

DIE
SCHER- UND SCHUBFESTIGKEIT
DES EISENBETONS

VON

DIPL.-ING. S. ZIPKES

CHEF-ING. DER FIRMA LUIPOLD & SCHNEIDER IN STUTTGART



BERLIN
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

1906

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000299742

DIE
ZUG- UND SCHUBFESTIGKEIT
DES EISENBEETONS

DR. ING. S. ZIPSER

B. No. 16879



BERLIN
VERLAG VON HERMANN ENGELHARDT

xxx
1069

DIE
SCHER- UND SCHUBFESTIGKEIT
DES EISENBETONS

VON

DIPL.-ING. S. ZIPKES

CHEF-ING. DER FIRMA LUIPOLD & SCHNEIDER IN STUTTGART

F. Nr. 26879



BERLIN
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
1906

74/71

*xxx
1069*



II 32292

Alle Rechte vorbehalten.

Sonderdruck aus „Beton u. Eisen“, 1906.

Akc. Nr. 119 / 52

VORWORT.

Die vorliegende Abhandlung ist in vier aufeinanderfolgenden Heften der Zeitschrift „Beton u. Eisen“, Berlin 1906 erschienen und mit einigen Ergänzungen hier wiedergegeben.

Die irrtümliche Behauptung, der Eisenbeton nehme nicht mit Erfolg alle in den Konstruktionsteilen der Ingenieurbauten vorkommenden Beanspruchungen auf, nämlich Biegungs-, Druck- und Schubkräfte, braucht vom praktischen Standpunkte ausgehend keiner Widerlegung. Zahlreiche ausgeführte Bauwerke, bei welchen die Elemente im Verbundkörper auf alle möglichen Arten zur Arbeit gelangen, haben sich gut bewährt, und sind die hier und da vorkommenden Ausnahmen nicht der Natur des Verbundes zuzuschreiben; mangelhafte Ausführung im allgemeinen und unrichtige Verteilung der Elemente waren die Ursache. Sobald eine richtige Verteilung beider Elemente bei sachgemäßer Ausführung im Verbundkörper und richtige Wahl der Materialien vorgenommen wird, zeigt sich, daß der Eisenbeton einerseits Biegungs-, andererseits Druck- und Schubkräfte, bei verhältnismäßig geringem Material- und Arbeitsaufwand in der Herstellung, mit Erfolg aufzunehmen vermag. Ein beredtes Zeugnis hierfür gibt unsere Abb. 45 der Pfostenfachwerkbrücke in Freudenstadt (Württemberg) wieder.

Aus den hier besprochenen Scherversuchen ist zu entnehmen, daß die ersten Scherrisse im Beton bei einer berechneten Schubspannung von 5 kg/cm^2 , dagegen im eisenarmierten Beton bei 27 kg/cm^2 zu sehen waren. Es ist

ersichtlich, daß nicht nur eine Summierung der Wirkungen beider Stoffe, sondern eine Erhöhung der Schubfestigkeit des Betons bei einer vollkommenen Ausnutzung des Eisens stattfand. Der Verbundkörper weist auf neue Festigkeitseigenschaften. Die von C. Bach durchgeführten Versuche haben es deutlich bewiesen, daß auf Druck beanspruchte Säulen, bei einer gewissen Stoffverteilung im Verbundkörper, ebenfalls eine Erhöhung der Wirkungen der einzelnen Stoffe erkennen lassen; denn durch die Eiseneinlage wird die Würzelfestigkeit des Betons erhöht, wodurch eben infolge der Unmöglichkeit eines Ausknickens der Stangen dieselben ganz ausgenutzt werden können. Die Plastizität des erhärteten Betons spielt hierbei eine bedeutende Rolle. Ein solches Konstruktionsglied besitzt eine Festigkeit, die die Summe der Festigkeiten der einzelnen Stoffe bei weitem überschreitet. Soll es nicht möglich sein, auch im Falle der Biegung und Schubbeanspruchung der Verbundkörper dasselbe zu erreichen?

Wenn heute eine gemeinsame statische Wirkung beider Stoffe gegen Biegung und Druckkräfte nicht in Abrede gesetzt werden kann, vielmehr allgemein anerkannt wird, so ist dies gegenüber Scher- und Schubkräften nicht mehr der Fall. Die in vorliegender Schrift angeführten Versuche und Berechnungen sollen den Beweis liefern, daß durch die Eisenarmierung des Betons, der Verbundkörper im allgemeinen eine gemeinsame statische Wirkung beider Stoffe aufweist, welche eine Summierung der Wirkungen derselben auch gegen die Aufnahme von Scher- und Schubkräften hervorruft.

Stuttgart, im April 1906.

DER VERFASSER.

In der letzten Zeit sind bedeutende Anstrengungen gemacht worden, um wissenschaftliche Grundlagen zu gewinnen, die eine genaue Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen ermöglichen sollen. Zu diesem Behufe sind ziemlich viele Versuche mit Beton- und Eisenbetonkörpern vorgenommen worden, und gewiß wurden dabei manche verfrühte Schlüsse gezogen.

Dies gilt einmal, weil die relativ kleine Anzahl solcher Versuche ungleicher Beschaffenheit allgemeine Schlüsse nicht zulassen, und das andere Mal, weil bei der heutigen Systemwirtschaft auf diesem Gebiete gewisse Schlüsse gezogen werden mußten.

Mehr wie kaum anderswo weist die Literatur des Eisenbetons eine Unmasse von Berechnungsmethoden auf, die auf den verschiedensten Annahmen fußen. Der anerkannten Güte des Materials und dem praktischen Gefühl der Konstrukteure danken wir es hauptsächlich, daß die praktische Tätigkeit darunter nur wenig zu leiden hatte.

Diese Erscheinung findet ihre Erklärung in der Mannigfaltigkeit der Unbestimmtheiten der Eigenschaften des Betons, die je nach der Art und Mischung des Zementes, der Natur, Größe, Form des Sandes, Kieses oder Schotters, der Natur und Menge des Wasserzusatzes, der Rammung, des Alters und der nachträglichen Behandlung, wie auch der Temperatur beträchtlich Aenderungen unterworfen sind, so daß manche die genaue Ermittlung der inneren Kräfte im Verbundkörper als unmöglich erachten, andere aber den jetzigen Zustand als ein Stadium des Vorstudiums ansehen.

Dem Praktiker ist es aber wohl bekannt, daß nur mannigfache Versuche mit ähnlich der Praxis durchgeführten Körpern und von gleicher Beschaffenheit volle Erkenntnis bringen können. Es ist somit ein Material zu beschaffen, auf Grund dessen Schlüsse allgemeiner Natur mit größerer Genauigkeit gezogen werden können.

In der Folge soll über einige Versuche mit aus Beton und Eisenbeton hergestellten Körpern berichtet werden, die der Verfasser im Auftrage der Firma Luipold & Schneider

in Stuttgart in der Materialprüfungsanstalt der K. Technischen Hochschule daselbst durchgeführt hat. Diese Versuche erstrecken sich auf solche über die Scher- und Schubfestigkeit des Betons und des Eisenbetons.

Scherversuche.

Dieselben haben den Zweck, die Schubfestigkeit der Baukörper zu ermitteln, wobei die Kraft bestimmt wird, die nötig ist, zwei sich berührende Flächen längs einander zu verschieben. Solche Versuche können auf verschiedene Arten durchgeführt werden.

Der auf seine Schubfestigkeit zu untersuchende Körper wird zwischen zwei Schneiden A gesetzt, die durch Kräfte P gegeneinander gedrückt werden, bis der Querschnitt abgeschert wird (Abb. 1). Sobald aber die Schneiden gegeneinanderrücken, so wirken die Kräfte P nicht mehr in einer Ebene oo , sondern sie verschieben sich, und es entsteht ein Biegemoment, das neben den Scherspannungen noch Zug- und Druckspannungen im Querschnitt hervorruft. Die Schneiden zerstören das Material, indem dasselbe zerdrückt wird, ferner entsteht zwischen Schneiden und Material eine gewisse Reibung, so daß der äußeren Kraft P neben den Scherspannungen auch noch andere innere Spannungen das Gleichgewicht halten müssen, und kann der richtige Wert der Scherspannungen nicht ermittelt werden. Dafür werden solche Versuche nach Abb. 2 durchgeführt, wobei allerdings die schneidende Wirkung und die Reibung der Schneiden am Material ausgeschlossen werden;

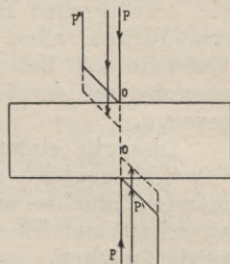


Abb. 1.

Bei allen bis jetzt nach Abb. 2 durchgeführten Scherversuchen war die Möglichkeit ausgeschlossen, reine Scher- und Schubspannungen hervorzurufen, denn es konnten die Biegeerscheinungen nicht beseitigt werden, die eben Neben- spannungen verursachen, deren Einfluß auf die Schub- und Scherfestigkeit nicht ermittelt werden konnte. Das Material,

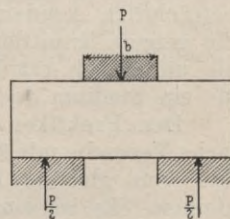


Abb. 2.

besonders das der spröden Körper, wozu auch der Beton zu zählen ist, bekommt starke Risse infolge dieser Biegebeanspruchungen und erst nach einer Steigerung der Belastung kann ein Abscheren hervorgebracht werden.¹⁾ Die Inanspruchnahmen können nicht mehr deutlich genug verfolgt werden und wird der Versuchskörper durch das vorzeitige Auftreten von Biegrissen nicht mehr in der Lage sein, seine ganze Scherfestigkeit zur Geltung kommen zu lassen. Aus diesen Gründen und zur Beseitigung dieser Nebenspannungen im Beton ist für die Eisenbetonkörper die in Abb. 3 angegebene Armierungsart verwendet, und inwiefern dieser Zweck erreicht wurde, ist aus der Anführung dieser Versuche zu ersehen.

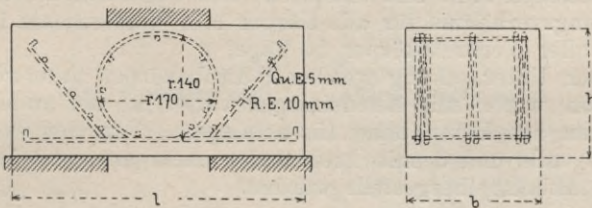


Abb. 3.

Damit aber festgesetzt werden kann, inwiefern die Schub- und Scherfestigkeit des Betons durch die Armierung beeinflusst wird, sind einerseits Körper aus Beton, andererseits solche mit Eiseneinlagen, von denen die einen voll (Abb. 3), die anderen hohl (Abb. 22), sämtlich nach Maßgabe der Abb. 4 der Prüfung unterworfen worden.

Die gußeisernen Widerlagskörper *A*, *B* und *C* (Abb. 4) waren gehobelt, ebenso die Berührungsflächen an den Versuchskörpern.

Die Prüfung erfolgte in einer stehenden Maschine.

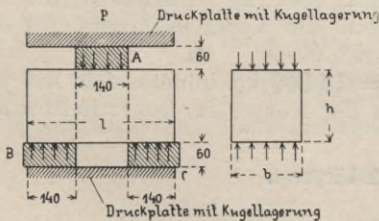


Abb. 4.

weitere Beimengung erhielt; dasselbe besteht aus Körnern, von denen 50 vH. 16 bis 22 mm im Durchmesser haben,

¹⁾ Siehe v. Bach, Elastizitäts- und Festigkeitslehre, S. 344; 1902.

etwa 15 vH. feinem Sand, der übrige Teil besteht aus Körnchen von 5 bis 16 mm Durchmesser. Die Kieskörner haben eine sehr glatte Oberfläche und sind mehr platt als rund. Das war von nicht zu unterschätzendem Einflusse auf die Bruchfestigkeit, denn die Bruchflächen zeigten sehr deutlich, daß die Adhäsion zwischen Zementmörtel und Kies zuerst überwunden war, und daß Versuche mit geschlagenem Material (Schotter) bessere Resultate zeitigen werden. Die glatten Körnchen haben sich, wie die Bruchflächen deutlich zeigen, von dem umhüllenden Zement getrennt, so daß der Bruch durch ein Herausziehen der Körner aus den Zementhülsen bewirkt wurde. Der Zement stammt aus dem Zementwerk Lauffen a. N. und entspricht den allgemeinen Normen. Mischungsverhältnis für alle Körper 1:3, Wasserzusatz 14 vH. Alter aller Versuchskörper 50 Tage.

