


150

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300594



x
1255

**Forscherarbeiten a. d. Gebiete des
Eisenbetons.**

Heft 1: **Dehnungsfähigkeit nicht armierter und armierter Betons.** Von A. Kleinlogel. Geh. Preis 4 Mk.

Heft 2: **Graphostatische Untersuchung der Beton- u. Betoneisenträger.** Von Dr.-Ing. P. Weiske. Geh. Preis 4 Mk.

Heft 3: **Die Rolle der Haftfestigkeit im Verbundbalken.** Von Dr. Ingenieur F. v. Emperger, k. k. Baurat. 1905. Geh. Preis 4 Mk.



FORSCHERARBEITEN

AUF DEM GEBIETE DES EISENBETONS

DIE
ROLLE DER HAFTFESTIGKEIT
IM
VERBUNDBALKEN

MIT VIELEN TEXTABBILDUNGEN
UND EINER TAFEL.

· HEFT III ·

PREIS 4 MARK

F. No. 26044

VON



DR. ING. FRITZ v. EMPERGER



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN W. WILHELMSTRASSE 90

5
~~14~~ ~~14~~
~~10~~ ~~15~~

Alle Rechte, insbesondere das der Uebersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

DIE
ROLLE DER HAFTFESTIGKEIT
IM
VERBUNDBALKEN

VON

DR. ING. FRITZ v. EMPERGER

K. K. BAURAT

MIT VIELEN TEXTABBILDUNGEN UND EINER TAFEL

NACH VORTRÄGEN

GEHALTEN IM MÄRZ 1905 IM DEUTSCHEN POLYTECHNISCHEN VEREIN FÜR BÖHMEN IN PRAG
UND IM SÄCHSISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREIN IN DRESDEN.

BERLIN 1905

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.



IV-301083

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

Es sei einleitend zunächst auf Versuche anderer Art hingewiesen, die an verschiedenen Orten mit Platten aus Ziegeln in Zementmörtel — gleichgültig welchen Systems — vorgenommen worden sind. Da diese Versuche meines Wissens noch nirgends ausführlich veröffentlicht worden sind, so bin ich nicht in der Lage, auf eine andere Quelle zu verweisen als auf eigene Beobachtungen, dahingehend, daß die gerade Untersicht dieser, wie man glaubt, „nicht-armierten Mauerwerksplatten“ kurz vor dem Bruche eine auffällige Veränderung erfährt, indem sich schalenförmige Teile lösen und so die Platte in ein flaches Gewölbe umwandeln. Das Bild wird zwar oft nur einseitig zu beobachten sein, jedenfalls nur bei etwas Symmetrie der Belastung klar auftreten und uns so diese maximalen Kurven der Scherfestigkeit zu erkennen geben, herrührend von der verschiedenartigen Längenänderung im gezogenen und gedrückten Teil der Platte. Diese Brucherscheinungen kennzeichnen jene Platten als Flachgewölbe mit einer statisch wertlosen horizontalen Ausfüllung, da ihre Trägerwirkung genau wie bei Beton oft tief unter der Bruchlast der Platten verloren geht. Ich habe obige Beobachtungen bei zwischen **I**-Trägern eingespannten Platten gemacht, wie sie der Oesterr. Ing.- u. Arch.-V. über meinen Antrag in 1901

Güte dieser Anordnung bestätigt. Da weiter die Tragfähigkeit eines Gewölbes in erster Linie von dem Widerstande seiner Widerlager abhängt, welche hier durch Schließen ersetzt werden, so gelangen wir zum Schluß, daß diese Versuchsplatten ebenso gut als armierte Platten gelten können und ebenso wie eine Betonplatte von der Armatur, d. i. von der

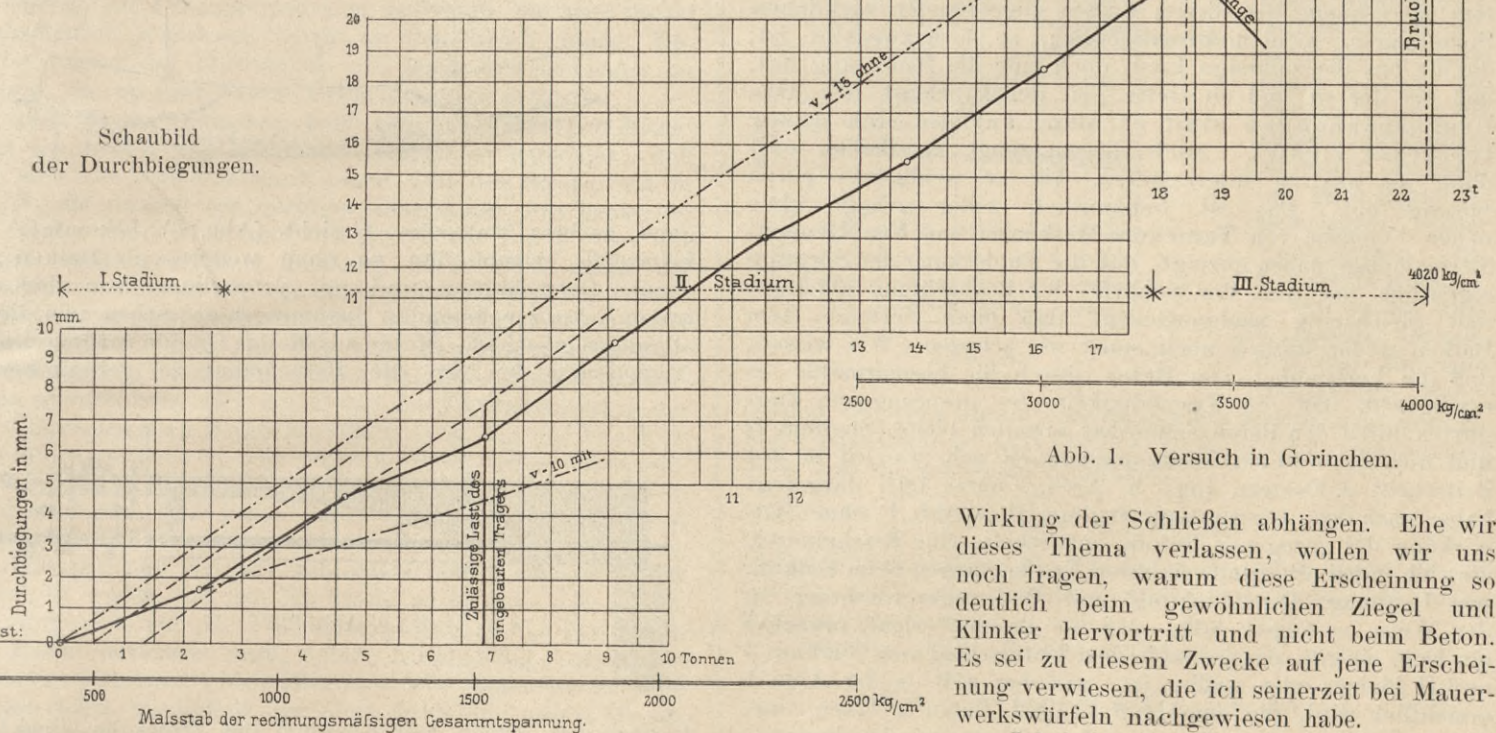


Abb. 1. Versuch in Gorinchem.

Wirkung der Schließen abhängen. Ehe wir dieses Thema verlassen, wollen wir uns noch fragen, warum diese Erscheinung so deutlich beim gewöhnlichen Ziegel und Klinker hervortritt und nicht beim Beton. Es sei zu diesem Zwecke auf jene Erscheinung verwiesen, die ich seinerzeit bei Mauerwerkswürfeln nachgewiesen habe.

Ich habe dieselbe seinerzeit ausführlich an der Hand von amerikanischen und englischen Versuchen mit Pfeilern in der Zeitschrift des Oesterr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1899 Nr. 48 Seite 666 besprochen, und kann mir nicht versagen, darauf besonders hinzuweisen, weil diese meine Beobachtungen eine ganz eigentümliche Wanderung gemacht haben. Zunächst druckten zwei französische Zeitschriften dieselben so ziemlich wörtlich ohne Quellenangabe ab, vielleicht deshalb, weil sie angenommen haben, daß ich mir diese Kenntnis auch auf

erprobt, aber, wie gesagt, leider noch nicht veröffentlicht hat, und muß man dabei — obwohl ein Maßstab für diese Einspannung nicht vorhanden ist — doch derselben insofern eine Einwirkung zuschreiben, als auf diese Weise der theoretisch unter Druck stehende Teil der Platte als allein wirkend übrig geblieben ist. Es ist dies eine Wirkungsweise, der die Bedeutung der Anbringung von sogenannten Vouten in der Fortsetzung der Flachgewölbe ins richtige Licht rückt und die

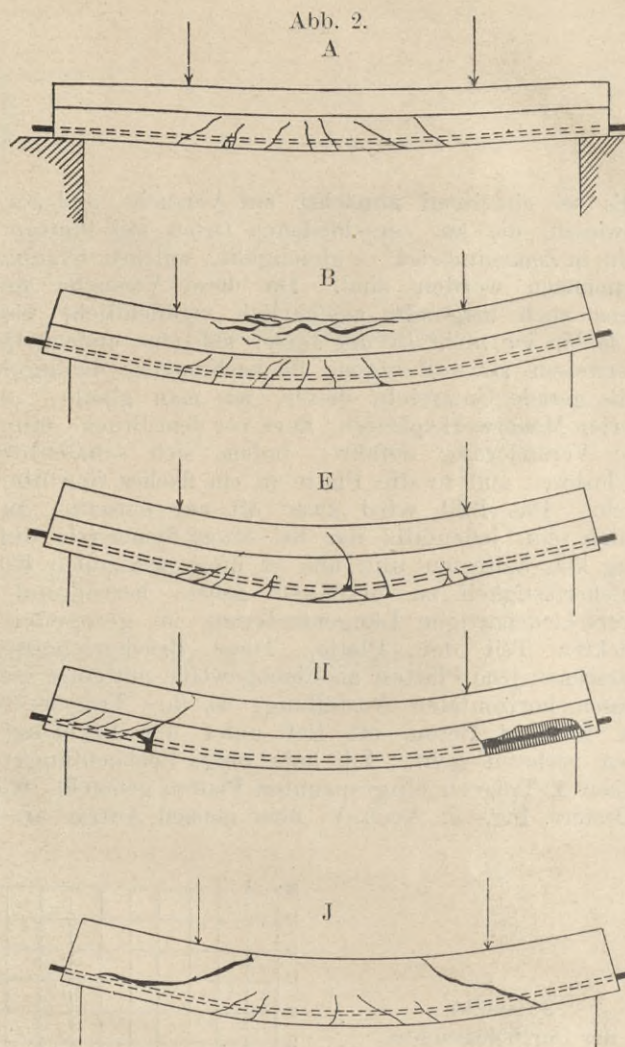
eine ähnliche Weise erworben hätte, und aus diesen Zeitschriften sind die Versuchsergebnisse, die ohne eine Aufklärung allein nur geringen Wert besitzen, mit meiner Besprechung zwei Jahre später in die deutsche Literatur zurückgewandert, so daß ich befürchten muß, wenn ich davon spreche, des Plagiats meiner eigenen Darlegungen beschuldigt zu werden. Hier kommt nur die Frage in Betracht, wie die Ribbildungen in einem Mauerwerkskörper entstehen, die dem Bruch vorangehen. Ausgehend von der verschiedenen großen ungleichmäßigen Zusammendrückung der Mörtelfuge, entstehen zuerst Sprünge in den Ziegeln, die sich dann zu vollständig zusammenhängenden Streifen gleichen Druckes verbinden. Dort diente mir die Aufdeckung dieser Erscheinungen insbesondere zur Begründung des großen Abfalls an Festigkeit bei einem Mauerwerksverband, der diesen Erscheinungen Vorschub leistete.

Hier soll dieser Hinweis dartun, daß die Schubspannungen in der neutralen Faser allein nicht genügen würden, um diese Folgerscheinungen hervorzubringen, wie dies ja auch bei Beton nicht geschieht, wenn nicht die Mörtelfuge im Mauerwerk der Ausgangspunkt wäre, von wo aus die Ziegel systematisch abgeschert werden, bis bei hohen Lasten sich diese Bruchfolge sichtbar äußert. Dieser augenfällige Nachweis von der Lage dieser Kräfte soll dazu dienen, um ihr Vorhandensein auch dort darzutun, wo sie nicht so klar in die Erscheinung treten, und daß bei Platten aus Eisenbeton je nach der Armatur der Verbundplatte eine Gewölbewirkung als maßgebend für ihre Tragfähigkeit in Betracht zu ziehen ist.

Wie bei allen Konstruktionen, deren Berechnung sich auf die Feststellung ihrer Bruchfestigkeit gründet, so haben solche Brucherscheinungen für unsere Dimensionen eine große Bedeutung, da sie uns einen Fingerzeig geben, wie der Bruch hinausgeschoben werden, wie also die Tragfähigkeit solcher Bauwerke erhöht werden kann. Es sei hier ausdrücklich hervorgehoben, daß wir von einer Besprechung der Wirkung unter den zulässigen Lasten völlig absehen, und dies schon deshalb, weil wir glauben, daß eine Berechnung der diesen Lasten zugeordneten wirklichen Spannungen, wenn nicht unmöglich, so doch zwecklos ist, da für uns die zulässige Last doch nur die Bedeutung hat, daß sie der so und so viele Teil der Bruchlast ist. Die Bruchspannungen sind es also, auf die sich unser Interesse richtet. Nach diesem fängt ein Balken erst dann an uns zu interessieren, bis er wenigstens einen Sprung hat. Das ist bekanntlich zeitig genug. Die neuen Versuche von Turneaure-Wiskonsin und Van Hemert-S'Gravenhage haben gezeigt, daß die Entdeckung der Sprünge eigentlich nur von der Schärfe der Beobachtung abhängt, und gleichzeitig nachgewiesen, daß diese Sprünge dem Balken weder statisch noch sonst wie schaden. Wir wissen, daß die Verbindung von Beton durch die Eisenarmatur es ermöglicht, daß die Tragfähigkeit des gesprungenen Zuggurtes durch den Beton scheinbar erhalten bleibt (Stadium I) und nur die weiteren Zusatzspannungen sich, wie ich in der Zeitschrift d. Oesterr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1897 dargelegt habe, nach dem sogenannten Stadium II (s. Abb. 1) ohne Mitwirkung des gezogenen Betons entwickeln, eine Erscheinung, die sich durch alle nachweisbaren Erscheinungen beim Balken, wie Dehnung, Durchbiegung und Widerlagsverdrehung in der Weise verfolgen läßt, daß in ihrem Verlauf zunächst ein Knie eintritt, das je nach dem Unterschied vom Stadium I und II kleiner oder größer ist, wie dies z. B. in der Abb. 1 ersichtlich wird, die dem Heft 4, 1902, Beton u. Eisen, entnommen wurde, wo näheres nachgeschlagen werden kann.

Wir gelangen nun im Verlauf der Belastung, ausgehend von diesen ziemlich unregelmäßig verteilten Sprüngen, die sich dem Auge entziehen und die nicht so sehr von den rechnermäßigen Spannungen abhängen als vielmehr von der örtlichen Verteilung der Kräfte bei der Uebertragung aus dem Eisen, von den Anfangsspannungen und der lokalen Dehnungsfähigkeit des Betons usw., zu jenen offenkundigen Rissen (siehe Abb. 1), mit deren Auftreten die Wirkung des Stadiums I verloren geht und die beobachtete Linie sich durch ein zweites

Knie immer mehr der theoretischen Linie des Stadiums II nähert, mit der sie bislang parallel verlaufen ist. Der Balken gelangt so in einen Zustand, als ob nie im Beton eine Zugwirkung bestanden hätte. Damit sind wir beim sogenannten Bruchstadium III angelangt, in welchem der Balken ein



ganz anderes statisches Gesicht (Abb. 3) bekommt, das keinesfalls erlaubt, ihn so ohne weiteres als Balken mit ebenen Querschnitten und mit proportional von der neutralen Achse zunehmenden Spannungen anzusehen, wie dies so allgemein geschieht. Meine aus diesem Grunde vorgenommene Abänderung der für die Berechnung zu gebrauchenden

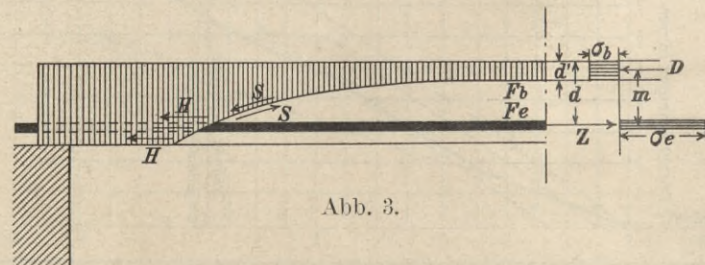


Abb. 3.

Empirie hat jedoch hauptsächlich den Zweck, die direkt ermittelten Materialeigenschaften — Zugfestigkeit des Eisens, Würfel- und Scherfestigkeit des Betons — direkt in die Rechnung einsetzen zu können, was in der heute üblichen Rechnung bekanntlich mit bezug auf Beton nicht möglich ist.

Hier jedoch bei diesen Erörterungen kommt diese Frage nicht weiter in Betracht und ist absichtlich in der Weise ausgeschaltet, daß die Berechnungen auf die Größe m , den Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt basiert

wurden, und es sei zur Orientierung nur noch hinzugefügt, daß die Resultate der Berechnungen in bezug auf Eisen nahezu dieselben sind, während die Spannungen im Beton nach meiner Annahme etwas mehr als die Hälfte ergeben gegenüber der Rechnung nach den Regeln des „Deutschen Betonvereins“.

