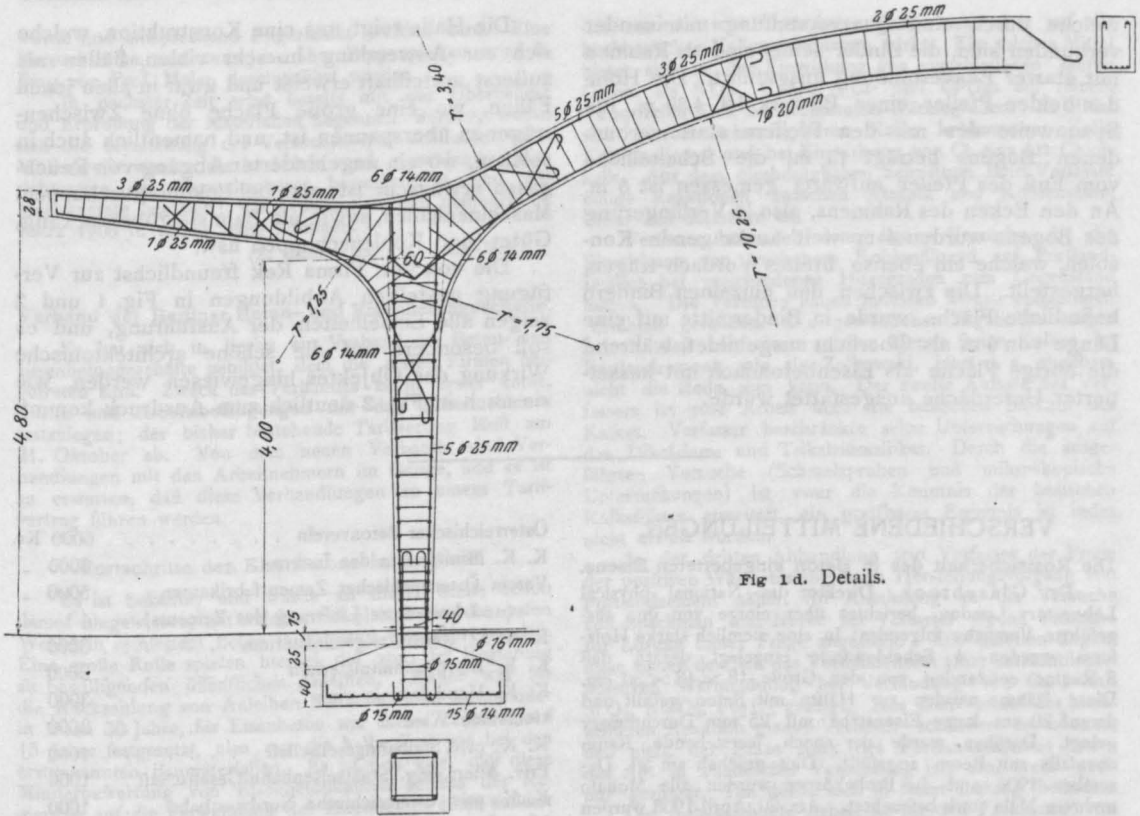


Fig 1 d. Details.



Fig. 2.

welche durch eine Querversteifung miteinander verbunden sind, die Binder selber sind als Rahmen mit starrer Eckverbindung ausgeführt. Die Höhe der beiden Pfeiler eines Binders ist 4,80 m, die Spannweite des mit den Pfeilern starr verbundenen Bogens beträgt 13 m, die Scheitelhöhe vom Fuß der Pfeiler aufwärts gemessen ist 6 m. An den Ecken des Rahmens, also in Verlängerung des Bogens wurden 4 m weit auskragende Konsolen, welche ein ebenso breites Vordach tragen, hergestellt. Die zwischen den einzelnen Bindern befindliche Fläche wurde in Bindermitte auf eine Länge von 6 m als Oberlicht ausgebildet, während die übrige Fläche als Eisenbetondach mit kassetierter Unterfläche ausgestattet wurde.