Der Untersuchung wurden 9 Probekörper unterworfen; 6 davon waren mit Eiseneinlagen versehen, die anderen 3 bestehen aus Beton ohne Eiseneinlagen. Von den ersteren sind 3 volle und 3 mit kreisrunden Aussparungen (Abb. 3 bezw. Abb. 22) hergestellt worden.

Betonkörper 1 ohne Eiseneinlagen

(geprüft, wie in Abb. 5 angegeben).

Mittlere Abmessungen:

Höhe h (vergl. Abb. 4)	18,2 cm,
Breite b	18,3 "
Länge l	40,2 "
Gewicht	30,70 kg.

Bei der Belastung $P = 2500$ kg und 1 Minute wirkend wurde kein Riß beobachtet.

Unter der Belastung $P = 4800$ kg entstanden Riß a (Abb. 5) auf der vorderen Seite des Versuchskörpers, Riß a und b (Abb. 6) auf der hinteren Seite.

Bei der Belastung $P = 15\ 600$ kg bildete sich Riß b (Abb. 5), gleich darauf brach der Körper im Querschnitt mn durch.

Versuchskörper I.

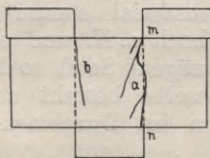


Abb. 5 vordere Seite.

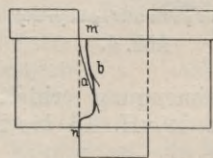


Abb. 6 hintere Seite.

Betonkörper 2 ohne Eiseneinlagen.

Mittlere Messungen:

Höhe h (vergl. Abb. 4)	18,0 cm,
Breite b	18,1 "
Länge l	40,1 "
Gewicht	29,82 kg.

Bei der Belastung $P = 2500$ kg und 1 Minute wirkend wurde kein Riß beobachtet.

Versuchskörper 2.

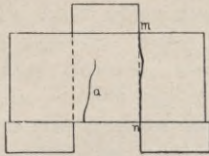


Abb. 7 vordere Seite.

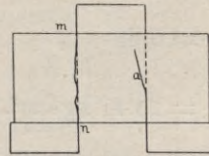


Abb. 8 hintere Seite.

Unter der Belastung $P = 2900$ kg entstanden Riß a (Abb. 7) vordere Seite des Versuchskörpers, Riß a (Abb. 8) hintere Seite. Bei der Belastung $P = 16\,400$ kg brach der Körper im Querschnitt mn durch (Abb. 7 bzw. 8).

Betonkörper 3 ohne Eiseneinlagen.

Mittlere Abmessungen:

Höhe h	17,7 cm,	Länge l	39,8 cm,
Breite b	18,2 "	Gewicht	29,82 kg.

Bei der Belastung $P = 2500$ kg und 1 Minute wirkend wurde kein Riß beobachtet.

Unter Belastung $P = 3400$ kg entstanden Riß a (Abb. 9) vordere Seite des Versuchskörpers, Riß a (Abb. 10) hintere Seite.

Bei der Belastung $P = 17\,400$ kg brach der Körper im Querschnitt mn durch (Abb. 9 bzw. 10 S. 17).

Nimmt man an, daß sich die Querkraft $\frac{P}{2}$ über den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilt, und vernachlässigt man die

Versuchskörper 3.

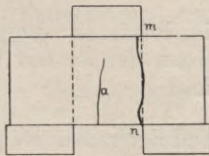


Abb. 9 vordere Seite.

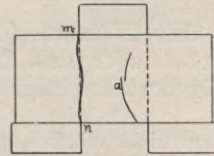


Abb. 10 hintere Seite.

Nebenspannungen, die durch das Biegemoment M hervorgerufen werden, so ergeben sich folgende Zahlenwerte, von denen die ersten die Scherspannungen beim Erscheinen der ersten Scherrisse, die zweiten diejenigen beim Bruche (Abscheren) darstellen.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{2400}{18,2 \cdot 18,3} = 7,35 \text{ kg/cm}^2. \\ \frac{1450}{18,0 \cdot 18,1} = 4,55 \quad " \\ \frac{1250}{17,7 \cdot 18,2} = 3,88 \quad " \\ \frac{7800}{18,2 \cdot 18,3} = 23,41 \text{ kg/cm}^2. \\ \frac{8200}{18,0 \cdot 18,1} = 25,16 \quad " \\ \frac{8700}{17,7 \cdot 18,2} = 26,97 \quad " \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Im Mittel} = 5,22 \text{ kg/cm}^2. \quad 1) \\ \text{Im Mittel} = 25,18 \text{ kg/cm}^2. \quad 2) \end{array}$$

Vom Erscheinen der ersten Risse, die nicht immer Scherrisse waren,¹⁾ bis zum Bruche mußte die Kraft auf das Fünffache gesteigert werden. Es ist ersichtlich, daß, wenn Scherrisse im Beton vermieden werden sollen, eine fünffache Sicherheit gegen Bruch für die Dimensionierung von Betonkonstruktionen notwendig ist.

Bei Schubversuchen mit geschlitzten Betonprismen²⁾ (Abb. 11) im Mischungsverhältnis 1 : 4 und 3 Monate alt ermittelte Prof. Mörsch eine durchschnittliche Scherfestigkeit von 28 bzw. 31 kg/cm², was mit den oben erhaltenen Zahlen

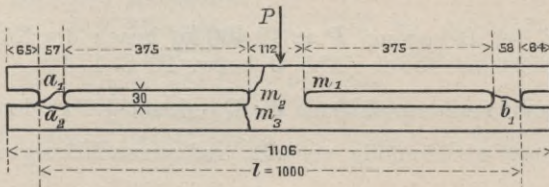


Abb. II.

genügend übereinstimmt (da die letzteren doppelt so alt waren), wobei aber das Erscheinen der ersten Risse nicht zahlenmäßig berücksichtigt wurde.

¹⁾ Es war nicht möglich, genau zu unterscheiden, ob dieselben Scher- oder Biegrisse waren.

²⁾ Siehe Beton u. Eisen 1902, Heft 5.

Dagegen erhielt Prof. Mörsch¹⁾ bei Versuchen mit den gleich hier angeführten Betonkörpern gleichen Alters (45 Tagen) höhere Werte, und zwar betrug das Mittel aus drei Abscherungsversuchen = 37,1 kg/cm². Dieses Resultat ist wahrscheinlich dem Umstande zuzuschreiben, daß Prof. Mörsch bei seinen Versuchen die Last schnell auf das Maximum steigen ließ. Es ist aber eine bekannte Tatsache, daß bei einer raschen Steigerung der Last höhere Festigkeitszahlen erreicht werden, die aber nur scheinbar höher sind. Denn würde man, sobald zahlreiche Risse sichtbar werden, die Last nicht mehr steigern, so wird der Körper allmählich zerstört. Eine Erhöhung der Last hätte noch erreicht werden können, weil es noch einer Arbeit notwendig ist, bis die Zerstörung vollständig eintritt. Diese Arbeit kann durch die gleiche Last im Laufe der Zeit oder durch eine Steigerung der Last in kürzerer Zeit geleistet werden. Da man es in den praktischen Fällen mit einer statischen Wirkung, mit dem sog. Fall des elastischen Gleichgewichtes, zu tun hat, so müssen die Lasten stufenweise mit größeren Ruhezwischenzeiten gesteigert werden. Aus demselben Grunde haben sich ähnliche Erscheinungen bei den Versuchen über den Gleitwiderstand einbetonierter Eisen gezeigt. Bei rascher Steigerung der Last erschien der Gleitwiderstand größer als bei allmählicher mit Ruhezwischenzeiten gesteigerten Lasten.²⁾

Die von Prof. Mörsch³⁾ gefundene Uebereinstimmung der Scherfestigkeit des Betons aus geschlitzten Körpern und vollen beruht anscheinend auf einem Versehen, da die ersteren 95 bis 100, die letzteren nur 45 Tage alt waren. Es war nicht möglich, genau zu unterscheiden, ob dieselben Scher- oder Biegungrisse waren.

Versuche mit Eisenbetonkörpern.

a) Volle Betonkörper mit Eiseneinlagen.

Die Armierungsart ist aus Abb. 3 ersichtlich. Dieselbe besteht aus drei schlingenartig gewundenen 10 mm starken Eisenstäben, die durch 5 mm starke Querdrähte miteinander verbunden werden. Die Größe, Form und Mischung wie auch die Zubereitung war wie die der Betonkörper ohne Eiseneinlagen.

¹⁾ Siehe Schweizerische Bauzeitung; Schubfestigkeit von Beton von Prof. Mörsch; Bd. XLIV, 1904.

²⁾ C. Bach, Der Gleitwiderstand von einbetonierten Eisenstäben, Seite 41.

³⁾ Siehe I, Seite 309.

Körper 4.

Mittlere Abmessungen:

Höhe h (vergl. Abb. 1)	. . .	18,1 cm,
Breite b	18,3 "
Länge l	40,2 "
Gewicht	32,22 kg.

Bei der Belastung $P = 2500$ kg	} und 1 Minute wirkend wurde kein Riß beobachtet.
" " " " = 5000 "	
" " " " = 7000 "	
" " " " = 9000 "	
" " " " = 10000 "	
" " " " = 12000 "	
" " " " = 15000 "	
" " " " = 17500 "	
" " " " = 20000 "	und 5 Minuten wirkend

zeigten sich feine Risse a, b, c, d auf der vorderen Seite des Versuchskörpers (Abb. 12), sowie bei a und b (Abb. 13) auf der hinteren Seite des Körpers. Bei der Belastung $P = 25000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde Riß c (Abb. 13) beobachtet. Bei $P = 30000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde kein weiterer Riß beobachtet. Bei der Belastung $P = 34000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigten sich die Risse e, f, g (Abb. 12) sowie Riß d (Abb. 13).

Versuchskörper 4.

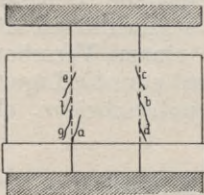


Abb. 12 vordere Seite.

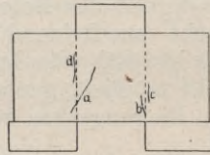


Abb. 13 hintere Seite.

Mit $P = 39000$ kg wurde die Höchstbelastung erreicht, nach deren Eintritt ziemlich starkes Sinken des Widerstandes und Durchdrücken des mittleren Teiles stattfand, wie die photographische Abbildung (Abb. 19), für den Körper 6 gültig, zeigt.

Betonkörper 5 mit Eiseneinlagen,
nach Angabe wie bei Körper 4 (Abb. 3).

Mittlere Abmessungen:

Höhe h	18,2 cm,	Länge l	39,8 cm,
Breite b	18,2 "	Gewicht	32,09 kg.

Bei der Belastung $P = 10\,000$ kg } und 1 Minute wirkend
 " " " " = 15 000 " } wurde kein Riß beobachtet.
 " " " " = 17 500 " }
 " " " " = 18 500 " } und 5 Minuten wirkend,
 zeigte sich ein feiner Riß A auf der vorderen Seite des
 Versuchskörpers (Abb. 15), sowie ein Riß bei A (Abb. 16)

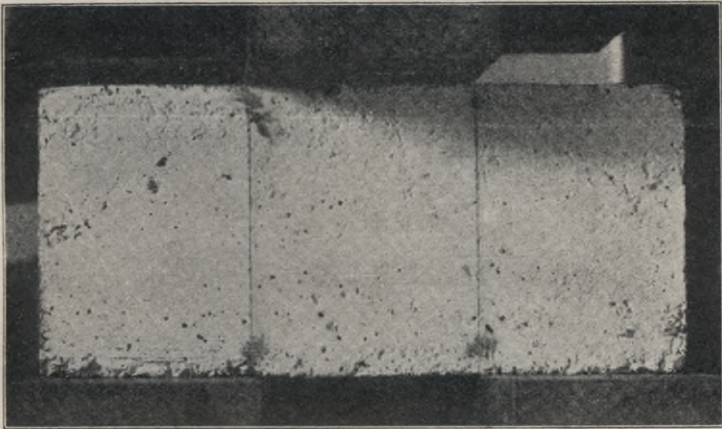


Abb. 14.

auf der hinteren Seite des Körpers. Bei der Belastung $P = 20\,000$ kg, rund 1 Minute wirkend, wurde kein weiterer Riß bemerkt. Bei der Belastung $P = 25\,000$ kg, rund 4 Minuten wirkend, wurden die Risse b und c (Abb. 15),

Versuchskörper 5.