Nach dem bis jetzt Gesagten wird es verständlich, wenn ich behaupte: Es genügt zur Beurteilung der Tragfähigkeit eines Balkens aus Eisenbeton nicht, wenn man sagt, bei hohen Armaturen wird der Beton oben zerdrückt und bei geringen Eisenprozenten ist der Bruch von der Zugfestigkeit des Eisens abhängig. Wir müssen noch andere Faktoren mit ins Auge fassen, so daß wir zu den vier in Abb. 2 dargestellten typischen Bruchformen gelangen.

In Abb. 2A ist der Balken im Stadium II dargestellt mit den verschiedenen, oft nicht recht sichtbaren Sprüngen im Zuggurt, deren Fortsetzung über die Eisenschicht hinaus in erster Linie den eingangs erwähnten Schererscheinungen zuzuschreiben sind, also bei Einzellasten hauptsächlich unter der Last auftreten.

In Abb. 2B ist der Fall dargestellt, wenn beim stark armierten und sonst gut konstruierten Balken sich der Beton im Druckgurt als der schwächste Teil erweist.

In Abb. 2E ist der bekannte umgekehrte Fall gekennzeichnet, wo das Eisen die Bruchursache ist.

In Abb. 2H ist einerseits der Fall gekennzeichnet, wenn die Haftfestigkeit des Eisens am Beton, andererseits die Scherfestigkeit des Betons im Zuggurt sich als die demselben gefährlichste Eigenschaft erweist, und endlich in Abb. 2J ist jener Fall dargestellt, wo die Scherfestigkeit des Betons längs des Druckgurt gefährdet war, d. h. jene Eingangs an der Ziegelplatte beschriebenen Erscheinungen auftreten.

Derartige reine Bruchbilder, wie die hier beschriebenen, sind ziemlich häufig, und jeder Leser wird ohne viel Mühe an der Hand der bis jetzt in „Beton u. Eisen“ veröffentlichten Lichtbilder gebrochener Balken dieselben zu klassifizieren in der Lage sein; doch kann nicht unerwähnt bleiben, daß ebenso oft Uebergangsformen auftreten, wo zwei dieser Eigenschaften gemeinsam Schuld an dem Bruch tragen. Dabei ist immer der Bruchanlaß von jenen Erscheinungen zu trennen, die an dem Wrack weiterhin noch auftreten.

Nach dieser Auffassung ließe sich ein Balken aus Eisenbeton am besten und leichtesten faßlich so darstellen, daß man sich aus dem Untergurt einen Teil des Betons, wie in Abb. 3, als statisch von geringer Bedeutung, fort denkt, so daß in der Mitte oben nur der gedrückte Teil d' von der ganzen wirksamen Höhe d übrig bleibt und unten die Eisenfläche, während die von diesem ausgehende Zug- bzw. Druckwirkung nur so lange möglich ist, als der Verbund beider Stoffe, die Verbindung von Zug- und Druckgurt, fortbesteht, also der Zug von Eisen auf den Beton durch die Anhaftung übertragen werden kann oder der Beton die Verdrehung längs der dort eingezeichneten Berührungsfläche von Zug und Druck zu überdauern imstande ist. Die Aufgabe dieser Zeilen soll es sein, den Einfluß der Haft- und der Scherfestigkeit auf die Bruchlast darzulegen. Wir gehen dabei von demselben Bilde aus, das den Einfluß der Zug- und Druckfestigkeit auf die Bruchlast darstellt und von mir seinerzeit (1897) zu dem Zweck aufgestellt wurde, um den Nachweis zu führen, daß unsere Rechnung sich auf das Flächenverhältnis (p %) von Beton und Eisen aufbauen muß, eine Anschauung, die heute allgemein anerkannt ist. Hier sei dies zunächst zu dem Zwecke kurz wiederholt, um dem Bilde die neuen Grenzbedingungen einzufügen.

Bis jetzt wurde zur Beurteilung der Bruchlast fast nur das maximale Moment herangezogen. Wenn wir, wie in Abb. 3, mit F_e den Eisenquerschnitt, mit F'_b den gedrückten Betonquerschnitt (für die Breitereinheit $= d'$), mit m , wie gesagt, den Abstand des Zug- und Druckmittelpunktes bezeichnen, so ist bekanntermaßen:

$$M = \frac{Pl}{8} = m F_e \sigma_e = m F'_b \sigma_b \quad (1)$$

wobei

$$F'_b = -15 F_e + \sqrt{15 F_e (2 dB + 15 F_e)} \quad (2)$$

oder auch (vgl. den genannten Aufsatz 1897), wenn $f_e = \frac{F_e}{B}$ bedeutet:

$$d' = -15 f_e + \sqrt{15 f_e (2 d + 15 f_e)}.$$

Hierin bedeuten für das Bruchmoment σ_e und σ_b die Bruchfestigkeiten des verwendeten Eisens auf Zug bzw. Betons auf Druck.

Um bei unserer Darstellung nicht von Balken einer und derselben wirksamen Höhe abhängig zu sein, also um ganz allgemein alle Bruchresultate miteinander vergleichen zu können, gebrauchen wir anstatt des Bruchmomentes M die Größe

$$M_o = \frac{6M}{B d^2} = 6 \frac{m}{d} \frac{F_e}{B d} \sigma_e = 6 \frac{m}{d} \frac{F_b}{B d} \sigma_b \quad (3)$$

und bezeichnen ferner, wie üblich,

$$\frac{F_e}{B d} = p \text{ ‰}.$$

Wir wissen, daß in dieser Gleichung (3) p die einzige Variable ist, indem sowohl $\frac{m}{d}$ wie $\frac{F_b}{B d} = \frac{d'}{d}$ eine Funktion

von p , dem Prozentsatz der Armierung, ist. Die graphische Darstellung der beiden Gleichungen 2 und 3 zeigt die folgende Abb. 4, in welcher uns die parabolische Kurve E , die für das Bruchmoment durch das Eisen gezogene Grenze darstellt, während die Kurve B der Druckfestigkeit einer bestimmten Betonsorte entspricht. Wenn wir also einen Balken von einem gewissen p % haben, so brauchen wir nur seine Ordinate aufzusuchen, um zu erfahren, welches Bruchmoment M_o von ihm zu erwarten ist. Es bedarf keiner längeren Erklärung, daß die in Abb. 4 eingezeichnete

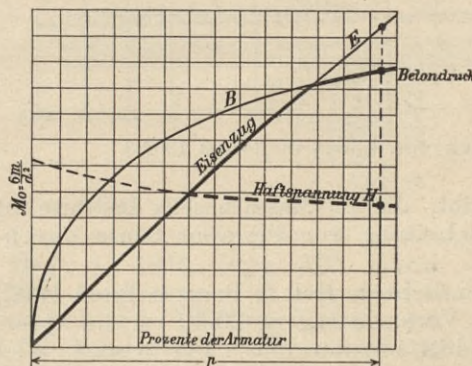


Abb. 4.

Ordinate nicht bis zur Kurve E gezogen werden darf, weil sie bereits früher, bei B , zum Bruch kommt. Soweit ist diese 1897 aufgestellte Methode allgemein bekannt und kann heute als Gemeingut aller Fachgenossen bezeichnet werden.

Wir wollen nun, wie gesagt, dartun, daß dies für eine vollständige Beurteilung der beim Bruch entscheidenden Kräfte nicht genügt. Zur Feststellung der auftretenden Haft- und Scherspannungen dient uns die maximale Scherkraft

$$V = \frac{P}{2} = m U k = m b \tau \quad (4)$$

wobei U den Umfang des Eisens in derselben Breite B wie vorher und b die schmalste Stelle des Betons bei einer Rippenplatte bezeichnen soll.

Für den obigen Belastungsfall wäre

$$M = \frac{Pl}{8} = V \frac{l}{4} = m U k \frac{l}{4} = m b \tau \frac{l}{4} \quad (5)$$

und weiter

$$M_o = \frac{3}{2} \frac{m}{d} \frac{l}{d} \frac{U}{B} k = \frac{3}{2} \frac{m}{d} \frac{l}{d} \frac{b}{B} \tau \quad (6)$$

Denken wir nun an eine Versuchsreihe von gleicher Belastungsart, z. B. $P \frac{l}{8}$ von gleichem l , d , m , b und B sowie bei einem annähernd gleichem U , so ergibt eine bestimmte Haftfestigkeit k bzw. eine Scherfestigkeit τ eine neue Grenzkurve für M_o , die in Abb. 4 mit H bezeichnet ist.

Ihre Lage ist, wie ein Blick auf die Gleichung 6 zeigt, eine sehr verschiedene zu den Kurven *B* und *E*, abhängig vom jeweiligen Verhältnis $\frac{l}{d}$ und $\frac{U}{B}$ sowie von der Art der Belastung, und zeigt die Abb. 4 nur einen öfter beobachteten Durchschnitt des Gesamtbildes. Sie ist in ihrer Lage bis jetzt noch wenig — ich glaube gar nicht — studiert und in der Unregelmäßigkeit ihres Auftretens geradezu als gefährlich zu bezeichnen, weil sie selbst den erfahrensten Praktiker, der sich auf sein Gefühl verläßt, leicht täuschen kann. Wir finden sie in praktischen Ausführungen oft hoch über der Kurve *B*, also ganz belanglos, oft aber so tief, daß sie die ganze Kurve *E* und die übliche Berechnung mit 1000 kg/cm^2 zulässiger Eisenspannung als unrichtig erscheinen läßt. Ich habe versucht, diese Verhältnisse teilweise durch eigene Versuche zu klären, werde mich jedoch in erster Linie zur Unterstützung dieser Auffassung auf fremde, also von jeder Voreingenommenheit unabhängige Versuche berufen. Ich benutze ferner dabei absichtlich abwechselnd Versuche mit verschiedenen Eisen- bzw. Betonsorten, um die Unabhängigkeit der vorgeschlagenen Regeln von diesen Materialeigenschaften darzutun, was mir ja sehr wichtig erscheint. Wir beginnen unsere Erörterungen mit Abb. 5, die uns ein Bild von

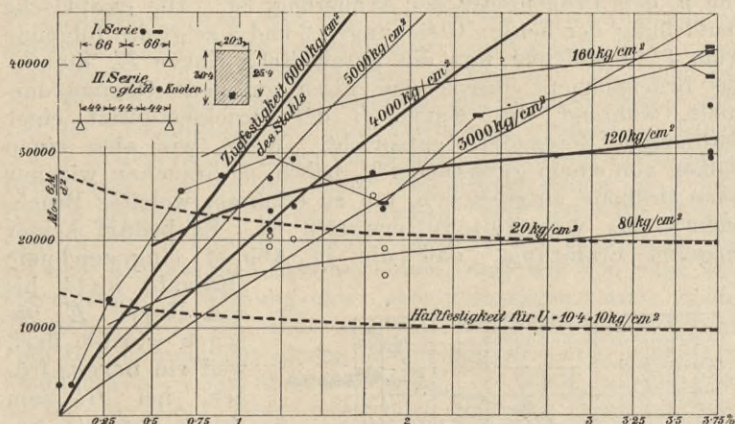


Abb. 5. Versuch von Lanza in Boston 1902/3.

zwei Versuchsreihen gibt, die im Massachusetts Institute of Technology unter der Leitung von Professor Lanza durchgeführt worden sind.

Die Serie I, veröffentlicht im Heft 5, Beton u. Eisen 1902, Seite 12, bestand aus Versuchsträgern $20/30 \text{ cm}$ im Querschnitt und $3,35 \text{ m}$ ($= 132''$) Spannweite. Der Beton 1:3:4 war 1 bis 2 Monat alt. Die Serie II, veröffentlicht in Heft 5, Beton u. Eisen 1903, Seite 326, hatte dieselben Abmessungen und dieselbe Betonmischung. Die Würfel Festigkeit des Betons kann auf mindestens 120 kg/cm^2 geschätzt werden, welche Linie *B* sich in der Abbildung ebenso wie die Eisenlinie *E* entsprechen, 6000 kg/cm^2 eingezeichnet vorfindet. Die Zugfestigkeit des Ransome-Stahles wurde mit 5800 kg/cm^2 im Mittel festgestellt.

Die erste Serie wurde mit einer Mittellast erprobt. Dieselbe ist im Bilde durch eine fortlaufende Linie verbunden, die zeigt, daß hier nur die Kurven *E* bzw. *B* zur Geltung kamen. Die einzige Abweichung findet sich dort, wo die Elastizitätsgrenze mit der Betonbruchgrenze gleichzeitig auftritt; sonst finden wir in den Versuchen für die oft gehörte Behauptung, daß das Erreichen der Elastizitätsgrenze den Bruch des Balkens bedeutet, keine Bestätigung.

Die zweite Serie wurde mit zwei Einzellasten in den Dritteln der Spannweite erprobt. Es war daher $M = \frac{Pl}{6}$, und konnte demgemäß vor Bruch eine viel höhere Querkraft erzielt werden als zuvor. Diese Versuche dienen zur Beurteilung der Haftspannungen. Während zuerst nur Armaturen mit Ransome-Eisen erprobt worden waren, so wurden jetzt auch einige glatte, d. h. nicht verdrehte Eisen benutzt, deren

Zugfestigkeit nur 4200 kg/cm^2 beträgt. Es ist deshalb in Abb. 5 auch die Linie *E* 4000 eingezeichnet; doch hat dieselbe, wie wir in Abb. 5 sehen, keinen Einfluß gehabt, weil der Mangel an Haftfestigkeit zur Geltung gekommen ist. Derselbe ist als ein Mittelwert der gebrauchten *U* in der dort eingezeichneten Linie *H* gekennzeichnet für $k = 10$ und 20 kg/cm^2 .

Die Uebersicht wird erschwert, weil alle übrigen Zahlen gleich sind, jedoch *U* zwischen $4''$ ($10,2 \text{ cm}$) und $10''$ ($25,4 \text{ cm}$) schwankt.

Für $M = \frac{Pl}{6}$ ist die Gleichung 6

$$M_o = 2 \frac{m}{d} \frac{l}{d} \frac{U}{B} k$$

$$= 2 \frac{m}{d} \frac{335}{25,75} \frac{10,2}{0,203} k = 14000 \frac{m}{d},$$

für $p = 0$ ist $\frac{m}{d} = 1$, also $M_o = 14000$.

Diese Linie gilt aber nur für den Versuch Nr. 15 genau, wo $U = 10,2$ ist, während sie für die übrigen entsprechend höher rückt. Deshalb ist in der Abbildung noch eine zweite Linie eingezeichnet, die entweder für $U = 20,4$ oder $k = 20 \text{ kg/cm}^2$ gilt.

Wir sehen in der Abb. 5, daß alle so belasteten Träger mit glatten Quadranteisen ihr Bruchmoment, das sie bei der ersten Belastungsart gezeigt hatten, nicht erreichen, und daß die glatten Eisen dem Verlauf der Kurve *H* ziemlich entsprechen, während die Eisen mit Drall der Kurve *B* zustreben, ohne daß sie immer erreichen, da der junge Beton noch nicht die nötige Scherfestigkeit besitzt.

Als zweiten Fall, bei welchem die Kurven *B* und *H* nahezu zusammenfallen, wollen wir in Abb. 6 die bereits wieder-

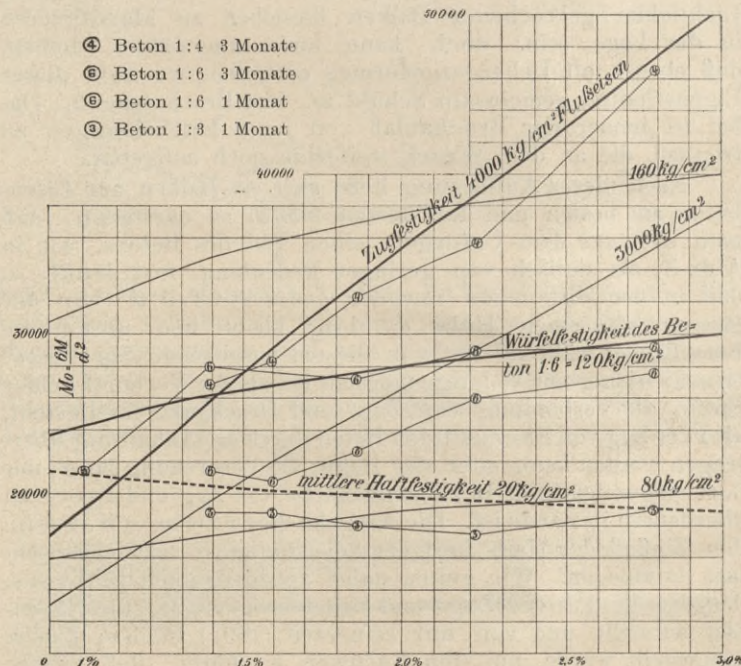


Abb. 6. Versuch von L. A. Sanders in Amsterdam 1900.

holt benutzten Sandersschen Versuchsreihen vorführen. Dieselben sind ausführlich im Heft 3, Beton u. Eisen 1902, Seite 37 veröffentlicht worden. Es sind Platten von verschiedener Breite, 10 cm hoch ($d = 9 \text{ cm}$) aus Beton 1:3, 1:6, 1:2 und 1:4 hergestellt im Alter von einem und von drei Monaten: die Druckfestigkeit des Betons 1:4 betrug nach drei Monaten im Durchschnitt 258 kg/cm^2 , des 1:6 nach drei Monaten 120 , während 1:6 und 1:3 nach einem Monat 70 kg/cm^2 aufwiesen. Wir sehen, wie die Linie der Betonplatten 1:6 entlang der Eisenkurve 4000 kg/cm^2 — es ist gewöhnlich Flußeisen — der Betongrenzkurve 120 kg zustrebt, während die 1:4 jene von 258 nicht erreichen kann,

da die Versuchsplatten nicht genügend hohe Eisen-Prozente haben. Bei den jüngeren Versuchen jedoch tritt schon die Haftfestigkeit in Erscheinung. Doch da in diesem Fall die