Die Halle zeigt uns eine Konstruktion, welche sich zur Anwendung in sehr vielen Fällen als äußerst vorteilhaft erweist und zwar in allen jenen Fällen, wo eine große Fläche ohne Zwischenträger zu überspannen ist, und namentlich auch in solchen, wo ein ungehinderter Abgang von Rauchgasen erwünscht ist; also bei Lokomotivschuppen, Maschinenhallen, sowie als Bahnsteigüberdeckung, Güter- und Kohlschuppen usw.

Die von der Firma Rek freundlichst zur Verfügung gestellten Abbildungen in Fig. 1 und 2 zeigen alle Einzelheiten der Ausführung, und es soll besonders auf die schöne architektonische Wirkung des Objektes hingewiesen werden, wie sie auch in Fig. 2 deutlich zum Ausdruck kommt.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Die Rostsicherheit des in Beton eingebetteten Eisens.

Dr. Glazebrook, Direktor des National physical Laboratory London, berichtet über einige von ihm ausgeführte Versuche folgendes: In eine ziemlich starke Holzform wurden 4 Scheidewände eingelegt derart, daß 5 Räume entstanden von der Größe  $18 \times 18 \times 30$  cm. Diese Räume wurden zur Hälfte mit Beton gefüllt und darauf 20 cm lange Eisenstäbe mit 25 mm Durchmesser gelegt. Darüber wurde der noch leerstehende Raum ebenfalls mit Beton angefüllt. Dies geschah am 21. Dezember 1906 und die Probekörper wurden alle Monate mehrere Male stark befeuchtet. Am 20. April 1908 wurden die Eisenstäbe sorgfältig geprüft, und es ergab sich nicht die geringste Rostbildung. Eine mikroskopische Untersuchung der Eisenoberfläche ergab nicht die geringste Veränderung in der Struktur des Eisens nach 16 Monaten.

### Österreichischer Eisenbetonausschuß.

Der vom Österreichischen Ingenieur- und Architektenverein zum Studium der Betonisenkonstruktionen eingesetzte Ausschuß hat die Vorarbeiten bereits soweit gefördert, daß mit den eigentlichen Versuchen demnächst begonnen werden kann. Die bisherige Tätigkeit des Ausschusses richtete sich einerseits auf die Beschaffung der erforderlichen Geldmittel, andererseits auf die Ausarbeitung eines detaillierten Arbeitsprogrammes, in dem die Zahl und die Art der Versuche, die Bezugsquellen und die Prüfungsart der zu verwendenden Baustoffe, endlich die räumliche und zeitliche Verteilung der Versuche festgesetzt wurden. Behufs Bedeckung der Kosten, für die vorläufig ein Betrag von 35 000 Kr. präliminiert ist, wendet sich der Österreichische Ingenieur- und Architektenverein an die staatlichen Zentralbehörden, an die Landesauschüsse, die Gemeindeverwaltungen der größeren Städte, die Eisenbahngesellschaften, die Vertretungen der in Betracht kommenden Industrien usw. mit dem Ersuchen, im Hinblick auf die Wichtigkeit der geplanten Versuche für das gesamte Bauwesen, dieselben durch Widmung von Beiträgen zu fördern. Dieser Appell hat ein erfreuliches Ergebnis geliefert; zahlreiche Behörden und Korporationen haben in munifizenter Weise Subventionen bewilligt, so daß die veranschlagten Kosten heute bereits zum überwiegenden Teile gedeckt sind. Auf Grund anderweitiger Zusicherungen darf die berechnete Hoffnung ausgesprochen werden, daß auch der heute noch fehlende Betrag in Kürze gezeichnet werden wird. Von den Spendern mögen nur folgende hier genannt werden:

Österreichischer Betonverein . . . . .	6000 Kr.
K. K. Ministerium des Innern . . . . .	5000 .
Verein Österreichischer Zementfabrikanten . . . . .	5000 .
(und kostenlose Lieferung des Zements)	
K. u. K. Reichskriegsministerium . . . . .	3000 .
K. K. Eisenbahnministerium . . . . .	3000 .
K. K. Handelsministerium . . . . .	3000 .
Gemeinde Wien . . . . .	2000 .
K. K. priv. Südbahngesellschaft . . . . .	1000 .
Priv. österr.-ung. Staatseisenbahn-Gesellschaft . . . . .	1000 .
K. K. priv. österreichische Nordwestbahn . . . . .	1000 .
Magistrato Civico, Triest . . . . .	1000 .
Königshofer Schlackenzementfabrik . . . . .	1000 .
Donau-Regulierungskommission . . . . .	500 .
Stadtgemeinde Brünn . . . . .	500 .
Stadtgemeinde Salzburg . . . . .	300 .
Landesausschuß von Oberösterreich . . . . .	300 .

usw.