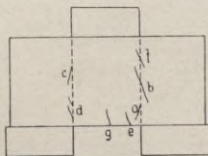


Abb. 15 vordere Seite.

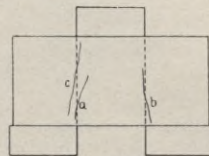


Abb. 16 hintere Seite.

ferner Riß b (Abb. 16) beobachtet. Bei der Belastung $P = 30\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigten sich die Risse d , e und f (Abb. 15) sowie Riß c (Abb. 16).

Bei der Belastung $P = 38\,000$ kg wurde Riß g (Abb. 15) beobachtet. Mit $P = 39\,000$ kg wurde die Höchstbelastung

erreicht, nach deren Eintritt ziemlich rasches Sinken des Widerstandes und Durchdrücken des mittleren Teiles stattfand, wie die photographische Abbildung zeigt (Abb. 20, für den Körper 6 gültig).

Betonkörper 6 mit Eiseneinlagen,
nach Angabe wie bei Körper 4 (Abb. 3).

Mittlere Abmessungen:

Höhe h	17,9 cm,
Breite b	18,0 "
Länge l	40,0 "
Gewicht	31,39 kg.

Die photographische Abbildung (Abb. 14) stellt den Versuchskörper vor der Prüfung dar.

Versuchskörper 6.

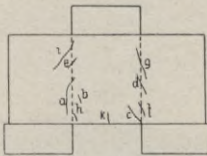


Abb. 17 vordere Seite.

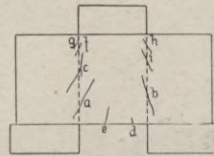


Abb. 18 hintere Seite.

Bei der Belastung $P = 5000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde kein Riß beobachtet. Bei der Belastung $P = 10000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde kein Riß beobachtet. Bei

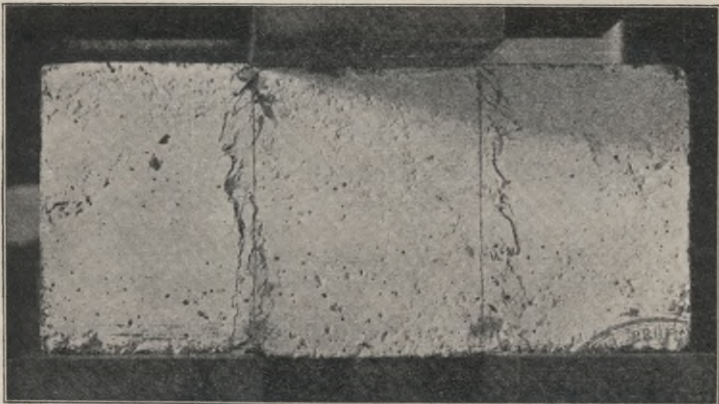


Abb. 19.

der Belastung $P = 15\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigte sich ein feiner Riß bei a auf der hinteren Seite des Versuchskörpers (Abb. 18). Bei der Belastung $P = 18\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurden die Risse a und b auf der vorderen Seite (Abb. 17), ferner Riß b (Abb. 18) auf der hinteren Seite beobachtet.

Bei der Belastung $P = 20\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde Riß c (Abb. 17) beobachtet. Bei der Belastung $P = 22\,500$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde

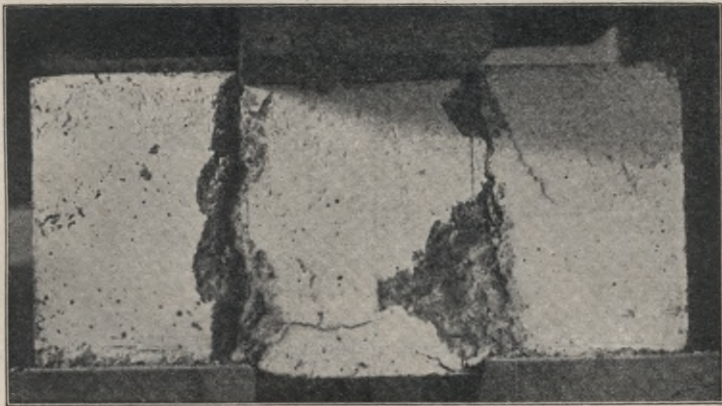


Abb. 20.

Riß c (Abb. 18) beobachtet. Bei der Belastung $P = 25\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde Riß d (Abb. 17) sowie Riß d (Abb. 17) beobachtet.

Bei der Belastung $P = 27\,500$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde Riß e (Abb. 18) beobachtet. Bei der Belastung $P = 30\,000$ kg, rund 3 Minuten wirkend, wurden die Risse e , f und g (Abb. 17), ferner Riß f (Abb. 18) bemerkt.

Bei der Belastung $P = 32\,500$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigten sich die Risse g , h und i (Abb. 18).

Bei der Belastung $P = 35\,000$ kg wurden die Risse h , i , k (Abb. 17) beobachtet. Unter dieser Belastung fand fortgesetztes Wachsen der Risse statt. Nach 8 Minuten Belastungsdauer trat ziemlich rasches Sinken des Widerstandes und Durchdrücken des mittleren Teiles ein. Die photographische Abbildung (Abb. 19) zeigt die vordere Seite des Versuchskörpers, nachdem dieselbe rund 8 Minuten lang mit $P = 35\,000$ kg belastet war.

Die photographische Abbildung (Abb. 20) stellt dieselbe Fläche nach weitgehender Zerstörung dar.

Nimmt man auch hier an, daß sich die Scherkraft zuerst gleich auf beide beanspruchten Querschnitte verteilt, ferner, daß sich die Kraft $\frac{P}{2}$ auf den Querschnitt gleichmäßig verteilt, von der Einlage vorderhand absehend, so ergeben sich folgende Zahlen, von denen die erste Reihe die Scherspannungen die beim Erscheinen der ersten Risse, die zweite die unter der Bruchlast wirkenden Scherspannungen kennzeichnet:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{20\,000}{2 \cdot 331,23} = 30,19 \text{ kg/cm}^2 \\ \frac{18\,500}{2 \cdot 331,24} = 27,91 \text{ " } \\ \frac{15\,000}{2 \cdot 332,2} = 23,27 \text{ " } \\ \frac{39\,000}{2 \cdot 331,24} = 58,87 \text{ kg/cm}^2 \\ \frac{39\,000}{2 \cdot 331,24} = 58,86 \text{ " } \\ \frac{35\,000}{2 \cdot 322,2} = 54,31 \text{ " } \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Im Mittel} = 27,12 \text{ kg/cm}^2. \quad 1) \\ \text{Im Mittel} = 57,34 \text{ kg/cm}^2. \quad 2) \end{array}$$

Nimmt man an, daß nach dem Auftreten der ersten Risse das Eisen allein die totale Scherkraft aufzunehmen hätte, so ergeben sich folgende Werte:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{39\,000}{18 \cdot 0,79} = 2754 \text{ kg/cm}^2 \\ \frac{39\,000}{18 \cdot 0,79} = 2754 \text{ " } \\ \frac{35\,000}{18 \cdot 0,79} = 2471 \text{ " } \end{array} \right\} \text{Im Mittel} = 2660 \text{ kg/cm}^2.$$

Es zeigt sich somit, daß bei nach dieser Art/ armierten Betonkörpern Risse erst bei jener Scherbeanspruchung erscheinen, die ein Abscheren der Betonkörper ohne Eiseninlagen bewirkt haben. Die letzteren zeigten eine Scherfestigkeit von $\tau = 25,18 \text{ kg/cm}^2$. Hier treten die ersten Risse erst bei $\tau = 27,12 \text{ kg/cm}^2$ auf. Bei den reinen Betonkörpern lagen die Spannungen, die Risse im Beton hervor-

bringen, von denen, die ein Abscheren bewirkten, wie 5,22 zu 25,18 also 1:5. Hier ist dies Verhältnis auf 1:2 heruntergedrückt. Die Armierung bewirkt, daß die Scherrisse näher der Bruchlast zu stehen kommen, so daß hier eine zweifache Sicherheit gegen Bruch vollständig genügt, denn erst dann erscheinen feine Risse im Beton. Die Scherfestigkeit selbst wird auf das Doppelte derjenigen der Betonkörper ohne Eiseneinlagen gesteigert.

Die beachtenswerte Erscheinung, daß bei einer berechneten Scherspannung von $27,12 \text{ kg/cm}^2$ erst Risse erscheinen, ist folgendermaßen zu erklären:

Die Armierung besteht aus spiralartig geschlungenen Eisendrähten. Von den Spiralen bzw. den innerhalb derselben liegenden Querdrähten wird ein walzenförmiger Betonkörper umspannt, der von allen Seiten auf Druck beansprucht ist und durch welchen der Zug aus der Zugzone als Druck in die Druckzone übertragen wird, indem ein Teil der Zugspannungen durch den von den Eisenspiralen hervorgerufenen Druck neutralisiert werden. Mit anderen Worten, die Kraft P erzeugt ein Biegemoment M ; es entstehen innere Spannungen, die sich bekanntlich nach dem Proportionalitätsgesetze auf den Querschnitt verteilen.

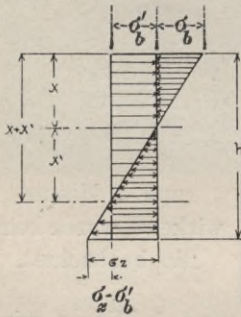


Abb. 21.

Das Moment hat zur Folge, daß die Eiseneinlagen auf Zug beansprucht werden, welche letzterer aber den Walzenkörper von allen Seiten gleichmäßig drückt. Es entsteht somit eine gleichgerichtete Kraft, die sich im ganzen Querschnitte verteilt und die in der oberen Faser wirkende Druckspannung erhöht, aber einen Teil der Zugspannungen im Beton neutralisiert. Ist σ_b und σ_z der größte Druck bzw. der größte Zug im Betonquerschnitt und σ'_b der konstante Druck, durch die Schlingenarmierung hervorgerufen, so beträgt die größte Druckspannung $\sigma_b + \sigma'_b$; die größte Zugspannung aber $\sigma_z - \sigma'_b$; die Neutralachse wird nach unten verschoben, und zwar (Abb. 21) um $x = \frac{\sigma_b'}{\sigma_b} \cdot \frac{h}{2}$, wobei h die Höhe des Balkenquerschnittes bedeutet.

Soll diese Begründung den Tatsachen entsprechen, so müßte der innere Kern des Walzenelements entbehrlich sein, denn zur Erzeugung des oben erwähnten künstlichen Druckes

im Querschnitt ist dieser Kern nicht notwendig. Dementsprechend sind Versuchskörper mit kreisförmigen Aus-

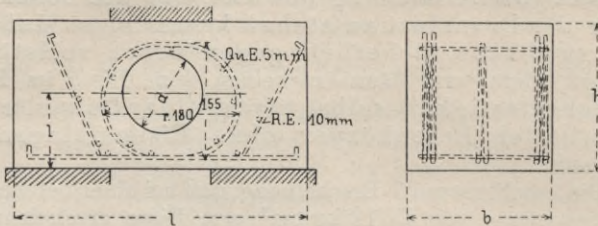


Abb. 22.

sparungen, aber mit gleicher Eiseneinlage und gleicher Form — wobei aber $h = 20$ cm beträgt — gefertigt und nach Maßgabe der Abb. 22 der Prüfung unterworfen worden. Während des Stampfens haben sich die Eiseneinlagen wenig verschoben, was aber ohne Bedeutung für die Festigkeit des Körpers sein kann.

Betonkörper 7 mit kreisförmiger Aussparung.

Mittlere Abmessungen:

Höhe h (Abb. 22)	19,4 cm,
Breite b	20,3 "
Länge l	39,8 "
Gewicht	33,72 kg,
Durchmesser d der Aussparung	11,0 cm,
Entfernung e (Abb. 22)	10,0 "

Bei der Belastung von $P = 2\ 500$ kg, }
 " " " " " = 5 000 " } rund 1 Minute
 " " " " " = 7 500 " } wirkend, wurde kein
 " " " " " = 10 000 " } Riß beobachtet.
 " " " " " = 15 000 " }
 " " " " " = 17 500 " }
 knd, zeigten sich feine Risse bei a (Abb. 23) auf der vorderen Seite und bei a (Abb. 24) auf der hinteren Seite.