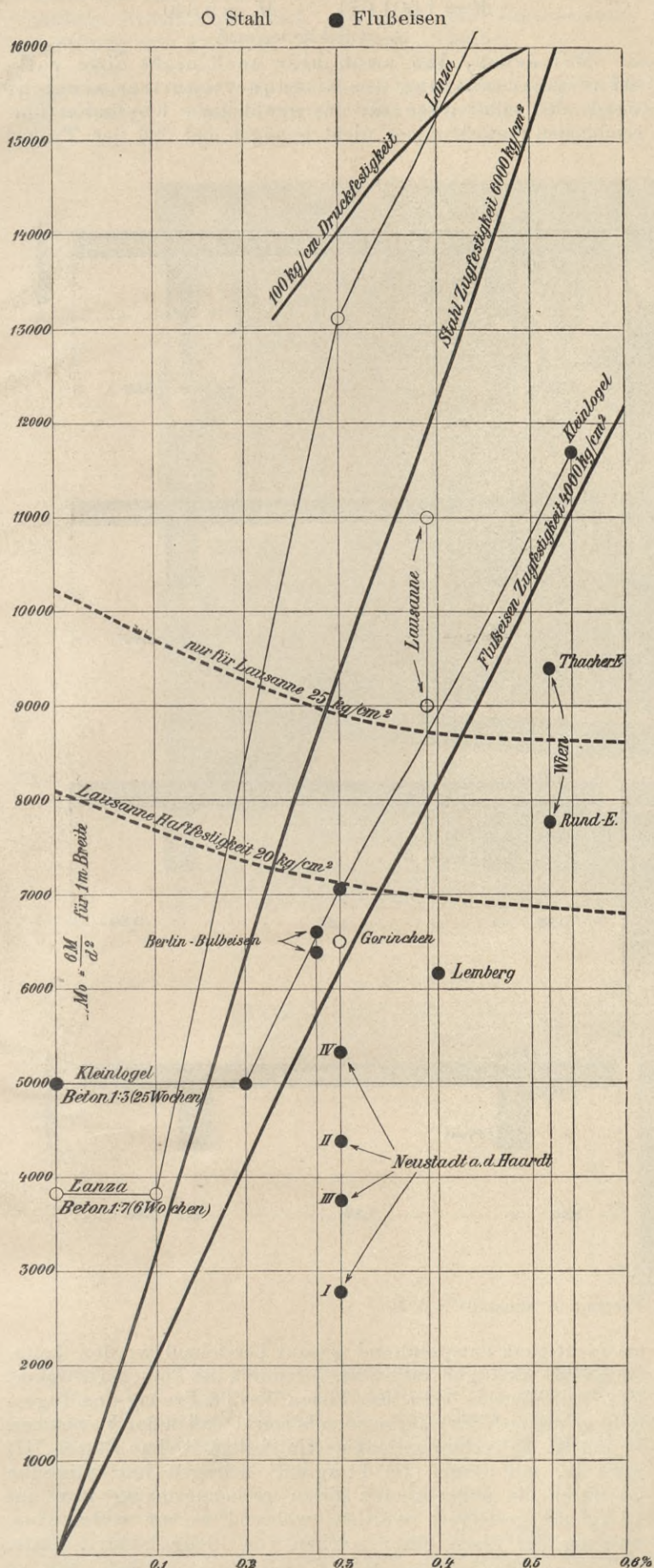


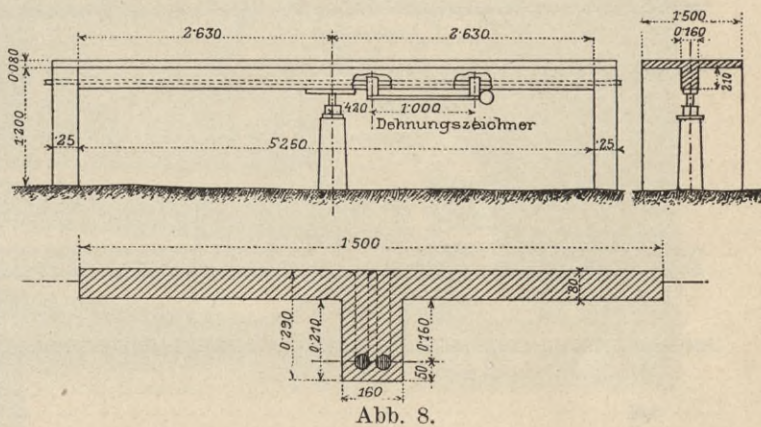
Abb. 7. Verschiedene Versuche mit schwacher Armierung.

Kurve H mit der Kurve B (siehe dort die Linie für 80 kg/cm², direkte Versuche ergaben etwa 70 kg/cm² Würfel-

festigkeit) nahezu zusammenfällt, so läßt sich bei den großen Schwankungen der Druckfestigkeit eine bestimmte Schlußfolgerung nicht ziehen. Ich könnte nicht einmal eine Vermutung aussprechen, wenn nicht die Durchbiegungsbilder (siehe Tafel zu Heft 4, 1902) deutliche Fließerscheinungen zeigen würden beim Vergleich mit den drei Monate alten Platten. Die Wahl der Abmessungen von U ist bei dieser Versuchsreihe abermals eine solche, daß ihr eigentlich keine so gleichmäßig fallende Kurve zusteht, während im Bild nur ein Mittelwert von U zugrunde gelegt wurde. Den Abmessungen des stetig zunehmenden U entspräche vielmehr eine steigende Linie etwa so, wie die Versuche 1:6 einen Monat alt verlaufen.

Um die gegebene Gedankenfolge abzuschließen, seien noch die Fälle erwähnt, wo die Kurve H so tief liegt, daß sie selbst die Kurve E unterschneidet, was natürlich niedrige Armaturen voraussetzt.

In Abb. 7 finden sich mehrere Versuche zusammengefaßt: zwei Versuche, mit Stahl armiert, von De Mollins in Lausanne (siehe Heft 3, 1902); vier Versuche (Flußeisen) von Prof. Mörsch in Neustadt a. d. H. (siehe Heft 4, 1903); ein Versuch (Stahl) von L. A. Sanders in Gorinchen (siehe Heft 3, 1902); ein Versuch (Flußeisen) von Professor v. Thullie in Lemberg (siehe Heft 1, 1903); zwei noch unveröffentlichte Versuche des Verfassers (Flußeisen) und endlich zwei Versuche mit Bulbeisen von Pohlmann in Berlin (siehe Heft 3 und 4, Beton u. Eisen 1904).



Die zwei Versuche in Lausanne (Abb. 8) wurden in Heft 5, 1904, Seite 319 schon von diesem Standpunkt aus besprochen. Es sei deshalb hier darauf nur kurz verwiesen. Dieselben haben ein $p = 0,39 \%$, und ist der eine bei einer rechnermäßigen Spannung von 5600 kg/cm² tatsächlich — aber nicht etwa in der Mitte, sondern am Auflager — gerissen, während der andere nur eine Last erreichte, die 4700 kg/cm² entspricht, was eine gleichzeitige Haftspannung von 25,6 kg/cm² bedingt, die also in diesem Falle als Bruchursache gelten kann. In der Abbildung finden sich die den beiden Bruchresultaten entsprechenden $M_o = 11\ 000$ und $9\ 000$ eingezeichnet, und es dient zur Beurteilung ihrer Werte einestheils die E-Kurve für 6000 kg/cm² und andernteils die Haftfestigkeitskurve für 20 und 25 kg/cm². Dieselbe berechnet sich nach Gleichung 6:

$$M_o = \frac{2}{3} \frac{m}{d} \frac{l}{d} \frac{U}{B} \tau = 1,5 \times \frac{m}{d} \times \frac{526}{24} \times \frac{18,8}{1,5} \times 20 = 8250 \frac{m}{d}$$

$$= 8250 \left[1 + \frac{15p}{2} - \sqrt{\frac{15p}{2} \left(1 + \frac{15p}{2} \right)} \right].$$

Eine weitere Reihe von vier Versuchen (Abb. 9) mit $p = 0,3 \%$ Armierung ist in Neustadt a. d. H. durchgeführt worden. Dieselben beanspruchen deshalb ein besonderes Interesse wegen der verschiedenen Vorkehrungen zur Erzielung jener Verbindung von Ober- und Untergurt, um die Eisenfestigkeit zur Geltung zu bringen, also die E-Kurve zu erreichen.

Versuch I hat gerade Eiseneinlagen ohne Bügel. Von den drei Eiseneinlagen geht die eine ganz durch, während

die anderen zwei sich nur gerade soweit erstrecken, als das Moment es erfordern würde. Es handelt sich hier also um einen absichtlich unzulänglich konstruierten Versuch. Das Eigengewicht beträgt pro Rippe 2112 kg, hiervon $M = 133\,584$, die Bruchlast beträgt 8140 kg, hiervon $M = 659\,340$; im ganzen

$$M = 792\,924, \quad \frac{Bd^2}{6} = 285,$$

also $M_o = 2780$, welche Zahl in Abb. 6 eingetragen wurde.

Wie ersichtlich, ist in beiden Fällen die E -Kurve nicht erreicht worden, endlich bei Versuch III waren je zwei der Rundeisen aufgebogene; Bruch bei 33 780 kg.

$$M = 1\,501\,674 \quad M_o = 5\,340$$

$$\sigma_e = 3\,415 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen, daß auch hier noch nicht eine vollständige Ausnutzung des Eisenquerschnittes erreicht wird, daß selbst diese für das gewöhnliche Empfinden hinreichenden Vorkehrungen nicht genügen und daß der Träger

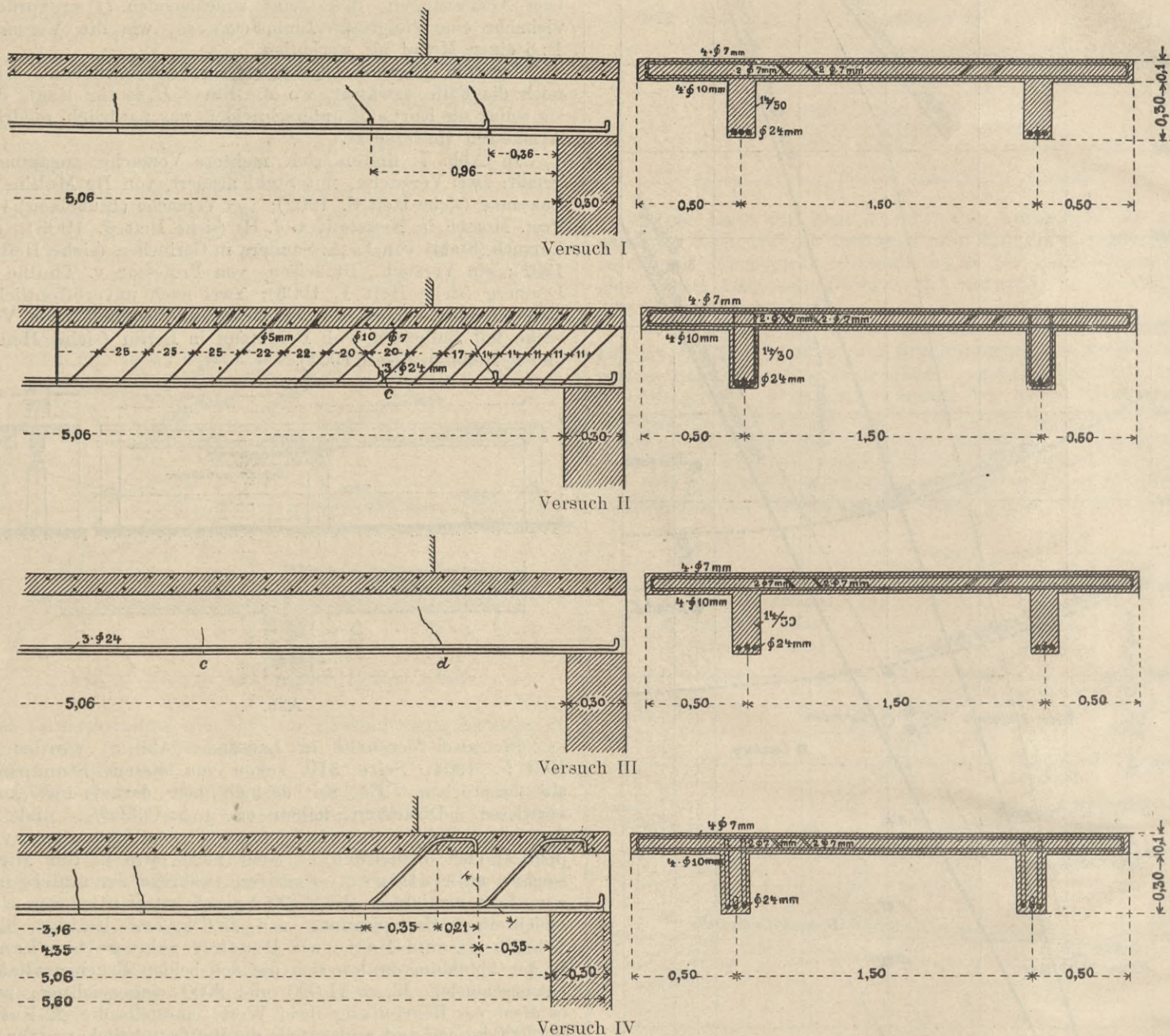


Abb. 9. Versuche von Wayß & Freitag in Neustadt a. d. H.

Da $x = 9,5$, $d = 37$, $m = 32,25$ und $F_e = 12,67$ cm ist, so ist

$$\sigma_e = \frac{792\,924}{32,25 \times 13,57} = 1800 \text{ kg/cm}^2,$$

was natürlich für eine Bruchlast als vollständig unzureichend bezeichnet werden muß.

Der Versuch II und III hat drei gerade durchgehende Eiseneinlagen. Die beiden Versuche unterscheiden sich nur insofern, als II eine bessere Anordnung der Bügel zeigt, während bei III eine Rippe ganz ohne Bügel war und auch deshalb etwas früher, bei 23 200 kg gegen 27 460 kg gebrochen ist.

$$M = 1\,245\,714 \quad 1\,073\,184$$

$$M_o = 4\,370 \quad 3\,760$$

$$\sigma_e = 2\,830 \text{ kg/cm}^2 \quad 2\,440 \text{ kg/cm}^2.$$

als nicht ganz entsprechend gebaut bezeichnet werden kann, ein höchst wichtiger Nachweis, der durch die Forschertätigkeit Professor Mörschs bzw. der Firma Wayß & Freitag ans Tageslicht gelangt ist. Es sei nur noch bemerkt, daß in den Versuchen II und III die rechnermäßige Haltfestigkeit ohne Bügel (III) etwa 10, mit Bügel (II) 11 kg/cm² betragen hat; dieselbe ist durch die abgebogenen Eisen rechnermäßig nur auf 13 kg/cm² gesteigert worden, während es zur vollen Ausnutzung der Eisen einer solchen von 15 kg bedurft hätte.

Wir wollen später darauf zurückkommen, wie dies zu erzielen gewesen wäre.

Da uns leider Herr Prof. Mörsch weitere Versuche aus dieser Reihe nicht vorführt, so wollen wir dieselben zunächst

durch zwei Beispiele ergänzen. Sie sollen es uns ermöglichen, die Vorkehrungen für die Erhöhung der Haftfestigkeit und zum Erreichen der *E*-Linie zu beurteilen. Es ist einerseits ein Versuch von Sanders in Gorinchen von demselben Eisenprozent und andererseits ein Bruchversuch in Lemberg von Prof. Dr. M. Ritter v. Thullie.

Der Versuch in Gorinchen (Abb. 10) ist mit einer Spannweite von 7 m in einem in seiner ganzen Länge gleichmäßig durchgeführten Stahl-Querschnitt durchgeführt

Nr. 26 und 27 oder auch Literaturschau in Heft 3, 1905.) Besonders bemerkenswert ist es, daß der Abfall bei 15 % Wasser auf $29,1 \text{ kg/cm}^2$ von $48,8 \text{ kg/cm}^2$ bei 10 % Wasser durch diese Umschnürung verhindert wird, indem die erstere Ziffer wieder auf 54 kg/cm^2 steigt. Die vorliegenden Versuche beweisen aber, daß man diese durch direkten Zug bzw. Druck erzielten Ziffern in unsere Rechnung nicht einsetzen kann, ohne sich einer grausamen Selbsttäuschung hinzugeben, genau so, wie dies bei der Rechnung des

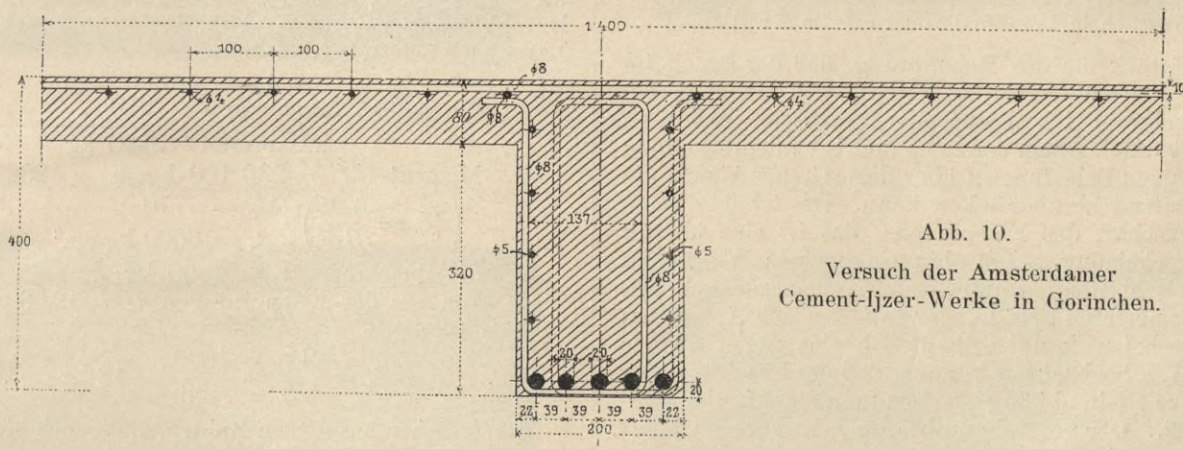


Abb. 10.
Versuch der Amsterdamer
Cement-Ijzer-Werke in Gorinchen.

worden, der in Abb. 10 dargestellt ist. Bemerkenswert ist die dabei angebrachte Umschnürung des Zugquerschnitts, wie sie auch Maciachini als vorteilhaft angibt. (Siehe: „Essais comparatifs de poutre en béton armé avec frettage système Maciachini, Heft 3, 1903, Seite 177.) Um die Bedeutung dieser Umschnürung zu würdigen, sei auf die kürzlich durchgeführten Versuche Prof. Mörschs über Haftfestigkeit verwiesen, in welchen er dartut, welche bedeutende Erhöhung die Haftfestigkeit durch eine einfache Drahtspirale erfährt selbst bei gewöhnlichen Rundeisen, die jedenfalls darin zu suchen ist, daß die Kalibrierung kaum vollkommen sein dürfte. (Siehe dazu: Schweizer Bauzeitung Bd. XLIV,

Deutschen Betonvereins mit Bezug auf Druckfestigkeit des Betons der Fall ist, nur daß es dort umgekehrt eine Ungerechtigkeit wäre, nur die Würfelfestigkeit einzusetzen. Doch kann man sich wohl in ähnlicher Weise die Wirkung der von Sanders durchgeführten Umschnürung des Zugquerschnittes und seine Verbindung mit dem Druckgurt wirksam denken, indem sie die vorhandene Anhaftung erhöht.

