

1,00

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297171



XXX  
950



HEFT I.

**Einleitung. — Allgemeines.**  
**Die verwendeten Baustoffe und deren Prüfung.**

Von

**Ing. Karl Nähr**

k. k. Bau-Oberkommissär.

**Versuche mit unbewehrten Betonkörpern.**  
(Würfel, Zugprobekörper und Rechteckbalken.)

Von

**August Hanisch**

k. k. Oberbaurat, Professor, Vorstand der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinen-  
Material des k. k. Technolog. Gewerbemuseums in Wien.

**Versuche mit bewehrten Rechteckbalken.**

Von

**Bernhard Kirsch**

o. ö. Professor, Vorstand des mech.-techn. Laborat. an der k. k. Techn. Hochschule in Wien.

Mit 125 Abbildungen und 36 Tabellen.

Preis geheftet K 7.— = Mk. 6.50.

HEFT II.

**Versuche mit Plattenbalken.**

Bericht erstattet von

**Joseph Melan**

k. k. Hofrat und Professor an der k. k. deutschen technischen Hochschule in Prag.

Mit 82 Abbildungen und 21 Tabellen.

Preis geheftet K 4.— = Mk. 3.50.

HEFT III.

**Versuche mit Eisenbeton-Säulen.**

Bericht erstattet von

**Joseph Ant. Spitzer**

Ingenieur.

Zirka 8 Bogen mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen.

HEFT IV.

**Versuche mit eingespannten Balken.**

Bericht erstattet von

**Dr. Fritz von Emperger**

k. k. Oberbaurat.

Zirka 10 Bogen mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen.

Heft 5.

# Versuche mit eingespannten Balken.

(II. Teil: Kragbalken und eiserne Träger.)

# MITTEILUNGEN ÜBER VERSUCHE

ausgeführt vom

## EISENBETON-AUSSCHUSS

des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Heft 4.

# Versuche mit eingespannten Balken.

Bericht erstattet von

Dr. Ing. FRITZ Edler von EMPERGER,

k. k. Oberbaurat.

Mit über 250 Abbildungen und zahlreichen Plänen und Tabellen.

*F. N. 29 836*



LEIPZIG UND WIEN.

FRANZ DEUTICKE.

1913.

*G. 19 a*  

---

*89*



III-206772

Druck von Gebrüder Stiepel in Reichenberg.

BPk B-5M/2017



# Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
Einleitung . . . . .	7
<b>A. Allgemeines</b>	
1. Die Frage der Einspannung und die darauf bezüglichen Vorschriften . . . . .	9
2. Die Abmessungen der Versuchsbalken . . . . .	19
3. Das Versuchsprogramm (Tabelle Nr. 1) . . . . .	23
4. Die Herstellung der Widerlager und Versuchsbalken . . . . .	27
<b>B. Güte und Kontrollproben des untersuchten Betons</b>	
Hiezu Tabellen Nr. 2, 3, 4, 5 und 6 . . . . .	34
<b>C. Der Vorgang bei den Hauptversuchen</b>	
1. Belastungsmaterial und der Apparat . . . . .	53
2. Beobachtungen und Messungen . . . . .	57
Hiezu Tabelle Nr. 7 . . . . .	57
3. Durchbiegung, Verdrehung und Dehnung . . . . .	64
<b>D. Beschreibung der Hauptversuche</b>	
<b>I. Versuchsreihe mit freiaufliegenden Balken. Planübersicht I . . . . .</b>	<b>66</b>
a) Balken ohne Vouten, Versuch Nr. 1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 11, 25, 40, 41, 43, 44, 45 . . . . .	66
Hiezu Tabelle Nr. 8 und Protokolle Nr. 1 und 43 . . . . .	66
b) Balken mit Vouten, Versuch Nr. 29 und 30, Protokoll Nr. 30 . . . . .	100
Versuche mit eingespannten Balken . . . . .	110
<b>II. Versuchsreihe mit Widerlagerbelastung. Tabelle 10 . . . . .</b>	<b>115</b>
a) II <i>h</i> halb eingespannt. Planübersicht II <i>h</i> . . . . .	123
Versuche 12, 13, hiezu Protokolle 13, 6, 26 und 42 . . . . .	123
b) II <i>v</i> voll eingespannt. Planübersicht II <i>v</i> . . . . .	138
Versuche 14, 15, 27, 7, 32 . . . . .	138
Tabelle 11 aller eingemauerten Versuche. Planübersicht III und IV . . . . .	152
<b>III. Versuchsreihe mit eingemauerten Balken ohne Vouten. . . . .</b>	<b>155</b>
a) Betonwiderlager . . . . .	158
Versuch Nr. 17, 18, 16, 19 <i>p</i> , hiezu Protokolle 16, 19 . . . . .	158
b) Widerlager in Ziegel mit Portlandzementmörtel . . . . .	180
Versuche <i>a</i> und <i>f</i> , hiezu Protokoll <i>a</i> . . . . .	180
c) Widerlager in gemischtem Mauerwerk . . . . .	189
Versuch <i>g</i> und <i>h</i> , hiezu Protokoll <i>g</i> . . . . .	189
d) Widerlager in Weißkalkmörtel . . . . .	192
Versuch <i>C</i> und <i>i</i> . . . . .	192
Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Vouten . . . . .	194
<b>IV. Versuchsreihe mit eingemauerten Balken mit Vouten</b>	
1. Balken mit kleinen Vouten . . . . .	205
a) Betonwiderlager, Versuch <i>t</i> und <i>k</i> , hiezu Protokoll <i>t</i> . . . . .	205
b) Widerlager mit Ziegel in Portlandzementmörtel, Versuch <i>d</i> und <i>e</i> , hiezu Protokoll <i>d</i> . . . . .	208

	Seite
c) Widerlager in gemischtem Mauerwerk . . . . .	213
Versuch <i>c</i> und <i>l</i> , hiezu Protokoll <i>l</i> . . . . .	213
Zusammenfassung . . . . .	220
2. Balken mit mittelgroßen Vouten . . . . .	221
a) Betonwiderlager . . . . .	222
Versuch Nr. 32 und <i>q</i> . . . . .	222
b) Widerlager in Ziegelmauerwerk mit Portlandzementmörtel . . . . .	224
Versuch Nr. 34, <i>n</i> und 5, hiezu Protokoll <i>n</i> und 5 . . . . .	224
d) Widerlager in Weißkalkmörtel . . . . .	243
Versuch Nr. 35 . . . . .	243
Zusammenfassung . . . . .	247
3. Balken mit großen Vouten . . . . .	253
Versuch und Protokoll Nr. 37 . . . . .	253
E. Schlußfolgerungen . . . . .	256

## Einleitung.

Das vom Eisenbetonausschusse des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins aufgestellte Arbeitsprogramm hatte Versuche über das Verhalten von an den Enden „eingespannten“ Balken vorgesehen (siehe Heft I dieser Berichte Seite 8). Diese sollten Aufschluß über die Frage geben, in welchem Ausmaße bei eingemauerten oder einbetonierten Balken auf eine Einspannungswirkung gerechnet werden könne, und welche Umstände (Gewicht des die Balkenenden belastenden Mauerwerks, Art des Mauerwerks, Anordnung voutenförmiger Verstärkungen an den Widerlagern, Verankerung des Trägers mit den letzteren usw.) hierauf Einfluß nehmen. Vergleiches halber sollten außer den in üblicher Weise eingemauerten Balken auch frei aufliegende, dann an den Enden durch eine Einzellast niedergehaltene Kragbalken und rahmenartige Tragwerke in bezug auf ihre Tragfähigkeit untersucht werden.

Die Durchführung der in dem vorliegenden Heft beschriebenen Versuchsarbeiten oblag einem Unterausschusse, bestehend aus den Herren Professor Bernhard Kirsch von der k. k. technischen Hochschule in Wien, Vorstand des mechanisch-technischen Laboratoriums daselbst, Ingenieur Rudolf Nemetschke, Chef der Betonbaufirma Rella & Co., und dem Gefertigten als Referenten und Obmann.

Das Detailprogramm der Versuche wurde vom Referenten entworfen und vom Ausschusse genehmigt; in der Folge erfuhr es, veranlaßt durch die im Laufe der Arbeiten gemachten Beobachtungen und Erfahrungen, mehrfache Erweiterungen, die nach Billigung seitens des Ausschusses soweit zur Durchführung gelangten, als die vorhandenen Mittel dies gestattet haben.

Die Herstellung der Balken und der Widerlager sowie der Versuchseinrichtung erfolgten auf dem vom österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine gemieteten und eingerichteten Versuchsplatze in Heiligenstadt (siehe nähere Beschreibung in Heft I dieser Berichte, Seite 17) unter der Aufsicht des Herrn k. k. Bau-Oberkommissärs Karl Nähr. Bei den Versuchen selbst beteiligten sich außer dem Referenten, dem die Leitung der Versuche oblag, der vorgenannte Ingenieur K. Nähr und die Herren Hofräte Haberkalt und Melan, Prof. Dr. Novak, Oberbaurat Herrman, Baurat Hafner, Hauptleute von Ceipek und von Bolhar, Oberingenieure Heidecker und Fanak, Ingenieure Ascher, Dr. Banák, Bazika, Bocek, Borowicka, Dr. Bortsch, Cecerle, Chevallier, Czech, Fernau, Fuhrmann, Gatterer, Dr. Gebauer, Hackler, Hallwich, Hauck, Hirnschrodt, Kauf, Kjaestal, Johann, Hofbauer, Kaulisch, Krick, Kroitsch, v. Kuhn, Lejeune, Mannhardt, Marzelli, Matievic, Mayer, Nemetschke

jun., G. Neumann, Polanski, Posselt, v. Raab, Rauer, Roth, Sartorius, Spitzer, Stolle, Wedl, Wagner, Wuczkowski, Zelisko, Zeugswetter, Zirps und die Assistenten Prokop und Seehofer, indem sie in liebenswürdiger Weise bei den Ablesungen, Beobachtungen, Aufzeichnen der Risse usw. mitwirkten.

Allen genannten Herren, welche in uneigennützigster Weise bei den Versuchen tätig waren und ihre, oft einen großen Aufwand an Zeit und Mühe erfordernden Dienste dem Ausschusse zur Verfügung stellten, sei an dieser Stelle im Namen desselben der wärmste Dank ausgesprochen.

Die wissenschaftliche Bearbeitung des gesamten umfangreichen Materials wurde durch den Referenten mit Hilfe seines Büro auf seine eigenen Kosten vorgenommen, wobei demselben anfangs Herr Ingenieur Höffmann und später bei dem größten Teile der Arbeiten Herr Ing. Kand. A. Fitzinger zur Seite stand.

Im folgenden sollen der Besprechung der Versuche zunächst einige allgemeine Erörterungen über die vorliegende Aufgabe vorausgeschickt werden, welche zum besseren Verständnisse des angestrebten Zweckes der Versuche nicht ohne Wert sein dürften.

Die sonstige Abfassung dieses Berichtes geschah nach dem Wahlspruch der amerikanischen Technik „Facts—not theory“, welchem entsprechend die Tatsachen in den Vordergrund rücken und die persönliche Meinung des Berichterstatters nur als Bindeglied zur Erklärung dieser nackten Zahlen zum Worte kommt. Dies ist in gewissem Sinne in den am Schluß gegebenen zehn Leitsätzen nachgetragen soweit jetzt schon eine Verallgemeinerung der Resultate rätlich erschien. Erst nachdem die Fachwelt ihre Meinung über diese in vieler Hinsicht neuen Tatsachen abgegeben haben wird, wird sich die Möglichkeit ergeben, mit einer theoretischen Erklärung hervortreten, die nicht nur auf den einzelnen Fall paßt, sondern auch allgemein gültig sein und eine für die Praxis brauchbare einfache Form haben muß. Die hier nicht behandelten restlichen Versuche sollen in Heft 6 dieser Berichte erscheinen.

**Dr. F. v. Emperger.**

## A. Allgemeines.

### 1. Die Frage der Einspannung und die darauf- bezüglichen Vorschriften.

Zum besseren Verständnis der gewählten Versuchsanordnung und der sich daraus ergebenden Schlußfolgerungen ist es zunächst nötig, jene Auffassungen festzulegen, wie sie zur Zeit der Abfassung dieses Versuchsprogrammes in der Praxis bestanden haben und wohl auch heute noch bestehen. Insbesondere am Beginn der Eisenbetonpraxis und überall dort, wo man über eine genügende Erfahrung mit Eisenbeton nicht verfügt, glaubt man mit dem aus der Eisenpraxis herübergenommenen Erfahrungssatz, daß man einen Balken in Zweifelsfällen als freiaufliegend ansehen und dementsprechend dimensionieren soll, allen Bedenken Genüge geleistet und durch den damit verbundenen Mehraufwand an Eisen in der Balkenmitte eine entsprechend höhere Sicherheit erzielt zu haben. Beispiele zur Kennzeichnung des Umstandes, wie fehlerhaft eine solche Auffassung ist, finden sich hauptsächlich bei allen jenen Deckenkonstruktionen vor, wo fachliche oder ökonomische Schwierigkeiten bezüglich der Anordnung von aufgebogenen Eisen in den Obergurt bestehen. Als Folge dieser Schwierigkeiten wird nur ein gerades Eisen eingelegt, und zeigt die aus solchen Trägern gebaute Decke, die nur für das Freiauflager geeignet ist, gewöhnlich schon unter ihrem Eigengewicht, oben längs des Auflagers in der Fußbodenplatte, einen Riß, welcher die behauptete Freiauflagerung in eine Art Hängewerk verwandelt. Diese fehlerhafte Anordnung ist also nur eine Folge dieser heute noch in der Praxis verbreiteten Anschauung, daß man mit der Annahme der Freiauflage der Sicherheit besonders gut entsprochen hat, während umgekehrt eine richtig verteilte selbst kleinere Eisenmenge ein sicheres Bauwerk erzielt hätte.

Unter Hinweis auf die ausführliche Zusammenstellung der diesbezüglichen Vorschriften im „Handbuch für Eisenbeton“, Band IV/3, 1. Auflage 1909, von Geheimen Regierungsrat A. Natorp, Berlin, auf Seite 16, seien hier nur einige der wichtigsten Vorschriften, die sich auf die Einspannung von Trägern beziehen, angeführt.

Die österreichischen Vorschriften für Tragwerke aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 15. Juni 1911 lauten in § 5, Absatz 2:

„Bei der Ermittlung der äußeren Kräfte und Angriffsmomente darf an einer Stütze nur jenes Maß von Einspannung angenommen werden, welches durch geeignete bauliche Anordnungen tatsächlich und ohne Überschreitung der festgelegten zulässigen Spannungen der in Betracht kommenden Bauteile erzielt wird.“

Die preußischen Vorschriften vom 24. Mai 1907 sagen in § 14, Absatz 4:

„Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.“

Beide Textierungen sind so gehalten, daß sie zu widersprechenden Auslegungen führen können, je nachdem der einzelne Baubeamte die baulichen Anordnungen für „geeignet“ ansieht oder nicht und welchen Rechnungsweg er zur Festsetzung der „zulässigen Spannungen“ einschlägt. Wenn eine Anordnung für die Aufnahme von Einspannung für nicht „gewährleistet“ gilt, dann lassen auch diese Textierungen die Freiauflagerung als besseren Ausweg offen, ohne weitere Vorkehrung vorzuschreiben, wohl deshalb, weil das Hinaufbiegen der Eisen als selbstverständlich gilt. Häufig ließ man sich in der Praxis auf Erwägungen, ob und inwieweit eine Anordnung geeignet ist eine Einspannung sicherzustellen, nur insoweit ein, als man auf Grund mehr oder weniger willkürlicher Annahmen das Maß der Einspannung durch die Angabe eines Momentes in der Mitte festsetzte. Gewöhnlich wird die Größe des damit zusammenhängenden Einspannungsmomentes nicht angegeben und ein damit zusammenhängender Biegeplan nicht gefordert\*). Dieses Moment in der Mitte nahm man aus Sicherheitsrücksichten tunlichst groß an, wenn nicht zu  $\frac{q l^2}{10}$ , so höchstens  $\frac{q l^2}{12}$ , was einer Einspannung von  $\frac{q l^2}{40}$  und  $\frac{q l^2}{24}$  entspräche. Wenn man wie gewöhnlich die Hälfte der Hauptbewehrungseisen abbiegt und wenn diese Eisen bis an das Widerlager durchgeführt werden (was wohl nicht immer der Fall ist), so ist dann Eisen für ein Moment von  $\frac{q l^2}{20}$  bzw.  $\frac{q l^2}{24}$  vorgesehen. Es ist das jedenfalls hinreichend, nachdem im ganzen die Summe ( $\frac{1}{8} q l^2$ ) des positiven und negativen Momentes nötig ist. Wirkt diese Einspannungsvorkehrung nicht, so wird das positive Moment größer sein als angenommen. Tritt umgekehrt am Auflager eine vollständige Einspannung, entsprechend  $\frac{q l^2}{12}$ , also eine andere Verteilung der  $\pm$  Momente auf, so ist dann dort zu wenig Eisen. Man hält es daher stillschweigend für unschädlich, wenn das Moment in der Mitte oder die Einspannung die am Auflager getroffenen Anordnungen soweit überanspricht, bis das kleinere Einspannungsmoment übrig bleibt, wie es der Ausführung zugrunde liegt und welches die Widerlager wirklich leisten können. Es ist klar, daß in dem letzteren Falle die Eisenmenge in der Mitte solange nutzlos ist und weit unter dem Maß der Zulässigkeit beansprucht wird, bis nicht durch Überanspruchungen, Verdrehungen oder Risse am Widerlager dieses Mißverhältnis ausgeglichen wird. \*)

\*) Sieh diesbezüglich eine während des Druckes dieses Heftes veröffentlichte Arbeit von Mc. Cullough (Am. Soc. C. E., Dezember 1912, Seite 1793), wo sich die Anschauungen der amerikanischen Fachkreise zusammenfassend dargestellt finden.

In den Abbildungen 1a — e finden sich die einzelnen Anschauungen nebeneinander dargestellt vor; dieselben sind gekennzeichnet durch die schwarzen Momentenflächen und durch die zu diesen Momenten gehörigen beiläufigen Eisenmengen, letztere durch Schraffierung hervorgehoben. Es ist hiebei wie auch sonst bei der Auswertung der Versuche absichtlich von einer Einbeziehung der Wirkung der Widerlager abgesehen und der Balken in der allgemein üblichen Weise berechnet worden. Die auf diese Weise gewonnenen oft geradezu undenkbaren Spannungswerte, bis nahezu  $8000 \text{ kg/cm}^2$  für ein Eisen, dessen Streckgrenze bestenfalls  $3200 \text{ kg/cm}^2$  liegt, sollen die Unzulänglichkeit dieser allgemein üblichen Rechenmethoden dartun und haben mit den tatsächlich auftretenden Spannungswerten nichts gemein, zu deren Bestimmung Dehnungsmessungen vorliegen. Als Grundlage dieses Vergleiches diente der in Abb. 1a dargestellte freiaufliegende Träger, dessen (schwarze) Momentenfläche = 100 Einheiten angenommen ist und dessen Eisenmenge (schraffiert) inkl. Auflager durch die Fläche von 150 dargestellt ist. Auf diese zwei Grundzahlen sind alle übrigen Ziffern als Vergleichsmaßstab bezogen.

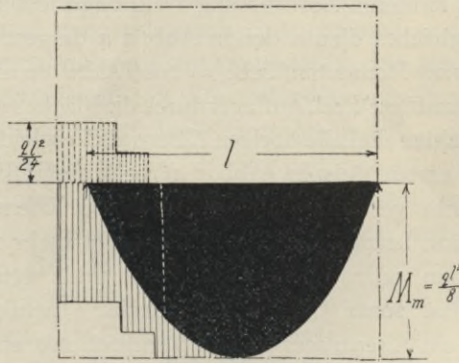
Es ist auch im ersten Beispiel (Abb. 1a) beim freiaufliegenden Träger die Möglichkeit in Betracht gezogen, daß dort mehrere Eisenstäbe im Obergurt abgebogen wurden, dann beträgt die Eisenfläche nicht mehr 150, sondern, wenn alle Stäbe durchlaufen oder doch abgebogen sind, etwa 170, also um 13 v. H. mehr als die sonst nötige Grundzahl. Schließlich ist in Verbindung mit Abb. 1a ein Eisenträger in den Vergleich mit einbezogen mit einer Eisenfläche von mindestens 360, das ist also 240% mehr Eisen als ein gleich hoher und gleich tragfähiger Eisenbetonträger von 150 Eisenfläche.

In der Abb. 1b ist ein vollständig eingespannter Träger dargestellt. Darunter ist jener Vorgang zur Darstellung gebracht, wie er in den Vorschriften des Österreichischen Betonvereines 1909 auf Grund eines älteren Referates des Gefertigten ins Auge gefaßt wurde. Wir lesen dort unter § 4, Absatz 1: „Ist eine Einspannung auf dem Auflager nachweisbar, so kann das Tragwerk, abhängig von der Art der Einspannung, als ein teilweise bzw. vollkommen eingespannter Träger berechnet werden. Bei der Berechnung der über mehrere Felder kontinuierlich durchgeführten Platte bei Plattenbalken ist für das größte positive Moment der Wert  $\frac{1}{16} q l^2$  und für das größte negative Moment der Wert  $\frac{1}{10} q l^2$  in Rechnung zu setzen, wobei  $l$  die Entfernung von Mitte zu Mitte bedeutet. In jenen Fällen, in welchen der kontinuierlich ausgeführte Träger durch Vouten und Verankerungen mit den Säulen fest verbunden ist und überdies durch die Säulen der oberen Geschosse oder Übermauerung an der freien Bewegung über dem Auflager gehindert wird, treffen die Voraussetzungen der Theorie der kontinuierlichen Träger nicht zu und ist derselbe als ein teilweise eingespannter Träger unter Annahme eines größten positiven Momentes von  $\frac{1}{16} q l^2$  und eines größten negativen Momentes von  $\frac{1}{10} q l^2$  zu berechnen, wobei

\*) Siehe Beton u. Eisen 1909, Heft XII, S. 295.

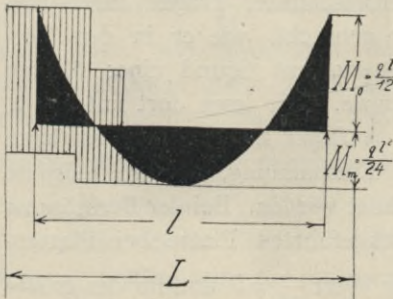
$l$  die lichte Spannweite bedeutet.“ Diese Textierung ist bereits bestrebt, den Wert der verschiedenen Sicherungsvorkehrungen, insbesondere die Einspannung durch Vouten wegen ihrer Aufnahme der negativen Momente zur Geltung zu bringen. Es wurde jedoch mit Rücksicht auf die Kontinuität über das größtmögliche Maß der Einspannung von  $\frac{q l^2}{12}$  hinausgegangen und das negative Moment am Auflager größer angenommen, mit  $\frac{q l^2}{10}$ . Bei der Bestimmung des positiven Momentes in der Feldmitte wurde indessen nur  $\frac{2}{3}$  des negativen

Abb. 1 a



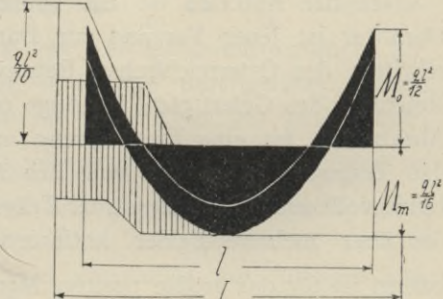
Momentenfläche 100 %  
Eisenfläche 100 % (100 %)

Abb. 1 b.



27,5 %  
67,5 % (45 %)

Abb. 1 b'.



48 %  
105 % (70 %)

Auflagermomentes in Rechnung gesetzt  $\left( \frac{q l^2}{8} - \frac{2}{3} \cdot \frac{q l^2}{10} = \frac{7 q l^2}{120} = \frac{q l^2}{16} \right)$ .

Es ist in Abb. 1 b' angedeutet, daß das negative Moment von einer Voute aufgenommen werden kann, unter gleichzeitiger Ersparnis des sonst nötigen Eisens. Eine andere in ihrer Art abweichende Lösung stellt die Abb. 1 c dar. In diesem Falle ist, wie in der heutigen Praxis allgemein üblich, das negative Moment kleiner angenommen, als es einer vollständigen Einspannung entspräche und zwar mit  $\frac{q l^2}{16}$ , dementsprechend ist in der Mitte



$\frac{q l^2}{8} - \frac{2}{3} \cdot \frac{q l^2}{16} = \frac{q l^2}{12}$  angesetzt. Auch in diesem Falle verläßt man sich auf die Einspannung nicht und hat das Moment in der Mitte so erhalten, daß man von dem Gesamtmoment nur  $\frac{2}{3}$  des Einspannungsmomentes abgezogen hat. Diese Auffassung findet sich auch in den Schweizer Vorschriften vor, welche etwas später wie die früher erwähnten Vorschriften des Österreichischen Betonvereines hier bekannt geworden sind. Wir lesen dort in dem Art. 6 c, Absatz 4:

„Bei Feldern mit teilweiser oder vollständiger Einspannung der Enden dürfen die Biegemomente in Feldmitte nur unter Berücksichtigung von

Abb. 1 c.

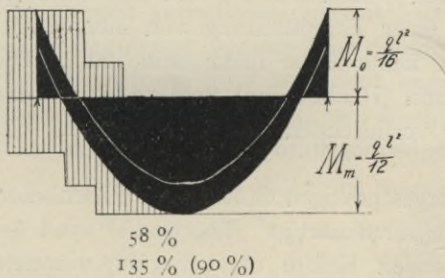


Abb. 1 d.

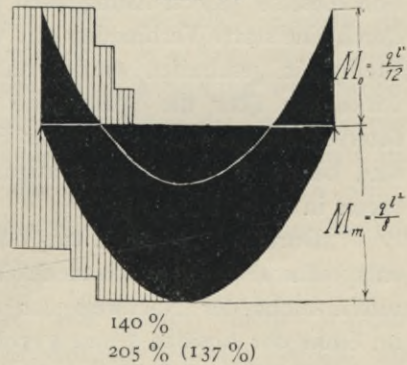


Abb. 1 c'.

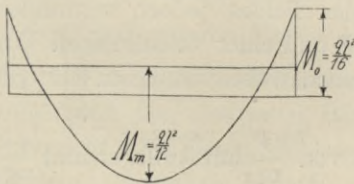
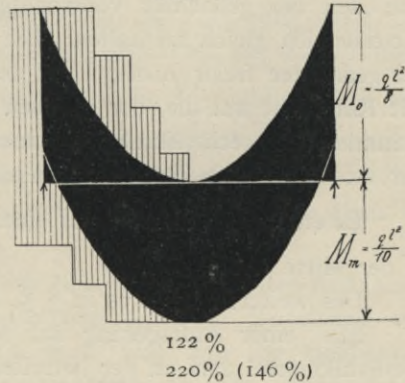


Abb. 1 e.



$\frac{2}{3}$  der angenommenen Auflagermomente vermindert werden, um der Unbestimmtheit in der Ermittlung der Momente an den Enden Rechnung zu tragen.“

Es ist dies ein bemerkenswertes Zusammentreffen, welches wohl als ein Beweis für eine einverständliche Begründung dieser Auffassung gelten darf, daß man in der Praxis derzeit die Einspannmomente allgemein zu klein annimmt. In der Abb. 1 c welche, wie dieser Teil des Berichtes schon vor dem Erscheinen der Schweizer Vorschriften fertiggestellt war, ist die Schweizer Vorschrift genau eingehalten worden. Wir geben unterhalb der Abb. 1 c' von der Schweizer Vorschrift noch eine zweite Darstellung, welche dieselbe besser verdeutlicht.

Auch eine Berechnungsweise nach Abb. 1d kam in der Praxis vor; hiebei wird von dem Träger gefordert, daß er sowohl der vollen Einspannung wie der Freiauflagerung entsprechend bewehrt sein soll. In dem Falle 1e ist endlich der durch die preußische Vorschrift festgelegte Fall eines Mittelfeldes eines kontinuierlichen Trägers dargestellt, welche Annahme zulässig ist, sofern man die genaue Berechnung der Maximalmomentenfläche sich ersparen will. Es ist dies eine Ausbildung, die häufig genug bei Fällen angewendet wird, wo keine Möglichkeit einer „Kontinuität“ besteht. Im Gegensatz zu dem früheren ist gegen diese Vorschrift insoweit nichts einzuwenden, als für die vorliegende Voraussetzung der Kontinuität einige Wahrscheinlichkeit vorliegt. Es findet sich dieselbe jedoch häufig auch dort angewendet vor, wo durch Vouten und durch eine starre Verbindung mit vertikalen Säulen oder Pfeilern eine derartige Steifigkeit geschaffen wurde, daß von einer Fortpflanzung von Momenteinwirkungen über die Spannweite hinaus keine Rede mehr sein kann. Die österreichischen Vorschriften für Eisenbeton (Hochbauten) vom 15. Juni 1911 sind bereits unter Berücksichtigung der vorliegenden Resultate verfaßt. Sie sagen in § 5, Punkt 5:

„Durchlaufende, mit ein- oder mehrgeschossigen Stützen aus Eisenbeton entsprechend steif verbundene Träger („rahmenartige“ Tragwerke) sind — sofern nicht der Nachweis der auftretenden Kräfte und Biegemomente im Sinne der Absätze 3 und 4 erbracht wird — für lotrechte Trägerbelastungen in nachstehender Art näherungsweise zu berechnen: Die negativen Feldmomente sind den bei gedachter vollständiger Einspannung des betreffenden Feldes entstehenden gleich zu halten. Die positiven Feldmomente sind gleich jenen bei gedachter freier Auflagerung des betreffenden Feldes, jedoch vermindert mit Rücksicht auf die, der gleichen Laststellung und einer vollständigen Einspannung entsprechenden Stützmomente anzunehmen, wobei von diesen letzteren nur zwei Drittel in Rechnung zu ziehen sind.“

Es entspricht dies nahezu einem Momente von  $\frac{q l^2}{12}$  am Auflager und  $\frac{q l^2}{14.4}$  in der Mitte (Abb. 1b').

Des weiteren heißt es in § 5, Punkt 2:

„Bei einer Auflagerung auf Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln und Weißkalkmörtel darf an der betreffenden Stütze für die Bestimmung der positiven Feldmomente keinerlei Einspannung in Rechnung gestellt werden.“

Bei den in der Abb. 1a bis e dargelegten Fällen der Momentenverteilung ergibt sich die unterhalb der Abb. 1a zahlenmäßig wiedergegebene, unbedingt nötige effektive Momentenfläche, wenn man jene für die Abb. 1a gleich 0.0 setzt, für  $b = 0.275$  (0.48),  $c = 0.58$ ,  $d = 1.14$ ,  $e = 1.22$ , entsprechend einer Abminderung des Mittelmoments von  $M_{max} = \frac{q l^2}{8}$  auf  $M_m = \frac{q l^2}{24}$  (resp.  $\frac{q l^2}{16}$ )  $\frac{q l^2}{12}$  und  $\frac{q l^2}{8}$ . Es findet sich dementsprechend in den meisten Veröffentlichungen nur diese Abminderung  $\mu = \frac{M_m}{M_{max}}$  angegeben vor. Dieselbe

beträgt in obigen Fällen bei  $b = 0.33$  (resp.  $0.5$ ) bei  $c = 0.67$  und bei  $d = 1$ . Zur Beurteilung der mit dieser Einspannung verbundenen Eisensparnis im ganzen Balken sind diese nur auf die Mitte bezüglichen Koeffizienten ganz unzulänglich.

Für diese Momentenfläche ist die aufgewendete Eisenfläche anzusetzen für:  $a = 150$  (100%),  $b = 67.5$  (45%), [105 (70%)]  $c = 135$  (90%),  $d = 205$  (137%) und  $l = 220$  (146%). In dieser Verhältnisreihe, bei welcher die Eisenmenge der Bügel nicht berücksichtigt ist, würde dem Eisenträger eine Eisenmenge von mindestens 360 (240%) zukommen.

Diese Ziffern geben eine zahlenmäßige Übersicht der Forderungen, wie sie den verschiedenen Annahmen entsprechen. Wie ersichtlich, ergeben die praktischen Verhältnisse entsprechende Anordnungen in  $c$  90% und  $b'$  70% der Eisenmenge, wie sie beim freiaufliegenden Balken  $a$  benötigt wird, wobei jedoch noch die in  $a$  strichliert angezeichnete Eisenmenge der aufgebogenen Eisen zu berücksichtigen sein wird. Bei einer Austeilung nach  $b'$  tritt im Vergleich mit dem freiaufliegenden Balken eine geringe Eisensparnis ein.

Wenn man den Fall  $c$  ins Auge faßt, bei welchem das Auflager nur für ein Moment  $\frac{q l^2}{16}$  bewehrt ist, und annimmt, daß trotzdem eine volle Einspannung eintreten könnte, so muß es, wie gesagt, nicht Wunder nehmen, wenn noch weitgehendere Anforderungen gestellt werden, als sie in dem Fall  $e$  zur Darstellung gelangt sind. Es ist durchaus erklärlich, wenn eine ganz vorsichtige Baukontrolle die Forderung stellt, daß ein derartiger Träger nur dann allen Möglichkeiten gewachsen ist, wenn er einen oberen und unteren Eisenquerschnitt entsprechend je  $\frac{q l^2}{8}$  besitzt, daß also der Fall  $d$  und  $e$  kombiniert auftritt, was einer Eisenfläche beim Eisenbetonträger von 340, also unter Berücksichtigung der Bügel etwa dem Eisenträger, entspricht. Zu dieser Sachlage kommt noch eine weitere Frage, die einer besonderen Erwägung bedarf.

Nehmen wir an, man hat sich z. B. für eine der dargestellten Annahmen über die eintretenden Einspannungen entschieden und die Bewehrung mit Eisen dementsprechend angeordnet. Man muß nun mit der Möglichkeit rechnen, daß diese Annahme sich tatsächlich als unrichtig erweist. Um ein häufig wiederkehrendes Beispiel zu zitieren, nehmen wir an, man hätte das Moment in der Mitte mit  $\frac{q l^2}{12}$  und die Einspannung wie in der Abb.  $c$  mit  $\frac{q l^2}{16}$  angenommen und dementsprechend dreiviertel der Eisenmenge, welche in der Mitte bei  $\frac{q l^2}{12}$  vorhanden ist, am Widerlager hinaufgezogen. Was geschieht nun, wenn die volle Einspannung, wie in Abb.  $b$ , trotzdem eintritt, welche die doppelte Eisenmenge im Widerlager erfordern würde.

Sollen die Spannungen am Auflager trotzdem nicht überschritten werden, so dürften nur  $\frac{3}{4}$  der rechnermäßigen Last auf den Träger gebracht werden,

also  $q' = \frac{3}{4}q$ , weil  $\frac{q'l^2}{12} = \frac{q'l^2}{16}$  ist. Es ist dann aber in der Mitte  $\frac{q'l^2}{24} = \frac{lq^2}{32}$ , während dort für  $\frac{q'l^2}{12}$  Eisenquerschnitt vorhanden ist. Wir haben also die Wahl, uns bei dem so konstruierten Träger entweder nach dem Auflager zu richten, wobei dann das Eisen in der Mitte nur zu  $\frac{3}{8}$  ausgenützt wurde, oder aber mit  $q'' = 2q$ , (da  $\frac{q''l^2}{24} = \frac{q'l^2}{12}$  ist), das Eisen in der Mitte voll auszunützen, dafür aber die Eisenspannungen am Auflager  $\frac{8}{3}$  mal zu groß zu bekommen.

Es drängt sich die Frage auf, wie sich in einem solchen Falle die Konstruktion tatsächlich verhalten wird. Es liegen hierbei zwei Erscheinungen im Bereich der Möglichkeit. Entweder es wird durch die volle Einspannung die Momentenverteilung aufrecht erhalten und der Balken, der mit  $q'' = 2q$  belastet ist, an der so gegebenen schwachen Stelle am Auflager vorzeitig nachgeben und Sprünge zeigen, weil er schon unter der für die Mitte zulässigen Last am Auflager mit  $2667 \text{ kg/cm}^2$  anstatt mit  $1000 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht ist, oder aber die Einspannung läßt an der schwachen Stelle nach bis zu einer Momentenverteilung herab, die mit der vorgedachten Eisenausteilung übereinstimmt. Im letzteren Falle sollte es also bei einem Eisenbetonbalken möglich sein, nicht nur durch die Wahl der Armierungsperzente die Spannungsverteilung zwischen Ober- und Untergurt zu bestimmen, sondern auch innerhalb eines Balkens eine Bewehrung gemäß der am wahrscheinlichst scheinenden Einspannung vorzunehmen und mit voller Beruhigung den tatsächlichen Erscheinungen entgegenzusehen, da dieselben so ausfallen dürften, daß die Kräfteverteilung, wenn auch ursprünglich abweichend, sich unserer Annahme von selbst anpaßt. Wenn irgendwo Überschreitungen zutage treten, so wird dies nur zu einer, wenn auch begrenzten Korrektur im Sinne unserer Annahmen führen, so zwar, daß die Sicherheit und Tragfähigkeit des Balkens so zutrifft, als ob unsere Annahme von vornherein richtig gewesen wäre.

Wenn wir zwei in Praxis übliche extreme Fälle ins Auge fassen, dahingehend, daß einmal die volle Einspannung eintreten könnte, und daher:

	am Widerlager	in der Balkenmitte	Summe
das Moment beträgt: . . . . .	$\frac{q l^2}{12}$	$\frac{q l^2}{24}$	$\frac{q l^2}{8}$
wo das andere Mal möglich ist: . .	$\frac{q l^2}{24}$	$\frac{q l^2}{12}$	$\frac{q l^2}{8}$
und wir bewehren den Balken nach dem arithmetischen Mittel, so ist das für beide Fälle . . . . .	$\frac{q l^2}{16}$	$\frac{q l^2}{16}$	$\frac{q l^2}{8}$

Wenn wir also aus Vorsicht diesen Mittelweg benützen würden, so würde nach der einen oder der andern Richtung eine Überschreitung von  $\frac{1}{3}$  möglich sein oder mit anderen Worten, wenn die so eingelegten Armaturen einer Spannung von  $1000 \text{ kg/cm}^2$  im Eisen entsprächen, so sind Überschreitungen

bis  $1333 \text{ kg/cm}^2$  denkbar. Gelingt es uns aber, mit diesem Mittelwert durch Berücksichtigung der tatsächlichen Einspannungsverhältnisse noch näher der Wirklichkeit zu kommen und so diese mögliche Schwankung noch weiter zu beschränken, so könnte man diese Unsicherheit auf ein unschädliches Maß wie z. B. 10% herabsetzen, umsomehr als man sich dagegen durch eine Erhöhung der Belastungsannahme oder der zulässigen Spannungen um 12% sichern kann.

Zu alledem kommt noch ein weiterer Umstand, dessen Tragweite nicht übersehen werden soll. Er betrifft die Forderung, daß der Träger nicht nur in der Mitte und an den Enden, sondern in allen Querschnitten ein hinreichendes Widerstandsmoment besitzen muß, d. h. daß der Biegeplan so ausgestaltet werden soll, daß die abgebogenen Eisen und Zulagen dem Verlaufe der Momente angepaßt sind. Die Abb. 2 zeigt uns den Biegeplan bei einem der untersuchten eingemauerten Träger. Es finden sich dort 3 Rundeisen in der Mitte entsprechend  $\left(\frac{q l^2}{24}\right)$  und müssen demnach etwa 6 Eisen im Obergurt des Widerlagers vorhanden sein, wenn eine volle Einspannung  $\left(\frac{q l^2}{12}\right)$  erzielt werden soll. Diesem Verlauf der Momente ist der Verlauf der Widerstandsmomente in Abb. 2 angepaßt. Die allgemeine Meinung ging damals bei Aufstellung dieses Versuchsprogrammes dahin, daß dies nicht zu erwarten ist. Deshalb hat der Referent auch bei mehreren Versuchen den Verlauf der Widerstandsmomente nach einer sogenannten „halben“ Einspannung konstruiert.

Für diesen Fall ist umgekehrt das Moment in der Mitte mit  $\frac{q l^2}{12}$  und am Auflager mit  $\frac{q l^2}{24}$  angenommen, d. h. die Eisen in der Mitte sind dann 2 mal so stark zu wählen, als im Auflager. Zur Kennzeichnung dieser Auffassung ist in Abb. 2 die Eisenmenge resp. das dieser Zahl nahezu proportionale Widerstandsmoment auf Zug beim Unter- resp. beim Obergurt aufgetragen und ersichtlich gemacht, wie sich diese Größe über den ganzen Träger verteilt. Es ist dabei und in der Folge die hier besonders fehlerhafte Annahme gemacht worden, daß sich das Stadium II (Beton im Zuggurt bereits gerissen) auf den ganzen Träger erstreckt. Dieser Fehler in unseren Annahmen ist ein leider kaum zu beseitigender und so großer, daß es sich kaum lohnt, den anderen Feinheiten des Widerstandsmomentes, wie es sich mit den Abbiegungen ändert, nachzugehen. In der Abb. 2 entspricht die vollausgezogene Momentenlinie der unvollkommenen (halben) Einspannung, welche 37 cm vom Auflager die Achse schneidet und sich ganz innerhalb der Eisenfläche bewegt. Denkt man sich aber denselben Träger mit demselben Moment in der Mitte voll eingespannt, so ergibt sich der strichliert eingezeichnete Verlauf der Momentenlinie. Für diesen Fall entsteht eine Überschreitung der Beanspruchung in der Form eines schwarz dargestellten Dreieckes, welches 85 cm vom Auflager beginnt. Man hatte nun Bedenken, ob die dieser Form der Momentenverteilung angepaßte Eisenausteilung bei einer vollständigen Einspannung, deren Eintreten wir

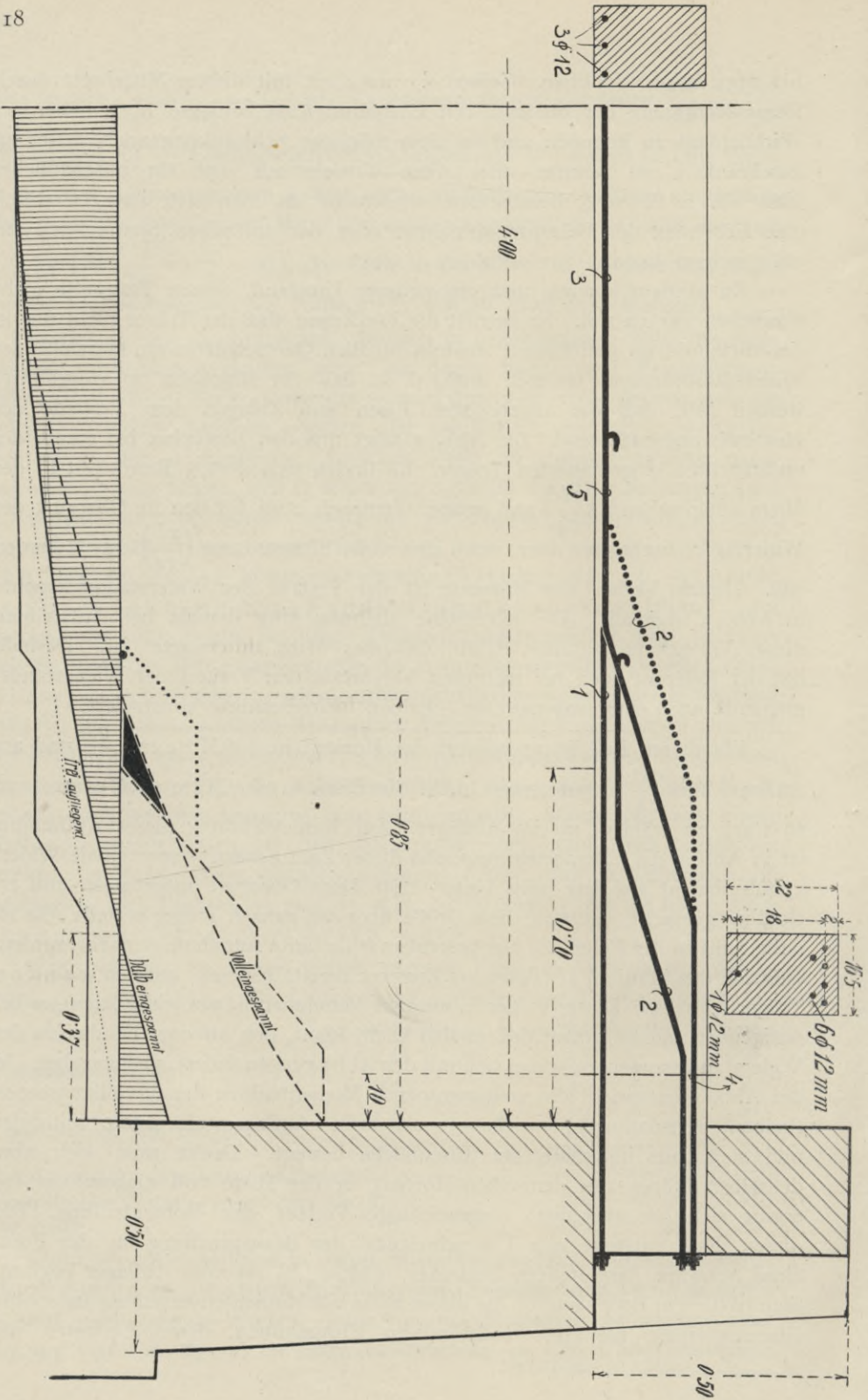


Abb. 2. Vergleich zwischen dem Verlauf der Widerstandsmomente und den Momenten der äußeren Kräfte ausgehend von demselben Moment in der Mitte.

erhofften, nicht üble Folgen nach sich ziehen würde. Durch eine theoretische Berechnung der Spannungen im Querschnitt  $0,75\text{ cm}$  vom Auflager ist nachweisbar, daß hier ein Mangel an Eisen besteht (wenn von der Zugfestigkeit des Betons abgesehen wird). Es mußte also auch damit gerechnet werden, daß dies den Versuch beeinflussen konnte. Wenn aber die Bruchlast von dieser schwachen Stelle abhängig wäre und nicht von der Einspannung, so wäre der ganze Versuchszweck in Frage gestellt. Aus diesem Grunde wurde eine zweite Art der Eisenausteilung in Aussicht genommen, welche in der Abb. 2 punktiert eingezeichnet worden ist und späterhin allgemein eingehalten wurde. Durch Verschiebung zweier Zulageeisen bekam die Eisenausteilung eine solche Form, daß auch die Momentenlinie der vollständigen Einspannung innerhalb dieser Fläche geblieben wäre. Wir verweisen mit Bezug auf dieselbe Frage auf später folgende Erörterungen gelegentlich der freiaufliegenden Balken Nr. 43, 44 und 45 und bei den eingemauerten Balken (Abb. 65 auf Seite 95).

Das waren einige der vielen Gedanken und Zweifel, wie sie bei der Abfassung des Programmes der vorliegenden Versuche auftauchten und zu deren Klärung die Versuche dienen sollten.

## 2. Die Abmessungen der Versuchsbalken.

Die ursprünglich geplanten Versuche fanden durch spätere Ergänzung eine Vermehrung, so daß sich ihre Gesamtzahl auf 69 beläuft, von denen 52 in diesem Bericht Aufnahme gefunden haben, während der Rest der in Tabelle I verzeichneten Versuche in Heft VI dieser Berichte beschrieben werden soll. Diese 52 Versuche finden sich in den folgenden Darstellungen zunächst allgemein und dann mit allen Einzelheiten beschrieben vor. Bezüglich der verwendeten Baumaterialien, Schalung und Betonierung wird auf die Angaben verwiesen werden, welche in dem Heft I dieser Berichte über die Versuche des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines gemacht worden sind.

Man hat die Versuche zur Vereinfachung auf Balken von einer Lichtweite  $l = 4,0\text{ m}$  und einer Nutzhöhe  $h = 20\text{ cm}$  (Gesamthöhe  $22\text{ cm}$ ) beschränkt und von größeren Variationen bezüglich dieser beiden Hauptabmessungen sowie betreffs Plattenbalken mit breiterem Druckgurt abgesehen und an dem Verhältnis  $\frac{h}{l} = \frac{1}{20}$ , als dem praktischen Verhältnisse entsprechend, festgehalten. Die Abmessungen wurden ferner mit Rücksicht darauf gewählt, um die Bruchlasten möglichst klein zu bekommen und die Beschaffung der nötigen Lasten zu vereinfachen. Die Frage der Haftfestigkeit und der Endhaken wurde soweit als tunlich ausgeschaltet. Es geschah dies durch die Verwendung eines Rundeisens von  $\delta = 12\text{ mm}$  zur Bewehrung der Versuchsbalken.

☛ Diese Anordnung läßt bei einem freiaufliegenden Balken nicht mehr wie etwa  $3,0\text{ kg}$  Haftspannung bei  $1000\text{ kg/cm}^2$  Zug im Eisen auftreten und demnach voraussichtlich erwarten, daß die Haftspannung selbst beim Bruch nicht überschritten wird, sie also nicht weiter in Frage kommt. Aus diesem

Grunde konnte auch von der Anordnung von Bügeln und Endhaken zu ihrer Sicherstellung Abstand genommen werden, wodurch die Versuche wesentlich vereinfacht wurden, weil sonst durch Parallelversuche erst der Einfluß dieser Einzelheiten hätte bestimmt werden müssen.

Die Balkenbreite wurde immer mit  $16,5\text{ cm}$  und nur in einigen wenigen Fällen als ein Vielfaches hiervon angenommen. Diese Abweichungen finden sich in der Tabelle I, auf Seite 22 besonders dargestellt, vor. Die Bewehrung dieses Querschnittes  $16,5/20\text{ cm}$  geschah durch eine steigende Anzahl (1 bis 5) Rundestahleisen von  $12\text{ mm}$  Durchmesser, entsprechend einer Eisenmenge von  $\frac{1}{3}$ ,  $\frac{2}{3}$ ,  $1$ ,  $\frac{4}{3}$ ,  $\frac{5}{3}$  v. H. der nutzbaren Querschnittsfläche. Man ist mit der Bewehrung bei den Hauptversuchen nicht höher hinaufgegangen, weil diese niedrigen Bewehrungsprozente alle praktischen Anwendungen umfassen und man auf diese Weise bei gutem Beton und entsprechender Druckfestigkeit die Höhe der Druckspannung für die Erreichung der Bruchlast, wenn nicht ohne Einfluß, so doch in zweite Linie gerückt glaubte. Von einer bestimmten Vorschrift für ein gleiches Alter aller Versuche wurde abgesehen. Dasselbe hat 6—9 Wochen betragen

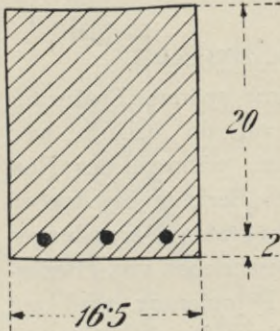


Abb. 3. Normaler Querschnitt mit 3 R. E.  $12\text{ mm}$ .

und findet sich jeweilig verzeichnet vor. Ein gleiches Alter wäre auch sonst keine Garantie für gleiche Betonbeschaffenheit bei den zu verschiedenen Jahreszeiten durchgeführten Versuchen gewesen. Der bestehend gezeichnete normale Querschnitt (Abb. 3) zeigt eine Bewehrung mit 3 Eisen, bzw. von 1 v. H. (bei  $330\text{ cm}^2$  Beton,  $3,3\text{ cm}^2$  Eisen); hier sind beide Materialien in einer ökonomischen Weise rechnermäßig ausgenützt. Weiters wurde auch ein Querschnitt von  $28,5\text{ cm}$  oberer Breite und 5 Rundestahleisen von  $12\text{ mm}$ , ebenfalls entsprechend einer Bewehrung von  $1,0\%$ , in die Versuche einbezogen. Der Umfang der Eisen betrug im Maximum bei 5 Eisen  $18,85\text{ cm}$ , also etwas mehr als die Balkenbreite  $16,5\text{ cm}$ , bei 3 Eisen war der Umfang  $11,3\text{ cm}$ . Hiernach wäre zu erwarten gewesen, daß gegen die Überwindung der Scherfestigkeit des Betons genügend Vorsorge getroffen sei und diese, deren Auftreten die Schlußfolgerungen beirren könnte, aus den Versuchen ausgeschieden erschiene. Es traten jedoch Schererscheinungen abwechselnd mit den normalen Biegebuchserscheinungen auf, so daß immerhin die Frage offen bleibt, ob diese primärer oder nur sekundärer Natur sind, d. h. nur durch ein Zusammentreffen verschiedener Spannungsgrenzen entstanden sind.

Einen großen Raum in dem Programm nehmen die Versuche mit freiaufliegenden Balken in Anspruch, welche anscheinend nichts mit dem Thema dieser Arbeit zu tun haben, da die Frage ihrer Tragfähigkeit durch die vielen anderweitigen früheren Versuche bereits hinreichend geklärt erscheint.

Dieselben waren jedoch neuerdings hier nötig, weil es sich darum handelte, eine unzweifelhafte Unterlage für alle späteren Schlüsse zu erhalten und nicht





Abb. 4. Die Lastenverteilungen bei den Versuchen.

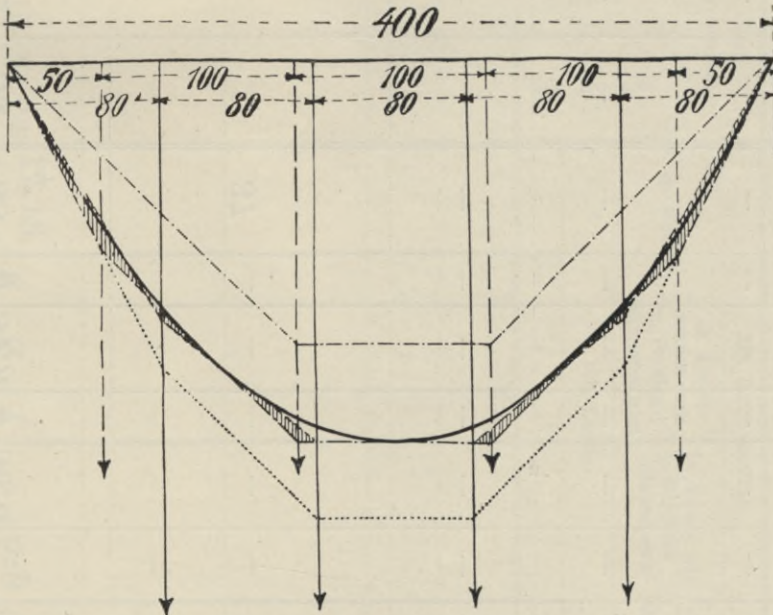


Abb. 5. Die Momentenverteilungen.



dieselben etwa auf vorgefaßte Meinungen aufzubauen. Als Vergleichsunterlage wurde die gleichförmige verteilte Last angenommen. Anfangs wurden verschiedene Lastanordnungen untersucht, und zwar eine solche mit einer Last in der Mitte (Abb. 4 *a*), mit 2 Lasten in den Viertelpunkten (Abb. 4 *b*) und mit 4 Lasten (Abb. 4 *c* und *d*). Bei einigen Versuchen wurde die Lage der 4 Lasten (*c*) nicht ganz identisch mit dem späterhin ausschließlich gebrauchten Lastenschema von 4 Lasten (*d*) angeordnet, welche eine gleichförmig verteilte Last ersetzen sollte. In Abb. 5 findet sich eine Darstellung über den Momentenverlauf bei den beiden Anordnungen *c* und *d* mit 4 Lasten verglichen mit der einer gleichförmig verteilten Belastung vor. Die erste mehr konzentrierte Form der Lasten ergab ein nur um 20% erhöhtes Moment in der Mitte für gleiche  $P_4$ .

Da sich diese verschiedenartige Lastanordnung nur bei den frei aufliegenden Trägern der ersten Serie vorfindet und da es dort ohne weiters möglich ist, die Resultate im Wege der Rechnung zu verändern, so beinhaltet diese Ungleichmäßigkeit keinen großen Nachteil für das Gesamturteil und eigentlichen Versuchszweck.

Im Laufe der Versuchsdurchführung ergab sich zu Vergleichszwecken noch eine weitere Lastanordnung *e* mit 2 Lasten, welche aus der als *d* bezeichneten dadurch entstanden ist, daß die beiden äußeren Lasten weggelassen wurden. Das so erzielte Moment in der Mitte ist nur 0,75 desjenigen der Lastanordnung *d* und findet sich sein Verlauf strichpunktirt in der Abb. 5 eingezeichnet vor. (Siehe auch Abb. 135.) Die Bezeichnung der einzelnen Balken sind aus der folgenden Tabelle I ersichtlich.

Die gesamten Versuche finden sich jeweilig in einer Planübersicht I, II, III und IV und dann in einer Reihe ausführlicher Darstellungen zusammengestellt vor.

Die wenig übersichtliche Form der Numerierung der Versuche erklärt sich durch die auf Jahre verteilte Arbeit und partienweise Erledigung derselben. Sie konnte nachträglich nicht mehr gut vereinheitlicht werden. Dem Leser bleibt es daher nicht erspart, seine Übersicht und den Zusammenhang zwischen Bezeichnung und Versuchszweck durch jeweiliges Aufschlagen der Tabelle I aufrecht zu erhalten.

### 3. Das Versuchsprogramm.

Zu der allgemeinen Zusammenstellung in der Tabelle I ist zu bemerken, daß die betreffenden Versuche mit Eisenbetonbalken, wie dies aus den Zeitangaben aus der Tabelle II hervorgeht, in fünf Serien abgeführt wurden, was sich durch die stufenweise Entwicklung und Erweiterung des Programmes unter steter Berücksichtigung der jeweils erhaltenen Resultate ergab.

Es umfaßt:

Die erste Serie vom Herbst 1909 die Balken Nr. 1, 3, 2, 40, 4, 44, 45, 9, 10, 8, 43, 25, 18, 17, 14 Versuche;

die zweite Serie vom Februar 1910 die Balken Nr. 11, 12, 19, 16, 42, 12, 13, 6, 7, 22, 28, 24, 23, 5, 27, 14, 41, im ganzen 18 Versuche;

die dritte Serie vom Sommer 1910 die Balken Nr. 29, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39 und die dazugehörigen Kontrollbalken, im ganzen 18 Versuche;

die vierte Serie die Balken Nr. 39 *a, b, c, d, e* und 6 Kontrollbalken, zusammen 11 Versuche; diese und die folgenden Versuche sind in 1911 ausgeführt worden;

die fünfte Serie 12 Versuche: *g, h, n, l, q, k, o, i, s, f, p, t*;

die sechste Serie umfaßt 7 Versuche mit I-Trägern;

die siebente Serie drei Versuche mit Rahmen.

Man hat sich in der fünften Serie außer den noch nötig erscheinenden Ergänzungen der 3. Serie noch zu Wiederholungen der 4. Serie entschlossen, um die wichtigsten Resultate mit Rücksicht auf ihre Bedeutung durch einen Parallelversuch zu überprüfen.

Ordnet man diese Versuche, wie dies auch in Tabelle I bereits geschehen ist, nach dem besonderen Versuchszweck, so ergibt sich die folgende Aufstellung.

### I. Versuchreihe: Freiauflager.

Aus den dargelegten Gründen wurden 17 frei aufliegende Träger Nr. 1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 11, 25, 40, 41, 43, 44, 45 ohne Vouten und 29, 30 mit Vouten untersucht. Dieselben hatten eine Eisenverteilung, wie sie der Abb. 1 *a* entspricht. Ihre genaue Beschreibung befindet sich auf Seite 66.

In den weiteren in Tabelle I dargestellten Versuchsreihen sind 10 Balken mit künstlicher Widerlagerbelastung, 26 eingemauerte, 5 Konsolträger, 1 Konsole, 7 Eisenträger und 3 Rahmen untersucht und gebrochen worden, was im ganzen 69 Versuche ergibt. Zum Studium der Abhängigkeit der Einspannung von der Art der Eisenbewehrung am Auflager wurden bei den Balken mit Widerlagerbelastungen und den Konsolträgern Parallelversuche vorgesehen, bei denen die Balken einmal entsprechend einer vollständigen Einspannung mit Eisen bewehrt waren (Nr. 7, 14, 15, 27, 32, 23, 28 und 39), das andere Mal jedoch im Widerlager nur die Hälfte dieser Eisenmenge erhalten haben (Nr. 6, 12, 13, 26, 42, *K, h, N*, 22, 28). Es ist dies ein Gegenüberstellen der Fälle der Abb. 1, *b* und *c*.

Ein Eingehen in die bereits auf Seite 7 erwähnten 4 Arten der Einspannung ergab die folgenden Versuchsreihen:

### II. Versuchreihe

Wirkung des Gewichtes vom Mauerwerk, 10 Versuche.

Nach den bisherigen Erfahrungen galt als verlässlichstes Mittel zur Erzielung einer Einspannung die Widerlagerbelastung. Diese Wertschätzung ging soweit, daß man bei Hochbauprojekten die Verlässlichkeit eines andern Hilfsmittels als das des Gewichtes der darüber liegenden Mauern überhaupt nicht anerkannt hat. Bei dieser Versuchreihe handelte es sich darum, eine Last aufzubringen, die dieselbe Einspannungswirkung hervorbringt, wie sie die Praxis in einem solchen Fall verlangt.

Die gewöhnliche Forderung der Praxis in dieser Hinsicht könnte man aber als unzureichend ansehen, da sie nur jene Last nachzuweisen fordert, welche dem Moment entspricht, das durch die zulässigen Lasten hervorgebracht wird. Diese Auffassung läßt den Schluß zu, daß mit Bezug auf die Einspannung eine mehr als einfache Sicherheit nicht bestünde. Diese Schlußfolgerung ist insoferne nicht richtig, als die Größe dieser Sicherheit auch von anderen nicht so leicht nachweisbaren Einflüssen abhängig ist. Will man experimentell eine Einspannung herstellen, die nur von dem auf den Widerlagern ruhenden Gewicht herrührt, und nachweisen, daß unter diesen Umständen die Einspannung bis zum Bruch erhalten bleibt, so muß die Last dementsprechend gesteigert werden, daß sie auch für das Bruchmoment groß genug ist, was versuchstechnisch schwer durchführbar ist. Der so gekennzeichneten Aufgabe dienen die Versuche Nr. 6, 7, 12, 13, 14, 15, 26, 27, 32, 42. Die genaue Beschreibung dieser Versuche befindet sich auf Seite 115.

### III. Versuchreihe

Wirkung der Einmauerung. 26 Versuche.

Die zweite Form der einfachen Einspannung besteht in der Einmauerung, und finden sich in der Folge mit Rücksicht auf die dort angegebenen Einmauerungsverhältnisse die folgenden Formen untersucht vor, bei denen eine Hinüberführung der Eisen in den Mauerwerkskörper nur insoferne erfolgt, als dies in der Auflagerung des Trägers selbst geschieht; von einer darüber hinausgehenden Verankerung in die Widerlagsmauern ist abgesehen.

- a) Die Betonierung eines Eisenbetonträgers gleichzeitig mit dem umgebenden Mauerwerk: Nr. 17 und 18, 2 Versuche (siehe Seite 157).
- β) Einbetonierung eines Trägers in einen Schlitz eines alten Betonmauerwerks: Nr. 16, 19, *p, t, k*, 33, *q*, 37, 8 Versuche (siehe Seite 171).
- γ) Einbetonierung eines Eisenbetonträgers in ein Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln mit Portlandzement-Mörtel hergestellt: Nr. *a, f, d, e, n*, 34 und *s*, 7 Versuche (siehe Seite 180).
- δ) Einbetonierung eines Eisenbetonträgers in ein Mauerwerk aus Ziegel in Kalkmörtel: Nr. *b, i*, 35, 3 Versuche (siehe Seite 192).
- ε) wie in δ, jedoch mit einem mehrscharigen Streifen von Ziegelmauerwerk im Portlandzementmörtel, beim Auflager des Trägers, das übrige Mauerwerk in Ziegeln mit Kalkmörtel sogenanntes „gemischtes Mauerwerk“ Nr. *g, h, c, l*, 36, 0; 6 Versuche (siehe Seite 189).

### IV. Versuchreihe

Wirkung der Vouten. 17 Versuche.

Die Versuche Nr. 29, 30, 33 bis 37, ferner *t, d, e, c, l, k, n, q, s, o* ergänzen die vorangehend erörterte Frage dahin, ob es zur Herstellung der Einspannung genügt, wenn man an Stelle der erhöhten Eisenmenge am Widerlager eine ent-

sprechende Vermehrung der Trägerhöhe durch Vouten anbringt und welchen Einfluß diese Anordnung je nach der Größe der Voute besitzt. Ihre Bezeichnung wurde, nach Widerlagern getrennt, unter einem in dem vorangehenden Absatz angegeben.

### V. Versuchsreihe

Wirkung der Konsolen. 6 Versuche.

### VI. Versuchsreihe

Wirkung der Einspannung bei Eisenträgern. 7 Versuche.

### VII. Versuchsreihe

Wirkung bei Rahmen. 3 Versuche.

Diese drei letztgenannten Versuchsreihen sind Gegenstand des Berichtes in dem späteren Heft VI dieser Veröffentlichungen. —

## 4. Herstellung der Widerlager und Versuchsbalken.

Die Mauerwerkskörper zur Auflagerung der Balken wurden in verschiedenartigen Materialien auf dem Versuchsplatze in Heiligenstadt hergestellt. Es wurden zuerst drei Mauerwerkskörper (aus Beton, aus Ziegel in Portlandzement-

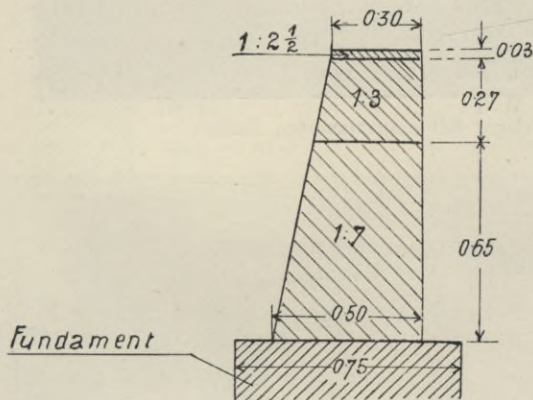


Abb. 6.

Beton-Widerlager für die frei aufliegenden Träger.

mörtel und in Kalkmörtel) benutzt, die für je zwei eingemauerte Balken dienten, während ein viertes Widerlager (Abb. 6) für die Abführung der Versuche mit den frei aufliegenden bzw. der eingespannten Träger mit belasteten Widerlagern bestimmt war. Später wurde auch dieser Teil für Einmauerung hergerichtet. Die folgenden Skizzen und Angaben sind dem von dem bauleitenden Ingenieur Herrn k. k. Bau-Oberkommissär Nähr geführten Baubuche entnommen.

Das Fundamentmauerwerk wurde auf eine Länge von 5.00 m in einem Raummischungsverhältnis von 1 : 9 am 15. und 16. April 1909 betoniert. Der tragfähige Schottergrund ist mit der Fundamenttiefe von 1.2 m nicht erreicht worden, sondern das Fundament sitzt dort auf tonigem Wellaand auf, wie er in der Umgebung des Versuchsplatzes an der Donaulände zu beträchtlicher Tiefe ansteht. Die Fundamentbreite ist mit 1.00 m so bemessen, daß der spez. Bodendruck bei der vorauszusehenden größten Bruchlast der Balken eine ungünstige Beeinflussung der Balkenprobe nicht befürchten läßt.

Das Zuschlagsmaterial für die Fundamentbetonierung ist gewöhnlicher Donauschotter mit Korngrößen bis zu 100—120 mm und Donausand. Die Betonierung der aufgehenden Teile erfolgte am 22. bzw. 24. Juni 1909. Die

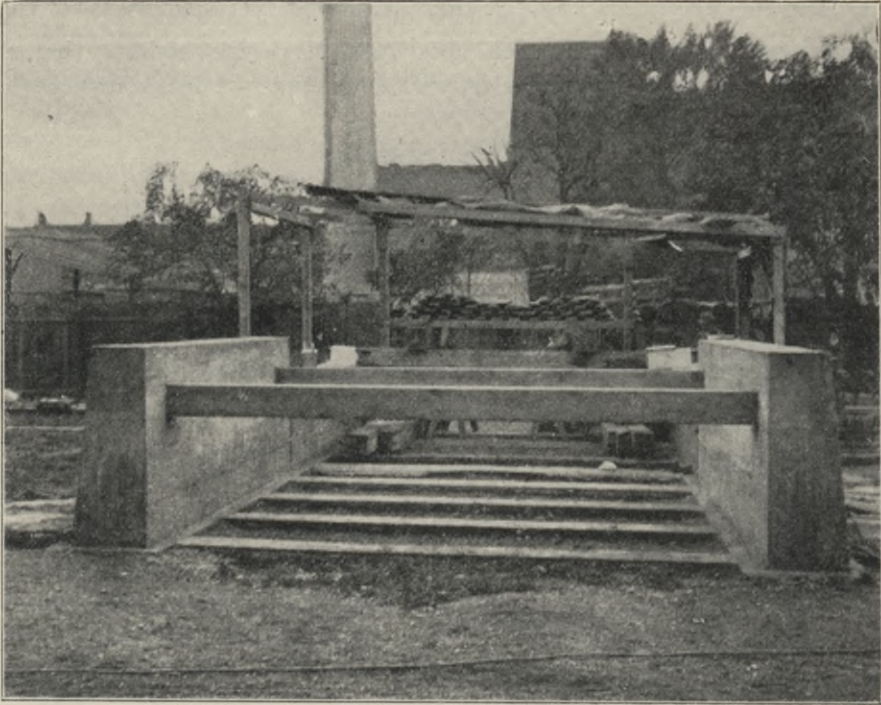


Abb. 7 a. Beton-Widerlager mit eingemauerten Balken.