Nach dem vom Ausschuß ausgearbeiteten Detailprogramm sind sechs Reihen von Versuchen geplant, und zwar solche über die Tragfähigkeit von Säulen verschiedener Form, Armierung und Erhärtungsdauer, über die Tragfähigkeit von Platten mit Auflagerung auf zwei und vier Seiten, über die Wirkung einer Einspannung von Balken nebst der Untersuchung kontinuierlicher Träger und Steifrahmen, über den Einfluß der Rippenentfernung bei Plattenbalken auf deren Tragfähigkeit. Zwei Versuchsreihen betreffen die Feststellung der Festigkeitseigenschaften des Betons sowie der Volumenänderung des armierten Betons. Im Laufe der Versuche sollen auch Beobachtungen über das Rosten der im Beton eingebetteten Eiseneinlagen beim Vorhandensein von Rissen bei Luft und Wasserlagerung angestellt werden. Was die zu benutzenden Materialien betrifft, so sollen drei verschiedene Zemente (zwei Portland- und ein Schlackenzement), ferner Flußeisen, Kies und Wiener Donausand zur Verwendung kommen. Der Beton soll maschinell gemischt werden.

Die Versuche werden teils im mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule in Wien unter der Leitung des Vorstandes, Prof. Kirsch, sowie in jenem des k. k. Technologischen Gewerbemuseums unter der Leitung des dortigen Vorstandes, k. k. Ober-Baurat Hanisch, teils auf einem eigenen Platze vorgenommen werden, der zu diesem Zwecke vom Ausschusse gemietet

wurde und entsprechend eingerichtet werden wird. Eine Versuchsreihe, und zwar jene über Rippenplatten, wird in Prag von Prof. Melan durchgeführt werden.

In nächster Zeit wird bereits mit der Übernahme und Erprobung der Materialien begonnen werden, woran sich die Herstellung der Versuchskörper schließen wird. Mittlerweile werden die baulichen und maschinellen Einrichtungen des Versuchsplatzes bewerkstelligt und die Meßapparate beschafft; die Arbeiten werden demnach im Jahre 1908 in vollen Gang kommen.

(Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.).

#### Verband der Berliner Beton- und Eisenbetongeschäfte.

Es hat sich in Berlin ein Verband der Beton- und Eisenbetongeschäfte gebildet, dem die ersten Firmen beigetreten sind. Zweck des Verbandes ist in erster Linie, Tarife und Arbeitsbedingungen mit den Arbeitnehmern festzulegen; der bisher bestehende Tarifvertrag läuft am 21. Oktober ab. Von dem neuen Verbands sind Verhandlungen mit den Arbeitnehmern im Gange, und es ist zu erwarten, daß diese Verhandlungen zu einem Tarifvertrag führen werden.

#### Fortschritte des Eisenbetons in England.

Es ist bekannt, und wurde an dieser Stelle schon darauf hingewiesen, mit welchen Schwierigkeiten die ersten Werke in armiertem Beton in England eingeführt wurden. Eine große Rolle spielen hierbei die von der Regierung zu bewilligenden öffentlichen Anleihen. Bisher war für die Rückzahlung von Anleihen bei Bauten in Beton oder in Eisen 30 Jahre, für Eisenbeton war dieser Zeitraum auf 15 Jahre festgesetzt, also nur die halbe Zeit wie bei den erstgenannten Baumaterialien. Es ist nun klar, daß diese Minderbewertung von Eisenbetonbauten seitens der Regierung auf die Verwendung des Eisenbetons einen äußerst ungünstigen Einfluß auszuüben imstande war. In der letzten Zeit wurden mehrere Eingaben an den Minister gemacht, welche den Zweck hatten, diese einschränkenden Bestimmungen abzuändern, und auch die Tagesblätter haben sich mit dieser Frage eingehend beschäftigt. Unter andern spricht die Times die Erwartung aus, daß die Regierung eine Änderung schaffen werde, und begründet dies damit, daß es die höchste Zeit sei, Hindernisse aus dem Wege zu räumen, welche der Entwicklung des Eisenbetonbaues im Wege stehen, da diese Bauweise ihre Überlegenheit über die andern in vielen Fällen bewiesen hat.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Siegfried Habianitsch, Neuere Zement-Forschungen. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, G. m. b. H. Berlin. 1908.