Das Schaubild der Durchbiegung dieses Versuches zeigt uns Abb. 1; darin finden sich auch die Stadien und die rechnermäßigen Spannungen derselben eingetragen, und zwar habe ich damals noch nach jener von mir aufgestellten Methode gerechnet, die heute vom Deutschen Beton-

verein verallgemeinert worden ist. Ich erwähne dies nur, um darzutun, wie wenig die Abweichung des Ergebnisses meiner jetzigen Rechnungsmethode in bezug auf Eisen beträgt.

Es ist in diesem Falle $d = 38$ cm, $F_e = 15,7$, $m = 30,74$, und da die Bruchlast 22 400 kg einschl. Eigengewicht 25 090 kg betragen hat, so ist $M = 2 195 200$ kgcm, $M_o = 6500$ bei $p = 0,3\%$ und

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e m} = 4550 \text{ kg/cm}^2$$

gegen die dort berechneten 4020 kg/cm².

Die maximale Querkraft betrug $V = 12 545$.

Es ist $U = 5 \times 6,28 = 31,40$ cm,

also $k = \frac{V}{m U} = \frac{12 545}{30,7 \times 31,4} = 13 \text{ kg/cm}^2$,

welche Haftspannung sich aber als nicht genügend zur Erreichung der Zugfestigkeit des hier verwendeten Stahles (etwa 6000 kg/cm²) erwiesen hat. Genau so wie bei den Versuchen von Mörsch ist diese Bruchlast von der Haftfestigkeit abhängig zu bezeichnen, aber es ist hier durch die Umschnürung dasselbe erreicht worden, was bei Mörsch erst durch abgebogene Eisen erzielt wurde, nicht mehr.

Der Versuch in Lemberg (Abb. 11) hat zu recht weitläufigen Erörterungen in der Literatur geführt und gilt als

Längsschnitt.

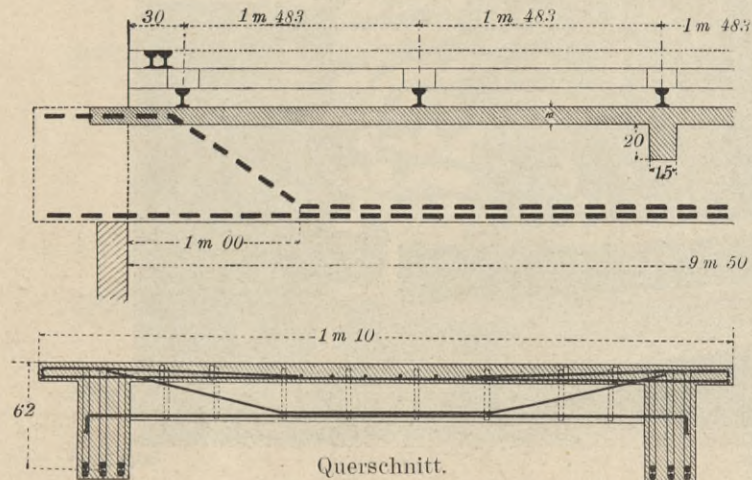


Abb. 11. Versuch in Lemberg von Prof. Dr. Thullie.

eine Art Beweisstück für die Behauptung, daß der Bruch im Träger bei der Elastizitätsgrenze eintritt, was ich stets bestritten habe, obwohl ich keinesfalls bezweifle, daß man hier wie überall durch Dauerversuche und bei entsprechenden Wiederholungen von Belastungen über diese Grenze hinaus die Bruchzahl bedeutend herabdrücken kann. Das ist aber keine besondere Eigenschaft des Eisenbetons, das ist eine überall beobachtete Erscheinung. Ich bin in meinen Versuchen stufenweise fortschreitend immer zur Null zurückgekehrt, aber weder hier noch bei Schüle, der es mit seinen Apparaten zwölfmal wiederholen konnte, habe ich eine nennenswerte Abweichung davon beobachten können, daß der Bruch von der Elastizitätsgrenze allein abhängt, sofern man diese Rechnungsmethode benutzt. Der vorstehend besprochene Versuch zeigt ebenfalls eine gewisse Analogie mit dem Resultat von Mörsch. Derselbe ist 4,1 m breit und hat 2 Rippen von 9,5 Spannweite. Der Eisenquerschnitt einer Rippe betrug 6 R.E. 33 mm, $F_e = 51,3$ cm², ein $d = 62$, $x = 19$ und daher $m = 52,5$ cm. Die Bruchlast war 3000 kg/m², das Eigengewicht 500 kg/m², also

$$M = 2,05 \times 9,5 \times 3500 \times \frac{950}{8} = 8096667 \text{ kgcm},$$

d. i. pro lfd. m $M = 3949167$ und $M_o = 6182$, welche Zahl in Abb. 7 bei der Abszisse $p = 0,4\%$ eingetragen wurde.

Es ist $\sigma_e = \frac{6 940 000}{52,5 \times 51,3} = 2998 \text{ kg/cm}^2$,

also wieder ein Fall, wo die Zugfestigkeit der Eisen weitaus

nicht erreicht wurde. Den Druck im Beton rechnen wir nicht weiter, da derselbe selbstredend bei diesem Prozentsatz nicht maßgebend sein kann; dagegen hat die Haftspannung ein rechnungsmäßiges Interesse.

Es ist

$$U = 6 \times 10,4 = 62 \text{ cm und } V = \frac{2,05 \times 9,5}{2} \times 3000 = 29 200 \text{ kg}$$

$$k = \frac{29 200}{62 \times 52,5} = 9 \text{ kg/cm}^2,$$

also noch kleiner als wie im Fall vorher trotz abgebogener Eisen. Diese Rechnung wurde nur deshalb gemacht, um zu zeigen, daß diejenigen, die bereit sind, eine Haftfestigkeit von 40 kg/cm² anzunehmen, oder in dem abgeboenen Eisen ohne weiteres ein Allheilmittel ohne nähere Untersuchung zu sehen, darin doch etwas zu weit gehen.

Wir wollen unseren Gedankengang nun in der Weise fortsetzen, indem wir zunächst zeigen, was ja eigentlich keines Beweises bedurfte, daß mit diesen hier vorgeführten geringen Prozenten und Querschnitten eine genaue Einhaltung der Eisengrenze erzielt werden kann; dazu dienen zunächst die aus den Abb. 5 und 6 hierher in Abb. 7 übertragenen Linienzüge der Versuchsreihe von Lanza und Kleinlogel, wovon der erste die Stahllinie E_2 (6000 kg/cm²), der andere die Eisenlinie E_1 (4000 kg/cm²) bestätigen soll, womit sie, wie ersichtlich, eine völlig befriedigende Uebereinstimmung aufweisen. Zu meiner eigenen Beruhigung habe ich noch zwei Parallelversuche von ähnlichem Querschnitt wie zuvor (Abb. 12 bis 15) mit

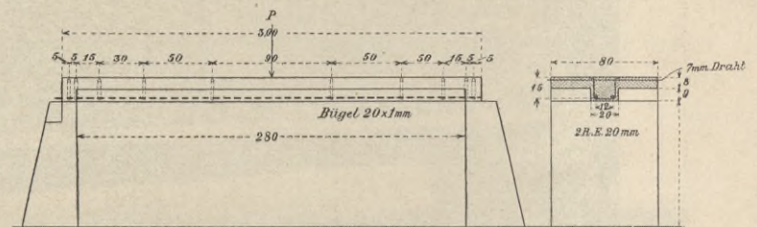


Abb. 12. Versuch in Wien 1904.

Beton, 1 : 4 (5 Wochen alt), ausgeführt, und zwar einmal mit zwei glatten Rundeseisen 20 mm, und das andere Mal mit zwei Thachereisen annähernd 19 mm. Wir nehmen $F_e = 6,28$ cm² für beide Fälle, $d = 15$, $m = 12,5$. Die Schaubilder der Durchbiegung zeigt uns Abb. 13. Die Bruchlasten in der Mitte von beiden Fällen betragen

	3060 kg	3760 kg
die halben Eigenlasten	270 "	270 "
zusammen	3330 kg	4030 kg;
Momente M	233 100 kgcm	282 100 kgcm;
$(M_o = \frac{6 M}{B d^2})$	$M_o = 7770$	9403
	$\sigma_e = 3000 \text{ kg/cm}^2$	3600 kg/cm ² ;

die Querkraft $V = 1800$ kg;

Umfang der Eiseneinlagen $U = 12,56$ cm.

Es ist daher

$$k = \frac{V}{m U} = \frac{1800}{156} = 12 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen aus diesen Zahlen, daß auch hier beim glatten Rundeseisen eine volle Ausnutzung der Zugfestigkeit nicht stattfand, weil die Grenze der Haftfestigkeit erreicht wurde. Eine genaue Beobachtung der Eisenenden, die in der in dem beistehenden Lichtbild, Abb. 15, dargestellten Weise vorgenommen wurde, zeigte gar keine Bewegung an den Enden bis knapp vor Bruch. Es muß hieraus geschlossen werden, daß sich diese Bewegungen langsam bis ins Auflager fortpflanzen, um dann durch einen plötzlichen Ruck den Widerstand der Haftung in der Verankerung zu überwinden.

Herr Chef-Ingenieur Howard A. Carson in Boston hat die umstehend dargestellten Versuchsserien A bis F erprobt. Wir werden an anderer Stelle eingehend auf diese hochinteressante Arbeit zurückkommen. Hier sei derselben nur

Bruch-Versuche mit Balken aus Eisenbeton vom Chef-Ingenieur Howard A. Carson der Bostoner Untergrundbahn.

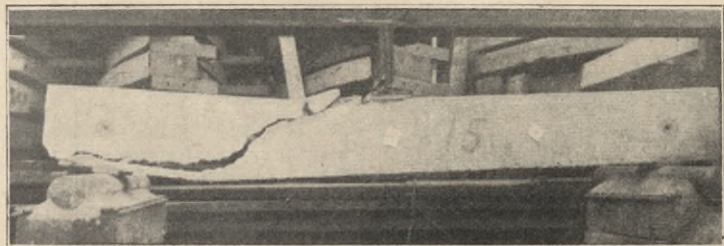
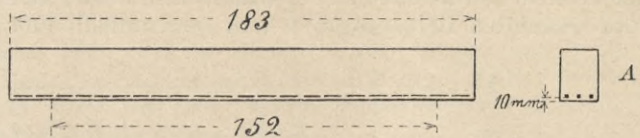


Abb. 17. Serie A Nr. 15.

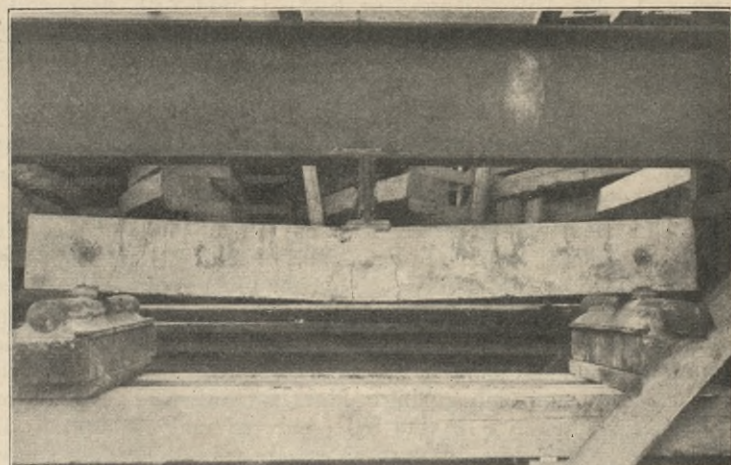


Abb. 16. Serie A Nr. 11 nahe vor dem Bruch unter 6246 kg Mittellast.

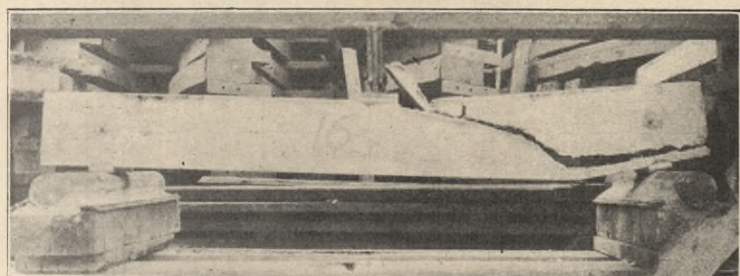


Abb. 18. Serie A Nr. 16.

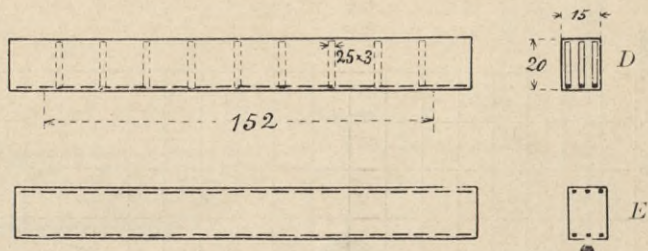


Abb. 22. Serie E Nr. 76.

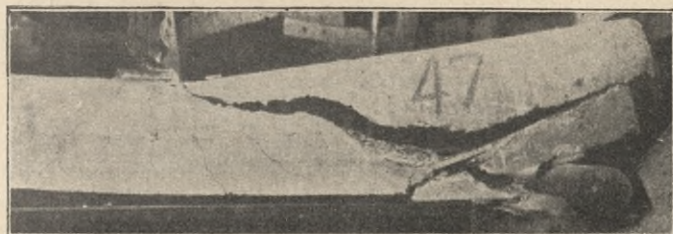
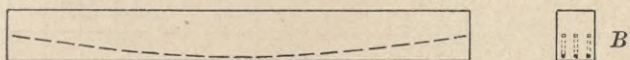


Abb. 19. Serie B Nr. 47.

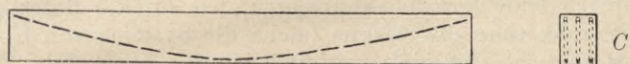


Abb. 20. Serie C Nr. 44.

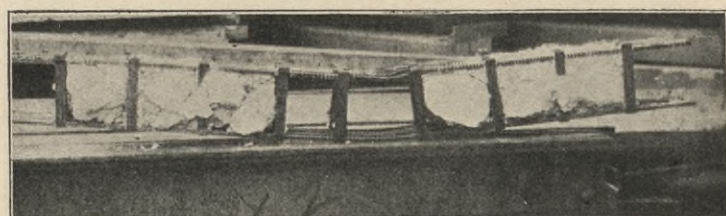
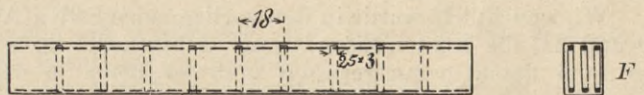


Abb. 23. (Armatur v. Abb. 24.)



Abb. 21. Serie C Nr. 52.

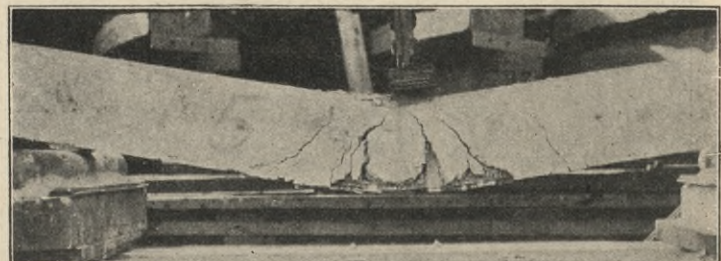


Abb. 24. Serie F Nr. 75.

insofern Erwähnung geschehen, als wir einige Bruchbilder wiedergeben.

Für Erreichung der Eisengrenze ist die Abb. 16 aus der Serie A, die Abb. 20 aus der Serie C und Abb. 24 aus der Serie F kennzeichnend. Denselben Balken wie in Abb. 24 zeigt die Abb. 23 ohne Beton, um die Armaturnarstellung darzustellen. Den Einfluß der Bügel auf die Scherfestigkeit des Betons zeigt Abb. 22 aus Serie E, ein sonst ganz gleicher Balken wie Abb. 24, der jedoch einen bedeutenden Abfall an Bruchlast aufweist, da ihm die Bügel fehlen und er daher die Eisengrenze nicht erreicht.