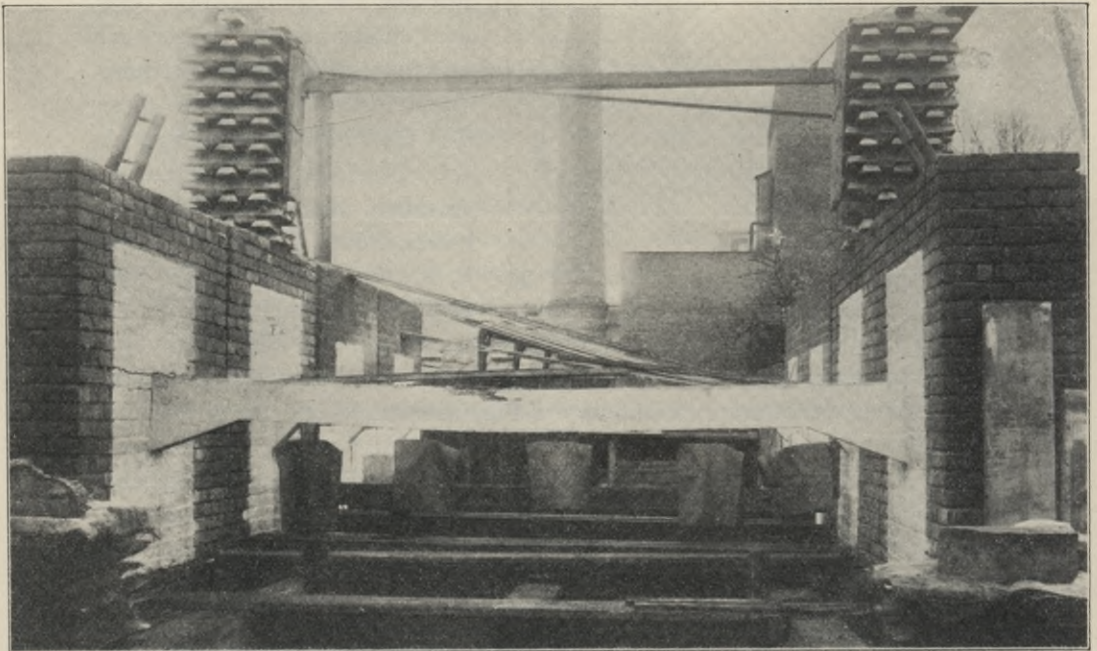


Abb. 7 b. Widerlager aus Ziegelmauerwerk.

Querschnittsabmessungen der Betonwiderlager für die freiaufliegenden Träger finden sich in Abb. 6 dargestellt, woselbst auch die in verschiedenen Mischungsverhältnissen betonierten Schichten ersichtlich sind. Die Betonwiderlager, welche für die in Beton eingemauerten Balken bestimmt waren (Abb. 7 und 8), sind getrennt von denjenigen ausgeführt worden, die sowohl für die frei aufliegenden Balken wie für die Balken mit Widerlagsbelastung dienen sollten.

Über dem Fundamentstreifen wurden die Widerlager bis zu einer Höhe von  $0,55\text{ m}$  in einem Mischungsverhältnis  $1:7$  und von da aus mit einem solchen von  $1:3$  bis zu der in der Abb. 8 dick gezogenen Umrißlinie aufbetoniert.

In der Abb. 8 sind auch die Rundeisen ersichtlich, welche man ursprünglich aus Vorsicht angebracht hatte, um eine sichere Verbindung mit dem später aufgebrachteten Betonmauerwerk zu erreichen. Die Lage der einbetonierten Balken sowie die endgültige Form der Widerlager bis zu ihrer vollen Höhe von  $1,35\text{ m}$ , vom Betonfundament an gemessen, ist ebenfalls in den

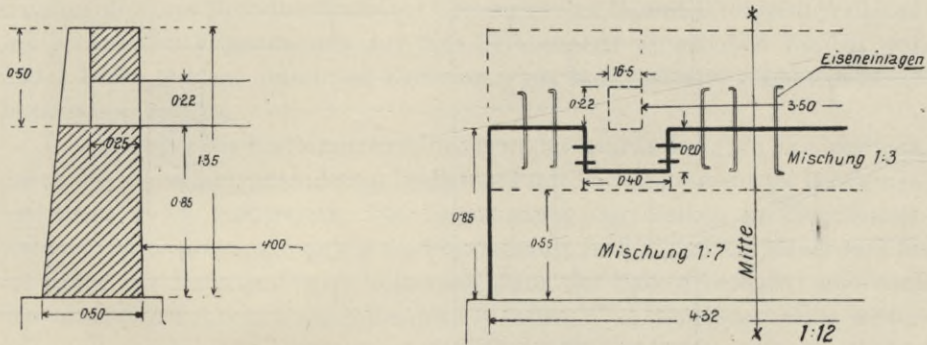


Abb. 8. Betonwiderlager der eingemauerten Balkenversuche.

Abb. 8 und 9 dargestellt. Die Aufbetonierung des restlichen Widerlagerteiles ist gleichzeitig mit der Herstellung der ersten Eisenbetonbalken Nr. 17 und 18 erfolgt.

Nach Beendigung der ersten Versuche mit den in Beton eingespannten Balken hat man sich dann begnügt, einen Schlitz auszustemmen, der nur um wenig (zirka  $3\text{ cm}$ ) breiter war, als der einzubetonierende Balken von  $16,5/22\text{ cm}$  Querschnitt und der sich von der Krone des Widerlagers soweit nach abwärts zog, daß alle durch den Bruchversuch entstandenen ungesunden Stellen im Betonmauerwerk entfernt wurden.

In ähnlicher Weise sind die Betonwiderlager für sämtliche spätere in Beton eingespannte Balkenversuche benützt worden und war das Anhaften des neuen an dem alten Beton ohne einer weiteren Vorkehrung tadellos.

Die Mauerwerkskörper aus Ziegel, u. zw. sowohl die mit Portlandzement- als die mit Weißkalkmörtel hergestellten, saßen auf Betonfundamenten von vorgebeschriebenen Ausmaßen auf und wurden durchwegs in einer Stärke von  $60\text{ cm}$  gemauert; den Ziegelverband zeigt die Abb. 9 und 10. Bis zur Auflagerkante der



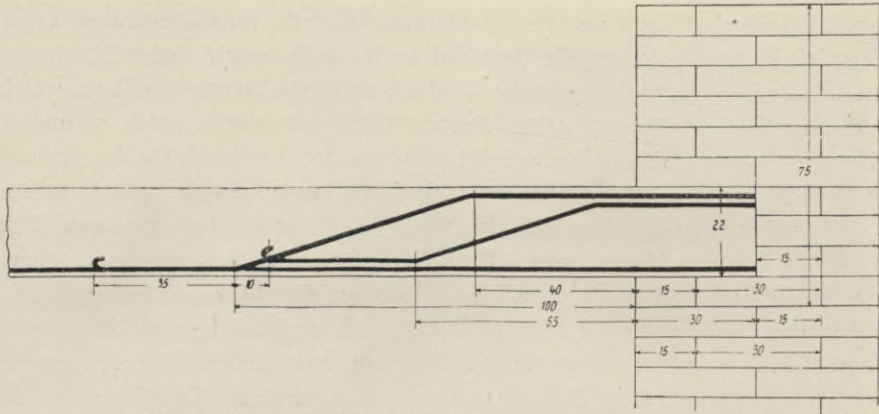
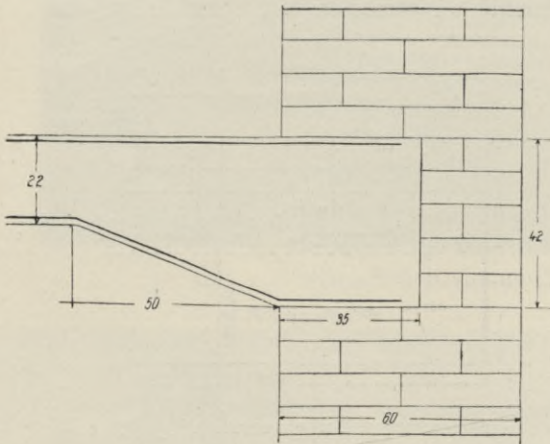
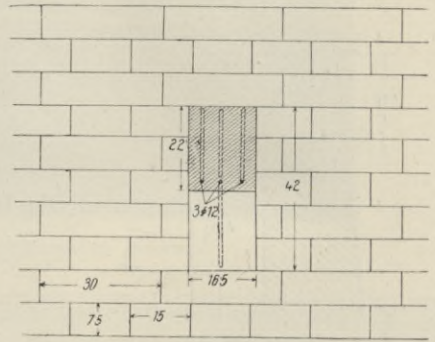


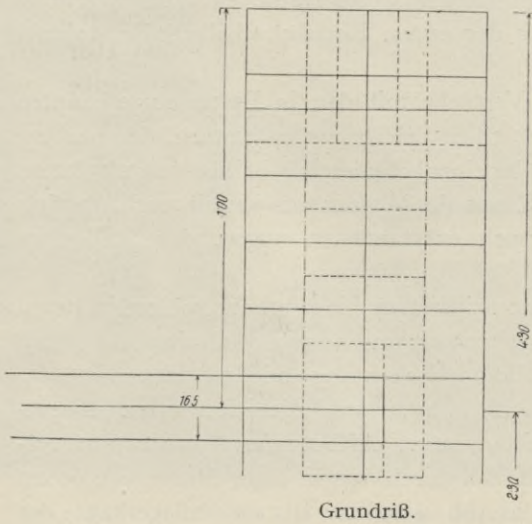
Abb. 9. Ziegelwiderlager der eingemauerten Balkenversuche.



Seitenansicht.



Querschnittansicht.



Grundriß.

Abb. 10. Ziegelwiderlager der eingemauerten Balkenversuche mit Vouten.

Balken hat die Höhe des Mauerwerkes 1,5 m betragen; die Übermauerung der Balkenoberkante wurde bis zu einer Höhe von 2 m ausgeführt.

Der mehrfach geäußerte Wunsch, die Höhe des Mauerwerkes, vom Fundamente bis zum Auflager gemessen, sollte noch größer als 1,5 m sein, weil die Anzahl der unter dem Auflager befindlichen elastischen Mörtelfugen einen wesentlichen Einfluß auf das Verhalten des Balkens bei seiner Erprobung ausübe, ist vorläufig aus versuchstechnischen Gründen unausgeführt geblieben.

Die Höhenlage der Balken, die im Betonmauerwerk eingemauert waren, ist verschieden, je nach der Höhe des Balkens an seinem Auflagerende (Balken ohne Vouten und solche mit Vouten, letztere mit verschiedener Höhe) und ist im übrigen in den Skizzen, welche die Hauptanordnung der einzelnen Versuche darstellen, ersichtlich gemacht. (Abb. 10.)

Bezüglich der Herstellung der Ziegelmauern ist noch folgendes zu bemerken: Für das Mauerwerk in Weißkalkmörtel wurde, um von den Ausführungen mittlerer Güte in der Praxis nicht allzusehr abzuweichen, für das Sandmaterial zur Mörtelbereitung ein Gemenge von 1 Raumteil tonigem Wellaand, wie er aus den Fundamenten auf dem Versuchplatz ausgehoben worden war, und 2 Teilen reschen, durch ein Sieb von 5 mm Maschenweite gesiebt reinen Donausand benützt.

Der Mörtel des Portlandzementmauerwerkes wurde lediglich mit reschem, durch das 5 mm Sieb gesonderten Donausand mit Portlandzement im Mischungsverhältnis 1:2,5 aufbereitet. Die Einmauerung der Balken in Ziegelmauerwerk ist in Übereinstimmung mit der Praxis derart erfolgt, daß das Mauerwerk bis zur Höhe des Balkenauflegers aufgebaut, dann der Balken betoniert und nach dessen seitlicher Ausschalung sofort bis zur vollen Höhe des Mauerwerkes weitergemauert wurde. Die Prüfung der Balken erfolgte meistens wenn das Widerlagsmauerwerk aus Ziegel rund ein Alter von 6 bis 7 Wochen erreicht hatte.

Man war sich bewußt, daß der Weißkalkmörtel im Ziegelmauerwerk nach einem so kurzen Zeitraum noch keineswegs zur Erzielung einer bedeutenderen Einspannungswirkung genügend erhärtet sein konnte. Mit Rücksicht aber auf die baulichen Verhältnisse in der Praxis, welchen die Versuche des Eisenbetonausschusses möglichst nahe kommen sollten, zog man es vor, die Einspannungswirkung bei einem derart noch wenig widerstandsfähigem Mauerwerk zu erproben. Da die Praxis wegen der geringen Kosten mit Vorliebe Mauern in Weißkalk aufführt, wurde auch untersucht, ob die damit verbundenen Nachteile durch eine die Anordnung eingeschalteter Streifen von Mauerwerk in Portlandzementmörtel behoben werden könnten. Die Abb. 11 zeigt eine derartige von Ing. K. Nähr vorgeschlagene Kombination\*) von Weißkalk- und Portlandzementmauerwerk, wie sie in der Folge bei den damit ausgeführten Versuchen der Kürze wegen als gemischtes Mauerwerk bezeichnet werden soll.

Auch bei den Mauerwerkskörpern aus Ziegeln in Weißkalk- und Portlandzementmörtel hat eine mehrmalige Verwendung für die Versuche mit eingespannten Balken und zwar in der Weise stattgefunden, daß die beiden Mauer-

\*) Österr. Patent 55,134—1912.

werkskörper unter sorgfältiger Beobachtung des Umstandes, daß alle ungesunden Stellen entfernt wurden. Eine neuerliche Einmauerung (Einspannung) der Balken ist dann in der vorgeschilderten Weise durch Ergänzung der Mauerwerkskörper erfolgt. Das erst aufgeführte Weißkalkmauerwerk ist von dem Portlandzementmauerwerk vollkommen getrennt gehalten worden, ebenso die betreffenden Betonfundamente. Eine Trennung der Versuchsträger, die in Mauerwerk derselben Gattung verlegt waren, zwecks Vermeidung des Übergreifens der Zerstörungswirkungen des einen Balkens auf den Nachbarbalken wurde aber bei den ersten Versuchen nicht angeordnet, da man glaubte, einem solchen Übergreifen der Zerstörungszonen zweier benachbarter Balken schon dadurch mit Sicherheit begegnen zu können, daß man in jedem solchen Mauerwerkskörper bloß je 2 Balken in einem gegenseitigen Abstände von 2,5 m von Mitte zu Mitte einmauerte. Bei dem Weißkalkmörtelmauerwerk hat sich diese Maßregel auch bewährt. Es konnten während des Versuches wie auch nach Be-

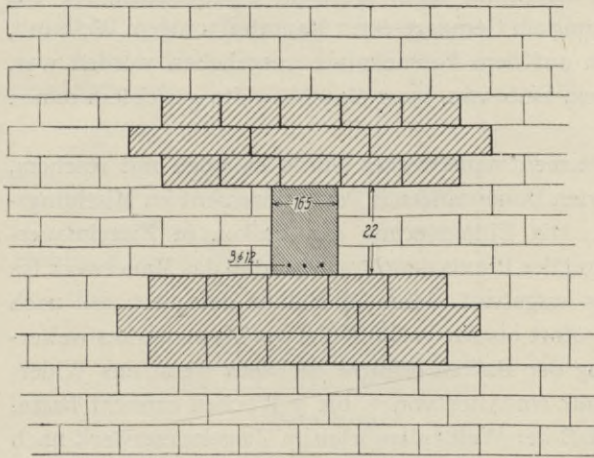


Abb. 11. Widerlager in gemischtem Mauerwerk.

digung desselben keinerlei

Erscheinungen an dem nachbarlich eingemauerten Balken festgestellt werden, die auf ein Übergreifen der im Mauerwerk sich fort-pflanzenden Kräfte auf das Einmauerungsgebiet des zweiten Balkens hätten schließen lassen. Anders verhält es sich bei dem Portlandzementmauerwerk. Der Mörtel hat die Mauer so ausgezeichnet versteift und den Mauerwerkskörper

schon nach 6—7 Wochen zu einer so einheitlichen Masse verbunden, daß nach Abführung des ersten betreffenden Balkenversuches in einem zweiten benachbarten, eingemauerten Balken symmetrische Rißerscheinungen im Obergurt ungefähr in einem Viertel der Balkenlänge aufgetreten sind. Dies ist ein Beweis, daß dieser räumlich so getrennte Balken, trotzdem er selbst nicht direkt belastet war, mitgetragen hat. Zur Vermeidung dieses Übelstandes wurde für alle weiteren Versuche mit eingemauerten Balken auch beim Weißkalkmörtel eine Trennungsfuge in der Mitte zwischen den zwei in jedem Mauerwerkskörper eingespannten Balken angeordnet, welche vom Balkenaufleger bis zur Mauerkrone reichte. Wie aus dem späteren Berichte über den Versuch mit dem Balken Nr. a (Seite 182) ersichtlich ist, hat selbst dies nicht genügt und hat man schließlich bei den Versuchen der Serie 5 eine bis zum Fundament herabreichende Trennungsfuge durchgeführt. (Siehe hierüber Näheres bei dem Bericht über eingemauerte Balken.)

Das Einstampfen des Betons bei den Balken erfolgte schichtenweise in Lagen von 8—10 cm Höhe. Der Zement war stets ein und dieselbe Marke (B), absichtlich von mittlerer Qualität. Jedoch wird als Erklärung für zeitweilig auftretende höhere Resultate der Würfelproben zugegeben, daß uns einige Male Drehofenzement geliefert worden sein soll, so daß kaum von einer gleichmäßigen Qualität gesprochen werden kann. Die Hauptbewehrungen, welche durchwegs eine Stärke von 12 mm hatten, sind in kaltem Zustande abgebogen worden, desgleichen die in einigen Balken verwendeten Rund-eisenbügel von 7 mm Stärke.

Im allgemeinen wurde, wie bei sämtlichen Versuchen des Eisenbeton-Ausschusses, so auch hier bei den Balkenversuchen immer darauf Bedacht genommen, daß die Versuche baumäßig sein sollten, das heißt, daß eine übertriebene Sorgfalt, wie sie selbst bei den solidesten Bauausführungen nicht beobachtet werden kann und nur bei reinen Laboratoriumsversuchen gerechtfertigt und möglich ist, nicht Platz greife. Die Balken blieben immer in Luftlagerung. Sie wurden zirka 14 Tage lang nach ihrer Herstellung täglich 3 mal bespritzt (angebraust) und namentlich in der ersten Zeit gegen Wind und direkte Sonnenstrahlung durch Überhängen von feuchten Säcken geschützt. Weitere besondere Vorsichtsmaßregeln, wie Abdecken durch feuchten Sand und dergleichen mehr, wurden nicht beobachtet. Die seitlichen Schalungen wurden der Gepflogenheit in der Praxis gemäß, je nach der Witterung, schon nach 2 bis 4 Tagen entfernt.

Bezüglich der Schalungen sei unter Hinweis auf das bereits eingangs Gesagte hier nichts weiter hinzuzufügen. Die Formen sind einfache Holzkästen gewesen, welche jeweilig vor Gebrauch mit Bauöl gestrichen wurden. Das Einbringen der geraden und vorgebogenen Eiseneinlagen geschah genau planmäßig, indem die Enden derselben durch die vorgebohrten Löcher in den Abschlußbrettern hindurch geschoben und zwischendurch Distanzhalter System Setz (Abb. 12) angeordnet wurden.

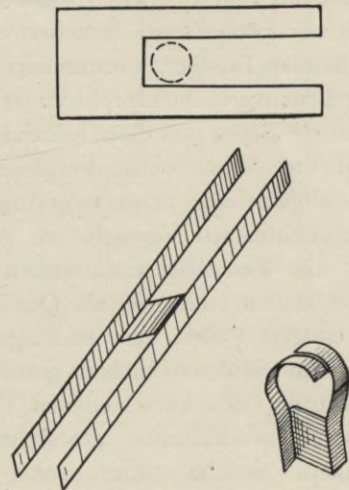


Abb. 12. Distanzhalter, System Setz.

## B. Güte- und Kontrollproben des untersuchten Betons.

Bei der Beurteilung der in dieser Hinsicht getroffenen Maßnahmen darf nicht übersehen werden, daß die zuerst durchgeführte Arbeit des Eisenbeton-Ausschusses Säulenversuche (siehe Heft III dieser Mitteilungen) betraf und daß es ferner ausführlichen sogenannten technologischen Proben vorbehalten blieb (Heft I der Mitteilungen), die Eigenschaften des Materials festzulegen, während dieser Abschnitt nach dem ursprünglichen Programm nur aus 18 Balken, also aus einer ganz bescheidenen Versuchsgruppe bestand. Es wurden demnach zu dem am Versuchsplatz gefertigten Beton als fortlaufende Güteprobe zunächst nur Versuche mit Betonwürfeln vorgesehen, welche gleichzeitig mit den betreffenden Balken stichprobenweise betoniert worden waren. Dieselben finden sich in der beistehenden Tabelle 2 zusammengestellt vor. Sie hatten die Bestimmung, am Tage der Bruchversuche erprobt zu werden, um so als Maßstab zu dienen, daß der verwendete Beton von einer hinreichenden Güte und Gleichmäßigkeit gewesen war und um ferner einen Vergleich mit den übrigen Versuchen zu ermöglichen. Zu allgemeinen Schlußfolgerungen war die Zahl der hier bei den Balken vorgenommenen Versuche zu gering. Wer diese Würfelversuche, welche in der alle Versuche umfassenden Abb. 13 mit *B* bezeichnet sind, übersieht, wird finden, daß sie als Qualitätsmaßstab für Gleichmäßigkeit angesehen, in einigen Fällen eine bedeutende Abweichung gegenüber der Qualität der bei den Säulenversuchen gemachten Würfelproben vermuten lassen. Als Erklärung des verschiedenen Verhaltens der Würfelversuche mit Beton im Mischungsverhältnisse  $420 \text{ kg/m}^3$  bei Säulen und derselben Versuche bei Balken, welche unter sonst gleichen Verhältnissen ausgeführt worden sind, reichen die unvermeidlichen Abweichungen der Stampfarbeit kaum aus. Der Umstand, daß die später besprochenen Abweichungen sich hauptsächlich bei den aus dem Beton für die Balken hergestellten Würfeln vorfinden, läßt schließen, daß hierbei die zu diesen Versuchen verwendete abweichende Zementmarke eine Rolle spielt.

Doch auch dies genügt nicht, um die Erscheinung restlos zu erklären, da sich diese Unregelmäßigkeiten nicht nur auf die Würfelversuche der Balken beschränkt haben, sondern auch bei den Würfeln zu den Säulenstützen, aus umschnürten Gußeisen, die mit anderem Zement hergestellt wurden, nachweisbar sind, während sie sich bei den dazugehörigen Kontrollbalken nicht vorfinden.

Die gesamten Würfelversuche der hier in Betracht kommenden Mischung zerfallen, wenn man von den Versuchen mit Schlackenzement absieht, in die folgenden Gruppen, welche alle in der Abb. 13 eine zusammenfassende Darstellung gefunden haben. Es finden sich dort vor: Erstens Würfel als Kontrolle

Tabelle Nr. 2.  
Das Alter und die Würfel­festigkeit des Betons bei den Versuchsbalken.

Balken				W ü r f e l				Balken				W ü r f e l										
Nr.	Datum der Betonierung	Datum der Probe	Alter in Tagen	Nr.	Datum der Betonierung	Alter in Tagen	Druckfestigkeit in $kg/cm^2$		Nr.	Datum der Betonierung	Datum der Probe	Alter in Tagen	Nr.	Datum der Betonierung	Alter in Tagen	Druckfestigkeit in $kg/cm^2$						
							einzel	Mittel								einzel	Mittel					
1	12. VIII. 1909	15. X. 1909	65	—	—	—	—	—	41	7. XII. 1909	22. III. 1910	106	B <sub>7</sub>	7. XII. 1909	122	363						
2		18. X. 1909	68						5		18. III. 1910	102			122	345						
3		16. X. 1909	66						14		19. III. 1910	103			122	548						
4		19. X. 1909	69						B <sub>8</sub>	2. VI. 1910	26. VII. 1910	55	56	305								
9		20. X. 1909	70								28. VII. 1910	57			56	290						
10		21. X. 1909	71								56	267										
8	14. VIII. 1909	22. X. 1909	70	B <sub>1</sub>	14. VIII. 1909	72	405	420	4. VI. 1910	29. VII. 1910	56	B <sub>9</sub>	4. VI. 1910	54	262							
40		18. X. 1909	66			72	434				60			54	270							
44		19. X. 1909	67			72	420			54				237								
45		20. X. 1909	68			72	420			I	6 Stück Kontrollbalken niedriges Profil			8. VI. 1910	K <sub>1</sub>	8. VI. 1910	24	193				
43	16. VIII. 1909	22. X. 1909	68	B <sub>2</sub>	16. VIII. 1909	70	336	327	24			210										
25		23. X. 1909	69			70	318		24	152												
17	7. IX. 1909	20. XI. 1909	75	—	10. IX. 1909	—	—	—	IV	24		24	43				43	58	265	260		
18		18. XI. 1909	73																		B <sub>3</sub>	23. XI. 1909
11	23. XI. 1909	28. II. 1910	98	100	310	375	II	13. VI. 1910	K <sub>2</sub>	13. VI. 1910		42	265				260					
26		1. III. 1910	99		100						370			352	VI	10. VIII. 1910		59	B <sub>10</sub>	13. VI. 1910	40	265
19		2. III. 1910	100								100										310	40
16	4. III. 1910	102	B <sub>4</sub>	29. XI. 1909	130	461	428	XIV	13. VI. 1910	10. VIII. 1910	59	40	250									
42	29. XI. 1909	5. III. 1910			97	130								475	XVI	71	71	B <sub>11</sub>	16. VI. 1910	100	342	
6		9. III. 1910	101	130	393	XV	6 Stück Kontrollbalken niedriges Profil	13. VI. 1910	K <sub>2</sub>	13. VI. 1910	42	286	260									
7		11. III. 1910	103	130	376									32	10. VIII. 1910	59	B <sub>10</sub>	13. VI. 1910	40	265		
12	30. XI. 1909	7. III. 1910	97	B <sub>5</sub>	30. XI. 1909	129	392	418	16. VI. 1910	12. VIII. 1910	58	B <sub>11</sub>	16. VI. 1910						100	342		
15		22. III. 1910	112			129	534							37	100	294						
13		8. III. 1910	98			129	375										33	17. VI. 1910	17. VIII. 1910	62	B <sub>12</sub>	17. VI. 1910
22		12. III. 1910	102			129	375							37	16. VI. 1910	12. VIII. 1910						
28		14. III. 1910	104			129	371										33	17. VI. 1910	17. VIII. 1910	62	B <sub>12</sub>	17. VI. 1910
27	21. III. 1910	111	127	535	33	17. VI. 1910	17. VIII. 1910	62	B <sub>12</sub>	17. VI. 1910	41	251										
24	2. XII. 1909	16. III. 1910	105	B <sub>8</sub>							2. XII. 1909	127	397	463	33	17. VI. 1910	17. VIII. 1910	62	B <sub>12</sub>	17. VI. 1910	41	266
23		18. III. 1910	107		127	531	33	17. VI. 1910	17. VIII. 1910	62		B <sub>12</sub>	17. VI. 1910								41	251

Tabelle Nr. 2. Fortsetzung.  
Über die Würfel zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons bei den Versuchsbalken.

Balken				Würfel				Balken				Würfel						
Nr.	Datum der Betonierung	Datum der Probe	Alter in Tagen	Nr.	Datum der Betonierung	Alter in Tagen	Druckfestigkeit in $kg/cm^2$		Nr.	Datum der Betonierung	Datum der Probe	Alter in Tagen	Nr.	Datum der Betonierung	Alter in Tagen	Druckfestigkeit in $kg/cm^2$		Raumgewicht
							einzel	Mittel								einzel	Mittel	
VIII IX XVI X XVII XVIII	17. VI. 1910	—	32	$K_3$	17. VI. 1910	42	213 154 194	187	$g$ $h$	30. V. 1911	13. VII. 1911	45	$B_{18}$	30. V. 1911	51	306	295	2'34
38			14. VII. 1911								46	51				301		2'34
38												51				289		2'34
67												51				283		2'32
67																		
67																		
36	18. VI. 1910	19. XI. 1910	155	$B_{18}$	18. VI. 1910	98	253	286	$l$	31. V. 1911	18. VII. 1911	49	$B_{19}$	31. V. 1911	50	274	292	2'34
			98	282	50	279	2'32											
			98	324	50	323	2'34											
30	20. VI. 1910	19. VIII. 1910	61	$B_{14}$	20. VI. 1910	96	336	346	$n$	2. VI. 1911	17. VII. 1911	46	$B_{20}$	2. VI. 1911	48	306	286	2'34
			96	334	48	261	2'31											
			96	368	48	291	2'37											
39	21. VI. 1910	25. VIII. 1910	96	$B_{15}$	21. VI. 1910	95	330	318	$o$ $i$	3. VI. 1911	22. VII. 1911	50	$B_{21}$	3. VI. 1911	47	313	310	2'35
			95	296	52	315	2'35											
			95	327	47	301	2'35											
—	22. VI. 1910	25. VIII. 1910	—	$B_{10}$	22. VI. 1910	94	291	312	$K$ $G$	7. VI. 1911	21. VII. 1911	45	$B_{22}$	7. VI. 1911	43	289	276	2'35
			94	319	44	258	2'32											
			94	325	43	280	2'34											
—	—	—	—	$B_{17}$	1. IX. 1910	105	239	252	$f$	17. VIII. 1911	16. X. 1911	61	$B_{23}$	17. VIII. 1911	62	246	239	2'36
			105	261	62	240	2'32											
			105	257	62	232	2'36											
—	1. IX. 1910	—	59	$K_4$	1. IX. 1910	63	424 421 416	420	$s$	18. VIII. 1911	14. X. 1911	58	$B_{24}$	18. VIII. 1911	61	208	207	2'36
												62			61	199		2'34
												62			61	215		2'35
												62						
												62						
												62						
$d$ $e$ $c$	30. IX. 1910	24. X. 1910	56						$t$	26. VIII. 1911	17. X. 1911	53	$B_{25}$	26. VIII. 1911	53	195	205	2'31
			26. X. 1910	58							53	210			2'37			
			22. X. 1910	54							53	211			2'31			
									$n$	29. VIII. 1911	16. X. 1911	49	$B_{26}$	29. VIII. 1911	50	178	182	2'36
								50			191	2'37						
								50			177	2'33						

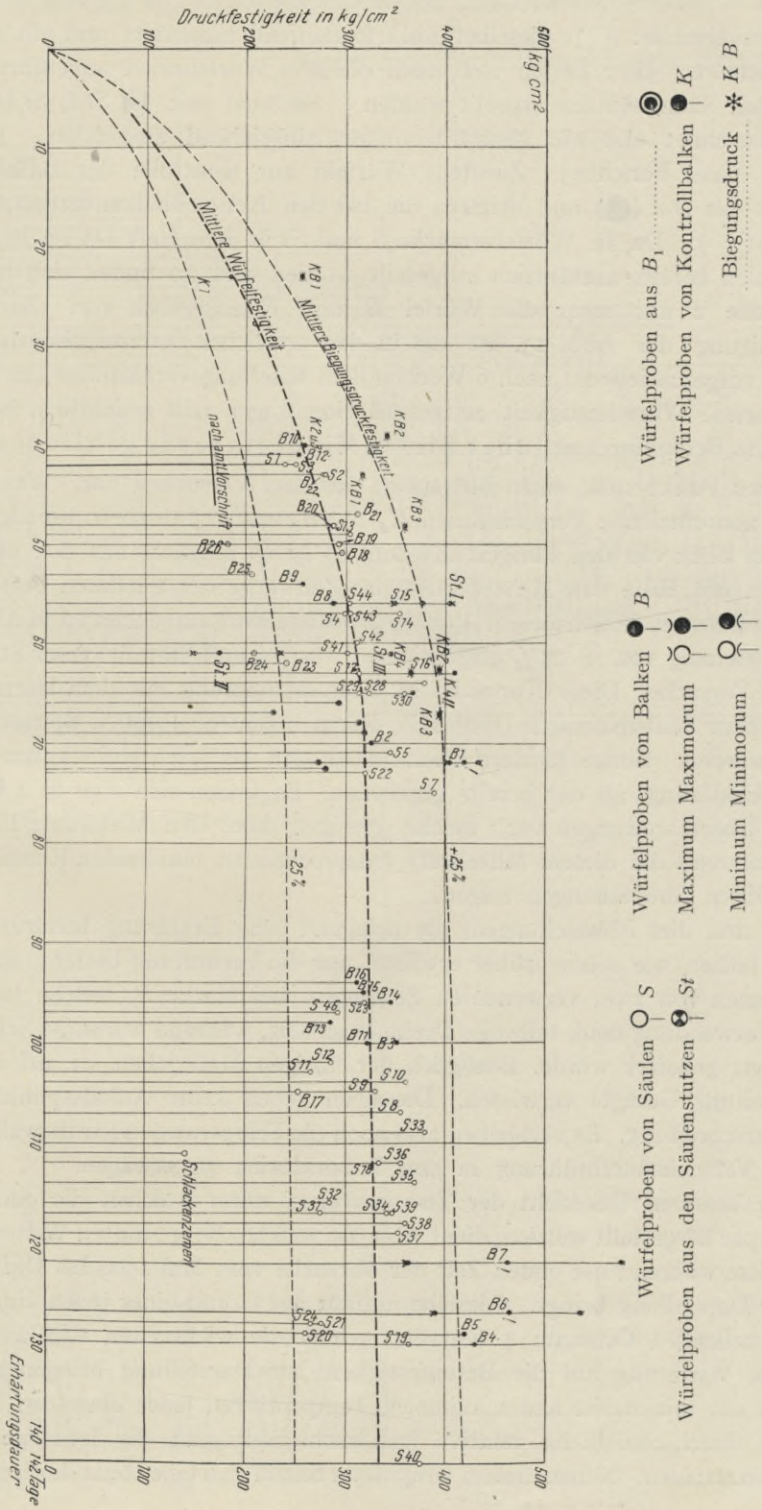


Abb. 13. Zeitkurve der Druckfestigkeiten (Tabelle 2).



der Säulenversuche: (○); dieselben sind fortlaufend numeriert und mit  $S_1$  bis  $S_{45}$  bezeichnet. Hier finden sich auch die drei Würfelserien angeführt vor, die bei den Säulenstützen erprobt wurden. Sie sind mit  $\otimes$   $St I$ ,  $St II$  und  $St III$  bezeichnet und wie gesagt besonders abweichend ausgefallen. (Siehe Heft III dieser Berichte.) Zweitens Würfeln zur Kontrolle der Balkenversuche  $B_0$  bis  $B_{16}$  (●) und drittens die bei den Kontrollbalkenversuchen  $K_1$  bis  $K_4$  (—○—). Da die Würfelversuche  $S$  und  $St$  in dem Heft III im Berichte über Säulen bereits ausführlich mitgeteilt worden sind, so finden sich hier in der Tabelle 2 nur mehr die Würfel  $B$  und  $K$  angegeben vor. Zur Vervollständigung der Abb. 13. ist die in den amtlichen österreichischen Vorschriften vorgeschriebene, nach 6 Wochen dem Mischungsverhältnisse  $420 \text{ kg/m}^3$  entsprechende Würfel Festigkeit zeitgemäß eingetragen und ersichtlich, daß der verwendete Beton durchaus über dieser Mindestgrenze geblieben ist.

Jeder Punkt stellt einen Mittelwert aus drei Versuchen dar. Wenn wir von den abnormalen 4 Versuchsserien  $K_4$ ,  $B_1$ ,  $B_7$  und  $B_6$  absehen, die sich auf den ersten Blick von den übrigen abheben, so ist es möglich, aus den übrigen Versuchen mit Hilfe von Mittelwerten eine Zeitkurve der mittleren Festigkeit für diesen Beton zu konstruieren. Von diesem Mittelwert ausgehend ist in Abb. 13 eine Abweichung von  $\pm 25\%$  eingezeichnet worden und umfaßt dieser Streifen faßt alle Versuche. Diese Kurve ist in Übereinstimmung mit dem Herrn Referenten über Säulenversuche (Heft III), Herrn Ingenieur Josef A. Spitzer, aufgestellt worden. Einige kleinere Überschreitungen bedürfen wohl kaum einer anderen Erklärung, als der bereits gegebenen. Es finden sich aber in 4 Fällen mittlere Überschreitungen vor, welche 35—40% über den Mittelwert hinausgehen, während die diesem Mittelwert entsprechenden maximalen Einzelwerte noch größere Abweichungen zeigen.

Es sind dies Abweichungen, die dringend einer Erklärung bedürfen, für die aber bisher, wie schon früher erwähnt, nur die Vermutung besteht, daß der bei der einen von zwei verwendeten Zementen, bei Marke  $B$ , welche bei den Balken Verwendung fand, teilweise Drehofenzement, während wie sonst Schachtofenzement geliefert wurde. Bezüglich der übrigen Materialien sei auf das in der Einleitung Gesagte verwiesen. Dieselben geben keine Anhaltspunkte für diese Überschreitung. Es verbleiben also noch die Temperaturen (Aufbewahrung) und die Versuchsdurchführung in den Laboratorien zu erwägen.

Zur besseren Übersicht der Temperaturen, unter welchen die einzelnen Probekörper hergestellt wurden, dient Abb. 14, welche die gesamten Witterungsverhältnisse während der ersten Zeit der Versuche vom Mai 1909 bis Dezember 1910 zur Darstellung bringt. Dieselbe umfaßt auf Grund einer jeden einzelnen Tag darstellenden Ordinate 4 Kurven, welche die wichtigsten Einflüsse der jeweiligen Witterung auf die Betonfestigkeit zur Darstellung bringen sollen. Zunächst die minimalen und maximalen Temperaturen jedes einzelnen Tages, dann die durchschnittliche relative Luftfeuchtigkeit und die jeweilige Zahl der Sonnenstunden. Neben diesem Graphikon finden sich eine Reihe horizontaler

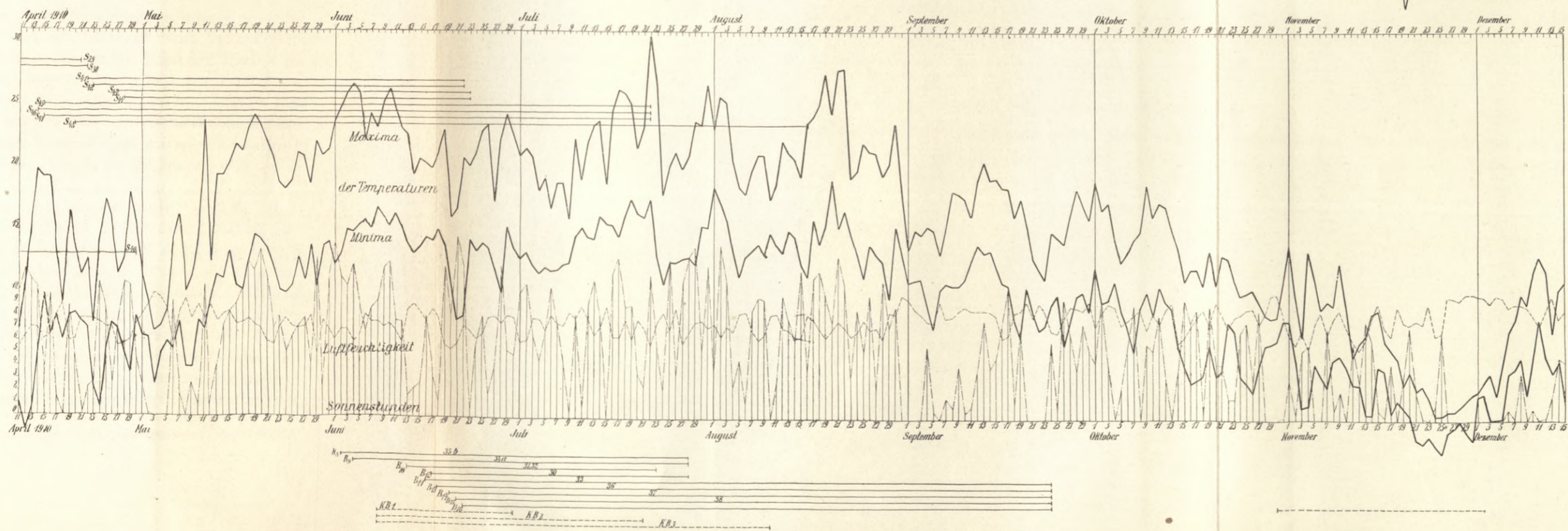
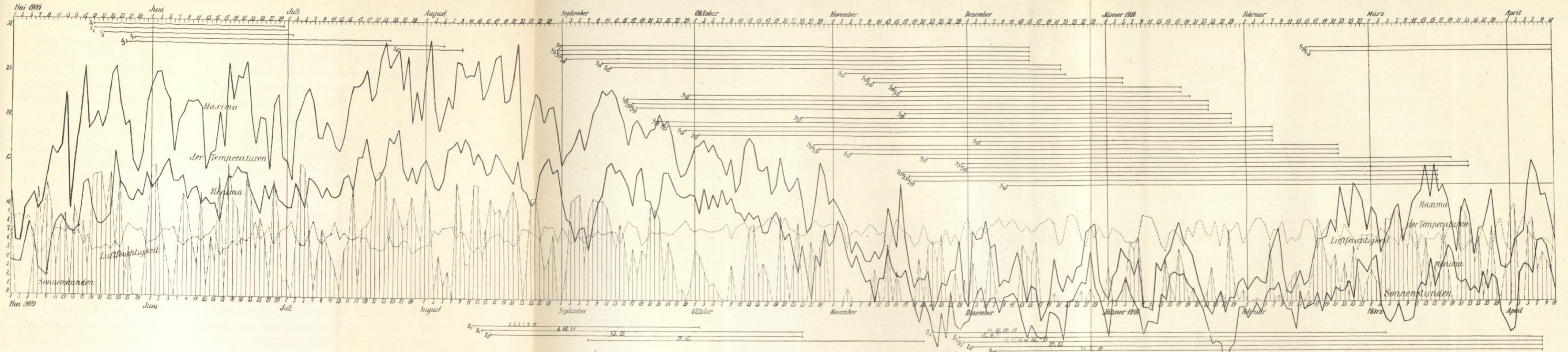


Abb. 14. Temperatur, Luftfeuchtigkeit und Sonnenstrahlung während der Herstellung der Versuche.



Linien eingetragen vor, welche dieselben Bezeichnungen tragen wie die vorerwähnten Versuche und ihre zugehörigen Würfelversuche in Abb. 13 resp. Tabelle II und so in leicht übersichtlicher Weise den Zusammenhang herzustellen erlauben, indem sie angeben, unter welchen Verhältnissen die betreffende Würfelserie, sowie die zugehörigen Versuchskörper erhärteten.

Die „relative Feuchtigkeit“ hängt bekanntlich in folgender Weise mit dem Gehalte der Luft an Wasserdampf zusammen. Jeder Lufttemperatur entspricht ein Maximum an Wasserdampfgehalt. Die Höhe jener Quecksilbersäule, welche dem Gasdrucke dieser Wasserdampfmenge das Gleichgewicht hält, gibt die der betreffenden Temperatur entsprechende Maximalspannung, auch Sättigungsdruck genannt.

Die sogenannte absolute Feuchtigkeit in Millimeter Quecksilber gibt die Höhe der Quecksilbersäule an, welche dem vorhandenen Wasserdampf entspricht. Die relative Feuchtigkeit gibt an, wie viel Prozent des sonst im Maximum möglichen Wasserdampfes in der Luft tatsächlich vorhanden waren.

Die drei Größen, Sonnenscheindauer, Temperatur und relative Feuchtigkeit geben daher einen Überblick über die Verhältnisse der Atmosphäre mit Bezug auf Entziehung der Feuchtigkeit aus dem Beton und die daraus erklärlichen Einflüsse. Diese Umstände sollten natürlich durch eine entsprechende Befeuchtung der Probekörper ausgeglichen werden.

Die einzige offen gebliebene Frage, die im Nachhinein nicht mehr bestimmt ermittelt werden konnte, betrifft die Tage der Transporte vom Versuchsplatz ins Laboratorium und die Temperatur resp. die Art der Lagerung daselbst bis zur Erprobung der Würfel. Wenn man hievon absieht und den Einfluß der Temperatur auf die Festigkeit des Betons festzustellen versucht, so findet man so viele Widersprüche, daß es nicht möglich ist, einen einheitlichen Einfluß nachzuweisen, wie ich ihn glaube bei den Kontrollbalken gefunden zu haben. \*) Wenn man hier die maximalen Ergebnisse, wie sie die Zeitkurven Abb. 13 ersehen läßt, *St I S 15, 14, 16, 17, B 1, 14, 3 S 10, 33, 36, 35, 39, 38, 37, B 7, 6, 5, 4, S 19* und 40 mit den minimalen Druckfestigkeiten der Würfel *K<sub>1</sub>, St II, B 9, S 13, 12, 11, 32, 31, 21, 24* und 20 vergleicht, so findet man, daß von den ersteren *S 15, 14, 16, 10, 36, 35, 39, 38, 37* und 40, sowie *B 1, 14, 3, 7, 6, 5, 4* im Winter hergestellt und erprobt wurden und nur die Maxima *S 7* ganz und *S 33* und 19 teilweise mit ihrer Erhärtungsdauer in den Sommer fallen, während die Minima *S 1, 9, 12, 11, 32, 31, 21, 24* und 20 den im Sommer erhärteten Würfeln entsprechen, die nur am Schluß etwas Kälte erhielten, mit einziger Ausnahme von *S 13*. Man käme auf diese Weise zu der überraschenden Folgerung, daß der Winter höhere und der Sommer niedrigere Betonfestigkeiten zum Gefolge haben soll, wenn man nicht wüßte, daß diese Fährte eine irrtümliche,

\*) Siehe Bericht über die II. Tagung der höheren Baupolizeibeamten Deutschlands. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1912.

jedenfalls durch Zufälle oder andere Fehlerquellen entstandene Erscheinung ist.\*) Es dürfte dies hier mit mehr Wahrscheinlichkeit von der Qualität des Zementes oder von seiner Lagerung abhängen und beweisen, was ich an anderer Stelle ausführlich dargelegt habe, daß der Einfluß der Außentemperatur auf die Würfel-  
festigkeit nur ein geringer ist, sofern nicht durch Fröste ein tieferes Eindringen in den Würfelkörper stattfindet. Man hat Würfelproben bisher für so allgemein verläßlich, auch als Maßstab für Balken gehalten, daß bei der Aufstellung des Arbeitsprogrammes kein Bedenken bestand, sich auf diese Güteprobe auch bei diesen Versuchen zu verlassen. Wir glaubten mit dieser Kontrolle umsomehr das Auslangen zu finden, da bei den wenigen vorgeschlagenen Balkenversuchen die Stärke der Bewehrung wie das Alter des Betons es nicht erwarten ließen, daß seine Druckfestigkeit eine Rolle spielen werde. Diese zweifache Vertrauensseligkeit erwies sich nicht als berechtigt. Als die eingespannten Balken an die Reihe kamen, zeigten sich bei ihrer großen Tragfähigkeit Erscheinungen, die deutlich auf eine Überwindung der Druckfestigkeit des Betons hinwiesen. Auch bei den frei aufliegenden Balken zeigten sich bereits Erscheinungen im Druckgurt, von denen man nicht ohne weiteres sagen konnte, ob dieselben von einer Überschreitung der Druckfestigkeit herrühren oder aber nur eine sekundäre Folgeerscheinung der Dehnungen im Zuggurte oder der Nähe der Haft- oder Schubgrenze, oder schließlich das gemeinsame Produkt des Zusammentreffens aller dieser hohen verschiedenen Spannungswerte sind.\*\*)

Die angestellten Nachrechnungen ergaben bei den Balken, welche den Würfeln  $B_1$ , entsprechen (siehe weiter unten), daß eine solche Überschreitung der Druckfestigkeit rechnerisch nicht nachzuweisen war. Aus diesem Grunde wurden aus dem unbeschädigten Teil der frei aufliegenden Balken Nr. 8, 25, 43, 44, sowie der eingemauerten Balken Nr. 17 und 18, die alle aus derselben Zeit stammen, Proben entnommen und separat nochmals einer zweiten direkten Kontrollprüfung unterzogen.

Diese zweite direkte Kontrolle geschah folgendermaßen:

Aus den Balken wurden Blöcke herausgebrochen und auf den beiden Seitenflächen des Balkens, die einen Abstand von 16,5 cm haben, eine Eisenplatte von 18 × 18 cm aufgelegt. Die Scherkraft beim Versuch hat genügt, um zunächst die darüber hinausstehenden Teile des Betons abzuscheren, worauf erst dann der so geschaffene Würfel senkrecht zur Stampfrichtung zerdrückt wurde. Dieses insbesondere von Prof. Schüle bei kleinen Proben empfohlene Prüfungsverfahren hat sich auch hier bewährt und gibt die Sicherheit, daß bei dieser Art der Herstellung der Probewürfel aus dem Betonbalken keine vorherige Schwächung des Betons, wie das beim Stemmen und Vorrichten

\*) Diese merkwürdige Erscheinung ist übrigens auch in der Hauptversammlung des Vereines österreichischer Portlandzement-Fabrikanten 1912 besprochen und als eine öfters bemerkte Tatsache bezeichnet worden, daß die Zemente im Winter besser sind. Siehe ferner die im Hefte III dieser Berichte über diese Erscheinung gegebene Erklärung.

\*\*) Siehe übrigens Forscherheft XX, Berlin, Verlag W. Ernst & Sohn: Dr. Fruchthändler, „Beitrag zur Theorie des Eisenbetons“, welche das Erreichen der Druckgrenze auch bei niedrig armierten Balken als Regel hinstellt.

unvermeidlich ist, sondern eher noch eine Vermehrung seiner Festigkeit denkbar erscheint. Die Proben können also als eine hinreichende, verlässliche Kontrolle der anderweitig gefundenen Würfelfestigkeiten angesehen werden, da sie den tatsächlich im Balken verwendeten Beton kennzeichnen und so identische Resultate mit  $B_1$  erwarten ließen. Jeder derselben findet sich in Abb. 13 einzeln eingezeichnet vor, ebenso wie das der Serie  $B_1$  entsprechende Maximum und Minimum als Zeichen einer in diesem Falle wirklich vorhandenen hervorragenden Gleichmäßigkeit des Betons in beiden Fällen, jedoch nicht zwischen beiden Versuchsgruppen. Dies zeigt, daß die verschiedene Herstellung der Würfel in beiden Fällen (in den Holzformen des Balkens und in den Gußeisenformen für Würfel) sowie die sonstigen Begleitumstände verschiedene Resultate zeitigen.

Es entspricht den Würfelserien  $B_1$  und  $B_2$  mit 72 resp. 70 Tagen einer mittleren Festigkeit von 420 und 327  $kg/cm^2$ , wie dies aus Abb. 13 resp. Tabelle II ersichtlich ist. Die aus den Balken hergestellten Würfel ergaben bei einem durchschnittlichen Alter von 67 Tagen die folgenden Druckfestigkeiten (● in Abb. 13) aus Balken Nr. 8—321, Nr. 40—369, Nr. 43—292, Nr. 44—224, also im Durchschnitt 307  $kg/cm^2$  gegenüber der ursprünglich ermittelten Ziffer von 420  $kg/cm^2$ , die eingemauerten Balken Nr. 18 und 17 ergaben 272 und 280  $kg/cm^2$  in 74 Tagen, während die Würfel aus demselben Beton nach 70 Tagen 327  $kg/cm^2$  gezeigt hatten. Wir ersehen aus diesen Zahlen einen Unterschied von 25% an Festigkeit gegenüber den Würfelproben. Um die Zerstörungen am Druckgurt durch eine Erschöpfung der Druckfestigkeit zu erklären, ist zu erwägen, daß die rechnermäßigen Spannungen bei den Balken 300  $kg$  nicht überschritten haben.\*) Diese Spannung könnte nach unserer bisherigen Theorie als Bruchspannung gelten, wenn die zugehörige Würfelfestigkeit höchstens  $\frac{300}{1.25} = 240$   $kg$  oder weniger betragen hat. Die nachgewiesene niedrigste Zahl beträgt 224  $kg/cm^2$ , das Mittel liegt jedoch auch hier höher (bei 307). Es ist daher, wie gesagt, in Betracht zu ziehen, daß das Auftreten von Druckerscheinungen durch die übrigen hohen Spannungen beschleunigt wurde. Die hohe, aus sub  $B_1$  nachgewiesene Würfelfestigkeit kann jedoch selbst dann im Balken als wahrscheinlich nicht vorhanden bezeichnet werden. In Erwägung dieser Tatsache ergab sich die Notwendigkeit bei den weiteren Versuchen, sich auf die Würfelversuche nicht ausschließlich zu verlassen, sondern die Biegedruckfestigkeit direkt und unabhängig zu ermitteln. Daher entschied man sich zu Versuchen mit K o n t r o l l b a l k e n.

Die Frage der Benützung von Kontrollbalken zur Beurteilung des Betons an Stelle oder zur Ergänzung von Würfelproben wurde vom Gefertigten zuerst im Jahre 1903 aufgeworfen. Schon damals war der Übelstand hervorgetreten, daß man durch Annahme einer bestimmten Sicherheit aus der direkt bestimmten Würfelfestigkeit die zulässige Inanspruchnahme auf Biegung bestimmen wollte. Die Würfelfestigkeit und die Biegefestigkeit sind aber nicht nur an und für sich verschiedene Größen, sondern es kommt auch bei der letzteren die Berechnungsmethode bei Biegung in Betracht mit den jeder Näherung anhaftenden Fehlern.

Man hat sich bisher auf diese Weise geholfen, daß man zwischen der Biegungsdruck- und der Würfel Festigkeit das Bestehen eines einfachen Verhältnisses annahm. Man hat dies jedoch auf die weniger verlässliche Größe der Würfel Festigkeit bezogen, und nur so erklärt es sich, in welchen weiten Grenzen dieses Verhältnis schwankt, abhängig von den Begleitumständen wie die beiden Proben ausgeführt wurden. Der hier ermittelte hohe Durchschnitt ist nur um 25—30% von dem Durchschnitt der Biegungsdruckfestigkeit verschieden, so zwar, daß die Maximalkurve der Würfelversuche mit jener der Biegungsdruckfestigkeit zusammenfällt, während die Minimalkurven (— 25%), ein Verhältnis von 1:1,75 und mehr ergeben. Bei  $K_4:KB_4$  wird (siehe weiter unten) das Verhältnis sogar umgekehrt (1,4:1). Es ist also sehr mißlich, auf so schwankenden Unterlagen Verhältniszahlen aufstellen zu wollen.

Mit der vorerwähnten Entscheidung auch den Balken als Kontrolle heranzuziehen, tauchte die Frage auf, welche Abmessungen man für diese Kontrollbalken nehmen müßte, um durch sie die Druckfestigkeit auf Biegung zum Ausdruck zu bringen und weiters festzustellen, welcher Abfall von dieser Druckfestigkeit durch die erwähnte sekundäre Erscheinung bei den von uns gewählten Abmessungen der Hauptversuche wahrscheinlich ist. Bezüglich der letzteren Fragen bleiben wir auf Vermutungen angewiesen und soll die Untersuchung in einem späteren Zeitpunkte geführt werden. Schon zu dem erstgemeinten Zwecke war es nötig, ein Gebiet neu anzuschneiden, bei welchem man auch nicht annähernd über jene Erfahrungen verfügte, welche bei den Würfelproben vorhanden waren. Es bedurfte also eines weit ausgreifenden systematischen Vorgehens. Die ganze stattliche Anzahl der vorliegenden Versuche erwies sich zur Lösung dieser hochinteressanten Frage für unzureichend und wurde ein besonderer Ausschuß gewählt, welcher sich mit dieser Frage ausführlich befaßt hat und in Heft V dieser Berichte seine Erfahrungen bekanntgeben wird. Hier sollen nur die Versuche angeführt werden, welche im Zusammenhange mit diesen Balkenversuchen gemacht worden sind, und sei nur erwähnt, daß bei den 4 Serien von Kontrollbalken die Gleichmäßigkeit der Resultate eine zufriedenstellende war, daß sich aber neuerdings bei den parallel mit denselben ausgeführten Würfelproben eine Serie von Würfelversuchen ergab (K 4), welche ganz unverhältnismäßig hohe Zahlen lieferten — sogar höher als die gefundene Biegungsdruckfestigkeit —, während diese letztere normale Werte ergab.

Dies ist mir Grund zu der schon früher ausgesprochenen Vermutung, daß die vereinzelt hohen Resultate der Würfel in den gußeisernen Formen irgendwie irreführend sein müssen und als kein einwandfreier Maßstab der Qualität des Betons gelten können.

Die abgeführten Kontrollbalkenversuche verfolgen den doppelten Zweck, einerseits die Beziehungen zwischen Würfel Festigkeit und Biegungsdruckfestigkeit zu klären und andererseits durch direkte Bestimmung der letzteren eine

Handhabe überall dort zu bieten, wo Druckerscheinungen aufgetreten waren. Die Versuche wurden zunächst baumäßig ohne feinere Hilfsmittel ausgeführt.

Zu diesem Behufe wurden 18 derartige kleine Balken in 3 Serien gleichzeitig mit den Hauptversuchen der III. Serie hergestellt. Mit Bezug auf die Höhe der erzielten Druckfestigkeit und Zeit finden sich diese Resultate ebenfalls in den Abb. 13 und 14 eingetragen vor. Die Abb. 15 zeigt uns die dabei gewählten Abmessungen. Dieselben wurden mit Rücksicht auf die dänischen Vorschläge etwas kleiner gewählt als in meinen früheren Versuchen. Es wurden dabei 3 Prozentsätze berücksichtigt von 2, 4 und 6‰ und 2 Abstufungen der letzteren, also im ganzen 5 Typen vorgesehen, die mit A bis E bezeichnet sind. Um gleich hier alle ausgeführten Querschnittstypen vorzuführen,

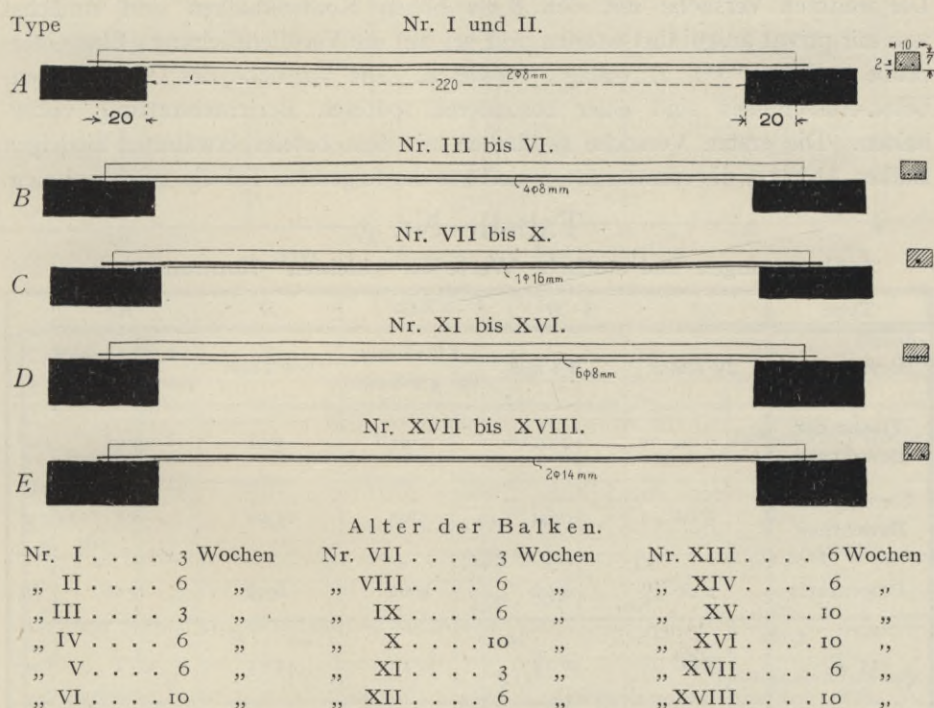


Abb. 15. Kontrollbalken zur Bestimmung der Biegungsdruckfestigkeit.

sei bemerkt, daß späterhin diese kleine Type für einen Versuch als zu empfindlich gegen kleine Abweichungen schien, wie sie bei einem Bau unvermeidlich sind. Man ging daher sofort zu einer viel größeren Querschnittsform über mit 10 cm Nutzhöhe und mit 2.2 und 4.4‰ Bewehrung (Abb. 20). Die Versuche zeigten aber, daß sich dann die Schwierigkeiten bei der Beschaffung der Versuchslast wesentlich gesteigert haben und daß dieser Umstand sich als ein Hindernis einer leichten Durchführung beim Bau erweisen könnte. Die Versuche mit größeren Kontrollbalken wurden in ähnlicher Weise mit Hilfe von Bleibarren wie die Hauptversuche abgeführt. Ich ging also schließlich in den Abmessungen neuerdings zurück und gelangte so zufälligerweise wieder auf die von mir bereits



früher\*) benutzte Nutzhöhe von 8 cm mit 2 bzw. 4% Armatur. Alle diese Versuche wurden mit 4 gleichförmig über die Balkenlänge verteilten Lasten durchgeführt. Um aber gleichzeitig die Handlichkeit des Profiles zu vermehren, ging ich schließlich und zwar neuerdings wie in meinem ursprünglichen Vorschlage von der gleichförmig verteilten Last ab und auf zwei Einzellasten über und zwar unter Wahrung des in 1903 angegebenen Vorganges, daß man aus der so ermittelten Gesamtlast  $P$  durch eine einfache Division die Biegungsdruckfestigkeit erhält. Diese Faustregel lautet in meinem letzten Vorschlage bei Type I  $\sigma_b \doteq \frac{P}{3}$  Die genauen Resultate der beiden Typen mit 5 und 10 cm nutzbarer Höhe sind im folgenden mitgeteilt. Die weiteren Versuche mit den 8 cm hohen Kontrollbalken sind zunächst von mir privat ausgeführt worden und sei auf die Veröffentlichung „Eine Güteprobe für Beton“\*\*), 2. Auflage, verwiesen. Die Versuche des Österr. Eisenbeton-Ausschusses sind einer besonderen späteren Berichterstattung vorbehalten. Die ersten Versuche geschahen mit dem bereits erwähnten niedrigen Balken Abb. 15, die Abmessungen sind aus der folgenden Tabelle zu entnehmen.

Tabelle Nr. 3.

Abmessungen und statische Werte der „kleinen“ Kontrollbalken.

Type	A	B	C	D	E	
Bewehrung	2 $\Phi$ 8 mm	4 $\Phi$ 8 mm	1 $\Phi$ 16 mm (= 4 $\Phi$ 8 mm)	6 $\Phi$ 8 mm	2 $\Phi$ 14 mm (= 6 $\Phi$ 8 mm)	
Fläche der Bewehrung	1'00	2'01	2'01	3'01	3'08	cm <sup>2</sup>
Umfang der Bewehrung	5'02	10'04	5'03	15'05	8'8	cm
Prozentsatz	2'00	4'02	4'02	6'02	6'16	%
15 $F_e$	15'00	30'15	30'15	45'15	46'2	cm <sup>2</sup>
Abstand der Nulllinie $x$	2'65	3'24	3'24	3'56	3'59	cm
$\frac{x}{3}$	0'88	1'08	1'08	1'19	1'20	cm
$h - \frac{x}{3} = m$	4'12	3'92	3'92	3'81	3'80	cm
$b m \frac{x}{2} = W_b$	$\frac{109}{2}$	$\frac{127}{2}$	$\frac{127}{2}$	$\frac{135'8}{2}$	$\frac{136'5}{2}$	cm <sup>3</sup>

\*) Beton-Eisen, 1903 und 1905, S. 202, Abb. 3.

\*\*) Forscherarbeiten für Eisenbeton, Heft XIV, 2. Auflage, 1911, von Ing. G. Neumann, Verlag W. Ernst &amp; Sohn, Berlin.

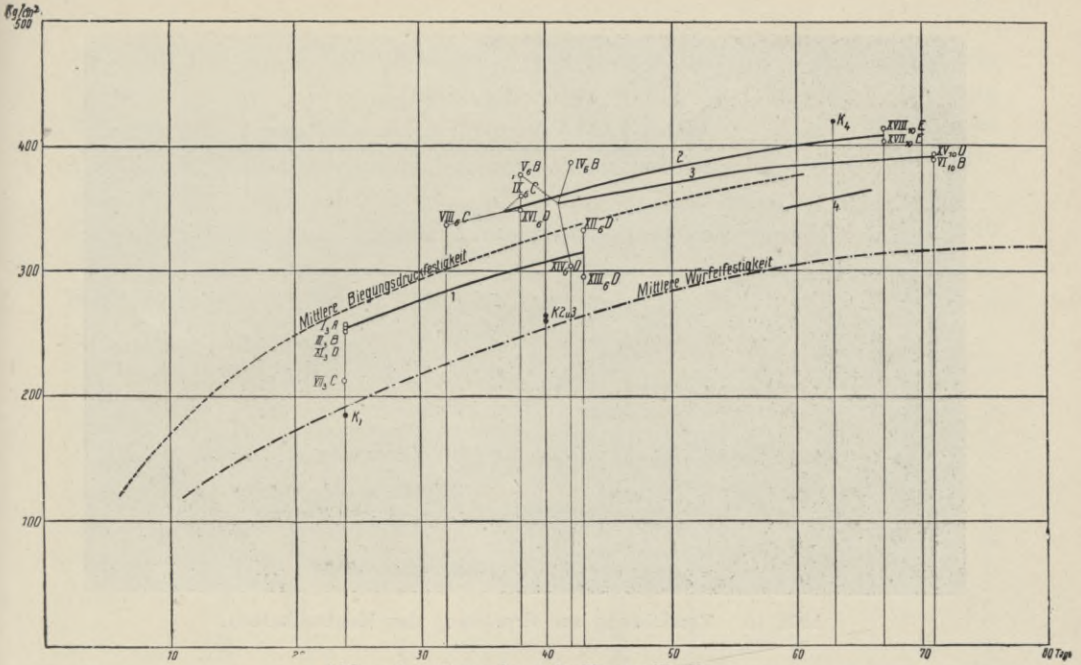


Abb. 18. Versuche mit Kontrollbalken.

Tabelle Nr. 4.

Type	A		B		C		D		E		Beiläufiges Alter
1. Betonmischung vom 8. Juni	24	24	24		24		24		—		Alter
	I	III	VII		XI		—		—		BalkenNr. 3 Wochen
	258	257	(212)		251		—		—		$\sigma_b$
	—	—	—		43	43	—		—		Alter
	—	—	—		XII	XIII	—		—		BalkenNr. 6 Wochen
	—	—	—		332	295	—		—		$\sigma_b$
2. Betonmischung vom 13. Juni	38	38	42	—		42		—		Alter	
	II	V	IV	—		XIV		—		BalkenNr. 6 Wochen	
	280	379	387	—		304		—		$\sigma_b$	
	—	71	—	—		71		—		Alter	
	—	VI	—	—		XV		—		BalkenNr. 10 Wochen	
	—	390	—	—		391		—		$\sigma_b$	
3. Betonmischung vom 17. Juni	—	—	32	38	38		—		—		Alter
	—	—	VIII	IX	XVI		—		—		BalkenNr. 6 Wochen
	—	—	338	360	351		—		—		$\sigma_b$
	—	—	67	—		67	67	—		Alter	
	—	—	X	—		XVII	XVIII	—		BalkenNr. 10 Wochen	
	—	—	398	—		404	419	—		$\sigma_b$	

Die vorstehende Tabelle Nr. 4 gibt eine Übersicht der Bruchlasten und der dabei rechnermäßig auftretenden Spannungen.

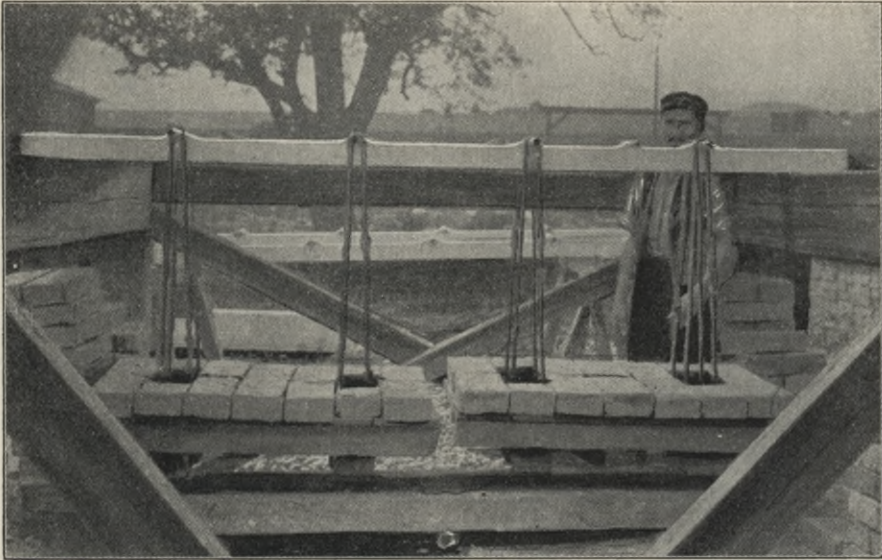


Abb. 16. Vorrichtung zur Erprobung der Kontrollbalken.

Mit Hilfe des Widerstandsmomentes wurde jeweilig aus dem Bruchmoment  $M = \frac{Pl}{8}$  der Betondruckspannung  $\sigma_b$  berechnet und findet sich dasselbe in Abb. 19 in der bekannten Weise bezogen auf  $M_o = \frac{6M}{bh^2}$  dargestellt vor.

Die Durchführung der Versuche geschah in einfacher baumäßiger Weise (Abb. 16 u. 17), was schon deshalb hervorgehoben zu werden verdient, weil

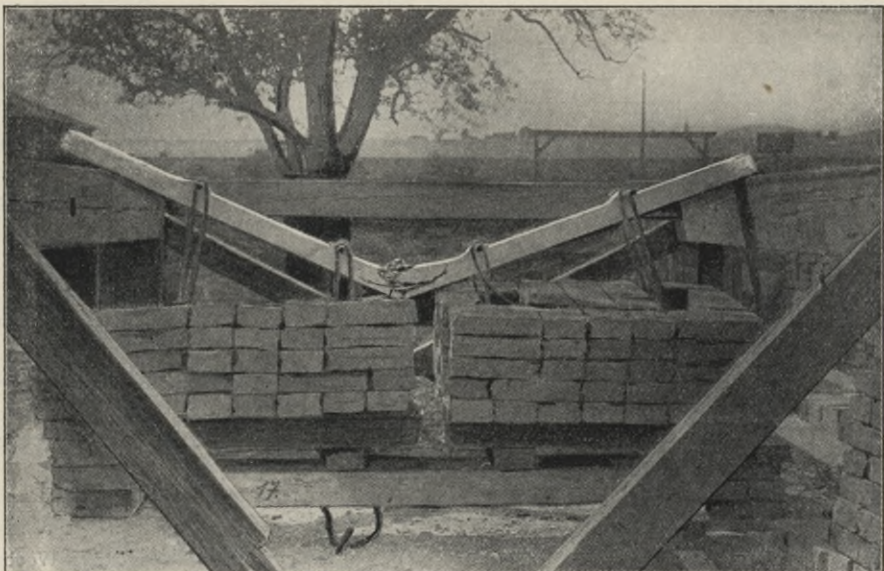


Abb. 17. Bruchbild eines Kontrollbalkens.

man mit den so gewonnenen Resultaten Laboratoriumversuche von Würfeln vergleichen wollte. Wir werden sehen, daß trotz dieser primitiven Anordnung ein abträglicher Einfluß auf die Genauigkeit nicht nachgewiesen erscheint. Die Auflagerung geschah auf zwei Böcken; die Lasten wurden durch zwei primitiv gezimmerte Belastungsbühnen getragen, welche mit Stricken an je 4 Rund-eisenstücken befestigt wurden. Dieselben wurden in der richtigen Lage durch Eingipsen erhalten. Die 18 Versuche wurden zu drei verschiedenen Zeiten abgeführt.