Den vielfachen Arbeiten auf dem Gebiete der Zementforschung hat Verfasser eine neue hinzugefügt. Sie besteht aus drei verschiedenen, nur in losem Zusammenhange stehenden Aufsätzen. Der erste behandelt die Frage des freien Kalkes und die Konstitution des Portlandzementes. Verfasser stellt die verschiedenen über diese beiden Fragen bestehenden Theorien, von der ältesten bis zur neuesten, zusammen. Die Zulkowskische Theorie hält er für unwahrscheinlich. Des weiteren bespricht Verfasser die verschiedenen bekannt gewordenen Verfahren zur Bestimmung des Gehaltes an freiem Kalk im Portlandzement, von denen nach seiner Ansicht keine sich als durchaus zuverlässig erwiesen hat. Die Hauptschwierigkeit, diesen Gehalt an freiem Kalk zu ermitteln, liegt nach seiner Meinung darin, daß zum Nachweise ein Mittel gefunden werden muß,

das nur auf wirklichen freien Kalk, nicht aber auf die hochbasischen Kalkverbindungen wirkt. Ein solches Mittel bietet sich in der Einwirkung von verschiedenen sauren Gasen, als  $\text{SO}_2$ ,  $\text{CO}_2$ ,  $\text{A-Cl}$  und  $\text{Cl-Gas}$  auf reinen, wasserfreien Kalk bei bestimmten Wärmegraden. Es bildet sich hierbei schwefligsaure Kalk, kohlenaurer Kalk, Kalziumdioxid und bei Einwirkung von  $\text{Cl}$  eine Art Chloralk. Aus dem diesbezüglichen Schrifttum führt Verfasser einige Reaktionen zwischen Ätzkalk und Kohlensäure, Chlor und Salzsäure an.

Verfasser behandelt dann eigene Versuche, die die Einwirkung von trockenem Kohlendioxid auf Portlandzement bei verschiedenen Hitzegraden zum Gegenstand hatten. Die Versuche haben indessen keinen endgültigen Abschluß gefunden. Die gewonnenen Ergebnisse zeigen jedoch, daß von einer solchen Menge freien Kalkes im Portlandzement, wie sie Zulkowski, Hart u. a. angeben, nicht die Rede sein kann. Der zweite Aufsatz des Verfassers ist eine Arbeit über die basischen Silikate des Kalkes. Verfasser beschränkte seine Untersuchungen auf das Dikalzium- und Trikalziumsilikat. Durch die ausgeführten Versuche (Schmelzproben und mikroskopische Untersuchungen) ist zwar die Kenntnis der basischen Kalksilikate erweitert, ein greifbares Ergebnis ist indes nicht erzielt worden.

In der dritten Abhandlung tritt Verfasser der Frage der positiven Wärmestörung beim Herstellungsvorgang von Portlandzement näher. In Anlehnung an die Versuche von Spackman und Naske hat Verfasser eigene Versuche zur Lösung dieser Frage angestellt. Die erzielten Ergebnisse haben deutlich das Vorhandensein einer beträchtlichen positiven Wärmestörung bei Verbindung von  $\text{CaO}$  mit  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  gezeigt. Aus dem Verlauf der beobachteten Reaktion glaubt Verfasser schließen zu können, daß nicht der ganze Kalk des Portlandzementes bzw. des Alit in chemischer Verbindung ist; ein, wenn auch nur geringer, Teil dürfte sich in fester Lösung befinden.

Die vorbezeichnete Arbeit ist für den Fachmann von großem Interesse. Sie zeugt u. a. von einem fleißigen Studium des einschlägigen Schrifttums. Brltz.