Zur Beurteilung des Einflusses der Lage des Eisens im Balken dienen zunächst die Abb. 17 und 18 mit geraden Eisen, Serie A. Balken Nr. 15 (Abb. 17) hat die Eisengrenze nahezu erreicht. Daß ihm aber die Scherfestigkeit des Betons den Garaus gemacht hat, beweist nicht nur sein Bruchbild, sondern auch der Balken Nr. 16 (Abb. 18), der trotz 30 vH. mehr Eisen nur eine geringe Mehrlast aufweist. Die vorerwähnten Balken Nr. 75 und 76 (Abb. 22 und 24) hatten die doppelte Eisenmenge, ohne daß Nr. 76 einen Mehreffekt zeigen würde. Die Abb. 19 und 21 entstammen den Serien B und C mit genau derselben, aber gebogenen Armaturnarstellung wie der Balken 15

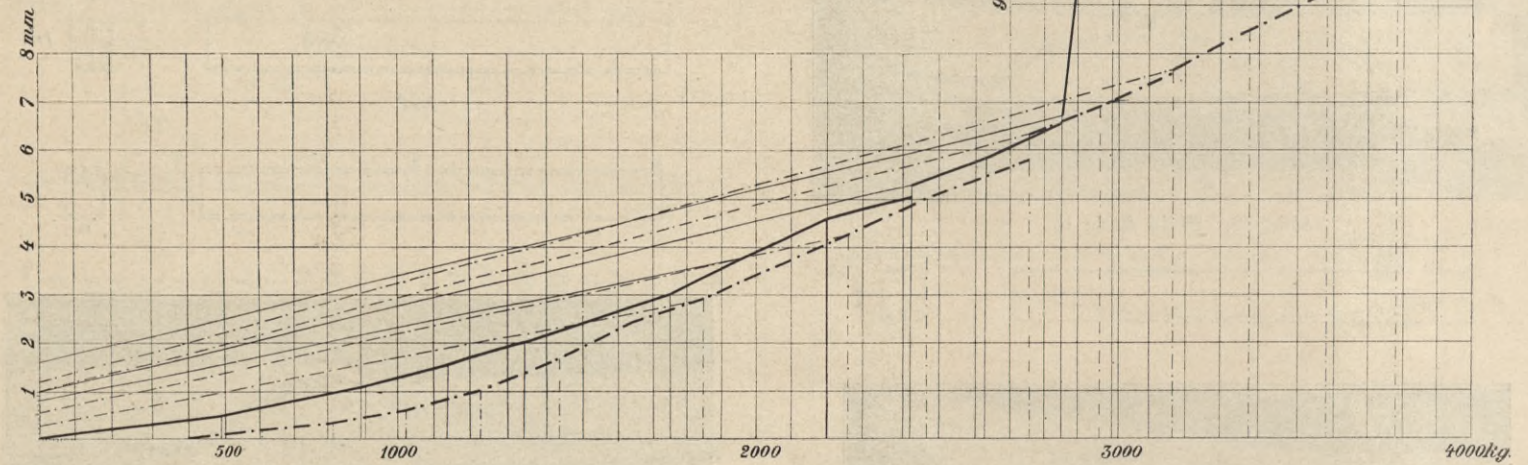


Abb. 13.

(Abb. 17), und zeigen, was ungemein wichtig ist, nahezu dieselbe Bruchlast. Es ist selbstverständlich, daß bei einer parabolisch abnehmenden wirksamen Höhe das Widerstandsmoment dementsprechend abnimmt.

Wie ersichtlich, wurde in den vorliegenden Fällen (Abb. 17, 19 und 21) die Knoten-Eisen, ganz unbeschadet ihrer Lage, aus dem Beton herausgezogen und der Beton in der dort

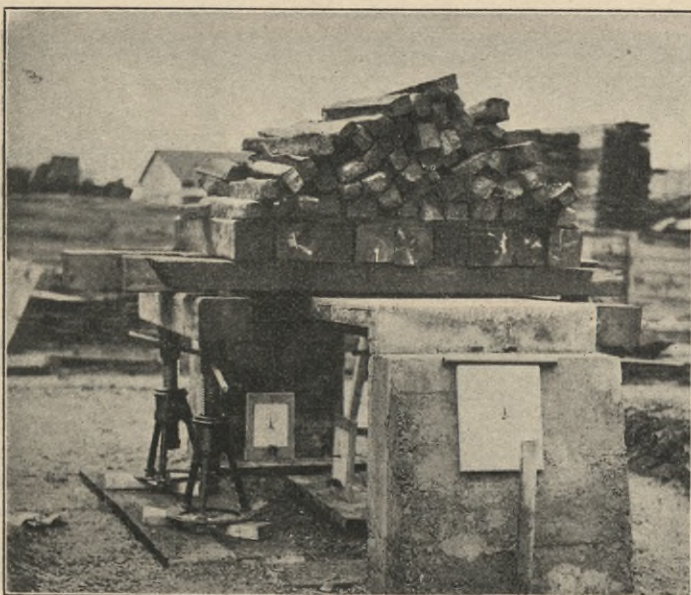


Abb. 14.

gezeigten Weise aufgerissen, sobald die Scherfestigkeit überschritten war, während in den Abb. 16, 20 und 24 die Eisengrenze erreicht wurde, obzwar der Unterschied beider Grenzen mit der gewählten Belastungsart kein sehr auffallender ist.

Liegt aber in einem solchen Falle die Scher- oder Haftgrenze viel tiefer (was im vorliegenden Falle ganz einfach schon durch eine gleichförmig verteilte Last, anstatt durch die Mittelast erzielt werden könnte), so wird die Tragfähigkeit des Trägers tief unter der E -Grenze bleiben, ein Uebelstand, der nur durch besondere Vorkehrungen, wie direkte Befestigung oder Verankerung des Eisens (siehe die Systeme von Koenen und Moeller als Beispiel) verhütet werden kann.

Kehren wir nach dieser Abschweifung zu unserem Parallelversuch Abb. 12 bis 15 zurück, so ersehen wir aus Abb. 13, daß das Thachereisen einen anderen, wesentlich gleichmäßigeren Verlauf der Durchbiegungen sichert, und

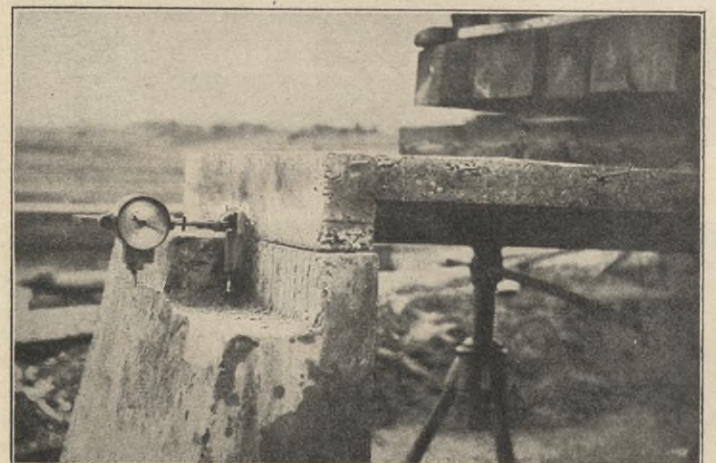


Abb. 15.

schließlich, daß durch den besseren Verbund des Thacher-eisens die Eisengrenze in diesem Falle fast erreicht wurde, wie das Eintragen der beiden M_0 in Abb. 7 bei $p = 0,52\%$ erwiesen hat, wobei jedoch keineswegs behauptet werden soll, daß in diesem Falle bereits eine volle Ausnutzung der Eisenfestigkeit vor sich ging, da der junge Beton gewiß noch nicht die nötige Scherfestigkeit zu einer voll ständigen Ausnutzung besaß.

Da der in Aussicht genommene weitere Versuch mit

doch unmöglich aus dem Beton herausgezogen werden! Zu dem Zwecke gehe ich in meinen Darlegungen noch einen Schritt weiter zur Anführung der zwei Versuche mit Bulb-eisen von Pohlmann, Abb. 25 bis 28, als Beispiel, daß ein derartiger Ausfall an Bruchlast wegen mangelhafter Anhaftung nicht nötig ist. Man sollte denken, daß, wenn irgendwo schlechte Resultate mit Anhaftung zu erwarten sind, dies bei einer Armierung mit so massiven Querschnitten zutrifft. Dieselben haben aber tadellos funktioniert und sind

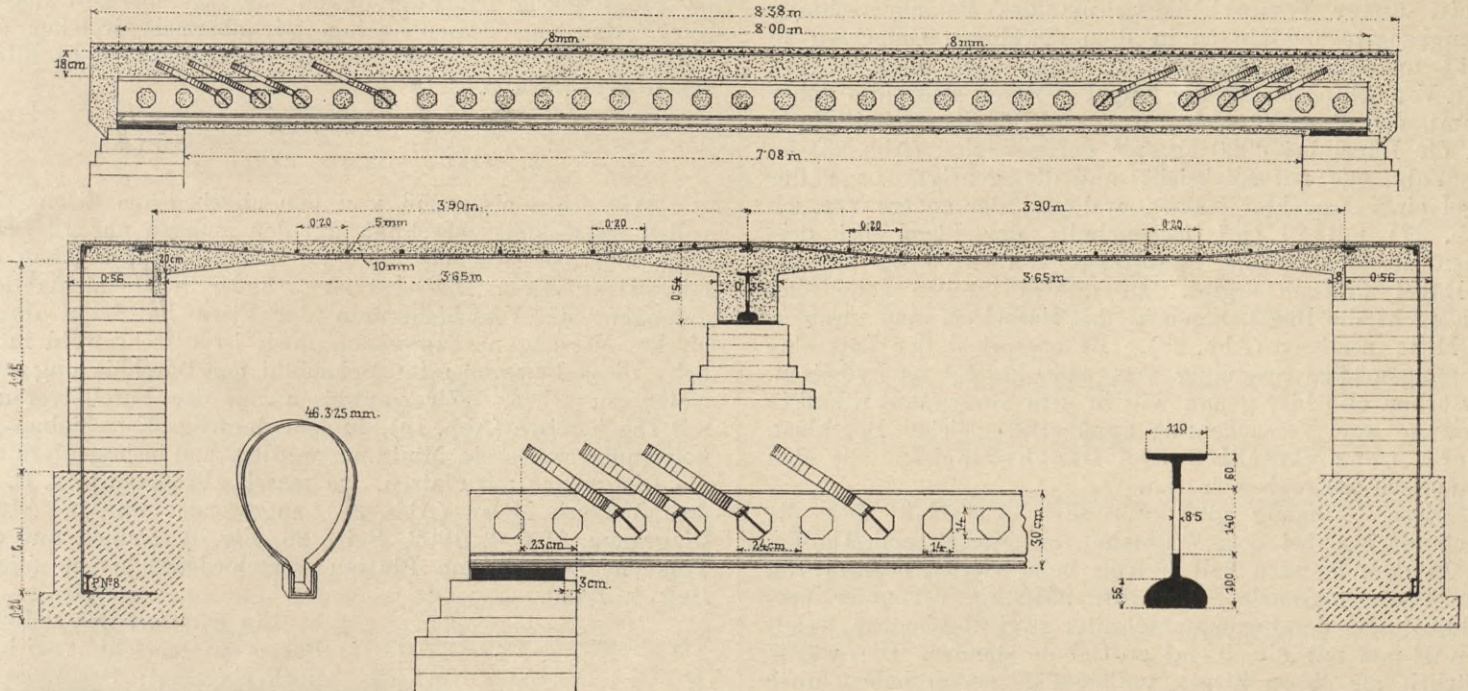


Abb. 25.

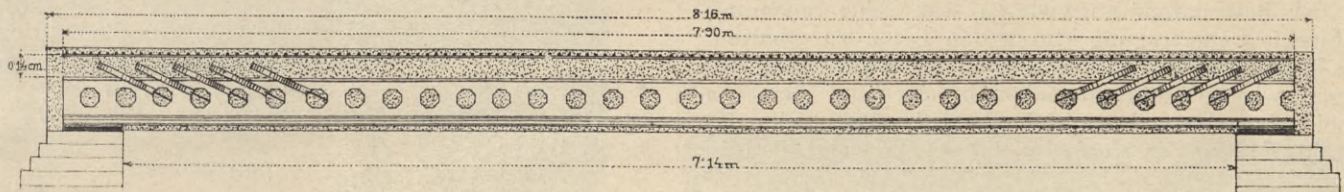


Abb. 27.

ebensolchen Platten, jedoch anstatt $\frac{Pl}{4}$ mit $\frac{Pl}{6}$ oder $\frac{Pl}{8}$ bis jetzt noch nicht zur Ausführung gelangt ist, so sei zur Ergänzung des Gedankenganges über die Zahl, bei welcher

uns somit ein Wegweiser, wie man vorgehen muß, um zu solchen Resultaten zu gelangen.

Bezüglich näherer Einzelheiten verweise ich auf Heft 3



Abb. 26.



Abb. 28.

die Haftspannung erschöpft ist, auf das andere Material verwiesen, das unten angeführt ist.

Hier soll noch versucht werden, anzugeben, woher es kommt, daß in den obenerwähnten zwei Versuchen von Mörsch und Thullie die Bruchresultate trotz abgegebener Eisen so gering waren; denn ein abgebrochenes Eisen kann

und 4, Beton u. Eisen 1904. Hier sei nur in Kürze angegeben, daß die Spannweite der Träger 7,14 m betrug:

$$C = 3,9 \text{ m}, \quad F_e = 52,5 \text{ cm}^2, \quad U = 30 \text{ cm}, \quad d = 49,1 \text{ cm}, \\ m = 43,1.$$

Man erzielte in beiden Fällen (Abb. 25 u. 27) eine Bruchlast von 115 650 kg und 116 200 kg.

Dem entspricht

M f. 1 lfd. m	2 563 000	2 645 000 kgcm
$M_o =$	6 408	6 613
$V =$	59 825	58 100 kg
$k =$	44	45 kg/cm ² .

Nun ist es ohne weiteres klar, daß eine Haftfestigkeit von 45 kg/cm² in diesem Fall ein Ding der Unmöglichkeit ist. Ich habe vielmehr als den Maßstab dessen, was die in Abb. 25 u. 27 eingezeichneten Bügel leisten können, die mit dem gezogenen Eisen richtig verbunden sind, ihren Querschnitt unter Vernachlässigung des Betonquerschnitts herangezogen und bin so in dem erwähnten Gutachten in Heft 3 und 4 dazu gelangt, nachzuweisen, daß, wenn bei dem einen Versuch (Abb. 25) die Bügel gerissen sind, dies daher kommt, daß dieser Versuch nur 12 cm² Bügelquerschnitt hatte und die Bügel bei 4900 kg/cm² gerissen sind (Abb. 26) — eine Zahl, die mit Rücksicht auf die geneigte Lage der Bügel einer Korrektur bedarf, während der andere Versuch (Abb. 27) mit 21 cm² Querschnitt der Bügel bei derselben Rechnung eine Spannung von 2700 kg/cm² als im Bügel wirksam ergibt. In diesem zweiten Falle sind auch nicht die Bügel, sondern das Bulbeisen, und zwar in der Mitte zerrissen (Abb. 28). Es entspricht der Last eine rechnermäßige Spannung von 4460 kg/cm² im Bulbeisen. Wir sehen also hier genau wie in dem vorerwähnten Fall in Lausanne zwei Versuche mit annähernd gleicher Bruchlast, jedoch ganz verschiedenen Bruchursachen, die sich rechnerisch nachweisen lassen.

Diese Rechnung gibt uns auch Aufschluß über die Bruchursachen bei dem Versuche von Mörsch und Thullie.

In dem ersteren Fall betrug beim vierten Versuche von Mörsch die maximale Scherkraft 9575 kg, der unter Vernachlässigung des Betonquerschnitts zwei abgebogene Rundisen 24 mm mit $F = 9$ cm² zu Gebote standen. Dies würde natürlich für diesen Zweck vollständig genügt haben, aber dadurch, daß von dem 13,5 cm² Gesamtquerschnitt nur 9 cm² in entsprechender Weise mit dem Oberturt verbunden waren, während der Rest darauf angewiesen war, seine Spannung durch indirekte Uebertragung durch den Beton zu erhalten, führt dies beim Bruch zu einer ungleichmäßigen Verteilung der Spannungen, wie sie Schüle so schön bereits unter kleineren Lasten bei seinen Versuchen (siehe Heft 1, 1903, Seite 32) durch direkte Messung nachgewiesen hat, und zeigt, daß in

als wirksam bezeichnen, was sagt, daß neben 9 cm² von den zwei abgebogenen Eisen von dem dritten Eisen anstatt 4,5 cm² nur 60 % des Querschnittes, oder, was dasselbe ist, der ganze Querschnitt jedoch nur in dem angegebenen Maße wirksam war.

Noch deutlicher wird diese Brucherscheinung beim Versuche in Lemberg: Dort ist $V = 34 000$ kg. Drei R. E. 33 wurden aufgebogen, das ist $F = 25,6$ cm², was wieder hinreichend wäre; der Fehler liegt auch hier in der Verbindung mit dem Gesamtquerschnitt, der hier noch krasser ist, da die abgebogenen Eisen ganz für sich oberhalb liegen. Zur Feststellung dessen suchen wir abermals, welcher der wirksame Querschnitt ist, der diesem Bruchmoment allein schon genügt hätte.

$$F_e = \frac{M}{m \cdot 4000} = \frac{8 096 667}{52,5 \times 4000} = 38,5 \text{ cm}^2.$$

Wir sehen also, daß von den abgebogenen Eisen, den vollen Querschnitt gerechnet, auf den anderen nur 12,9 cm² oder 50 % der Bruchlast zu gute kommen, mit welchen sie mitgewirkt haben. Bis jetzt ist es außer Schüle niemandem gelungen, die Verschiebungen der Eisen im Beton durch direkte Messung nachzuweisen, doch ist es sehr wohl möglich, diese Bewegung im Schaubild der Durchbiegung auftreten zu sehen. Wir verweisen auf den Parallelversuch mit Thachereisen (Abb. 13), in dem derartige Verschiebungen notwendigerweise ein Minimum werden, und insbesondere auf die Diagramme mit Platten, wo massive Profile, wie z. B. in dem Versuche Melan (Abb. 28) angewendet wurden (siehe Diagramm, Heft 4, 1902, Seite 26, Fig. 4), endlich auf die Versuche Sanders von Platten verschiedenen Alters (siehe Heft 4, 1902).