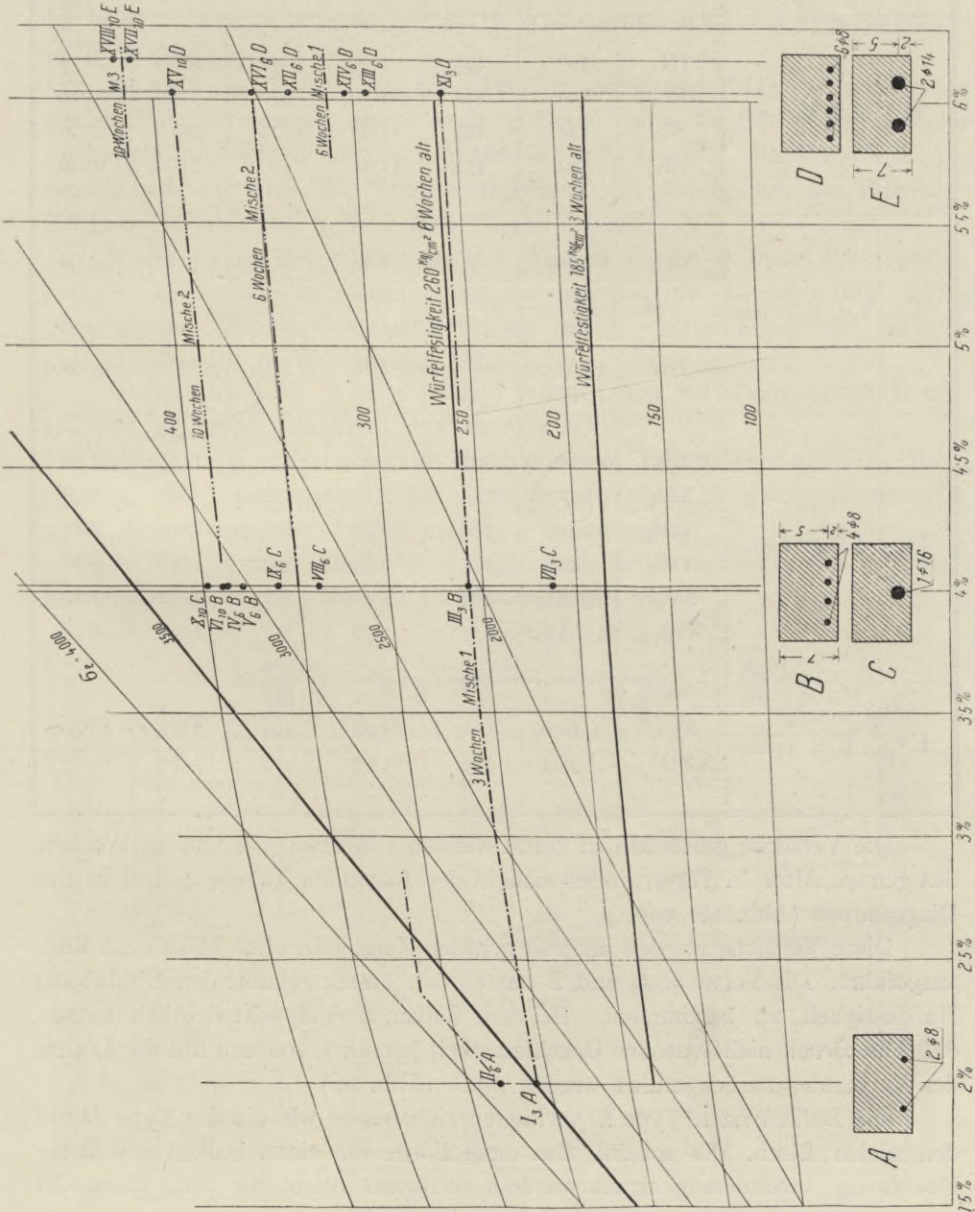


Abb. 19.

Tabelle Nr. 5.

Bezeichnung			$P$ in $kg$	$A$ in $kg$	$T$ in $kg/cm^2$	$\sigma_b$ in $kg/cm^2$	$\sigma_e$ in $kg/cm^2$	$K$ in $kg/cm^2$
A	2 R. E. 8 mm	I <sub>3</sub>	512	256	12·36	258	3420	5·83
		II <sub>6</sub>	569	285	13·70	287	3800	6·48
B	4 R. E. 8 mm	III <sub>4</sub>	593	297	7·50	257	2080	6·76
		IV <sub>6</sub>	893	447	11·30	387	3130	10·20
		V <sub>6</sub>	875	438	11·08	379	3070	9·99
		VI <sub>10</sub>	902	451	11·40	390	3160	10·29
C	1 R. E. 16 mm	VII <sub>3</sub>	490	245	12·44	212	1715	5·60
		VIII <sub>6</sub>	826	413	21·00	358	2890	9·44
		IX <sub>6</sub>	830	415	21·10	360	2903	9·48
		X <sub>10</sub>	920	460	23·37	398	3220	10·50
D	6 E. R. 8 mm	XI <sub>3</sub>	620	310	5·406	251	1449	7·08
		XII <sub>6</sub>	821	411	7·16	332	1915	9·36
		XIII <sub>6</sub>	731	366	6·38	296	1710	8·35
		XIV <sub>6</sub>	749	375	6·53	304	1748	8·54
		XV <sub>10</sub>	965	483	8·41	391	2252	11·10
		XVI <sub>10</sub>	868	434	7·56	351	2025	9·90
E	2 R. E. 14 mm	XVII	10·01	501	14·98	404	2281	11·40
		XVIII <sub>10</sub>	1038·5	519	15·50	419	2370	11·83

Die Versuche geschehen in Zeitabständen von etwa 3, 6 und 10 Wochen, das genaue Alter in Tagen findet sich in der folgenden Tabelle 4 und in den Diagrammen (Abb. 18) vor.

Diese Versuche wurden alle mit geraden Rundeisen ohne Haken am Ende ausgeführt. Die Versuche *C* und *E* hatten den Zweck gehabt, den Einfluß der Haftfestigkeit zu bestimmen. Bei dem Balken *C* VII tritt deutlich zutage, daß sein Bruch nicht von der Druckfestigkeit herrührt, sondern auf die Lösung des Verbundes zurückgeführt werden muß. (Abb. 19.)

Die Balken nach Type *E* verhielten sich besser wie die der Type *D* mit den vielen Eisen. Es scheint also diese Form für einen Balken mit hoher Bewehrung besonders geeignet zu sein, während die große Zahl Eisen der

Type D den Schubquerschnitt schwächen. In der Folge ist an der ersteren Anordnung bei Kontrollbalken festgehalten und die volle Ausnützung der Eisen durch Haken an den Enden gesichert worden.

In der Abb. 18 sind alle Versuche getrennt nach den einzelnen Mischungen 1 bis 4 eingezeichnet und zu zusammenhängenden Zeitkurven verbunden. Eine weitere Abb. 19 gibt diese Resultate in der bekannten von mir eingeführten Darstellung als Funktion der Eisenbewehrung und die Übersicht der dabei auftretenden Eisen- und Betonspannungen. Es finden sich in derselben auch die beiden Würfelfestigkeiten  $K_1$  für 3 Wochen und  $K_2$  für 6 Wochen eingezeichnet vor.

Mischung Nr. 1 zeigt bei 3 Wochen, wenn man VII ausscheidet, eine schöne Übereinstimmung, die ich auch bei Beton von so kurzer Erhärtungsdauer wiederholt beobachten konnte. Mittelwert  $255 \text{ kg/cm}^2$ . Es sind dort Abweichungen von 2%. Die Würfelfestigkeit  $K_1$  ist  $185 \text{ kg/cm}^2$ , die Biegezugfestigkeit ist also um 34% höher.

Mischung Nr. 2 zeigt nach 6 Wochen bereits so hohe Festigkeiten, daß Nr. II durch Überschreiten der Streckgrenze des Eisens erfolgt ( $\sigma_e = 3800 \text{ kg/cm}^2$ ). Die Druckfestigkeit beträgt im Mittel von IV, V und XIV =  $357 \text{ kg/cm}^2$ , nach 10 Wochen  $390 \text{ kg/cm}^2$ .

Mischung Nr. 3 zeigt nach 6 Wochen den Mittelwert aus VIII und IX mit  $349 \text{ kg/cm}^2$ , nach 10 Wochen  $393 \text{ kg/cm}^2$ .

Mischung Nr. 4 betrifft Versuche mit Balken von höherem Profil (Abb.20). Die Resultate sind in der vorstehenden Tabelle Nr. 5 zusammengestellt, unter Ausrechnung der beiden wichtigen Spannungen.

In Abb. 20 und Tabelle Nr. 6 finden sich die Versuche aus den „großen“ Kontrollbalken Type I und II zusammengestellt vor.

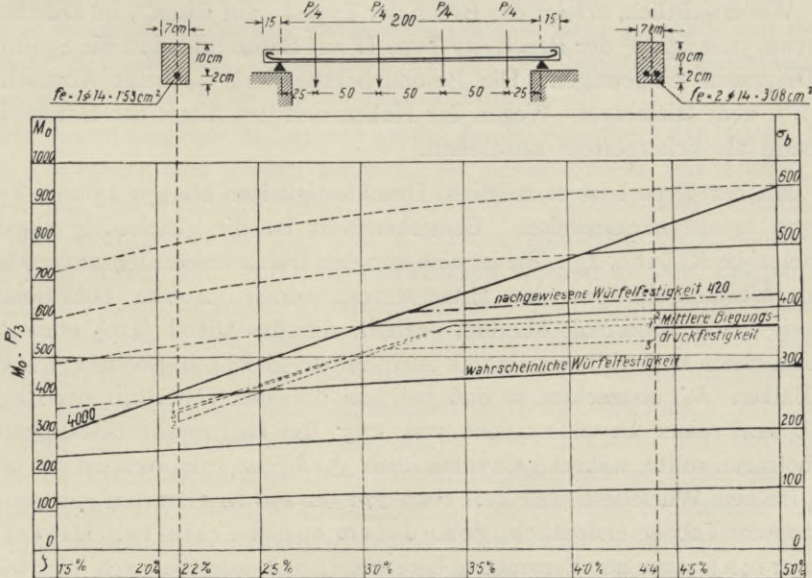


Abb. 20. Schaubild der Bruchspannungen.

## Tabelle Nr. 6.

## Kontrollbalken. „Großes“ Profil.

Beschaffenheit des Betons: Donauschotter 1:3. Betoniert am 1. X. 1910.

Alter in Tagen		59	62	62		62	
Armaturtype		I	II	I	II	I	II
Gewicht <i>kg</i>	des Balkens	39·4	41·8	39·4	41·8	39·4	41·8
	der Belastungsbühne	62·5	80·0	80·0	80·0	80·0	80·0
	Auflast $\left\{ \begin{array}{l} \text{in Ziegeln à 4·5 kg} \\ \text{in Blei} \end{array} \right.$	1476·0 100	1291·0 1300·0	702·0 700·0	1300·0 1359·0	918·0 600	1089·0 1300·0
Bruchlast <i>P</i> in <i>kg</i>		1677·9	2712·8	1521·4	2780·8	1637·4	2510·8
$M_0 = 0·214 P$		358·5	580·0	326·0	595·0	350·0	537·0
$\bar{\sigma}_{bI} = 0·160 P$ $\bar{\sigma}_{bII} = 0·138 P$		268·2	374·0	243·5	383·8	261·6	346·0
$\bar{\sigma}_{eI} = 1·985 P$ $\bar{\sigma}_{eII} = 1·042 P$		3330·0	2828·0	3020·0	2900·0	325·0	2620·0

Wie ersichtlich, erfolgt der Bruch der Type I „auf Eisen“, im Durchschnitt bei etwa  $3200 \text{ kg/cm}^2$  der Bruch der Type II auf Beton und sind die Spannungen im Diagramm eingetragen. Die Betondruckspannung  $\sigma_b$  zeigt Abweichungen von 6% vom Mittelwert. Wegen der Haken und des Alters des Betons ist der Verbund als sichergestellt anzusehen.

Mit der Type I ist es möglich, Druckfestigkeiten bis  $270 \text{ kg/cm}^2$ , Type II bis  $370 \text{ kg/cm}^2$  nachzuweisen. Bemerkenswert ist die gleichzeitig abgeführte Würfelprobe  $K_4$  (Abb. 13). Sie ist eine von den früher erwähnten unverständlich hohen Überschreitungen des Mittelwertes, jedoch insofern bemerkenswert, weil sie keine abnormale Maxima enthält, die das Mittel (420) emporheben, sondern gleich hohe Ziffern, die sich auch auf die gleichzeitig betonierten Würfel der Balken ( $B_1$ ) erstrecken, so daß bei dem üblichen Verhältnis der Biegungsdruck und reiner Druckfestigkeit von 1·25 die Biegungsdruckfestigkeit hier 535 betragen sollte, während sie tatsächlich  $350 \text{ kg/cm}^2$  entsprechend 0·8 beträgt. Es wäre eine Würfelfestigkeit von etwa 220 bis 270 zu erwarten gewesen, was, wie aus der Tabelle ersichtlich, genau dem sonsterzielten Mittelwert entspricht, also zur Vermutung berechtigt, daß dasselbe auch hier wirklich

vorhanden war und die Würfelversuche irreführend sind. Diese Versuche finden sich später bei Besprechung der eingemauerten Balken nochmals benützt vor. Hier sei nur festgestellt, daß die mittlere Zeitkurve in Abb. 16 uns eine hinreichend verlässliche Vergleichsunterlage liefert.

## C. Der Versuchsvorgang bei den Hauptversuchen.

### 1. Das Belastungsmaterial und der Apparat.

Als Belastungsmaterial wurden Bleiflossen verwendet; die hiezu erforderliche Menge von zirka 30 t wurde in liebenswürdiger Weise von den Kabelwerken Siemens & Halske und der Firma A. Winiwarter zu gleichen Teilen beigelegt, wofür hier nochmals namens des Ausschusses der verbindlichste Dank ausgesprochen werden soll.

Die Verwendung von Bleiflossen hatte den einen Nachteil, daß mit ihr die Gefahr einer Bleivergiftung naherückte, der die Arbeiter bei unzureichender Reinlichkeit ausgesetzt waren; es ist übrigens nur ein leichter Fall dieser Art zu verzeichnen gewesen. Ein anderer Nachteil bestand in der Anziehungskraft der Bleiflossen auf Diebe, gegen die man trotz aller möglichen Maßregeln nicht viel ausrichtete.

Das Gewicht einer Flosse betrug meist 50 kg, und konnte daher eine solche von zwei Mann leicht gehandhabt werden. Durch das relativ hohe Eigengewicht des Bleies wurde die Höhe der Belastungspyramide nicht zu groß und daher die Gefahr des seitlichen Umkippens, die bei der benützten Belastungsanordnung eine gewisse Rolle spielte, eingeschränkt.

Die Anordnung der Belastung wurde derart getroffen, daß leicht Entlastungen vorgenommen werden konnten. Zu diesem Zwecke wurde (Abb. 21) die Last auf eine Plattform gelegt, die durch Schraubenwinden unterstützt war. Wie ersichtlich (Abb. 22), sind 4 Winden paarweise rechts und links vom Balken angeordnet. Auf den Probek balken wurden an den Lastpunkten Eisenplatten verlegt, auf welche in entsprechender Vertiefung ein Bolzen (Abb. 21) und auf diesen eine zweite Platte mit der gleichen Rille gelegt war, so daß die Lage der Last mit Bezug auf die Balkenachse und das davon abhängige Moment mit aller baumäßig möglichen Genauigkeit festgelegt erschien. Auf diesen Eisenplatten lag ein Querbalken und waren je zwei solcher Einzellasten zu einer Belastungsbühne mittels eines Bretterbelages vereinigt (Abb. 22). Auf derselben wurden die beiden Mittellinien in beiden Haupttrichtungen aufgerissen und nunmehr die Flossen so aufgeschichtet, daß sie einerseits auf dem Balken, auf dem sie rittlings angebracht waren, im Gleichgewichte bleiben



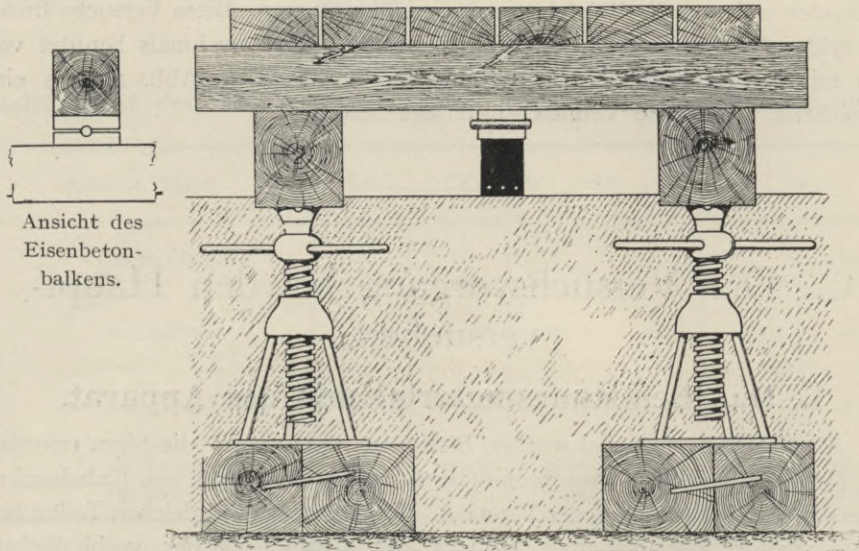


Abb. 21. Querschnitt durch den ganzen Belastungs-Apparat.

und andererseits ihre Last auf den Unterlagsbalken gleichmäßig verteilen. Auf diese Weise balancierten diese Balken in der Zahl der beabsichtigten Einzelasten (siehe Lastenschema *a* auf Seite 21) auf dem Versuchsbalken im Stadium der Belastung desselben. Die Entlastung geschah durch die vorerwähnten Winden (Abb. 21). Ein Längsbalken ruhte auf je zwei Winden, welche auf

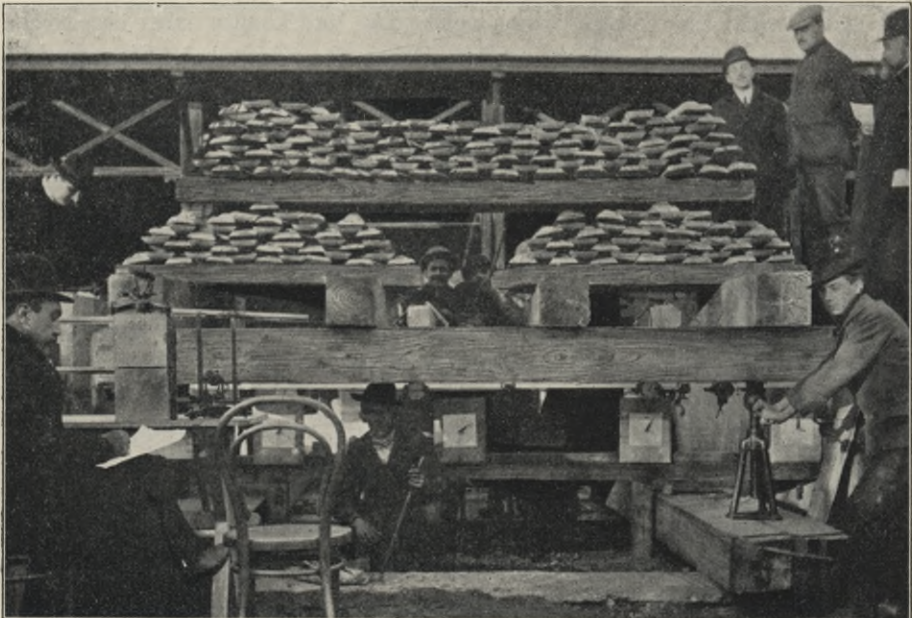


Abb. 22. Schaubild der Belastungsvorrichtung.

einer Seite der Trägearchse standen. Durch taktmäßiges Aufwinden und ein dementsprechendes Heben der Längsträger wurden von ihnen die Querbalken unterfangen und vom Versuchsträger abgehoben. Dies geschah bei jedem Versuch anfangs bei jeder Laststufe und wurde die Last, wie aus den Protokollen ersichtlich, einige Minuten daraufgelassen, bis der Balken eine Ruhelage angenommen hatte. Die auf Abb. 23 ersichtlichen Holzböcke dienen zur Sicherung.

Später, als man sich bei höheren Belastungen bereits der Bruchgrenze näherte, wurde von einer vollständigen Entlastung Abstand genommen und die Last nur insoweit unterstützt, daß das Gewicht der nächsten Laststufe bequem

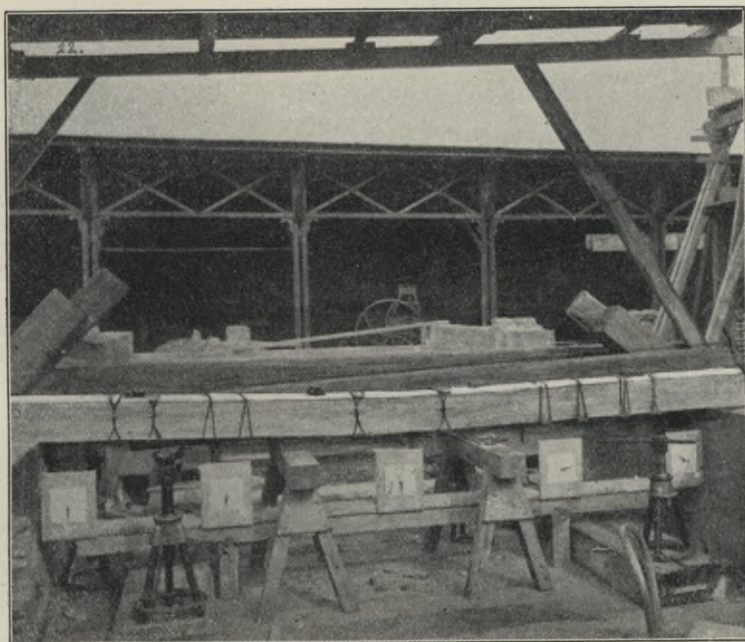


Abb. 23. Schaubild eines gebrochenen Balkens nach Entfernung der Belastungsvorrichtung.

und ohne Stoßwirkung aufgebracht werden konnte. Die Belastungszeit sowie die Art der Entlastung ist auf den einzelnen Protokollen ersichtlich. Der Vorgang ist in jeder Hinsicht derselbe, wie er von dem Gefertigten schon bei seinen früheren Versuchen (1904—1908) mehrfach ausprobiert und für zweckentsprechend gefunden wurde.\*)

Die Abb. 24 zeigt die Belastung eines Balkens, bei dem auch die Widerlager belastet waren.

Bei einigen Trägern handelte es sich nämlich auch darum, eine Belastung auf die Widerlager aufzubringen, und zwar waren hiefür zweierlei Zwecke maß-

\*) Siehe Beton und Eisen 1905, S. 201 und Forscherhefte aus dem Gebiete des Eisenbetons, Nr. 3 und 5.

gebend. Einmal sollte diese Last bei den eingemauerten Trägern eine höhere Übermauerung ersetzen, das andere Mal auf frei aufgelegten Balken eine Widerlagsbelastung als Ersatz für eine Übermauerung hervorbringen. Bei dem in Betonwiderlagern eingelassenen Balken Nr. 17 wollte man eine den Bruchlasten gleichwertige Last auf die beiden Widerlager durch Schlichtung von Eisenschichten aufbringen. Von der Eisengießerei Vogelsinger & Pastrée wurde das Material hiefür in liebenswürdigster Weise zur Verfügung gestellt;



Abb. 24. Schaubild eines Versuches mit Widerlagerbelastung.

doch war es in Anbetracht der geringen Breite des Widerlagers unmöglich, eine derartige Last auf demselben zu konzentrieren. Die Möglichkeit des Umkippens gestattete nur 7 t auf jedes der beiden Widerlager aufzubringen. Da sich aber beim Versuch die Widerlagsbelastung bei Betonwiderlagern als überflüssig erwies, war man diesen Schwierigkeiten enthoben.

Bei Durchführung der Versuche mit in Ziegel eingemauerten Balken wurde die Einmauerung 1 m hoch über Balkenoberkante fortgesetzt und zeitweise, wie jeweilig angegeben, eine Bleilast von 5 t aufgebracht.

Die Frage der Widerlagsbelastung findet sich später bei den betreffenden Trägern eingehend erörtert vor.

## 2. Beobachtungen und Messungen.

Das Bindeglied für die einzelnen Beobachtungen bildet die betreffende Laststufe und die ihr folgende Entlastung. Diese Laststufen sind in den Protokollen fortlaufend numeriert und durch Angabe der ihr entsprechenden Versuchslast gekennzeichnet. In dieser Ziffer ist der gesamte Belastungsapparat mit den Bleiflossen enthalten, jedoch ohne das Eigengewicht des Balkens. Dasselbe muß also bei der Berechnung besonders berücksichtigt werden. Es kommt natürlich bei der Berechnung der gesamten Lasten und Spannungen in Betracht, während die Ablesungen auf den Nullpunkt zu beziehen sind, der sich nach der Einwirkung des Eigengewichtes ergibt.

### a) Rißbeobachtung.

Zur Erleichterung der Rißbeobachtung wurden die Seitenflächen der Träger mit Kalkmilch bestrichen und auf diesen weißen Flächen Liniennetze aufgetragen. Die Risse wurden von einem Beobachter in ein in verkleinertem Maßstabe vorgedrucktes analoges Liniennetz eingezeichnet. Eine Beobachtung der Unter- und Draufsicht der Balken fand nicht statt. Besondere Erscheinungen an den Widerlagern wurden in den Protokollen bemerkt oder in Skizzen dargestellt.

### b) Durchbiegungsmesser.

Für die Messung der Durchbiegungen wurden ganz einfache, jedoch hinreichend verlässliche Instrumente verwendet, wie sie in der Praxis bei Belastungsproben in Gebrauch stehen und sich gut bewährt haben. Sie bestehen (Abb. 25) aus einem Brettchen von der Größe  $25 \times 35$  cm, auf welchem eine Kreiseinteilung aufgeklebt ist. In der Mitte dieser Einteilung spielt ein 10 cm langer Zeiger, welcher an einer Achse konisch gelagert ist. Diese Lagerung geschieht durch eine Metallhülse, welche die Achse konzentrisch umgibt; diese kann mit dem Zeiger durch ein Schraubenpaar, bestehend aus Schraube und Gegen-schraube, auf der Achse fixiert werden. Über diese Hülse wurde ein feiner Draht gewickelt, welcher an einem Ende auf jenem Punkt des Balkens befestigt war, dessen Bewegungen in der Richtung des Drahtes gemessen werden sollten. Zur Beschwerung wurde ein kleines Gewicht angehängt und so der Apparat durch den fortwährend gleichmäßig gespannten Draht in Gang erhalten.

Die Brettchen waren auf einer Latte  $l$  aufgenagelt, die mit Hilfe von mehreren Pfählen  $p$  mit dem Erdreich in Verbindung war, so daß keine Erschütterung des Belastungsapparates und keine Bewegung der Widerlager die Richtigkeit der Lesung beeinträchtigen konnte. Was die Teilung der Biegun-gsmesser und die Ablesung der Biegungen betrifft, so wäre noch folgendes zu

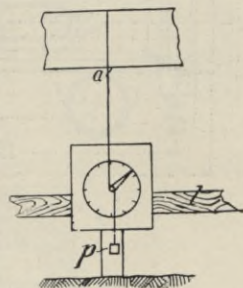


Abb. 25.

Durchbiegungsmesser.

sagen: Die Einteilung am Kreisumfang ist so getroffen, daß einer Senkung von  $\frac{1}{10}$  mm ein Skalenteil entspricht. Bei jedem zehnten Teilstrich steht eine Ziffer, welche also die Senkung in ganzen Millimetern angibt; es ist die Ablesungsgenauigkeit bis auf 0,1 mm möglich, ohne Schätzung.

Die Durchbiegungsablesungen wurden bei allen Balken in der Mitte und in den beiden Viertelpunkten vorgenommen; außerdem wurden die Bewegungen (Senkungen und Ausweichen) der Widerlager gemessen; erstere wurden entsprechend in Abschlag gebracht. Die horizontalen Verschiebungen waren jedoch zu klein, um mit den vorhandenen einfachen Mitteln nachweisbar zu sein. Hiezu hätte es feiner Meßvorrichtungen bedurft, wie sie im Freien wohl überhaupt nicht verwendbar erscheinen. Man hat sich darauf beschränkt, auf eine der Mauern eine empfindliche Libelle aufzustellen, um so wenigstens die Richtung des Ausschlags zu bestimmen.

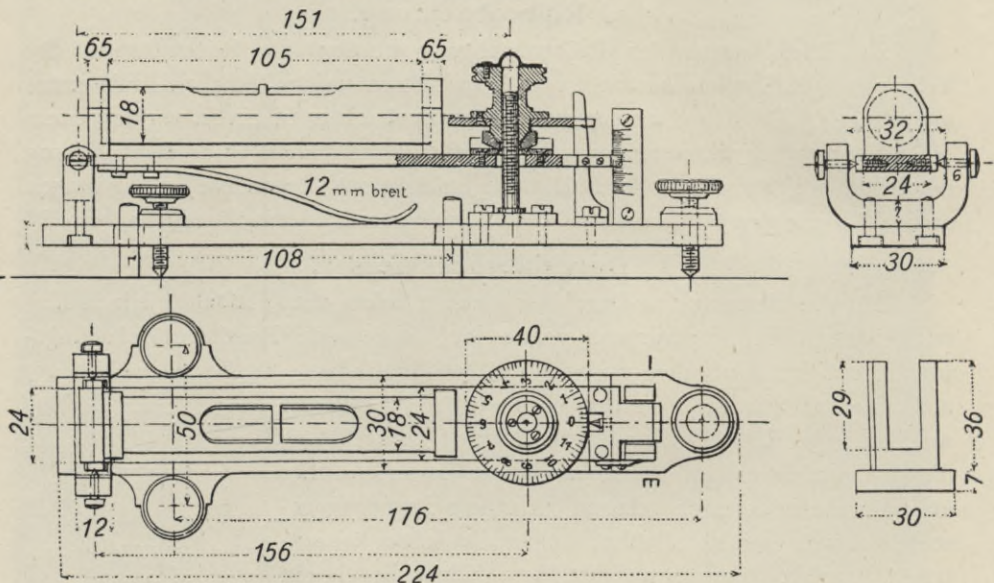


Abb. 26.

### c) Die Libellen. (Abb. 26.)

Die in Gebrauch genommenen Libellen sind dieselben, welche seinerzeit bei den vom österr. Ingenieur- und Architekten-Vereine im Jahre 1890—92 durchgeführten Gewölbeversuchen benützt worden sind. Sie sind nach Abschluß dieser Arbeit von Ingenieur Josef Anton Spitzer erworben und nunmehr zur Verfügung gestellt worden. Diese Libellen sind in den Abb. 26 dargestellt; sie sind mit Meßschrauben ausgestattet und werden mit Zuhilfenahme einer entsprechenden Klammervorrichtung auf ein in der Ebene des zu messenden Winkels gelegenes, annähernd horizontales Auflager gesetzt. Durch ihren, an der Meßschraube im Bogenmaß abzulesenden Ausschlag konnte die Winkelverdrehung des betreffenden Querschnittes gemessen werden.

Der eigentliche Libellenapparat zeigt die bekannte Einrichtung. Zur Horizontalstellung der Libelle dienen drei Fußschrauben. Fünf volle Umdrehungen der Meßschraube entsprechen einer Neigung der Libelle um einen Bogengrad, und nachdem die an der Schraube sitzende Scheibe in 72 Teile geteilt ist, so gestattet der Apparat die direkte Ablesung eines 10 Bogensekunden betragenden

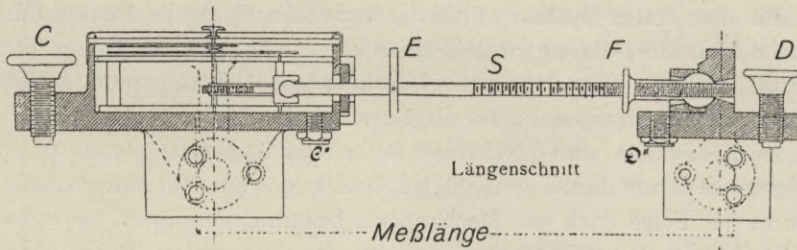


Abb. 27.

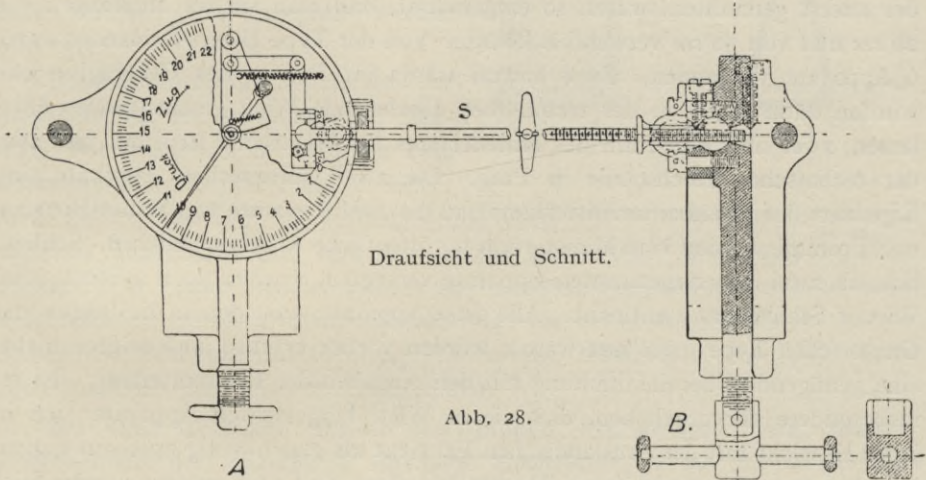
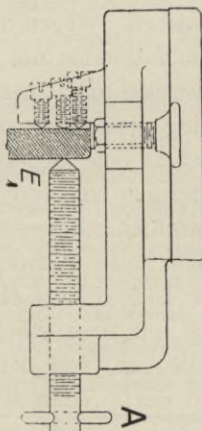
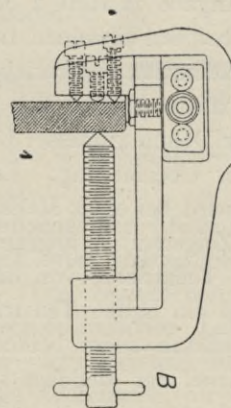


Abb. 28.



Klammer A mit Meßdose, von vorn gesehen.



Klammer B.

Winkelmaßes. Zweck der Libellenbeobachtungen war, die Form der elastischen Linien in den einzelnen Stadien der Belastung festzulegen und besonders den Inflexionspunkt bei der Einspannung zu bestimmen.

#### d) Die Dehnungsmesser.

Bei den verwendeten Dehnungsmessern kann man zwei Systeme unterscheiden. Bei dem ersten System wurde die Verschiebung zweier Punkte durch eine einfache Hebelübersetzung mittels eines Zeigers angegeben. Dieser Fühlhebelapparat, welcher vom mechanisch-technischen Laboratorium entlehnt wurde, wurde nur in wenigen Fällen als Kontrolle benützt.

Das zweite System war durch eine Reihe von Apparaten vertreten, die sich im allgemeinen nur durch geringfügige Details voneinander unterscheiden; sie werden in der Folge nach den Mechanikern benannt, von denen sie erzeugt wurden: Usteri-Reinacher (Zürich, Abb. 27—30), Manet-Bourdon (Paris), Anton Ganser (Wien) und Gebrüder Fromme (Wien). Alle Apparate, mit Ausnahme der zuerst genannten, waren so eingerichtet, daß man sie für Meßlängen von 20 cm und von 50 cm verwenden konnte. Von der Type Usteri-Reinacher waren 6 Apparate vorhanden. Zwei hievon waren im Besitze des Gefertigten und wurden dann von ihm der technischen Hochschule Wien geschenkweise überlassen, zwei sind Eigentum des Ministeriums für öffentliche Arbeiten und zwei der technischen Hochschule in Prag. Die zwei Ganserschen Apparate sind Eigentum des Eisenbahnministeriums und die zwei Apparate von Manet-Bourdon und Fromme wurden vom Ministerium für öffentliche Arbeiten geliehen. Schließlich, als zwei der erstgenannten Apparate versagten, wurden noch 2 Stück beim Wiener Stadtbauamt entlehnt. Alle diese Apparate, von denen die beiden der Ganserschen Type ganz neu waren, wurden vorher erprobt und zeigten hiebei eine genügende Übereinstimmung mit den Angaben der Kreiseinteilung. Es sei insbesondere hervorgehoben, daß die in Wien hergestellten Apparate sich in jeder Hinsicht mit dem ausländischen Fabrikat als gleichwertig erwiesen haben. Die Apparate der technischen Hochschule Prag sind dort geeicht worden und sei auf die Angabe in Heft 2 dieser Berichte verwiesen. Wegen der Gleichheit des System bei den einzelnen Instrumenten soll im folgenden nur der Apparat von Usteri-Reinacher beschrieben werden und werden die Unterschiede der anderen Apparate, welche sich nur auf die Teilung erstrecken, in Kürze angeführt. Der Dehnungsmesser Usteri-Reinacher besitzt eine Meßdose von achthundertfacher Übersetzung: Eine Spannungsänderung von  $100 \text{ kg/cm}^2$  eines Eisenstabes wird bei einer Meßlänge von 20 cm durch eine Bewegung von etwa 8 mm des Zeigerendes angegeben. An der Teilscheibe entsprechen dieser Bewegung 5 Teilstriche, von denen je ein halber Teilstrich geschätzt werden kann, so daß ein halber Teilstrich eine Spannung von  $10 \text{ kg/cm}^2$  darstellt.

Der Meßstab endet beiderseits mit Kugelgelenken, von denen das eine im ersten Hebel der Meßdose sitzt, das zweite in der zweiten Klammer, mit welcher das Instrument am Balken befestigt ist. Bei dieser Klammer ist eine Klemmschraube  $F$  angebracht, welche den Stab  $F$  feststellt. Derselbe ist bis

in seine Hälfte mit einem Schraubengewinde versehen, um die Meßlänge (bis etwa 15 cm einerseits und 23 cm andererseits) verändern zu können. Die beiden Stellschrauben *C* und *D* können durch beigegebene Schrauben entsprechend *C'* und *D'* ersetzt werden. Durch Drehen am Querstift *E* kann man die Meßlänge des Stiftes *S* verstellen.

Die Befestigung der beiden Klammern geschieht durch zwei Stahlspitzen, die durch gegenüberliegende Klemmschrauben *A* und *B* in das Eisen eingepreßt werden; ein dritter Kontaktpunkt ist durch eine kleine Pendelsäule geschaffen, wodurch eine Verdrehung der Klammer verhindert ist. Wie ersichtlich, ist diese Art der Befestigung für Eisenträger vorgesehen. Um nun die Anbringung auf den Eisenbetonbalken zu ermöglichen, wurden Eisenplättchen *E<sub>1</sub>* von 25 cm Länge und 1 cm Stärke angefertigt, welche mit Hilfe von 3 Klemmschrauben und um den Balken geschlungenen Stricken fest angepreßt werden (Abb. 31).

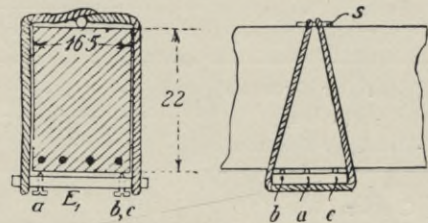


Abb. 31.

Die Entfernung der Spitzen *a* zweier Eisenplättchen *E<sub>1</sub>* bestimmt die Meßlänge. Bei Versuchen, bei welchen zwei Messungen (Druck und Zug) in einem

Querschnitt vorgenommen wurden, wurde oben auf dem Balken ein zweites Plättchen angebracht und mit dem ersten in ähnlicher Weise mit Stricken befestigt. Die beiden Stricke wurden zur besseren Umspannung mittelst eines quergesteckten Stiftes *s* solange gedreht, bis die Stifte der Schrauben *a*, *b*, *c* fest an die Betonunterkante angepreßt waren. Überdies konnte man noch durch Anziehen der Schrauben nachhelfen.

Bei einer geringen Anzahl von Balken der zweiten Serie wurden in Beton auf der Zugseite 2 cm tiefe Ausnehmungen auf die Breite der Plättchen gemacht, so daß die Dehnungen nahezu in der Höhe der Eisenfaser gemessen werden konnten (Abb. 32).

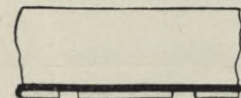


Abb. 32.

In nachfolgender Tabelle sind die für die einzelnen Instrumente gültigen Reduktionsfaktoren der Ablesungen zusammengestellt. Die Genauigkeit der Instrumente aller Apparate war nahezu dieselbe, zirka 10 v. H.

Um eine größere Genauigkeit in der Messung der Längenänderungen zu erzielen, wurde bei mehreren Balken der Versuch unternommen, die bekannten Martensschen Spiegelapparate zu verwenden. Die bezüglichen Messungen wurden von dem Konstrukteur des mechanisch-technischen Laboratoriums der technischen Hochschule in Wien, Herrn Ingenieur Lejeune, durchgeführt, dem an dieser Stelle der verbindlichste Dank des Ausschusses für seine Mühewaltung ausgesprochen werden soll. Es zeigte sich indessen, daß die Empfindlichkeit dieser Apparate gegenüber all den störenden Einflüssen, die bei den



Tabelle Nr. 7.

Bestimmung der Reduktionsfaktoren der Dehnungs- und Spannungsmesser bei verschiedenen Meßlängen.

System	Lesung	$\Delta l$ Dehnung in <i>mm</i>	$\sigma$ Spannung in <i>kg/cm<sup>2</sup></i>
Usteri-Reinacher Nr. 65, Nr. 66 Meßlänge $l = 200$	10	0·1	1000
	1	0·01	100
	$x$	$0·01 \cdot x$	$100 \cdot x$
Mauet (Bourdon) Fromme Meßlänge $l = 500$	1	0·05	200
	$x$	$0·05 \cdot x$	$200 \cdot x$
Gebrüder Fromme (Wien) Meßlänge $l = 200$	1	0·05	500
	$x$	$0·05 \cdot x$	$500 \cdot x$
Ganser (Wien) Meßlänge $l = 500$	1	0·01	40
	$x$	$0·01 \cdot x$	$40 \cdot x$
Ganser (Wien) Meßlänge $l = 200$	1	0·01	100
	$x$	$0·01 \cdot x$	$100 \cdot x$

Bei einer Meßlänge von	$l = 200$	$l = 500$	$l = 200$	$l = 500$	$l = 200$
ist bei Apparat System	Usteri-Reinacher Nr. 65 Nr. 66	Manet (Bourdon) Gebrüder Fromme (Wien)	Gebrüder Fromme (Wien)	Ganser (Wien)	Ganser (Wien)
die Lesung mit nebenstehender Zahl zu multiplizieren, um die Dehnung auf eine Meßlänge $l = 1000 \text{ mm}$ zu erhalten	0·05	0·1	0·25	0·02	0·05

Beobachtungen im Freien aus den Witterungsverhältnissen, dem Handhaben der schweren Lasten usw. resultieren, eine zu große ist, als daß eine verläßliche Funktionierung derselben verbürgt werden könnte. Infolgedessen wurde späterhin von der Benützung dieser Apparate abgesehen. Abb. 33 zeigt die betreffende Anordnung. Siehe z. B. die in der Abb. 182 bei Balken Nr. 17 (Zusammenstellung der Balken ohne Vouten der Dehnungen im Abstände von 70 *cm* vom Auflager) eingetragenen Messungen, welche den unruhigen

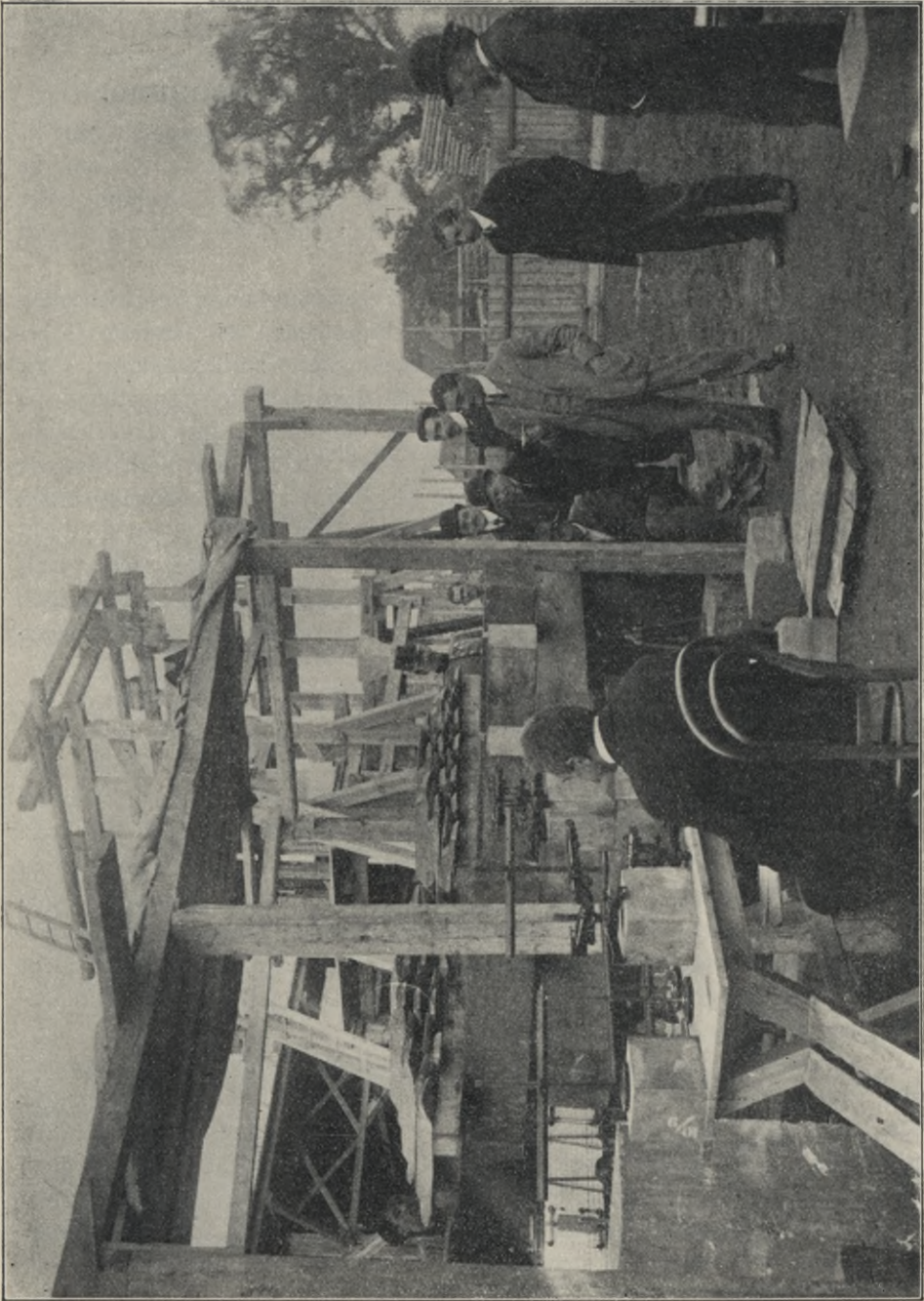


Abb. 33. Anbringung der Martensschen Spiegelmaßapparate an den Balken Nr. 4.

Charakter der Spiegelablesungen kennzeichnen. Spiegelablesungen wurden u. a. bei dem frei aufliegenden Balken Nr. 4 und den eingemauerten Versuchen Nr. 17 und 18 vorgenommen.

### 3. Durchbiegung, Verdrehung und Dehnung.

Bei der theoretischen Behandlung von Eisenbeton-Tragwerken gibt es im allgemeinen zwei verschiedene Annahmen; die eine bezieht sich auf die Mitwirkung des Betons in der Zugzone — dem sogenannten Stadium I der Belastung — die andere sieht von der Zugaufnahme durch den Beton ab, setzt also Risse in demselben voraus, Stadium II.

Wir wollen uns hier, wo es sich nur um Feststellung eines Vergleichsmaßstabes handelt, nur auf die Vorführung von Einzelheiten des Stadium II beschränken und auf das Stadium I nur ausnahmsweise zurückkommen. Wir können uns damit umso eher begnügen, als diese Berechnungsmethode die gebräuchlichste Grundlage aller Rechnungen ist und auch in fast allen behördlichen Vorschriften Eingang gefunden hat. Es ist hiebei das Verhalten der Elastizitätsmoduli von Eisen und Beton  $E_e : E_b = n = 15$  angenommen worden oder  $E_e = 2,100.000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_b = 140.000 \text{ kg/cm}^2$ . Die Größe „ $n$ “ ist in Wirklichkeit bekanntlich nicht konstant, sondern variabel. Indessen ist  $n = 15$  als ein Mittelwert und sein Gebrauch wegen der Einfachheit sowie auch deshalb zulässig, weil die wichtigsten Resultate durch die genannten Abweichungen nicht wesentlich beeinflußt werden.

Die Zahl 15 wird überall dort gute Dienste leisten, wo die Resultate Mittelwerte des ganzen, im Stadium II befindlichen Balkens darstellen, wie bei Durchbiegungen und Verdrehungen zurzeit der höheren Laststufen. Wo es sich jedoch um örtliche Werte wie die Spannungen handelt, kann sie zur Erklärung der Erscheinungen unter zulässige Lasten ganz unbrauchbar sein. Es kann nicht Aufgabe dieser Berichte über abgeführte Balkenversuche sein, sich in diese Frage theoretisch zu vertiefen oder gar den Versuch zu machen, eine Theorie zu schaffen, die in Übereinstimmung mit der Beobachtung ständen.

Der größte bei dieser Vergleichsrechnung gemachte Fehler liegt nicht in den Abweichungen der Annahme des Stadium II, sondern in der Vernachlässigung des Stadium I.

In den folgenden Berechnungen ist eine weitere Annahme gemacht worden, über deren geringe Richtigkeit wohl kein Zweifel besteht, daß nämlich das für den Mittelquerschnitt errechnete Trägheits- resp. Widerstandsmoment für den ganzen Träger als konstant gelten könne. Die größere Unrichtigkeit liegt auch in dieser Hinsicht nicht in dem Umstande, daß der Querschnitt etwa durch Aufbiegen der Eiseneinlagen eine mehrfache Veränderung erfährt, sondern daß derselbe gegen seine Enden zu sich lange noch im Stadium I befindet und mit einem viel größeren Widerstandsmoment arbeitet, wenn schon in der Mitte die Zugfestigkeit des Balkens überwunden ist. Auch in dieser Hinsicht kann die Rechnung nur als ein Vergleichsmaßstab dienen. Um wenigstens für einen

Fall eine volle Übersicht über die diesbezüglichen Verhältnisse mit Bezug auf das Widerstandsmoment zu geben, sei auf die Abb. 134, S. 167 verwiesen, welche eine Darstellung der  $W_e$  und  $W_b$  für das Stadium I und II enthält.

Im folgenden sind für die verschiedenen Lastanordnungen die Werte der Durchbiegungen in der Mitte ( $y_m$ ) und in den Viertelpunkten ( $y_v$ ), sowie die Winkeländerung am Auflager ( $tg \alpha$ ) angegeben.

Fall a: Mittellast.

$$y_m = \frac{P l^3}{48 E J}, \quad y_v = \frac{11 l^3 P}{768 E J}, \quad tg \alpha = \frac{P l^2}{16 E J}$$

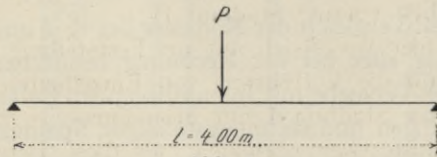


Abb. 34.

Fall b mit 2 symmetrischen Lasten in den Viertelpunkten.

$$y_m = \frac{11}{768} \cdot \frac{P l^3}{E J}, \quad y_v = \frac{P l^3}{96}, \quad tg \alpha = \frac{3}{64} \cdot \frac{P l^2}{E J}$$

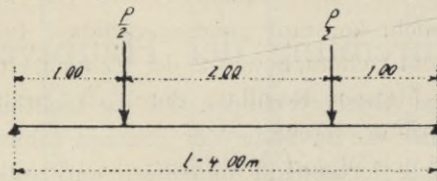


Abb. 35.

Fall c 4 Lasten.

$$y_m = \frac{63}{1000} \cdot \frac{P l^3}{E J}, \quad y_v = \frac{1117}{24.000} \cdot \frac{P l^3}{E J}, \quad tg \alpha = \frac{P l^2}{5 E J}$$

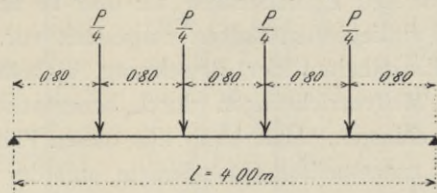


Abb. 36.

Fall d 4 Lasten, entsprechend einer gleichförmig verteilten Belastung (nach Abb. 37).

$$y_m = \frac{5 \cdot 12}{384} \frac{P l^3}{E J}, \quad y_v = \frac{1}{105} \cdot \frac{P l^3}{E J}, \quad tg \alpha = \frac{11}{64} \cdot \frac{P l^2}{E J}$$

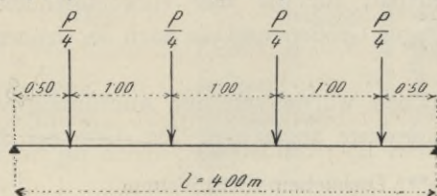


Abb. 37.

Fall e, gleichförmig verteilte Last (Abb. 38).

$$y_m = \frac{5}{384} \cdot \frac{P l^3}{E J}, \quad y_v = \frac{19}{2048} \frac{P l^3}{E J}, \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{P l^2}{24 E J}.$$

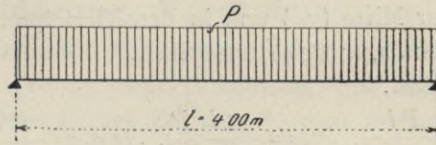


Abb. 38.

Einen graphischen Vergleich der Momente bei  $c$ ,  $d$  und  $e$  zeigt die Abb. 5. Eine Zusammenstellung aller bei der Rechnung benützten Größen für die in der Folge beschriebenen Versuche mit frei aufliegenden Balken gibt die Tabelle 8, die gemessenen Dehnungen und rechnermäßigen Spannungen sind mit Hilfe der üblichen Theorie für das Stadium II und den oben angeführten Elastizitätskoeffizienten in ein Verhältnis gebracht und aufgetragen.

## D. Beschreibung der Hauptversuche.

In dem folgenden Abschnitt finden sich die Lichtbilder, Rißaufnahmen, Versuchs-Protokolle oder die an Stelle der genauen zahlenmäßigen Protokolle hergestellten Diagramme fortlaufend numeriert und außerdem jeweilig mit der Nr. des zugehörigen Balkens bezeichnet vor.

### I. Versuchsreihe. Die frei aufliegenden Balken.

In der nebenstehenden Planübersicht Ia und Ib finden sich die Pläne aller untersuchten frei aufliegenden Balken dargestellt vor. Dieselbe gibt eine Übersicht über alle Einzelheiten der Bewehrung, Belastung, der an jedem Balken angebrachten Meßvorrichtungen durch schematische Einzeichnungen derselben und der Bruchlasten. Man kann aus diesen Plänen auch die Knoten der Entfernungen der untersuchten Querschnitte und der Lastverteilung entnehmen; bezüglich des Alters siehe Tabelle 2, Seite 35.

Diese Serie umfaßt die Versuche:

Nr.	I	2, 3, 4	5 <sup>*)</sup>	8, 9, 10, 11	25	29,30	40	41	43, 44, 45
Type mit	I	II	III	III	III <sup>**)</sup>	III <sup>***)</sup>	IV	V <sup>*)</sup>	V..Eisen

Die Tabelle 8 enthält für die hier vorkommenden Querschnittstypen die zur Berechnung nötigen Größen und die nach der früher erläuterten Theorie berechneten Werte.

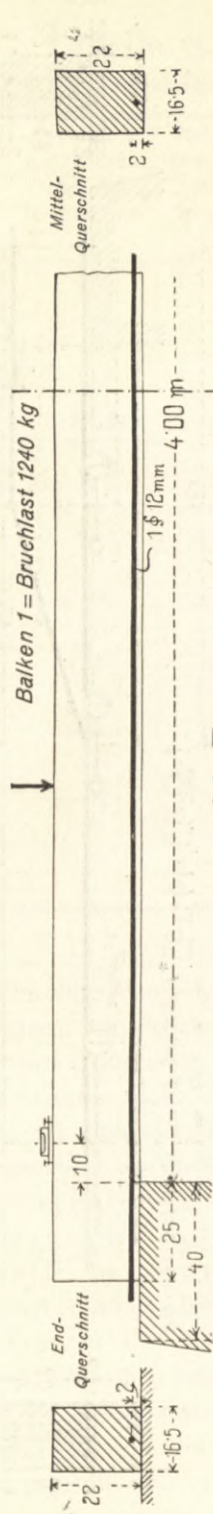
Bei diesen Versuchen wurde von der Anordnung von Kipplagern zur Sicherstellung der Spannweite abgesehen. Da diese bei den meisten übrigen

\*) Plattenbalken. \*\*) Druckeisen. \*\*\*) Vouten.

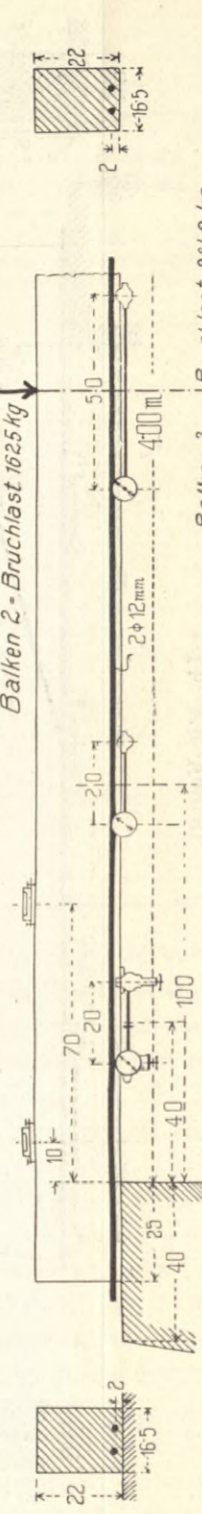
# Planübersicht I der freiaufliegenden Versuche.

Ia. Ohne Vouten.

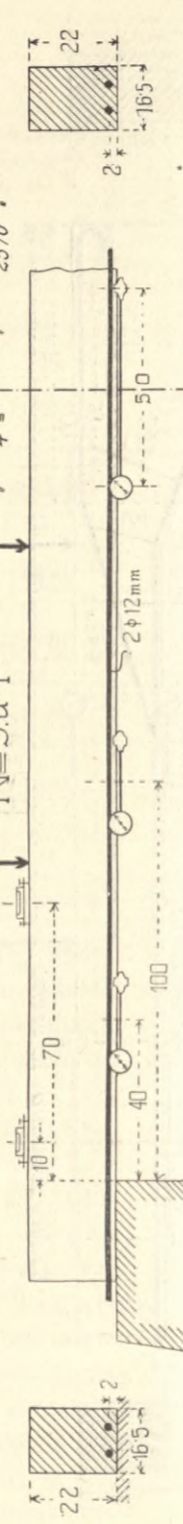
N<sup>o</sup>1.



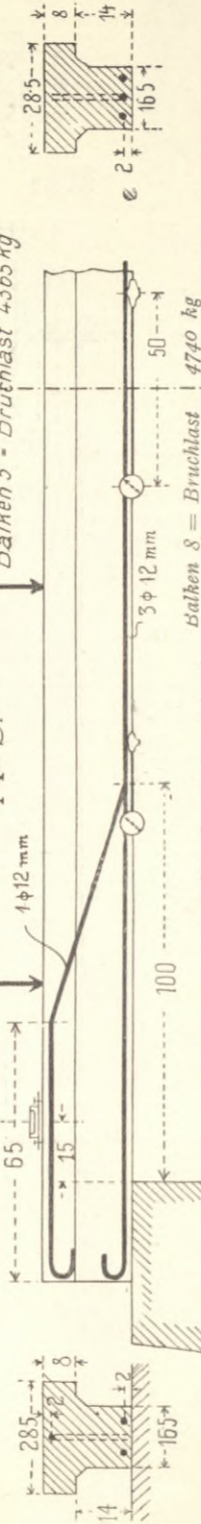
N<sup>o</sup>2.



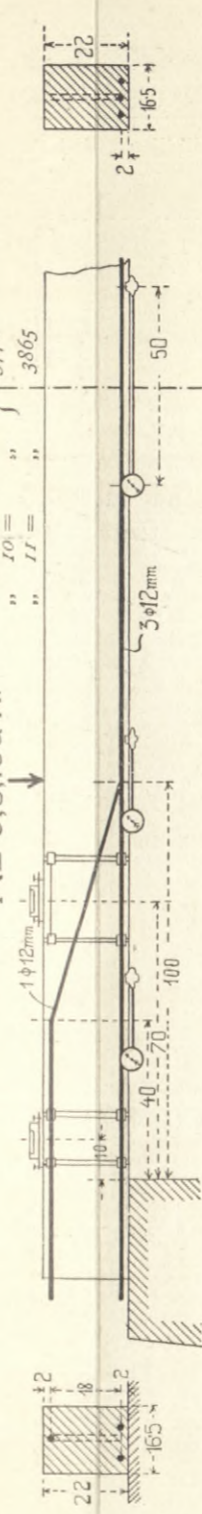
N<sup>o</sup>3 u 4\*)



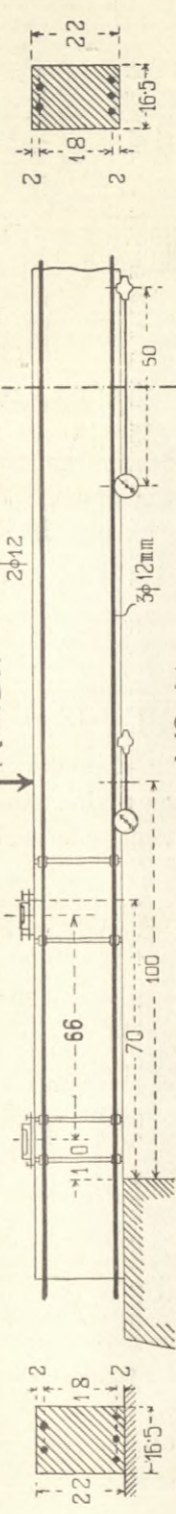
N<sup>o</sup>5.



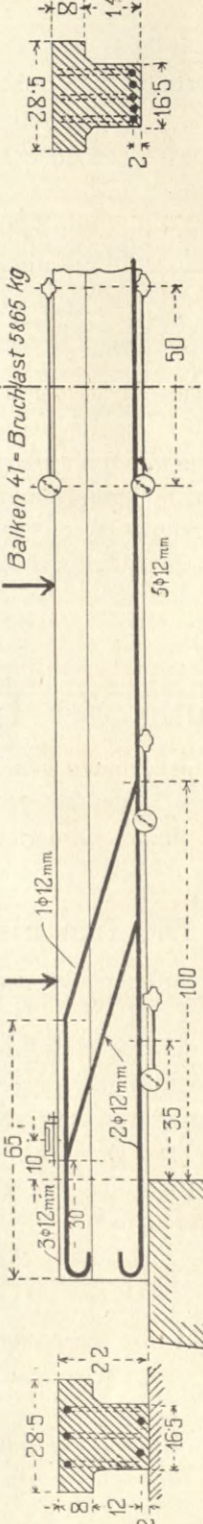
N<sup>o</sup> 8, 9, 10 u 11.\*\*)



N<sup>o</sup> 25. Balken 25 - Bruchlast 14180 kg



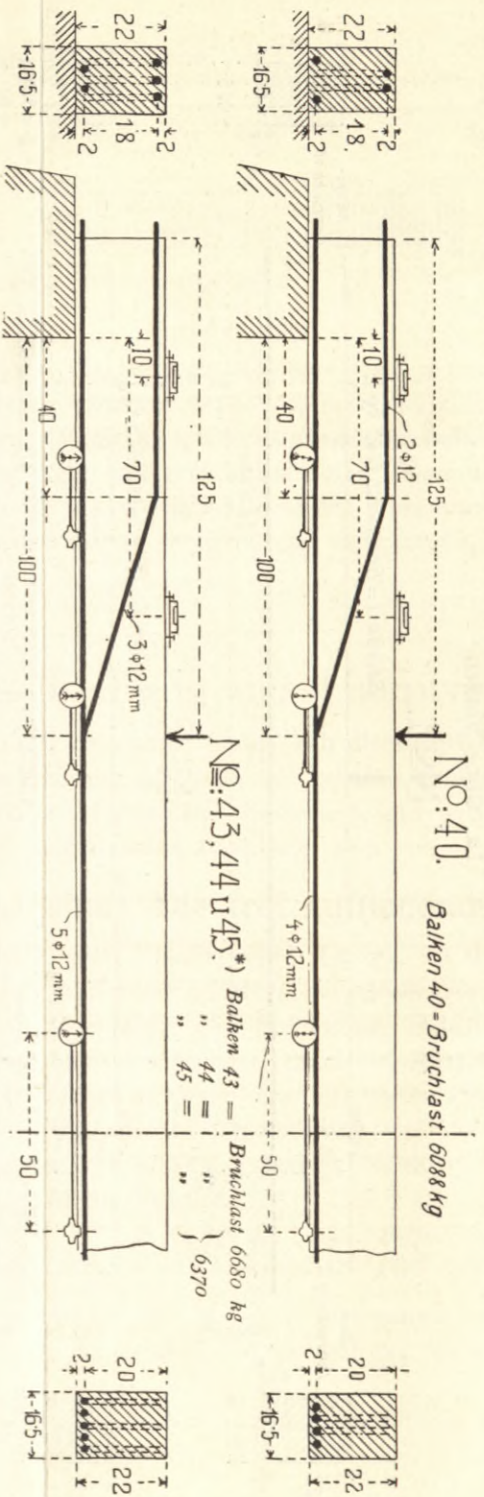
N<sup>o</sup> 41.



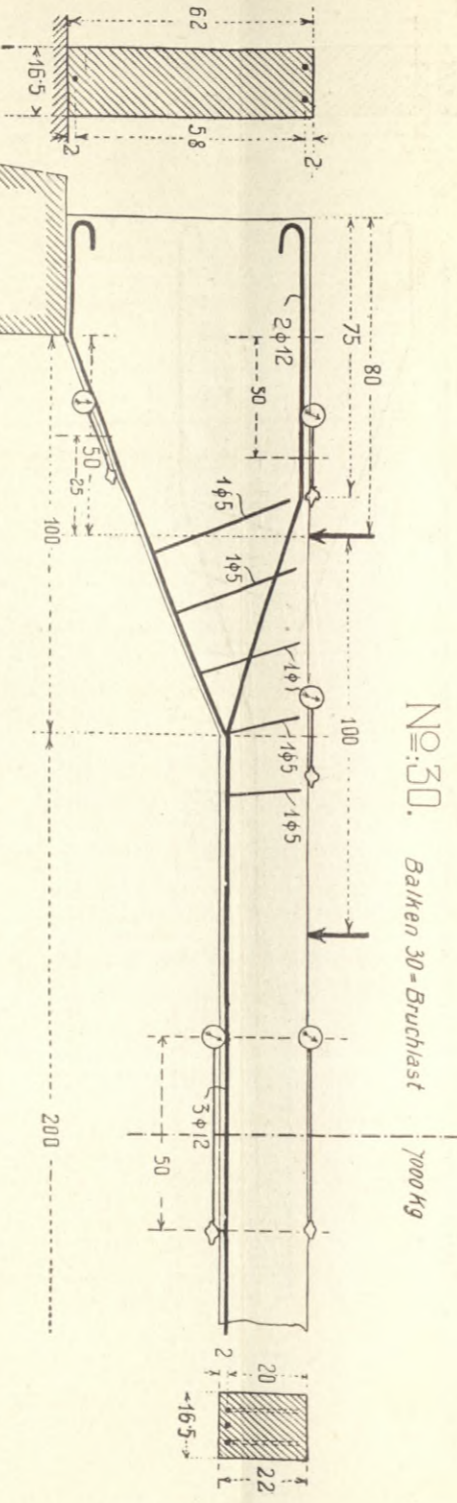
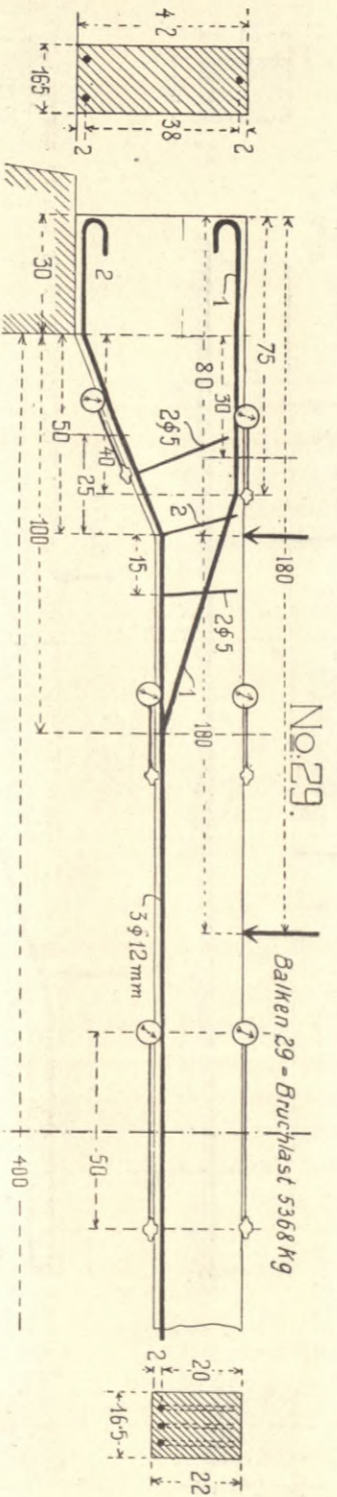
\*) Bei Balken 3 ist nur der erste Dehnungsmesser vorhanden.

\*\*) Balken 9 und 10 sind ganz gleich wie Nr. 8 bis 11, nur mit 4 Lasten im gegenseitigen Abstände von 80 cm belastet. Außerdem entfällt beim Balken 9 die Spiegelleitung; — Balken 11 ganz gleich, nur mit 4 Lasten wie 5 belastet. Erster Dehnungsmesser 50 cm vom Auflager, nur eine Libelle, keine Spiegel.

Planübersicht I der freiaufliegenden Versuche. Fortsetzung.