Apparate und Geräte zur Prüfung von Portlandzement, Beton und Zementwaren. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. Berlin. 1908.

Wohl kein Baustoff — von Baustoffen im engeren Sinne gesprochen — ist in ausgedehnterem Maße Gegenstand wissenschaftlicher Forschung, technischer Prüfung und praktischer Versuche gewesen und ist es noch, als der Portlandzement. Dies beweist nicht nur der große Umfang des einschlägigen Schrifttums, sondern auch die Tatsache, daß für den Portlandzement, der jetzt erst seit etwa 50 Jahren in Deutschland fabrikmäßig erzeugt wird, bereits seit 30 Jahren einheitliche Lieferungs- und Prüfungsvorschriften bestehen und sich inzwischen die Materialprüfung so weitgehend mit genanntem Baustoff beschäftigt hat, daß schon eine außerordentlich umfangreiche Literatur allein auf dem Gebiete der technischen Prüfung des Portlandzements und seiner Mörtel usw. entstanden ist. Die vielseitige und ausgedehnte Verwendung des Portlandzements im Bauwesen hat es naturgemäß mit sich gebracht, daß die technische Prüfung nicht nur den Portlandzement, sondern auch die daraus hergestellten Erzeugnisse (Mörtel, Bausteine, Zementbetonware, Kunststeine usw.) und die unter seiner Anwendung errichteten Baukonstruktionen berücksichtigt hat. Die Folge davon war, daß neben den Apparaten, Geräten und Maschinen für die Normenprüfung des Portlandzements auch solche für die Prüfung der Waren und Konstruktionen aus Zementmörtel und -beton erfunden und gefertigt wurden.

Diese zur mehr oder minder allgemeinen Einführung gelangten Prüfungsapparate und Versuchseinrichtungen übersichtlich zusammengestellt zu haben, ist das große Ver-

dienst des Verlages der Tonindustriezeitung. Das betreffende, kürzlich erschienene Werk enthält nicht nur die Beschreibungen und Abbildungen der gebräuchlichen Prüfungsgeräte und -maschinen und der sonst zur technischen Prüfung von Zement, Beton usw. erforderlichen Hilfseinrichtungen, sondern auch eine genaue Schilderung der üblichen Prüfungsverfahren, sowie der Handhabung der hierbei anzuwendenden Apparate usw., so daß jeder imstande ist, an Hand der Beschreibung die Prüfung von Zement, Beton und daraus gefertigten Bauerzeugnissen und Bauteilen selbst vorzunehmen.

Besonders beachtenswert ist der dem Werk beigelegte Plan zur Anlage und Ausrüstung eines Laboratoriums für Prüfung von Mörtel und Beton und der zur Herstellung von Mörtel und Beton zur Verwendung gelangenden Zuschlagstoffe. Eine Skizze zeigt, wie ein für genannten Zweck eingerichtetes Laboratorium zweckmäßig angelegt und ausgerüstet wird. Sämtliche zu einem einigermaßen gut eingerichteten Laboratorium nötigen Versuchseinrichtungen sind in der Reihenfolge der Räumlichkeiten nebst Preisangabe aufgezählt.

Den Schluß des allen Kreisen des Bauwesens aus angelegentlichste zu empfehlenden Werkes bildet ein Preisverzeichnis sämtlicher im Text aufgeführter Prüfungsapparate, -geräte und -maschinen, die von dem Verlage beziehbar sind. Burchartz.

II. Haberstroh, Ingenieur und Oberlehrer an der herzogl. Baugewerkschule zu Holzwinden, „Der Eisenbeton im Hochbau“. Mit 400 Textabbildungen und 12 Tafeln. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt, Leipzig 1908, Preis M. 5. (Geb. M. 6).

Der Verfasser spricht in dem Vorwort die Absicht aus, dem in der Praxis stehenden Techniker und dem Baugewerkschüler ein gründliches, allgemeines Verständnis für die Bauweise in Eisenbeton verschaffen zu wollen. Bescheiden spricht der Verfasser die Absicht aus, den Techniker mittlerer Vorbildung durch das Werk in den Stand zu setzen, kleinere Bauwerke in Eisenbeton mit Sachkenntnis auszuführen, sowie kleinere einfachere Berechnungen anzufertigen, nicht aber ihn zum Konstrukteur von größeren Eisenbetonbauten auszubilden.