Versuchskörper 7.

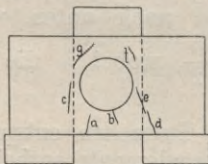


Abb. 23 vordere Seite.

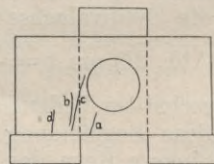


Abb. 24 hintere Seite.

Bei der Belastung $P = 20\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigte sich Riß b , Abb. 24. Bei der Belastung $P = 22\,500$ kg, rund 1 Minute wirkend, zeigte sich kein weiterer Riß. Bei der Belastung $P = 25\,000$ kg, rund 1 Minute wirkend, zeigte sich kein weiterer Riß. Bei der Belastung $P = 30\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigte sich Riß b , Abb. 23.

Bei der Belastung $P = 35\,000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigten sich die Risse c , d , e , f und g , Abb. 22, ferner die Risse c und d , Abb. 23.

Mit $P = 38\,600$ kg wurde die Höchstbelastung erreicht, nach deren Eintritt ziemlich rasches Sinken des Widerstandes

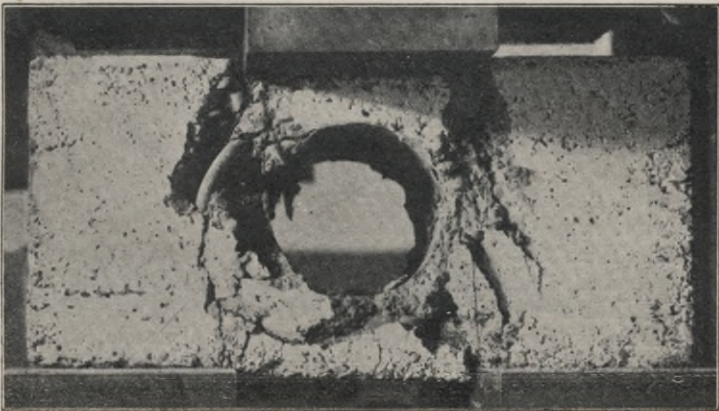


Abb. 25.

und Durchdrücken des mittleren Teiles stattfand, wie die photographische Abbildung (Abb. 25) für den Körper 9 gültig zeigt.

Betonkörper 8 mit kreisförmiger Aussparung und Eiseneinlagen nach Angaben wie bei Körper 7 (Abb. 21).

Mittlere Abmessungen:

Höhe h (Abb. 21)	20,4 cm,
Breite b	20,2 "
Länge l	39,8 "
Durchmesser der Aussparung	11,2 "
Entfernung e (Abb. 22)	10,1 "
Gewicht.	34,57 kg.

Bei der Belastung $P = 5\ 000$ kg,	} rund 1 Minute wirkend, wurde kein Riß beobachtet.
" " " " = 10 000 "	
" " " " = 12 500 "	
" " " " = 15 000 "	
" " " " = 17 500 "	} rund 2 Minuten wirkend, wurde kein Riß beobachtet.
" " " " = 19 000 "	

zeigten sich feine Risse bei a (Abb. 26) auf der vorderen Seite, ferner bei a (Abb. 27) auf der hinteren Seite.

Versuchskörper 8.

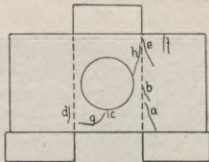


Abb. 26 vordere Seite.

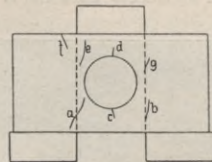


Abb. 27 hintere Seite.

Bei der Belastung $P = 20\ 000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde Riß b (Abb. 27) beobachtet. Bei der Belastung $P = 22\ 500$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigten sich Risse b und c (Abb. 26). Bei der Belastung $P = 25\ 000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigte sich Riß d (Abb. 26). Bei der Belastung $P = 27\ 500$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigte sich Riß e (Abb. 26) sowie Riß c (Abb. 27).

Bei der Belastung $P = 32\ 500$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurden die Risse d , e , f (Abb. 27) beobachtet.

Bei der Belastung $P = 35\ 000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigten sich die Risse f , g , h (Abb. 26), Riß g (Abb. 27).

Mit $P = 37\ 400$ kg wurde die Höchstbelastung erreicht, nach deren Eintritt ziemlich rasches Sinken des Widerstandes und Durchdrücken des mittleren Teiles stattfand, wie die photographische Abbildung (Abb. 25), für den Körper 9 gültig, zeigt.

Versuchskörper 9.

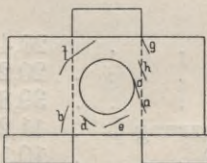


Abb. 28 vordere Seite.

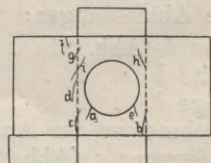


Abb. 29 hintere Seite.

Betonkörper 9 mit kreisförmiger Aussparung und Eiseneinlagen nach Angabe wie bei Körper 7 (Abb. 22).

Mittlere Messungen:

Höhe h	19,1 cm,
Breite b	20,1 "
Länge l	40,0 "
Durchm. d der Aussparung	11,0 "
Entfernung e (Abb. 22) . . .	10,4 "
Gewicht	33,72 kg.

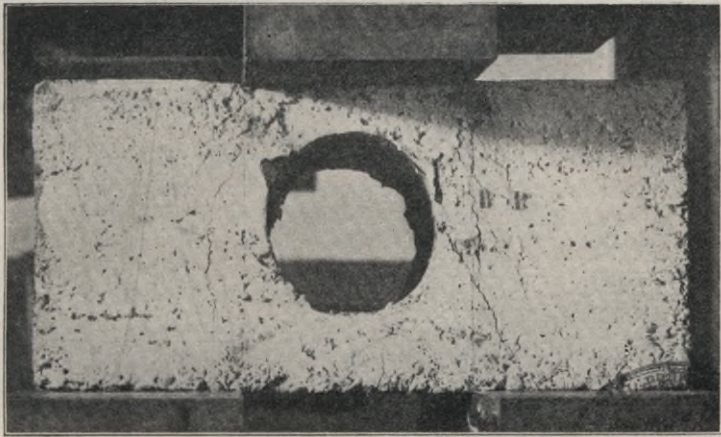


Abb. 30.

Bei der Belastung $P = 5\ 000$ kg, } rund 2 Minuten wirkend,
 " " " " = 10 000 " } wurde kein Riß
 " " " " = 12 500 " } beobachtet
 " " " " = 15 000 " , } rund 2 Minuten wirkend,
 zeigte sich ein feiner Riß a (Abb. 29) auf der hinteren Seite
 des Versuchskörpers. Bei der Belastung $P = 17\ 500$ kg,
 rund 2 Minuten wirkend, zeigte sich kein weiterer Riß,
 ebenso bei der Belastung $P = 20\ 000$ kg. Bei der Belastung
 $P = 22\ 500$ kg, rund 2 Minuten wirkend, wurde Riß a (Abb. 28)
 auf der vorderen Seite des Körpers beobachtet. Bei der
 Belastung $P = 25\ 000$ kg, rund 2 Minuten wirkend, zeigte
 sich Riß b (Abb. 29). Bei der Belastung $P = 27\ 500$ kg,
 rund 2 Minuten wirkend, zeigten sich die Risse b (Abb. 28),
 c (Abb. 29).

Bei der Belastung $P = 32\ 500$ kg, rund 2 Minuten wirkend,
 wurden die Risse c und d (Abb. 28), ferner d (Abb. 29) be-
 merkt. Bei der Belastung $P = 35\ 000$ kg, rund 2 Minuten
 wirkend, zeigte sich Riß e (Abb. 29).

Bei der Belastung $P = 37\,500$ kg, rund 3 Minuten wirkend, wurden die Risse e, f, h (Abb. 28), ferner f, g, h, i (Abb. 29) beobachtet.

Mit $P = 40\,000$ kg wurde die Höchstbelastung erreicht, nach deren Eintritt ziemlich rasches Sinken des Widerstandes und Durchdrücken des mittleren Teiles stattfand.

Die photographische Abbildung (Abb. 30) stellt die vordere Seite des Versuchskörpers dar, nachdem derselbe rund 3 Minuten mit $P = 40\,000$ kg belastet war.

Die photographische Abbildung (Abb. 25) stellt den Körper nach weitergehender Zerstörung dar.

Die in der photographischen Abbildung 30 sichtbaren Risse in der Zugzone sind erst dann hervorgetreten, als der obere Teil ganz zerstört und jede Verbindung zwischen Beton und Eisen ausgeschlossen war.

Auf Grund der vorher gemachten Annahmen¹⁾ lassen sich die Scherspannungen beim Erscheinen der ersten Risse und die Scherfestigkeit des Eisenbetons wie folgt bestimmen:

$\frac{17\,500}{2 \cdot 393,82} = 22,2 \text{ kg/cm}^2,$	}	Im Mittel = 21,7 kg/cm ² .
$\frac{19\,000}{2 \cdot 412,08} = 23,5 \quad "$		
$\frac{15\,000}{2 \cdot 383,91} = 19,5 \quad "$		
$\frac{38\,600}{2 \cdot 393,82} = 49,0 \text{ kg/cm}^2,$	}	Im Mittel = 48,8 kg/cm ² .
$\frac{37\,400}{2 \cdot 412,08} = 45,3 \quad "$		
$\frac{40\,000}{2 \cdot 383,91} = 52,2 \quad "$		

Scherversuche mit armierten Betonkörpern nach Maßgabe der Abb. 31 und 32 hat Prof. Mörsch durchgeführt. Die mittlere Scherfestigkeit aus drei Versuchen nach Abb. 31 ergab den Wert $\tau = 38,6 \text{ kg/cm}^2$; die mittlere Scherfestigkeit aus ebensovielen Versuchen nach Abb. 32 ergab den Wert $\tau = 31,7 \text{ kg/cm}^2$, wobei aber Risse schon bei einer Last von $P = 12$ und 15 Tonnen erschienen.

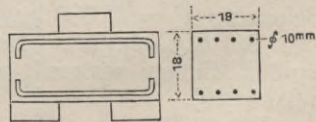


Abb. 31.

¹⁾ Die kreisförmige Aussparung ist bei der Berechnung nicht berücksichtigt worden, indem die wirkende Kraft durch den Gesamtquerschnitt dividiert wurde.

Prof. Mörsch zieht den Schluß, es finde keine Summierung der Wirkungen beider Stoffe statt, was die vom Verfasser durchgeführten Versuche nicht bestätigen. Prof. Mörsch hat eben das Erscheinen der ersten Risse bei den Betonkörpern ohne Eiseneinlagen unberücksichtigt gelassen und kommt daher zu dem Schlusse, der als verfrüht zu bezeichnen ist.

Die oben zitierten Zahlenunterschiede sind auf den Umstand zurückzuführen, daß die ersten Versuchskörper (Abb. 31)

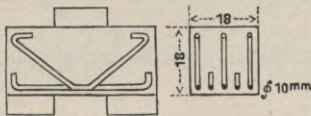


Abb. 32.

mit 8 Eisenstäben, die zweiten Versuchskörper (Abb. 32) aber nur mit 5 Eisenstäben von je 10 mm Durchmesser versehen waren, was eben darauf hindeutet, daß die Eiseneinlage nicht unbedeutende Wirkungen hervorruft und daß ein Zu-

sammenwirken beider Stoffe auch hier vorhanden ist.

Ferner berechnet Prof. Mörsch die Scherfestigkeit des Eisens zu 3100 und erreicht sogar 3870 kg/cm², was mit anderweitigen Versuchen (z. B. Bauschinger) nicht erreicht wurde. Vielmehr ist dieser Umstand darauf zurückzuführen, daß der Beton, wenn auch schon gerissen, einen Teil der Scherbeanspruchungen infolge des zahnartigen Eingreifens der Scherflächen ineinander aufnehmen kann, wodurch das Eisen zum Teil entlastet wird. Andernfalls wäre das Eisen abgesichert, was eben nicht eintrat.

Die Eisenarmierung der Betonkörper hat nicht nur das Erscheinen von Scherrissen unter größeren Auflasten verschoben und die Bruchlast bedeutend erhöht (auf das Doppelte), sondern hat auch gegen Schub- und Scherkräfte eine gemeinsame statische Wirkung beider Materialien hervorgerufen.