I. b. Mit Vouten.



\*) Balken 44 und 45 ganz gleich wie Nr. 29, nur mit 4 Lasten wie Balken 3 und 4. 2. Libelle statt 70 cm 127.5 cm vom Auflager.

Tabelle 8.

Rechnungswerte der frei aufliegenden Balken.

Type mit		Eisen- quer- schnitt $F_e$ $cm^2$	Abstand $x$ der Nulllinie von der Druckkante $cm$	Hebelsarm des inneren Kräfte- paares $m$ $cm$	Widerstands- moment $W_e$ $cm^3$	Trägheits- moment $J_e = \frac{J_b}{15}$ $cm^3$
Zugeisen	und					
2	—	2·26	7·25	17·58	39·7	$\frac{7600}{15}$
3	Druckplatte	3·39	6·80	17·73	60·2	$\frac{11850}{15}$
3	—	3·39	8·34	17·19	58·3	$\frac{10120}{15}$
3	2 Druckeisen	(2·26) 3·39	7·43	17·52	59·5	$\frac{11300}{15}$
4	—	4·52	9·35	16·88	76·2	$\frac{12180}{15}$
5	Druckplatte	5·65	8·00	17·30	97·8	$\frac{17070}{15}$
5	—	5·65	10·10	16·30	92·2	$\frac{13970}{15}$
P N. 15		22·32	7·50	—	110·89	832

Versuchsarbeiten üblich war, so soll diese Unterlassung hier kurz begründet werden. Unser Ziel waren baumäßige Versuche. Ein Kipplager ist im Gebiete des Hochbaues gar nicht denkbar. Im Brückenbau findet sich dasselbe durch eine analoge Ausbildung wie beim Eisen zwar vor, erscheint mir aber auch da bei kleinen Spannweiten konstruktiv nicht berechtigt, da die Befürchtung, daß die Drehung um die Auflagerkanten dieselben zerstören müßte, sich selbst bei den beschriebenen Bruchversuchen als grundlos erwiesen hat. Unsere vielen auf ein und derselben Stelle des Auflagers abgeführten frei aufliegenden Versuche haben eine kaum merkbare Spur auf jene Stelle der Mauerkante hinterlassen, welche so häufig offensichtlicher Dreh- und Auflagerpunkt gewesen ist. Es waren also zunächst praktische Gesichtspunkte mit der Absicht verbunden, den Versuchen eine in der Wirklichkeit ausführbare Auflagerung zu geben, welche die Nichtverwendung von Kipplagern veranlaßt hatten. Dann kommt aber noch hinzu, daß diese Versuche eine Vergleichsbasis abgeben sollen für die eingespannten und eingemauerten Balken, die ja das Bestreben haben, sich der Einspannung zu entledigen und sich in eine frei



## Protokoll. Versuch Nr. 1.

### Zwei Einzellasten.

Belastung in <i>kg</i>			Durchbiegung in <i>mm</i>		Verdrehungen (Libellen)	Tages- zeit
Gegenstand	einzeln	zusam- men	Seite	Mitte	am Auflager	
Aufbau	240	240	0'5	0'4	40''	15. 10. 1911 12h
Entlastung	—	—	0'25	—	— 5''	12h 2'
1. Laststufe	100	340	0'73	0'65	1' 5''	12h 5'
Entlastung	—	—	0'3	—	— 30''	12h 7'
2. Laststufe	100	440	0'85	0'9	1' 35''	12h 11'
Entlastung	—	—	0'4	0'1	— 30''	12h 14'
3. Laststufe	100	540 <sup>*)</sup>	1	1	2'	12h 16'
Entlastung	—	—	0'35	0'25	— 35''	12h 18'
4. Laststufe	100	640	1'25	1'25	2' 30''	12h 20'
Entlastung	—	—	0'45	0'25	— 45''	12h 23'
5. Laststufe	100	740	1'75	2'1	4' 30''	12h 27'
Entlastung	—	—	0'85	0'9	1'	12h 30'
6. Laststufe	100	840	2'15	2'6	5' 25''	12h 33'
Entlastung	—	—	1'35	1'7	2' 35''	12h 36'
7. Laststufe	100	940	3	4	8'	12h 38'
Entlastung	—	—	1'55	1'9	3'	12h 40'
8. Laststufe	100	1040	4'35	6	7' 15''	12h 42'
Entlastung	—	—	3'15	4	4' 40''	12h 45'
9. Laststufe	100	1140	6'65	9	17'	12h 48'
10. Laststufe	100	1240	9'5	12	—	12h 52'

Bruch  
) Haarrisse

aufliegende Konstruktion zu verwandeln, was von der Güte der für die Ein-  
spannung verwendeten Hilfsmittel abhängig ist. Der frei aufliegende Versuch  
war also hier auch Grenzfall eines eingespannten Balkens mit einer Ein-  
spannungsvorkehrung gleich Null. Dieser Grenzfall konnte demnach nicht  
mit einem Kipplager versehen werden. Die frei aufliegenden Versuche mit  
den beliebten Kipp- und Rollenlagern sind als Maßstab für praktische Ver-  
hältnisse nicht recht brauchbar, wenn man nicht die wenigen ganz genauen  
Nachahmungen im Brückenbau ins Auge faßt. Es besteht jedenfalls  
ein Unterschied in der Tragfähigkeit abhängig von  
der Art der Auflagerung, je nachdem man ein Kipp-  
lager oder ein mehr oder weniger festes Auflager

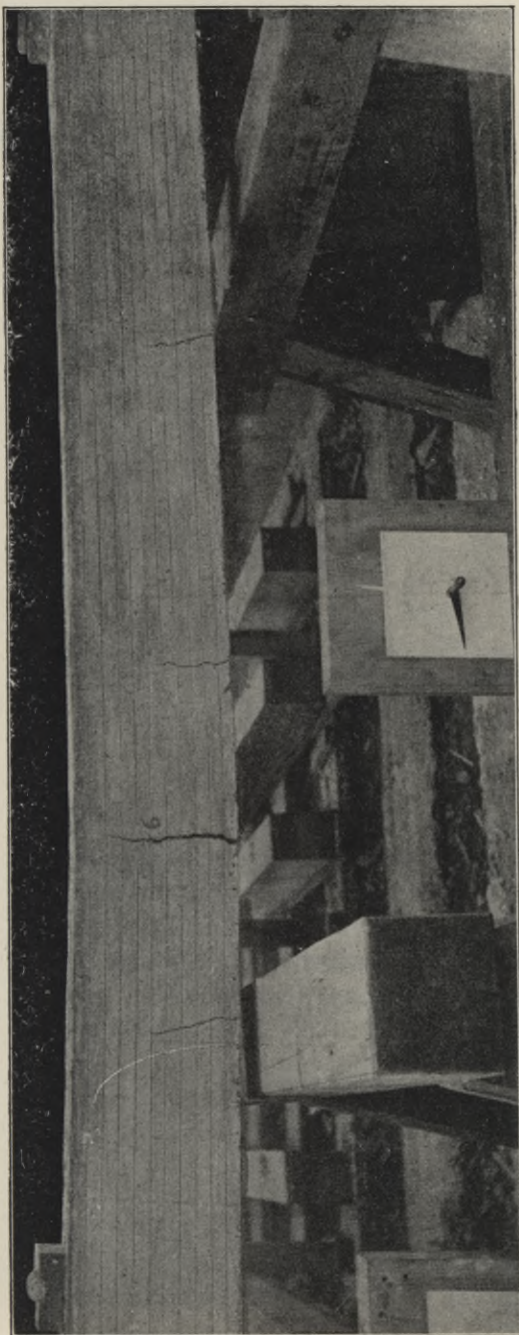


Abb. 39. Bruchbild des Balkens Nr. 1.

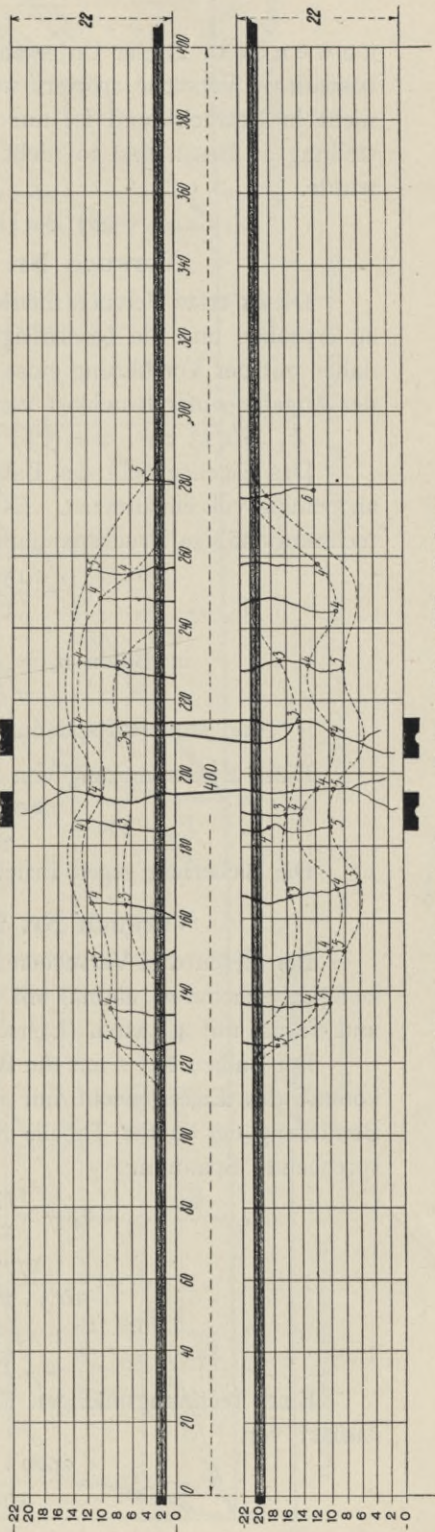


Abb. 41. Versuch Nr. 2. Beiderseitige Rißaufnahme.

anwendet. Dieser Unterschied soll in Heft VI dieser Berichte auf Grund besonderer Versuche erörtert werden. Hier kommt diese Frage zunächst gar nicht in Betracht und ist nur berührt worden, um keine Lücke in der Darstellung zu lassen und so nicht den Glauben zu erwecken, daß sie übersehen wurde.

a) Balken ohne Vouten.

### Versuch Nr. 1 (Abb. 39) mit 2 Lasten.

Dieser erste Versuch diente nur dazu, um den ganzen Belastungsapparat zu erproben und die beschäftigten Arbeiter einzuschulen. Wir begnügen uns daher mit der Vorführung eines Bildes des gebrochenen Trägers (Abb. 39) und der Angabe seiner Bruchlast von 1240 kg. Es ist in diesem Falle

$$F_e = 1'13 \text{ cm}^2, \quad x = 5'47 \text{ cm}, \quad m = 18'18 \text{ cm} \text{ und } W_e = 20'5 \text{ cm}^3.$$

Das Eigengewicht des Balkens von 300 kg ist bei der gebrauchten Lastanordnung voll einzusetzen. Es beträgt daher die der Bruchlast entsprechende rechnungsmäßige Bruchspannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{1540 \cdot 100}{2 \cdot 20'5} = 3750 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{im Beton } \sigma_b = \frac{1540 \cdot 100 \cdot 5'47}{2 \cdot 15 \cdot 20'5 \cdot 14'53} = 94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{und eine Haftspannung } \tau = \frac{1540}{2 \cdot 3'77 \cdot 18'18} = 11'2 \text{ kg/cm}^2.$$

Einer Eisenspannung von 1000 kg/cm<sup>2</sup> entsprach eine Auflast

$$P + 300 = \frac{2000 \cdot 20'5}{100} = 401 \text{ und } P = 101 \text{ kg.}$$

Die Sicherheit gegen Bruch beträgt demnach 3'75.

### Versuch Nr. 2, 3 und 4 (Abb. 40 bis 45).

Bei diesen drei Versuchen sind 3 gleiche Balken einmal mit einer Einzelast (Lastschema a), einmal mit 2 Lasten in den Viertelpunkten (Lastschema b) und einmal mit 4 Lasten (Lastschema c) untersucht worden. (Siehe Seite 21.)

Bei Balken Nr. 2 hat die Bruchlast 1625 kg betragen. Bei einer Einzellast kommt das Eigengewicht nur mit dem halben Betrage in Betracht. Unter Benützung der in der Tabelle 8 gegebenen Werte ist die der Bruchlast entsprechende Spannung:

$$\sigma_e = \frac{1775 \cdot 190}{2 \cdot 39'7} = 4260 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{1775 \cdot 190}{16'5 \cdot 7'25 \cdot 17'58} = 161 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau = \frac{887'5}{2 \cdot 3'77 \cdot 17'58} = 6'7 \text{ kg/cm}^2.$$

Einer rechnungsmäßigen Eisenspannung von 1000 kg/cm<sup>2</sup> entspricht eine Auflast von

$$P + 150 = \frac{2000 \cdot 39'7}{190} = 418 \text{ kg, also } P = 268 \text{ kg.}$$

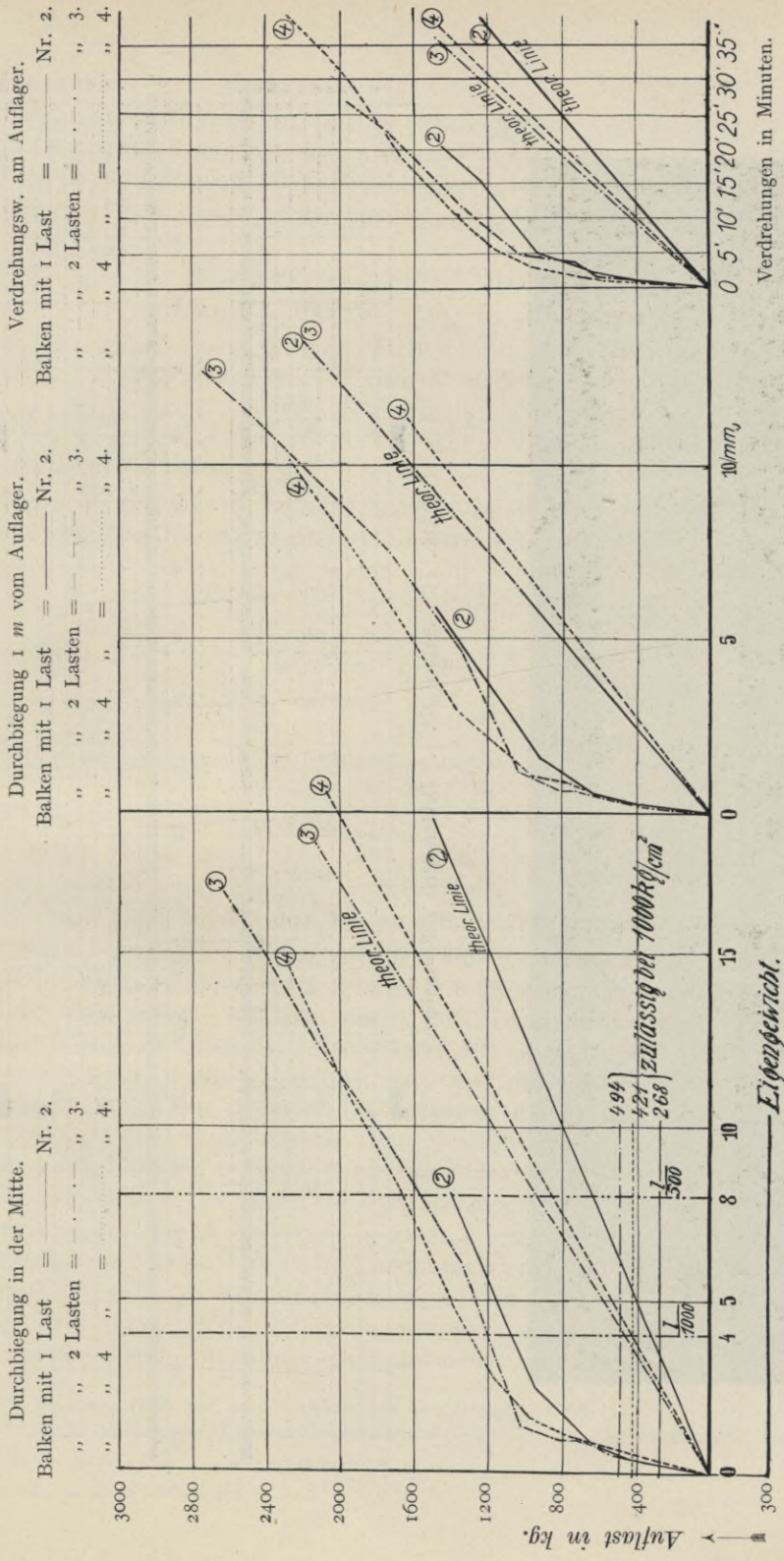


Abb. 40. Versuch Nr. 2, 3 und 4. Darstellung der Durchbiegungen und Winkeländerungen.

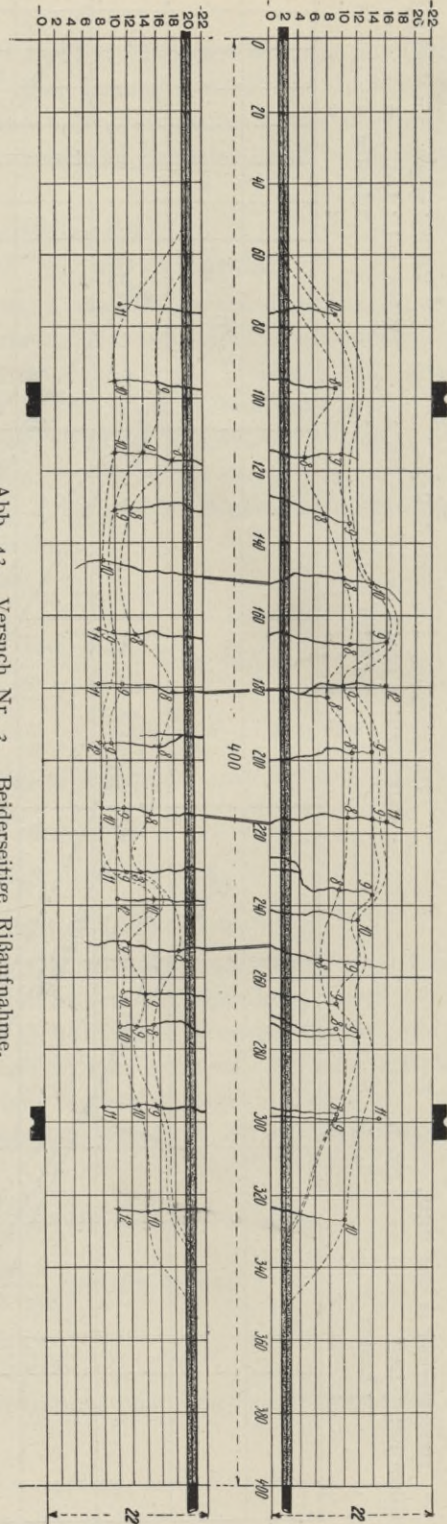


Abb. 43. Versuch Nr. 3. Beidersseitige Ribaufnahme.

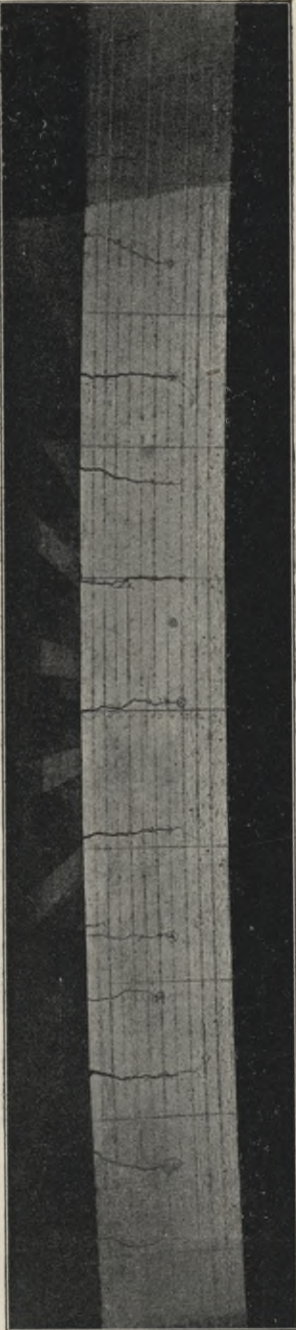


Abb. 42. Bruchbild des Balkens Nr. 3.

Die Abb. 40 zeigt den Verlauf der Deformationen, Abb. 41 die entstandenen Risse. Die Sicherheit gegen Bruch beträgt 4·26.

Beim Balken Nr. 3 (Abb. 42 und 43) hat die Bruchlast 2840 kg betragen. Es ist daher die der Bruchlast entsprechende Spannung

$$\sigma_e = \frac{3140 \cdot 100}{2 \cdot 39'7} = 3960 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot 3140 \cdot 50}{16'5 \cdot 7'25 \cdot 17'58} = 149 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau = \frac{1570}{2 \cdot 3'77 \cdot 17'58} = 11'8 \text{ kg/cm}^2.$$

Einer rechnungsmäßigen Eisenspannung von 1000 kg/cm<sup>2</sup> entspricht eine Auflast von  $P + 300 = \frac{2000 \cdot 39'7}{100} = 794 \text{ kg}$ , demnach  $P = 494 \text{ kg}$ , die Sicherheit gegen Bruch betrug 3'96.

Beim Balken Nr. 4 (Abb. 44 und 45) hat die Bruchlast 2570 kg betragen. Es ist daher die der Bruchlast entsprechende Spannung

$$\sigma_e = \frac{2810 \cdot 240}{4 \cdot 39'7} = 4215 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{2810 \cdot 60 \cdot 2}{16'5 \cdot 7'25 \cdot 17'58} = 162 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau = \frac{1405}{2 \cdot 3'77 \cdot 17'58} = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Einer rechnungsmäßigen Eisenspannung von 1000 kg/cm<sup>2</sup> entspricht eine Auflast von  $P + 240 = \frac{4 \cdot 1000 \cdot 39'7}{80 + 160} = 661 \text{ kg}$  oder  $P = 421 \text{ kg}$ . Die Sicherheit gegen Bruch betrug 4·22. Die Abb. 44 zeigt den Verlauf der Risse. Was die drei verschiedenen Lastanordnungen (Lastenschema *a*, *b*, *c*) betrifft, sei erwähnt, daß diese deshalb gewählt wurden, weil aus früheren Versuchen des Gefertigten hervorgeht\*), daß ihnen ein gewisser Einfluß auf die Bruchlast zukommt. Dieser Einfluß zeigt sich in den bei den vorliegenden Versuchen erzielten Sicherheiten 4·3, 4·0, 4·20/o. Er ist nicht groß genug, um bei der Beurteilung der Bruchlast irreführend zu wirken. (Siehe Abb. 40.) Mit Rücksicht hierauf wurde späterhin von einer verschiedenen Lastanordnung abgesehen. Die großen anderswo nachgewiesenen Abweichungen rühren gewöhnlich von der verschiedenen Höhe der Haftinanspruchnahmen her, die mit der Lastanordnung resp. mit dem Momentenverlauf sehr wechselt. Dieselbe ist hier, wie eingangs erwähnt, so weit als möglich ausgeschaltet worden.\*\*) Bereits hier bei diesen Versuchen 2 und 4 ergeben sich beim Bruch rechnungsmäßige Eisenbeanspruchungen, welche die Zugfestigkeit der verwendeten Eisen erschöpfen würden. Wenn dies zum größten Teil auch durch eine den Bruchverhältnissen nicht entsprechende Annahme der Spannungsverteilung erklärt erscheint,

\*) Forscherarbeit auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft III.

\*\*\*) Siehe Beton und Eisen 1912: Artikelserie „Über die Verbundfrage“, Heft VI bis I 1913.

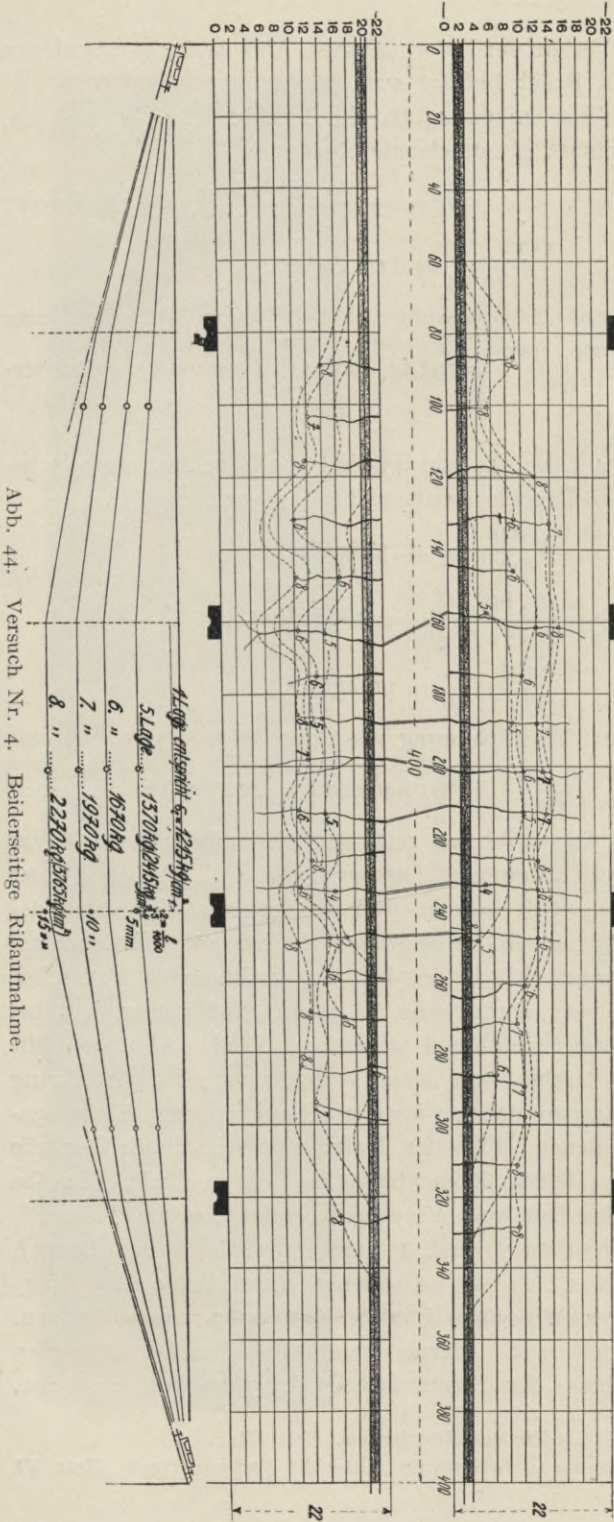


Abb. 44. Versuch Nr. 4. Beiderseitige Ribaufnahme.

so sollen doch bereits Querkontraktionen eintreten. Sorgfältige Messungen am Mittelquerschnitt ergaben, daß dieselben allen Anschein nach tatsächlich wenn auch nur in geringem Maße vorhanden waren. Mangels der nötigen Feinmeßvorrichtungen konnte dies nur prinzipiell festgestellt werden und wäre es Sache einer besonderen Untersuchung, dies zu ermitteln. In Abb. 40 finden sich zunächst die Resultate resp. theoretischen Annahmen für alle 3 Balken dargestellt vor, mit Bezug auf die Durchbiegungen in der Mitte, auf die Durchbiegungen in den Viertelpunkten und die Verdrehungen am Auflager. Ferner sind dort bei den Durchbiegungen die bekannten Größen  $\frac{l}{1000}$  und  $\frac{l}{500}$  eingetragen, sowie die berechnete zulässige Last für 1000 kg/cm<sup>2</sup> für die Träger 2, 3 und 4. Die Richtung der Versuchsergebnisse ist in ihrem späteren Verlauf in hinreichender Übereinstimmung mit den theoretischen Annahmen geblieben, welche durch Zeich-

nung der entsprechenden Geraden in der Abb. 40 zum Ausdruck kommt. Man kann auch hier das zuerst von dem Gefertigten nachgewiesene Phänomen\*) verfolgen, daß in dem sogenannten Stadium II, bei welchem durch Auftreten von Sprüngen in der Mitte ein immer größer werdender Teil des Balkens der Mitwirkung des Betons auf Zug verlustig geht, zwischen der theoretischen Linie und jener, welche den Verlauf der Beobachtungen darstellt, ein Parallelismus beobachtet werden kann und daß die Stelle, wo sich ein Knick in der Kurve der ermittelten Werte vorfindet, den Verlust an Zugspannungen im Beton in der Mitte der Balken, also das Eintreten von Sprüngen viel verlässlicher ersichtlich macht, als dies durch direkte Beobachtung festzustellen möglich ist. Wir ersehen aus der Darstellung Abb. 44, daß bei der Rißbeobachtung vor der vierten Laststufe keine sichtbaren Risse vorhanden waren. Die graphische Darstellung der Bewegungen in Abb. 45 zeigt jedoch, daß der erwähnte Knick in den Beobachtungen in der dritten Laststufe oder etwas früher eingetreten ist, entsprechend 970 kg Auflast resp. 1220 kg Gesamtlast, daß also bei dieser Last etwa die Zuggrenze erreicht worden ist, was einer rechnermäßigen Inanspruchnahme des Eisens von

$$\sigma_e = \frac{1220 \cdot 60}{39 \cdot 7} = 1840 \text{ kg/cm}^2$$

und einer Dehnung von

$$\Delta l = 0 \cdot 87 \text{ mm pro } 1000 \text{ mm}$$

in der Höhe der Eisenfaser entspricht, während die tatsächlich gemessene Dehnung (etwas tiefer gemessen) 0·1 mm pro 1000 mm also etwa  $\frac{1}{9}$  betrug. Bemerkenswert ist ferner, daß der mit 4

Lasten belastete Balken Nr. 4 trotz seiner nahezu vollständigen Gleichheit mit Nr. 2 und 3 offensichtlich anfangs kleinere Durchbiegungen und Verdrehungen ergeben hat, als die mit einer oder zwei Lasten belasteten sonst gleichen Balken und erst später den theoretischen Anforderungen entsprechende größere Werte zeigte. Mit Bezug auf die Rißaufnahmen sei festgelegt (Abb. 41, 43 und 44), daß zwischen den Balken 2, 3 und 4 kein wesentlicher Unterschied besteht und daß somit der lokale Einfluß, den die Einzellasten hervorbringen, nicht merkbar hervortritt. Zur besseren Darstellung sind hier und auch bei den späteren Rißaufnahmen durchlaufende Linien eingezeichnet worden, welche im kontinuierlichen Verlauf die Enden

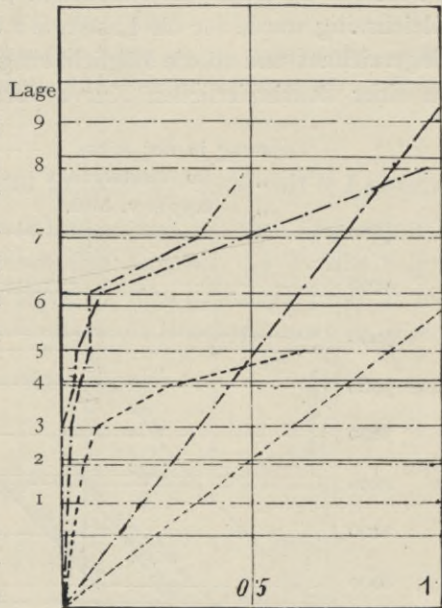
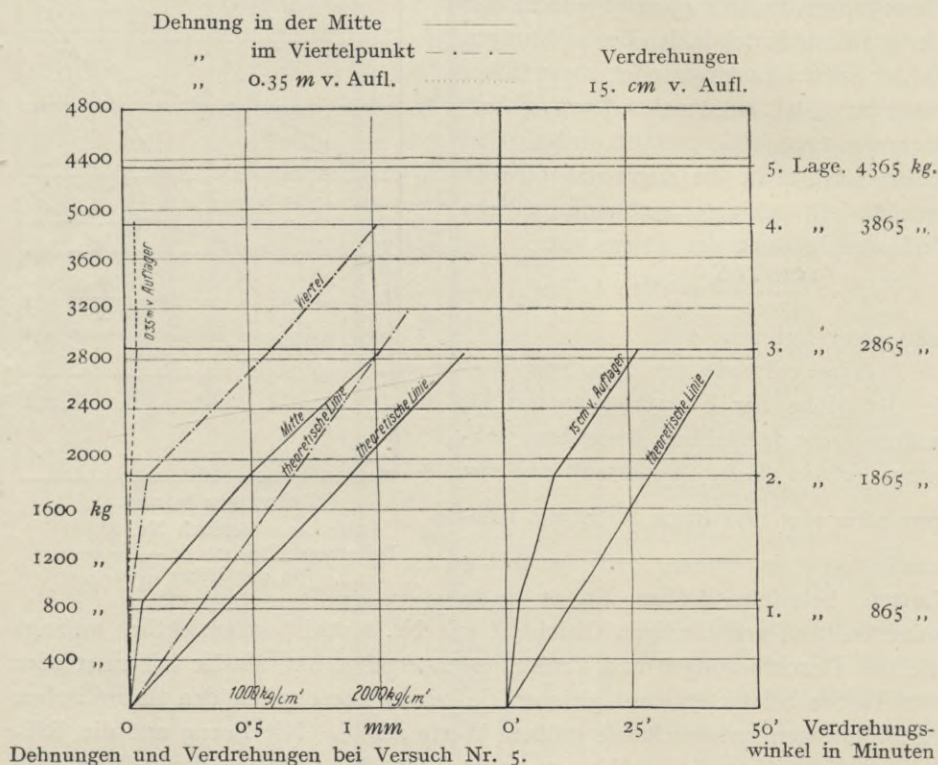


Abb. 45. Versuch Nr. 4.  
Dehnungen bei 1·0 m ———  
„ in der Mitte - - - - -

\*) Beton und Eisen, IV. Teil, 1902, Die Durchbiegung und Einspannung von Beton-Eisen.



der einzelnen gleichzeitig aufgetretenen Rißpunkte verbinden. Diese Linien geben einen Überblick, wieviel von dem Beton bei einer Lastlage als bereits zersprungen und als nicht mehr wirksam anzusehen ist. Zur besseren Orientierung sind in der Abb. 45 für den Balken Nr. 4 die den einzelnen Lagen entsprechenden Lastordinaten eingezeichnet und bei der Darstellung der Dehnungsbeobachtungen in der Mitte und in den Viertelpunkten ersichtlich gemacht. Um den Zusammenhang zwischen dem Grafikon der Durchbiegungen und Verdrehungen (Abb. 44) einerseits und der Rißaufnahme (Abb. 45) andererseits zu verdeutlichen, finden sich bei dem letzteren für die einzelnen Lastlagen die Durchbiegungen eingezeichnet vor und ist versucht worden, aus den so gegebenen 5 Punkten die Form der elastischen Linie durch ein Polygon zu kennzeichnen. Gleichzeitig wurde für die Laststufe 8 die gemessene Verdrehung am Widerlager eingezeichnet und so die Möglichkeit gegeben, sich die Ergänzung des Polygons zu einer kontinuierlichen Kurve vorzustellen. (Abb. 44.)



### Versuch Nr. 5 (Abb. 46) mit 4 Lasten.

Derselbe wurde mit einem Balken mit verbreitertem Obergurt durchgeführt; seine Bruchlast beträgt 4365 kg. Dem entspricht eine rechnermäßige Bruchspannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{4665 \cdot (50 + 150)}{4 \cdot 60 \cdot 2} = 3887 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 4665 \cdot 50}{28 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 17 \cdot 73} = 137 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau = \frac{2332 \cdot 5}{3 \cdot 377 \cdot 17 \cdot 73} = 11 \cdot 6 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine Eisenspannung von 1000  $\text{kg/cm}^2$  ergibt eine zulässige Auflast

$$P + 300 = \frac{4 \cdot 1000 \cdot 60 \cdot 2}{50 + 150} = 1200 \text{ kg, daher } P = 900 \text{ kg. } s = \frac{4665}{1200} = 3 \cdot 89.$$

Abb. 47 gibt einen Überblick über den Verlauf der Dehnungen und Verdrehungen. Die Durchbiegung wurde gemeinsam mit Versuch Nr. 25 in Abb. 57 eingetragen.

Die Verminderung der Sicherheit von 4·22 resp. 4 auf 3·89 sollte nicht unbemerkt bleiben, weil sich dieselben Beobachtungen bei Balken Nr. 41 mit  $T$  Querschnitt eingestellt hat.

### Versuch Nr. 8 mit 2 Lasten, 9, 10 und 11 (Abb. 47 bis 55) mit 4 Lasten.

Die Versuche 8, 9, 10 und 11 sind mit Balken von gleichem Querschnitt ausgeführt, dessen Widerstandsmoment nach den Angaben der Tabelle 8 auf Seite 69  $W_* = 58 \cdot 3 \text{ cm}^3$  beträgt. Beim Balken Nr. 8 mit 2 Lasten (Abb. 47 bis 49) beträgt die Bruchlast 4140  $\text{kg}$ . Es ist demnach die Bruchspannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{4440 \cdot 100}{2 \cdot 58 \cdot 3} = 3810 \text{ kg/cm}^2;$$

ferner ist

$$p = 1 \cdot 02, v = -7 \cdot 5 + \sqrt{56 \cdot 25 + \frac{750}{p}} = 20 \cdot 6,$$

$$\sigma_b = \frac{3810}{20 \cdot 6} = 185 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau = \frac{2220}{3 \cdot 377 \cdot 17 \cdot 19} = 11 \cdot 4 \text{ kg/cm}^2;$$

die zulässige Auflast beträgt:

$$P + 300 = \frac{2000 \cdot 58 \cdot 3}{100} = 1166 \text{ kg};$$

daher  $P = 866 \text{ kg}$ . Die Sicherheit gegen Bruch betrug 3·81. Abb. 47 stellt das Bild des gebrochenen Balkens, Abb. 48 sein Reißbild, Abb. 49 den Verlauf der Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen dar.

Bei Balken Nr. 9 und 10 (Abb. 51—54, Lastenschema  $c$ ) beträgt die zulässige Auflast

$$P + 240 = \frac{1000 \cdot 58 \cdot 3}{60} = 972 \text{ kg, daher } P = 732 \text{ kg.}$$

Die Bruchlasten waren in beiden Fällen gleich, und zwar 3770  $\text{kg}$ . Die rechnungsmäßigen Bruchspannungen sind:

$$\sigma_e = \frac{4070 \cdot (80 + 160)}{4 \cdot 58 \cdot 3} = 4170 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{4170}{20 \cdot 6} = 202 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau = \frac{2035}{3 \cdot 377 \cdot 17 \cdot 19} = 10 \cdot 4 \text{ kg/cm}^2.$$

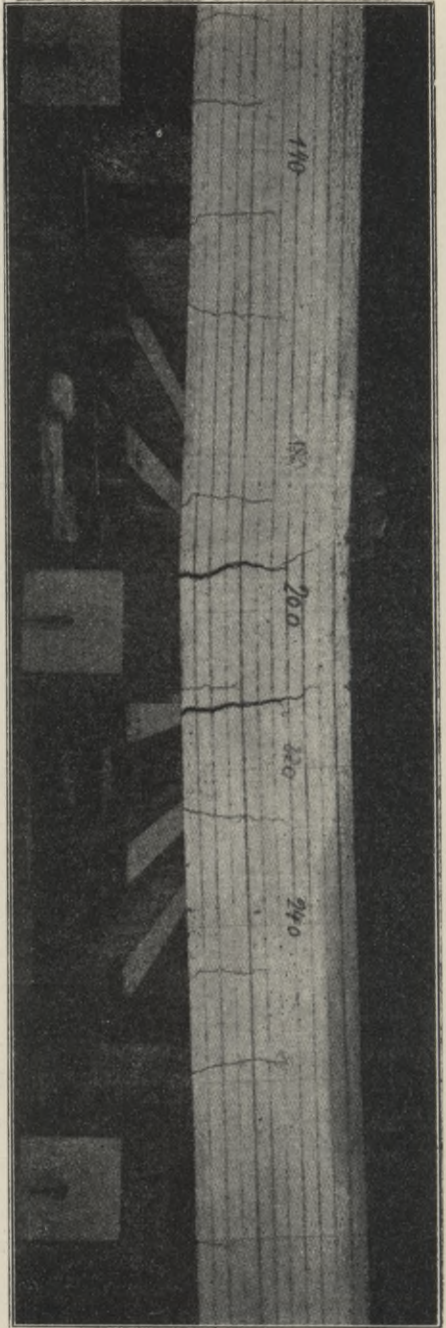


Abb. 47. Bruchbild des Versuches Nr. 8.

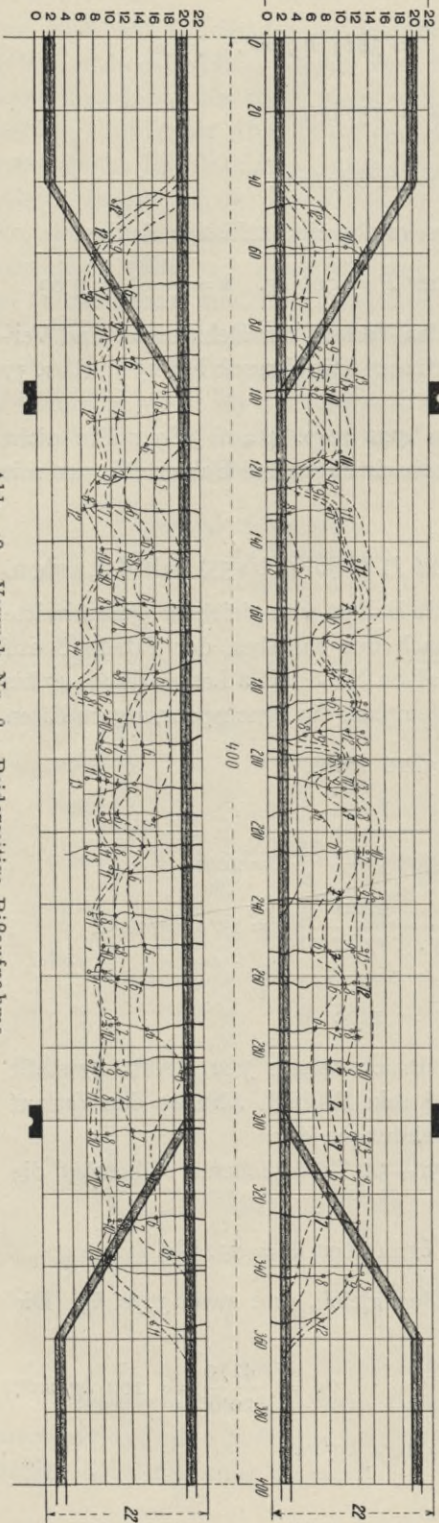


Abb. 48. Versuch Nr. 8. Beiderseitige Rifaufnahme.

Die Abb. 50 und 51 geben die Bilder der gebrochenen Balken, Abb. 52 die Rißaufnahme vom Balken Nr. 10.

Die Sicherheit gegen Bruch betrug 4·13. Die beim Versuch zu Tage tretenden Druckerscheinungen geben eine deutliche Anschauung solcher sekundärer, für die Tragkraft nicht in Betracht kommenden Erscheinungen. Abb. 53 zeigt den Verlauf der Dehnungen bei den zwei Parallelversuchen Nr. 9 und 10.

Beim Balken Nr. 11 (Abb. 54 und 55) mit dem Lastenschema *d* hat die Bruchlast 3865 betragen; es sind daher die Spannungen:

$$\sigma_e = \frac{4165 \cdot (50 + 150)}{4 \cdot 58 \cdot 3} = 3570 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{3570}{20 \cdot 6} = 173 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau = \frac{1783}{3 \cdot 3 \cdot 77 \cdot 17 \cdot 99} = 8 \cdot 7 \text{ kg/cm}^2$$

und die zulässige Auflast

$$P + 300 = \frac{4000 \cdot 58 \cdot 3}{50 + 150} = 1160 \text{ kg}.$$

Die Sicherheit gegen Bruch betrug 3·57. Abb. 54 zeigt das Rißbild, Abb. 55 die Messungen. Die Schaubilder der Dehnungen und Verdrehungen sind außerdem noch zum besseren Vergleich bei den eingespannten Balken angegeben.

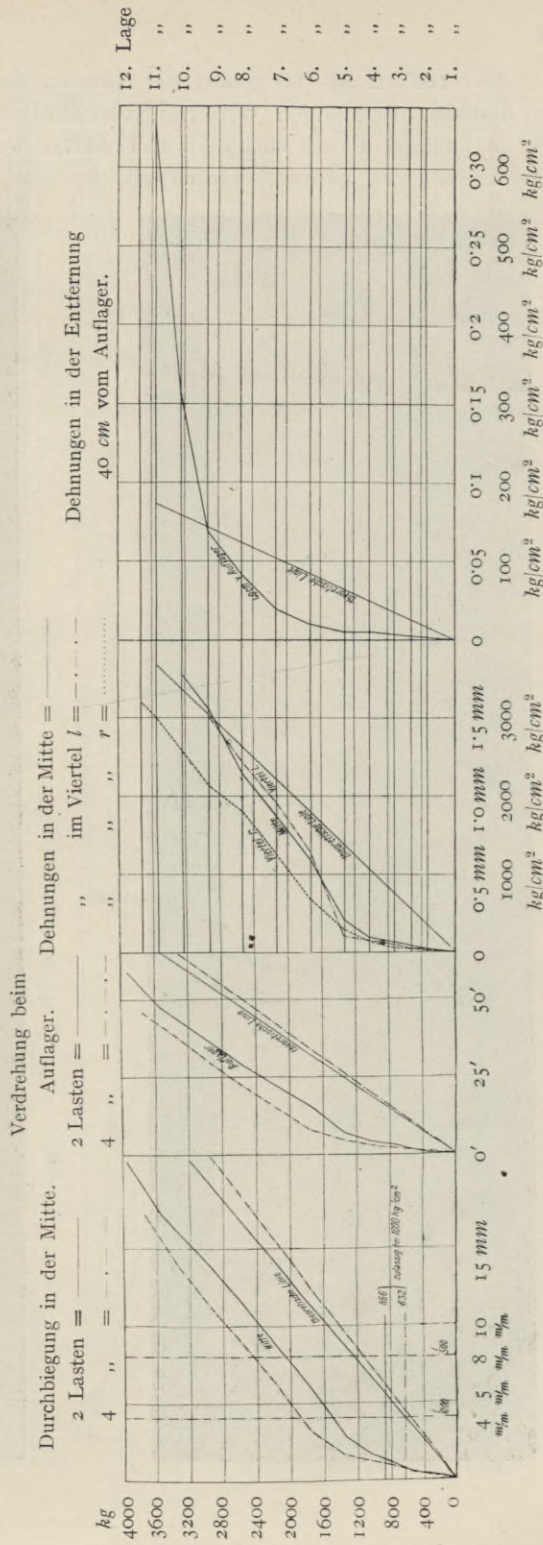


Abb. 49. Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen bei Versuch Nr. 8.

Der Balken Nr. 11 gehört der zweiten Serie an. Derselbe wurde trotz der damals ungünstigen Witterungsverhältnisse hergestellt. Diese erwiesen sich ungünstiger als im vorhinein zu erwarten war und ließen eine vollständige Verschiebung der ganzen Betonarbeit um eine ganze Woche rätlich werden.

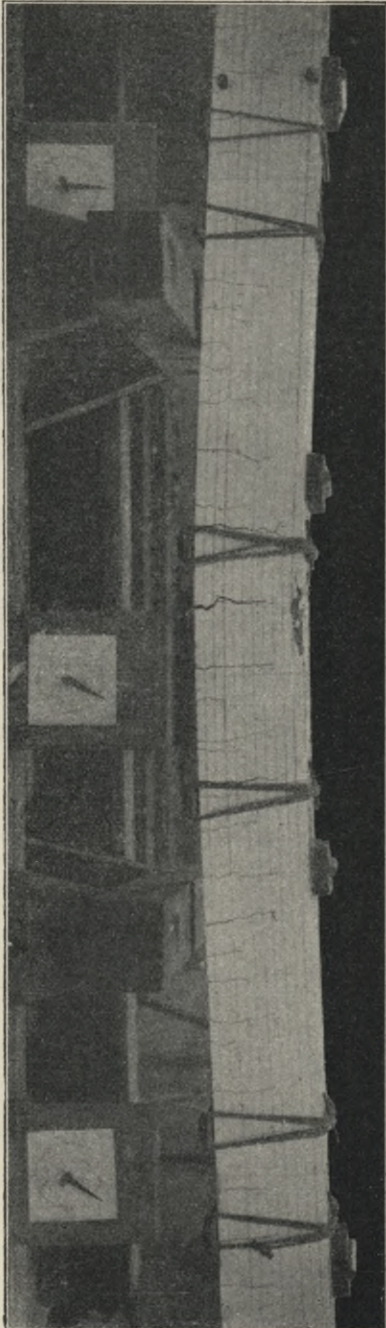


Abb. 51. Bruchbild des Versuches Nr. 10.

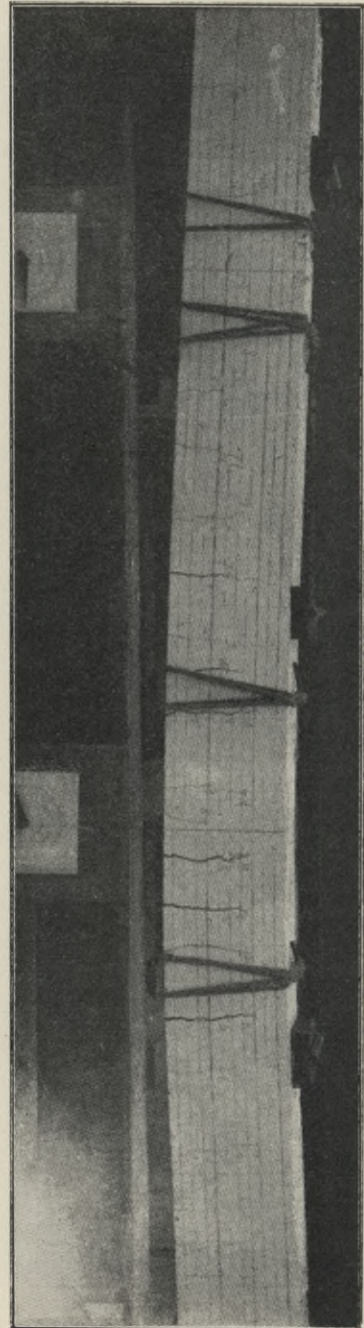


Abb. 50. Bruchbild des Versuches Nr. 9.

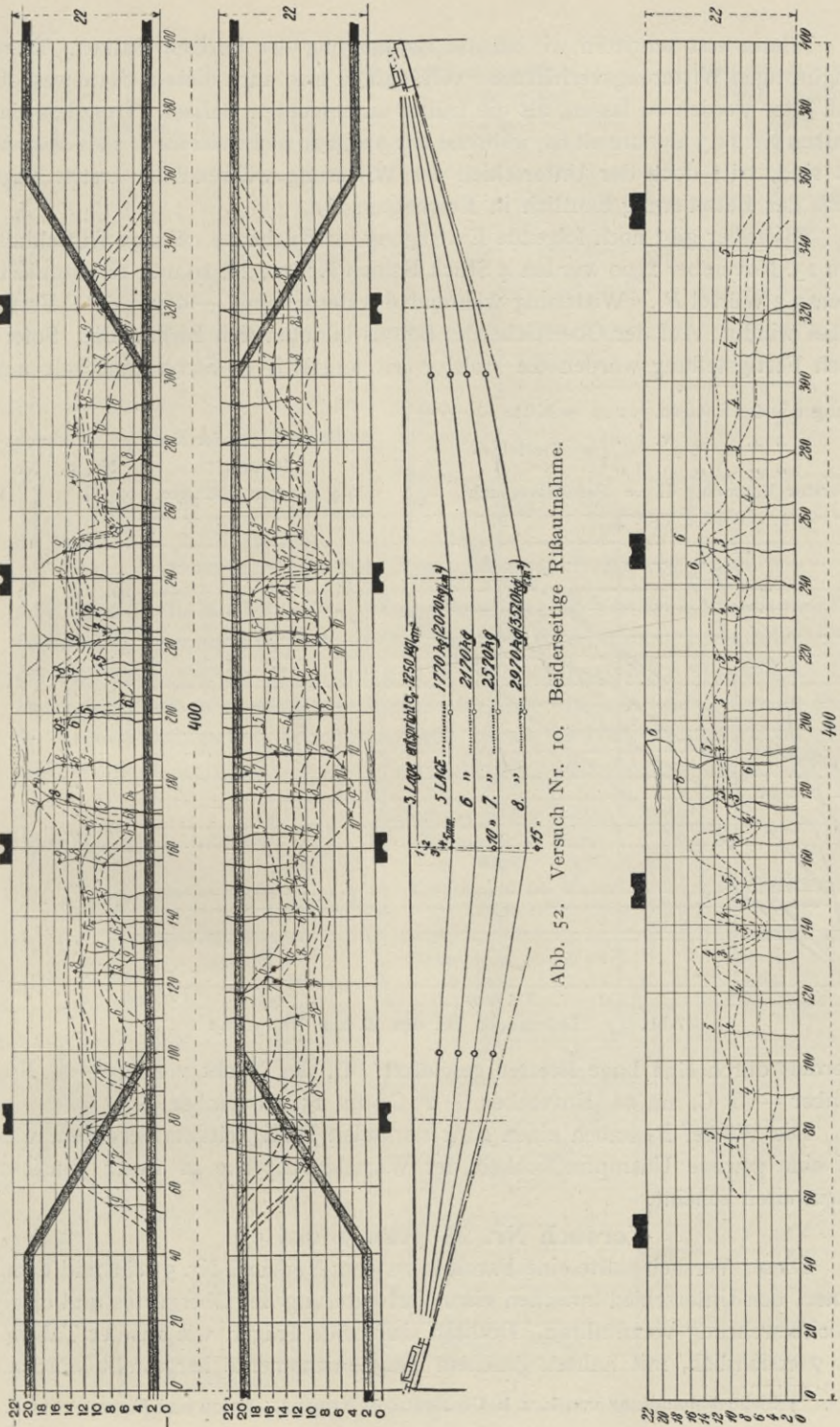


Abb. 52. Versuch Nr. 10. Beiderseitige RiBaufnahme.

Abb. 54. RiBaufnahme des Balkens Nr. 11.

Dann erst schritten wir an die Betonierung der übrigen Balken. Diese ungünstigen Witterungsverhältnisse veranlaßten uns, auch diese 2. Serie wesentlich älter werden zu lassen, als die früher untersuchten Balken. Trotzdem der Balken Nr. 11 3 Monate alt ist, während Nr. 9 und 10 nicht viel mehr als 2 Monate alt sind, tritt doch der Unterschied der Witterung während der ersten Tage nach der Betonierung deutlich in Erscheinung.\*)

Hierüber gibt noch folgende Eintragung im Baubuche näheren Aufschluß. Am 23. November 1909 wurden 4 Stück Balken Nr. 11, 26, 19 und 16 betoniert, ebenso 3 Würfel  $B_3$ . Witterung während des Betonierens — 0,5° — 1° C Frost, dabei windig. Auf der Oberfläche des Betons bildeten sich Eiskristalle. Sofort nach Fertigstellung wurden die Holzformen sorgfältig in Stroh gewickelt und

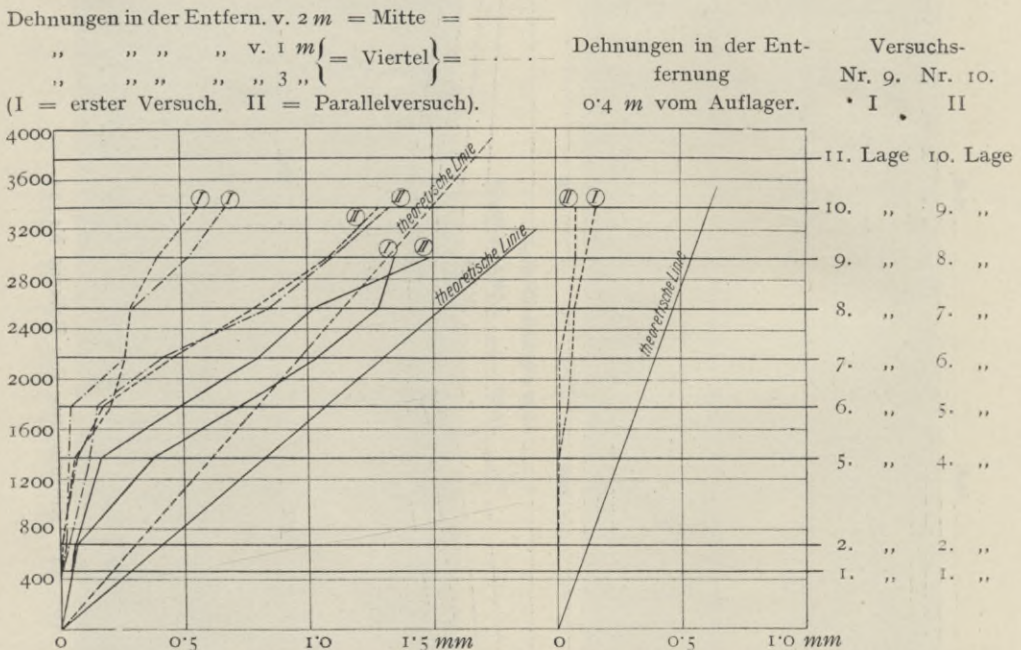


Abb. 53. Dehnungen bei den Balken Nr. 9 und 10.

überdies durch eine Lage Bretter geschützt. In der Nacht vom 23.—24. November — 6° C, am 24. November — 2° C, am 25. November + 3° C.

Die Würfel  $B_3$  haben einen ganz normalen Festigkeitswert ergeben, was auf eine gewisse Unempfindlichkeit der Würfeldruckprobe in dieser Hinsicht hinzuweisen scheint.

**Versuch Nr. 25** (Abb. 56 und 57).

Dieser Versuch sollte eine Parallele zu dem Versuche Nr. 5 sein und dazu dienen, den Unterschied zwischen einer Verbreiterung des Obergurtes und einer Druckbewehrung vorzuführen. Deshalb sind beide Träger, wie aus der Tabelle Nr. 7 ersichtlich, mit nahezu gleichem Trägheitsmomente hergestellt worden.

\*) Siehe Abhandlung von k. u. k. Oberleutnant Kromus, „Beton und Eisen“, 1911/12.

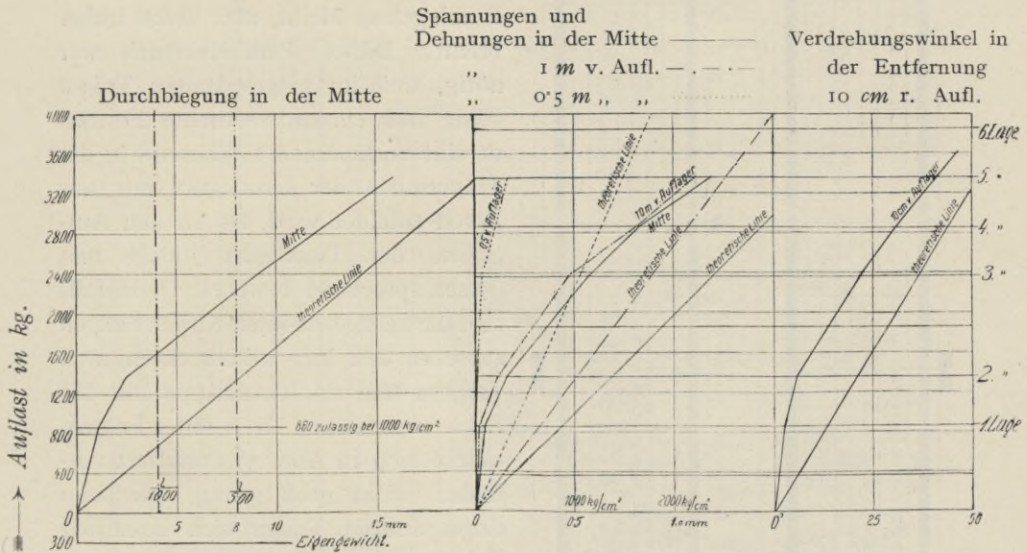


Abb. 55. Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen von Balken Nr. 11.

Abb. 56 zeigt die Rißaufnahme. Dieser Parallelversuch ist leider durch eine nicht beabsichtigt gewesene Verschiedenheit in der Lastanordnung beeinflusst. Trotzdem ist (Abb. 57) die Abweichung in den letzten Laststufen ersichtlich. Beim Betondruckgurt tritt ein Überschreiten der theoretischen Linie ein beim Balken Nr. 5 sowohl bei den Durchbiegungen (Abb. 57) wie bei den Dehnungen (Abb. 46) ein, während der bewehrte Obergurt des Versuches Nr. 25 der theoretischen Linie bis zum

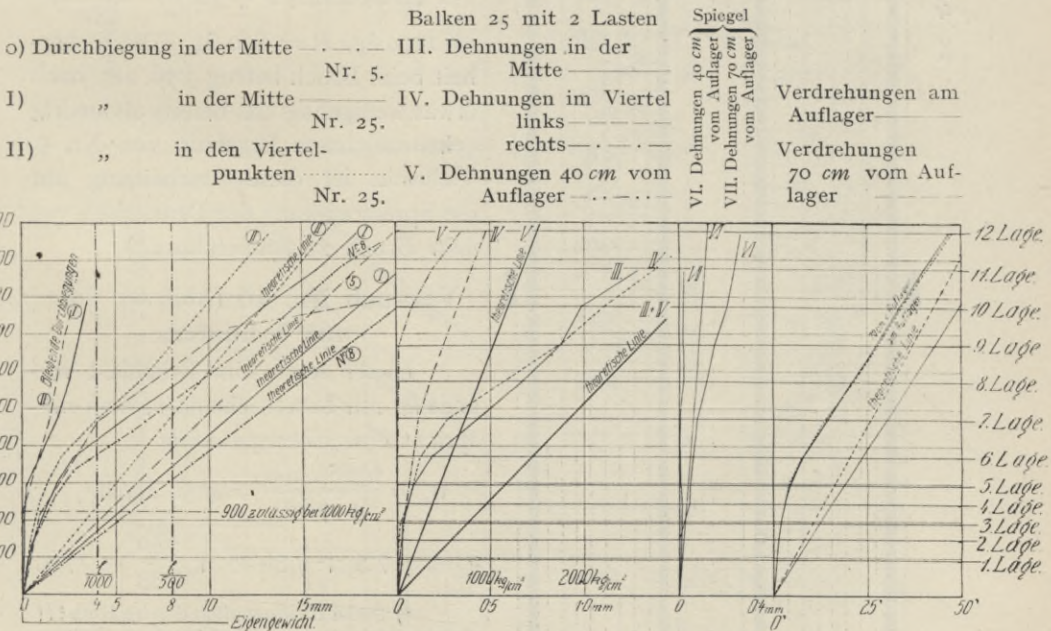


Abb. 57. Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen bei Balken Nr. 25.



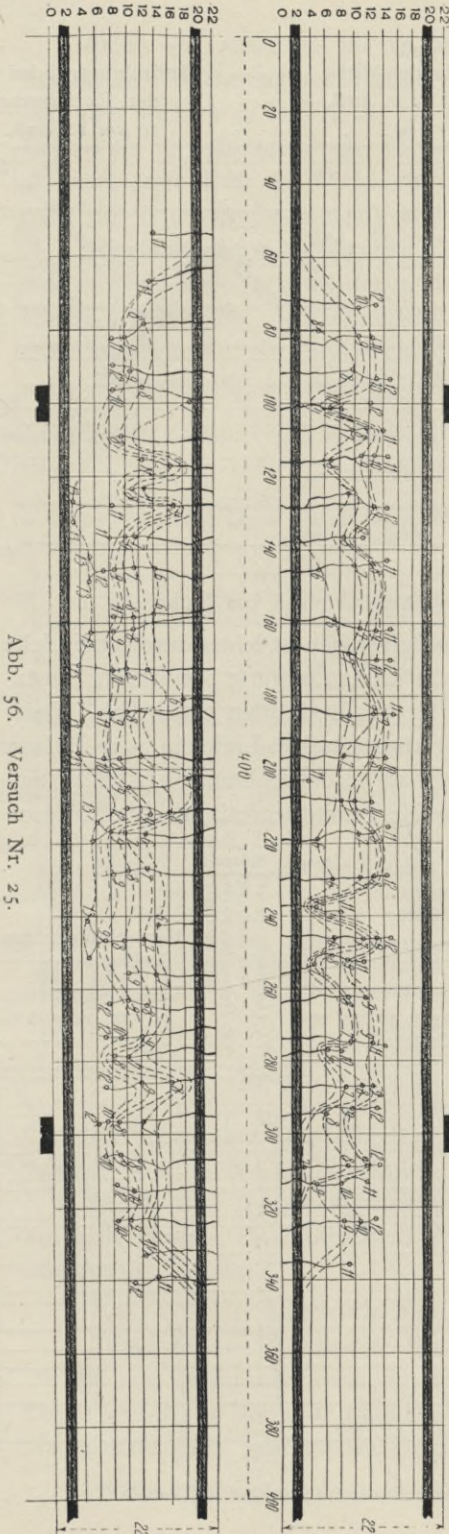


Abb. 56. Versuch Nr. 25.

Bruch getreu bleibt, aber etwas früher bricht. Dieser Parallelversuch war nötig, weil im eingespannten Träger beide hier einzeln versuchte Formen vereint vorkommen. Während in der Trägermitte der Druckgurt nur aus Beton gebildet wird, ist an den Auflagern der Druckgurt unten und dementsprechend bewehrt. Jedenfalls sind die nachgewiesenen Abweichungen zwischen den hier untersuchten zwei Trägern und der Grundtype mit III Eisen vom Balken Nr. 8 mit 2 Lasten, welche sich in Abb. 57 punktiert vorfinden, nicht groß genug, um beim eingespannten Träger sich irgendwie Geltung zu verschaffen.

Die Bruchlast von Nr. 25 beträgt 4180 kg. Dem entspricht eine rechnermäßige Bruchspannung im Eisen von

$$\sigma_e = \frac{4480 \cdot 10^0}{2 \cdot 59^5} = 3760 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist ferner  $P + 300 = \frac{1000 \cdot 59^5}{50} = 1190 \text{ kg}$ ,  $P = 890 \text{ kg}$ . Die Sicherheit beim Bruch betrug 3,76, also noch etwas weniger als das bereits als niedrig gekennzeichnete Ergebnis von Nr. 5. Vielleicht ist diese Erscheinung auf die Sprengwirkung der Druckeisen vor dem Bruch zurückzuführen.\*)

### Versuch Nr. 40 (Abb. 68, 69) mit 4 Lasten.

Dieser zeigte eine Bruchlast von 6088 kg mit Lastenschema *c*, dem entspricht eine Eisenspannung

$$\sigma_e = \frac{6388 \cdot 200}{4 \cdot 76^2} = 4150 \text{ kg/cm}^2,$$

$$v = -7.5 + \sqrt{56.25 + \frac{750}{1.33}} = 17.4,$$

\*) Siehe diesbezüglich den im Heft III diesem Berichte von Direktor J. A. Spitzer gegebenen Nachweis.

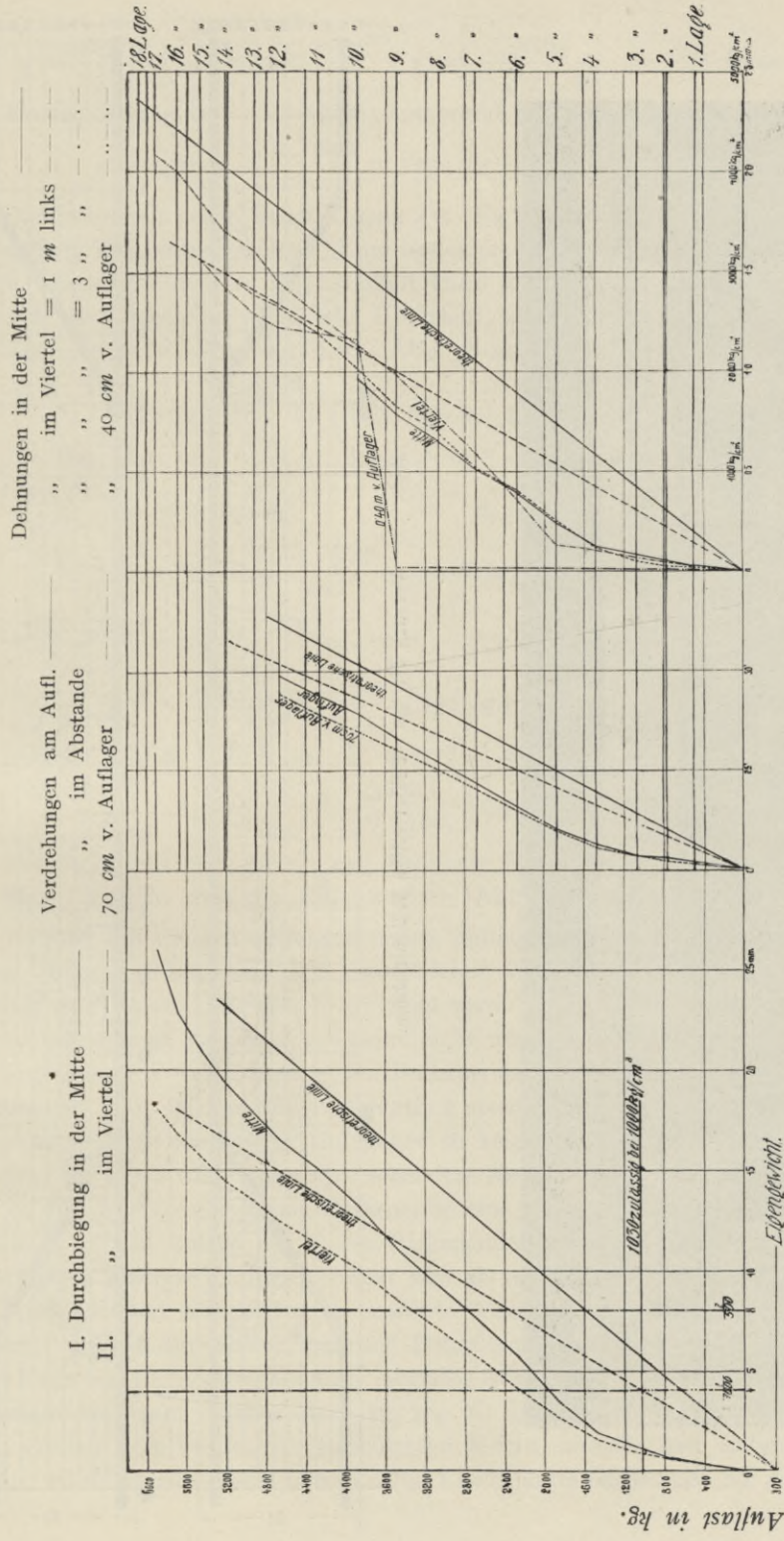


Abb. 59. Durchbiegungen, Verdrehungen, Dehnungen und Spannungen des Balkens Nr. 40.