Hierdurch unterscheidet sich das Buch vorteilhaft von vielen in großer Zahl in den letzten Jahren erschienenen Literaturerzeugnissen, welche in den meisten Fällen nichts anderes waren, als eine Übertragung der amtlichen Vorschriften auf praktische Ausführungen. Besonders hervorzuheben ist die gründliche Behandlung der Materialeigenschaften der zur Verwendung kommenden Materialien, der Ausführung der Eisenbetonkonstruktionen und der für die praktische Ausführung besonders wichtigen Schalungen.

Das Werk erfüllt seinen Zweck vollständig und es ist ihm nur zu wünschen, daß es in den beteiligten Kreisen größere Verbreitung findet. E. P.

Ingenieur Karl Schindler, „Die im Eisenhochbau gebräuchlichsten Konstruktionen schmiedeeiserner Säulen“. Ein Handbuch für Ingenieure, Architekten, Techniker und Bauführer. A. Hartlebens Verlag, Leipzig und Wien 1908. Preis M. 4.

An der Hand kurzer theoretischer Abhandlungen bietet dieses Werk den Konstrukteuren von Eisenkonstruktionen eine große Anzahl direkt verwendbarer Tabellen, welche die Querschnitte, die Gewichte und die Trägheitsmomente angeben. Es ist ein sehr sorgfältig zusammengestelltes Werk, das gewiß nach Gebühr gewürdigt werden wird.

Professor Dr.-Ing. Rob. Weyrauch, „Der Wasserbau“. Gemeinverständliche Übersicht seiner Gebiete und Probleme. Verlag von Fr. Grub, Stuttgart und Berlin 1908. Preis M. 1.

Die Broschüre enthält, wie der Verfasser im Vorwort erklärt, eine akademische Antrittsvorlesung in erweiterter Form und soll jüngeren Ingenieuren, in erster Linie aber Studierenden, die vom Wasserbau noch nichts gehört haben, einen Überblick über das große Gebiet dieses technischen Zweiges geben. Daß unter diesen Umständen auf Einzelheiten nicht besonders eingegangen wurde, erklärt sich von selbst. Es ist mehr eine Anregung für diejenigen, die sich mit verschiedenen Problemen des Wasserbaues beschäftigen wollen.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Carl Schmid, Studienheft 8, »Donaubrücken über das Wasserwerk der Stadt Ulm. Kastenträgerbrücken mit Pfahlgründungen aus Eisenbeton und Aachbrücke bei Wurzach«. 42 Seiten, 39 Textabbildungen, 11 Tafeln. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart. Preis M. 2,60.

C. Schmid, Baurat, Technische Studienhefte. Heft 7: »Kunststeintreppe«. Eine Studie über die Herstellung, Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit der Treppen aus Kunststeinstufen. Verlag von K. Wittwer, Stuttgart. Preis M. 2,60.

M. Schnyder, Ingenieur, »Armierter Beton«, Lehrbuch zur Berechnung und Konstruktion. Verlag von C. Langlois & Cie., Burgdorf 1907. Preis M. 2,—.

Dr. Ing. Karl Esselborn, »Lehrbuch des Hochbaues«. Über 2600 Abbildungen, 499 Seiten. Verlag von Wihl. Engelmann, Leipzig. Preis geb. M 15,—.

Deutscher Betonverein, »Bericht über die XI. Hauptversammlung am 28. und 29. Februar 1908«. Verlag der Tonindustriezeitung G. m. b. H., Berlin.

Dr. Reddemann, »Die Fürsorge gegen Feuersgefahr bei Bauausführungen«. Ein Handbuch für Architekten, Brandtechniker, Bau- und Verwaltungsbeamte. 204 Seiten, 16 Textfiguren. Verlag von Julius Springer, Berlin 1908. Preis M. 5,—

### Kataloge.

Allgemeine Hochbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf. Konstruktionszeichnungen und Photographien.

Carl Brandt, Betonbau-Eisenbetonbau Düsseldorf, Hamburg, Bremen, Breslau. Konstruktionszeichnungen und Photographien.

Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten, vorm. Gebr. Helfmann in Frankfurt a. M. Photographien.