Im Anschluß zu diesen Versuchen sollen jetzt die verschiedenen Rechenmethoden für die Ermittlung der Schub- und Scherspannungen vorgeführt und dieselben an Hand praktischer Ausführungen geprüft werden; nachher sollen die Ergebnisse dieser Versuche praktische Anwendungen finden.

Die Schub- und Scherspannungen von Eisenbetonkonstruktionen können von drei verschiedenen Standpunkten aus berechnet werden, und zwar je nachdem man die Aufnahme der totalen auftretenden Schub- und Scherspannungen dem Beton allein überläßt, wie wenn keine Armierung vorhanden wäre, zweitens kann die Aufnahme der totalen Schubkraft dem Eisen der Bügel und abgebogenen Untergurtstangen überlassen werden und endlich drittens dem Verbund-

körper als solchem überlassen werden. Aus diesen Annahmen ergeben sich folgende Berechnungsmethoden:

1. Der Beton nimmt allein die totale Schub- und Scherkraft auf:

$$\tau_b = \frac{Q}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)},$$

wobei davon ausgegangen wird, daß der Beton auch in Verbindung mit dem Eisen unter gleichen Auflasten Scherrisse bekommt. Als obere Grenze pflegt man $\tau_b = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ anzunehmen.¹⁾

2. Die Rundeisenbügel nehmen die totale Schubspannung auf:

$$\tau_e = \frac{Q \cdot e}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)},$$

wobei e und f_e die Entfernung bzw. den Querschnitt der Bügel darstellen. Hier wird angenommen, daß der Beton zur Aufnahme der Schubkräfte nicht mitwirkt, er sei also gerissen, was nur für die Schubfestigkeit des Körpers Bedeutung haben kann.

Es wird vorausgesetzt, daß die Bügel wie Dübel wirken und daß dieselben genügend im Beton stecken, damit der Leibungsdruck nicht eher den Beton zersplittern könne (Abb. 33).

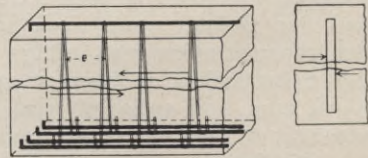


Abb. 33.

Ferner bewirken die Bügel eine gleichmäßige Uebertragung der Schubkräfte im Querschnitt. Als oberste Grenze nimmt man $\tau_e = 0,8 \sigma_z = 800 \text{ kg/cm}^2$ an. Sind schiefe Eisenstangen vorhanden, dann ist auch der Querschnitt derselben mit in Rechnung zu ziehen.

3. Der Verbundkörper hat als solcher die Schubspannungen aufzunehmen.

a) Es kann die Hälfte der auftretenden Schubkräfte einem jeden Elemente zur Aufnahme überlassen werden; dann hat der Beton die Scherkraft $\frac{Q}{2}$, das Eisen $\frac{Q}{2}$ aufzunehmen. Die zu berechnenden Schubspannungen ergeben sich für den Beton bzw. für die Bügeleisen aus

¹⁾ P. Christophe empfiehlt sogar, $\tau = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ anzunehmen.

$$\frac{Q}{2} = \left(h - a - \frac{x}{3} \right) b \tau^b,$$

$$\frac{Q}{2} = \left(h - a - \frac{x}{3} \right) f_e \tau_e.$$

Die hier angenommene Verteilung der inneren Beanspruchungen ist aber unbegründet.

b) Es kann der ganze Querschnitt, wie es bei der Ermittlung der Schubspannungen der homogenen Körper geschieht, in Rechnung gezogen werden, wobei für einen gewissen Prozentsatz Bügeleisen eine aus praktischen Ausführungen ermittelte Zahl als Verbundspannung angenommen werden kann. Somit

$$\tau_{\text{Verbund}} \cdot F = Q,$$

wobei aber die Verteilung der Kräfte im Beton und Eisen nicht ermittelt werden kann; endlich

c) kann, wie in der Folge angegeben wird, das richtige Maß und die Verteilung der Schub- und Scherspannungen auf Grund der Schubelastizität beider Materialien ermittelt werden.

Allgemein ist bei der Berechnung der Schub- und Scherspannungen im Eisenbetonbau keine organische Verbindung bzw. keine statische Wirkung beider Stoffe gegen Schub- und Scherkräfte angenommen worden, was durch die genannten Versuche von Prof. Mörsch noch bestätigt wurde.

Berechnet man einen auf Biegung beanspruchten Balken nach den in den preußischen Bestimmungen oder vorläufigen Leitsätzen der deutschen Architekten- und Ingenieurvereine usw. enthaltenen Formeln, so wird die Rippenstärke dadurch nicht bestimmt. Dieselbe wird dann durch die Ermittlung der Schub- und Scherkräfte festgesetzt, denn für die Berechnung der Biegebeanspruchungen wird die Rippenstärke nicht in Betracht gezogen. Da aber die gewöhnlichen Formeln zu große Rippenstärken ergeben würden, die von der Praxis als zwecklos erwiesen sind, so hat man eine andere Berechnungsart angestellt, die in den „Vorläufigen Leitsätzen“ enthalten ist.

Diese Berechnungsart setzt voraus, daß der Beton die dort angegebene zulässige Schubspannung von 4,5 kg/cm² übernehme, der Ueberschuß der Schubkraft, aber in eine Zugkraft verwandelt, den schief abgelenkten Untergurtstangen zur Aufnahme überlassen wird.

Nimmt man z. B. eine gleichmäßig verteilte Belastung $= P$ kg f. 1 lfd. m an, so beträgt die Querkraft am Auflager $Q = \frac{pl}{2}$. Auf der Länge z beträgt die Schubkraft

$$S = \frac{pl}{2z} \cdot z = \frac{pl}{2}.$$

Der Beton nimmt $\tau_b \cdot b \cdot z$ auf, somit bleibt die Schubkraft $S = \frac{pl}{2} - \tau_b b \cdot z$ übrig, die, nach 45° zerlegt, die Zugkraft $Z = S \cdot \sqrt{2}$ ergibt, und die in dem Eisen wirkende Zugspannung

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e} \cdot 1)$$

Oder berechnet sich die im Beton herrschende Schubspannung nach Formel 1: $\frac{Q}{b \cdot z}$ zu $\tau > 4,5$ kg/cm², so wird der Ueberschuß in eine Zugkraft verwandelt, die vom Eisen aufgenommen werden soll (Abb. 34).

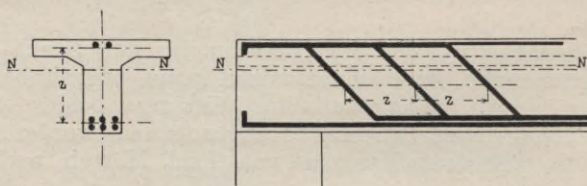


Abb. 34.

Bedeutet x den Abstand vom Auflagerpunkt, von wo aus die Schubspannung ihren zulässigen Wert $\tau_{zul.}$ erreicht, so berechnet sich die gesamte schiefe Zugkraft Z , die von den abzubiegenden Eisen aufzunehmen ist, aus

$$Z = x (\tau - \tau_{zul.}) \frac{1}{2} b \cdot \sqrt{2}^2)$$

und die im Eisen wirkende Zugspannung aus $\sigma_e = \frac{Z}{f_e}$.

Bei dieser Berechnungsart wird also eine Verteilung der Schubkräfte angenommen, die mit den von Prof. Mörsch

1) Siehe Barkhausen: Die Berechnung von Verbunddecken im Baugewerbe; Deutsche Bauzeitung 1905, Seite 27.

2) Nicht $Z = \frac{x}{\sqrt{2}} (\tau - \tau_{zul.}) \frac{1}{2} b$, wie es in den „Vorläufigen Leitsätzen“ auf Seite 16 angegeben ist.

gezogenen Schlüssen im Widerspruch steht. Eine Summierung in der Wirkung beider Stoffe scheint trotzdem annehmbar zu sein, nur muß die hier getroffene Verteilung als eine willkürliche bezeichnet werden.

Zur Richtigstellung des Vorgesagten ist es notwendig, das Wesen der Hauptspannungen bei auf Biegung beanspruchten Teilen eingehend zu betrachten.

In jedem Punkte eines Querschnittes wird das Material auf unendlich viele Arten beansprucht, und in allen gedachten Grenzflächen werden Kräfte übertragen, die wir als Spannungen des Körpers bezeichnen.

Führt man durch einen Punkt alle möglichen Strahlen und trägt vom Ursprunge aus die Spannungsgrößen auf, so liegen die Endpunkte derselben auf einem Ellipsoide. Führt man durch den Punkt eine beliebige Ebene, so liegen die Endpunkte der Strahlen auf einer Ellipse, der sogenannten Spannungsellipse.

Es erübrigt dann, von diesen Spannungen diejenigen herauszusuchen, die den größten Wert erreichen. Es muß

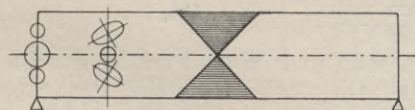


Abb. 35.

somit die Richtung dieser Grenzflächen bestimmt werden und in denselben die größte hervortretende Spannung. Bedeutet für einen solchen Punkt $\mp \sigma$ die Normalspannung (Zug

bezw. Druck), $\mp \tau$ die entsprechende Schubspannung (vertikal oder horizontal), so ergeben die obengenannten Spannungen die Hauptnormalspannungen:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}, \quad 1)$$

$$\sigma_2 = -\frac{\sigma}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}, \quad 2)$$

deren Richtung aus

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{2\tau}{\sigma} \quad 3)$$

bestimmt werden kann, und die Hauptschubspannung

$$S = \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad 4)$$

(vertikale und horizontale).

Nun betrachten wir einige Spezialfälle, die in Abb. 35 näher angegeben sind.

In der Neutralschicht eines auf Biegung beanspruchten

Balkens ist bekanntlich $\pm \sigma = 0$, und betragen daselbst die Hauptspannungen nach 1) bzw. 2) und 4):

$$\begin{aligned} \rho &= \tau, \\ S &= \tau, \end{aligned}$$

und die Richtung der ersteren aus 3) $\alpha = 45^\circ$.

Diese Bezeichnung gilt für alle Punkte der Neutralschicht, und erreicht τ seinen größten Wert am Auflager; somit gilt dort $\rho = \tau_{\max} = S$; $\alpha = 45^\circ$. Mit anderen Worten: die Normalhauptspannungen $\rho = \tau_{\max}$, die Zug bzw. Druck bewirken, schließen mit der Neutralachse Winkel von 45° bzw. 135° ein. Die Richtungen der Schub- und Scherspannung stehen senkrecht zueinander und schließen mit den Hauptspannungen ebenfalls Winkel von 45° ein. Greift man aus dem betrachteten Körper ein unendlich kleines Parallelepiped heraus (Abb. 36), dessen Kantenlänge ds sein mag, so wird dasselbe zu gleicher Zeit von den oben abgeleiteten Spannungen und in den bestimmten Richtungen affiziert, wobei das Rechteck $MNPQ$ eine Formänderung erleiden muß und in ein Parallelogramm $MNPQ$ übergeht. Die eine Diagonale MP wird gezogen, die andere NQ gedrückt.

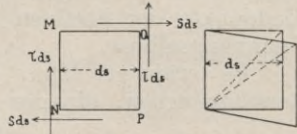


Abb. 36.

Es ist die Diagonale

$$d = \sqrt{2} \cdot ds,$$

dementsprechend die Spannkraft $p = \sqrt{2} \cdot ds \cdot \tau$ und die spezifische Spannung

$$\sigma = \frac{p}{d} = \frac{\sqrt{2} \cdot ds \cdot \tau}{\sqrt{2} \cdot ds} = \tau.^1)$$

Die Zugspannung in der Richtung der Diagonale ist gleich der dort bestimmten Schubspannung.

Wenn auch ein Teil von τds aufgenommen wird, so ist dennoch die ganze Deformation vorhanden; die Diagonale NQ erleidet eine Dehnung, und müssen alle Beanspruchungen zur gleichen Zeit hervortreten, so daß die Wirkung von σ_z mit der von τ hier in engerem Zusammenhange und in diesem Sinne vorhanden ist.