Anlauf in kg.

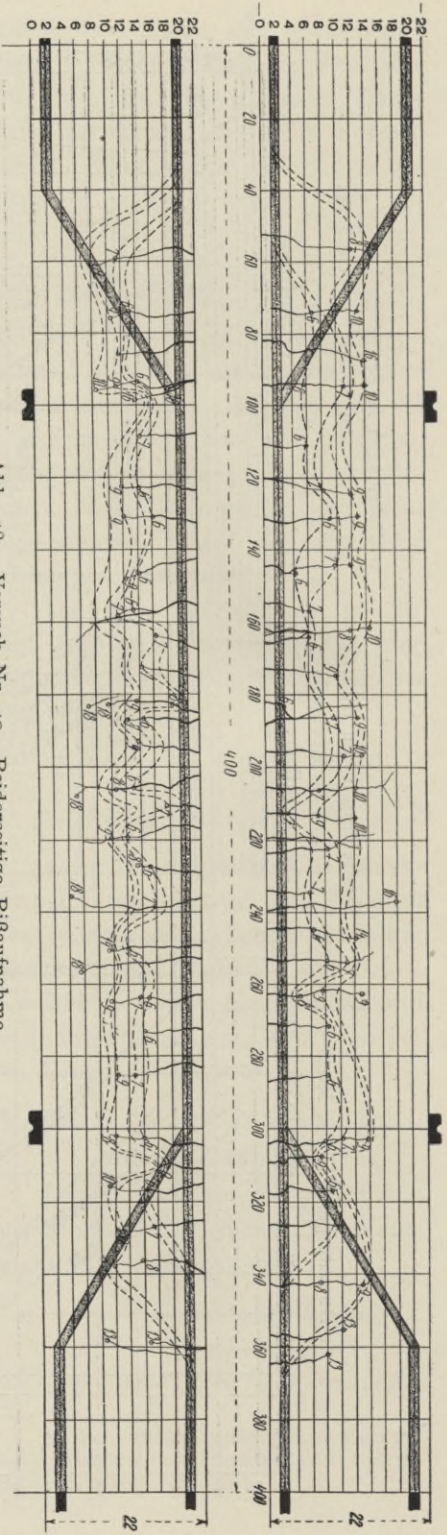


Abb. 58. Versuch Nr. 40. Beiderseitige Ribaufnahme.

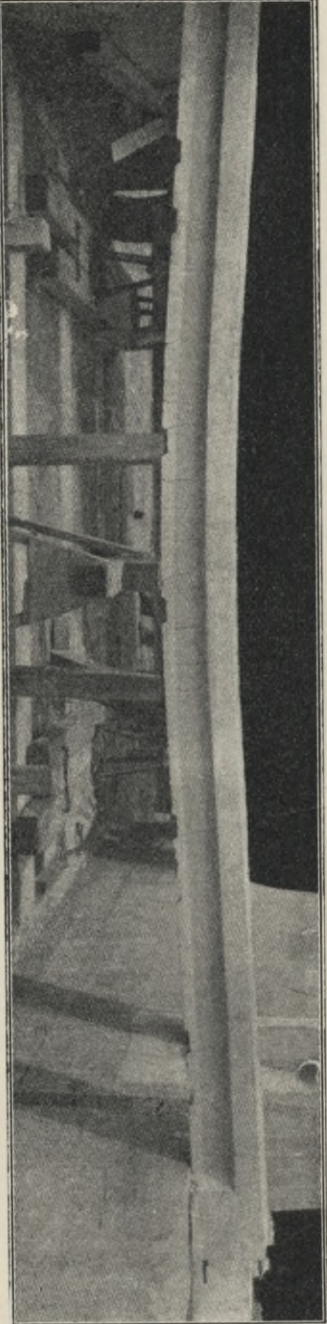


Abb. 60. Bruchbild des Balkens Nr. 41.

$$\sigma_b = \frac{4150}{17.4} = 240 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau = \frac{3164}{4 \cdot 3.77 \cdot 16.8} = 12.5 \text{ kg/cm}^2;$$

einer Eisenspannung von 1000 kg/cm<sup>2</sup> entspricht eine Auflast

$$P + 300 = \frac{1000 \cdot 76.2}{60} = 1270 \text{ kg und } P = 970 \text{ kg.}$$

Die Sicherheit gegen Bruch betrug 4.2. Es war dies mit Nr. 2 und 4 verhältnismäßig das beste Resultat. Eine besondere Erklärung für die rechnungsmäßige Überschreitung der Zugfestigkeit kann nicht angegeben werden. Man vergleiche die allgemeine graphische Übersicht, aus der hervorgeht, daß diese Abweichungen nicht weiter auffallen. Abb. 58 zeigt die Rißaufnahmen.

### Versuch Nr. 41 (Abb. 60—62) mit 4 Lasten.

Die Bruchlast war 5868 kg, daher

$$\sigma_e = \frac{6165 \cdot 50}{97.8} = 3150 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{6165 \cdot 50}{28.5 \cdot 4 \cdot 17.3} = 162 \text{ kg/cm}^2.$$

$$P + 300 = \frac{1000 \cdot 97.8}{50} = 1958 \text{ kg, } P = 1658 \text{ kg.}$$

$$\phi = \frac{100 \cdot 565}{28.5 \cdot 20} = 1.05\%, \quad v = -7.5 + \sqrt{56.25 + \frac{750}{1.05}} = 20.71,$$

$$\sigma_b = \frac{3150}{20.71} = 152 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V = 3082 \text{ kg, } m = 17.3 \text{ cm, } U = 3.77 \cdot 5 = 18.85 \text{ cm, } b = 16.5 \text{ cm,}$$

$$k = \frac{3082}{b \cdot m} = \frac{3082}{17.3 \cdot 16.5} = 10.8 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Sicherheit beim Bruch war in diesem Falle nur 3.16, Abb. 60 und 61 zeigt das Lichtbild und die Rißaufnahme, Abb. 62 die Messungsergebnisse.

Es mag auf die Verdrehungsmessung aufmerksam gemacht werden. Wie bereits früher erwähnt, sind alle theoretischen Linien, um einen einheitlichen Maßstab zu erhalten, auf das Trägheitsmoment in der Balkenmitte bezogen. Dieses summarische Verfahren erscheint nicht mehr zulässig, wenn es sich um die Verdrehung (Winkeländerung) am Balkenende handelt und wenn das Trägheitsmoment  $J$  am Balkenende so wesentlich verschieden von jenen in der Mitte ist wie im vorliegenden Fall. Um daher zu zeigen, daß eine andere einfache Annahme zu noch weit mehr abweichenden Resultaten führt, findet sich in Abb. 62 für die Verdrehung am Balkenende eine zweite theoretische Linie eingezeichnet vor, in welche das  $J$  des Balkenendes eingesetzt ist. Der Einfluß des kräftigen Endquerschnittes erweist sich als ein relativ geringer.

Auch hier hat der gleichzeitig erprobte Würfel  $B_7$  ein glänzendes Resultat ergeben. Irgend ein Fehler bei der Betonierung mit den sehr dicht verlegten Eisen war nicht wahrnehmbar. Auffällig ist schließlich, daß Versuch Nr. 41 ein Anlauf zu einem Plattenbalken ist, wie wir aus den Versuchen von Hofrat Melan ersehen, die viel tiefere Bruchlasten liefern, wie die hier untersuchten Balken. Auffällig ist es, daß sich dieselbe Erscheinung bei Balken Nr. 5 gezeigt

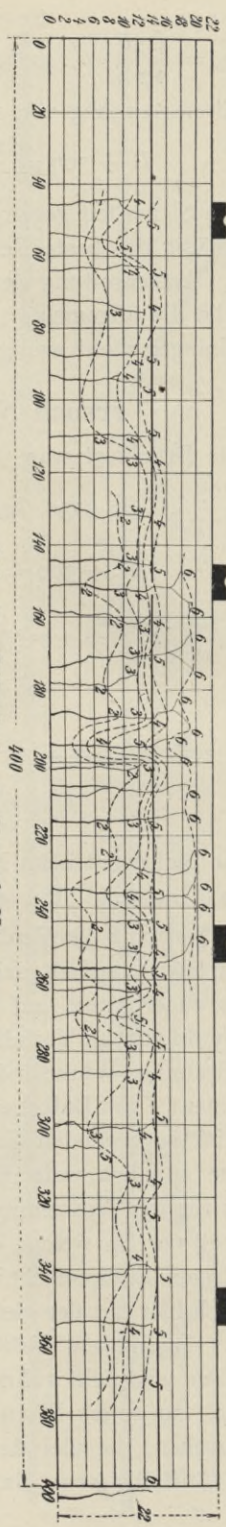


Abb. 61. Ribbaufnahme, Versuch Nr. 41.

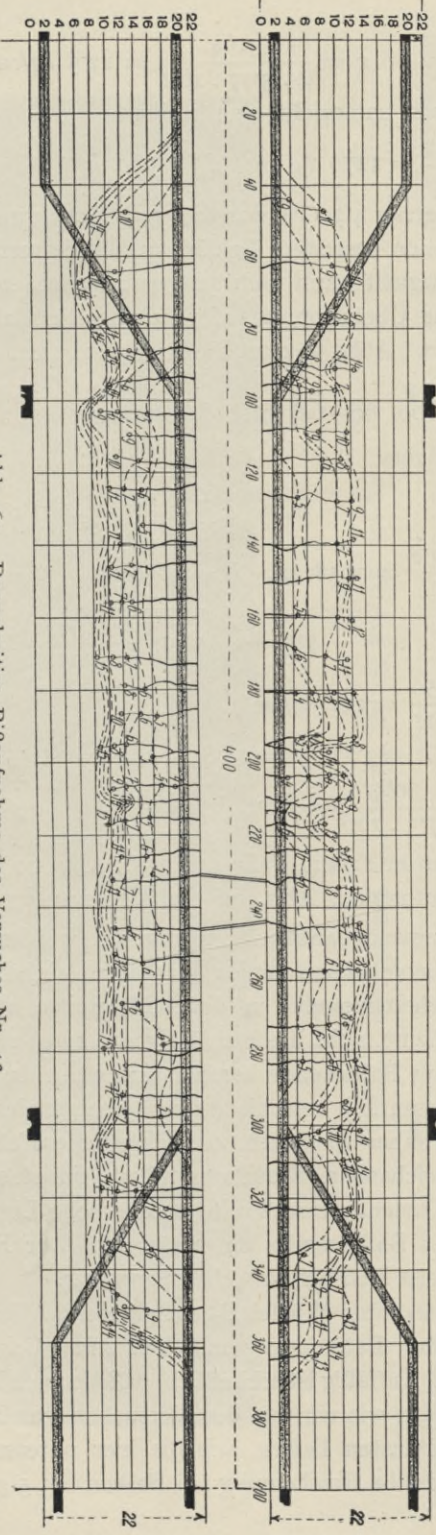


Abb. 63. Doppelseitige Ribbaufnahme des Versuches Nr. 43.



hat, welcher eine ähnliche Querschnittsanordnung mit einem plattenförmig ausgebildeten Obergurt besitzt.

Wie wir bei den folgenden Versuchen sehen werden, verschwindet dieser Abfall an Bruchfestigkeit, wenn, wie bei den Versuchen Nr. 43—45, eine sonst gleiche Querschnittsanordnung, ohne Verbreiterung am Obergurt gewählt wird. Der Grund für das Ausbleiben der Erhöhung der Tragkraft dürfte daher wohl in der Verbreiterung des Obergurtes und in der mangelhaften Scherfestigkeit des Anschlußquerschnittes zwischen Platte und Rippen zu suchen sein. Aus den Versuchen von Bach und Graf\*) in Stuttgart wurde nachgewiesen, daß man den Mangel durch Quereisen beheben kann, welche die Scherfestigkeit der Platte ergänzen.

### Versuch Nr. 43 mit 2 Lasten, 44, 45 (Abb. 63 bis 69) mit 4 Lasten.

Sämtliche 3 Balken sind vollständig gleich. Balken Nr. 43 ist mit 2 Lasten untersucht worden und weist eine Bruchlast von 6680 kg auf. Dem entsprechen die Spannungen

$$\sigma_e = \frac{6980 \cdot 100}{92 \cdot 2 \cdot 2} = 3750 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{6980 \cdot 50 \cdot 2}{16 \cdot 3 \cdot 16 \cdot 5 \cdot 10 \cdot 10} = 258 \text{ kg/cm}^2;$$

$$k = \frac{3490}{16 \cdot 3 \cdot 16 \cdot 5} = 13 \cdot 0 \text{ kg/cm}^2.$$

Einer Eisenspannung von  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  entspricht eine Auflast von

$$P + 300 = \frac{1000 \cdot 92 \cdot 2}{50} = 1844 \text{ also } P = 1544 \text{ kg};$$

daher ist die Sicherheit beim Bruch 3·8. Abb. 63 stellt die Rißaufnahme, 64 die Dehnungen an 3 Stellen der Untengurte dar.

Balken Nr. 44 und 45 sind nach dem Lastenschema *c* mit 4 Lasten erprobt worden. Die Bruchlast beträgt 6370 resp. 6470 kg, daher

$$\sigma_e = \frac{6610 \cdot 60}{92 \cdot 2} = 4300 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{6610 \cdot 60}{16 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 05 \cdot 16 \cdot 6} = 296 \text{ kg/cm}^2,$$

$$k = \frac{3365}{16 \cdot 3 \cdot 16 \cdot 5} = 12 \cdot 5 \text{ kg/cm}^2.$$

Einer Eisenspannung von  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  entspricht eine Auflast von

$$P + 240 = \frac{1000 \cdot 92 \cdot 2}{60} = 1537, \text{ daher } P = 1297 \text{ kg}.$$

Die Sicherheit gegen Bruch beträgt 4·3. Abb. 65 gibt die Rißaufnahme, Abb. 66 die Resultate der Messung.

Der Balken hatte beim Bruch ein Alter von 66 Tagen. Dieser Zeit entspricht in Abb. 13 auf Seite 37 eine mittlere Druckfestigkeit des Beton von  $324 \text{ kg/cm}^2$ , also einer Biegezugfestigkeit von wenigstens  $1 \cdot 25 \cdot 325 = 405 \text{ kg/cm}^2$ , während diese Brucherscheinungen schon bei  $300 \text{ kg/cm}^2$ , also bei einer um rund 27 v. H. geringeren Zahl aufgetreten sind. Hiernach ist zu schließen, daß die Würfelprouben entweder zu hoch waren, was wiederholt mit Bezug auf die

\*) Vortrag im Österreichischen Beton-Verein vom 7. Feber 1911, resp. bei den deutschen höheren Polizeibeamten, Berlin 1911, Wilh. Ernst & Sohn.

gleichen Würfelprouben  $B_1$  gesagt worden ist, oder daß der Beton am Druckgurt örtlich weniger gut war.

Bei der Verteilung des Eisens in einem Eisenbetonbalken wird gewöhnlich von denselben Gesichtspunkten ausgegangen, wie sie beim Eisenbau bei genieteten Trägern üblich sind. Man legt der Rechnung das Maximal-Moment zugrunde. Hat man den diesem Moment entsprechenden Querschnitt bestimmt, so wird er in ein Längprofil des Balkens eingetragen und die Verteilung des Eisenquerschnittes im Zusammenhange mit dem Biegeplan des Balkens so

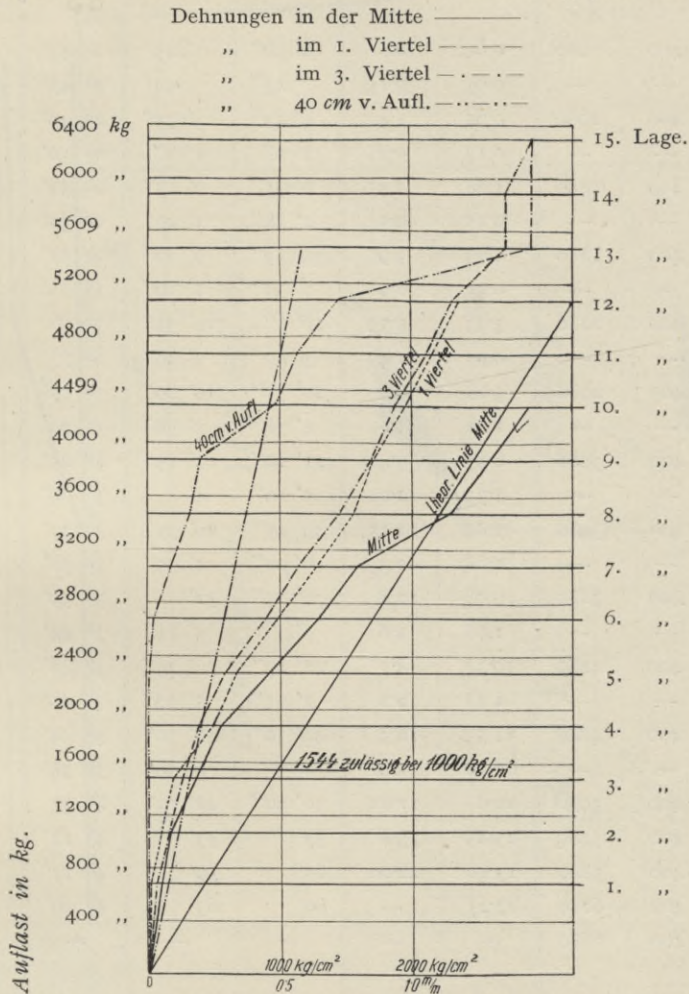


Abb. 64. Dehnungen und Spannungen des Balkens Nr. 43.

vorgenommen, daß, abgesehen von den sonstigen Anforderungen, die so dargestellte Eisenfläche die Momentenfläche (Abb. 65) vollständig umschließt. Unter diesen Voraussetzungen werden in allen Querschnitten des Balkens nur zulässige Eisenspannungen auftreten, sobald die Hauptquerschnitte dementsprechend bestimmt sind.



## Protokoll Balken Nr. 43.

## Zwei Einzellasten.

Belastung in <i>kg</i>			Durchbiegung in <i>mm</i>		Verdrehungen (Libellen)		Tages- zeit	Anmerkungen
Gegenstand	einzel	zusam- men	Seite	Mitte	am Auflager	Seite		
Aufbau u.								
1. Laststufe	400	680	0·6	0·8	2' 30"	1' 45"	2h 45'	
Entlastung	—	—	0·05	0·15	23"	40"	2h 47'	
2. Laststufe	400	1080	0·95	1·4	4' 43"	3' 35"	2h 49'	
Entlastung	—	—	0·13	0·25	1' 5"	1' 8"	2h 50'	
3. Laststufe	400	1480	1·68	2·35	6' 55"	6' 13"	2h 52'	
Entlastung	—	—	0·28	0·5	1' 38"	1' 40"	2h 55'	
4. Laststufe	400	1880	2·63	3·9	10' 55"	9' 50"	2h 57'	Risse
Entlastung	—	—	0·55	0·9	2' 35"	2' 10"	3h	
5. Laststufe	400	2280	3·93	5·75	16' 5"	14' 35"	3h 3'	
Entlastung	—	—	0·95	1·45	3' 40"	3' 20"	3h 7'	Pause
6. Laststufe	400	2680	5·28	7·9	20' 55"	19' 20"	3h 17'	
Entlastung	—	—	1·18	1·8	4' 38"	3' 58"	3h 20'	
7. Laststufe	400	3080	6·55	9·4	26' 10"	23' 25"	3h 25'	
Entlastung	—	—	1·3	2·0	5' 10"	4'	3h 28'	
8. Laststufe	400	3480	7·83	11·15	30' 45"	26' 35"	3h 32'	
Entlastung	—	—	1·68	2·35	6' 10"	4' 35"	3h 36'	
9. Laststufe	400	3880	9·08	12·8	36' 15"	32'	3h 39'	
Entlastung	—	—	1·68	2·6	7'	5' 25"	3h 44'	
10. Laststufe	400	4280	10·28	14·7	41' 15"	36' 25"	3h 48'	
Entlastung	—	—	1·88	2·8	7' 25"	5' 30"	3h 50'	
11. Laststufe	400	4680	11·5	16·3	46' 30"	40' 30"	3h 54'	
Entlastung	—	—	1·88	3·0	8'	6' 30"	3h 58'	
12. Laststufe	400	5080	12·6	17·85	50' 30"	48' 15"	4h 3'	
13. Laststufe	400	5480	13·85	19·8	57'	53'	4h 12'	
14. Laststufe	400	5880	15·40	22·00	63'	59'	4h 17'	
15. Laststufe	400	6280	17·25	—	69'	65'	4h 20'	Bruch
16. Laststufe	400	6680	—	—	—	—	—	

Wir haben schon eingangs, Seite 18, Abb. 2, erörtert, in welchem Zusammenhang die Frage der Querschnittsverteilung mit dem Thema dieser Versuche steht. Wir möchten noch hinzufügen, daß derartige Abweichungen zwischen Momenten- und Eisenfläche auch bei frei aufliegenden Trägern häufig vorkommen, wenn man bei ihnen zu viele der unten überflüssig gewordenen Eisen hinaufzieht oder doch zu früh abbiegt.

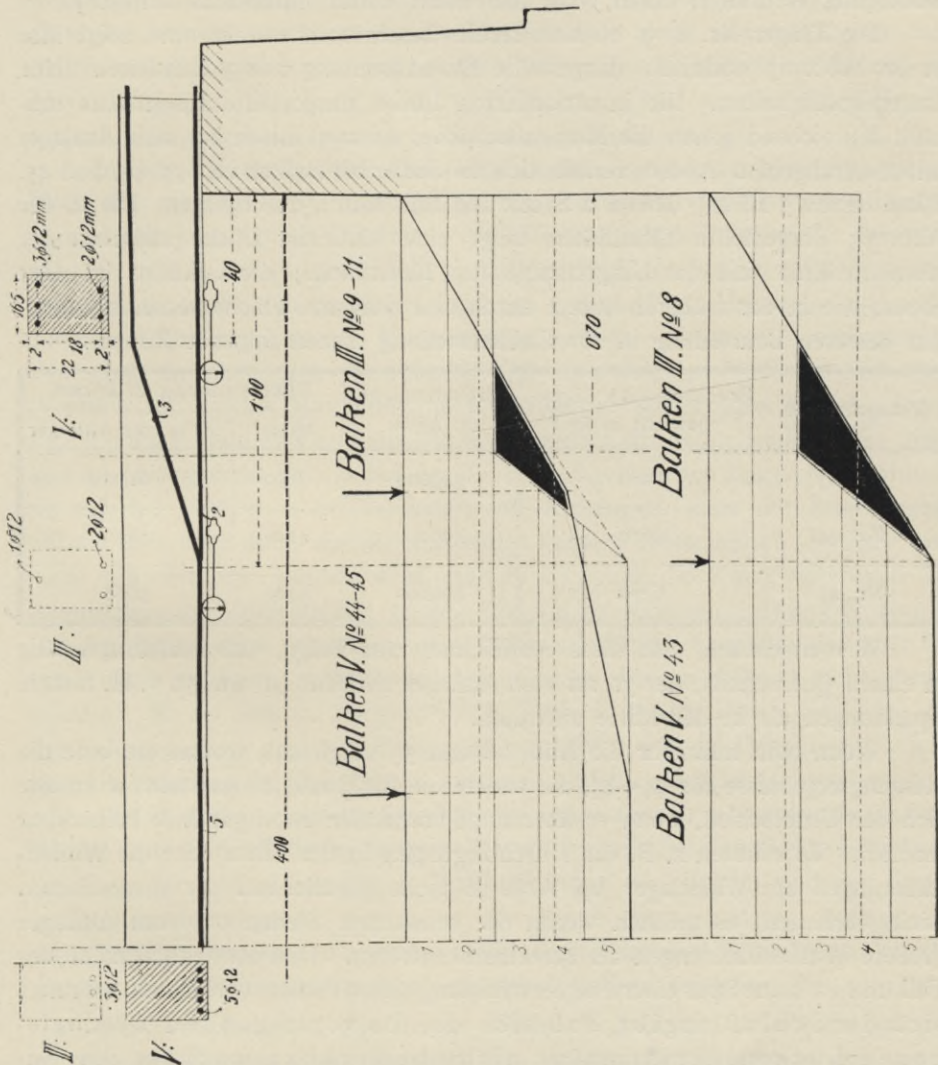


Abb. 65.

Die Abb. 65 stellt obiges beiläufiges Verfahren dar, wie es in der Praxis üblich ist, um die richtige Verteilung der Eisenmenge zu übersehen. Eine genaue und ausführliche Darstellung findet sich später in der Abb. 134 gegeben vor, bei welcher auch der Einfluß der verschiedenen Vouten und Einspannungsanordnungen mit berücksichtigt wurde.

In den vorliegenden Versuchen ist die Abbiegung in den Viertelpunkten der Träger unter einem flachen Winkel angeordnet. Es besteht vielfach die Meinung, daß diese flache Form der Abbiegung die bessere Form der Verankerung der Eisen im Obergurte ist, verglichen mit der Abbiegung unter  $45^\circ$ . Diese Form führt jedoch leichter zu Überschreitungen der Momentenlinie und wird deshalb in der neueren Zeit durch die für die Austeilung bequemere steilere Abbiegung verdrängt, deren Güte hier nicht weiter untersucht wurde.\*)

Die Träger Nr. 8, 9, 10 sind bereits beschrieben worden und zeigt ihre in der Abb. 65 nochmals dargestellte Eisenausteilung mit 3 Rundeisen keine Unregelmäßigkeiten. Die in strichlierten Linien dargestellte Eisenfläche umhüllt hinreichend genau die Momentenfläche, da zwei Eisen bis zum Auflager unten durchgehen. Anders verhält sich die Sache bei Balken Nr. 43, 44, und 45. Diese haben 5 Eisen, wovon 2 Stück ebenfalls unten durchgehen. Die in der Abb. 65 dargestellte Eisenfläche zeigt eine klaffende Lücke zwischen der Momentenlinie und der Umgrenzung der Eisenfläche; diese Lücke ist dort ebenso wie in der früheren Abb. 2 durch eine schwarze Fläche versinnbildlicht. Zur besseren Beurteilung in der Eisenausteilung dienen folgende Ziffern:

Versuchsträger	Bruchlast und Eigengewicht in <i>kg</i>	Bruchmoment in <i>kg/cm</i>	Eisenspannung in <i>kg/cm<sup>2</sup></i>	
			Mitte	0,7 m vom Auflager
Nr. 43	6980	349000	3750	6150
Nr. 44	6670	400200	4240	5870
Nr. 45	6770	406200	4300	5960

Wie ersichtlich, hat diese Abweichung zur Folge, daß rechnermäßig in einem Querschnitt, der 70 cm vom Auflager entfernt ist, um 50 v. H. höhere Spannungen als in der Mitte auftreten.

Wenn man nunmehr die Abb. 68 und 53 vergleicht, wovon die eine die Messungsergebnisse für 44—45, die andere die für 9 und 10 darstellt, so müßte sich der Unterschied, wenn er überhaupt vorhanden ist, irgendwie bemerkbar machen. Es müßten z. B. die Durchbiegungen in der Mitte oder die Winkeländerungen am Widerlager bei Abb. 68 nicht parallel mit der theoretischen Linie verlaufen, es müßten wegen der schwachen Stellen 0,7 vom Auflager größere Winkeländerungen als berechnet eintreten. Dies ist jedoch nicht der Fall und ist keine Spur einer Folgeerscheinung dieses Fehlers vorhanden, woraus sich der Schluß ergibt, daß sich die im vorliegenden beschriebenen Lücken der Armatur nicht bemerkbar machen, ihre Anordnung also auch kein wesentlicher Fehler ist und die Tragfähigkeit nicht herabsetzt, weil das Stadium I an dieser Stelle darüber hinweghilft.

Die Abb. 66 gibt eine Übersicht über die erzielten Bruchmomente bei allen frei aufliegenden Balken.

\*) Siehe die Versuche der D. E.-B.-A., welche fast durchwegs diese Form zeigen.

Als Mittelwert der rechnungsmäßigen Eisenspannungen aller 17 frei aufliegenden Versuche wurde die Ziffer von  $\sigma_e = 3923 \text{ kg/cm}^2$  bestimmt, bei der der Bruch eintrat. Den kleinsten Wert zeigt der Versuch Nr. 41 mit einer Unterschreitung von 3150 kg, entsprechend 22 v. H. Abfall. Der nächst niedrigste Versuch ist Nr. 11, ein im Frost hergestellter Balken mit  $\sigma_e = 3570 \text{ kg/cm}^2$ . Den höchsten Wert (4260 kg) erreichte Versuch Nr. 2; die Überschreitung des Mittels ist 8 v. H. Wenn man also von den Versuchen Nr. 41 und 5 absieht, nachdem sie als Plattenbalken einen anderen Typus darstellen, so kann man sagen, daß bei den vorliegenden Versuchen mit Balken die Abweichung vom Mittelwert 8—10 v. H. betragen hat, was für einen Bruchversuch eine ganz bemerkenswerte Genauigkeit bedeutet.

In Heft I dieser Berichte findet sich die Streckgrenze der hier verwendeten Eisen mit 2513 bis 3785 im Mittel bei den Rundeisen von 8—19 mm Durchmesser, mit  $3115 \text{ kg/cm}^2$  angegeben vor. Die Zugfestigkeit schwankt zwischen 3610 bis 4610  $\text{kg/cm}^2$  und wenn man neuerdings die Abmessungen auf 8 bis 19 mm begrenzt, so ergibt sich ein Mittel von  $4150 \text{ kg/cm}^2$ . Die rechnungsmäßig nachgewiesene Zugfestigkeit der Eisenarmatur bewegt sich in den vorliegenden Versuchen zwischen 3150 (Versuch Nr. 41) als absolutem Minimum und 4300 (Versuch Nr. 45) als Maximum, und beträgt im Mittel  $3923 \text{ kg/cm}^2$ . Diese rechnungsmäßige, keine Materialeigenschaft darstellende Ziffer liegt also im vorliegenden Falle näher der direkt nachgewiesenen Zuggrenze, während sie sich bei Bach d. i. bei Versuchen mit Kipplagern, mehr der Streckgrenze nähert, d. h. auch dann dieselbe um einige Prozent überschreitet. Es kann also nicht mißverstanden werden, wenn man in der Praxis der Kürze wegen von der Ausnützung der Zugfestigkeit spricht und sie als rechnungsmäßiges Kriterium für den Bruch eines freiaufliegenden Balkens anführt. Ermittlungen über die tatsächlich im Eisen auftretenden Spannungen wurden diesmal nicht vorgenommen. Es sei also auf Forscherheft V, 1906, S. 7, Abb. 4 bis 7 verwiesen, wo der Referent einige derartige Messungen ausgeführt und die Dehnungen, welche nach Überwindung der Streckgrenze auftreten, als Bruchursache nachgewiesen hat.

Die im Eisen ermittelte Streckgrenze ergibt aber so schwankende niedrige Werte, daß mit Befriedigung festgestellt werden muß, daß eine direkte Beziehung zwischen der rechnungsmäßigen Bruchspannung der Balken und der direkt ermittelten Streckgrenze bei dieser der Praxis nachgebildeten Auflagerung nicht besteht, sondern daß auch bei niedriger Streckgrenze Bruchlasten erreicht wurden, die rechnungsmäßig die Zugfestigkeit nahezu erreichen.

Die Druckfestigkeit des Betons scheint in keinem Fall erreicht worden zu sein, wie dies aus einem Vergleich der erzielten Bruchmomente mit der in Abb. 66 dargestellten Linie von  $350 \text{ kg/cm}^2$  Biegungsdruckfestigkeit hervorgeht. Der Versuch Nr. 44 kommt ihr am nächsten. Es sei noch erwähnt, daß das Bruchmoment, welches auf planmäßige Abmessungen bezogen wurde, bei diesen durchaus baumäßig durchgeführten Versuchen nicht unbedingt als genau gegeben anzusehen ist. Einer kaum nachweisbaren Reduktion des Rundeisen-

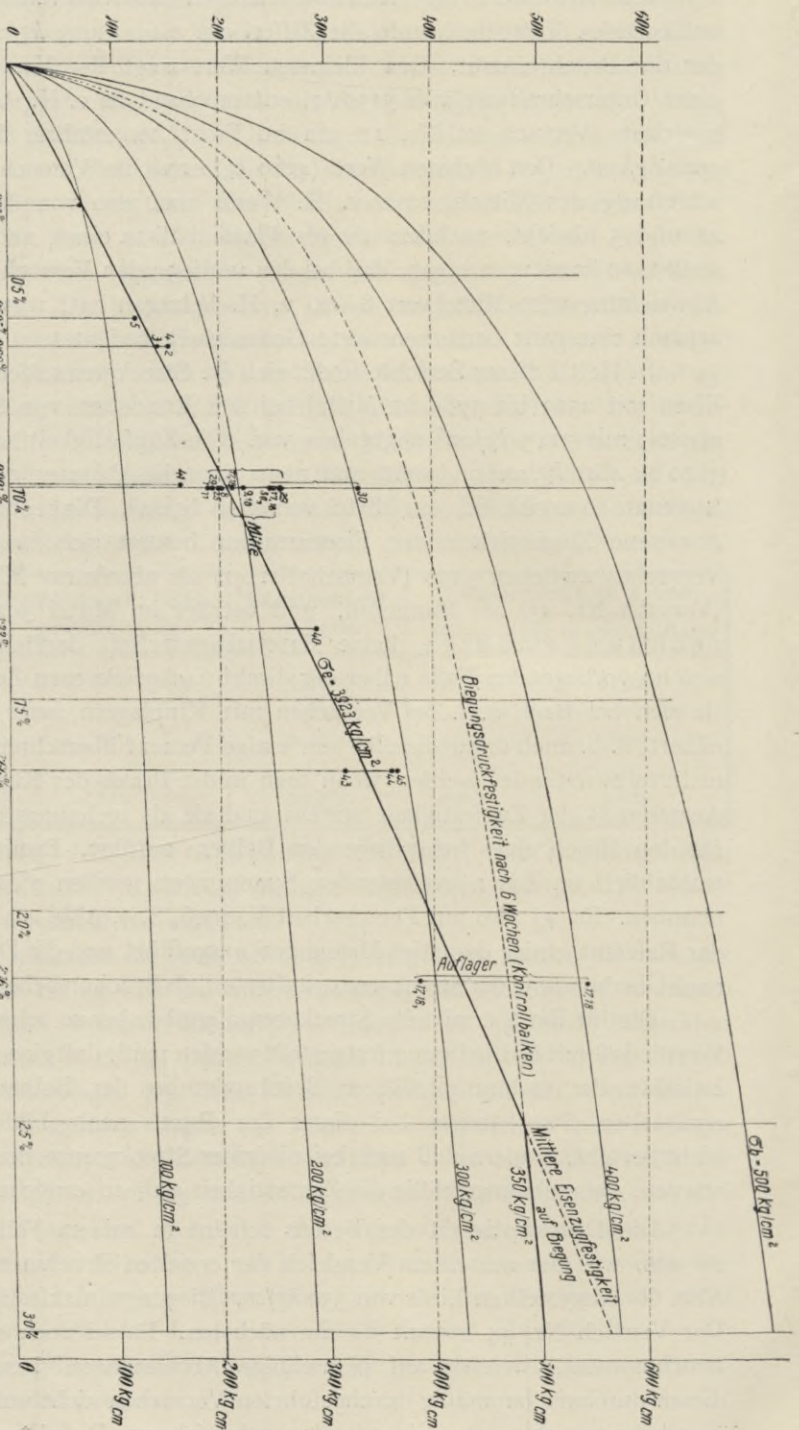


Abb. 66. Zusammenstellen aller frei aufliegenden Balkenversuche.

durchmessers von 2 v. H. entspricht bereits ein Verlust an Fläche und demnach an Widerstandsmoment  $W_e$  von 4 v. H. Ebenso kann die Balkenhöhe nur in ebendemselben Maße (2 v. H.) als genau angesehen werden, so zwar, daß sich für das Widerstandsmoment nur ein Genauigkeitsgrad von beiläufig 6 v. H. ergibt.

Hiernach und mit Rücksicht auf den Umstand, daß die Bruchlast in gewissem Maße auch von der Größe der Laststufen und dem Zeitintervalle der letzten Belastungen (nach Überschreitung der Streckgrenze des Eisens) abhängig ist, kann man wohl von einer sehr guten Übereinstimmung der im vorliegenden besprochenen 17 Versuche mit frei aufliegenden Balken mit der Rechnung sprechen. Die so gewonnene Unterlage kann sonach als genauer Vergleichmaßstab gelten und zum Nachweis der in der Folge beschrie-

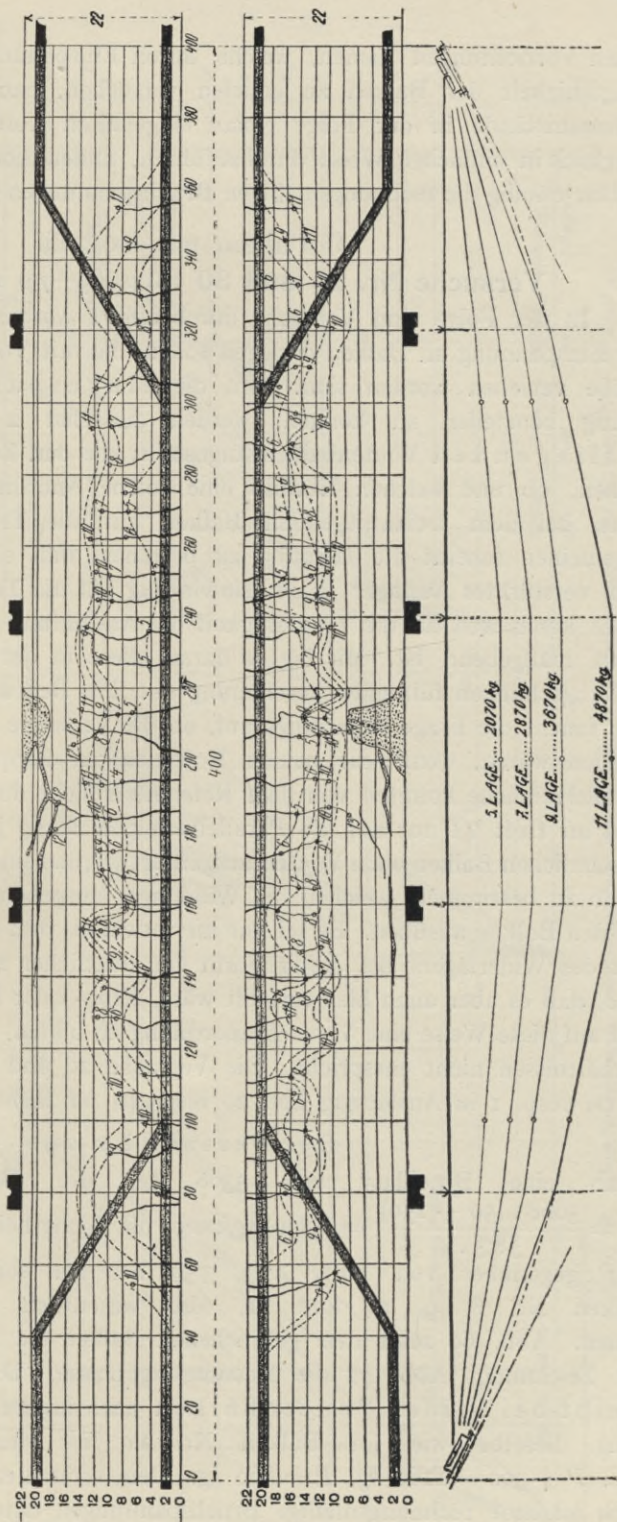


Abb. 67. Versuch Nr. 44. Beiderseitige Ribenaufnahme und der zugehörige Durchbiegungsverlauf.

benen Vorrichtungen dienen, welche durch Einspannung eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Balken zu erzielen versuchen, nachdem auch sonst alle Nebenumstände in der Folge genau eingehalten worden sind. Um diesen Vergleich in einfacher Weise durchzuführen, finden sich in den späteren Versuchen jeweilig die rechnungsmäßigen Bruchspannungen ebenfalls berechnet vor.

### b) Balken mit Vouten.

#### Versuche Nr. 29 und 30 (Abb. 69—73) mit 4 Lasten.

In der Folge sind Versuche durchgeführt worden, welche die Wirkung der Einspannung an Balken darlegen sollen, die mit Vouten von verschiedener Größe versehen worden sind. Um die eingespannten Voutenbalken richtig beurteilen zu können, werden zunächst 2 Versuche mit freiaufliegenden Voutenbalken angestellt, die den Zweck hatten, zu untersuchen, ob und welchen Einfluß eine solche Anordnung von Vouten etwa schon bei dem freiaufliegenden Balken auf die Tragfähigkeit habe. Im allgemeinen scheint die Meinung zu bestehen, daß ein derartig geändertes resp. verstärktes Auflager keine Einwirkung auf die Tragfähigkeit des Balken haben kann, weil für die Tragfähigkeit die Ausbildung des Mittelquerschnittes allein maßgebend ist. Mir lag es daran, diese in der logischen Fortführung zu Trugschlüssen führende Anschauung auf ihre Bedeutung zu prüfen. Auch hier taucht die Frage neuerdings auf, ob die Versuche nicht ganz anders ausgefallen wären, wenn die beiden Konsolbalken Kipplager besessen hätten. Parallelversuche konnten von dem Referenten nicht durchgeführt werden und wird im Heft VI nur auf die Parallelversuche Bezug genommen, welche mit gewöhnlichen Balken ohne Vouten ausgeführt worden sind, um jenen Horizontal Schub zu bestimmen, welchen die Widerlager ausgehend von der Auflagerung auf den Balken ausüben. Es sei nur hier erwähnt, daß der Einfluß der Steifigkeit des Widerlagers bei dieser Form viel deutlicher zum Ausdruck gelangen muß, daß es aber auch hier verfehlt wäre, Kipp- oder Rollenlager einzuführen und auf diese Weise eine Versuchsordnung zu bilden, wie sie den praktischen Verhältnissen nicht entspricht. Die Versuche 29 und 30 zeigen Vouten von 50 cm resp. 1 m Ausladung und 20 resp. 40 cm Höhe.

#### Der Versuch Nr. 29

ergab eine Bruchlast von 5368 kg, die Bruchspannung beträgt  $\sigma_z = \frac{5668 \cdot (50 + 150)}{58 \cdot 3 \cdot 4} = 4870 \text{ kg/cm}^2$ ; die Sicherheit beim Bruch ist daher 4.87 gegenüber von 3.81, 4.13, 3.57 bei den sonst gleichkonstruierten Balken Nr. 8, 9, 10 und 11, also wesentlich größer als in jenen Fällen. Abb. 69 zeigt den gebrochenen Balken im Lichtbilde, Abb. 70 in der Zeichnung, Abb. 71 die Messungsergebnisse. Die zulässige Last bleibt bei beiden Voutenbalken nach unserer bisher üblichen Rechnung dieselbe wie im Balken Nr. 11 mit derselben Lastanordnung d. i.  $P + 300 = 1160 \text{ kg}$ ,  $P = 860 \text{ kg}$ . Dem erreichten Bruchmoment würden noch folgende rechnungsmäßige Bruchspannungen entsprechen;

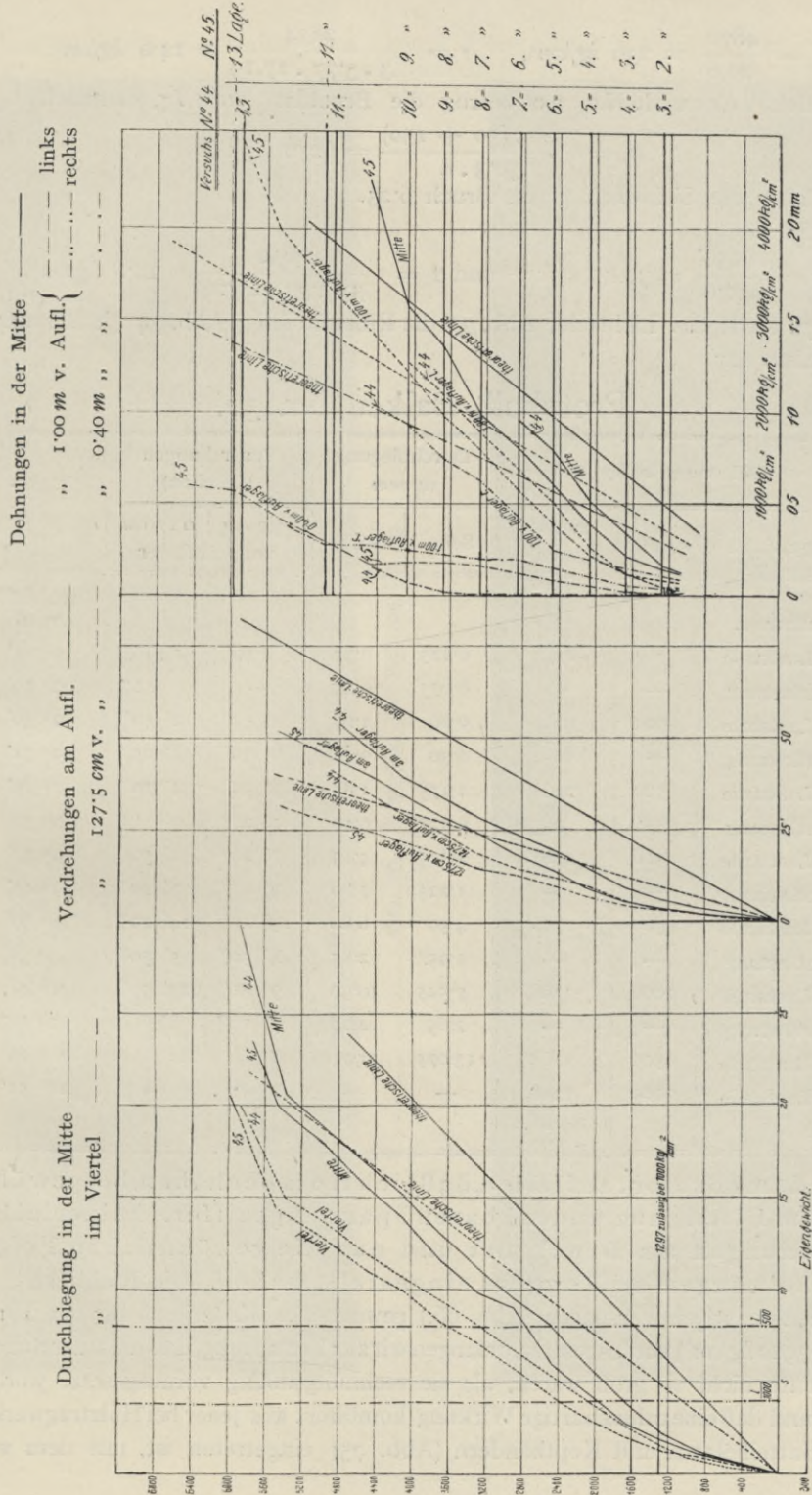


Abb. 68. Durchbiegungen, Verdrehungen, Dehnungen und Spannungen der Balken Nr. 44 und 45.



$$\sigma_b = \frac{4870}{20,6} = 236 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau = \frac{2834}{3 \cdot 3'77 \cdot 17,19} = 14,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Versuch Nr. 30 betrug die Bruchlast 7000 kg, demnach

$$\sigma_e = \frac{7300 \cdot (50 + 150)}{58 \cdot 3 \cdot 4} = 6250 \text{ kg/cm}^2$$

und daher die Sicherheit gegen Bruch 6,25.

Es ist

$$\sigma_b = \frac{6250}{20,6} = 302,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \tau = \frac{3650}{3 \cdot 3'77 \cdot 17,19} = 18,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 72 stellt das Lichtbild, Abb. 73 die Reißzeichnung, Abb. 74 die Messungsergebnisse dar.

### Protokoll, Balken Nr. 30.

Belastung in kg			Durchbiegung in mm		Verdrehungen (Libellen)		Tageszeit
Gegenstand	einzel	zusammen	Seite	Mitte	0'10 cm	0'17 cm vom Auflager	
Aufbau u.							19. VIII. 1910
1. Laststufe	768	768	0'225	0'35	30''	1' 10''	9h 24'
Entlastung	—	—	0'075	0'15	—	40''	9h 26'
2. Laststufe	500	1268	0'60	1'05	1' 45''	2' 40''	9h 30'
Entlastung	—	—	0'30	0'55	30''	1' 25''	9h 32'
3. Laststufe	500	1768	1'175	1'85	3' 30''	4' 30''	9h 35'
Entlastung	—	—	0'525	0'90	1' 20''	2'	9h 39'
4. Laststufe	500	2268	2'525	4'15	7' 20''	8' 50''	9h 43'
Entlastung	—	—	1'225	1'80	3'	3' 40''	9h 45'
5. Laststufe	500	2768	4'50	6'80	13'	14' 20''	9h 50'
Entlastung	—	—	1'95	2'85	4' 50''	5' 50''	9h 58'
6. Laststufe	1000	3768	7'525	10'90	9' 40''	23' 50''	10h 4'
Entlastung	—	—	2'65	4'20	7' 10''	8'	10h 14'
7. Laststufe	1500	5268	13'075	17'70	8'	42'	10h 26'
8. Laststufe	2000	7268	—	—	—	—	10h 51'
		Bruchlast ca. 7000 kg					

Es muß sofort auffallen, daß sich trotz der hohen, bei gewöhnlichem Eisen ganz undenkbar hohen Spannungsziffern keinerlei Erscheinungen am Druckgurt und nur die gewöhnlichen Folgeerscheinungen am Zuggurt eingestellt haben. Die Richtigkeit des aus den sonstigen Versuchen (Abb. 66.) gewonnenen Kriteriums für den Bruch ( $\sigma_e = 3920 \text{ kg/cm}^2$ ) vorausgesetzt, gelangen wir zur Vermutung, daß die auftretenden Momente nicht so groß waren, als sie rechnermäßig vorausgesetzt worden sind, und daß eine rahmenartige Wirkung kombiniert aus jener bei Holztragwerken mit Sattelhölzern und Kopfbändern (Abb. 75) eingetreten ist, mit dem vom

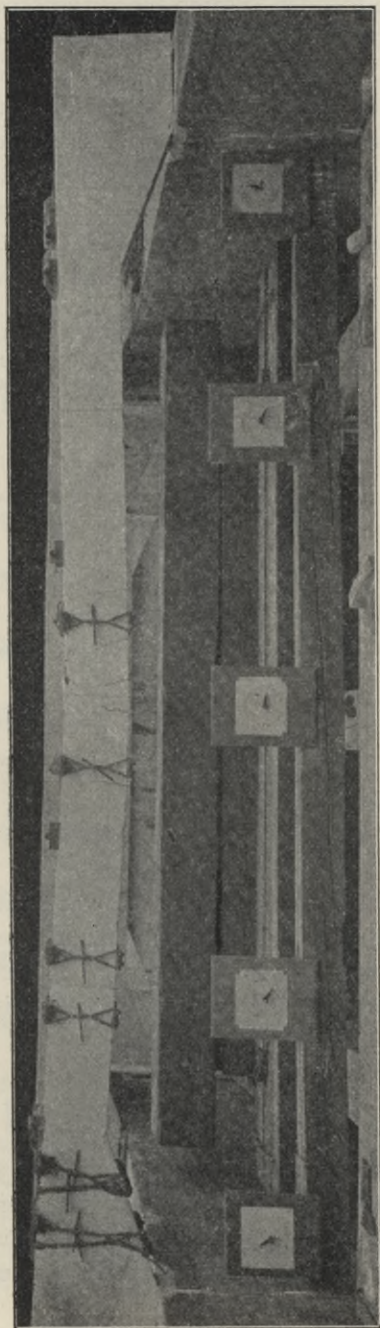


Abb. 69. Bruchbild des Balkens Nr. 29.

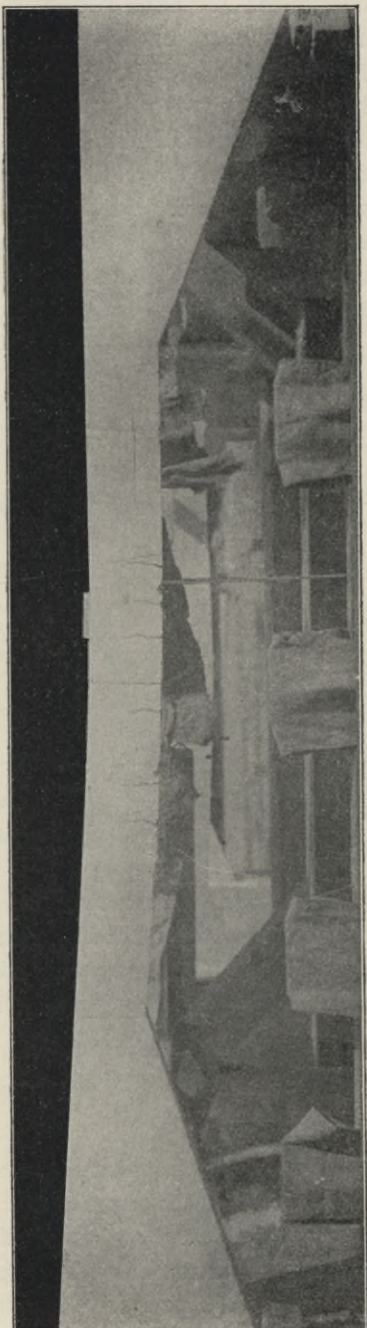


Abb. 72

festen Widerlager erzeugten Horizontalschub. Auch hier gilt das später öfter Wiederholte, daß die vollständige Klärung aller dieser Detailfragen jede für sich umfangreiche Versuche verlangen würde, die hier den Zusammenhang zwischen den Abmessungen der Voute und ihrer Wirksamkeit klarzulegen hätten. Die beschränkte Zahl der vorliegenden Versuche kann eine solche Verallgemeinerung der Resultate nicht gestatten. Das Untersuchte muß daher in seiner Gültigkeit auf die besonderen Abmessungen beschränkt bleiben und sei noch auf das Heft VI dieses Berichtes verwiesen, wo diese Resultate im Zusammenhang mit den Rahmenversuchen behandelt und eine streng wissenschaftliche Erklärung gegeben werden soll. Hier soll nur versucht werden, die Erscheinung durch bei den Empirikern übliche einfachen Methoden etwas in ihrer Wirkung darzulegen.

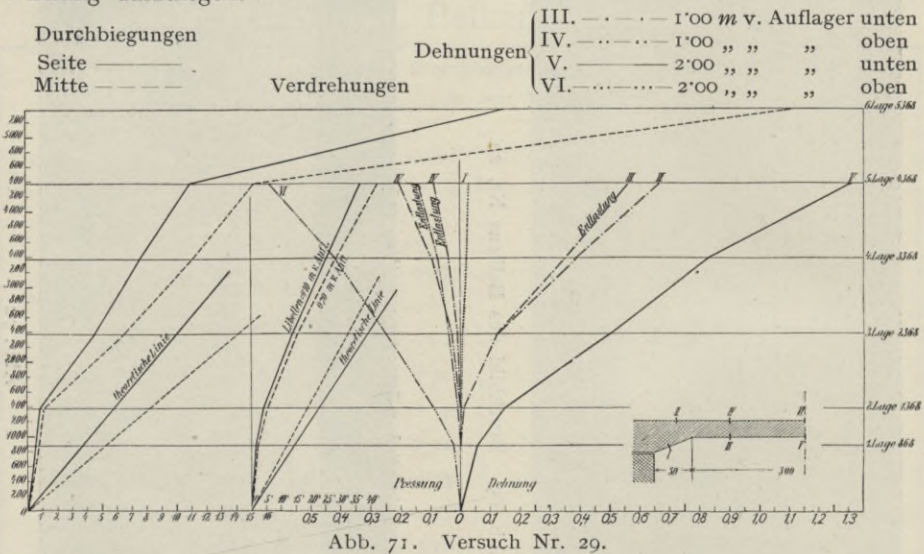


Abb. 71. Versuch Nr. 29.

Wenn man die Annahme macht, daß die beiden äußeren Lasten, welche auf der Konsole gestanden haben, durch dieselbe auf das Widerlager übertragen werden und daher den Träger gar nicht belasten, so gelangen wir zu den folgenden Resultaten. Das Moment reduziert sich dann um ein Viertel und es ist

$$\text{für Balken Nr. 29 } \sigma_e = \frac{5668 \cdot 150}{4 \cdot 58 \cdot 3} = 3660 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\text{„ „ „ 30 } \sigma_e = \frac{7300 \cdot 150}{4 \cdot 58 \cdot 3} = 4680 \text{ kg/cm}^2.$$

Siehe die damit zusammenhängenden Eintragungen von Nr. 29 und 30 in Abb. 66, wo sich die Größen der Bruchmomente eingezeichnet vorfinden.

Es wären dies wahrscheinlichere Größen, welche die gemachte Annahme einer weiteren Erwägung wert erscheinen lassen. Einen Vergleich der auf diese Weise erzielten Durchbiegungen enthält die Abb. 76.

Beim Balken Nr. 8 geschah die Belastung laut Schema b durch 2 Lasten im Abstände von 1'0 m vom Auflager. Beim Versuch Nr. 29 und 30 befinden

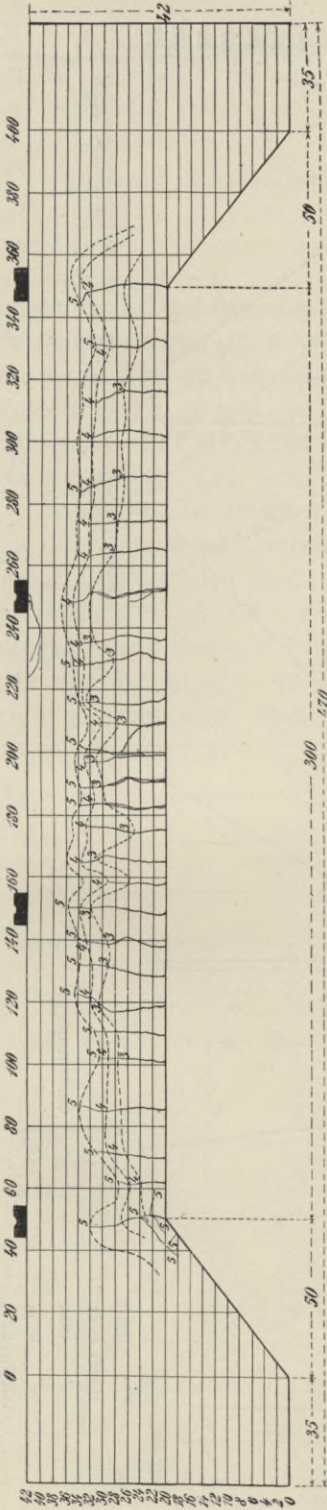


Abb. 70. Versuch Nr. 29.

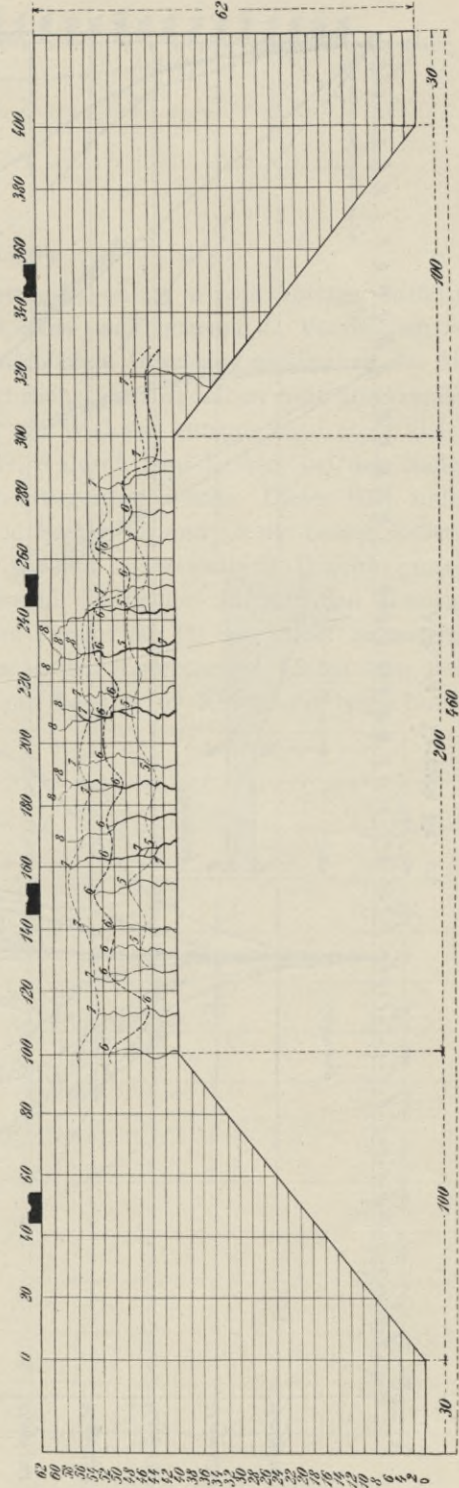
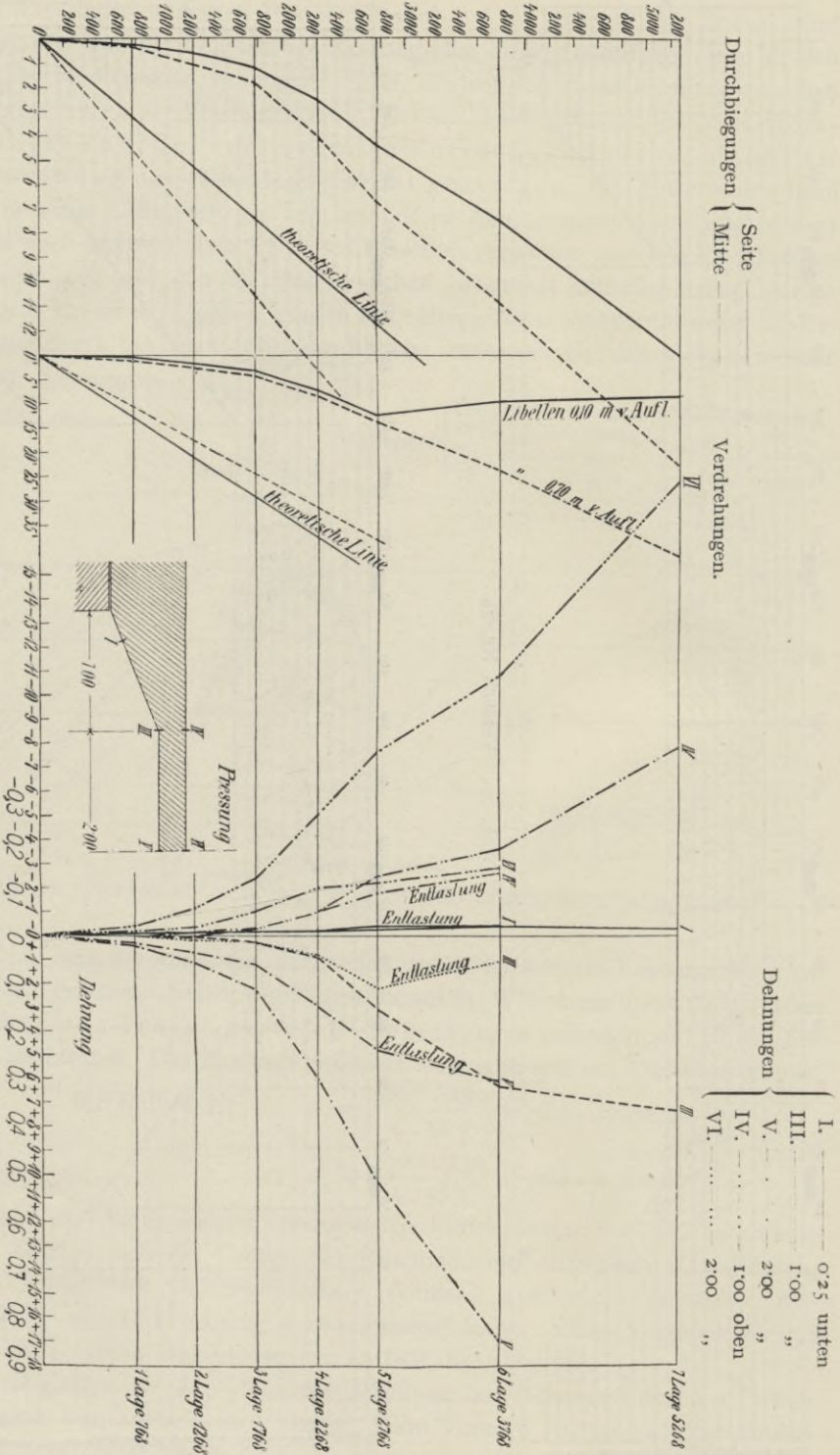


Abb. 73. Versuch Nr. 30.



Abh. 74. Versuch Nr. 30.

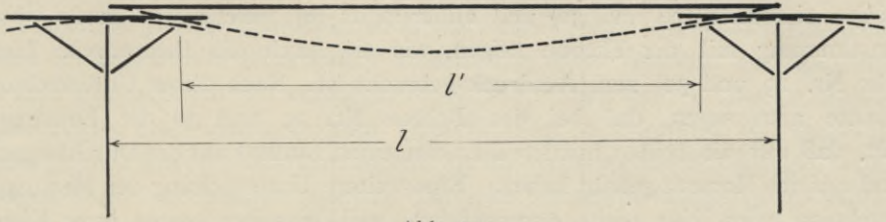


Abb. 75.

sich die beiden mittleren Lasten im Abstände von  $1,5\text{ m}$  vom Auflager entfernt. Die Belastung geschah jedoch mit 4 Lasten nach Schema *d*. Vergleichen wir nun die in Abb. 76 aufgetragenen tatsächlichen Durchbiegungskurven der drei Versuche Nr. 8, 29 und 30. Wie ersichtlich gehen dieselben weit auseinander, wobei man nicht übersehen darf, daß die Wirkung entsprechend einer gleichförmig verteilten Last beim Balken Nr. 8 durch zwei Lasten, bei den Balken Nr. 29 und 30 aber durch 4 Lasten hervorgerufen wurde. Dieses Bild ändert sich sofort, wenn man einerseits für die Balken 29 und 30 die beiden äußeren Lasten ausgeschieden denkt (29 und 30) und andererseits die Durchbiegungen des Balkens Nr. 8 mit der Verhältniszahl der beiden auftretenden Momente rektifiziert und den so richtig gestellten Verlauf mit (8) bezeichnet, in unserem Falle also  $\delta_8 : (\delta_8) = 8 : 10^2/3$ , wie dies in den theoretischen Linien zum Ausdruck gebracht wird. Man erhält dann die drei in Klammern bezeichneten

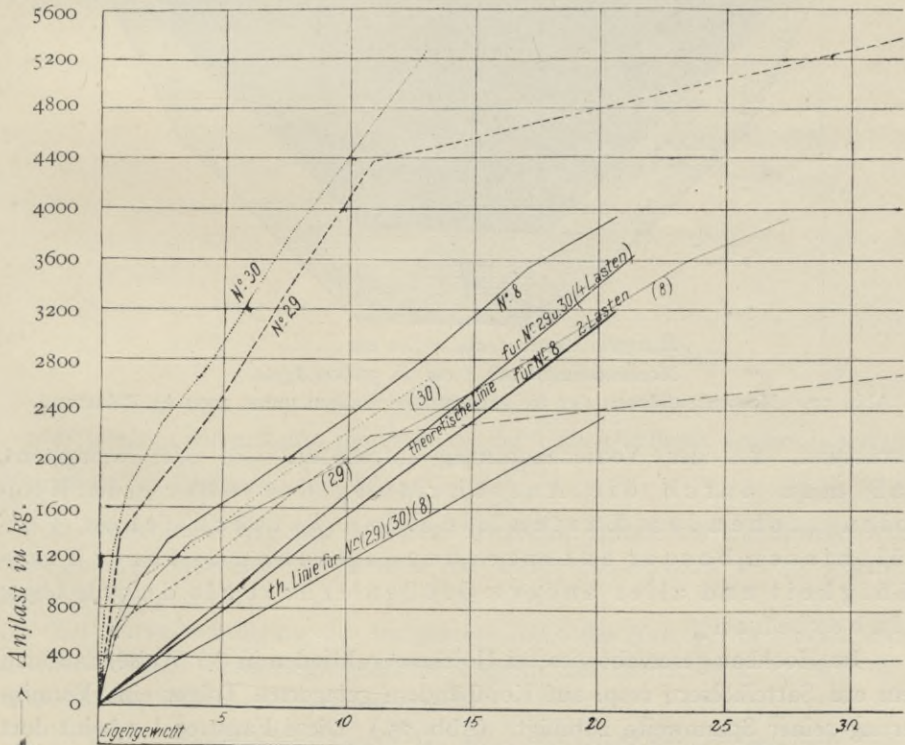
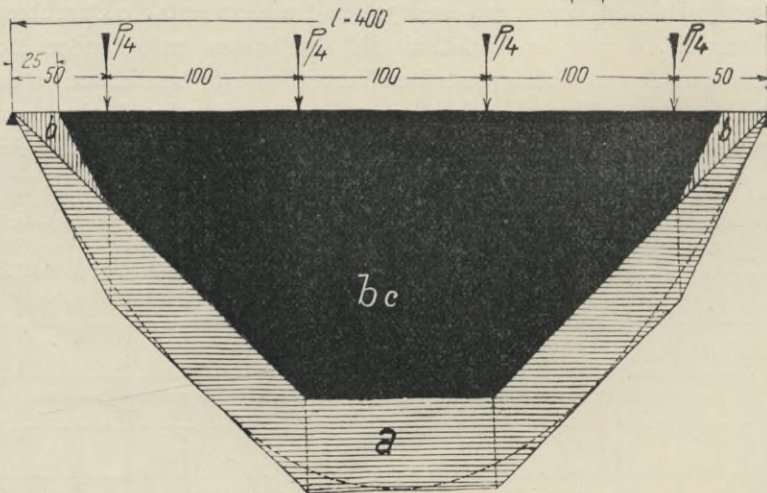


Abb. 76. Durchbiegungen in der Mitte bei Balken Nr. 8, 29 und 30.