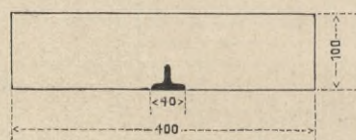


Abb. 29.

Ein extremes Beispiel mit Bezug auf Querschnitt sei hier noch eingefügt: Der Versuch Nr. 23 von Prof. J. Melan in Brünn (siehe Beton u. Eisen, Heft 4, 1902, Seite 26). Es ist (Abb. 29) eine 10 cm dicke

Platte 40 cm breit, armiert mit T Eisen 40 . 40 . 6 ($F_e = 4,44$ cm²) $d = 8,7$ cm, $m = 6,75$. Die Bruchlast in der Mitte beträgt 1661 kg; $U = 10$ cm. Es ist daher

$$k = \frac{830,5}{10 \times 6,75} = 12 \text{ kg/cm}^2,$$

während $\sigma_e = 1420$, $\sigma_b = 50$ kg/cm² ist, und also auch hier der Bruch als abhängig von Haftfestigkeit nachgewiesen erscheint.

Wir gelangen nun zur Darstellung einer Reihe von Versuchen, die ich im Anschluß an die bekannte Arbeit Kleinlogels ausführen ließ (Beton u. Eisen Heft 4, 1904, Seite 217) und die ich zur besseren Uebersicht in den Abb. 29 und 30 dargestellt habe. Die Resultate finden sich in der folgenden Tabelle und in Tafel I zusammengestellt.

Kleinlogels Versuche (Abb. 30) waren 1:3 und 25 Wochen alt, meine (Abb. 31) waren 1:4 und 5 Wochen alt. Dieselben sind wie umstehend zusammengestellt:

Die Tafel I enthält in ihrem III. Feld rechts unten das von uns wiederholt benutzte Achsenkreuz mit p und M_o als Abszissen bzw. Ordinaten. Dieselben gaben jedoch, wie wir wissen, für die Haftfestigkeit kein vollständig klares Bild, da die Kurve H außer von der Haftfestigkeit k noch von der Belastungsart und vom Umfang der Eisen abhängig ist, der selbst innerhalb einer sonst ganz gleichen Versuchsreihe recht verschieden ist. Deshalb habe ich hier in Tafel I auch die direkte graphische Berechnung von k für die ganze Versuchsreihe vorgeführt, wie sie in Feld II der Tafel I wiedergegeben erscheint. In demselben entsprechen die vom Ursprung aus-

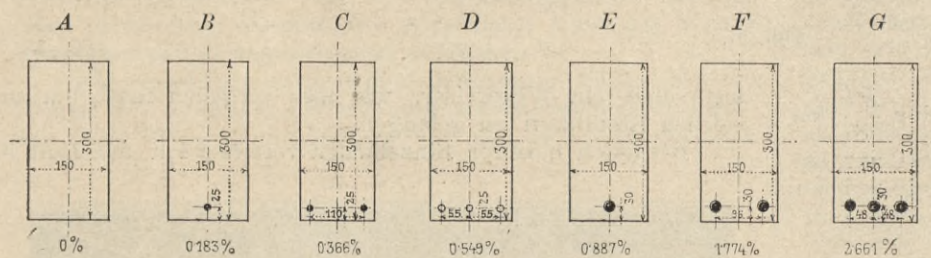


Abb. 30. Versuche Kleinlogels.

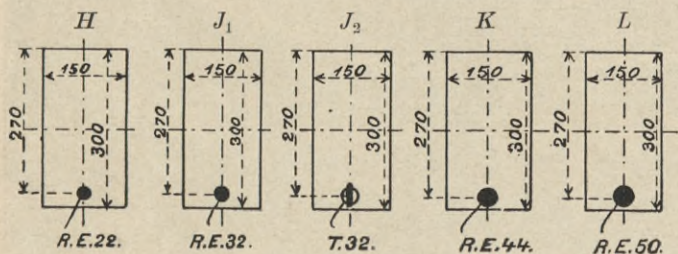


Abb. 31. Versuche des Verfassers.

diesem Falle die gerade Stange, wenn auch nicht ganz ausgeschaltet wurde, so doch größtenteils nicht mitgewirkt hat.

Man darf also für das Bruchmoment von $1 501 674 = m F_e \sigma_e$ gesetzt, nur ein $F_e = \frac{1 501 674}{m \cdot 4000} = 11,8$ cm²

Tabelle über die Versuche Kleinlogels und des Verfassers.
Geordnet nach Eisenprozenten.

	Beton	Alter	Eisen		F_e cm ²	f_e cm ² /m	p %	m	$\frac{P+G}{2}$ kg	Bruch- moment M_{\max} pr. l. m.	Bruch- spannung σ_e kg/cm ²	M_0	U cm	k kg/cm ²
			Zahl	R.-E.										
<i>A</i>	1:3	25 Wochen	0	0	0	0	0		1737	579 000	∞	4770	0	
<i>B</i>	1:3	25 Wochen	1	10	0,78	5,20	0,18	24,12	2030	676 667	5396	5569	3,14	26,8
<i>C</i>	1:3	25 Wochen	2	10	1,57	10,47	0,37	23,10	3285	1 095 000	4527	9012	6,28	22,6
<i>D</i>	1:3	25 Wochen	3	10	2,36	15,73	0,55	22,41	4609	1 536 300	4358	12 644	9,52	21,6
<i>H</i>	1:4	5 Wochen	1	22	3,80	25,33	0,89	21,49	4838	1 612 667	2963	13 273	6,91	32,6
<i>E</i>	1:3	25 Wochen	1	22	3,80	25,33	0,89	21,49	6308	2 102 667	3863	17 306	6,91	42,5
<i>F</i>	1:3	25 Wochen	2	22	7,60	50,67	1,77	20,00	8500	2 833 333	2796	23 320	13,82	28,0
<i>J₁</i>	1:4	25 Wochen	1	32	8,04	53,60	1,98	20,00	6000	2 000 000	1866	16 466	10,05	29,9
<i>J₂</i>	1:4	5 Wochen	1	(T)32	8,04	53,60	1,98	20,00	6255	2 085 000	1945	17 160	B=15,0	$r=21$
<i>G</i>	1:3	25 Wochen	3	22	11,40	76,00	2,66	19,00	10750	3 583 333	2481	29 492	20,70	27,3
<i>K</i>	1:4	5 Wochen	1	44	15,20	101,33	3,75	18,39	5168	2 584 000	1387	21 270	13,82	20,3
<i>L</i>	1:4	5 Wochen	1	50	19,63	130,87	4,85	17,81	6474	2 237 000	1388	18 400	15,70	23,2

gehenden Strahlen Linien gleicher Anhaftung. Würden also die Bruchlasten einer Versuchsreihe von ein und derselben Anhaftung abhängig sein, so müßten sich die Resultate auch zu einem Strahl vereinen. Wenn dies auch bei diesen Versuchen nicht ganz zutrifft, so lehrt doch ein Blick auf Tafel I, Feld II, daß die hier inbetracht kommenden Punkte hinreichend Regelmäßigkeit zeigen, und insbesondere der Umstand, daß die Kleinlogelsche Serie die Linie ihrer Würfel Festigkeit, die mit 472 kg/cm² ermittelt wurde, nicht erreicht, nur mit einem Auslassen der Anhaftung in den

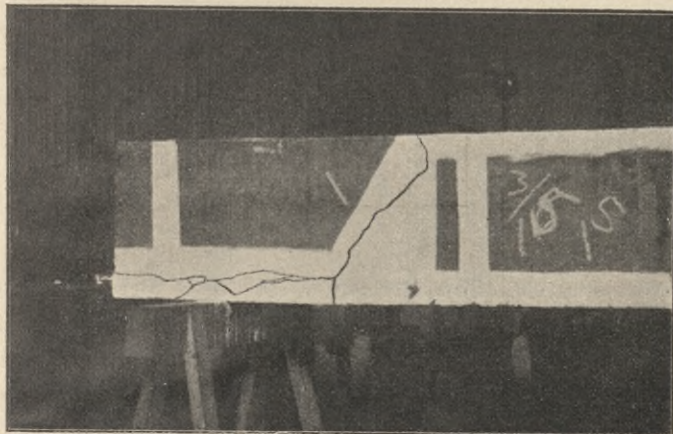


Abb. 32. Balken *G*.

Versuchen *F* und *G* erklärt werden kann. Abb. 32 zeigt die hierfür typische Bruchform. Zuerst vertikaler Riß unter Lastangriff und dann horizontaler Riß entsprechend dem Herausziehen des Eisens. Dagegen ist im Versuch *E* mit seiner phänomenalen Haftungsziffer (42,5 kg/cm²) die Eisenkurve erreicht worden. Abb. 33 zeigt die die Eisengrenze kennzeichnende Bruchform. In dem von mir ausgeführten Parallelversuche *H* ergab sich zwar eine bedeutende Verminderung in der Anhaftung auf 32,6 kg/cm². Dieselbe ist aber hinreichend erklärt durch den so viel jüngeren Beton, so daß die von Kleinlogel ermittelte Ziffer für den besonderen Fall nicht einmal als eine Ausnahme angesehen werden kann, aber, wie gesagt, nur für diese besondere Abmessung des Versuches *E* eine Bedeutung hat. Für die Versuche *F* und *G* wurde einerseits (Beton 1:3 bis 25 Wochen) $k = 27$ kg/cm² und für die Versuche *H* bis *L* andererseits mit (Beton 1:4 bis 5 Wochen) $k = 25$ kg/cm² ermittelt, was beweist, daß auf eine bedeutende Zunahme von k mit dem Alter nicht gerechnet werden kann.

Wie aus den Gleichungen 3 und 6 ersichtlich, ist

$$M_0 = 6 \frac{m}{d} \frac{F_e}{Bd} \sigma_e = \frac{6 l m}{4 d} \frac{U}{Bd} k.$$

Es ist also nach Gleichstellung und entsprechender Kürzung der letzteren Ausdrücke $k = \frac{4 F_e}{l U} \sigma_e$. So lange also σ_e für den Bruch maßgebend, d. h. konstant ist, ist auch k konstant und nur von den Aenderungen im Verhältnis $\frac{F_e}{U}$ beeinflusst.

Die Punkte entsprechen den Versuchen *A* bis *F* von Kleinlogel, befinden sich daher auch in Feld II auf nahezu einer Geraden, die vom Ursprung ausgeht. Diese Gerade hat aber nicht die Bedeutung der Grenzlinie, die der Linie *E*, *F*, *G* zukommt. Für den viel jüngeren Beton meiner Versuche ist die Verbindung *HL* in Feld II der Tafel zu berücksichtigen.

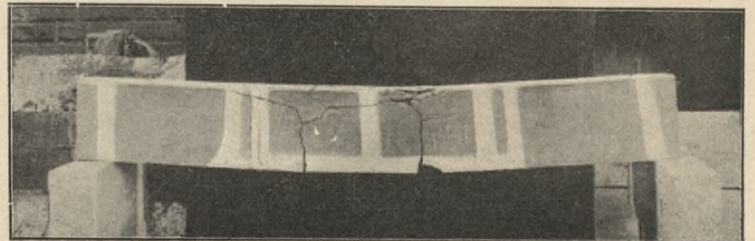


Abb. 33. Balken *E*.

Es geht in jedem Fall eine Abnahme von k mit der Zunahme des Eisenquerschnitts aus der Richtung der Geraden hervor.

In der Tafel I, Feld III finden sich zwei Kurven gleicher Haftfestigkeit, für ein mittleres U eingezeichnet, für 20 und 30 kg/cm². Mit der *E*-Linie (4000 kg/cm²) und der *B*-Linie (entsprechend dem Beton meiner Versuche 160 kg/cm²) vervollständigen sie das Bild der bei den Resultaten wirksamen Kräfte. Sonst ist die Tafel I in der bekannten Weise hergestellt (siehe Heft V, 1904), indem man die Linie von $d = 27$ in Feld II und IV zieht und nun, um die Spannungen σ_e , σ_b und k zu erhalten, folgendermaßen verfährt. Man trägt auf *OA* die Größe M , auf *OD* F_e auf. Hier ist der Uebersichtlichkeit wegen der Vorgang eingehalten worden, anstatt F_e auf *OD* gleich auf *OC* die Prozente p aus der obigen Tabelle aufzutragen. Dies ergibt für jeden Balken in Feld III je einen fortlaufenden mit *A* bis *L* bezeichneten Punkt, der uns die Größe der Bruchspannungen und den vierten Teil desselben der zulässigen σ_b und σ_e angibt. Um k zu er-

halten, ist auf OD die Größe $V = \frac{P+G}{2}$ und auf OA die Größe U (bzw. B) aufgetragen worden. Aus dieser Auftragung erhält man durch Herumprojizieren im Feld II einen Punkt, der uns die Größe k bzw. τ angibt. Die zulässigen Ziffern ($\frac{1}{4}$) bewegen sich wie ersichtlich zwischen den Grenzen von 5 bis 7,5 kg/cm² mit einziger Ausnahme von E , das 10 kg/cm² überschreitet. Zur besseren Orientierung ist bei den Größen M und V der zugehörige Buchstabe des Versuchs klein längs der Achse OA und OD beigefügt worden.

In einem einzigen Fall, bei G , ist die Breite der Platte kleiner wie der Umfang des Eisens U , ohne daß dies auf das Bruchresultat einwirkt, da anscheinend hierbei die Scherfestigkeit des Betons größer war wie seine Anhaftung.

Dieselbe Erscheinung läßt sich bei Parallelversuchen mit Thachereisen und Rundeisen beobachten, wo die ersteren die Scher-, die letzteren die Haftfestigkeit angeben, und haben wir an einem früher beschriebenen Bruchversuch (Abb. 13) dasselbe Verhältnis zwischen Haft- und Scherfestigkeit vorgefunden. Bei dem Bruchversuch J_1 und J_2 jedoch muß anscheinend (siehe die Tabelle des Versuchs sowie bzw. Tafel I) der junge Beton gegen die Wirkung des Thachereisens empfindlicher gewesen sein als gegen Abrutschen des Rundeisens. Es ist dies eine Erscheinung, die ich wiederholt gefunden habe und die darauf hinzuweisen scheint, daß Scherfestigkeit (21 kg/cm²) und Anhaftung (29,9 kg/cm²) mit dem Alter nicht gleichmäßig wachsen, sondern sich so überschneiden, daß der junge Beton eine kleine, der ältere Beton eine große Scherfestigkeit, verglichen mit der Haftfestigkeit, besitzt.

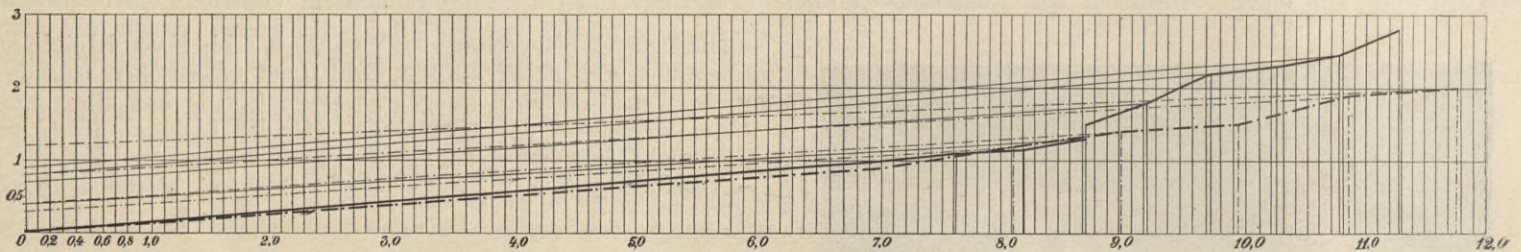


Abb. 34. Schaubild der Durchbiegungen von Balken von J_1 und J_2 .

Das Schaubild der zwei Versuche J (Abb. 34) zeigt dieselbe Erscheinung, wie früher erwähnt, daß nämlich das Thachereisen den Balken zu einer kleineren und gleichmäßigen Durchbiegung veranlaßt. Die feinen Sprünge beweisen, daß die Dehnungen auf den Zuggurt gleichmäßiger verteilt werden und plötzliche Setzungen, herrührend vom Rutschen, verhindert werden, so zwar, daß das Thachereisen allein schon deshalb Beachtung verdient. Das Wichtigste ist jedoch der Umstand, daß es in seiner Wirkung nicht von der Haftfestigkeit, sondern von der Scherfestigkeit des Betons abhängt. Die Haftfestigkeit ist nach allem eine Eigenschaft, die ähnliche Unsicherheiten aufweist wie die Zugfestigkeit. Das Eisen kann innerhalb des Balkens rutschen und Dehnungen bis zum Bruch erhalten, ohne daß sich diese kleine Bewegung bis auf die Widerlager fortpflanzen muß (Abb. 15), weil dem durch eine Verdrehung im Widerlager Vorschub gegeben werden kann. Es ist daher Aufgabe einer guten Konstruktion, für das Zutreffen der Voraussetzungen der Rechnung, d. i. in erster Linie für festen Verbund zwischen Eisen und Beton zu sorgen. Direkte Mittel zur Erhöhung der Haftfestigkeit sind bis jetzt nicht bekannt geworden, und ist diese Größe in erster Linie auf eine sorgfältige Ausführung angewiesen. Bei der Scherfestigkeit jedoch gibt es Mittel zur Erhöhung derselben. Das bekannteste davon ist der Bügel und das wirksamste ist m. E. die Drahtspirale, wie sie mein geschätzter Mitarbeiter, Herr Stadtbaumeister Grimm, vorgeschlagen und seinerzeit zum Patent angemeldet hat.

Schließlich gebe ich hier noch die Resultate von vier Balken, die ich als Vortragsversuche zur Vorführung für eine Versammlung entworfen habe und die jedermann sich zu seiner Belehrung leicht wiederholen kann. Dieselben finden sich in Abb. 35 bis 38 zusammengestellt vor und umfassen:

- Rippenplatte mit gewöhnlichen geraden Rundeisen zur Feststellung der Haftfestigkeit;
- Rippenplatte mit abgebogenen Rundeisen zur Feststellung der Wirkung der Abbiegung und der direkten Verbindung von Unter- und Obergurt;
- Rippenplatte mit Thachereisen zur Feststellung der Scherfestigkeit;
- Rippenplatte mit Thachereisen, die durch eine Grimmsche Spirale und Bügel entsprechend gesichert werden.