1) Nicht $\sigma = \frac{\tau ds}{\sqrt{2}} / \frac{ds}{\sqrt{2}} = \tau$, wie es in Beton u. Eisen 1903,

Heft IV, Seite 269 angegeben ist, woher auch der Fehler, der in der Fußnote 8 bemerkt, herrühren dürfte.

Man könnte nun denken, daß die Berechnung der Fachwerke diese Beanspruchungsart nicht berücksichtigt, indem die Kräfte einfach zerlegt werden und alle Konstruktionsglieder Normalkräfte zu übertragen haben. Diese Berechnungsart beruht aber auf der Annahme der reibungslosen Gelenke in den Knotenpunkten, was der Tatsache nicht entspricht. Die Stäbe können sich also an ihren Endpunkten nicht den Kräften entsprechend bewegen, um nur achsiale Beanspruchungen zu erleiden, und es treten daher infolge der Deformationen Nebenspannungen auf, die unter Umständen die gerechneten um 100 vH. und mehr übersteigen. Denkt man sich die Lücken zwischen den Stäben ausgefüllt, so leuchtet es ein, daß das ganze Material die Deformation mitmachen muß und Schiebungen eintreten, welche das Material, wie erwähnt, in anderer Weise beanspruchen. Daher ist die eingeschlagene Berechnungsart der Visintiniträger, indem man denselben die gleiche Eigenschaft der reibungslosen Gelenknotenpunkte zuschreibt, der Tatsache ganz entgegen, da bei Beton in den Anschlüssen von keiner Bewegung die Rede sein kann. Die errechneten Beanspruchungen dürften den tatsächlichen Beanspruchungen weit zurückstehen.

Der Fall der Torsion (Drehung) homogener Körper kann hier noch besseren Aufschluß geben.

In diesem Falle (Torsion) treten im ganzen Querschnitt lediglich nur Schubspannungen paarweise auf, aber genau, wie es im Falle der Biegung in der Neutralschicht vorhanden ist, wenn keine konzentrierten Kräfte wirken. Ein jedes Körperelement wird durch zwei Kräftepaare affiziert und erleidet eine der oben erwähnten gleiche Deformation. Wird ein solcher aus Beton hergestellter Körper durch Kräfte in dieser Weise ergriffen, so wird, da seine Schubfestigkeit bedeutend größer als seine Zugfestigkeit ist, das Material nach derjenigen Richtung zuerst in seinem Zusammenhange gelockert, wo es den kleinsten Widerstand entgegensetzen kann. Folglich werden solche Risse unter 45° zur Neutralachse geneigt und senkrecht zur Zugrichtung erscheinen. Versuche mit Metallen, Gesteinen und Beton haben dies bestätigt. In dieser Beziehung sind die von C. Bach ausgeführten Versuche besonders lehrreich.¹⁾

Bei stark faserartigen Materialien, wo die Kohäsion in der Richtung dieser Fasern geringer ist als nach anderen Richtungen, haben sich infolge des paarweisen Auftretens von Schubspannungen bei auf Drehung vorgenommenen Versuchen

1) C. Bach: Elastizitäts- und Festigkeitslehre.

zuerst Trennungen nach dieser Richtung, also zwischen den Fasern, gezeigt. Dagegen bei mehr homogenen Materialien, wie Gußeisen oder Beton, haben sich aus ebendenselben Gründen Risse nach 45° gezeigt, weil die Zugfestigkeit dieser Materialien kleiner ist als die Schubfestigkeit. Endlich bei Materialien, bei welchen eine Trennung der Fasern oder Risse durch den auftretenden Zug der schiefen Spannungen nicht herbeigeführt werden konnten, ist das Material fast senkrecht zur Achse abgesichert.

Diese Erscheinung ist nur dadurch zu erklären, daß diese Spannungen zur gleichen Zeit wirken, und der Körper derjenigen weichen muß, nach welcher er den geringsten Widerstand entgegengesetzt.

Prof. Mörsch¹⁾ hat noch besondere hohle Betonzylinder mit unter 45° geführten Eisenspiralen versehen und dieselben durch ein Moment, das der Einlage entgegengerichtet war, der Torsion unterworfen. Ein jedes Element wird dann, wie in Abb. 36 angegeben, beansprucht, wobei in einer Diagonale Zugspannungen, in anderen Druckspannungen wirken, die einander gleich groß sind. Der Beton kann die auftretende Druckspannung aufnehmen, nicht aber die Zugspannungen, und daher sind Eiseneinlagen verwendet, die aus diesen Gründen wirksam sein dürften. Die Versuche sind günstig ausgefallen, und Prof. Mörsch berechnet die im Eisen auftretenden Zugspannungen, bevor die ersten Risse sichtbar werden, mit etwa 1100 kg/cm^2 , was der Elastizitätsgrenze entspricht. Dieselben Versuche sind in der zweiten Auflage in dem von Wayss u. Freytag herausgegebenen Werke „Der Eisenbeton“ (Seite 56) aufgenommen, wobei die Eisenspannung mit etwa 550 kg/cm^2 durch Division mit 2 des oberen Wertes berechnet ist, indem angenommen wird, die Hälfte der Zug-

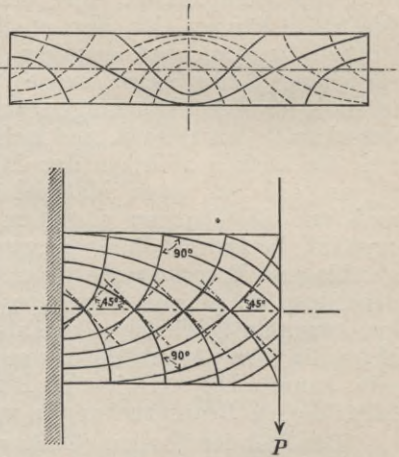


Abb. 37.

¹⁾ Schweiz. Bauzeitung Nr. 27 1905, Seite 308.

spannungen werden als Druckspannungen vom Beton aufgenommen. Bekanntlich sind aber, wie oben bewiesen, die Druckspannungen gleich den Zugspannungen und ist die erste Berechnung als die richtige zu bezeichnen. Sobald ein größerer Eisenprozentsatz bei gleichen Körpern verwendet wurde, konnten höhere Momente zur Wirkung gelangen, bis die ersten Risse zu sehen waren. Diese Versuche, wenn auch einzeln, bestätigen ja die Zusammenwirkung beider Materialien auch gegen Scher- und Schubkräfte infolge einer günstigen gegenseitigen Uebertragung.

Diese Uebertragung geschieht eben durch den Beton und ist möglich, weil Eisenstangen vorhanden sind. Diese Versuche, die dieses bestätigen, sind eben ein Beweis für die Zusammenwirkung beider Stoffe auch gegen Scher- und Schubkräfte.

Der Eisenbeton ist nun dadurch ein hervorragendes Baumaterial, in dem die Summierung der Wirkungen beider Stoffe gegen Druck, Biegung und Schubbeanspruchung stattfindet, nur müssen die Einlagen entsprechend angebracht werden.

Die in der Richtung der Zugtrajektorien wirkenden inneren Kräfte wachsen zugleich mit den Schubkräften an, wobei die ersteren zuerst zur Wirkung gelangen. Werden aber dieselben durch geeignete Eiseneinlagen aufgenommen, so können die Schubspannungen anwachsen, infolge welcher Trennungen zum Vorschein kommen dürften.

Aus diesem erhellt, daß die in den „Vorläufigen Leit-sätzen“ angegebene Berechnungsart nicht das Richtige trifft.

Die Größe der Spannung $4,5 \text{ kg/cm}^2$, die dem Beton zugeschrieben wird, erscheint ja in diesem Falle als Zugspannung und nicht als Schubspannung. Vielmehr muß die Berechnung so vorgenommen werden, daß den schiefen Eisenstangen die Aufnahme der totalen Zugkraft den horizontalen Stäben die Aufnahme der Scherkräfte und endlich den vertikalen und schiefen die Aufnahme der Schubspannungen zugemutet wird, wobei immer das Zusammenwirken beider Stoffe in Rechnung gezogen werden muß.

Auskragungen und ähnliche Konstruktionen haben sich besser bewährt, und liegen hier keine schlechten Erfahrungen vor, weil die Praktiker von Anfang an das Richtige getroffen haben. Die gefährlichen schiefen Spannungen treten auch hier auf, und zwar in gleichem Maße wie bei den gewöhnlichen Balken; es sind aber immer schiefe Bügel angebracht worden, in richtiger Lage, welche die Hauptspannungen aufnehmen (Abbild. 37 bzw. 38).

Das gleiche ist zufällig bei durchlaufenden Balken der

Fall, wo, um den negativen Biegemomenten über den Stützen zu begegnen, der größte Teil der unteren Stangen nach oben herauf geführt werden mußte. Dadurch wurde für die Aufnahme der schiefen Spannungen, die hier bedeutend werden, weil am Auflager das M und Q zugleich die größten Werte erreichen, zur Genüge gesorgt.

Auch der Fall, wo ein Balken in einen anderen eingreift (Fall der Nebenträger), hat sich in der Praxis sehr gut bewährt. Dort wirkt nämlich neben den paarweise vorkommenden Schubkräften noch eine reine Scherkraft, die von der Knotenlast herrührt. In solchen und ähnlichen Fällen konnten keine Schädigungen des Materials bemerkt werden, weil eben die horizontalen Stäbe, welche die Normalspannungen aufzunehmen haben, der Scherkraft vollkommen genügen.

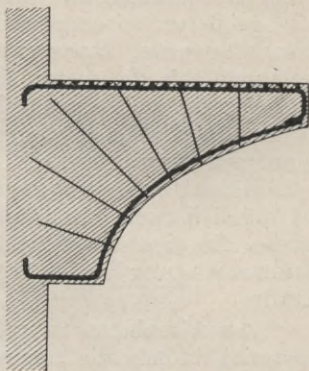


Abb. 38.

Aus diesen Betrachtungen kann gefolgert werden, daß für die Berechnung von auf Biegung beanspruchten Konstruktionsgliedern zuerst die Abmessungen, die den Normalspannungen entsprechen, festzusetzen sind, wobei $\sigma = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ gesetzt werden kann, daraufhin sind die Anzahl Eisenquerschnitte zu bestimmen, die die Hauptspannungen in der Richtung der Zugtrajektorien an den Auflagern aufnehmen können, wobei das Eisen mit $\sigma_z = 1000 \text{ kg/cm}^2$ belastet werden darf. Ist f_e die zur Verfügung stehende Eisenfläche, so beträgt $f_e \cdot \sigma_z = Z$ die Zugkraft, die aufgenommen werden kann. Bei gleichförmig verteilter Last ist die Quer-

kraft, die auf den halben Balken wirkt, $\frac{pl}{2} \times \frac{l}{4} = \frac{Pl^2}{8}$.

Diese Kraft muss $\leq Z$ sein. Die Verteilung wird folgendermaßen bestimmt. Betragen die Querkräfte an zwei Querschnitten, die um h abstehen, A und B , so ist $\frac{A+B}{2} \times h = Z$,

wobei $B = A - hp$ ist. Es folgt $\frac{A + (A - hp)}{2} \times h \geq f_e \sigma_e$.

Für $A = \frac{pl}{2}$ muß sein $\frac{Pl}{2} + \left(\frac{Pl}{2} - hp \right) \cdot h \geq Z \geq f_e \sigma_e$.

Die vertikalen Bügeln nehmen selbstverständlich einen Teil der Kraft Z auf. Soll jetzt geprüft werden, ob der Balken den Schub- und Scherkräften gewachsen ist, so muß hier, wie für die Normalspannungen, von dem elastischen Verhalten beider Materialien ausgegangen werden.

Der Gleitmodul wird durch folgendes Verhältnis definiert:

$$G = \frac{\tau}{\frac{dq}{a}},$$

wobei τ die Spannung, welche mit der Querschiebung dq in der Entfernung a gleichzeitig auftritt.