Linien einerseits (29 und 30) und andererseits (8), welche eine große Übereinstimmung mit der Theorie zeigen, wie sie durch die theoretische Linie (für Nr. 29 und 30) zum Ausdruck gebracht ist. Nach dieser Untersuchung könnte man sagen, daß bei den Balken Nr. 29 und 30 die Faustregel gilt, daß nur die beiden mittleren Lasten einen Einfluß auf die Durchbiegung und auf das Moment gehabt haben. Eine weitere Untersuchung der Messungsergebnisse wird hier nicht durchgeführt, weil dieselben wegen ihrer Kleinheit einen Einfluß nicht zum Ausdruck bringen. Die Abb. 76 läßt also den Schluß zu, daß eine Einwirkung der beiden äußeren Lasten auf den mittleren Teil des Trägers, durch beide vorgenannten Einflüsse

$$\text{Moment für } \left\{ \begin{array}{l} \text{gleichmäßig verteilt } M = \frac{Ql}{8} = 3000 \cdot \frac{400}{8} = 150.000 \text{ kgcm} \\ \text{für 4 Lasten } M = 50 P \quad \quad \quad 150.000 \text{ ..} \\ \text{,, 2 Lasten } = 3 Pl = \quad \quad \quad 112.500 \text{ ..} \\ \text{,, Spannweitenvermind. mit 4 Lasten } M = \frac{6 Pl}{4 \cdot 14} = 112.500 \text{ kgcm} \end{array} \right.$$



Längenmaßstab 1 cm = 40 cm

Momentenmaßstab 1 cm = 30.000 kgcm

Abb. 77. Momentenflächen der freiaufliegenden Balken unter 3000 kg Belastung.

herrührend, aus der Voutenanordnung aufgehoben wird oder wenigstens, daß man durch die Ausschaltung der über den Konsolen stehenden Lasten eine den tatsächlichen Verhältnissen besser entsprechende Rechnung ihrer Tragfähigkeit und aller andern Größen erhält als durch ihre Einbeziehung.

Im Hochbau geschieht dies bei Holzkonstruktionen in der Weise, daß man dem auf Sattelhölzern resp. auf Kopfbändern gelagerten Träger eine Verminderung seiner Spannweite zubilligt. (Abb. 75.) Diese Faustregel scheint dort durch die Form erklärt, welche das Tragwerk beim Bruch annehmen kann.

Bei einem frei aufliegenden Eisenbetonträger mit Vouten wird jedoch die lichte Weite als Spannweite beim Bruch in derselben Weise aufrecht erhalten, wie bei dem gewöhnlichen frei auflagernden Balken, indem sich der Balken um die innere Kante des Widerlagers dreht. (Abb. 69.) Der so gedrehte Träger stellt mit seinen Vouten eine Art Rahmenkonstruktion dar, welche beide Näherungen rechtfertigen kann. Es genügt, hier die Tatsache als solche festgelegt zu sehen.

Um eine Übersicht zu haben, welchen Einfluß die beiden Annahmen der Lastenverminderung oder der Spannweitenverkürzung auf den Momentenverlauf ausüben, dient die Abb. 77. Dieselbe stellt die Parabel einer gleichförmig verteilten Last  $P$  dar. Es ist dort:

a) Das derselben Last entsprechende Polygon mit 4 Lasten zu je  $\frac{P}{4}$  ist durch horizontale Schraffen gekennzeichnet. Die maximale Ordinate ist  $Y = \frac{Pl}{8} = \frac{4Pl}{32}$ .

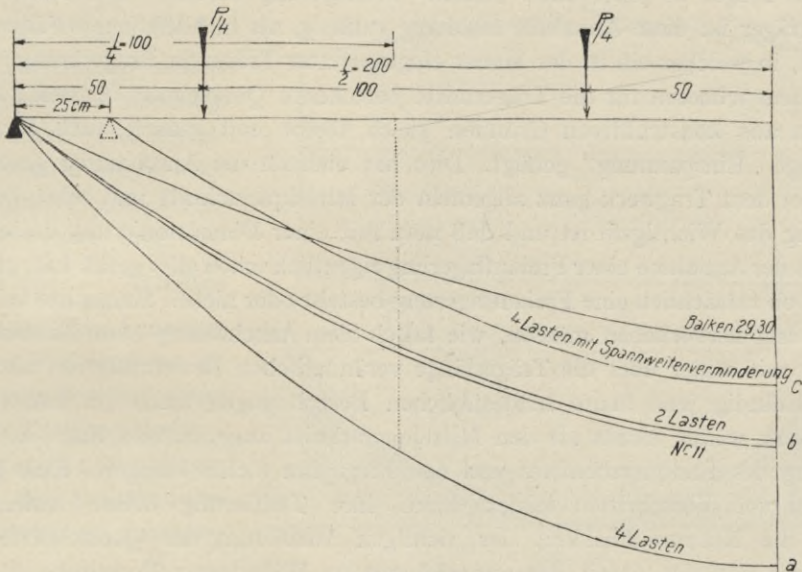


Abb. 78.

b) Denken wir uns nun die Wirkung der beiden äußeren Lasten beseitigt, so entsteht ein Linienzug mit  $M_{max.} = \frac{3Pl}{32}$ .

c) Denkt man sich alle 4 Lasten wirksam, jedoch die Spannweite von 4,0 m auf 3,50 verringert, so entsteht das durch eine schwarze Fläche gekennzeichnete Polygon c.

Zur Vervollständigung des Vergleiches dient die Abb. 78, in welcher sich die theoretischen Durchbiegungslinien eingezeichnet finden, wie sie den drei vorerwähnten Fällen entsprechen.

In diese theoretischen Linien ist unter Zugrundelegung derselben Laststufe der Durchbiegungsverlauf für 2 Versuche eingezeichnet worden, und zwar



Balken Nr. 11, welcher der theoretischen Annahme  $a$  entspricht und wesentlich hinter dieser zurückbleibt; ferner Balken 29 und 30, die nach der Annahme  $b$  berechnet wurden und ein analoges Zurückbleiben aufweisen.

## Versuche mit eingespannten Balken.

### Einleitung.

Bezüglich der Wirkung einer „Einspannung“ von Trägern in Mauerwerk kann zunächst wohl allgemein behauptet werden, daß sie in einer Mauer mit dem stoffverwandten Eisenbeton in ganz anderer und vollkommenerer Weise erzielt werden kann, als mit einem Holz oder Eisenträger, welcher im Mauerwerk immer einen Fremdkörper darstellen wird. Die Möglichkeit einer leichten Lostrennung der gewalzten I-Träger von dem Mauerwerk am Auflager hat zu dem bekannten Axiom geführt, daß die sicherste Annahme für die Berechnung solcher Träger in jener einer „freien“ Auflagerung bestehe. Für Holz- oder Eisenträger ist diese Annahme insoferne zulässig, als in allen jenen Fällen der Praxis, in welcher ein in der Mauer eingespannter Träger in Frage kommt, der nach dem früheren für die Trägermitte berechnete Querschnitt für den ganzen Balken aus konstruktiven Gründen gleich bleibt und sonach auch für eine allfällige „Einspannung“ genügt. Dies hat vielfach die Anschauung gezeitigt, daß bei dem Tragwerk ganz allgemein der Mittelquerschnitt und seine Durchbildung das Wichtigste ist und daß man mit einer Dimensionierung desselben, gemäß der Annahme einer Freiauflagerung eigentlich schon alles getan hat, gleichgültig ob tatsächlich eine Freiauflagerung besteht oder nicht. Man sollte es wohl nicht erst hervorheben müssen, wie falsch diese Anschauung beim Eisenbetonträger mit seiner über die Trägerlänge veränderlichen Bewehrung ist, und wie unvollständig jene heute landesüblichen Berechnungen sind, die von einem Tragwerk weiter nichts als den Mittelquerschnitt angeben und über die Ausbildung des Endquerschnittes und den Biegeplan nichts besagen. Eine ganze Anzahl von Vorschriften leistet durch ihre Textierung dieser Auffassung über die Nebensächlichkeit der richtigen Ausbildung des Querschnittes am Auflager und des damit zusammenhängenden Widerlagers Vorschub.

Wir wollen deshalb gleich ein gegenteiliges Extrem ins Auge fassen, bei welchem ein Eisenbetontragwerk von der Spannweite  $l$  so konstruiert werden kann, daß das Moment in der Mitte gleich Null wird und an den Auflagern  $\frac{Pl}{8}$  beträgt. In der Abb. 79 ist die Entstehung eines solchen Tragwerkes angedeutet. Es besteht aus zwei Eisenbetonkonsolen von der Ausladung  $\frac{l}{2}$ , welche in der Mitte gar nicht oder doch nicht derart, daß Spannungsübertragung stattfinden könnte, miteinander verbunden sind. Wir setzen voraus, daß die Konsolen eine genügende Einspannung am Auflager besitzen, um, wie dies bei einer richtigen Ausbildung nötig ist, die Tangente an die elastische Linie nahezu horizontal zu erhalten. Dies wird dann eintreten, wenn die Mauer am Widerlager einem

Momente  $M = -\frac{P}{2} \cdot \frac{l}{4} = -\frac{Pl}{8}$  gewachsen ist. Es ist in diesem Zusammenhang nicht uninteressant, aus der Darstellung der Abb. 7e in Erinnerung zu rufen, daß zuweilen bei eingespannten Balken eine solche starke Ausbildung am Auflager gefordert wird, die es erlauben würde, den Balken in der Mitte ohne Gefahr zu zerschneiden.

Denkt man sich diese beiden Konsolen mit einer zunehmenden Starrheit verbunden, so besteht kein Zweifel, daß, wenn der biegungsfeste Mittelquerschnitt nunmehr Momente aufnehmen kann, dadurch die Einspannungsmomente an den Auflagern verringert werden. Die Tangente an die elastische Linie bleibt bei der Verminderung der Momente von  $\frac{Pl}{8}$  auf  $\frac{Pl}{12}$  wenn an der Verbindung nichts geändert wird ebenfalls horizontal. Der Mittelquerschnitt wird also, so stark er auch hergestellt werden mag, nie mehr wie  $\frac{Pl}{24}$  erhalten können. Eine Änderung dieses Verhältnisses ist nur dann denkbar, wenn

der Endquerschnitt nicht stark genug ist, um das der vollständigen Einspannung entsprechende Moment  $\frac{Pl}{12}$  aufnehmen zu können, d. h. wenn er bei dieser Inanspruchnahme nachgibt, also sich durch Verdrehung entlastet.

Bei der Beurteilung der Frage, in welchem Maße ein vorhandenes Widerlager einer Einspannung gewachsen ist, spielt das Verhältnis der Trägheitsmomente zwischen Träger und Widerlager eine ausschlaggebende Rolle, gekennzeichnet durch die Gleichung

$$M_o = -\frac{I}{I_2} q l^2 \cdot \frac{I}{I + \frac{2}{3} \frac{J_o}{J_1} \cdot \frac{h}{l}} \quad *)$$

\*) Siehe darüber Näheres: Haberkalt & Postuvantschitz, S. 320. „Die Berechnung der Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton bei Hochbauten und Straßenbrücken“. 1911.

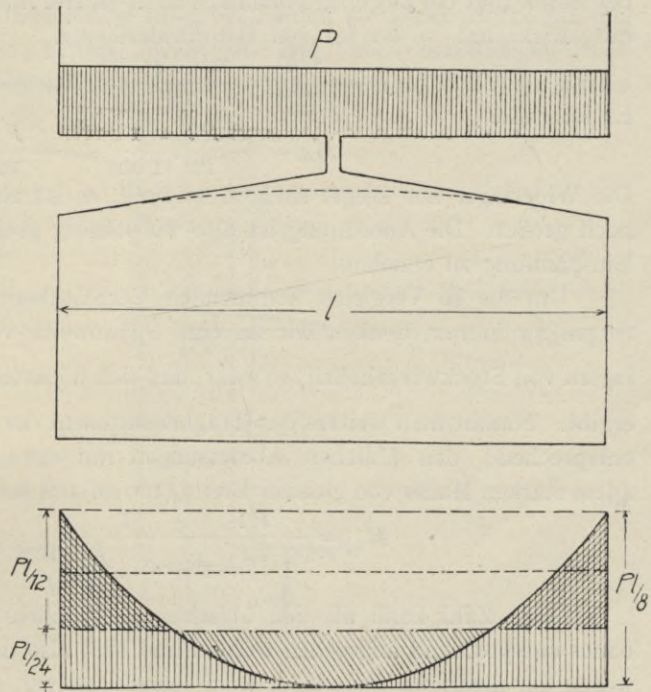


Abb. 79.

Hiebei bedeutet:  $J_0$  das Trägheitsmoment des Balkens,  $J_1$  jenes des Widerlagers,  $h$  die Höhe des Widerlagers,  $l$  die Spannweite des Balkens und  $q$  die gleichförmig verteilte Last auf die Längeneinheit. Bei den vorliegenden Versuchen war

$$ql = 4 \frac{P}{4} \text{ und } \frac{h}{l} = \frac{1}{4}, \text{ demnach } M_0 = - \frac{Pl}{12} \cdot \frac{1}{1 + \frac{J_0}{6J_1}}.$$

Die Größe  $J_0$  beträgt (Abb. 3) mit Einrechnung des Zuges im Beton  $J_0 = 14340 \text{ cm}^4$ , ohne denselben  $10120 \text{ cm}^4$ ; berücksichtigt man bei den Versuchsobjekten nur die halbe Breite der Widerlager (Abb. 8), eine Annahme, die sich aber durch die Versuche als unrichtig erwiesen hat, indem bei Beton und bei Ziegel in Portlandzement-Mörtel immer das ganze Widerlager mitgewirkt hat, so ist bei den Betonwiderlagern

$$J_1 = \frac{b h^3}{12} = \frac{216 \cdot 45^3}{12} = 1640000 \text{ cm}^4.$$

Es ist daher

$$M_0 = - \frac{Pl}{12} \cdot \frac{1}{1.001} = - \frac{Pl}{12}.$$

Die Widerlager aus Ziegel sind  $60 \text{ cm}$  breit, es ist also die Steifheit derselben noch größer. Die Anordnung ist also vollständig geeignet, die erwartete volle Einspannung zu erzielen.

Um die in Vergleich kommenden Verhältnisse des Hochbaues hier vor Augen zu führen, denken wir an eine Spannweite von  $6-7.0 \text{ m}$  mit Widerlagern von Stockwerkshöhen, so zwar, daß sich höchstens das Verhältnis  $\frac{h}{l} = \frac{1}{2}$  ergibt. Nimmt man weiters das Trägheitsmoment der Eisenbetondecke auf  $1 \text{ m}$  entsprechend den üblichen Abmessungen mit etwa  $200000 \text{ cm}^4$ , jenes einer  $45 \text{ cm}$  starken Mauer von gleicher Breite ( $100 \text{ cm}$ ) mit  $800.000 \text{ cm}^4$  an, so ergibt sich

$$M_0 = - \frac{Pl}{12} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{J_0}{J_1} \cdot \frac{h}{l}} = \frac{Pl}{13}.$$

Diese Zahl kann als den üblichen praktischen Verhältnissen des Hochbaues entsprechend angesehen werden und sind also die vorstehenden Versuche wegen der niedrigen Widerlager wohl etwas massiver, ohne daß aber von einem großen Unterschied gesprochen werden kann. Es zeigt dies immerhin, daß allfällig noch Versuche mit schlankeren Widerlagern zur Ergänzung unseres Wissens ins Auge zu fassen wären. Zur Kennzeichnung der Verhältnisse bei schwachen Widerlagern dienen noch die später abgeführten Rahmenversuche wo  $\frac{J_0}{J_1} = 1$  ist, wobei der Abminderungskoeffizient von  $\frac{12}{13}$  bis auf  $\frac{3}{5}$  sinkt und dementsprechend  $M_0 = - \frac{Pl}{16}$  bis  $\frac{Pl}{20}$  wird.

Wenn wir einen Spielraum von  $10 \text{ v. H.}$  als zulässig ansehen, so ergibt sich daraus die Bedingung für die Größe  $\frac{h}{l} \cdot \frac{J_0}{J_1} \leq \frac{1}{6.7}$  als jene Grenze, unterhalb welcher nicht gegangen werden darf. Für diesen Fall ist die Abminderung  $M_0 = \frac{\int_0^l M dx}{1.12 l}$  und für eine gleichförmig verteilte Last

$M_0 = \frac{ql^2}{1 \cdot 1 \times 12} \doteq \frac{ql^2}{13 \cdot 2}$ . Es entspricht dies etwa einer 10 prozentigen Abweichung und ergibt die Regel, daß  $l \cdot J_1 \leq 7 \cdot h \cdot J_0$  sein muß. Für die häufig wiederkehrenden Verhältnisse des Hochbaues, wenn  $l = 2h$  ist, muß  $J_1$  mindestens gleich  $3 \cdot 4 J_0$  sein, wenn das Widerlager im Sinne unserer Versuche als stark genug angesehen werden soll, um eine vollständige Einspannung sicher zu stellen. Dieser Forderung entsprechen die Mauern des Hochbaues in den meisten Fällen. Bei unseren Versuchen war  $J_1 \doteq 12 J_0$  und mehr, also immerhin sehr stark.

Die erörterte Auffassung geht daher von der vollen Einspannung als leicht bestimmbarer Regel aus und die Freilagerung wird als Zustand hingestellt, der ebenso wie z. B. die Spitzenlagerung bei Säulen zu seiner Herbeiführung besonderer Vorkehrungen bedarf, während fast alle baumäßigen Ausführungen mit einer noch so bescheidenen Einmauerung sich von diesem

Laboratoriumszustand der „freien“ Auflagerung entfernen und sich dem Zustand der vollen Einspannung soweit nähern, daß, wie wir sehen werden, in vielen Fällen dieselbe als vorhanden zu bezeichnen ist. Diese Anschauungen, welche mit den heute landläufigen in offenkundigem Widerspruch stehen, sollen mittelst der folgenden Versuche auf ihre Richtigkeit überprüft werden.

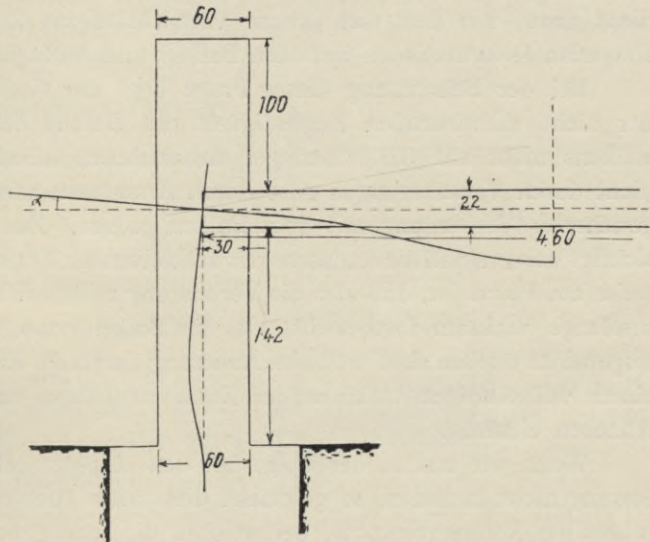


Abb. 80.

Von diesen hatte ein Teil zunächst den Zweck, die Frage der vollen Einspannung zu ergründen und ihr Vorhandensein festzustellen; die betreffenden Balken sind demgemäß so bewehrt worden (Abb. 2), daß der Endquerschnitt doppelt so viel Eisen wie der Mittelquerschnitt erhält. Ein anderer Teil beschäftigt sich mit Balken, die kurz als „halbeingespannt“ oder richtiger als „teilweise eingespannt“ zu bezeichnen sind (siehe Abb. 1c und d). Bei diesen wurde der Endquerschnitt weniger stark als der Mittelquerschnitt armiert; die Versuche sollen den Nachweis erbringen, ob und welchen Einfluß diese geringe Bewehrung auf die Tragfähigkeit des Balkens hat. Behufs rechnermäßiger Behandlung dieser Träger wird die Annahme gemacht, daß sich das Gesamtmoment von der Belastung  $\frac{ql^2}{8}$  in zwei Teile zerlegt — das negative Spannungsmoment am Auflager und das positive Moment in

der Mitte, proportional verteilt nach dem Widerstandsmoment der beiden Querschnitte, also bei gleicher Trägerhöhe nahezu proportional den betreffenden Eisenquerschnitten. Dieser Vorgang entspricht dem bereits auf Seite 16 entwickelten Gedankengang, nach welchem es möglich sein könnte, die Verteilung der Momente durch die Anordnung der Widerstandsmomente resp. der Eisenbewehrung im vorhinein zu bestimmen. Die Versuche dienen also auch dazu, diese Annahmen auf ihre Richtigkeit oder Möglichkeit zu prüfen und in der Folge festzustellen, ob dieser Zustand von vornherein vorhanden ist, ob und wieweit er andauert und schließlich aber auch, ob er bis in die Bruchlasten hinein bestehen bleibt, d. h. ob für die Tragfähigkeit bei Zugrundelegung dieser Annahmen dieselbe Sicherheit besteht, wie sie sonst die üblichen Rechnungen beinhalten.

Die Abb. 80 stellt den typischen Fall eines eingemauerten Balkens mit den Abmessungen dar, wie sie bei den Versuchen verwendet worden sind, und dient dazu, um den fast immer vernachlässigten Zusammenhang der auftretenden Deformationen zwischen Balken und Auflager vor Augen zu führen.

Bei der Behandlung dieser Frage liegt der Gedanke nahe, das Axiom der nicht mitwirkenden Zugfestigkeit des Betons beim Zugquerschnitt des Balkens nicht auf die Widerlager auszudehnen, selbst dann, wenn dieselben nicht durch Verankerungen oder durch Armaturen wie bei einem Rahmen in gesicherter Verbindung mit dem Balken stehen. Zuerst muß dabei berücksichtigt werden, daß die Annahme der ausbleibenden Zugwirkung nur bedingungsweise am Platze ist, daß also die Verbindung zwischen Widerlager und Balken, insolange wirksam fortbesteht, als die Balken vom Widerlager nicht ganz losgetrennt worden sind, weil eine Änderung durch die Einspannung sich erst bei einem vollständigen Aufhören des Zusammenhanges und den dann folgenden Abheben einstellt.

Wenn wir uns in der Folge bei den eingemauerten Balken dieser Auffassung nicht bedienen, so geschieht dies unter Hinweis auf die später abzuführenden Rahmenversuche, bei welchen dies nachgetragen werden soll.

Wie wir aus dem Vorangehenden wissen, haben sich die frei aufliegenden Balken in deutlicher Weise um die Auflagerkante gedreht und vom Widerlager abgehoben. Sie wurden demnach mit einer Spannweite von 4 m berechnet. Dieselbe Erscheinung konnte bei den in der Folge beschriebenen widerlagsbelasteten Balken und bei den später zu erörternden Konsolbalken beobachtet werden. Um die Kontinuität des Vergleiches nicht zu stören, wurde daher bei den eingemauerten Balken (Abb. 80) anstatt der immerhin unsicheren Größe der Spannweite, welche 4.30 bis 4.60 m betragen kann, ebenfalls die lichte Weite von 4 m zugrunde gelegt und sei dies bezüglich auch auf eine spätere Berechnung bei den Rahmen verwiesen, wo die Größe mit aller theoretischen Genauigkeit behandelt werden soll. Diese Abweichung ist weiterhin noch durch den Umstand gerechtfertigt, daß die großen Bruchlasten der eingemauerten Balken noch eine, wenn auch nur weitere rechnermäßige Verminderung der Spannweite verlangt hätten.

## II. Versuchsreihe mit Widerlagsbelastung.

Wir haben gleich eingangs auf Seite 1 jene Mittel aufgezählt, deren wir uns zur Erzielung einer Einspannung bedienen können. Das allgemein anerkannte Mittel dieser Art ist die Widerlagsbelastung. Deshalb ist der erste Abschnitt der Versuche der Widerlagsbelastung gewidmet, wobei zunächst alle übrigen Einflüsse ausgeschaltet werden sollten. Dies entspricht der in der Praxis üblichen Voraussetzung, daß nur das Gewicht der darüberstehenden Mauern als wirksam angesehen wird, während die Verbindung des Trägers mit der Mauer als so lose gilt, daß sie für die Einspannung nicht in Betracht kommt. Die Einspannung bleibt also bei diesen Versuchen mit Widerlagsbelastung auf das darüberliegende Gewicht allein angewiesen. Dieses sollte demnach entsprechend der angestrebten Sicherheit zirka 3,5mal größer sein, als dies die Rechnung sonst annimmt. Nach der früher durchgeführten Rechnung ist die zulässige Belastung bei den normalen Balken (Abb. 81) für  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  in der Mitte bei vollständiger Einspannung  $P = 3490 \text{ kg}$ . Wollte man bei dieser Last und dem Moment  $M_o = \frac{Pl}{12}$  eine zentrische Last  $Q$  auf einem Widerlagsstummel von der Länge  $d$  aufbringen, welche das Abheben vollständig hindert, so ist, wie früher berechnet  $Q = \frac{P}{2} \cdot \frac{l-d}{d}$  die zentrische Last auf den Widerlagsstummel, die das gleiche  $M_o = \frac{Pl}{12}$  hervorbringt. Für  $d = 25 \text{ cm}$  wird  $Q = 26 \cdot 2^t$  und  $3 \cdot 5 Q = 91 \cdot 0^t$ , für  $d = 35 \text{ cm}$  wird  $Q = 18 \cdot 2^t$  und  $3 \cdot 5 Q = 58 \cdot 7^t$ . Liegt die Last  $Q$  nicht in der Mitte des Widerlagsstummels, sondern um  $e$  hievon entfernt, so ist zu setzen

$$\sigma = \frac{6M_o}{bd^2} - \frac{P}{2db} = \frac{6Q'e}{bd^2} + \frac{Q'}{bd} \text{ und hieraus } Q' = \frac{P}{2} \cdot \frac{l-d}{d+6e}$$

Man sieht, daß es neben der Erhöhung von  $Q$  noch ein zweites Mittel gibt, um die Einspannung zu erzielen, was für das Experiment zu bedenken war, weil die konzentrierte Aufbringung der 3,5fachen Last auf den kleinen Auflagerstummel des Balkens unmöglich gewesen ist.

Aus den üblichen Berechnungen für die Einspannung ergeben sich viel zu hohe Spannungswerte im Auflager, die man bislang für richtig hielt. Die Versuchsdurchführung zeigt, daß einbetonierte Betonbalken sich in dem sie umgebenden Mauerwerk nicht wie Fremdkörper bewegen, da eine Trennung selbst beim Bruch nicht erzielt wurde, daß vielmehr die Einbetonierung und selbst eine einfache Einmauerung genügt hat, um aus dem Widerlagsstummel der Balken und der ihn umgebenden Mauer ein so einheitliches Ganzes zu machen, daß nur ein ihm nahegelegener Mauerquerschnitt zerstört wurde. Wir wollen auf eine eingehende Wiedergabe dieser Theorien für die Einspan-

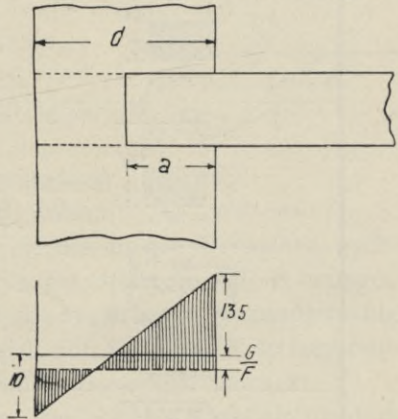
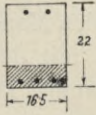
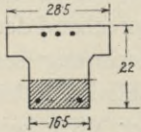
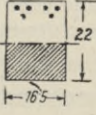
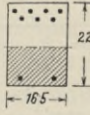
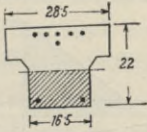
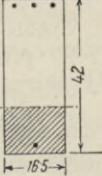
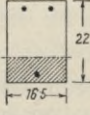
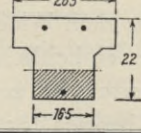


Abb. 81.

Tabelle Nr. 10.

Querschnitte am Widerlager mit voller Einspannung.		
	Eisenfläche <i>cm</i> <sup>2</sup>	$\lambda$ <i>cm</i>
	2'26 3'39	5'86
	3'39 2'26	7'43
	6'79 1'12	9'85
	7'92 2'26	10'4
	6'79 2'26	9'74
	3'39 1'13	12'25
Querschnitte mit teilweiser Einspannung.		
	2'26 1'13	6'7
	2'26 1'13	7'5

nung verzichten und verweisen diesbezüglich auf diejenigen von Seipp\*), Melan\*\*) und die im Buche von Haberkalt und Postuvanschitz enthaltenen.

Berechnet man zunächst die zulässige Last unter Annahme einer vollen Einspannung, so ist bei den Balken mit III Rundenisen mit dem Widerstandsmoment von  $W' = 58,3 \text{ cm}^3$  das Moment in der Balkenmitte für  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$M = \frac{P \cdot l}{24} = 58,3 \cdot 1000 = 58300 \text{ kgcm}, \text{ welchem}$$

ein  $P = 3498 \text{ kg}$  als zulässige Last entspricht. Das Moment im Auflagerquerschnitt beträgt  $M_o = \frac{Pl}{12} = 116.600 \text{ kgcm}$ .

Bezeichnen wir die Balkenbreite mit  $b$ , die Mauerstärke mit  $d$  und das Gewicht des über dem Balken liegenden Mauerkörpers mit  $G$ , so sind die beiden Grenzspannungen (Abb. 81)

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{2F} \pm \frac{6M_o}{Fd} + \frac{G}{F} = \frac{P}{2bd} \pm \frac{6M_o}{bd^2} + \frac{G}{F};$$

im vorliegenden Fall ist  $G$  so klein, daß es vernachlässigt werden kann, somit

$$\sigma_{1,2} = \frac{3498 \cdot \frac{d}{2} \pm 6 \cdot 116600}{bd^2}$$

und für  $d = 60 \text{ cm}$ ,  $b = 16,5 \text{ cm}$ ,  $\sigma_1 = 13,56 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_2 = 10 \text{ kg/cm}^2$ .

Für den Fall der Versuche mit Betonwiderlager ( $d = 50 \text{ cm}$ ) ergeben sich nur wenig abweichende Zahlen.

Bei einer fünfmal größeren Bruchlast, wie sie bei einigen Versuchen nachgewiesen wurde, müßte der Druck an der Einspannstelle  $69 \text{ kg/cm}^2$  betragen haben. Die gleichzeitig auf der andern Seite des Widerlagers rechnermäßig auftretende Zugspannung von  $50 \text{ kg/cm}^2$  hat sich auf die ganze Widerlagsbreite verteilt und sich durch Zugrisse in einigen Fällen bemerkbar gemacht.

Die Zugwirkung kann sich eben bei der Steifheit des Materials nicht in einer mathematischen Linie durch die Mauer fortpflanzen, sondern wird sich auf die ganze Rückseite des Widerlagskörpers in beträchtlicher Breite ausdehnen, wodurch die Zugspannung vermindert wird. Diese Verminderung kann man natürlich nur schätzungsweise angeben. Bei Beton, der im vorliegenden Falle ungefähr eine Biegunzugfestigkeit von 20 bis  $30 \text{ kg/cm}^2$  besitzt, ist es also mit dieser Rechnung wohl übereinstimmend, wenn keine Reißerscheinungen auf der Rückwand auftreten, da die Verteilung selbst bei Ziegelmauerwerk gewiß auf mehr als auf die doppelte Breite stattfindet.

Wenn man experimentell die rechnermäßige Annahme nachahmt, daß das Gewicht die Einspannung allein hervorrufen soll, dann müßte man auf den Widerlagskopf eine zentrische Last aufbringen, welche selbst unter der Bruchlast jede Zugwirkung aufhebt, weil eine Zugfestigkeit überhaupt nicht besteht. Diese Last müßte in dem obigen Fall bei  $4Q$ , also entsprechend  $\sigma_2 = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,

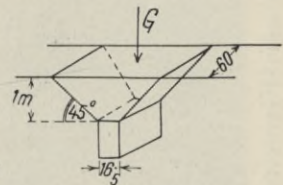


Abb. 82.

\*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1889, S. 159.

\*\*) Zeitschrift des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins, 1890.



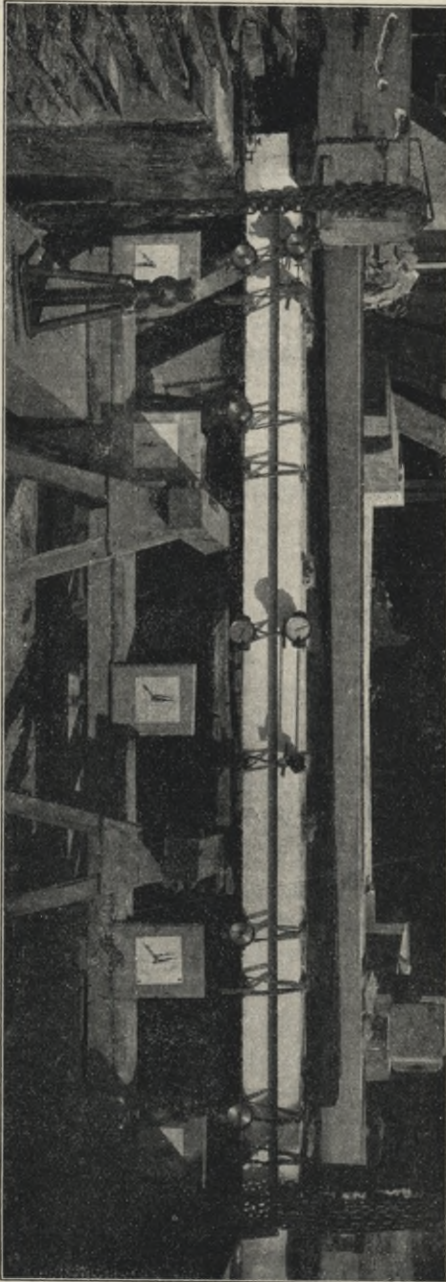


Abb. 86. Einspannungsvorrichtung und Meßapparate.

einen Druck von  $40 \text{ kg/cm}^2$  auf eine Fläche von  $16.5 \cdot 60 \text{ cm}$  d. i.  $39 \text{ t} = 4Q$  ausmachen.

$$\text{Es ist } \sigma_2 = \frac{6M_o}{bd^2} = \frac{P}{2bd}$$

$$\text{und daher für } M_o = \frac{Pl}{12}$$

$$\sigma_2 bd = Q = \frac{6M_o}{d} = \frac{P}{2} = \frac{P}{2} \cdot \frac{l-d}{d}$$

also für die zulässige Last  $P = 3498 \text{ kg}$ ,  $l = 400$ ,  $d = 60$ ,  $Q = 9.899 \text{ t}$

Diese so einfach scheinenden Annahmen der Praxis türmen sich aber zu unüberwindlichen Hindernissen auf, sowie man dieselben versuchstechnisch genau wiederholen will. Schon die erste Vorbedingung, die Bestimmung des auf den Balken entfallenden Mauergewichtes, könnte nur durch eine sehr fragwürdige Annahme kontrolliert werden, und drängt zu einer präziseren Versuchsanordnung, wenn man der Wirkung der Last gewiß sein will. (Abb. 82.) Noch schwieriger würde die Sache, wenn man außerdem noch die Hebelarme bestimmen wollte, unter welchen diese Lasten auf den Widerlagsstummel wirken, besonders wenn man der landläufigen Theorie gerecht werden wollte, die den Auflagerpunkt und damit auch die Spannweite um ein Drittel oder eine ähnliche Größe in die Mauer hinein verlegt, trotz der offensichtlichen Drehung um die Auflagerkante.

Von einer derartigen Ausführung wurde daher abgesehen.

Um wenigstens größere Drücke zu erzielen als dies durch eine Flossenlast möglich ist, wurde eine Hebelübersetzung angewendet, welche in der Abb. 83 bis 87 dargestellt ist. In denselben sind der Eisenbetonträger mit  $T$ , sein Wider-

lagsstummel mit *S*, das Betonwiderlager mit *W*, der Hebelarm mit *H*, die Anker mit *B* und die Auflast am anderen Ende des Hebels mit *A* bezeichnet.

Diese Abbildungen geben uns eine Reihe von Lichtbildern, aus welchen alle Einzelheiten der

Durchführung zu entnehmen sind. Die ursprünglich mit den übrigen Balken gleichen, 25 cm langen Auflager wurden auf 35 cm verlängert und auf 28,5 cm verbreitert, um die Auflagerung zu verbessern. Anfangs wurde ein (Abb. 88), später bei den breiten Auflagern wurden zwei Holzstücke (Abb. 89) aufgelegt. Je nach der verschiedenen Zusammendrückung dieses Holzes entstand aber eine schwer zu regulierende Druckverteilung auf den darunter liegenden Balkenstummel *S*. Diese

Druckverteilung machte sich bei verschiedener Zusammendrückung des Holzes durch die Lage des darauf befindlichen Trägers bemerkbar und hatte natürlicherweise eine verschiedene, aber nicht meßbare Exzentrizität zur Folge. Aus diesem Grunde war beabsichtigt, bei den späteren

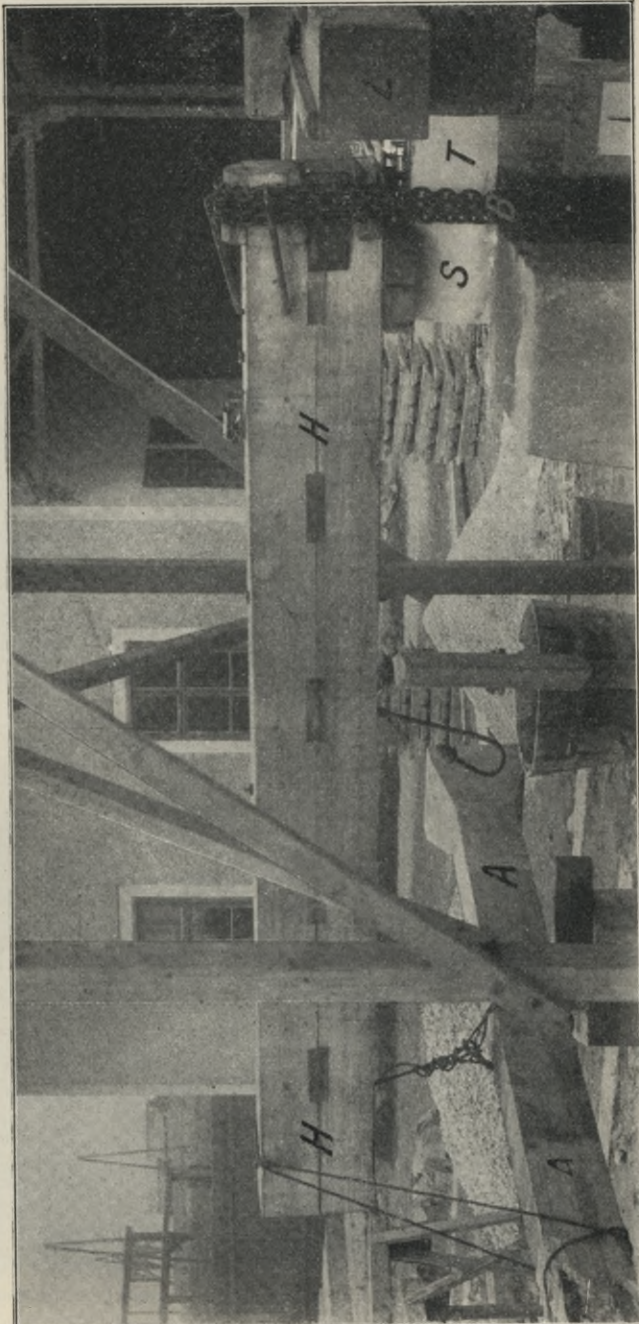


Abb. 84. Die Hebelübersetzung bei einem Widerlager.

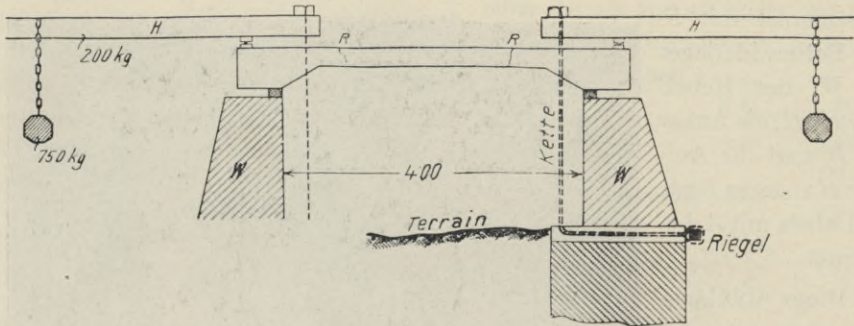


Abb. 83. Allgemeine Anordnung der Widerlagsbelastung.

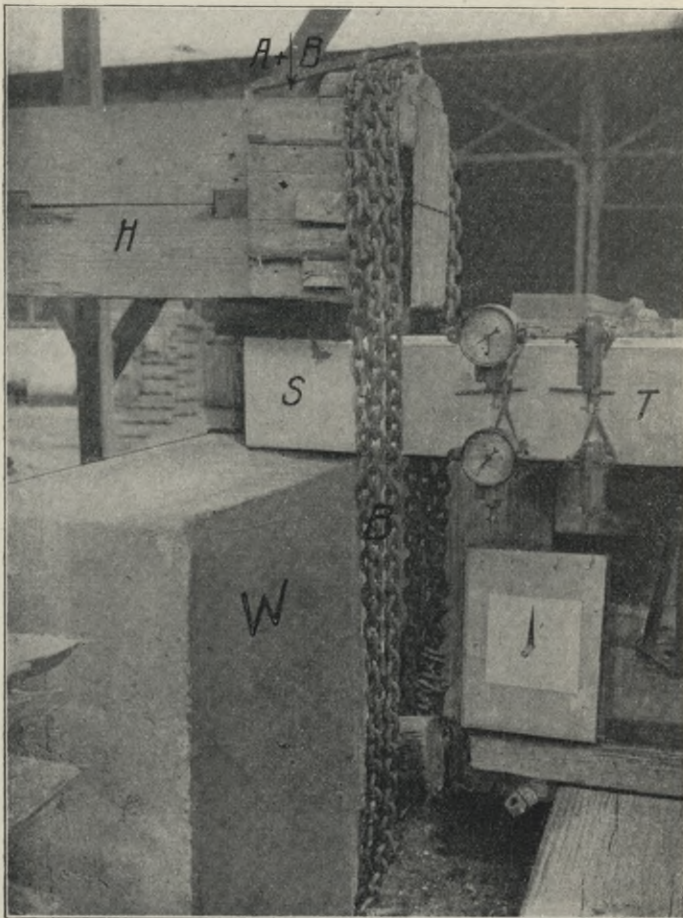


Abb. 85. Detail der Einspannungsvorrichtung.

Versuchen von den Holzstücken abzusehen und sie durch Eisenplatten mit genau feststellbaren Angriffspunkten zu ersetzen, wie sie Abb. 87 darstellt.

Bei dem ersten derartigen Versuche brach aber, als die Wirkung des rechtsseitigen Hebels durch Entlasten der an den Wagarmen hängenden Säule G

einsetzte, der Balken an zwei symmetrischen Stellen unter Auftreten von 2 Zugrissen im Obergurt (siehe Abb. 83).

Die weiteren Balken wurden daher direkt auf den Betonwiderlagern aufruhengelassen, wie dies bisher der Fall war, im übrigen aber die Fixierung der Angriffspunkte, wie in Abb. 87 skizziert, beibehalten.

Der Balken Nr. 32 ist auch in dieser Weise geprüft worden.□

Ist  $A$  das am Ende des Hebels wirkende Gewicht,  $G$  das Gewicht des Balkens,  $l$  die Länge des Hebels, sind  $a$  und  $b$  die beiden Hebelarme, so gilt für die Hebelübersetzung folgende Gleichung

$$\left(A + \frac{G}{2}\right) a = A' a = B \cdot b \text{ und } B = A' \frac{a}{b}.$$

Der Druck auf den Drehpunkt  $D_2$  oberhalb der Eisenplatte ist

$$D_2 = A' + B = A' \frac{l}{b}.$$

Beträgt nun das Gewicht  $A_1$  wie bei den Versuchen der 2. Serie inkl. Eigengewicht des Balkens 850 kg, so muß das notwendige Übersetzungsverhältnis für die zulässige Last entsprechend einer Einspannung von 26,0 t resp.  $18,2 t \frac{l}{b} - \frac{D_2}{A'} = 30$  bis 20 betragen. Da dieses Übersetzungsverhältnis nicht oder nur nahezu erreicht werden konnte, ist es dabei unvermeidlich, daß sich der Balken bei höheren Lasten abhebt und das in der Abb. 91 dargestellte Kräftespiel eintritt. In diesem Falle wäre bei der Erhöhung der Last  $A'$  auf 1000 kg eine Hebelübersetzung  $\frac{l}{b} = 26$  resp. 16 nötig gewesen. Mit diesen Voraussetzungen wurde gerechnet und der Balken so angeordnet, daß seine Gesamt-

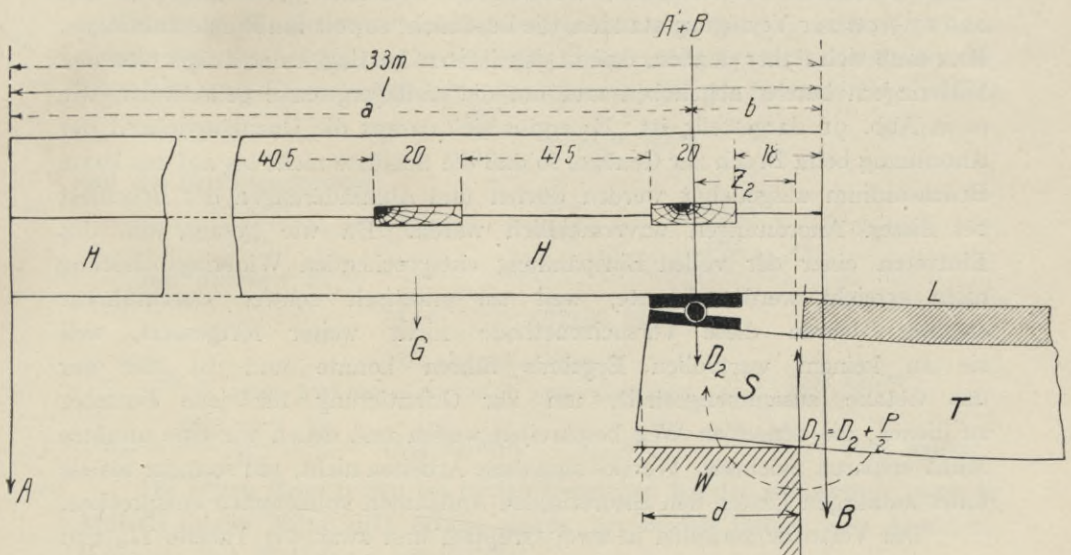


Abb. 87.

länge  $l = a + b$  in zwei Hebelarme zerfiel, wovon  $b = \frac{l}{20}$  sein sollte. Wie die späteren Aufzeichnungen zeigen, waren insbesondere in der zweiten Serie mit den 35 cm kurzen Widerlagern Ungenauigkeiten unvermeidlich, d. h. eine genaue Bestimmung dieses Übersetzungsverhältnisses untunlich. Der längere Arm war höchstens 20 mal so groß, als der kürzere. Jedenfalls hat sich der Balken immer, sei es früher oder später, vom Auflager abgehoben, wobei nicht übersehen werden darf, daß selbst dieses Abheben nicht gleich im ersten Augenblicke seines Entstehens, sondern erst viel später dem Auge erkenntlich war. Es geschah immer ebenso wie bei den Versuchen mit Freiauflagerung genau um die Auflagerkante, die eigentümlicher Weise trotz dieser vielfachen Benützung keine nennenswerten Zerstörungen gezeigt hat. Es besteht also über die der Rechnung zugrunde liegende Spannweite kein Zweifel. An dem längeren Arm war, wie gesagt, ein Gewicht von 750 kg resp. 1000 kg, eine der vorrätigen Beton-Säulen, angehängt. Das Eigengewicht des Holzbalkenarmes betrug 200 kg. Der kürzere Arm wurde mittelst einer starken Kette gegen einen Pfosten, welcher in ein in das Widerlager gestemtes Loch versenkt wurde, verankert. (Siehe Abb. 85.) Bei dieser Verankerung mußte man mit einer Zugkraft von im Maximum von 20 t rechnen und sind daraufhin auch die Kettenabmessungen gewählt worden. (Die Kette ist dann bei späteren Versuchen durch ein starkes Drahtseil ersetzt worden, wodurch naturgemäß die Bestimmung des kleineren Hebelarmes wesentlich genauer wurde als bei der in mehrfachen Strängen um den verdübelten Träger gelegten Kette.

Will man jene exzentrische Laststellung von  $Q$  bestimmen, welche eine volle Einspannung erzielt hätte, so wäre für ein Maximum von  $Q = 20^t$  und bei einer angenommenen Bruchlast  $3.5 P = 3.5 \times 3.49^t = 12.2^t$  ein  $e = 15.5$  cm nötig. Nun läßt sich natürlich, nachdem der Stummel 35 cm lang war und nur 17.5 cm zur Verfügung standen, die Last nicht soweit am Rande anbringen. Man muß sich daher denken, daß in den letzten Lastlagen der Träger von den Widerlagern bereits abgehoben und um die Auflagergelenke gedreht ist, wie es in Abb. 91 dargestellt ist. Es ergibt sich daraus die Unzulänglichkeit der Anordnung beim Bruch zur Genüge, so daß die Schlüsse nicht bis auf das letzte Bruchstadium ausgedehnt werden dürfen und Abminderungen der Bruchlast bei diesen Anordnungen unvermeidlich waren. Da wie gesagt, die das Eintreten einer der vollen Einspannung entsprechenden Widerlagsbelastung nicht erreicht werden konnte, weil sie praktisch schwer durchführbar erschien, wurde diese Versuchsmethode nicht weiter fortgesetzt, weil sie zu keinem wertvollen Ergebnis führen konnte und ist hier nur das Getane zusammengestellt, um zur Orientierung für jene Forscher zu dienen, die denselben Weg beschreiten wollen und denen wir eine unnütze Mühe ersparen möchten. Wertlos sind diese Arbeiten nicht, um so mehr als sie unter zulässigen Lasten den theoretischen Annahmen vollkommen entsprechen.

Die Versuche zerfallen in zwei Gruppen und zwar wie Tabelle II<sub>v</sub> und II<sub>h</sub> zeigt, in solche mit einer Bewehrung am Widerlager, die einer vollen Ein-

spannung, also  $M = \frac{Pl}{12}$ , und in solche deren Bewehrung einer sogenannten teilweisen Einspannung, beiläufig  $M = \frac{Pl}{20}$  entspricht.

Der Gruppe Serie II<sub>h</sub> gehören an die Balken Nr. 12, 13, 6, 26, 42, wovon Nr. 12, 13, 26 den gewöhnlichen Rechtecksquerschnitt, Nr. 6 und 42 T-förmigen Querschnitt zeigen. Die Bewehrung schwankt von 1·0 bis 1·67 v. H. Die zur Berechnung der einzelnen Querschnitte nötigen Größen sind aus der Tabelle 4 zu entnehmen.

Die Gruppe Serie II<sub>v</sub> umfaßt die Versuche mit den Balken: Nr. 14, 15, 27, 7, 32, wovon Nr. 14, 15, 27 Rechtecksquerschnitt 16·5/22 cm, Balken Nr. 7 T-förmigen Querschnitt besitzt. Balken Nr. 32 ist mit sogenannten mittleren Vouten ausgestattet und hat rechteckigen Querschnitt.

## II<sub>h</sub> Versuchsreihe mit Widerlagsbelastung.

Mit unvollkommener Einspannungsbewehrung

In dieser Versuchsreihe sind diejenigen Balken zusammengestellt, welche mit einer Bewehrung ausgestattet sind, die einer sogenannten „halben“ Einspannung entspricht. Das Moment am Auflager wurde mit  $\frac{Pl}{20}$  angenommen, danach ist das Moment in der Mitte  $\frac{3Pl}{40}$ . II<sub>h</sub> gibt wieder einen Überblick über alle Einzelheiten, wie Bewehrung, Orte der Meßapparate etc.

### Versuch Nr. 12 und 13 (Abb. 88—92) mit 4 Lasten.

Diese beiden Balken sind ganz gleich ausgestattet; sie verfügen über 3 Rundeisen von 12 mm Durchmesser in der Mitte, von denen zwei am Auflager aufgebogen wurden. Versuch Nr. 12 fand am 7. März 1910 von 9 Uhr 45 Min. bis 11 Uhr 10 Min., Versuch Nr. 13 am 8. März von 10 Uhr 10 Min. bis 11 Uhr 45 Min. statt. Die Bruchlast des Balkens Nr. 12 betrug 8365 kg, inklusive Eigengewicht 8665 kg, bei Balken Nr. 13 10365, resp. 10665 kg, im Durchschnitt also Bruchlast samt Eigengewicht 9665 kg. Hiernach ist das Moment in der Mitte

$$M = \frac{3Pl}{40} = 289950 \text{ kgcm}$$

und die Bruchspannungen

$$\sigma_e = \frac{289950}{58 \cdot 3} = 4970 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = \frac{289950}{1197} = 242 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Auflager ist

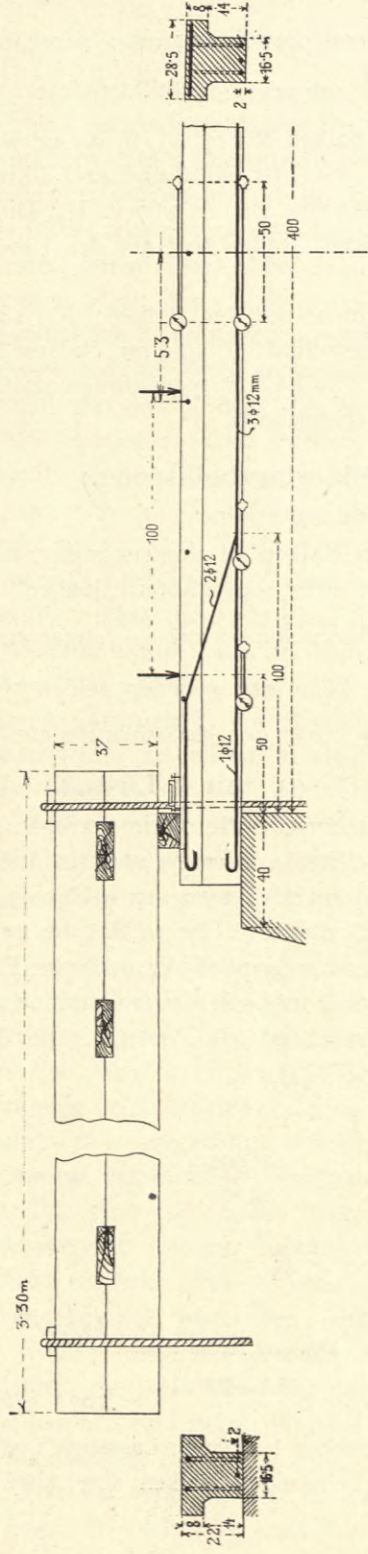
$$M = \frac{Pl}{20} = 193300 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_o = \frac{6 \cdot 193300 \cdot 6 \cdot 7}{16 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 7^2 (60 - 6 \cdot 7) + 6 \cdot 1 \cdot 13 \cdot 15 \cdot 4 \cdot 7 \cdot 20} = 159 \text{ kg/cm}^2;$$

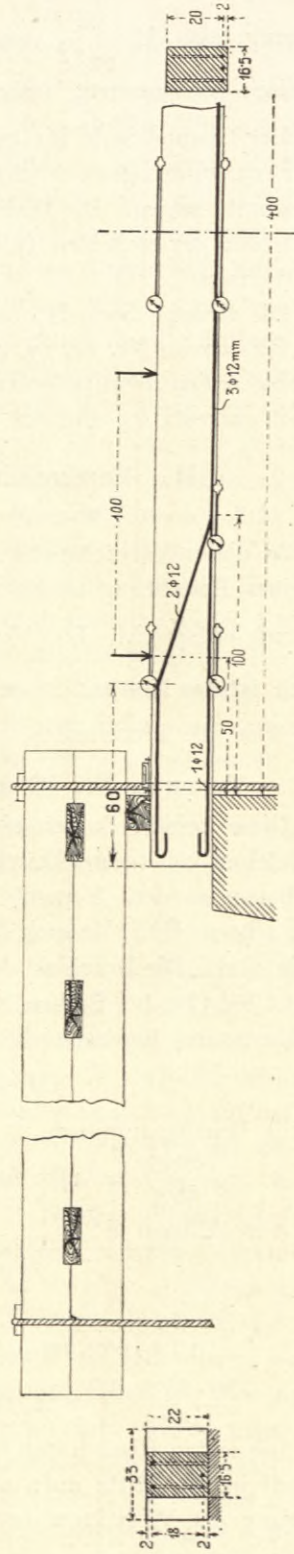
$$\sigma_{ez} = \frac{159 \cdot 13 \cdot 3 \cdot 15}{6 \cdot 7} = 4734 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{ed} = \frac{159 \cdot 4 \cdot 7 \cdot 15}{6 \cdot 7} = 1675 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten bei beiden Versuchen bei der 4. Laststufe (3365 kg Auflast) in der Mitte auf; ebenso wurde bei beiden Balken eine Auswärtsbewegung der Widerlager festgestellt.

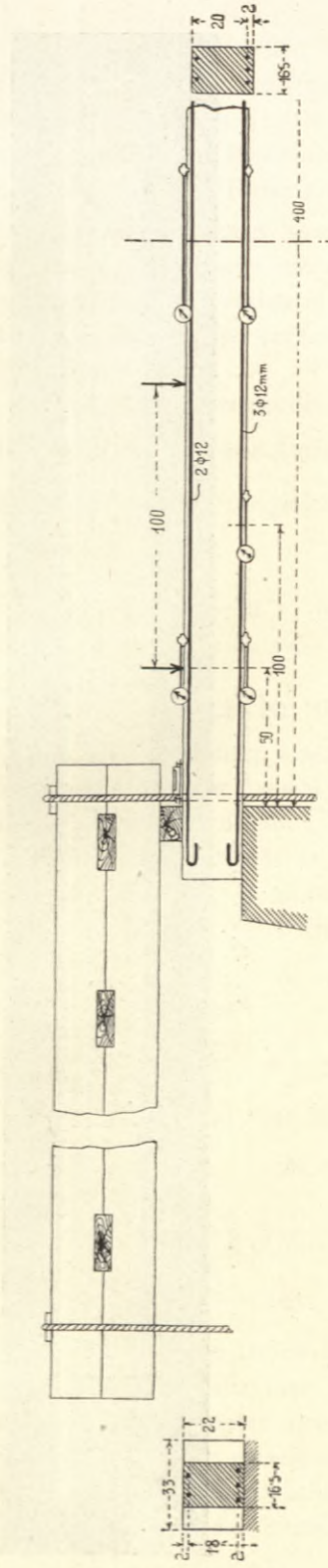
Planübersicht II h.



Nr. 6.



Nr. 12 u. 13.



Nr. 26.

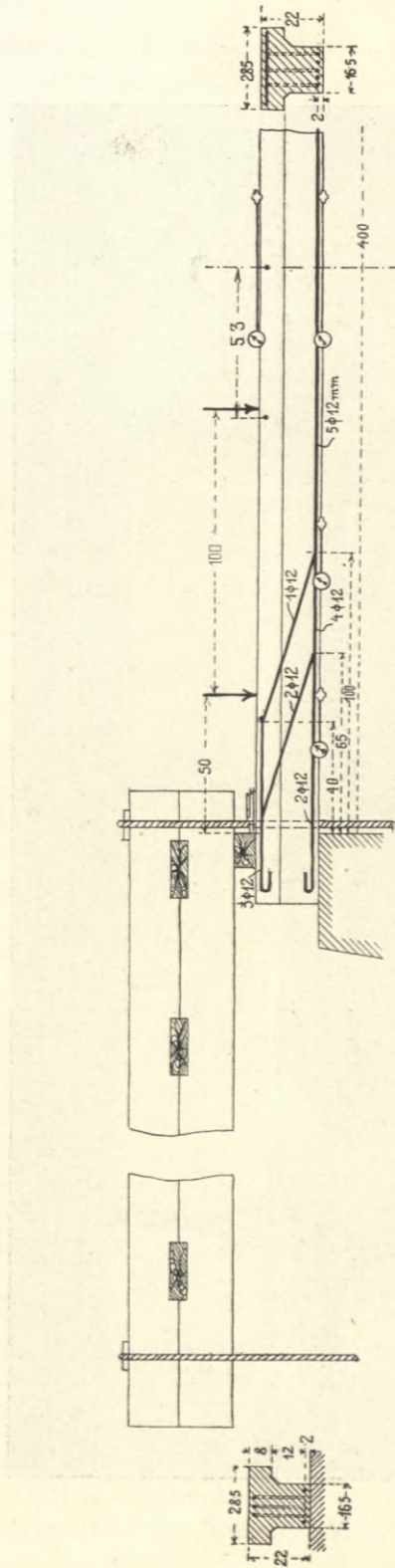


Abb. 42.

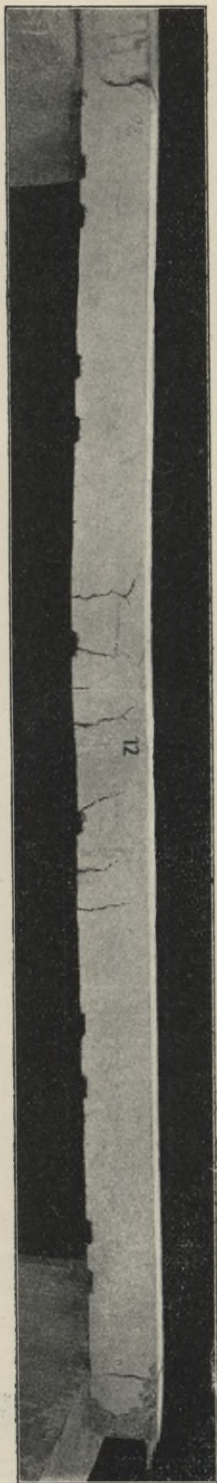


Abb. 88. Bruchbild des Balkens Nr. 12.

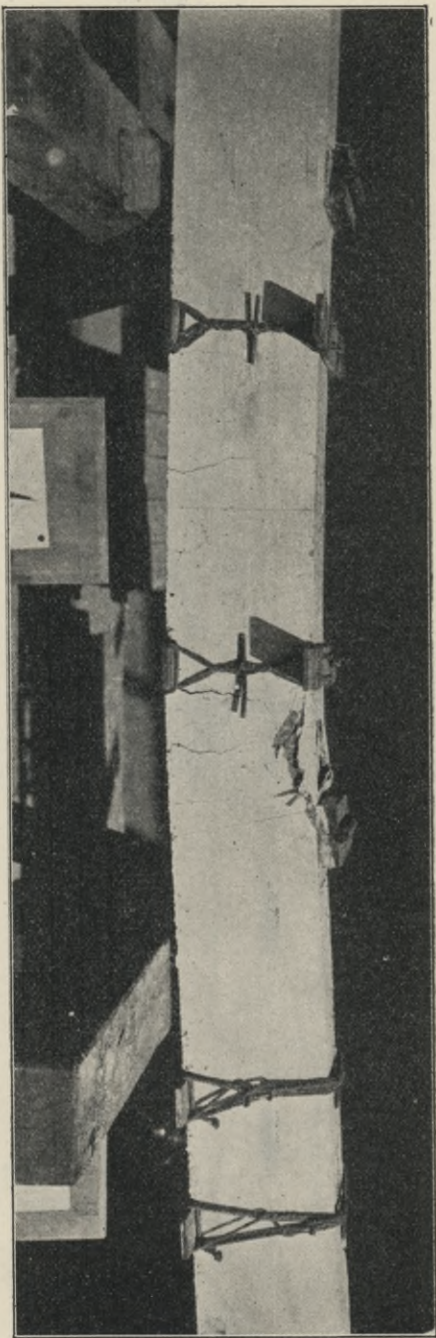


Abb. 89. Bruchbild des Balkens Nr. 13.



Abb. 88 und 89 stellen die Bruchbilder der Versuche Nr. 12 resp. Nr. 13 dar, Abb. 90 zeigt die Auftragungen der Messungsergebnisse, Abb. 91 die Rißaufnahme von Balken Nr. 12. Balken Nr. 12 war beim Transport am Auflager beschädigt und ist die Beschädigung sowohl in der Rißaufnahme als im Lichtbild ersichtlich. Abb. 92 Rißaufnahme des Balkens Nr. 13.

Die nachgewiesenen Spannungen beim Bruch zeigen, daß zumindest den gestellten Anforderungen einer halben Einspannung entsprochen wurde. Zur Kennzeichnung des Verlaufes der gemessenen Deformationen sind die theoretischen Linien des frei aufliegenden, des halb und voll eingespannten Balkens eingezeichnet.

Zum Vergleiche sei hier die Durchbiegung  $y_m$  in der Mitte berechnet, welche sich unter der Annahme eines Auflagermomentes von  $\frac{Pl}{20}$  und eines Momentes in der Trägermitte von  $\frac{3Pl}{40}$  für gleichmäßig verteilte Last ergibt. Er findet sich leicht

$$y_m = \frac{13}{1920} \cdot \frac{Pl^3}{EJ}$$

Für Balken 12 und 13 ist  $J = 10120 \text{ cm}^4$ , daher wird für  $P = 1000 \text{ kg}$  und  $l = 4.0 \text{ m}$ ,  $y_m = 0.306 \text{ cm}$ .

#### Versuch Nr. 6. (Abb. 93—95) mit 4 Lasten.

Der Balken besitzt einen T-förmigen Querschnitt und eine Bewehrung von 3 Rundeisen von 12 mm Durchmesser in der Mitte, von denen zwei am Widerlager aufgebogen sind. Der Versuch wurde am 9. März 1910 in der Zeit von 9 Uhr 50 Minuten bis 11 Uhr 40 Minuten durchgeführt und erzielte eine Bruchlast von 10865 kg, einschließlich Eigengewicht 11165 kg.

Das Moment in der Mitte ist

$$M = \frac{3Pl}{40} = 334.950 \text{ kgcm},$$

daher die Spannungen

$$\sigma_e = \frac{334950}{60.1} = 5575 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{334950}{1718} = 195 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Auflager ist das Moment

$$M = \frac{Pl}{20} = 223300 \text{ kgcm},$$

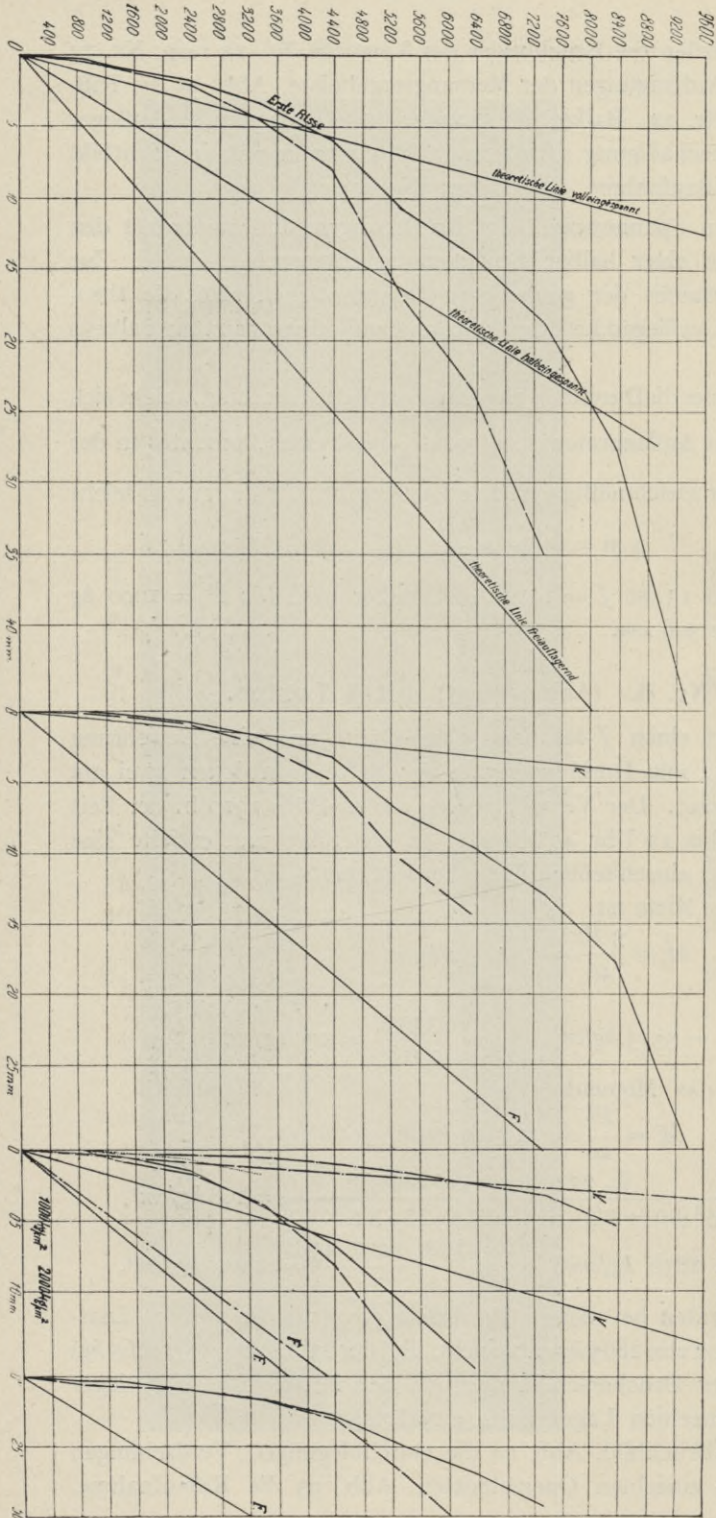
$$\text{somit } \sigma_b = \frac{6 \cdot 223300 \cdot 7.5}{16.5 \cdot 7.5^2 (60 - 7.5) + 6 \cdot 1.13 \cdot 15 \cdot 5.5 \times 20} = 168 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = \frac{168 \cdot 5.5 \cdot 15}{7.5} = 1850 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{ez} = \frac{168 \cdot 12.5 \cdot 15}{7.5} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten bei diesem Versuch bereits bei der zweiten Laststufe auf, was einer Auflast von 1865 kg entspricht. Bei der 11. Laststufe (10865 kg) brach der Balken unter Druckerscheinungen in der Mitte. Die Widerlager bewegten sich in die einzelnen Lagen nach auswärts.

Abb. 93 zeigt das Bruchbild, Abb. 94 die Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen in den einzelnen Querschnitten, Abb. 95 die Rißaufnahme.

Auflast in kg.



Durchbiegung in der Mitte.

Balken Nr. 13.

Balken Nr. 12.

Durchbiegung im Viertel.

V = vollingespannt. F = freiliegend

Balken Nr. 13.

Balken Nr. 12.

Dehnungen in der Mitte

Dehnungen im Viertel

Dehnungen in der Mitte

Dehnungen im Viertel

F = freiaufgelegt.

V = vollingespannt.

Verdrehungen.

7 cm v. Aufl. Balken Nr. 13.

10 " " " " " 12.

Abb. 90. Durchbiegungen, Drehungen, Spannungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 12 und 13.