Bodo Egestorff, Betonbaugeschäft, St. Petersburg. 2 Kataloge.

Korksteinfabrik A. G. Kleiner & Bokmayer, »Der Korkstein im Betonbau«. Wien VI/1.

Nielsen & v. Lübcke, Altona-Ottensen, »Nordlicht«, Gesellschaft für Streckenbeleuchtung.

Steffens & Nölle, A.-G., Berlin W. 9, »Die Pohlmanndecke mit perforierten Betoneisen«. D. R. P. 170 117.

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

---

Verlag von Julius Springer in Berlin.

---

Soeben erschien:

Die  
**Fürsorge gegen Feuergefahr**  
bei Bauausführungen.

Ein Handbuch

für Architekten, Brandtechniker, Bau- und Verwaltungsbeamte

von

**Dr. Reddemann,**

Branddirektor der Provinzialhauptstadt Posen.

*Mit 16 Textfiguren.*

Preis M. 5,—; in Leinwand gebunden M. 6,—.

*Ausführlicher Prospekt steht Interessenten auf Wunsch zur Verfügung.*

---

**TRASSMÖRTEL.**

Von

**H. Burchartz,**

ständige Mitarbeiter der Abteilung für Baumaterialprüfung  
am Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde West.

Preis M. —,80.

---

**Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer.**

Herausgegeben im Auftrage des

Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine,  
des Vereines deutscher Ingenieure  
und des Vereines deutscher Eisenhüttenleute

von

**H. Hagn,**

Ingenieur in Hamburg.

*Mit 163 Textfiguren.*

In Leinwand gebunden Preis M. 2,—.

---

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

---





Fertig gebunden liegen vor vom:

### Handbuch für Eisenbeton

Herausgeber F. v. Emperger

Bd. 3. Bauausführungen aus dem  
Ingenieurwesen . . . . . gebd. 34 M

Bd. 2. Der Baustoff und seine  
Bearbeitung . . . . . gebd. 15 M

Prospekte und Probeseiten gratis.

*Auch gegen 5 M Monatsrate.*

**Herm. Meusser, Spezialbuchhandlung**  
Berlin W 35/45, Steglitzer-Straße 58

Dr. Roth's

## INERTOL

**Patentierter, einzigartig  
bewährter Schutzanstrich  
für Zement und Eisen**

*Paul Lechler, Stuttgart.*

[13]



# Streckmetall

*ist die beste Einlage für alle Eisen-  
betonbau-Systeme. Deutsche Reichspatente.*  
Vorzüglich geeignet zur Herstellung von Beton-  
decken, Wänden, Dächern, Bassins, Röhren,  
feuersicheren Ummantelungen und Gittern.

*Neu! Besonders empfohlen: Billig!*  
**Wellputzblech** f. Putzdecken, Scheingewölbe usw.  
Alleinverkauf für Brandenburg, Ost- und Westpreußen und  
Mecklenbg.: **A. Druckenmüller G. m. b. H.,**  
**Berlin SW. II, Hallesches Ufer 35**  
*Prospekte und Muster auf Wunsch.* [22]  
**Schächtermann & Kremer**  
Maschinenfabrik, Dortmund.

## Wunstorfer Portland-Cementwerke, A. - G.

Telegraph.-Adr  
Cementwerke Wunstorf.

Wunstorf.

Fernsprech-  
Anschluss No. 2.



Rein graue Farbe

↗ Marke I Ranges. ↘

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit.  
Volumbeständigkeit und Mahlfineinheit.

Schnellbinder,  
Normal- und Langsambinder.

Zahlreiche Zeugnisse von Behörden und Privaten.

Bestehen der Fabrik seit 1839.  
Production: 400000 Fass pro Jahr



Höchste Festigkeiten.

[3]

# Tiefbau-Gesellschaft m. b. H. Berlin C<sub>54</sub>

## Fundierungen

jederlicher Art

Wasserspiegelabsenkungen  
Ufer- und Futtermauern  
Baggerungen  
Ramm- und Betonarbeiten

Spezialität:

## Simplex-Betonpfähle

D. R. P.

Sicherste und billigste  
Fundierung der Gegenwart.

[21]