Für die in Betracht kommenden Materialien, Beton und Eisen, ist der Gleitmodul $G_b = \frac{\tau}{\frac{dq_b}{a}}$ bzw. $G_e = \frac{\tau_e}{\frac{dq_e}{a}}$ und soll

$dq_b = dq_e$ sein, so folgt aus $dq_e = \frac{G_e}{\tau_e}$ und $dq_b = \frac{G_b}{\tau_b}$:

$$\frac{G_b}{\tau_b} = \frac{G_e}{\tau_e} \text{ und endlich } \tau_e = \frac{G_e}{G_b} \tau_b.$$

Es ist nachgewiesen, daß für isotrope Körper

$$G = \frac{\varepsilon}{\varepsilon + 1} \frac{E}{2},$$

wobei G und E den Gleitmodul bzw. Druck- und Zug-Elastizitätsmodul, ε den Elastizitätskoeffizienten darstellen, und ist für die gemachte Annahme der Isotropie $\varepsilon = 3$ bis 4. Das Verhältnis beider Gleitmodule ist gleich der der Elastizitätsmodule, und man kann schreiben:

$$\frac{G_e}{G_b} = 10 \text{ bis } 15 = n.$$

Daraus ergibt sich für die Scher- und Schubspannung im Verbundkörper

$$\tau_b = \frac{Q}{F_b + n f_e} \text{ (als Mittelwert),}$$

wobei $\tau_e = 10$ bis $15 \tau_b$ betragen kann.

Die Schubfestigkeit ist somit von den Bügeln und schiefen Eisen, die Scherfestigkeit von den horizontal geführten Eisen abhängig, und es ist hier dasselbe Verfahren, wie zur Bestimmung der Druckspannungen bei auf axialen Druck beanspruchten Konstruktionen verwendet.

Für die Ermittlung der Schubspannungen wird von der Formel

$$\tau b dl = \int_v^x b dy d\sigma \quad 1)$$

ausgegangen, die aber nur für Querschnitte von homogenem Material Gültigkeit haben kann, also verwendbar für Querschnitte wie Abb. 39, und nicht für solche, wo noch vertikale Eisen eingebracht sind (Abb. 40). Dieselben können aber auf Grund der Schubelastizität berücksichtigt werden. Die Fläche bdl ist hier $bdl + 15 f_e$, und weil die Druckfestigkeit der oberen Fasern durch die Eiseneinlage weder erhöht noch vermindert wird, so kann man schreiben:

$$\tau (b dl + 15 f_e) = \int_v^x b dy d\sigma,$$

und führt man die gewöhnlichen Werte bei Vernachlässigung der Zugspannungen unter der Neutralachse ein, so ergibt sich als größte Schubspannung in der Neutralachse:

$$\tau_b = \frac{Q}{\left(z - \frac{x}{3}\right) b + 15 f_e}; \quad \tau_e = 15 \tau_b.$$

Auf diese Weise wird die Schubfestigkeit im Beton und die im Eisen ermittelt. Bei Scherbeanspruchungen ist es wahrscheinlich, daß die stärkeren Längseisen den Kern entlasten und stärker beansprucht werden, als die obere Formel es ergeben würde.

Für die Richtigstellung dieser Berechnung ist noch folgendes zu beachten:

Die Schubfestigkeit kann in Funktion der Druckfestigkeit ausgedrückt werden. Es kann nämlich

$$\tau_b = \gamma \sigma_b,$$

gesetzt werden, wobei γ aus Versuchen mit 4.6 zu bemessen wäre. Nun ist es wahrscheinlich, daß die Schubfestigkeit in irgend welcher Verbindung mit der Stampfrichtung sein muß, so daß in diesem Falle die nach zwei Hauptrichtungen ein-

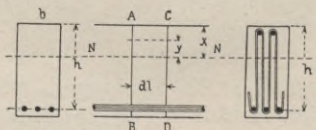


Abb. 39.

Abb. 40.

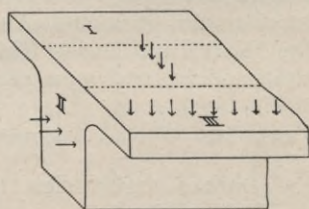


Abb. 41.

gelegten Eisen diese Inhomogenität zum Teil aufheben. Die nebenstehende Abb. 41 gibt die für die Praxis wichtigsten Schubbeanspruchungen an, deren Unterschied durch zweckentsprechende Versuche bestimmt werden kann.

Spezielle Versuche mit Bausteinen und Mörtel hat Bau-schinger durchgeführt, und es zeigte sich, daß die Schubfestigkeit für natürliche Steine senkrecht und parallel zur Lagerung eine verschiedene ist.

* * *

Im Hoch- und Brückenbau, meistens beim letzteren, kommt es oft vor, daß die Abmessungen angenommener

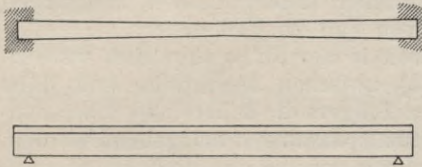


Abb. 42.

Querschnitte den größten Biegemomenten, nicht aber den größten Schubkräften entsprechen. Dieser Umstand veranlaßt die Konstrukteure, entweder Zwickel oder Konsolen gegen die Auflager hin (Abb. 43)

auszubilden, oder den ganzen Balken, entsprechend der größten Querkraft, zu verbreitern. Auch solche Balken, deren Rippenbreite gegen die Auflager hin, der Zunahme der Schubkräfte entsprechend, allmählich breiter wird (Abb. 42), sind oft ausgeführt worden.

Bei Brücken ist meistens die Balkenhöhe beschränkt wegen der Durchflußprofile, so daß große Konsolen die ganze Kon-

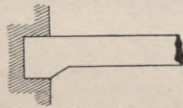


Abb. 43.

struktion in Frage stellen würden. Im Hochbau ist es meistens aus ästhetischen Gründen unzulässig, Konsolen oder Verbreiterungen der Balken vorzunehmen. Bei kontinuierlichen Balken, die so oft im Hoch- und Brückenbau vorkommen, verschlimmert sich die Sache, weil hier die Querkräfte stets

bedeutender sind. Oft werden durch solche Bestimmungen die Anwendungen von Eisenbetonkonstruktionen unmöglich gemacht.

Eisenbeton ist das einzige Konstruktionsmaterial, das schlanke Formen und gleiche Konstruktionsart wie das Eisen zuläßt. Balken verschiedener Form und Fachwerke sind mit Eisenbeton geradeso ausgebildet, wie dies mit dem Eisen der Fall ist.

Die erreichten Spannweiten sind weit bedeutender, als

man anfänglich denken konnte.*) Soll die Schubfestigkeit des Eisenbetons durch Bestimmungen aller Art beschränkt werden, so können gewiß die Grenzbeanspruchungszahlen rechnerisch nicht eingehalten werden. Für die Praxis ist dies ein großes Hemmnis, und die Entwicklung dieser Bauweise kann dabei nicht gefördert werden.

Die von den „Bestimmungen“ und „Vorläufigen Leitsätzen“ angenommenen zulässigen Beanspruchungen für Druck und Schub bilden ein Verhältnis, das einerseits der Tatsache nicht entspricht, andererseits zu Abmessungen führt, die selten den projektierenden Ingenieur befriedigen können. Es ist überhaupt festzustellen, welche Beanspruchungsart, ob die der Normal-Schub- und Scher- oder die der Hauptspannungen für die Dimensionierung solcher Konstruktionen maßgebend sind, oder ob sich dieses von Fall zu Fall ändert.

Aus diesen Gründen soll in der Folge abgeleitet werden, bei welchem Verhältnis (k) zwischen Spannweite und Höhe eines gleichmäßig belasteten Trägers die Schub- und Scherspannungen gegenüber den Normalspannungen maßgebend werden.

Als Querschnitt wählen wir den des gewöhnlichen Rippenbalkens. Das Biegemoment beträgt:

$$M = \frac{pl^2}{8}, \quad 1)$$

die größte Querkraft:

$$Q = \frac{pl}{2}, \quad 2)$$

die größte Druckbeanspruchung nach den „Vorläufigen Leitsätzen“ und „Bestimmungen“:

$$\sigma = \frac{2M}{\left(h - a - \frac{x}{3}\right) b \cdot x} \quad 3)$$

und die größte Schubspannung:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z}. \quad 4)$$

Setzen wir 1) und 2) in 3) und 4) ein und bilden das Verhältnis

$$K = \frac{\sigma_d}{\tau} = \frac{p \cdot l^2}{4 \cdot b \cdot x \cdot z} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot z}{p \cdot l} = \frac{l}{2x},$$

wobei x zwischen $\frac{1}{3}h$ bis $\frac{1}{2}h$ schwanken kann.

*) Siehe Beton-Kalender 1906, Teil II, S. 136, unter Balkenbrücken von E. Luipold und S. Zipkes

$$\text{Somit für } x = \frac{1}{3}h \quad . \quad . \quad . \quad l = 2Kx = \frac{2}{3}hK \quad 5)$$

$$\text{und „ } x = \frac{1}{2}h \quad . \quad . \quad . \quad l = hK. \quad 6)$$

Aus gleichzeitigen Druck- und Schubversuchen, die Prof. Mörsch mit $1\frac{1}{2}$ Monat und 2 Jahre alten Betonkörpern vorgenommen hat, ergab sich $\sigma_d = 172$ bzw. 308, $\tau = 37,1$ bzw. 65,9 kg/cm² als Druck- bzw. Schubfestigkeit des Betons; das Verhältnis

$$K = \frac{172}{37,1} \text{ bzw. } \frac{308}{65,9} = 4,7 \text{ bis } 4,6 \quad (4,5)$$

somit aus 5) $l = 3h$ und nach 6) $l = 4,5h$. Mit anderen Worten ist $l \begin{matrix} \geq 3h \\ \leq 4,5h \end{matrix}$, d. h. die Schubspannung solcher Betonbalken ist dann gegenüber der Normalspannung maßgebend, wenn die Höhe des Balkens $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4,5}$ der Spannweite beträgt. Das Verhältnis stellt sich hier günstiger, was eben der Praxis entspricht, denn solche abnormen Verhältnisse wie $l = 4,5h$ dürften für die von uns ins Auge gefaßten Fälle nicht vorkommen.

Ganz anders gestaltet sich dieses Verhältnis, sobald man mit den in den „Bestimmungen“ und „Vorläufigen Leitsätzen“ angenommenen Grenzbeanspruchungen rechnet. Für diesen Fall, wo $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\tau = 4,5$ kg/cm² ist $K = 9$, was in 5) und 6) eingeführt.

$$\text{Für } x = \frac{1}{3}h \quad . \quad . \quad . \quad l = 6h.$$

$$\text{„ } x = \frac{1}{2}h \quad . \quad . \quad . \quad l = 9h.$$

Für die Fälle, wo die Höhe $\frac{1}{9}$ der Spannweite beträgt, ist die Schubspannung maßgebend, und dementsprechend sind die Rippenstärken oder Höhen an den Auflagern zu verstärken. Dieses so gestaltete Verhältnis ist künstlich und entspricht den Tatsachen nicht.

Ist der vorausgesetzte Balken noch durch Einzellasten beansprucht, so tritt der ungünstigste Fall ein, wenn dieselben (z. B. der Raddruck einer Dampfwalze) über das Auflager zu liegen kommen, in welchem Falle das abgeleitete Verhältnis ungünstiger ausfallen würde.

Nun zeigt aber die Praxis und ist durch Versuche bestätigt worden, daß die in der Nähe der Auflager wirkenden Hauptspannungen, nämlich diejenigen, die in der Richtung der Zugtrajektorien erscheinen, Ursache für die Zerstörung der Balken sind. Es entstehen Risse im Beton, die jene genannten Richtungen unter 90° schneiden. Sobald aber in diesen so gekennzeichneten Richtungen genügend und entsprechend verteilte Eisenstäbe im Beton eingelassen werden, so wird das Erscheinen solcher Risse im Beton ausgeschlossen. Es erhellet, daß man in diesem Falle an der festgesetzten Zahl $\tau = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ nicht mehr festhalten darf, wenn keine unnütze Materialverschwendung vorgenommen werden soll.

Konstruktionen, wo es sich darum handelt, gewisse Vor- teile zu erreichen, werden unzulässig. Trotzdem haben sich solche Bauten, bei welchen die gerechneten Scherspannungen

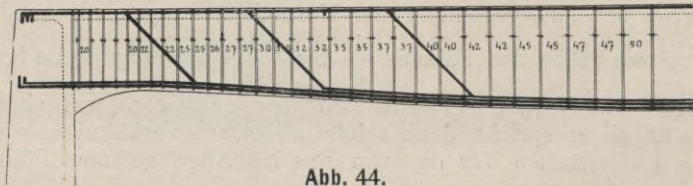


Abb. 44.

die gestellten Grenzen bei weitem übertreffen, tadellos bewährt. Dies soll durch einige Beispiele erläutert werden.