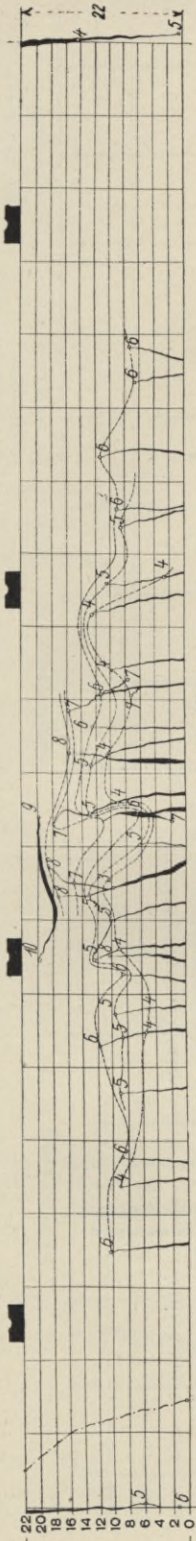


Abb. 91. Versuch Nr. 12.

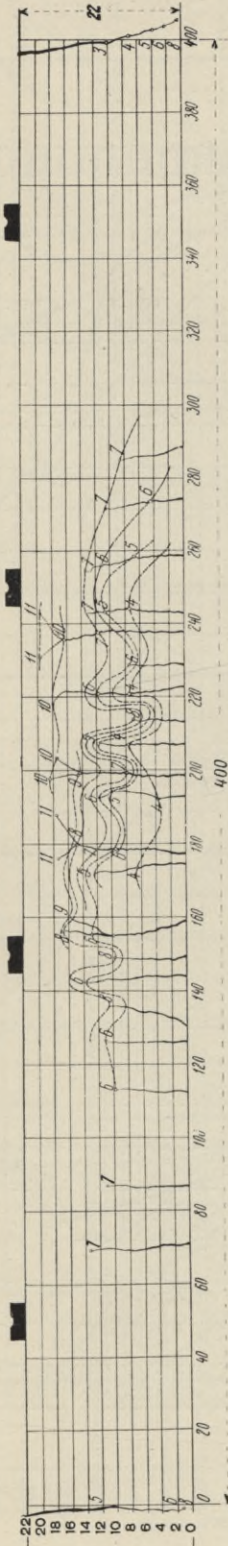


Abb. 92. Versuch Nr. 13.



Abb. 93. Bruchbild des Balkens Nr. 6.

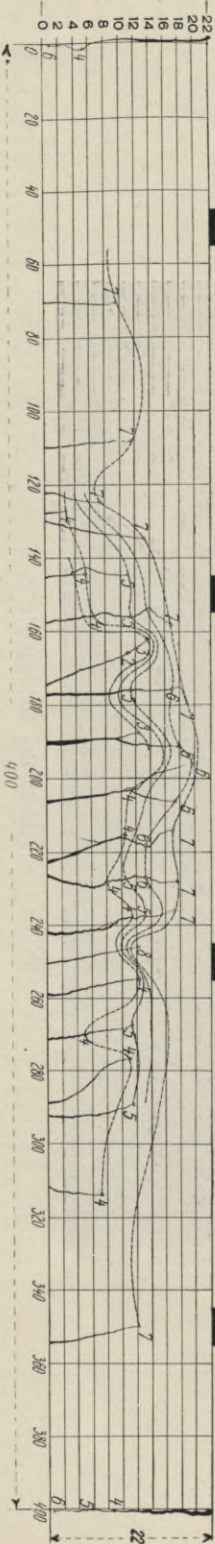


Abb. 94. Versuch Nr. 6.

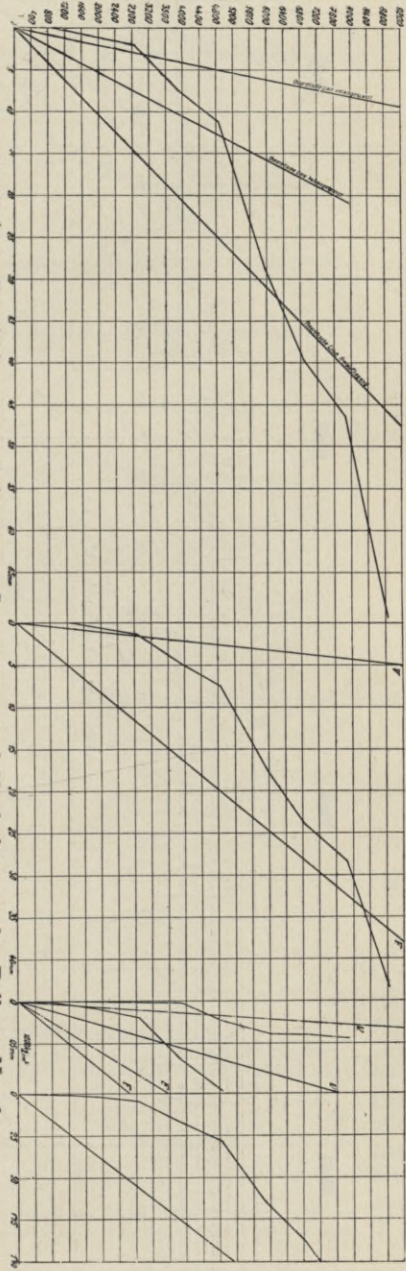


Abb. 95. Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 6.

Durchbiegung in der Mitte.

Durchbiegung im Viertel.  
 V = volleingespannt.  
 F = frei aufliegend.

Dehnungen in der Mitte ———  
 „ im Viertel - - - - -  
 V = volleingespannt.  
 F = frei aufliegend.  
 Verdrehungen  
 7 cm vom Auf-  
 lager.

Dehnungen in der Mitte .....  
 Dehnungen im Viertel — — — — —  
 Dehnungen im Achse! .....  
 Verdrehungen im Querschnitt 12 cm vom Lager.

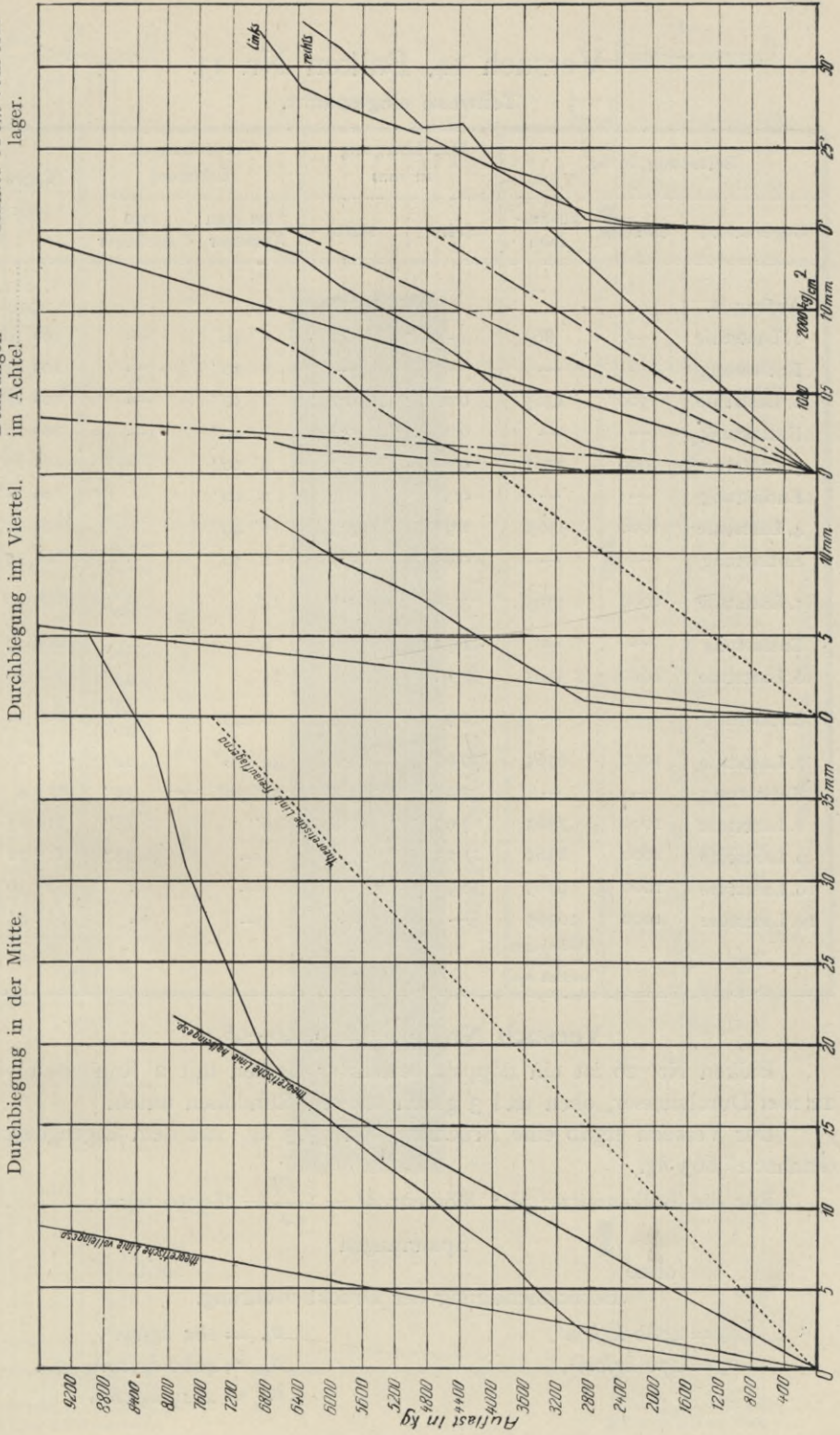


Abb. 97. Durchbiegungen, Dehnungen, Spannungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 26.

Versuch 14, Balken Nr. 13.  
Teilweise eingespannt.

Belastung in <i>kg</i>			Durchbiegung in <i>mm</i>		Verdrehungen (Libellen)		Tages- zeit
Gegenstand	einzel	zusammen	Seite	Mitte	7 <i>cm</i> vom Auflager	am Auflager	
Aufbau u.							8. III. 1910
1. Laststufe	—	865	—	0·1	1' 40"	—	10h 10'
Entlastung	—	—	—	—	20"	—	10h 13'
2. Laststufe	500	1365	0·2	0·7	1' 50"	—	10h 17'
Entlastung	—	—	0·1	0·4	30"	—	10h 20'
3. Laststufe	1000	2365	0·8	1·7	4' 50"	—	10h 25'
Entlastung	—	—	0·3	1	1' 10"	—	10h 28'
4. Laststufe	1000	3365	1·9	3·3	8' 40"	5"	10h 31'
Entlastung	—	—	0·85	1·9	2' 50"	—	10h 34'
5. Laststufe	1000	4365	3·3	5·9	14'	20" 20"	10h 40'
Entlastung	—	—	1·35	2·6	4'	—	10h 44'
6. Laststufe	1000	5365	7·15	10·8	25'	55"	10h 50'
Entlastung	—	—	2·9	4·4	8' 40"	30" 30"	10h 52'
7. Laststufe	1000	6365	9·65	14·1	34' 30"	1' 22"	11h 2'
Entlastung	—	—	3·9	5·8	12' 30"	35"	11h 4'
8. Laststufe	1000	7365	13·05	18·8	46'	2' 10"	11h 15'
9. Laststufe	1000	8365	17·75	27·6	—	3' 20"	11h 22'
10. Laststufe	1000	9365	30·9	45·6	—	—	11h 30'
11. Laststufe	1000	10365	—	—	—	—	11h 45'

**Versuch Nr. 26.** (Abb. 96—98.)

Balken Nr. 26 ist ein doppelt bewehrter Balken mit 2 Rundeisen von 12 *mm* Durchmesser, oben und 3 gleich starken Rundeisen unten.

Der Versuch ergab eine Bruchlast von 9365 *kg*, mit dem Eigengewicht demnach 9665 *kg*.

Für die Balkenmitte gilt: Moment  $M = \frac{3Pl}{40} = 289950 \text{ kgcm}$ ,

Spannungen  
ohne mit  
Berücksichtigung der Druckbewehrung.

$$\sigma_e = 4880 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 270 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 184 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ee} = 4680 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 2017 \text{ kg/cm}^2.$$

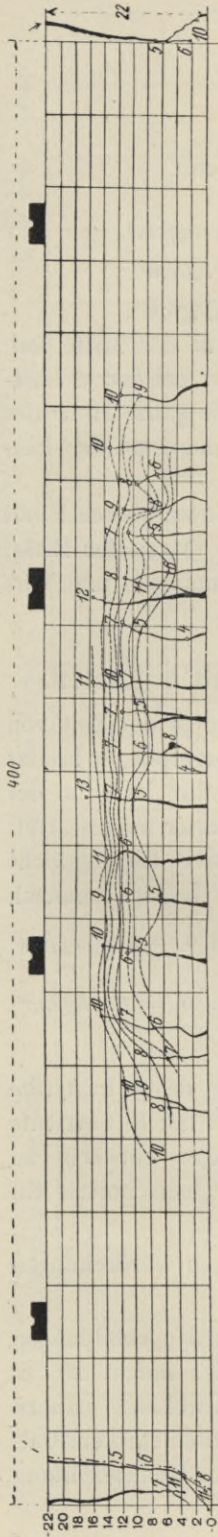


Abb. 98. Versuch Nr. 26.

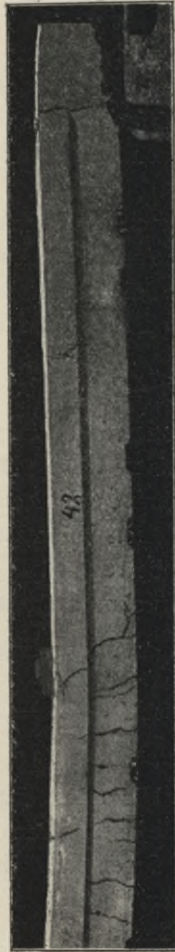


Abb. 99. Bruchbild des Balkens Nr. 42.

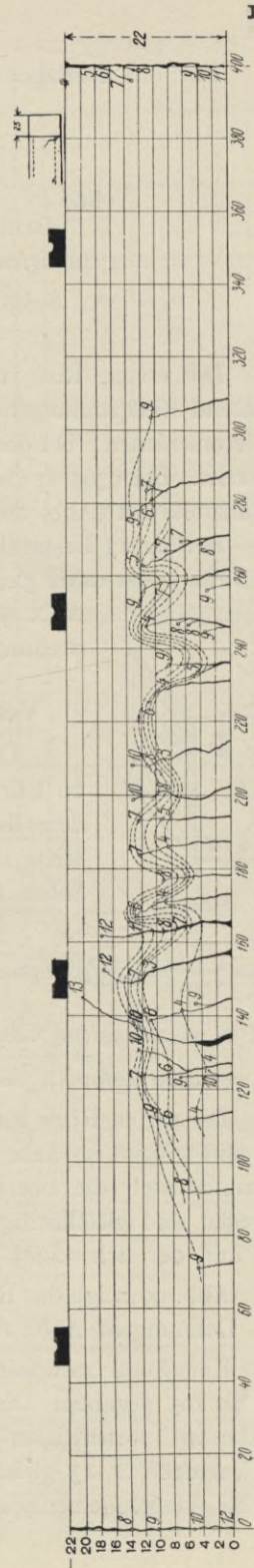


Abb. 101. Risaufnahme des Balkens Nr. 42.

Für das Auflager gilt:

$$M = \frac{Pl}{20} = 193300 \text{ kgcm.}$$

Spannungen

ohne

Berücksichtigung der Druckbewehrung.

mit

$$\sigma_e = 4740 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 125.3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 220, 8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 1239 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 4530 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten bereits bei der 4. Laststufe in der Mitte auf, während Einspannungsrisse auf beiden Seiten des Widerlagers bei der 5. Laststufe erschienen; bei der 7. Stufe öffneten sich diese über die ganze Höhe des Balkens. Bei 9365 kg trat der Bruch am linken Auflager knapp an der Einspannstelle ein (Abb. 101).

Bei der 13 Laststufe begann auch ein Hineinziehen der zwei oberen Eisen um zirka 1 mm unter gleichzeitigem Auftreten der in Abb. 96 skizzierten Risse.

Abb. 97 zeigt uns die Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen, Abb. 98 die Rißaufnahme.

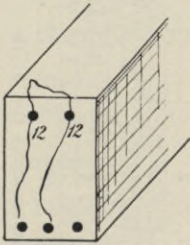


Abb. 96.

#### Versuch Nr. 42 (Abb. 99—101) mit 4 Lasten.

Dieser Balken wurde am 5. März 1910 in der Zeit von 10 Uhr 30 Min. bis 12 Uhr 45 Min. mittags erprobt; er besitzt denselben Querschnitt wie Balken Nr. 6, nur ist er in der Mitte mit 5 Rundeisen von 12 mm Durchmesser ausgestattet. Seine Bruchlast betrug 13365 kg, inklusive Eigengewicht 13665 kg. Das Bruchmoment in der Mitte beträgt demnach

$$M = 3 \frac{Pl}{40} = 409950 \text{ kgcm} \text{ und die Spannungen ergeben sich mit } \sigma_e = 4240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{und } \sigma_b = 201 \text{ kg/cm}^2; \text{ am Auflager ist } M = \frac{Pl}{20} = 273300 \text{ kgcm, } \sigma_b = 174 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 1910 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ez} = 4410 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten in der Nähe der Mitte bereits bei der 3. Laststufe auf und stiegen bis nahe in die Mitte des Balkens hinauf. Bei der 8. Laststufe begannen sich die oberen Eiseneinlagen am linken Auflager einwärts zu bewegen und gleichzeitig trat in der Platte des T-förmigen Querschnittes ein Riß auf, der sich schief bis in die Mitte der Platte zog.

Abb. 99 zeigt das Bruchbild, Abb. 100 die Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen, Abb. 101 die Rißaufnahme.

Eine Zusammenstellung aller vorerwähnten Resultate ist in den Abbildungen 102 bis 105 gegeben. Diese zeigen eine deutliche Scheidung, indem 26, 6, welche im wesentlichen dasselbe Widerstandsmoment aufweisen, nahezu die Versuche 12, 13, gleiche Resultate ergeben und der bei weiten stärkere Balken Nr. 42 sich dementsprechend bemerkbar macht. Es sind zur Kennzeichnung



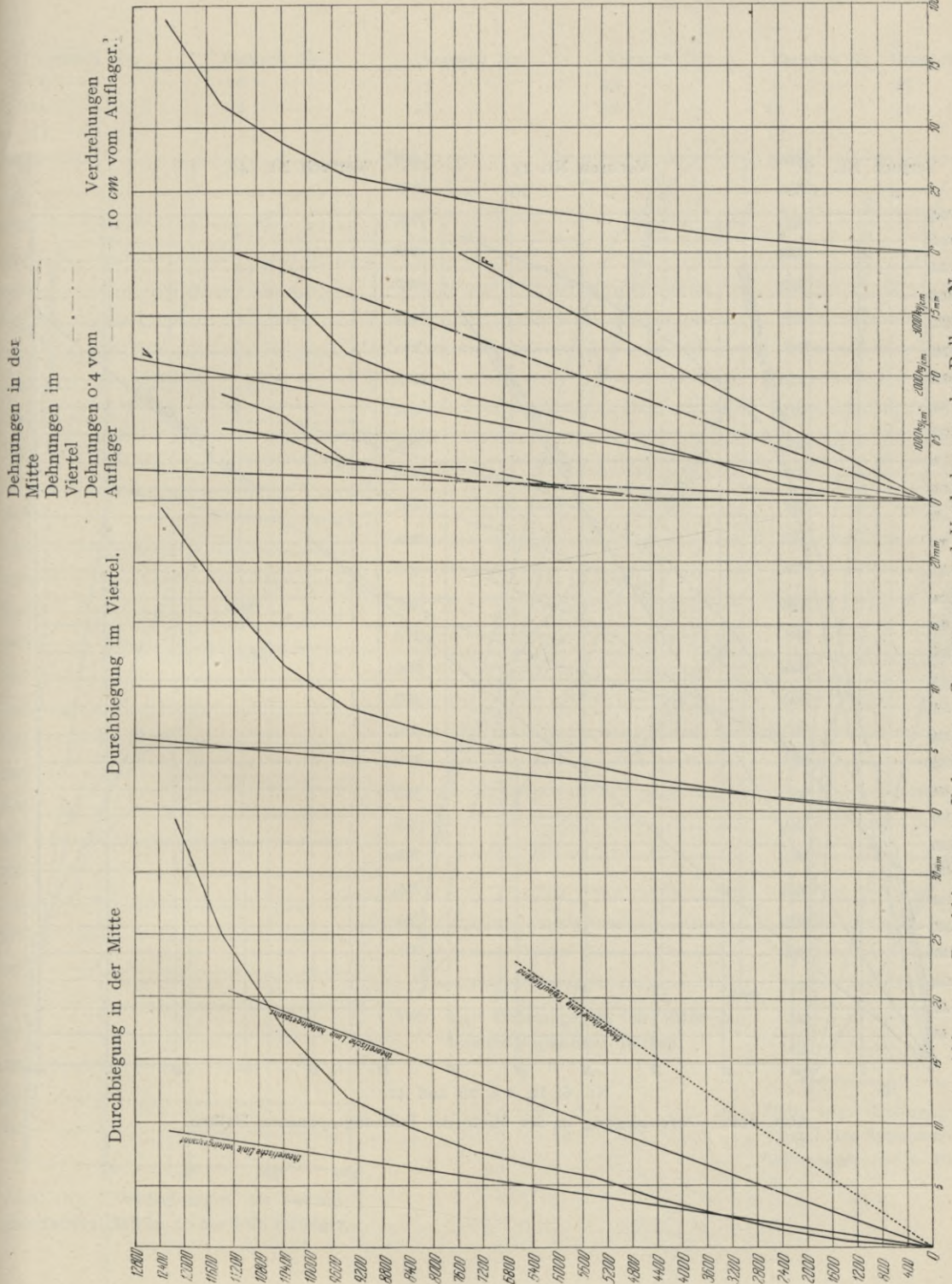
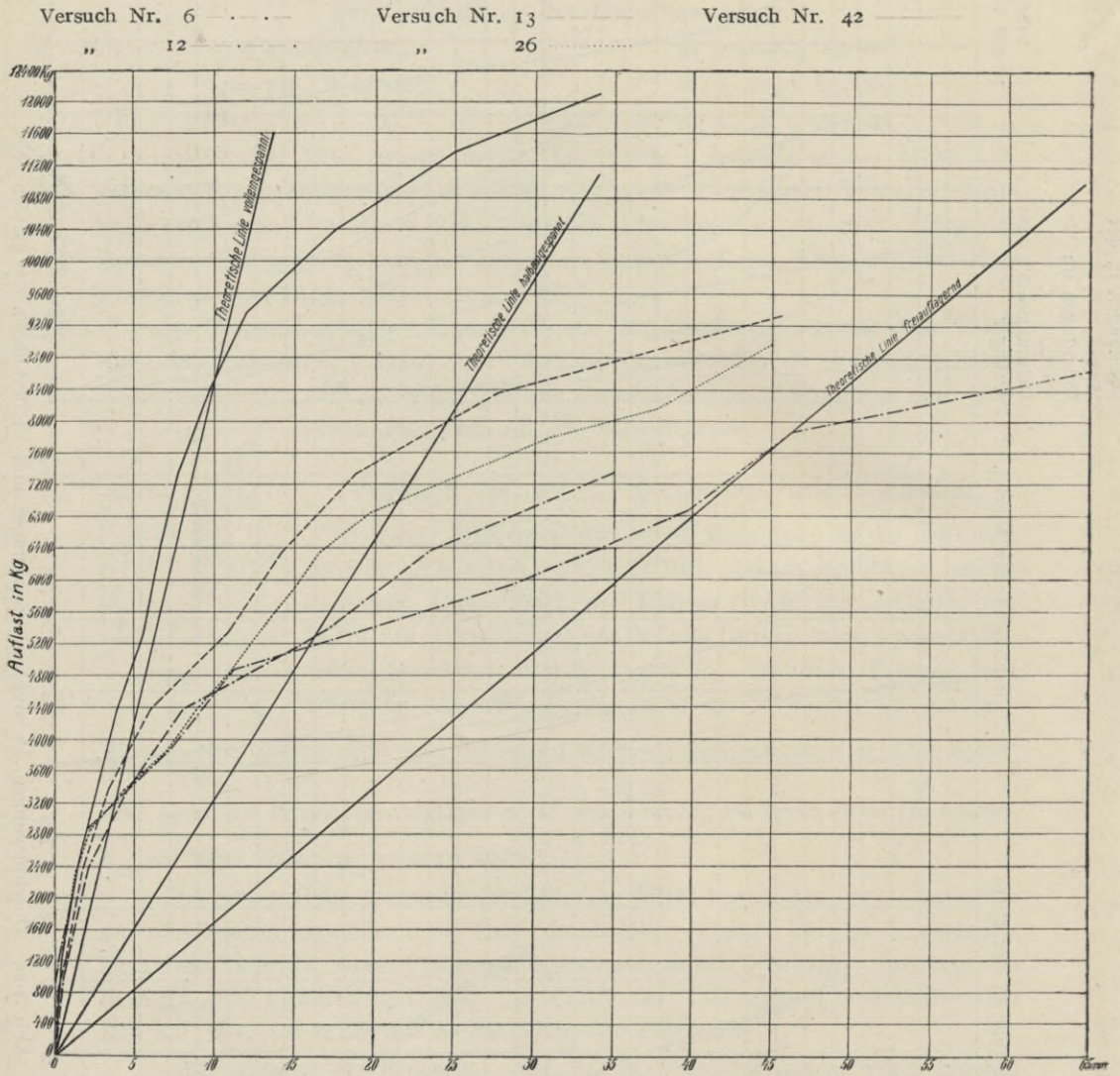


Abb. 100. Durchbiegungen, Dehnungen, Spannungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 42.



Nr. 6, 12, 13, 26 und 42.

Abb. 102. Durchbiegung in der Mitte der halbeingespannten Balken.

Versuch Nr.	Versuch Nr.
6	26
12	42
13	

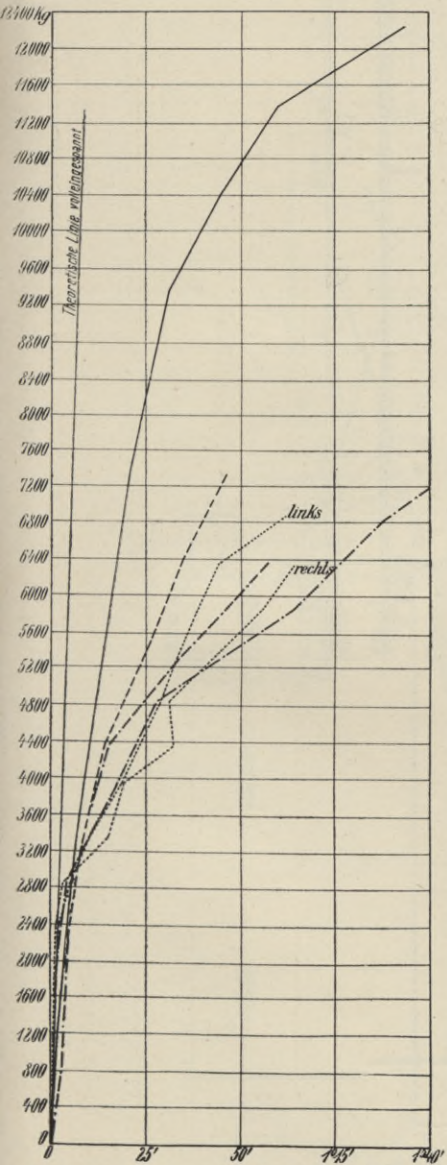


Abb. 103. Verdrehungen der halbeingespannten Balken 10 cm vom Auflager.

Versuch Nr.	Versuch Nr.
5	26
12	42
13	

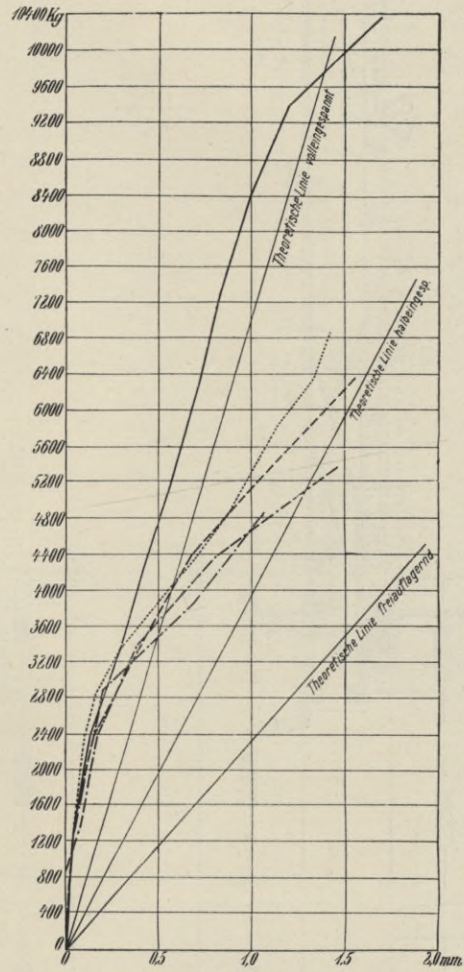


Abb. 104. Dehnungen in der Mitte der halbeingespannten Balken.

Nr. 6, 12, 13, 26 und 42.

Versuch Nr.	Versuch Nr.
6	26
12	42
13	

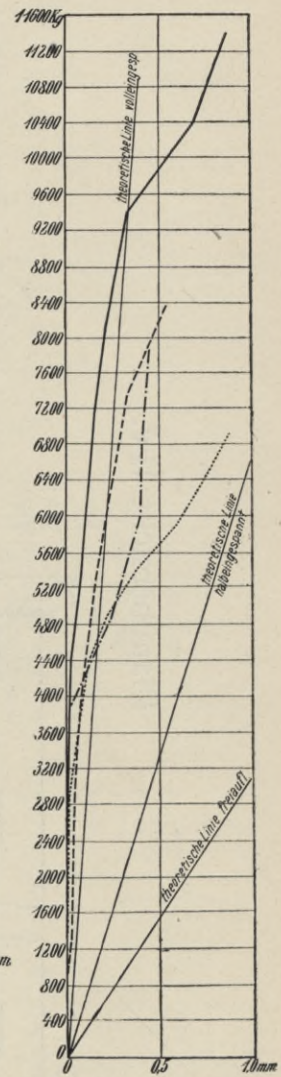


Abb. 105. Dehnungen im Viertel der Spannweite der halbeingespannten Balken.



der 1. Gruppe die drei theoretischen Linien der frei auflagernden, der voll- und teilweise eingespannten Balken mit dem normalen Querschnitt eingezeichnet und zur Kennzeichnung des Balkens 42 die Linie der halben Einspannung für diesen Balken hinzugefügt. Es darf nicht unbeachtet bleiben, daß bereits hier die berechneten Bruchspannungen die kritische Zahl von  $3920 \text{ kg/cm}^2$ , wenn auch nicht wesentlich, denn doch übersteigen, aber eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen auf Mittel- und Auflagerquerschnitt zeigen.

### IIv. Versuche mit Widerlagsbelastung.

Mit vollkommener Einspannungsbewehrung.

In der Planübersicht II<sub>v</sub> (Seite 138) sind jene untersuchten Balken eingezeichnet, die mit einer vollkommenen Einspannungsbewehrung versehen waren. Sie gibt einen Überblick über die Querschnitte in der Mitte und am Auflager, über die Einzelheiten der Bewehrung, sowie über die Belastungsanordnungen und die Verteilung der angebrachten Meßvorrichtungen, die schematisch eingezeichnet sind. Ebenso sind die jedem Balken entsprechenden Bruchlasten eingetragen. Bezüglich der zur Berechnung der Querschnittstypen nötigen Größen siehe Tabelle 10, bezüglich des Alters siehe Tabelle 2.

#### Versuch Nr. 14 und 15 (Abb. 106—109) mit 4 Lasten.

Diese beiden Parallelversuche wurden am 19. resp. 22. März 1910 in der Zeit von 2 Uhr 12 Min. bis 4 Uhr 06 Min. nachm. respektive 9 Uhr 10 Min. bis 11 Uhr vormittags abgeführt. Ihre Bruchlasten betragen: bei Versuch Nr. 14  $P = 12865$ , inklusive Eigengewicht  $13165 \text{ kg}$ ; bei Versuch Nr. 15  $P = 13865$ , inklusive Eigengewicht  $14165 \text{ kg}$ ; im Durchschnitt also  $13665 \text{ kg}$ .

Dieser Bruchlast entspricht ein Bruchmoment in der Mitte von

$$M = \frac{Pl}{24} = \frac{13665 \cdot 400}{24} = 227700 \text{ kgcm};$$

es ist daher 
$$\sigma_e = \frac{227700}{58.3} = 3907 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = 190 \text{ kg/cm}^2$$

Am Auflager ist: 
$$M = \frac{Pl}{12} = 455500 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 4261 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 357 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei beiden Versuchen wurde die Last, welche die Einspannung hervorbrachte, während der Dauer der Versuche um je  $250 \text{ kg}$  erhöht und zwar bei Balken Nr. 14 bei der dritten Laststufe ( $2865 \text{ kg}$  Auflast), bei Balken Nr. 15 bei der sechsten Laststufe ( $P = 5865 \text{ kg}$ ). Die ersten Risse traten sowohl in der Mitte als auch an den Einspannstellen zu beiden Seiten auf und zwar bei der 4. Laststufe ( $3865 \text{ kg}$ ) respektive bei der 5. Laststufe ( $4865 \text{ kg}$  Auflast).

Bei Balken Nr. 14 stellt Abb. 106 die Durchbiegungen in der Mitte und im Viertelpunkt, die Verdrehungen  $10 \text{ cm}$  vom Auflager und die Dehnungen in der Mitte im Viertelpunkt und  $35 \text{ cm}$  vom Auflager dar. Abb. 107 zeigt die Reißaufnahme.

Dehnungen in der Mitte  
 Dehnungen 1 m vom Auflager  
 Dehnungen 0,35 m vom Auflager

Durchbiegung in der Mitte.  
 Durchbiegung im Viertel.

Balken  
 Nr. 15

Mitte  
 1 m v. Auflager  
 0,35 m v. „

Balken  
 Nr. 14

Verdrehnungen im  
 Querschnitt 10 cm  
 vom Auflager.

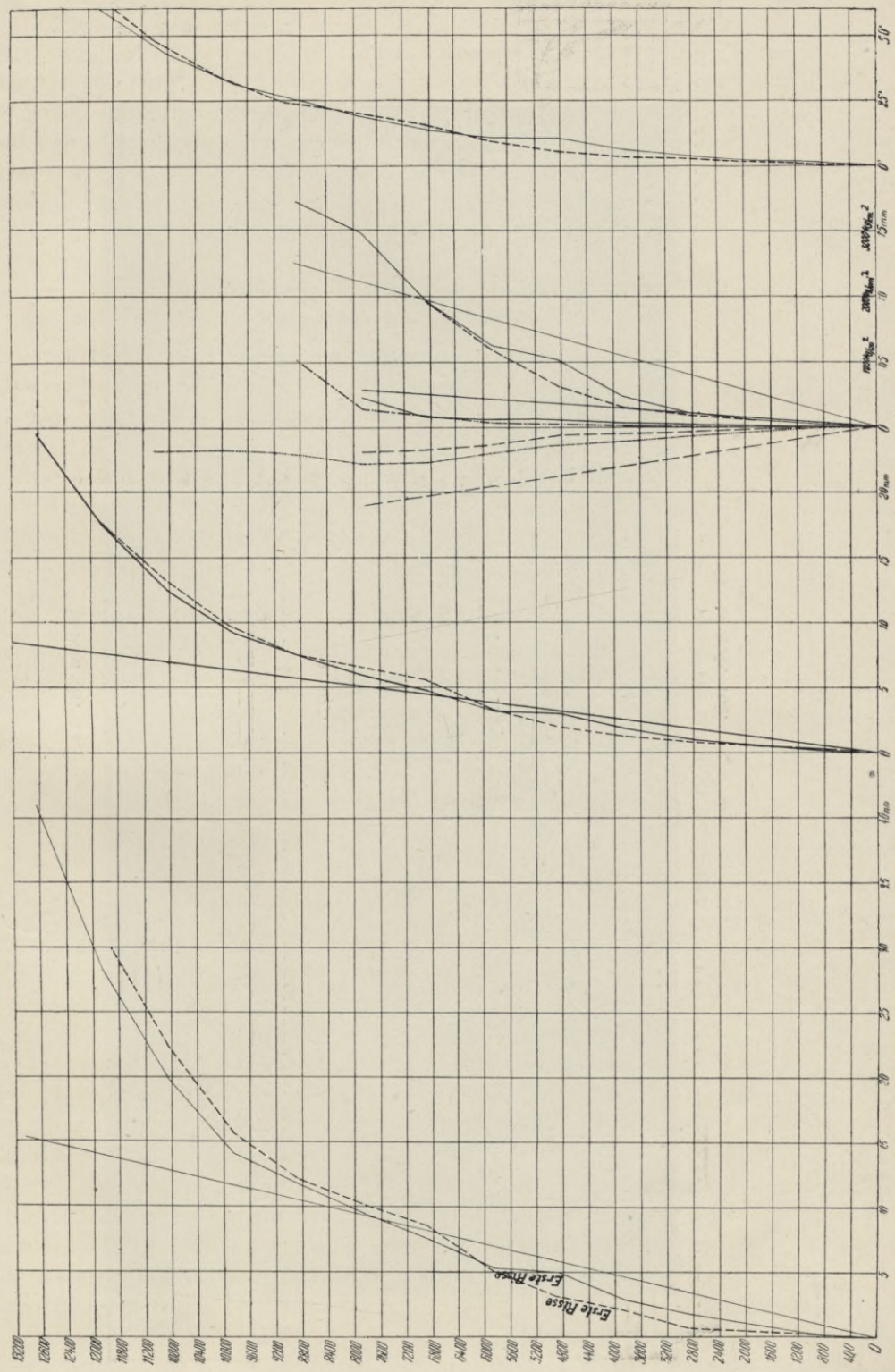


Abb. 106. Durchbiegungen, Dehnungen, Spannungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 14 und 15.

Anlast in kg.

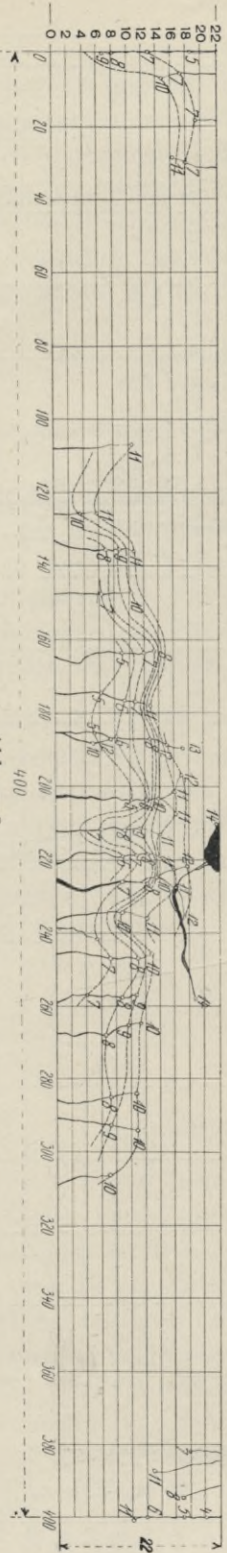


Abb. 108.

Balken Nr. 15.

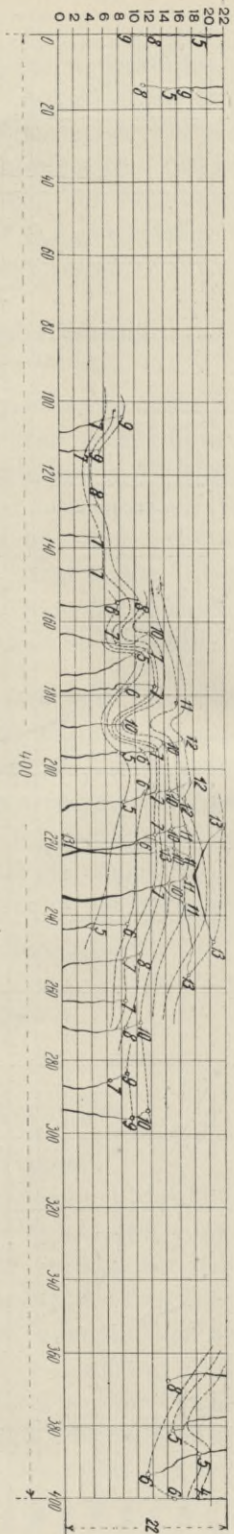


Abb. 107.

Balken Nr. 14.

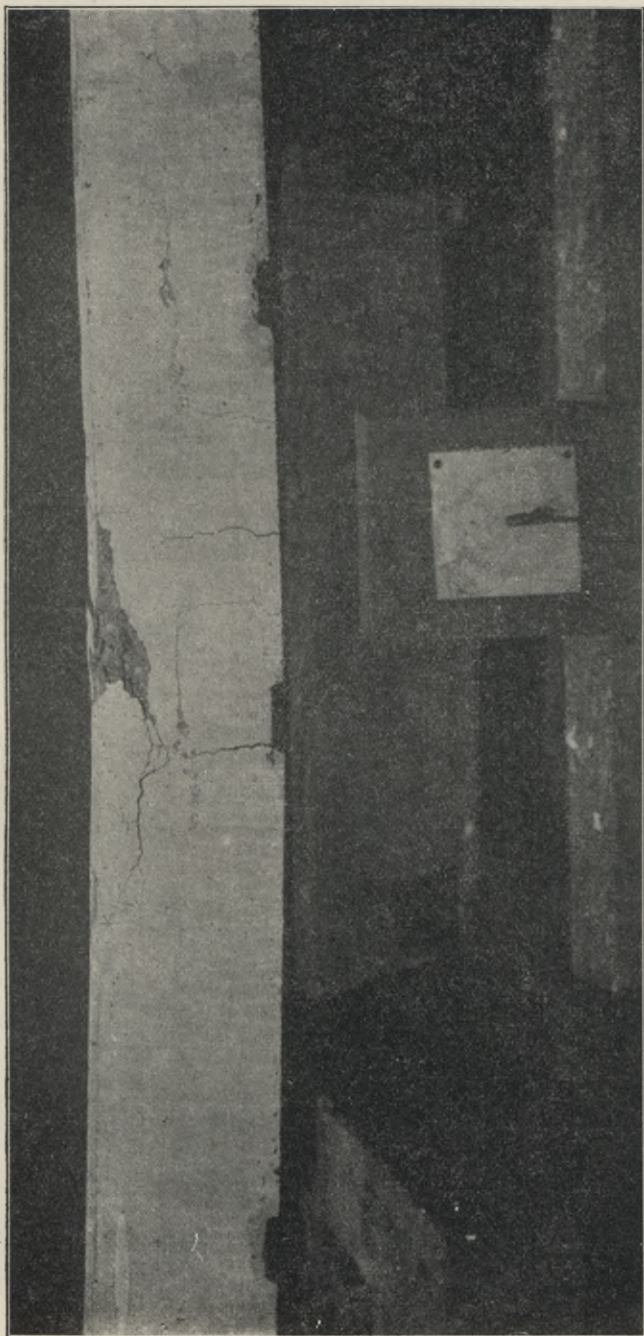


Abb. 109. Bruchbild des Balkens Nr. 15.



Bei Balken Nr. 15 gibt Abb. 106 die Schaubilder der Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen vereinigt mit Balken Nr. 14, Abb. 108 zeigt die Rißaufnahme, Abb. 109 das Bruchbild.

### Versuch Nr. 27 (Abb. 110—112) mit 4 Lasten.

Der Balken Nr. 27 wurde am 21. März 1910 in der Zeit von 2 Uhr 14 Min. bis 4 Uhr 10 Min. nachmittags zum Bruch gebracht. Er hat Rechtecksquerschnitt und besitzt Zug und Druckbewehrung. Seine Bruchlast betrug 12865 kg, samt Eigengewicht also 13165 kg. Dieser Bruchlast entspricht ein Bruchmoment

$$\text{in der Mitte von } M = \frac{Pl}{24} = \frac{13165 \times 400}{24} = 219400 \text{ kgcm},$$

daher  $\sigma_e = 3690 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_b = 204 \text{ kg/cm}^2$ ,  
mit Berücksichtigung der oberen Eisen ist

$$\sigma_b = 139.5 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{ez} = 3538 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{ed} = 1530 \text{ kg/cm}^2;$$

am Auflager ist  $M = \frac{Pl}{12} = 438800 \text{ kgcm}$ .

$\sigma_e = 3350 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_b = 311 \text{ kg/cm}^2$ ,  
mit Berücksichtigung der Druckbewehrung

$$\sigma_b = 236.8 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{ez} = 2930 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{ed} = 2860 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der 4. Laststufe (3865 kg) wurde die zur Einspannung dienende Auflast um 250 kg vermehrt.

Die ersten Risse traten bei der 5. Laststufe (4865 kg Auflast) in der Mitte auf. Der Bruch erfolgte bei der 13. Stufe (12865 kg Auflast) am linken Auflager.

Abb. 110 stellt die Dehnungen, Durchbiegungen und Verdrehungen entsprechend den einzelnen Belastungen dar, Abb. 111 zeigt die Rißaufnahme, Abb. 112 das Bruchbild.

### Versuch Nr. 7 (Abb. 113—114) mit 4 Lasten.

Dieser Balken besitzt einen T-förmigen Querschnitt und ist in der Mitte mit 3 Rundeisen von 12 mm Durchmesser unten und am Auflager oben mit 6, unten mit 2 gleich starken Rundeisen bewehrt. Er wurde am 11. März 1910 in der Zeit von 9 Uhr 47 Min. bis 12 Uhr mittags erprobt; seine Bruchlast betrug 12365 kg, einschließlich Eigengewicht 12665 kg.

Der Bruchlast entspricht ein Moment in der Mitte von

$$M = \frac{Pl}{24} = 211083 \text{ kgcm}.$$

Daher ist

$$\sigma_e = \frac{211083}{60.1} = 3520 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot 211083}{17.73 \cdot 28.5 \cdot 6.83} = 122 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Auflager ist das Moment

$$M = \frac{Pl}{12} = 422166 \text{ kgcm}$$

und weiters  $\sigma_b = 224 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{ed} = 2670 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{ez} = 3540 \text{ kg/cm}^2$ .

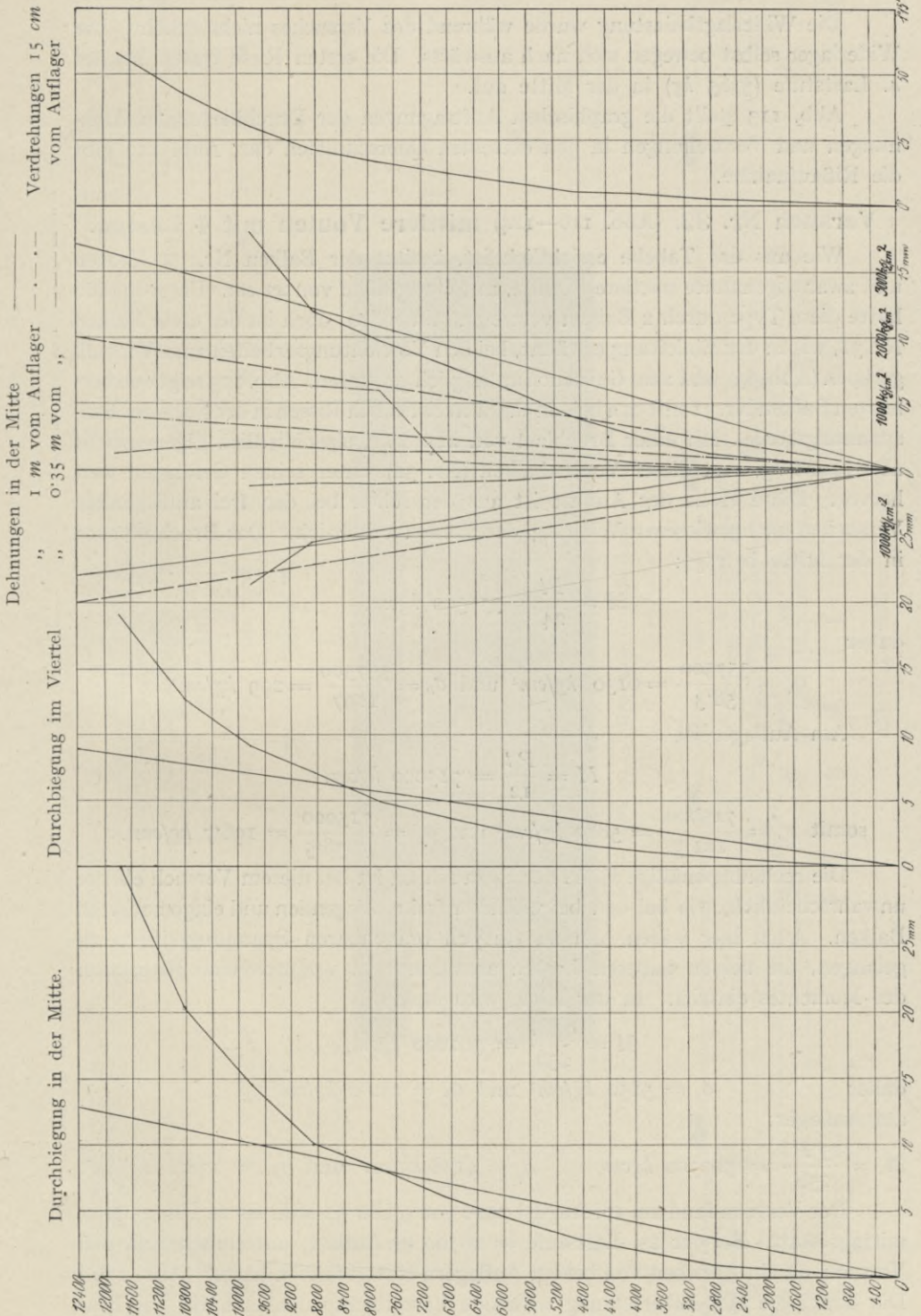


Abb. 110. Durchbiegungen, Dehnungen, Spannungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 27.

Die Widerlagsbelastung wurde während des Versuches nicht erhöht. Die Widerlager selbst bewegen sich nach auswärts. Die ersten Risse traten bei der 4. Laststufe (3365 kg) in der Mitte auf.

Abb. 113 stellt die graphischen Auftragungen der Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen in den einzelnen Querschnitten dar, Abb. 119 gibt die Rißaufnahme.

### Versuch Nr. 32. (Abb. 116—124) **mittlere Vouten mit 4 Lasten.**

Wie aus der Tabelle ersichtlich ist, besitzt der Balken Nr. 32 Vouten und zwar sogenannte mittlere Vouten, mit einer Höhe von 42 cm. Ursprünglich hätte diese Type durch 2 Balken vertreten sein sollen, doch ist der erste Balken Nr. 31, wie in der Einleitung erwähnt, bei den Vorrichtungsarbeiten zum Versuch gerissen (Abb. 83) und zum Gebrauch untauglich geworden. Abb. 115 zeigt den verletzten Balken Nr. 31 mit den beiden charakteristischen Rissen in der Nähe der Einspannungsstelle. Mit einer Bruchlast von 21148 kg, einschließlich Eigengewicht also 21448 kg, ragt dieser Voutenbalken (Nr. 32) unter seinen Gefährten weit hervor. Diese Höhe der Auflast ist aus der schon bei den frei aufliegenden Versuchen nachgewiesenen Wirkung der Vouten erklärlich. Das Bruchmoment in der Mitte beträgt:

$$M = \frac{Pl}{24} = 357500 \text{ kgcm},$$

daher

$$\sigma_e = \frac{357500}{58.3} = 6130 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = \frac{357500}{1197} = 299 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Auflager ist

$$M = \frac{Pl}{12} = 715000 \text{ kgcm},$$

$$\text{somit } \sigma_e = \frac{715000}{121.7} = 5880 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = \frac{715000}{3638.5} = 196.7 \text{ kg/cm}^2.$$

Die rechnungsmäßige Höhe der Spannungen ist bei diesem Versuch ebenso unwahrscheinlich, wie bei den betreffenden frei aufliegenden und eingemauerten Balken. Auch hier wären, um zu statisch brauchbaren Spannungsziffern zu gelangen, die beiden äußeren Lasten auszuschalten, wodurch eine Reduktion des Momentes eintritt. In der Mitte wird dann

$$M = \frac{9Pl}{256} = 301600 \text{ kgcm},$$

daher

$$\sigma_e = 5150 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = 252.0 \text{ kg/cm}^2,$$

am Auflager:

$$M = \frac{15Pl}{256} = 502700 \text{ kgcm}, \quad \sigma_e = 4128 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = 138.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Versuch fand am 10. August 1910 von 9 Uhr 52 Min. bis 12 Uhr 25 Min. mittags statt. Bei der 15. Laststufe = 16700 kg Auflast, unterbrach man den Versuch, da ein Abheben von beiden Auflagern stattgefunden hatte. (Abb. 116.) Die durch die Hebelübersetzung wirkende Last reichte demnach für die Ein-

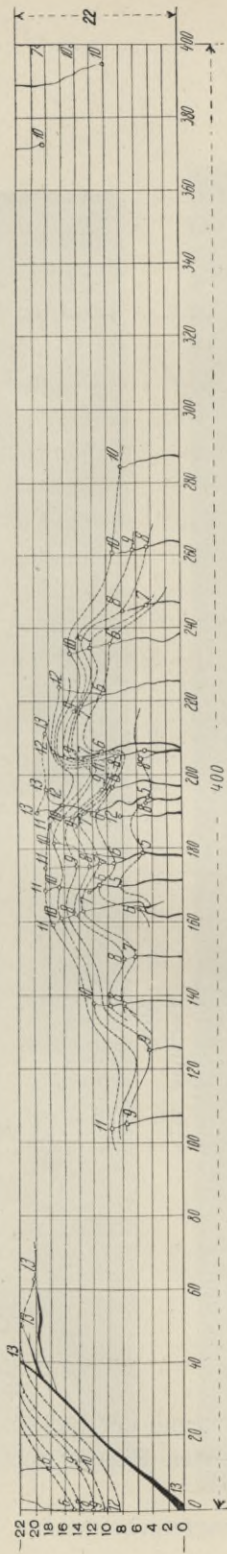


Abb. 111. Balken Nr. 27.

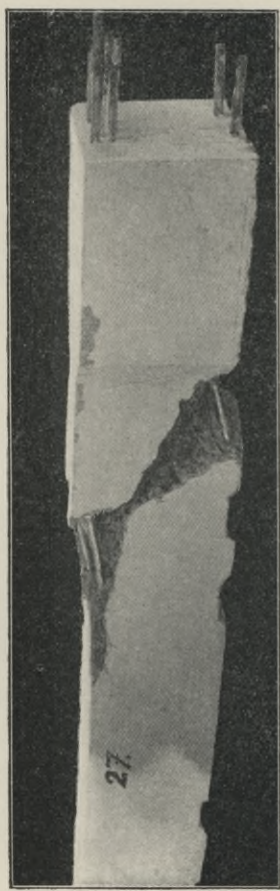


Abb. 112. Bruchbild des Balkens Nr. 27.

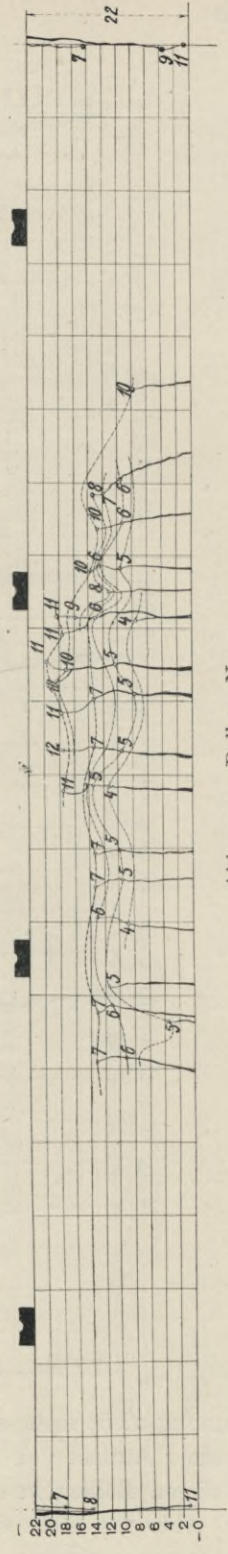


Abb. 114. Balken Nr. 7.

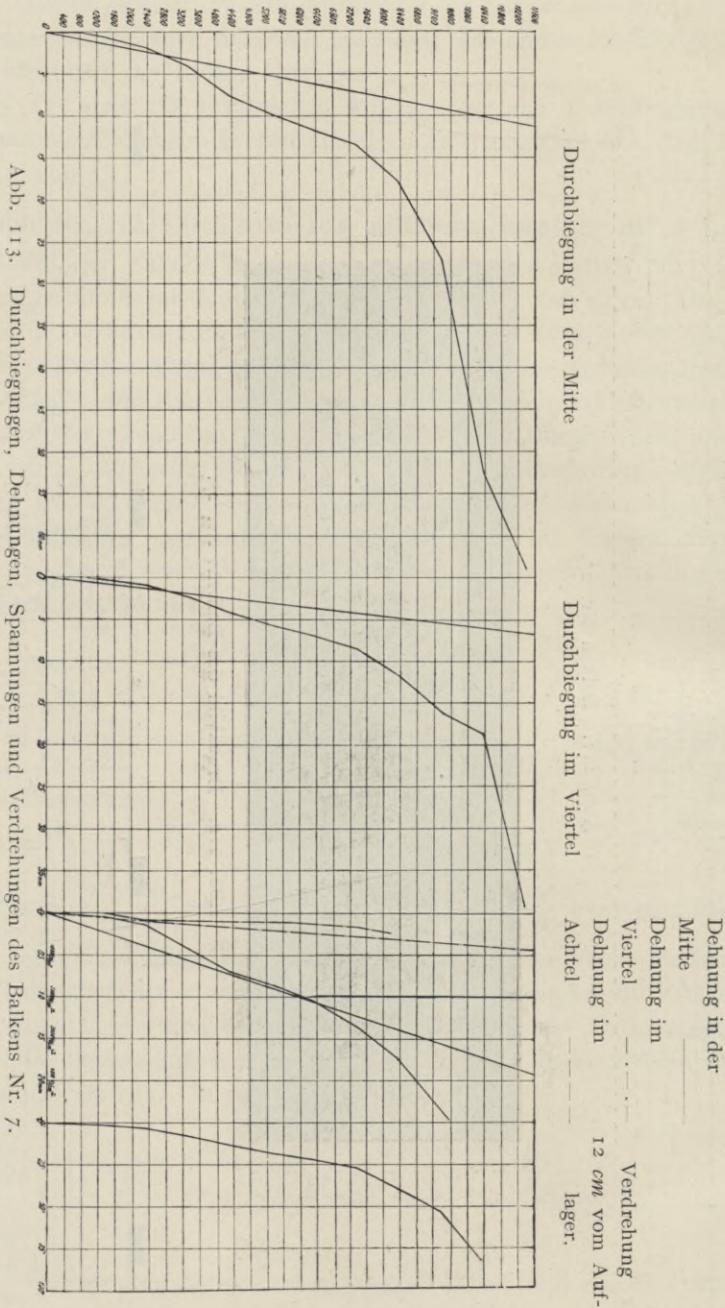


Abb. 113. Durchbiegungen, Dehnungen, Spannungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 7.

spannung nicht mehr aus. Die Apparate wurden abgenommen und der Balken bei einer Auflast von 21148 kg zum Bruch gebracht. Die ersten Risse traten bei diesen Balken in der Mitte auf.

Abb. 117 stellt die Rißaufnahme, Abb. 118 die Messungsergebnisse dar.

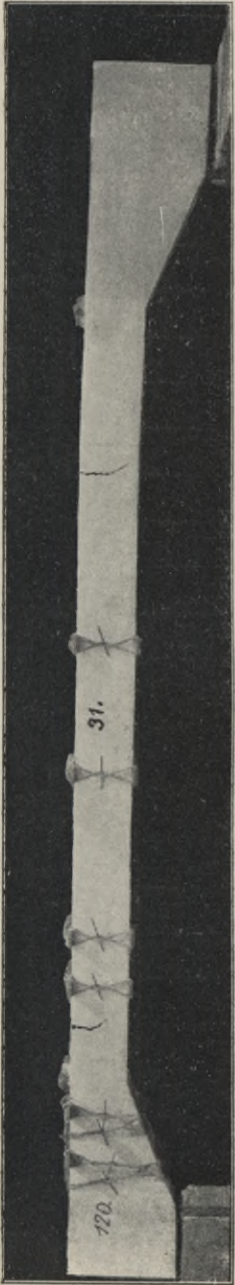


Abb. 115. Bruchbild des Balkens Nr. 31.

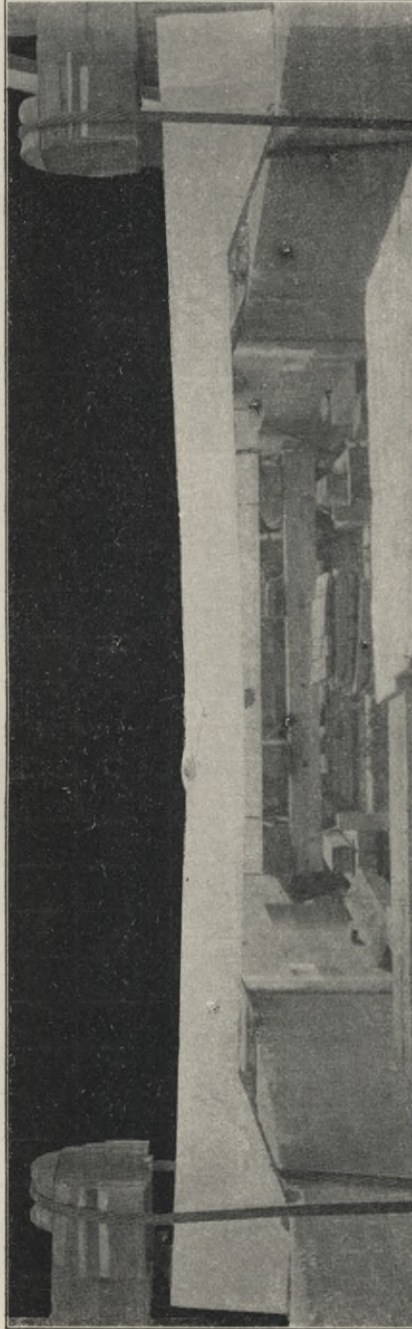


Abb. 116. Bruchbild des Balkens Nr. 32.

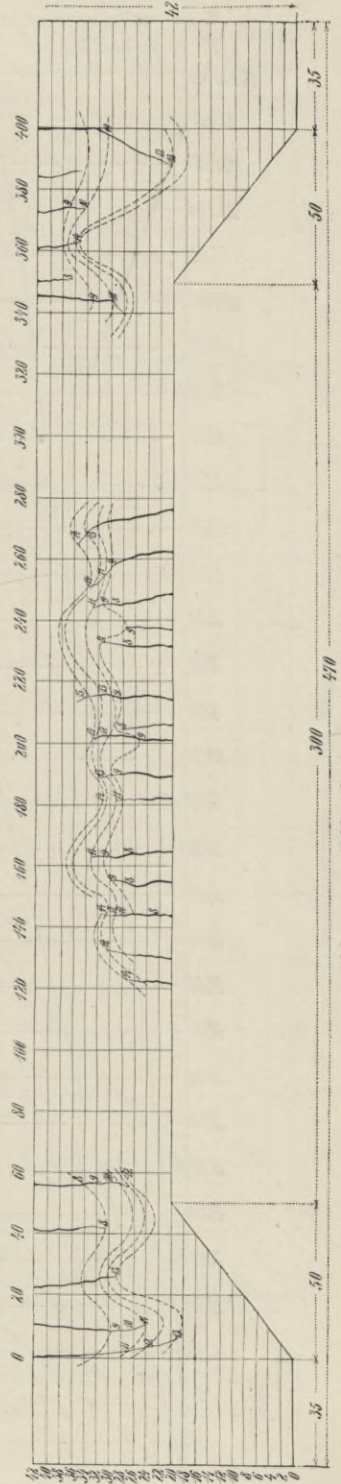


Abb. 117. Rißaufnahme des Balkens Nr. 32.

Durchbiegung in der Mitte

V = volleingespannt.

F = freiauflegend.

Durchbiegung im Viertel  
 V = volleingespannt  
 F = freiauflegend

Dehnungen in der Mitte

„ im Viertel

V = volleingespannt

F = freiauflegend

Verdre-

hungen

13 cm v.

Auflager.

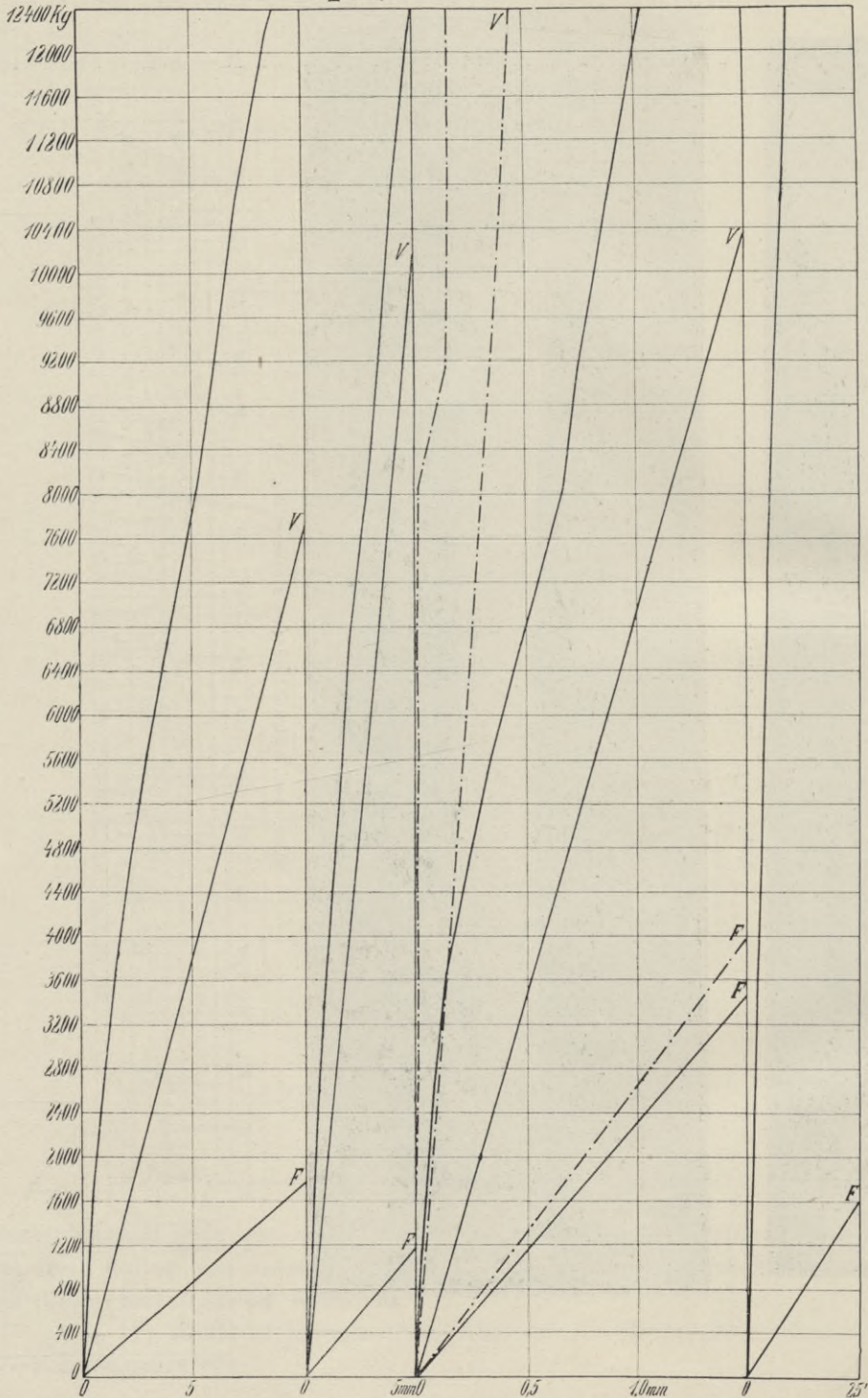
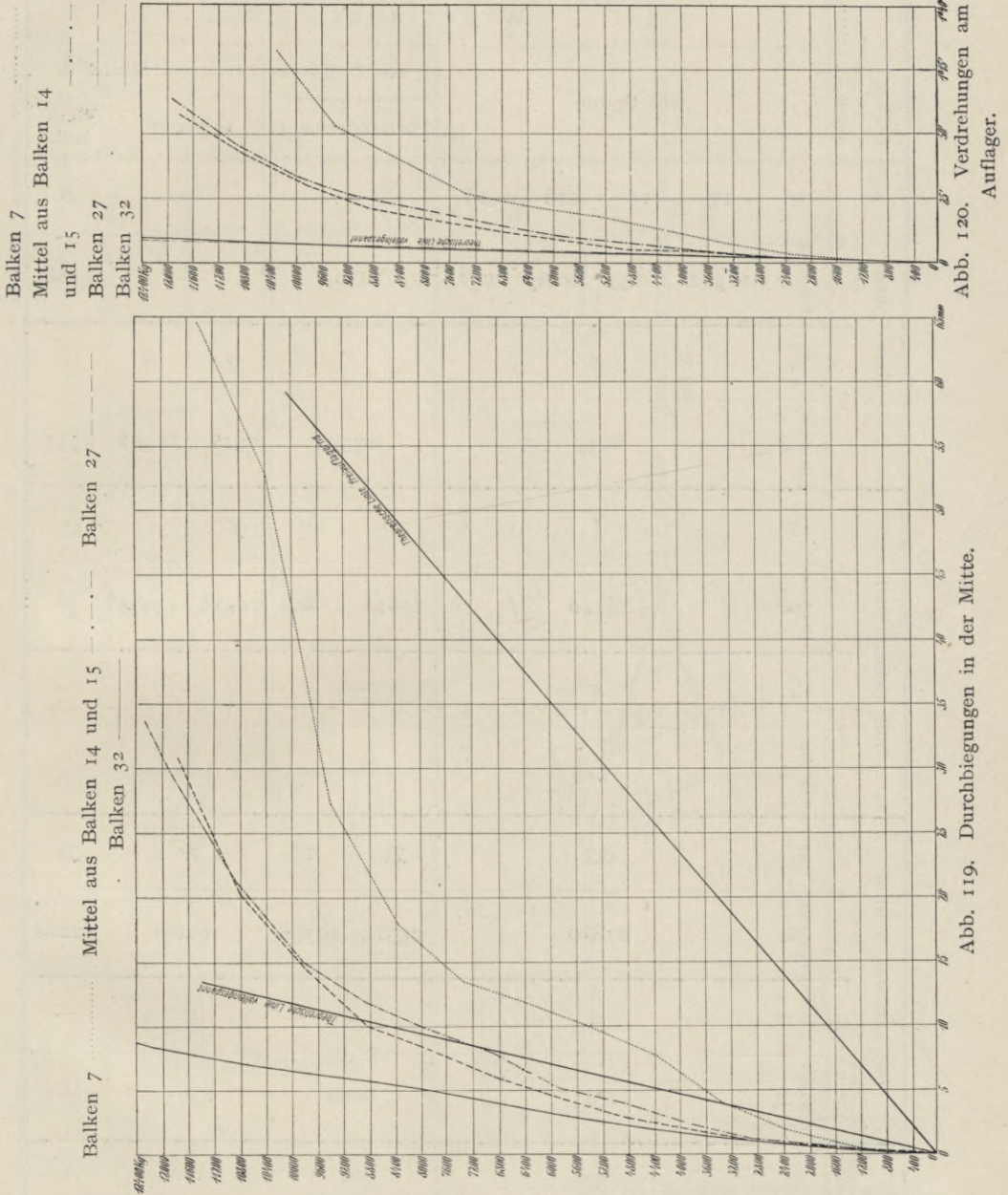


Abb. 118. Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 32.