Hier kommen natürlich auch eine Unmenge Spezialfälle in Betracht, deren Aufsuchung über meine finanziellen Kräfte als Privatmann geht.

Von diesem weitgehenden Programm konnte erst ein geringer Teil und dieser nur mit ganz jungem Beton verwirklicht werden; doch seien diese Versuche hier mitgeteilt, weil sie trotz ihrer Beschränktheit weitere Kreise interessieren und zur Mitarbeit heranziehen dürften.

Die Versuche waren aus Beton 1 : 3 : 2 hergestellt, 20 Tage alt. Die Druckfestigkeit dürfte etwa 120 kg/cm², also jedenfalls mehr als nötig, betragen haben; unangenehm macht sich nur die geringe Scherfestigkeit bei so jungem Beton bemerkbar.

Spannweite 1,8 m, Belastung in den Viertelpunkten ergibt also

$$M = \frac{Pl}{8}.$$

Zu a) (Abb. 35) Träger zeigt eine Bruchlast von 800 + Eigengewicht 60 = 860 kg.

$$\text{Es ist } W_e = F_e m = 3,14 \times 5,8 = 18,2.$$

$$W_b = F'_b m = 18 \times 5,8 \times 4,36 = 455.$$

$$\text{also } \sigma_e = \frac{M}{W_e} = 1060 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Ein Beispiel des Bruches unter zulässigen Spannungen.

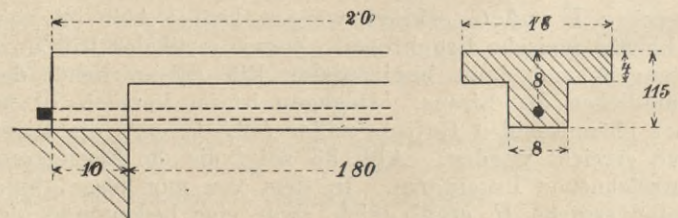


Abb. 35.

Von diesen Kräften kann natürlich die Zerstörung nicht herrühren.

Es ist aber

$$V = 430 \text{ kg und } k = \frac{430}{5,8 \times 6,28} = 11,8 \text{ kg/cm}^2,$$

eine uns bereits geläufige Ziffer.

Zu b) (Abb. 36). Von den Versuchen sei hier mit Bezug auf das früher Gesagte ein Versuch wiedergegeben, weil er

Zusammenstellung einer Versuchsreihe.

Spannweite $l = 2.0 \text{ m}$.

Nutzbare Höhe $d = 27 \text{ cm}$ ($h = 30$).

Belastungsweise bei dem Versuche von Kleinlogel

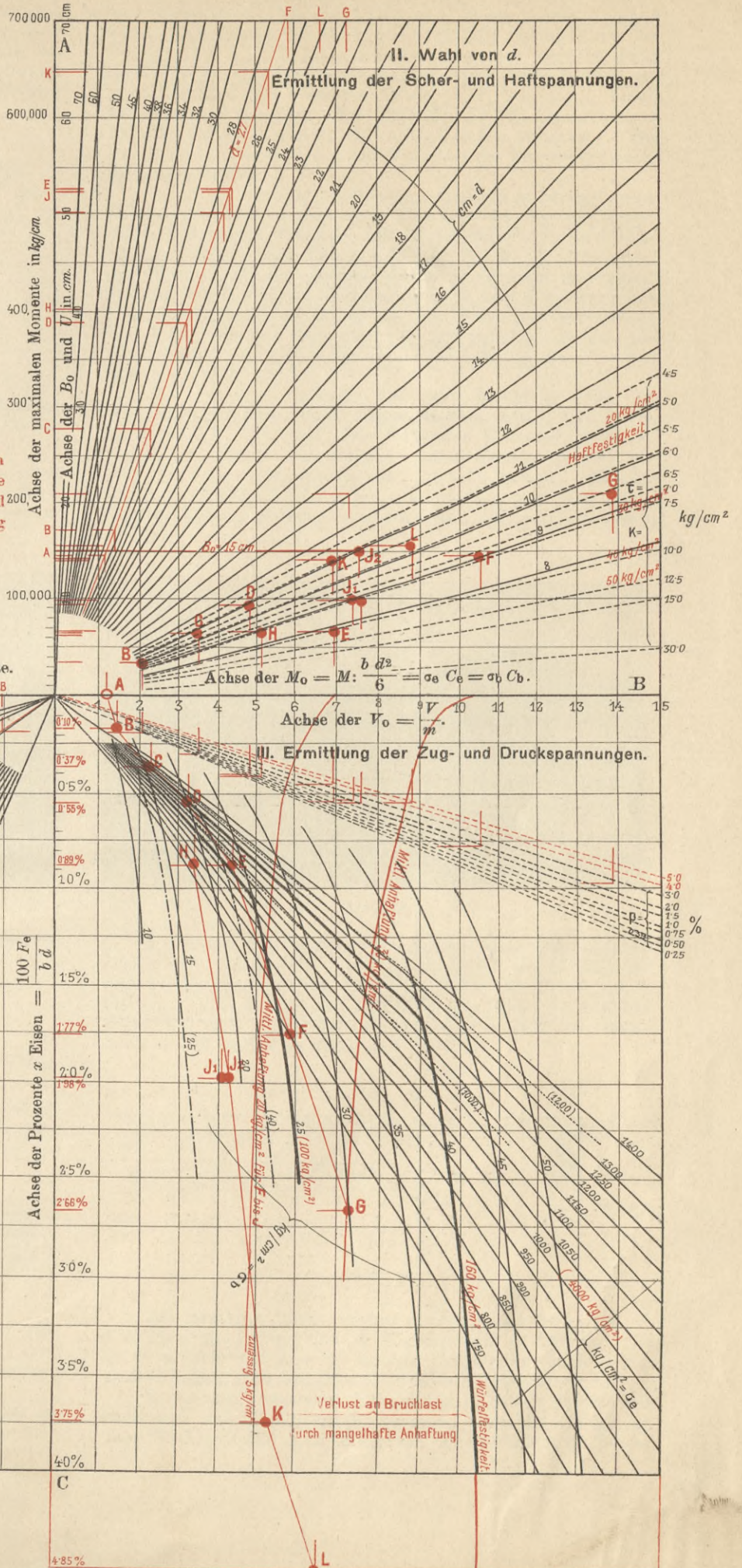
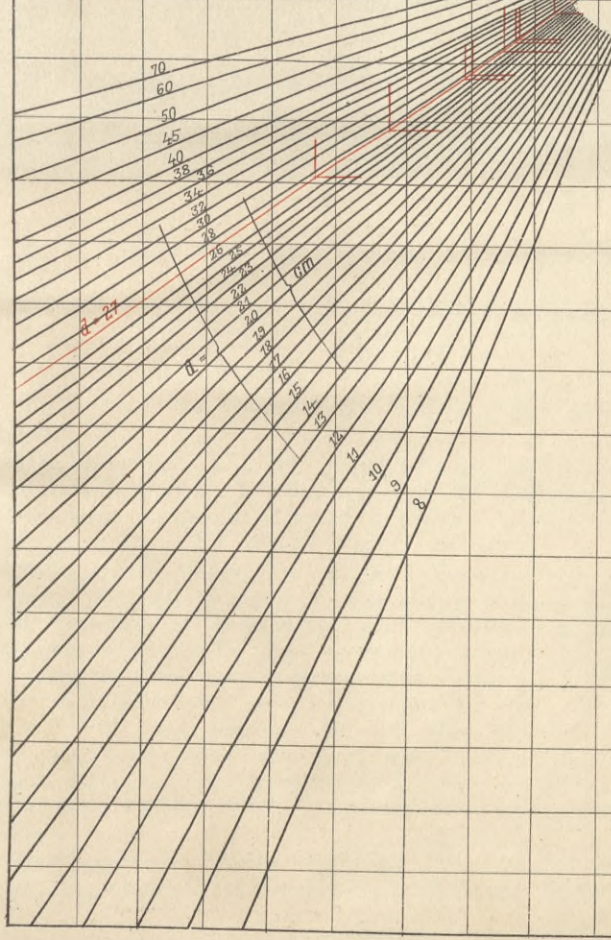
A, B, C, D, E, F, G, ferner H, J₁, J₂



Zur gleichzeitigen Beurteilung der zulässigen Spannungen für eine vierfache Sicherheit sind die Bruchlasten in $1/4$ Maßstab aufgetragen worden und empfiehlt es sich, diese Studie durch Einzeichnung praktischer Fälle zu ergänzen.

Achse der Eisenquerschnitte in cm^2 für 1 m Breite.

Achse der maximalen Querkraften. IV. Ermittlung von F_e .



zeigt, daß selbst ein vollständiges Aufbiegen des Querschnittes unter Umständen nicht genügt, da dabei die Scherfestigkeit des Betons und der Ort, wo die Verbindung mit dem Obergurt angeordnet ist, auch mit in Frage kommen. Hier in dem Versuch ist der in der Praxis oft beobachtete Fall wiederholt, bei einem frei aufliegenden Träger das Eisen erst am Widerlager aufzubiegen.

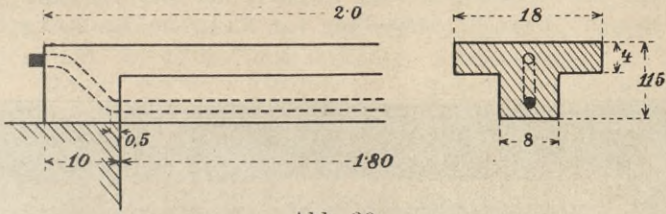


Abb. 36.

Bruchlast + Eigengewicht 1396 kg.

$$\sigma_e = 1700, \sigma_b = 65$$

und entspricht die getroffene Vorkehrung einer rechnungsmäßigen Erhöhung auf $k = 19 \text{ kg/cm}^2$, ohne daß die Materialeigenschaften dadurch ausgenützt worden wären. Es ist ferner

$$\tau = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

Ich schreibe der letzteren Ziffer den Bruch zu, nachdem das Eisen den vorliegenden Beton hinreichend zusammengedrückt und dann gespalten hatte. Die Brucherscheinungen für beide besprochenen Fälle zeigt Abb. 37.

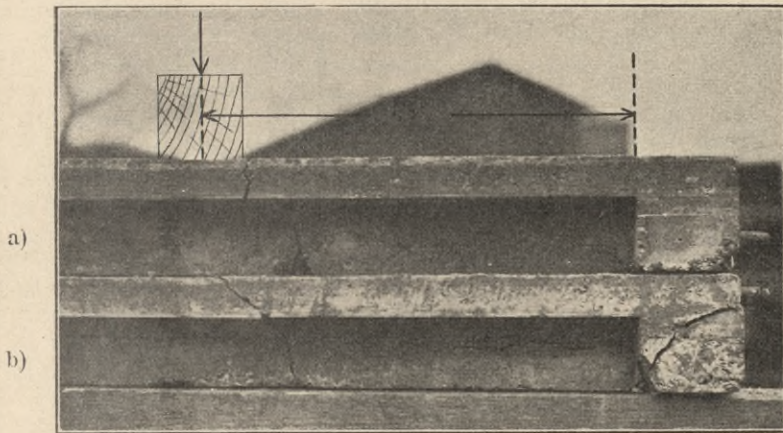


Abb. 37.

Zu c) Träger zeigt eine Bruchlast + Eigengewicht von 1024 kg.

Die Scherfestigkeit des Betons bestimmt sich aus

$$\tau = \frac{512}{5,8 \times 8} = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Sie ist also in diesem Falle nahezu gleich der Haftfestigkeit.

Das Bruchbild, Abb. 38, zeigt in deutlicher Weise das horizontale Aufreißen, herrührend von der Bewegung des Thachereisens im Beton, während der Fall a in Abb. 37 nur mit einem leichten Riß die Bewegung andeutet.

Anschließend seien hier noch 3 Versuche erwähnt, die mit Balken von Eisenbeton von genau denselben Abmessungen und derselben Lastenanordnung (Abb. 39) gemacht wurde, die, verglichen mit den vorigen, den einzigen Unterschied aufweisen, daß sie anstatt 18 cm nur 6,5 cm breit waren. Es ist also wie früher $d = 8 \text{ cm}$, aber $m = 5,1$, und daher $m F_e = 188$, $m F'_b = 192$, $m U = 32$, $m B = 34$. Die letzteren zwei Ziffern sind nahezu gleich, erlauben also keine weiteren Schlüsse.

Das eine Versuchspaar brach bei $P = 992$ und 987 kg einschl. Eigengewicht im Durchschnitt 1020 kg . Es ist $V =$

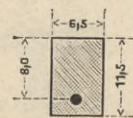


Abb. 39.

510 kg , $M = 22\,950 \text{ kgcm}$ und daher $\sigma_e = 1230 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_b = 120 \text{ kg/cm}^2$, $k = \tau = 15 \text{ kg/cm}^2$. Beide Balken brachen unter Aufstauchen im Obergurt (Fig. 2B), wobei diese Erscheinungen in dem jungen Beton besonders deutlich mehr breiartig zur Anschauung kommen. Der dritte Balken aus etwas älterem und besserem Beton (1:4) hergestellt, brach bei 1216 kg $V = 608$, $M = 32\,832$. Es ist demnach $\sigma_e = 1850 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_b = 170 \text{ kg/cm}^2$ und $k = \tau = 19 \text{ kg/cm}^2$. Die Brucherscheinungen ließen auf Rutschen des Eisens als Bruchursache schließen.

Zu d) sei bemerkt, daß meine Arbeiten in bezug hierauf noch nicht abgeschlossen sind. Die Abb. 38 zeigt die Bruchbilder der beiden Versuche mit Thachereisen mit und ohne Spirale. Wir sehen, daß durch eine Spirale die Bewegung des Eisens auf den ganzen durch die Spirale zusammengeschnürten Betonkern übertragen wird, und der horizontale Riß dementsprechend höher in der Höhe der Verbindung von Betonkern und Steg auftritt. Die Bruchlast ist nur um ein geringes verschieden wie zuvor: = 1124 kg , also $V = 562$ und $\tau = 12 \text{ kg/cm}^2$.

Wir ersehen daraus, daß zur Erzielung des gewünschten Effektes Bügel unumgänglich nötig sind (siehe auch Serie F Abb. 24). Die folgenden Versuche (Abb. 40) sollen uns hierzu die nötigen Anhaltspunkte geben. Sie sind mit der ausgesprochenen Absicht gebaut, zunächst außergewöhnliche Verhältnisse zu schaffen, und von Herrn Stadtbaumeister Grimm entworfen und von mir untersucht worden.

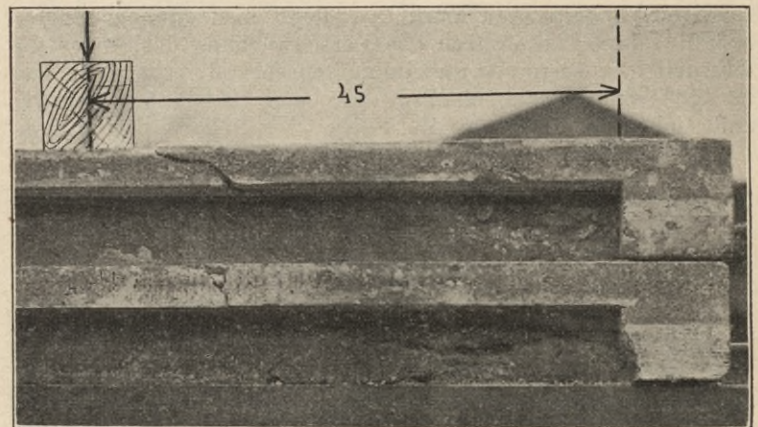


Abb. 38.

I. Versuch mit glattem Rundeseisen, ohne Bügel, Querschnitt und Spannweite sonst genau gleich wie in Abb. 40, nur ist die Einschnürung des Steges bei der Platte unterblieben. Es ist Spannweite $l = 3 \text{ m}$, $h = 25 \text{ cm}$, $d = 20 \text{ cm}$, $F_e = 8,04 \text{ cm}^2$, $U = 10,05 \text{ cm}$, ferner $m = 15,37 \text{ cm}$, daher $m F_e = 123$, $m B d' = 4200$, $m U = 154$.

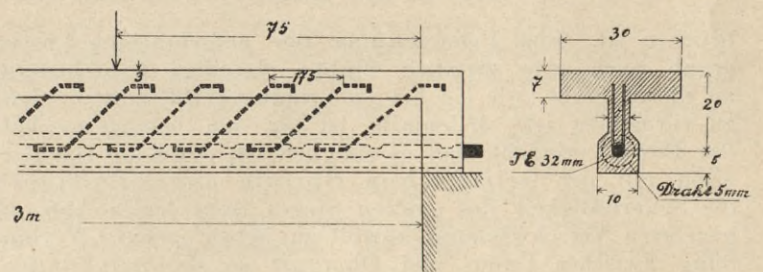


Abb. 40.

Die Bruchlast beim ersten Versuch mit Beton 1:5, 4 Wochen alt, betrug $4500 + \text{Eigengewicht} = 4800 \text{ kg}$. Es ist $V = 2400$ und $k = 15 \text{ kg/cm}^2$ Anhaftung, nach deren Ueberwindung sich das Bruchbild Abb. 41 eingestellt hat.

II. Versuch. Dieselben Abmessungen, jedoch anstatt mit Rundeseisen mit Thachereisen armiert. Bruchlast 5580 kg . $V = 2790 \text{ kg}$ ergibt $\tau = 18 \text{ kg/cm}^2$ Scherfestigkeit im Beton.

Bruchbild Abb. 42 zeigt den gewölbeförmigen Riß, von dem ich eingangs gesprochen habe.