Die von Ingenieur E. Luipold ausgeführte Brücke (siehe Abb. 44) über die Rems bei Lorch (Württemberg) weist eine der größten Spannweiten auf, die bei Straßenbrücken mit Eisenbeton erreicht wurden. Die Brücke erhielt eine Spannweite von 20 m, und trägt die größte Querkraft im gefährlichsten Querschnitte AB bei einer konzentrierten Last von 16 Tonnen, herrührend von einer Straßendampfwalze und gleichzeitigem Menschengedränge mit 450 kg/m^2 , $Q = 30820 \text{ kg}$. Die Schubspannung an derselben Stelle ist nach 1) auf Grund der Ritterschen Methode

$$\tau_b = \frac{30820}{105 \cdot 30} = 9,75 \text{ kg/cm}^2$$

nach den Bestimmungen usw.

$$\tau_b = \frac{30820}{113,5 \cdot 30} = 9,05 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der Probelastung, die sehr günstig ausfiel, konnten trotz aller Bemühungen keine Risse am Auflager entdeckt werden.

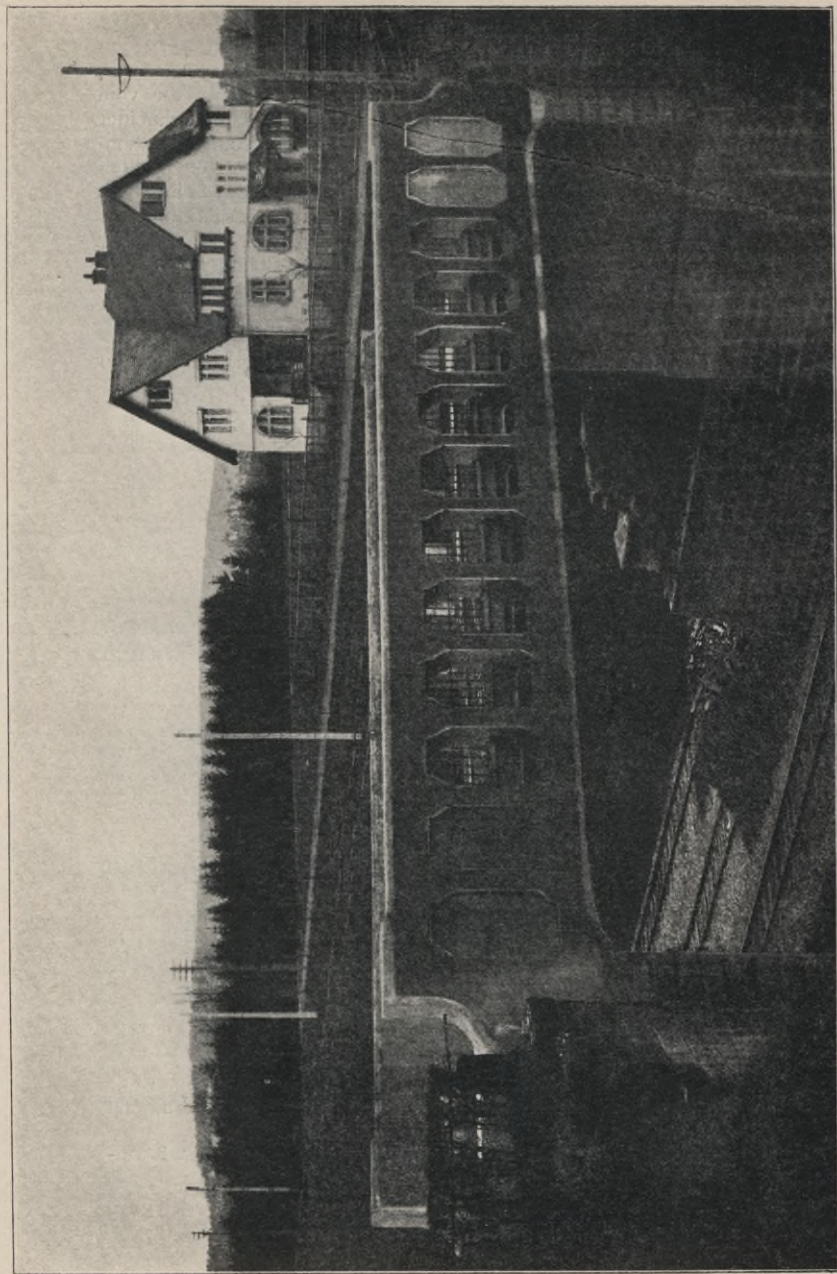


Abb. 45. Pfostenfachwerkbrücke in Freudenstadt (Württemberg).

Ein zweites Beispiel aus dem Brückenbau gibt die vom Verfasser entworfene und von der Firma Luipold u. Schneider ausgeführte Pfostenfachwerksbrücke¹⁾ in Freudenstadt (Württemberg) (Abb. 45). Die Pfosten haben in ihren Höhenmitten einen Inflexionspunkt, in welchem die größte Schubkraft wirkt. Die berechneten Schubspannungen überschreiten das gewöhnliche Maß und ist daraus zu ersehen, wie sich der Verbund auch zur Aufnahme von Scher- und Schubspannungen eignet.

Aus dem Hochbau sollen zwei weitere Beispiele vorgeführt werden. Im Neubau der Württembergischen Vereinsbank in Stuttgart, bei welchem eine einzige Säule vom Untergeschoß bis zur Decke

fünf Stockwerke durchsetzt, wurden Eisenbetondecken ausgeführt (Abb. 46), die von je zwei Balken, die sich über die genannte Säule kreuzen, getragen werden. Ueber der Säule ist je eine Schlingenarmierung,

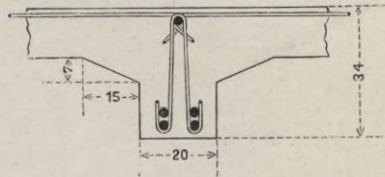


Abb. 46.

worden und berechnet sich die Schubspannung daselbst zu $\tau_b = 11,8 \text{ kg/cm}^2$. Risse oder derartige Erscheinungen konnten nicht beobachtet werden.

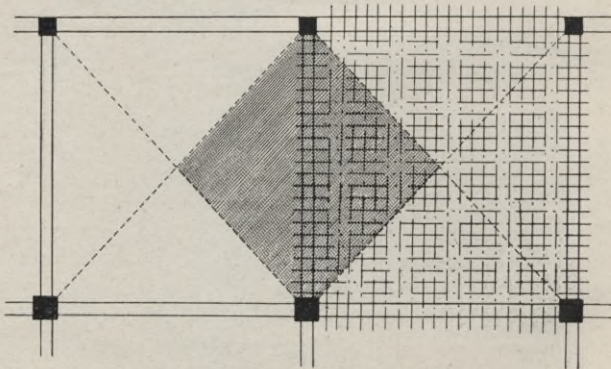


Abb. 47.

Das von der Firma Luipold u. Schneider in Stuttgart

¹⁾ Siehe „Beton u. Eisen“ 1906. Eisenbetonbrücken mit versenkter Fahrbahn. Vom Verfasser.

ausgeführte Lagerhaus des Herrn Geheimrat Leo Vetter in Stuttgart-Ostheim, dessen Decken eine Nutzlast von 2000 kg/m^2 aufzunehmen bestimmt waren, erhielten den nebenstehenden Grundriß (Abb. 47). Der Balken A, der eine Spannweite von $4,7 \text{ m}$ aufweist, hat bei einer kreuzweise durchgeführten Armierung der Platten eine größte Querkraft von $Q = 12\,858$

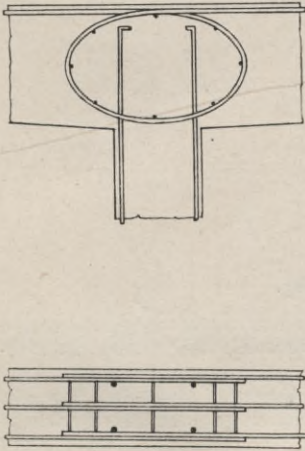


Abb. 48.

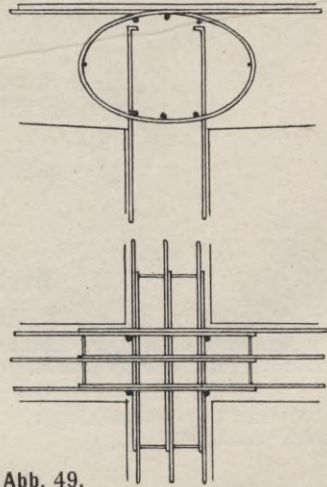


Abb. 49.

aufzunehmen, und nach 1) berechnet sich die Schubspannung im Beton aus

$$\tau_b = \frac{12\,858}{22 \cdot 49,8} = 11,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der Probelastung, bei welcher die Decken mit 2650 kg/m^2 belastet wurden, konnten keine wahrnehmbaren Risse am Auflager entdeckt werden.¹⁾

Solche Fälle werden wohl den meisten sich in der Praxis befindenden Ingenieuren bekannt sein.

Aus den vom Verfasser durchgeführten Versuchen ist weiter zu folgern, daß für die Erlangung einer höheren Schub- und Scherfestigkeit des Verbundes spiralartige Einlagen in die Stellen, wo die Schub- und Scherkräfte ihr größtes Maß erreichen, einzubetten sind.

¹⁾ Siehe „Mitteilungen über Cement und Beton“ 1906. Berlin. Nr. 2 u. 5. Vom Verfasser.

Bei durchlaufenden Balken (Abb. 48) und bei durchlaufenden und gleichzeitig gekreuzten Balken (Abb. 49), in welchen Fällen die größten Biegemomente und Querkräfte gleichzeitig über den Stützen vorkommen, ist eine solche Eiseneinlage sehr wirksam.

Stuttgart, den 5. November 1905.

Berichtigung.

Seite 11, Z. 30—31. Der Satz: „Es war nicht möglich genau zu unterscheiden usw. bleibt weg. Derselbe ist richtig in Fußnote 1 Seite 10 angebracht.

Seite 17, Z. 26—27. Statt: „welch letzterer aber den usw. ist „wodurch der Walzenkörper von allen Seiten gleichmäßig gedrückt wird“ zu lesen.



Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.

Faint, illegible text below the header.

Copyright notice or title.

Main body of faint, illegible text.



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

II 32292
L. inw.

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Verlag von WILHELM

Beton u. Eisen.

Herausgegeben von Dr.
Jährlich 12 Hefte. Mit zahlr.
Preis 16 Mk. Bei direkter
20 Mk. — Einzelne Lieferungen
zur Verfügung.

Beton-Kalender 1906 Taschenbuch für Beton- u. Eisenbeton- bau sowie die verwandten Fächer.

Jahrgang I. Unter Mitwirkung von hervorragenden Fachmännern
herausgegeben von der Zeitschrift „Beton u. Eisen“. Mit über
650 Textabbildungen. 1905.

In Leinen gebunden Preis 3 Mk.

Bestimmungen für die Ausführung von Kon- struktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten. Amtliche Ausgabe. — Reichsformat. — 1904. Preis 0,60 Mk.

Tabellen für Eisenbeton-Konstruktionen.

Von G. Kaufmann. Zusammengestellt im Rahmen
des Ministererlasses vom 16. April 1904. — Mit vielen
Abbildungen. 1905. Kart. Preis 2 Mk.

Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten.

Von M. Koenen. — Dritte vermehrte u. verbesserte Auflage.
1906. Geheftet Preis 1,50 Mk.

Tabellen für Eisenbetonplatten

zusammengestellt gemäß den Bestimmungen des Kgl. Preuß.
Ministeriums der öffentl. Arbeiten vom 16. IV. 1904. Von
A. Schybilsky, Bauingenieur. 1905. Geheftet Preis 1 Mk.

Statik für Baugewerkschulen und Baugewerks- meister. Von Karl Zillich, Kgl. Wasserbauinspektor.

- I. Teil: Graphische Statik. 3. Aufl. 7. bis 9. Tausend.
1904. Kart. Preis 1,20 Mk.
II. Teil: Festigkeitslehre. 3. Aufl. 7. bis 9. Tausend.
1905. Kart. Preis 2,80 Mk.
III. Teil: Größere Konstruktionen. 2. Aufl. 4. bis 6. Tausend.
1903. Kart. Preis 1,80 Mk.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000299742