III. Versuch. Abmessungen genau wie Abb. 40, Thacher-eisen mit Spirale und Bügel, Beton wie vorher, 4 Wochen alt. Bruch erfolgt bei 9300 kg. $V = 4650$ kg. $M = 348\ 750$. $\sigma_e = 2840$ kg/cm².

IV. Versuch, wie zuvor, aber 4 Monate alt. Bruch erfolgt bei 11 430 kg. $M = 428\ 625$. $\sigma_e = 3600$ kg/cm². $\sigma_b = 100$ kg/cm². ($k = 40$ kg/cm².)

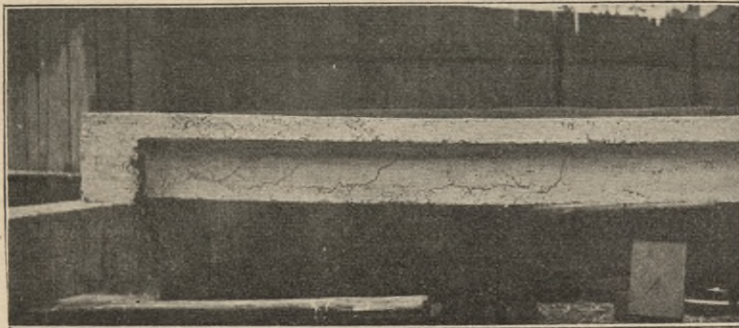


Abb. 41.

Praxis heranzuziehen, weil ich durch solche Anführungen Personen treffen könnte, die daran völlig unschuldig sind und im besten Glauben gehandelt haben. Jede neue Methode bedarf erst einer Korrektur durch eine spätere Erfahrung. Daß in dieser Hinsicht kein Mangel an Beispielen besteht, die eine geringere Sicherheit haben, als wie dieselbe von den Entwerfenden und den Behörden vorgesehen wurde, darüber besteht für denjenigen kein Zweifel, der die von mir angegebenen Ziffern für Anhaftung von 12 kg/cm² bis 20 kg/cm²

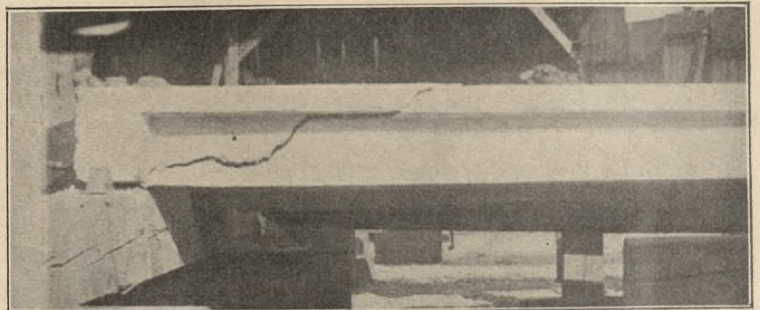


Abb. 42.

Bruchursache ist jedenfalls im Eisen (Abb. 43). Wenn die Last auch die E -Linie 4000 kg/cm² nicht ganz erreicht hat, wie man sich durch Eintragen von $M_o = 214$, bei $p = 1,33\%$ (in Tafel I ist mit Rücksicht auf den Maßstab nur $\frac{1}{4}$ einzutragen!) überzeugen kann, so liegt dies offenbar darin, daß die obere Platte durch die Verschwächung des Steges zu schwach geworden war und dementsprechend nach unten zu, infolge sekundärer Belastung, wie das Bild Abb. 43 zeigt, und nicht nach oben zu als Folge der Druckfestigkeit ge-

mit jenen vergleicht, die die amtlichen Vorschriften und Vorschläge zulassen:

Nach Prof. Ritter	20 bis 40 kg/cm ²
In Frankreich (in Aussicht genommen, siehe Heft IV, 1904, Seite 227)	$4 \times 8 = 32$..
Leitsätze des D. B.-V.	$4 \times 7,5 = 30$..
Oesterr. k. k. Staatsbahnen	$4 \times 6 = 24$..
Preuß. Vorschrift	$5 \times 4,5 = 22,5$..

Am nächsten kommt die Praxis von Hennebique (siehe Heft II, 1904, Seite 86) wenigstens gibt sie De Mollins mit 15 kg/cm² an.

Die Wirkung des Gebrauchs so hoher Ziffern wie 7,5 kg/cm² ist im allgemeinen nur die, daß die Sicherheit unter Umständen auf 2 herabgesetzt wird und daß sich unter zulässigen Lasten Sprünge zeigen, für die man bis jetzt eine rechnermäßige Erklärung nicht besaß, denen aber eine Bedeutung, wenn der Träger sonst gut ist, nicht zukommt. Diese Güte hängt von der anderweitigen Verbindung des Untergurts mit dem Obergurt ab. Ist z. B. nur der halbe Eisenquerschnitt hinauf abgebogen und so mit dem Obergurt direkt verbunden, so kommt, wie wir wissen, von dem Rest nur die Hälfte, also im ganzen $\frac{3}{4}$ des Eisenquerschnitts in Betracht. Wir sehen also die Sicherheit von 4 auf 3 vermindert.

Ich führe als ein Beispiel die Abb. 44 an, wo sich unter diesen Umständen bei A, B oder C Sprünge einstellen müssen, die nur als eine Folge der verschiedenen Dehnungen unter der Lastübertragung anzusehen sind, die einerseits durch die Anhaftung, andererseits durch die abgebogenen Eisen bewirkt wird. Ich hatte wiederholt Gelegenheit, bei den mir zur Begutachtung vorgelegten Plänen eine Lage der Eisen beim Auflager

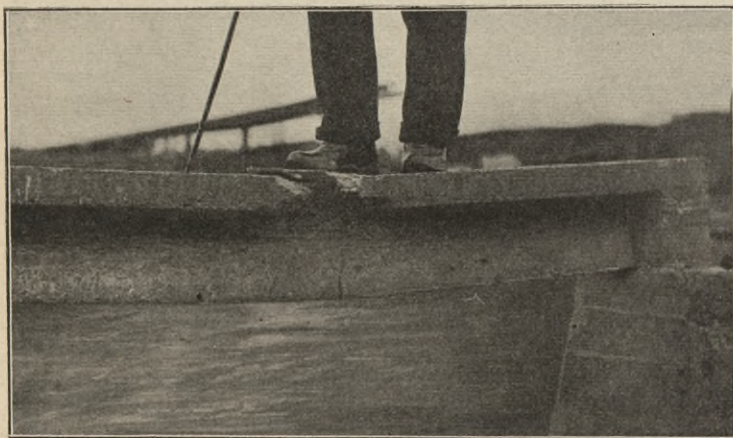


Abb. 43.

brochen ist. Eine Ueberprüfung der aufgebrachten Lasten ergab auch eine ziemlich starke einseitige Ueberlastung an dieser Stelle, wie sie bei so primitiven Hilfsmitteln nicht zu vermeiden ist. Jedenfalls ist für den besonderen Fall der Beweise erbracht, daß es möglich ist, durch die Thacher-eisen mit der Grimmschen Spirale und mit Bügeln die Scherfestigkeit des ganzen Steges trotz der in Abb. 40 gezeigten Verschwächung soweit zu heben und die Verbindung zwischen Unter- und Obergurt so fest zu gestalten, daß die E -Linie erreicht und der Eisenquerschnitt voll ausgenutzt werden kann. Ich sehe in diesem Vorschlage einen wichtigen Fortschritt auf Grund der von Considère zuerst eingeschlagenen Methode, die es weiter ermöglicht, die Bügel erst nachträglich in den umspinnenen Kern zu stecken.

Das in dieser Abhandlung bisher Dargelegte gibt uns meiner Ansicht nach eine neue Richtschnur bei der Bestimmung der Abmessungen der Beton-Eisenbalken. Ich habe es aus begreiflichen Gründen unterlassen, Beispiele aus der

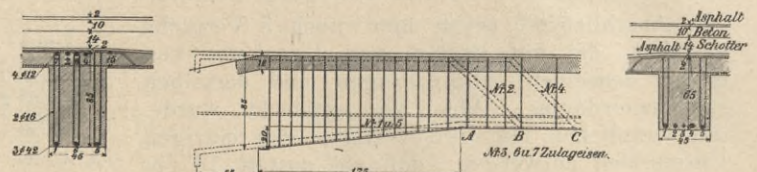


Abb. 44.

zu korrigieren, die den Umstand, daß Eisen aus dem Beton herausgezogen wird, also wie ein Anker angeordnet werden muß, nicht hinreichend berücksichtigt hatten, umsomehr, als sich kleinere Bewegungen auch bei den obigen als zulässig bezeichneten Haftspannungen eingestellt haben, wobei ich

freilich nicht weiß, ob dieselbe nicht vielleicht auf ein zu frühes Ausschalen zurückzuführen sind, wo der Beton gegen solche Kräfte noch viel empfindlicher ist wie später. Die Spirale gibt uns auch das richtige Mittel an, das zur Verlängerung von Knoteneisen ohne Anschweißen benutzt werden kann. Die Praxis war sich dieses Umstandes wohl bewußt. Dies zeigt der Hinweis darauf, daß oft 30 m lange Rundeisen zusammengeschweißt wurden, weil auch hier die Übertragung der Spannungen im Wege der Haftfestigkeit des dazwischenliegenden Beton als unzuverlässig anzusehen ist.

Durch die im vorliegenden gegebene Beweisführung ist nichts weiter geschehen, als daß etwas richtig gestellt wurde, was bis heute als selbstverständlich gut galt, während doch niemand bis jetzt sich dessen vergewissert hatte. Dies führt uns zu den folgenden Gesichtspunkten: Der Haftfestigkeit des Eisens soll bis zum Bruch nie eine größere Zahl wie durchschnittlich 16 kg/cm^2 zugemutet werden. Bei Überschreitung dieser Zahl ist ein experimenteller Nachweis dafür zu erbringen, daß eine höhere Haftfestigkeit Platz greift oder sind besondere Vorkehrungen nötig. Dieselben können bestehen a) in der Verwendung von Knoteneisen, oder b) in Abbiegen der Eisen oder c) in beiden Formen gleichzeitig.

a) Bei abgeboenen Eisen ist nur jener Teil des Eisenquerschnittes als auf Zug voll wirksam anzusehen, der mit dem Obergurt in einer direkten Eisenverbindung steht. Von dem auf die Haftfestigkeit angewiesenen Rest ist je nach seiner Anordnung und der Größe der Überschreitung der Haftfestigkeitsgrenze ein entsprechender Teil in Abzug zu bringen und höhere Ziffern sind bis zur vollen Ausnutzung des Querschnittes von besonderen Vorkehrungen abhängig zu machen. Dieselben bestehen in erster Linie aus gewöhnlichen Bügeln oder besser aus Bügeln, die direkt am Eisen befestigt sind, wie sie z. B. im System Lossier, Pohlman und ähnlichen Systemen vorgesehen sind. Die Rechnung, die zu der Haftfestigkeit des Betons die Wirkung der abgeboenen Eisen einfach hinzuaddiert, ist zu verwerfen. Doch sollte auch eine am Knotenpunkt vorgenommene Verschnürung des ganzen Eisenquerschnittes ausreichen, um das Zusammenwirken des abgeboenen und geraden Eisens zu sichern, obwohl hierfür ein experimenteller Beweis noch aussteht.

Das Wichtigste daran scheint mir die Frage, ob auch die abgeboenen Eisen durch den Beton ihre Wirkung auf den übrigen Eisenquerschnitt übertragen können. Die übliche Verbindung ist deshalb unvollkommen, weil die Haftspannung nachläßt und so die geraden Eisen gegenüber den abgeboenen entlastet werden. Die Knoteneisen können sich nicht in dem Maße im Beton verschieben und so scheint bei ihnen ein Zusammenwirken an und für sich und besonders bei Nachhilfe mit Umschnürung mehr Berechtigung zu besitzen.

b) Bei Verwendung von Knoteneisen ist die Annahme zulässig, daß die Haftfestigkeit der Eisen gleich der Scherfestigkeit des Betons (bezogen auf die kleinste Breite) gesetzt wird, also etwa 20 kg/cm^2 bis 30 kg/cm^2 , im Mittel 25 kg/cm^2 beträgt. Eine Erhöhung dieser Ziffern scheint zulässig durch Verwendung von Bügeln im allgemeinen oder einer Drahtspirale im Zuggurt, die den fraglichen Verbund zwischen Beton und Eisen weiter erhöht oder in der Weise sichert, daß dann die Haftfestigkeit rechnermäßig auf den Umfang der Spirale bezogen werden kann, doch müssen dann alle Querschnitte des Steges gleichmäßig gegen Abscherung verstärkt werden, was den Gebrauch von Bügeln bzw. vertikaler Eisen in Verbindung mit der Grimmschen Spirale nötig macht.

Die gegebenen Zahlen von 16 und 25 kg/cm^2 gelten für Bruch; für die zulässigen Lasten gelten also bei einer vierfachen Sicherheit 4 bzw. 6 kg/cm^2 .

Da die Praxis jedoch in vielen Fällen Zahlen von $7,5$, ja bis 10 kg/cm^2 Scherfestigkeit zu einer zweckmäßigen Abmessung benötigt, so sind in Abb. 23 bzw. 40 jene Methoden angegeben, die diese erhöhten Scherfestigkeiten zu liefern imstande sind.

Zu einer sicheren Beurteilung dieser umfassenden Frage genügen weder die Zahl noch die primitiven Mittel meiner Versuche, und kann ich an dieser Stelle nur die Hoffnung aussprechen, daß eine entsprechend ausgestattete Versuchsreihe zu ihrer Klarlegung, sei es seitens der Behörden, sei es seitens finanziell interessierter Kreise, ausgeführt werden möge. Mein ausschließlich wissenschaftlichen Zielen gewidmetes Streben muß sich mit bescheidenen Mitteln genug sein lassen, und erkenne ich die Unterstützung und das Interesse für meine Arbeiten von Freundeskreisen, insbesondere die mir von den Herren Kollegen Grimm und Thumb geleistete Hilfe mit Dank an.

Man wird gegen mich mit viel Berechtigung den Vorwurf erheben, daß ich mit diesen Zahlen tief unter den in der Praxis anerkannten Ziffern stehe. In welchem Maße dies der Fall ist, wird klar, wenn man die von Thumb in Heft 2 „Beton u. Eisen“ 1905, Seite 42 aufgestellte Faustregel heranzieht, die für $k = 16 \text{ kg/cm}^2$ den maximalen Rundeisendurchmesser (in Millimetern) angibt $= 4l$ (in Metern). Es ergibt sich daher bei den üblichen Spannweiten des Hochbaues von 6 m ein maximales Rundeisen von 24 mm , während man heute ohne viel Bedenken selbst das Doppelte gebraucht. Ich habe Gewicht darauf gelegt, daß diese Veröffentlichung nicht als eine unfruchtbare Kritik hingestellt werden darf, sondern daß sie gleichzeitig den Nachweis erbringt, ob und wie diesen Anforderungen entsprochen werden kann, ohne daß die gemachten Vorschläge Anspruch erheben, diese Seite der Frage erschöpft zu haben.

Zur Rechtfertigung des Vorgeschlagenen verweise ich auf die gegebenen Versuche. Ich erkenne aber gern an, daß jene Fälle, die 12 kg/cm^2 unterschreiten, ebenso den Charakter der Ausnahmen tragen, wie jene, die an 40 kg/cm^2 heranreichen, und daß wir uns über die Ursache dieser Abweichungen vom Mittelwerte noch nicht im Klaren sind und uns also so lange an einen unbedingt sicheren Mindestwert halten müssen, als dies der Fall ist.

Späteren Versuchen bleibt es vorbehalten, dahinter eine Gesetzmäßigkeit oder andere Ursachen zu entdecken, die eine Erhöhung der Ziffer k zulassen. Die Zahl k ist schon deshalb schwer faßbar, weil sie kaum als eine feststehende von den Materialien allein abhängige Ziffer sein dürfte, da sie sich bei gewissen Abmessungen immer höher als sonst ergibt. So glaube ich im Rahmen meiner Versuche k bei Platten von kleiner Spannweite immer höher als bei Rippenplatten mit großem l nachgewiesen und ein Fallen dieser Zahl mit der Zunahme des Querschnitts der Rundeisen gefunden zu haben. Von anderer Seite wird dasselbe, mit Bezug auf die Form, auf den Einfluß von Kanten usw. behauptet.

Im Begriffe, die vorliegende Arbeit abzuschließen, gelangen „Die Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens“ von C. v. Bach zu meiner Kenntnis. Diese hochbedeutsame Arbeit in die vorliegenden Betrachtungen einzubeziehen, bin ich leider nicht mehr in der Lage. Ich kann nur wiederholen, daß es selbstredend nicht angeht, die aus direkten Versuchen gewonnenen Zahlen ohne weiteres in eine Rechnung zu übertragen, in der die Voraussetzungen der Versuche nicht zutreffen. Einen wertvollen Fingerzeig, den uns die Arbeit Bachs mit Bezug auf diese Erörterung gibt, möchte ich jedoch nicht unerwähnt lassen: die Abhängigkeit der Haftfestigkeit von der Länge des gezogenen Eisens. War es Bach möglich, diesen Abfall schon bei so kleinen Längenunterschieden wie 10 bis 30 cm nachzuweisen, so kann dieser Umstand auch hier beim Vergleich der Resultate der großen Spannweiten von 6 bis 10 m mit jenen von 2 m als eine der Ursachen für diese Erscheinung herangezogen und sinngemäß auf das Verhältnis von Länge zum Eisenquerschnitt ausgedehnt werden. Wenn man ferner bedenkt, daß die Zugrisse einen großen Teil der Länge für die Wirkung der Anhaftung entziehen, so ist damit vielleicht der Weg gegeben, der uns zu einer Uebereinstimmung zwischen den von Bach nachgewiesenen Materialeigenschaften und den hier besprochenen rechnermäßigen Ziffern von k führt.



Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW. 12.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301082

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000316001

WYDZIAŁ POLITECHNICZNE KRAKÓW
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301083

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000316002

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301081

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300594