Die Abb. 119 bis 122 zeigen Zusammenstellungen aller Versuche mit voll eingespannten Balken, die gemäß der unsicheren Art der Einspannungen bedeutende Schwankungen aufweisen. Trotz allem ist auch hier bei den Balken



gleichen Widerstandsmomentes Nr. 14, 15, 7, 27 eine hinreichende Gleichmäßigkeit festzustellen, während der mit Vouten versehene Balken Nr. 32 vollständig veränderte Verhältnisse darbietet.

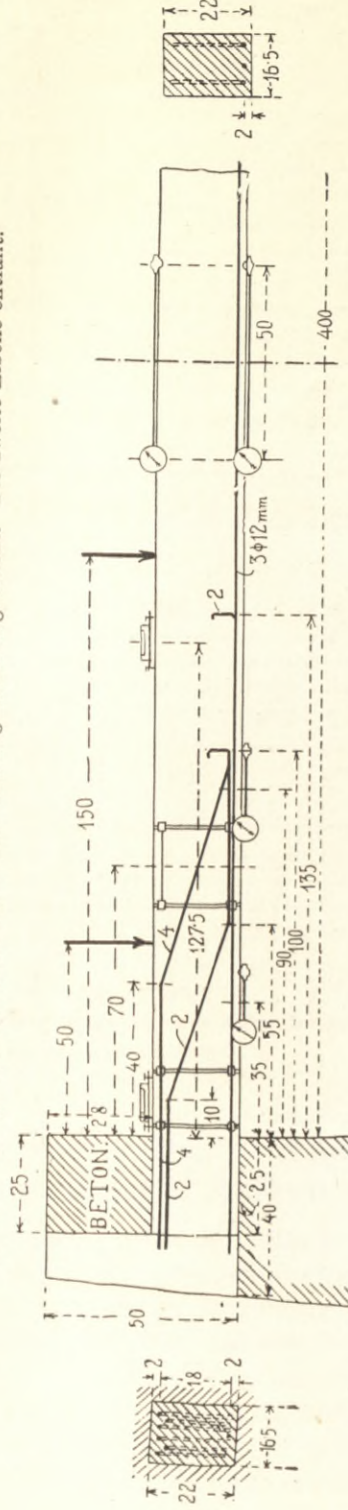


Tabelle 11. Zusammenstellung der Versuche mit eingemauerten Balken und ihrer Bruchlasten.

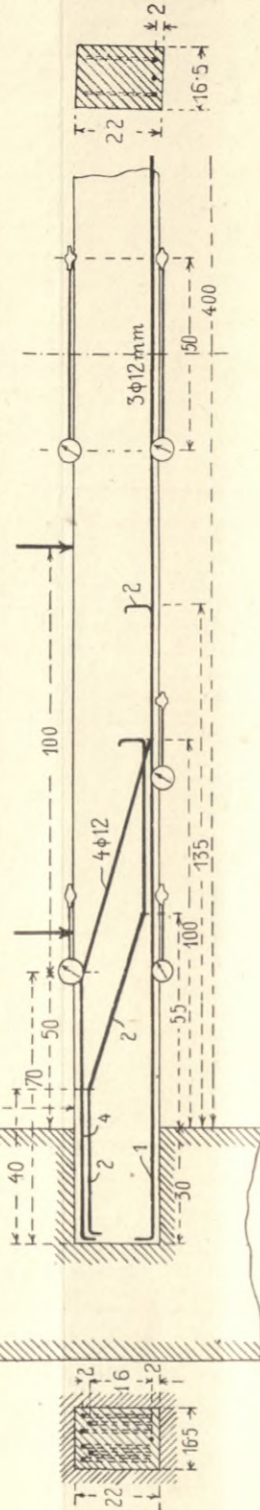
Balken	Anzahl der Lasten	Widerlager								
		aus Beton				aus Ziegelmauerwerk mit Mörtel in				
						Portlandzement	gemischt	Weißkalk		
ohne Vouten	4	Nr.	17	18	16	19	<i>a</i>		—	<i>b</i>
		Bruchlast <i>kg</i>	16302	16649	16165	17315	14800		—	7268
2	2	Nr.	<i>p</i>			<i>f</i>	<i>g</i>	<i>h</i>	<i>i</i>	
		Bruchlast <i>kg</i>	8045			6750	7518	10488	4555	
mit kleinen Vouten	4	Nr.	<i>t</i>			<i>d</i>	<i>e</i>	<i>c</i>	<i>l</i>	—
		Bruchlast <i>kg</i>	16120			19818	18868	16418	11478	—
2	2	Nr.	<i>k</i>			—	—	—	—	
		Bruchlast <i>kg</i>	7325			—	—	—	—	
mit mittleren Vouten	4	Nr.	33			34	<i>n</i>	36	35	
		Bruchlast <i>kg</i>	27880			25514	19398	16268	12288	
2	2	Nr.	<i>q</i>			<i>s</i>		<i>o</i>	—	
		Bruchlast <i>kg</i>	9505			8220		8375	—	
mit großen Vouten	4	Nr.	37			—	—	—		
		Bruchlast <i>kg</i>	mehr als 27192			—	—	—		

# Planübersicht III und IV. Eingemauerte Balken.

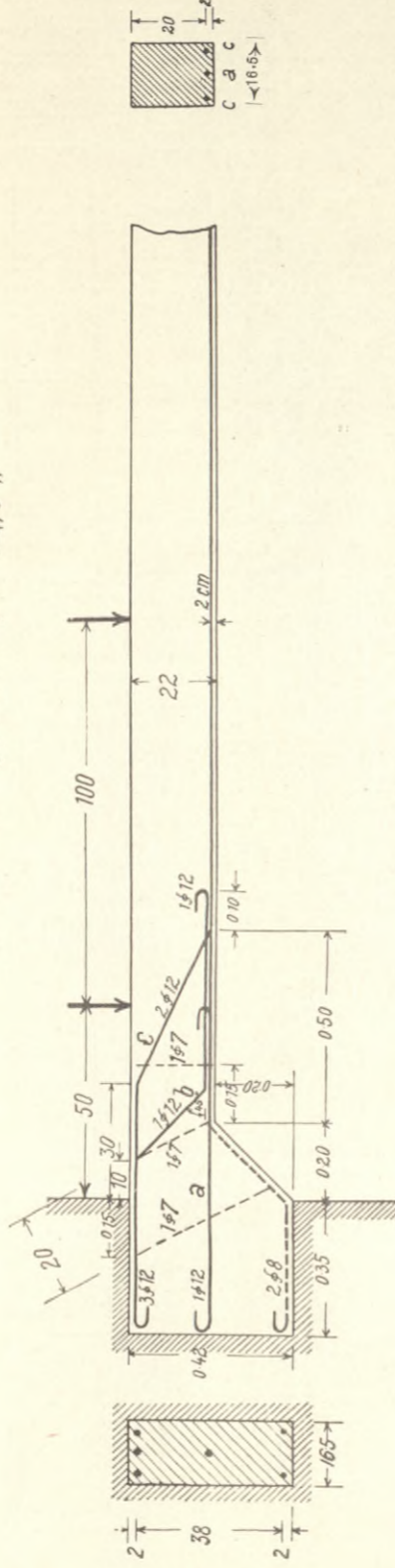
Versuch Nr. 16:  $P = 16165 \text{ kg}$  Versuch Nr. 18:  $P = 16640 \text{ kg}$   
 „ „ 17: „  $= 16300$  „ „ 19: „  $= 17350$  „  
 Auf der anderen Hälfte innen noch ein Dehnungsmesser  $50 \text{ cm}$  vom Widerlager angebracht. Außerdem waren Libellen zur Beobachtung der Widerlagsbewegung vorgesehen. — Nr. 16 und 19 hatten keine Spiegellösungen. Es fehlen auch der erste und zweite Dehnungsmesser. Im Abstände von  $50 \text{ cm}$  sind dafür ein Druck- und Zugmesser angebracht. Die zweite Libelle entfällt.



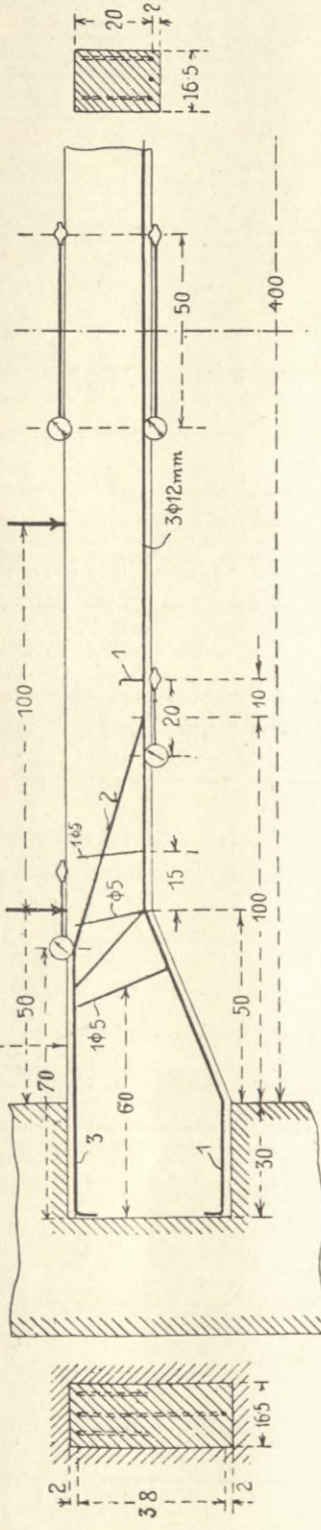
Portlandzementmörtel Versuch a,  $P = 14800 \text{ kg}$ , Versuch f,  $P = 6750 \text{ kg}$ .  
 Ziegelmauerwerk in: „ gemischt „ g,  $P = 7518$  „ „ h,  $P = 10488$  „  
 Weißkalkmörtel „ b,  $P = 7268$  „ „ i,  $P = 4555$  „



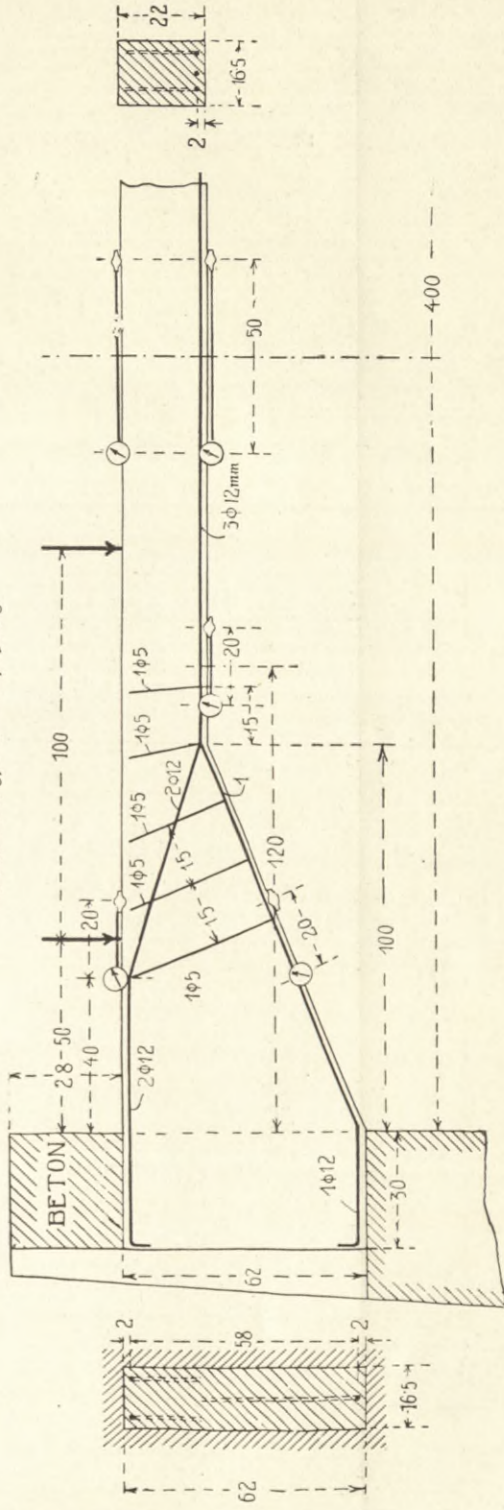
Betonwiderlager { Versuch t .....  $P = 16120 \text{ kg}$   
 „ Versuch k .....  $P = 7325$  „  
 Widerlager in Portlandzementmörtel { d .....  $P = 19818 \text{ kg}$   
 „ e .....  $P = 18868$  „  
 gemischter Mörtel { c .....  $P = 16418$  „  
 „ l .....  $P = 11478$  „



Betonwiderlager: { Versuch Nr. 33,  $P = 27880 \text{ kg}$   
 „ q .....  $P = 9505 \text{ kg}$   
 Widerlager in Ziegelmauerwerk mit Portlandzementmörtel: { Versuch Nr. 34,  $P = 25514 \text{ kg}$   
 „ n,  $P = 19398 \text{ kg}$   
 „ s,  $P = 8220 \text{ kg}$   
 Widerlager in gemischtem Mörtel: { Versuch Nr. 36,  $P = 16268 \text{ kg}$   
 „ o,  $P = 8375 \text{ kg}$   
 Widerlager in Weißkalkmörtel: Versuch Nr. 35,  $P = 12288 \text{ kg}$



Versuch Nr. 37:  $P = 27192 \text{ kg}$





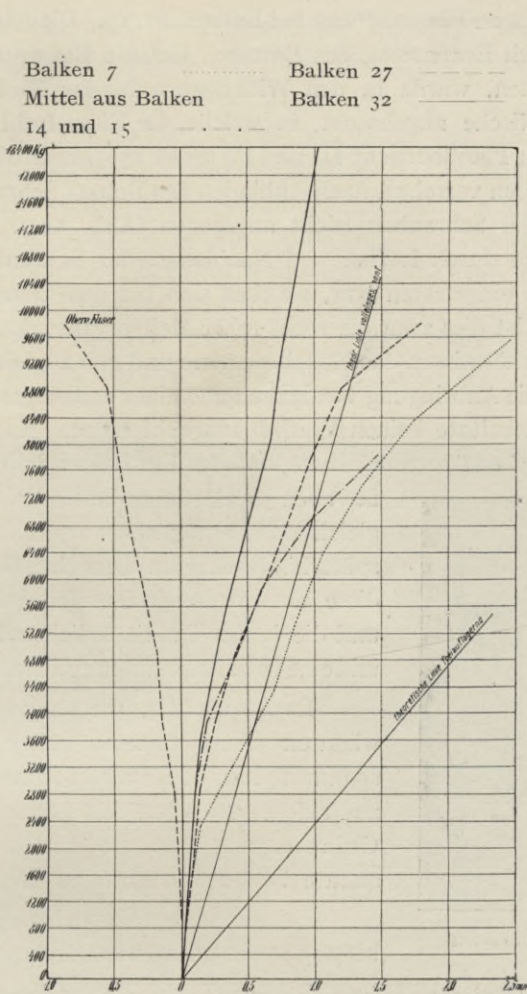


Abb. 121. Dehnungen in der Mitte der voll-  
eingespannten Balken.

Balken 7 .....  
Mittel aus Balken 14  
und 15 - · - ·  
Balken 27 - - - -  
Balken 32 - - - -

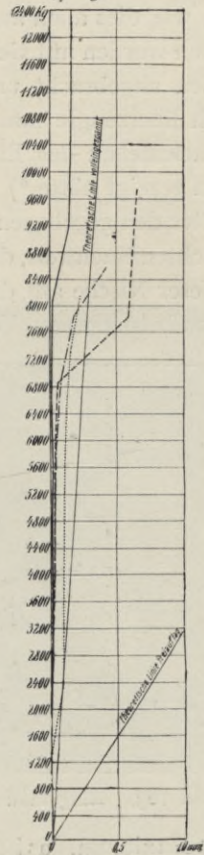


Abb. 122. Dehnungen  
im Viertel der voll-  
eingespannten Balken.

### III. Versuchsreihe. Planübersicht III—IV. Eingemauerte Balken ohne Vouten.

Bei der Beurteilung der in der Folge beschriebenen Versuche darf nicht übersehen werden, daß man sich bei dem Entwurf des ursprünglichen Programms der Wirkungsweise der einzelnen Vorkehrungen insofern nicht sicher war, als man es für unwahrscheinlich hielt, daß ein so einfaches Hilfsmittel wie die Einmauerung einen großen Einfluß auf die Einspannung haben könnte. Man glaubte vielmehr entsprechend der noch heute allgemein bestehenden Meinung, daß die Einmauerung allein bei der vorhandenen geringen Übermauerungshöhe nicht ausreiche und eine Widerlagsbelastung unerlässlich sei. Die Abb. 8 zeigt

die gewählte Form einer geringen Einmauerung bei Balken Nr. 17. Die Abb. 123 zeigt die Lage der Eisen nach Entfernung des Betons. Um die Bewegung der Eisen kontrollieren zu können, wurde in den Widerlagern bis zur Tiefe von 25 cm Auflagerlänge eine Nische angebracht, in welche die Eisen frei hineinragten, wie dies auch aus der Planübersicht III und IV (Seite 156) ersichtlich ist. Die Eisen wurden mit Gewinden versehen, nach Abbinden des Betons Schraubenplättchen angebracht und die Schrauben leicht angezogen (Abb. 124). Beim Versuch überzeugte man sich durch Lüften und Nachlassen der Schraube, ob ein Hineinziehen des Eisens eingetreten war, welches sich bei den Dehnungsmessern gezeigt hätte. \*) Es ist dies zwar ein recht roher Meßvorgang, doch war dies unter den gegebenen Verhältnissen das Naheliegendste und gab zugleich den erwünschten Nachweis, daß die Anbringung von Haken und einer vollen Ausmauerung dieser Nische auf die Resultate keinen Einfluß ausgeübt hätte. Nachdem man sich bei mehreren Versuchen überzeugt hatte, daß das Lüften der Schrauben

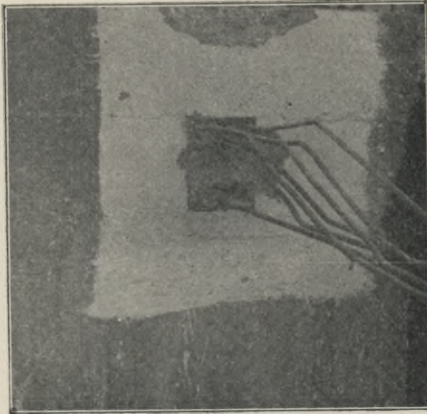


Abb. 123. Eingemauerter Balken.

in allen Belastungsstadien ziemlich gleichmäßig möglich war, hat man späterhin (siehe Planübersicht III u. IV) diese Vorkehrung in Fortfall gebracht und die in der Praxis üblichen Haken und eine volle Ausmauerung angeordnet.

Bei den ersten Versuchen (Nr. 17 bis 18) wollte man, wenn irgend möglich, das Maximum, das ist die volle Einspannung, erzielen, um dann zwischen beiden Extremen, dem Freiauflager einerseits und der vollen Einspannung andererseits, Abstufungen nachzuweisen, so wie sie sich nach der Qualität der Anordnung ergeben. Aus diesem Grunde wurden die ersten zwei Balken mit dem Widerlager in einem Stück betoniert und außerdem eine Widerlagsbelastung aufgebracht. Letztere wurde gleich beim ersten Versuch beseitigt, weil sie sich bei diesen Widerlagern als überflüssig erwies. In der Folge hat man dann an Stelle der in einem Stück betonierten Balken und Widerlager Nr. 17 und 18 in die bestehenden Betonwiderlager Balken neu einbetoniert, bei den späteren Versuchen die Balken wie üblich eingemauert. Auf diesen Umwegen war man dann endlich bei der gewöhnlichen Methode der

Es ist wichtig, die eingangs erwähnten Anschauungen über Einspannung hier nochmals in Erinnerung zu rufen, um den eingeschlagenen Gedankengang und die erzielten Resultate besser verstehen zu können.

Bei den ersten Versuchen (Nr. 17 bis 18) wollte man, wenn irgend möglich,

\*) Siehe Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft 5, Seite 7, wo dieses Mittel zum erstenmal Verwendung fand und damit der Zusammenhang zwischen den Dehnungen in der Balkenmitte und ihre Fortpflanzung bis zum Auflager nachgewiesen wurde.

Herstellung und der Einmauerung angelangt, mit der die weiteren Versuche durchgeführt wurden. Alle diese Versuche beschränken sich auf ein und denselben Balkentypus (Abb. 3).

Ein Unterschied bestand nur darin, daß einige von denselben mit durchgehend gleichem Balkenquerschnitt  $16.5/22 \text{ cm}$  und einer der vollen Einspannung entsprechenden Eisenbewehrung ausgeführt worden sind, während bei einer größeren Anzahl derselben Vouten angebracht worden waren, unter sinngemäßer Reduktion des Eisens im Widerlager (Siehe Abb. 134). Die folgende Tabelle 11 <sup>1.152</sup> gibt eine Übersicht über alle Versuche mit eingemauerten Balken, bei welcher sich, der besseren Beurteilung wegen, unterhalb der Balkennummern die Bruchlasten inklusive Eigengewicht eingetragen vorfinden.



Abb. 124. Balkenstirn mit Schrauben in der Nische.

In der folgenden Planübersicht III und IV <sup>1.153</sup> finden sich die Pläne aller 22 untersuchten eingemauerten Balken dargestellt vor; sie gibt eine Übersicht über alle Einzelheiten der Bewehrung, Belastung, der an jedem Balken angebrachten Meßvorrichtungen und der Bruchlasten. Man kann diesen Plänen auch die Koten der Entfernungen der Lasten und der untersuchten Querschnitte entnehmen. Bezüglich des Alters <sup>2</sup> siehe Tabelle 3, bezüglich der statischen Größen Tabelle 8. <sup>1.46</sup> <sub>1.69</sub>

### IIIa. Betonwiderlager.

#### Versuch Nr. 17 und 18 (Abb. 125—138) mit 4 Lasten.

Diese zwei Parallelversuche wurden mit dem oberen Teil der Widerlager in einem Stück betoniert und am 18. November 1909, bzw. 20. November 1909 zum Bruch gebracht. Die Bruchlasten betragen bei Versuch Nr. 17  $P = 16000 \text{ kg}$ , bei Nr. 18  $P = 16340 \text{ kg}$  inklusive Eigengewicht  $P = 16302 \text{ kg}$ , bzw.  $16649 \text{ kg}$ , also im Durchschnitt  $16475 \text{ kg}$  mit einer Abweichung von nur 1,3%.

Dieser durchschnittlichen Bruchlast entspricht ein Bruchmoment in der Mitte von

$$\frac{Pl}{24} = \frac{16475 \cdot 400}{24} = 274500 \text{ kgcm},$$

$$\text{weiter } \sigma_e = \frac{274500}{58,3} = 4708 \text{ kg/m}^2, \quad \sigma_b = 229 \text{ kg/cm}^2.$$

Noch größer sind die rechnermäßigen Spannungen im Auflager. Es ist daselbst

$$M = \frac{Pl}{12} = 549000 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = \frac{549000}{108} = 5200 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = \frac{549000}{1507} = 365 \text{ kg/cm}^2.$$

Da keiner der freiaufliegenden Balken bei einer so hohen Eisenspannung gebrochen ist, bedarf dieser Rechnungswert von  $\sigma_e$  hier einer besonderen Erklärung, für die aber erst durch weitere Versuche eine einwandfreie Unterlage gewonnen werden kann. Man konnte zunächst hierfür nur Vermutungen ins Treffen führen, sofern man das aus den freiaufliegenden Versuchen gewonnene Kriterium für den Bruch auch hier für anwendbar ansieht.

Zur besseren Beurteilung der im vorliegenden Falle auftretenden rechnermäßigen Druckspannungen dient die Abb. 66. Es findet sich dort die bei den frei aufliegenden Balken ermittelte Linie der mittleren Eisenzugspannung von  $3923 \text{ kg/cm}^2$  eingetragen vor. Es sind ferner die mittleren Biegungsdruckfestigkeiten der untersuchten Betonmischungen auf Grund der Versuche mit Kontrollbalken (Abb. 19) für das Alter von 6 Wochen eingezeichnet und diese dem Alter der untersuchten Balken beiläufig entsprechende Biegungsdruckfestigkeit von  $350 \text{ kg/cm}^2$  besonders hervorgehoben. Aus der Abb. 66 ist ersichtlich, daß bei dem vorliegenden Versuch die Biegungsdruckfestigkeit bei den Auflagern (Moment  $\frac{Pl}{12}$ ) überschritten sein soll, während in der Mitte keine so hohen Druckspannungen auftreten. Es ist zwar bei Nr. 18 ein Bruch am Widerlager, aber auf Abscherung aufgetreten. Bei Nr. 17 dagegen sind die Druckerscheinungen an drei Stellen in der Mitte und an beiden Widerlagern ziemlich gleichzeitig sichtbar geworden (Abb. 126). Es ist daher wahrscheinlich, daß diese ungleichmäßige Spannungsverteilung durch ein Nachlassen in den Widerlagern ausgeglichen wurde, um so mehr als in denselben bei ihrer hohen Eisenarmatur eine Erniedrigung der Druckspannungen gegenüber der Mitte angenommen werden kann. Der Vorgang wird durch die Darstellung der Verdrehungen (Winkel-

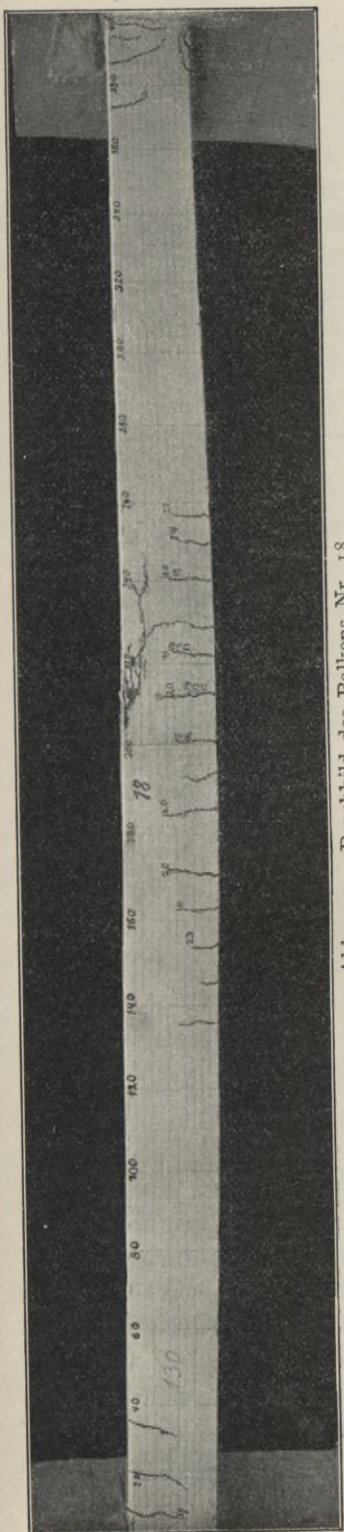


Abb. 125. Bruchbild des Balkens Nr. 18.

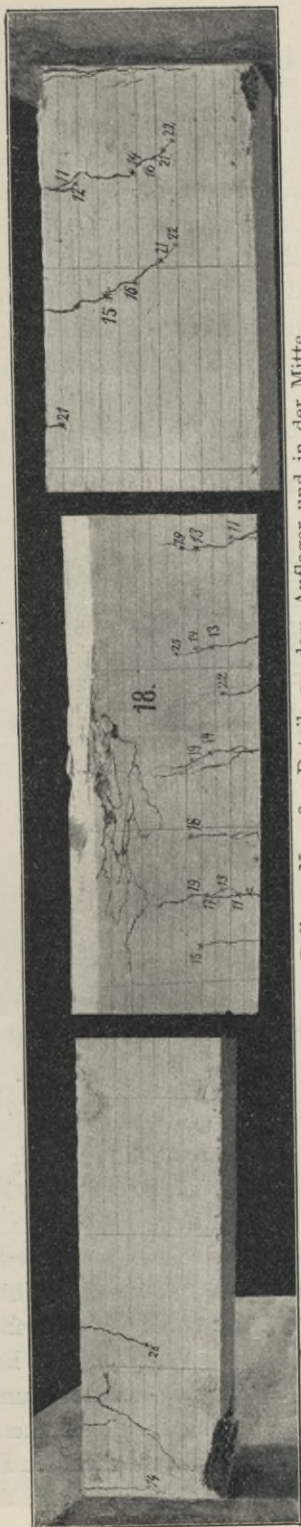


Abb. 126. Bruchbild des Balkens Nr. 18. Details an dem Auflager und in der Mitte.

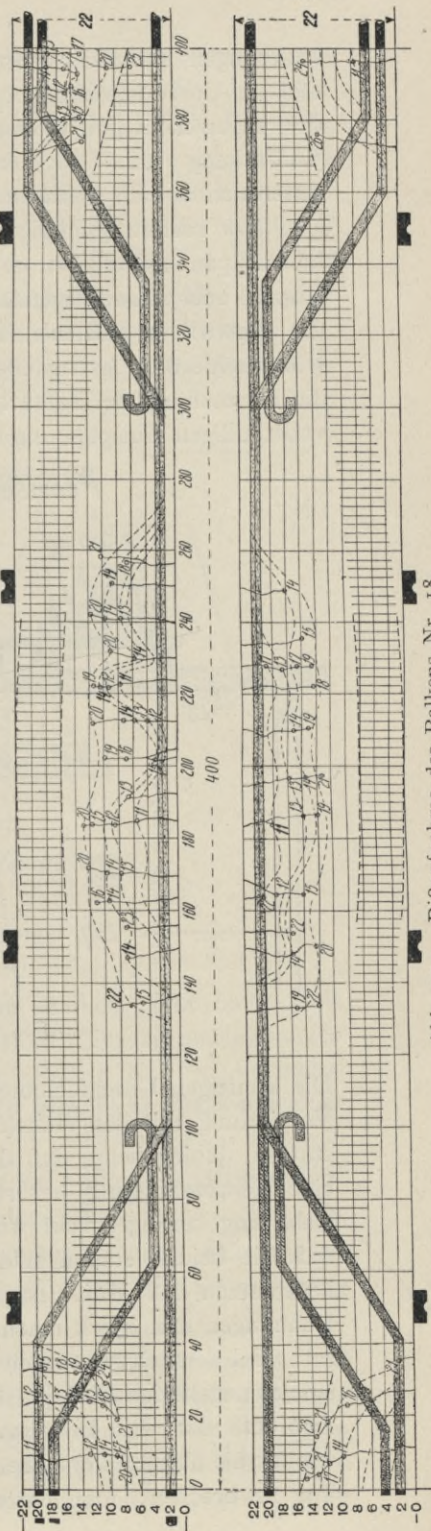


Abb. 127. Rißaufnahme des Balkens Nr. 18.



änderungen) am Widerlager abgebildet (Abb. 137). Aus denselben ist ersichtlich, daß die dort eingezeichneten theoretischen Linien mit den tatsächlichen Verdrehungen nicht gut übereinstimmen. Insbesondere gilt dies mit Bezug auf die Verdrehung nahe ( $9,5 \text{ cm}$ ) beim Widerlager. Der tatsächliche Verlauf unterscheidet sich wesentlich von dem typischen Bild derartiger Auftragungen.

Die rechnermäßig nachgewiesenen, bei gewöhnlichem Eisen undenkbar hohen Spannungen legen es nahe, daß auch hier, wie bereits im vorhergehenden Kapitel über frei aufliegenden Balken Nr. 29 und 30 (Seite 100) dargelegt ist, eine die Zugwirkung aufhebende Kraft durch die Widerlager entstanden sein muß. Näheres hierüber festzustellen soll späterhin versucht werden. Vorläufig genügt die Feststellung der Tatsache, daß durch die beschriebene Anordnung eine der vollständigen Einspannung mehr als entsprechende Bruchlast erzielt erscheint.

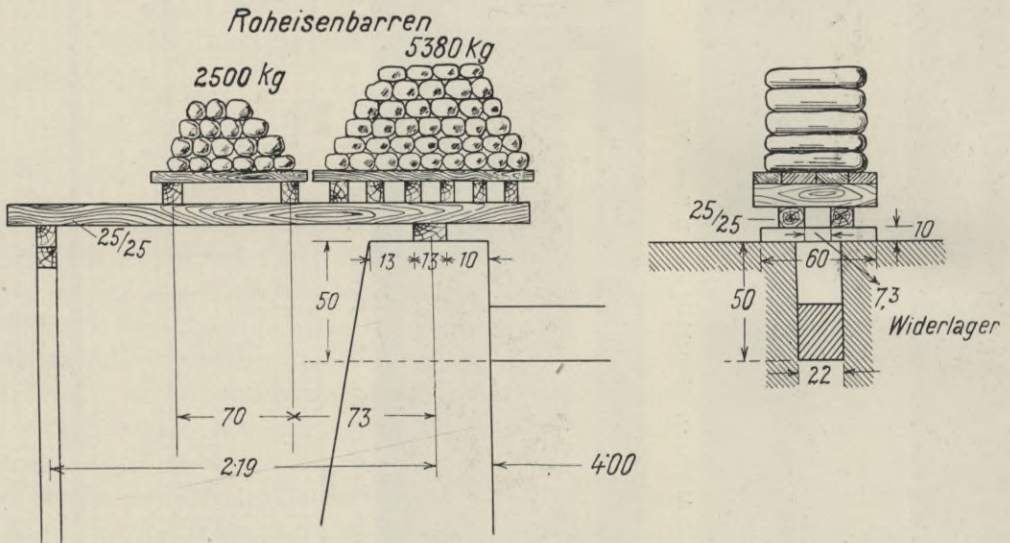


Abb. 128. Belastung der Widerlager.

Die künftigen Untersuchungen müssen sich auf die Frage erstrecken, ob die Verbindung mit den steifen Widerlagern eine rechnerische Vereinfachung gestatten, dahingehend, daß das Bruchmoment bzw. die Bruchspannung durch eine Herabminderung der rechnermäßigen Spannweite oder der wirksamen Belastung herabgedrückt wird. Der Effekt dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die beiden steifen Widerlager die Eisendehnungen in dem Bruchstadium herabsetzen, daß sie die Endquerschnitte am Ausweichen hindern und so die großen Dehnungen unmöglich machen, welche sonst die eigentliche Bruchursache sind.

Bei Versuch Nr. 18 stellt die Abb. 125 und 126 das Bruchbild dar. Abb. 127 ist das zugehörige Rißbild. Die Anordnung der Belastung der Widerlager stellt Abb. 128 dar. Die Belastungsanordnung für den Balken selbst war die gleiche wie für die übrigen Versuche. Es war nicht möglich den Balken Nr. 18 an einem Tag zu brechen; man hatte deshalb schon versucht, den Bruch dadurch zu

beschleunigen, daß man die künstliche Widerlagsbelastung durch beiderseitiges Abtragen von je 2500 kg verringerte und den Balken die Nacht über nur ungenügend unterstützt beließ. Er zeigte jedoch am Morgen keinerlei Veränderungen, die auf einen bevorstehenden Bruch hätten schließen lassen. Es wurde deshalb nach entsprechender Sicherung durch einen Schwellenstapel die Einspannwirkung abermals verringert, indem man von dem auf jedem der seitlichen Belastungspodien noch gebliebenen Roheisenbarren neuerdings je 2600 kg abtrug. Als auch dies keinen Erfolg hatte, brachte man nach Abb. 129 eine Einzellast von 1780 kg hinzu, worauf dann endlich der Balken brach.

Balken Nr. 17: Versuchsdauer: 10 Uhr 45 Min. früh bis 4 Uhr 05 Min. nachmittags, mit einer Pause von 12 Uhr 07 Min. bis 1 Uhr

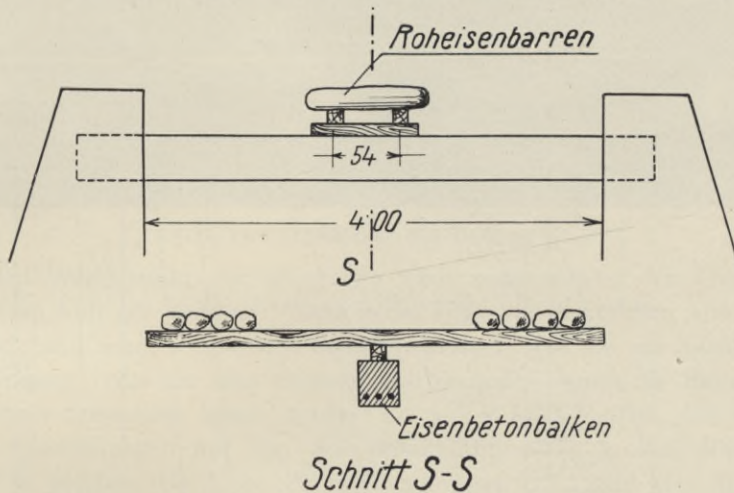


Abb. 129. Einzellast bei Versuch Nr. 18.

30 Min. Von der 17. Laststufe an wurde der Balken nicht mehr ganz entlastet, sondern bei Aufbringung der Last unterstützt. Die Spiegelablesungen waren teilweise durch Sonnenstrahlung beeinflusst. Balken Nr. 18: Versuchsdauer von 11 Uhr 12 Min. vormittags bis 4 Uhr 10 Min. nachmittags mit einer Pause von 12 Uhr 15 Min. bis 1 Uhr 32 Min.

11. Laststufe 4790 kg, erste Risse im Obergurt am Auflager links rückwärts. Von der 20. Laststufe (9515 kg) an nur mehr unterstützt.

Beim Versuch Nr. 17 stellt Abb. 130 die Höchstlast dar. Abb. 131 ist das Bruchbild, Abb. 132 ist das Ribbild, in welchem durch eine Schraffierung die gedrückte Zone gekennzeichnet wurde.

In der Abb. 133 ist eine Darstellung gegeben, welche für die 15. und 23. Laststufe den Verlauf der elastischen Linie aus den gemachten Beobachtungen ableiten soll. Es ist aus den Durchbiegungsablesungen ein Polygon gezeichnet und durch eine Kurve in Übereinstimmung mit den Libellenablesungen gebracht worden. Dasselbe zeigt, daß man nicht viel fehlt geht, wenn

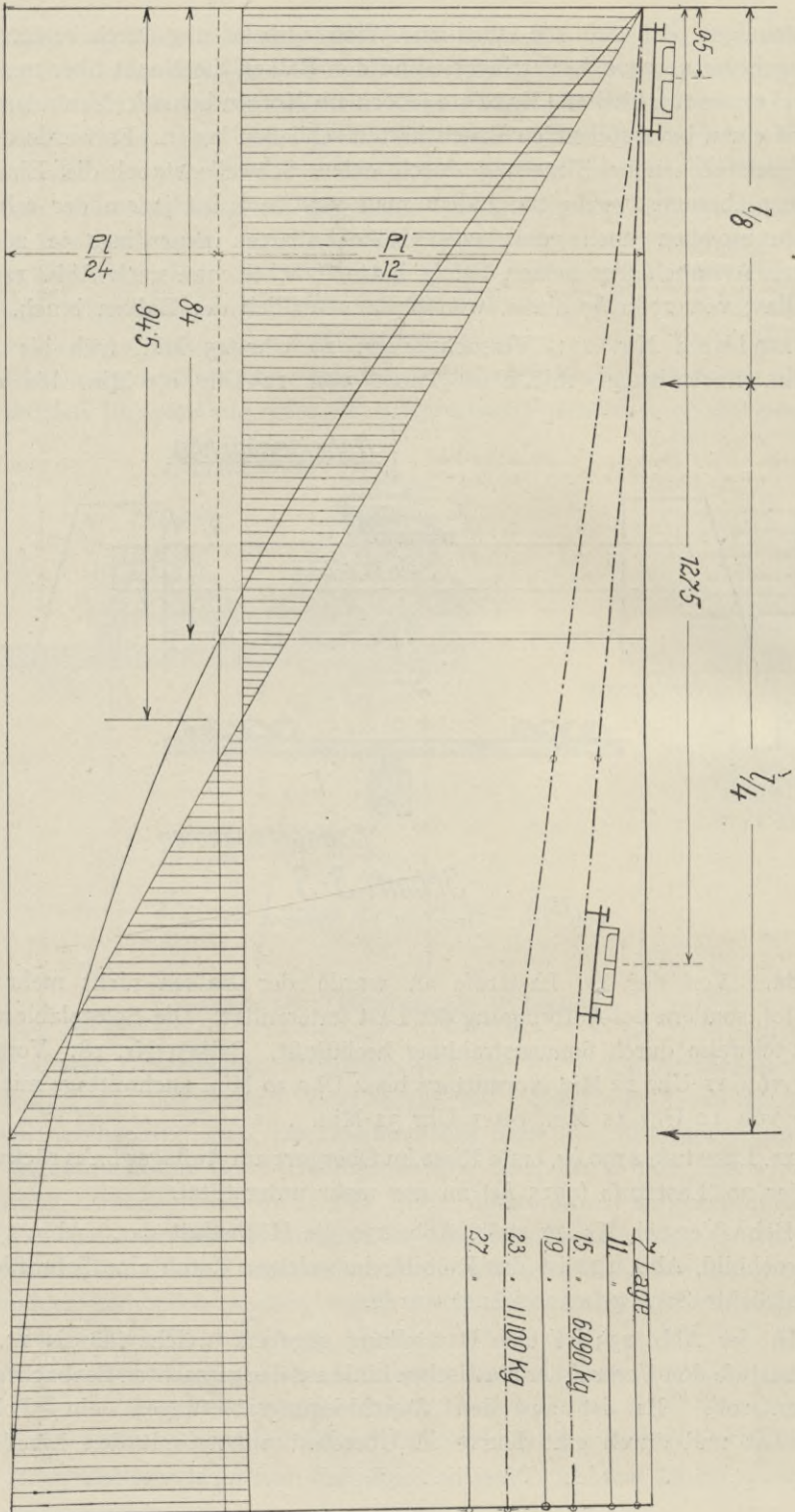


Abb. 133.

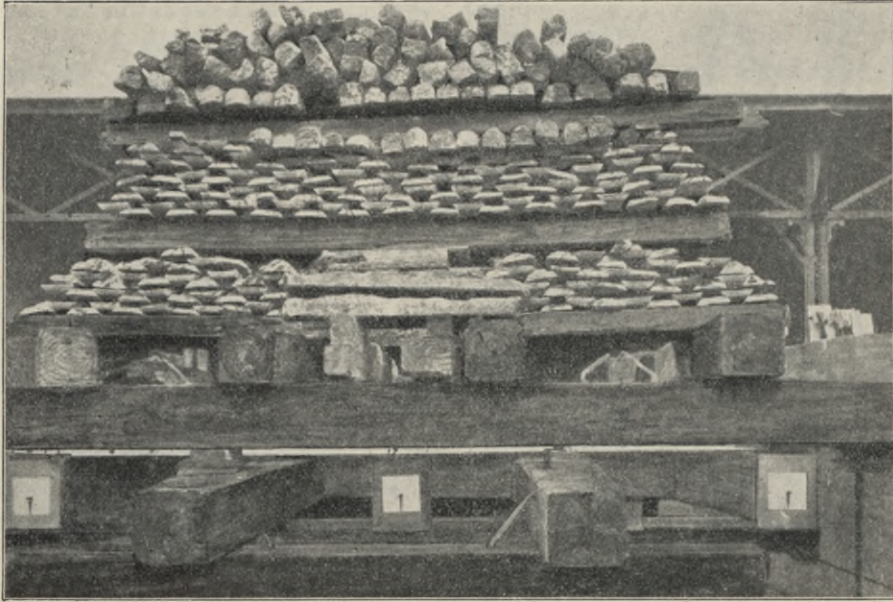


Abb. 130. Höchstlast des Balkens Nr. 17.

man den Wendepunkt der elastischen Linie entsprechend der Theorie etwa  $84\text{ cm}$  vom Auflager annimmt. Wenn in der Folge von den großen Abweichungen die Rede sein wird, welche sich beim Widerlager, teils als ein Nachlassen der Einspannung, teils als eine Störung des Verlaufes durch die Bewegung der Widerlager bezeichnen lassen, so darf nie außer Acht bleiben, daß die Größe dieser Erscheinungen nur von dem unverhältnismäßig großen Maßstab abhängt, in welchem sie dargestellt werden müssen. Sie sind aber in dem vor-

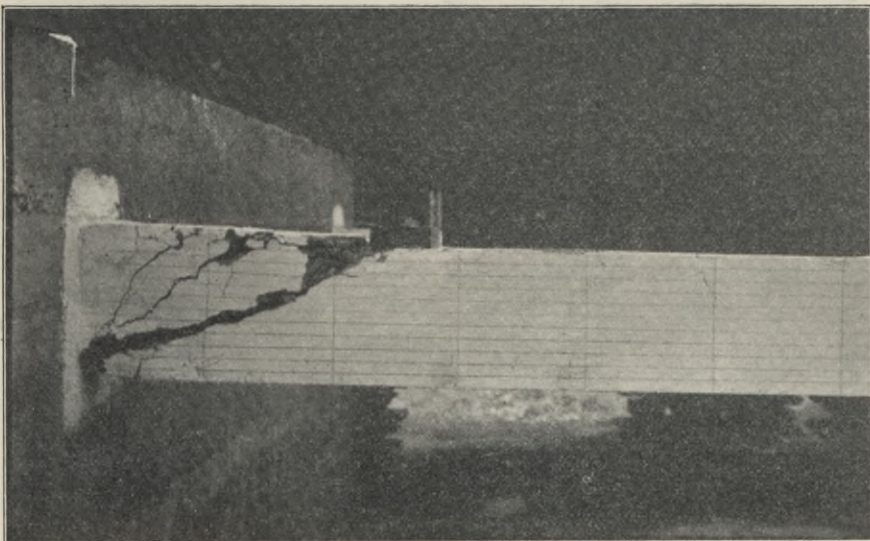


Abb. 131. Bruchbild des Balkens Nr. 17.

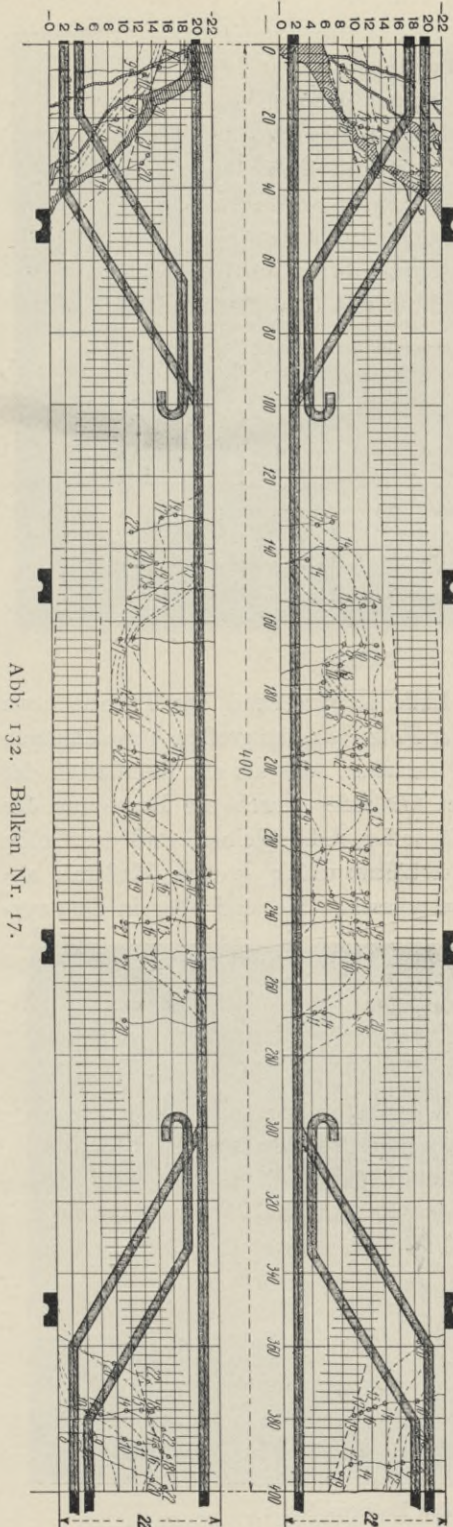


Abb. 132. Balken Nr. 17.

liegenden Falle so verschwindend klein, daß sie in den Darstellungen (Abb. 133) nicht zum Ausdruck kommen. Die Verdrehungen am Auflager sind auch noch bei jener Last (23. Lage) ganz geringfügig, welche rechnermäßig und nach Analogie mit den freiaufhängenden Trägern ( $11100 + 300 \text{ kg} = 11400 \text{ kg}$ ) als Bruchlast eines volleingespannten Balkens bezeichnet werden kann. Dies führt zur Erkenntnis, daß die Verbindung zwischen dem Eisenbetonbalken und dem Widerlager in der vorliegenden Form (Abb. 8) eine äußerst feste ist, so daß noch bei der 23. Laststufe die Einspannung eine nahezu vollkommene und unnachgiebige geblieben ist. Zur weiteren Kennzeichnung dieser Sachlage verweisen wir auf die Darstellung der Widerstandsmomente solcher eingespannter Träger (Abb. 134). Diese zeigt, daß es beim Eisenbetonbalken keiner äußerlich sichtbaren Vouten bedarf, um einen Träger zu erhalten, welcher in statischer Hinsicht als ein Vouten-Träger angesprochen werden muß; der Balken ist also an den Widerlagern gleichsam mit solchen Verstärkungen versehen, daß derselbe mit einem Voutenträger als gleichwertig gelten kann.

Abb. 134 stellt eine Übersicht der Widerstandsmomente der drei untersuchten Balkenformen dar. Es sind dies Balken ohne Vouten, Balken mit kleinen und solche mit sogenannten mittleren Vouten. Die letzteren wurden so gewählt, daß sie bei vollständiger Einspannung dem Momentenverlauf einer gleichförmig verteilten Last mit ihren Widerstandsmomenten am besten entsprechen. Zur besseren Über-

sicht sind in der Abb. 134 die Querschnitte an zuständiger Stelle und Längsschnitte für einen Balken mit sogenannter kleiner Voute unterhalb aufgezeichnet worden. Es ist ersichtlich, daß durch die Voutenanordnung eigentlich nicht viel an den statischen Verhältnissen des Balkens geändert wird und die stark armierten Balken ohne Vouten im wesentlichen dieselbe Stärke, Anordnung und Verlauf der Widerstandsmomente in den Querschnitten besitzen. Die wichtigste beim Vergleich mit Vouten zu ihren Gunsten sprechende Änderung besteht in einer solideren Verbindung mit dem Widerlager.

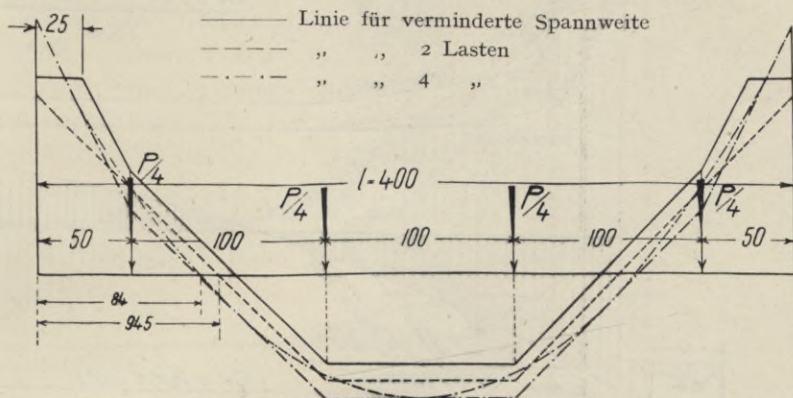


Abb. 135. Darstellung der Momente.

Zur Überprüfung zweier wichtigen Fragen wurden bei diesen Versuchen zwei Lastanordnungen (siehe Seite 21, *d* mit 4 Lasten) benützt, indem bei *d* fallweise die beiden äußeren Lasten fortblieben. In erster Linie sollte dies die Frage beantworten, inwieweit bei einer geänderten Lastanordnung unsere gewöhnliche Rechnungsmethode richtig bleibt.

Bei diesen zwei Lastanordnungen mit  $P^1$  und  $P^2$  entspricht dem Moment in der Mitte  $\frac{P^1 l}{24} : \frac{9 P^2 l}{128} = 128 : 216$  und dem Moment am Auflager  $\frac{P^1 l}{12} : \frac{15 P^2 l}{128} = 128 : 180$ . Es ist dann  $P^1 = 1.69 P^2$  resp.  $= 1.4 P^2$ .

Hier sei noch erwähnt, daß bei den frei aufliegenden Trägern die Weglassung der erwähnten Lasten eine Verminderung des Bruchmomentes auf  $\frac{3}{4}$  des früheren Wertes bewirkt hat. Es ist daher  $P^1 = 1.25 P^2$ . Bei voll eingespannten Trägern wäre es nach obigem denkbar, die Bruchlast um 40 % zu erhöhen, indem man anstatt zwei vier Lastpunkte anordnet.

Wir werden späterhin auf diesen Vergleich zurückkommen.

Die Höhe der erzielten Bruchlasten gibt zu denselben Vermutungen Anlaß, wie bei Balken Nr. 29 und 30. Will man derselben in einfacher Weise Rechnung tragen, so kann man entweder annehmen, daß die beiden äußeren Lasten in ihrer Wirkung sich direkt auf das Widerlager übertragen haben, ohne auf die Trägermitte einen wesentlichen Einfluß auszuüben, oder eine Verminderung des Momentes entsteht, die einer Verminderung der Spannweite gleichkommt.

Schaubild der Widerstandsmomente.

für Balken ohne Vouten  
" " mit kleinen "  
" " " mittleren "

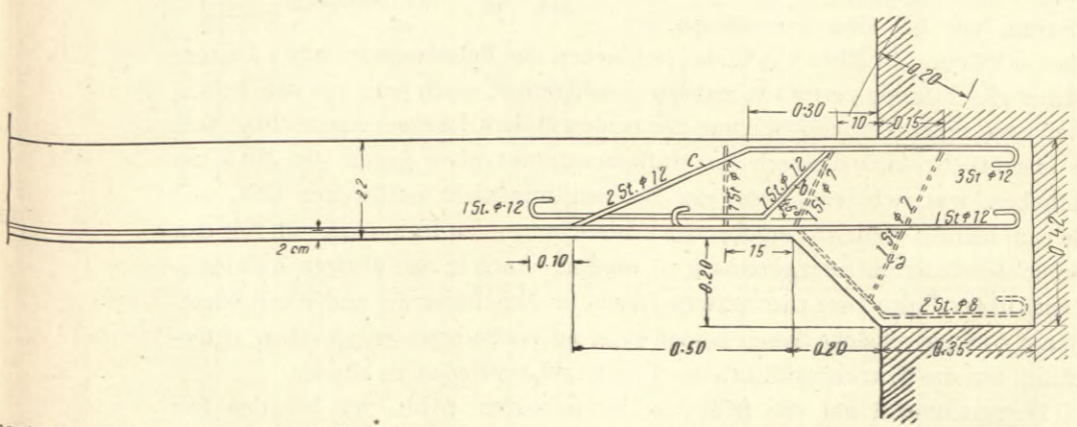
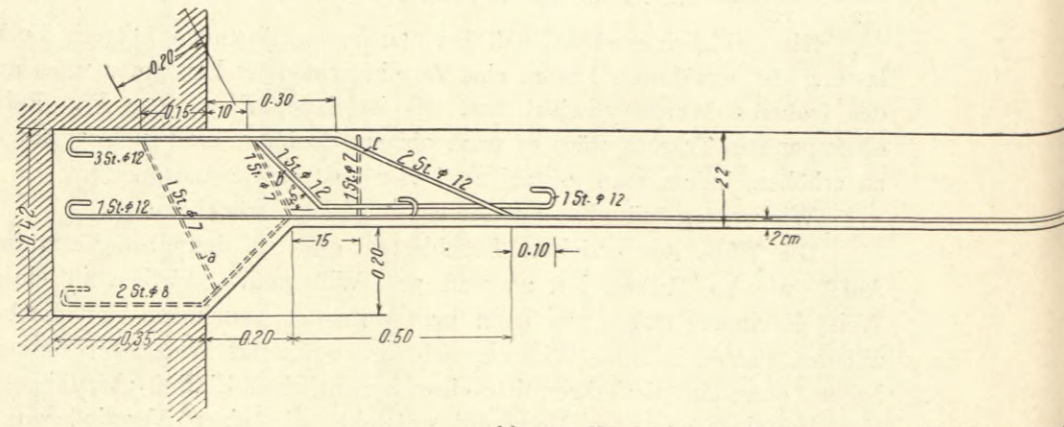
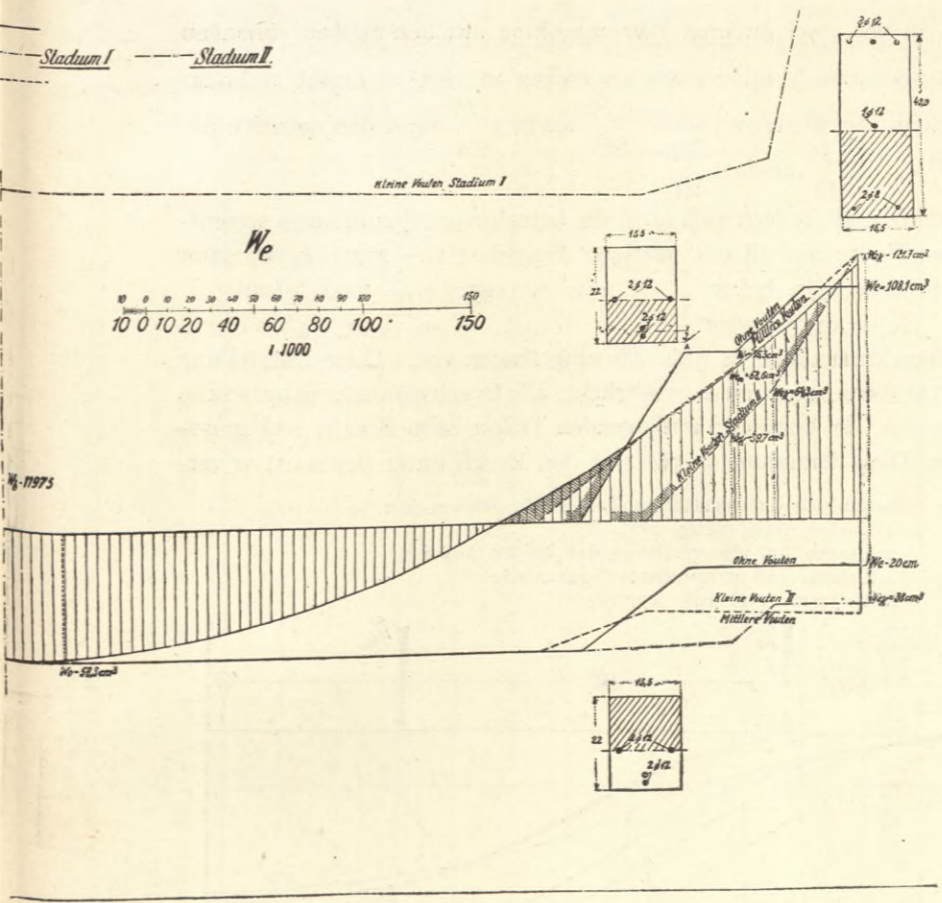
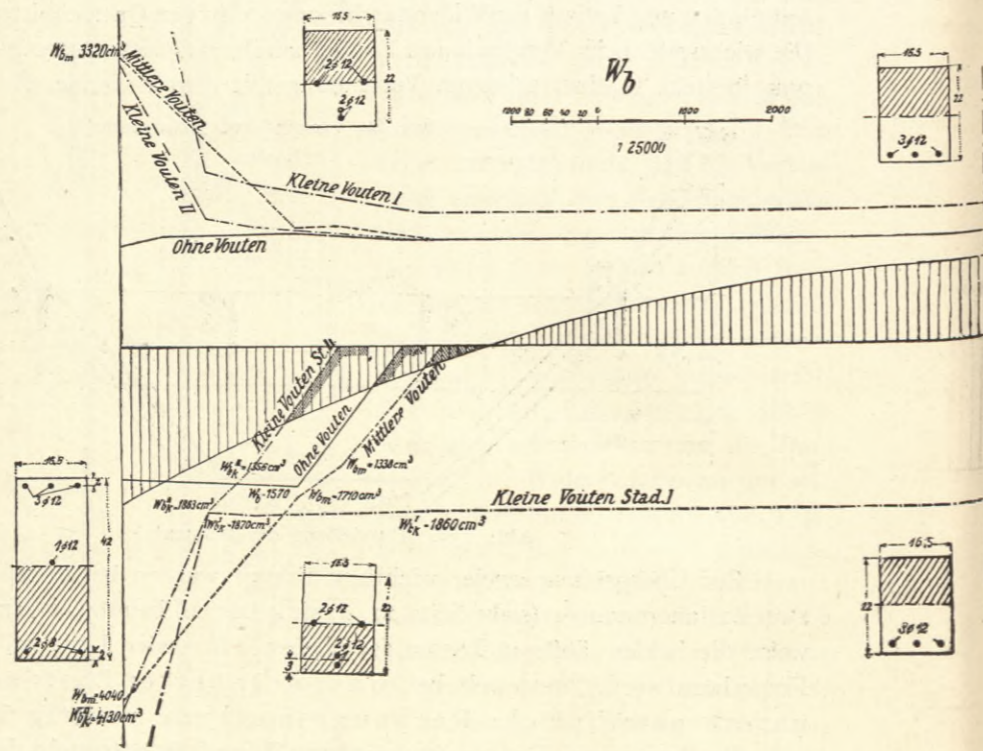


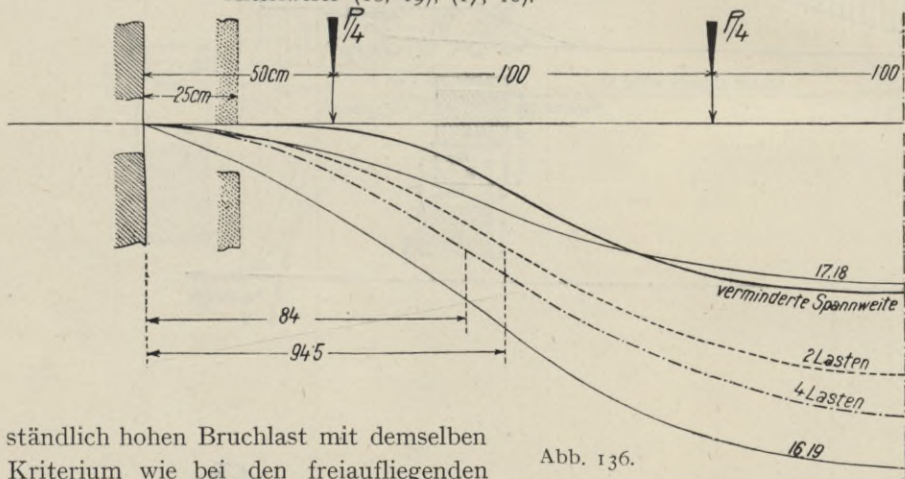
Abb.143. Vergleichweise Darstellung der Widerstandsmomente bei Balken ohne und mit Vouten.

Wenn die in den zwei äußeren Viertelpunkten auf den Balken ruhenden Lasten von  $\frac{2P}{4}$  als statisch unwirksam angesehen werden, so ergibt sich das positive Moment in der Mitte mit  $M = \frac{9Pl}{256}$  anstatt  $\frac{Pl}{24}$  und das negative am Auflager mit  $M = -\frac{15Pl}{256}$  anstatt  $\frac{Pl}{24}$ .

Für den ersten Fall ändern sich auch die berechneten Spannungen wesentlich. Bei Balken Nr. 17 und 18 mit mittlerer Bruchlast von 16470 kg ist dann in der Mitte  $\sigma_e = 3970 \text{ kg/cm}^2$  am Auflager  $\sigma_e = 3660 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_b = 1935 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma_b = 303 \text{ kg/cm}^2$ .

Diese Größen finden sich in Abb. 66 eingetragen vor. Diese Darstellung macht es klar, daß diese Annahme es ermöglicht, alle Bruchspannungen auf solche Werte zu reduzieren, die beim frei aufliegenden Träger beim Bruche rechnermäßig auftreten. Diese Annahme würde also den Bruch unter der sonst unver-

Darstellung der elastischen Linien für Balken mit  
 4 Lasten gleichmäßig verteilt  
 2 Lasten mit Ausschaltung der beiden äußeren  
 4 Lasten und verminderte Spannweite  
 Mittelwerte (16, 19), (17, 18).



ständig hohen Bruchlast mit demselben Kriterium wie bei den freiaufliegenden

Balken erklären. In Abb. 133 findet sich neben der Belastungsart mit 4 Lasten, die einer gleichförmig verteilten nahezu gleichkommt, noch jene mit den beiden Mittellasten unter Vernachlässigung der beiden äußeren Lasten eingezeichnet vor. Wie ersichtlich, wird dadurch der Inflexionspunkt etwa gegen die Mitte zu verschoben, was sich jedoch aus der Beobachtung nicht nachweisen läßt, weil diese sich hieraus vielleicht ergebenden Abweichungen zu klein sind, um mit den verwendeten Instrumenten gemessen zu werden. Auch in den übrigen Abbildungen sind in der Folge zwei theoretische Linien für Durchbiegung und Winkeländerung am Auflager, welche diesen beiden Belastungsannahmen entsprechen, eingezeichnet, um die Brauchbarkeit dieser Faustregel beurteilen zu können.

Bezugnehmend auf die früheren Darstellungen (Abb. 77) bei den frei aufliegenden Balken 29 und 30 soll auch hier eine Übersicht über den Einfluß



der vereinfachten Annahmen auf die Momente und Durchbiegungen gegeben werden und wir wollen auch sehen, wie sich dann die rechnermäßigen Spannungsergebnisse ändern. Die Abb. 135 bis 136 zeigen eine vergleichende Darstellung dieser theoretischen Größen, wie sie den drei Annahmen bei voller Einspannung ent-

I) - - - - - Versuch Nr. 17 (127,5 cm v. Aufl.); II) - - - - - Versuch Nr. 18 (127,5 cm v. Aufl.)  
III) - - - - - Versuch Nr. 17 (9,5 cm v. Aufl.); IV) - - - - - Versuch Nr. 18 (9,5 cm v. Aufl.)

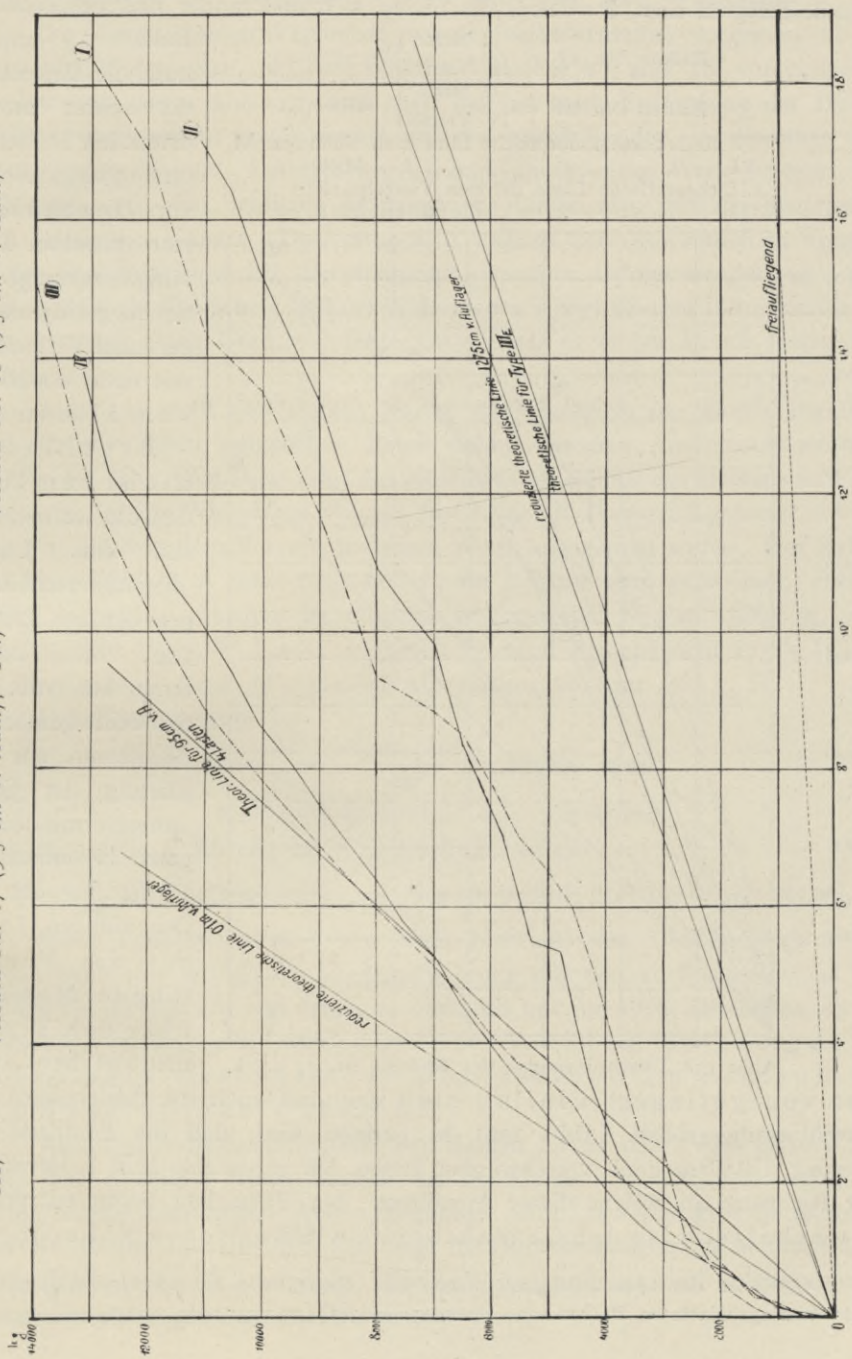


Abb. 137. Verdrehungen. Balken Nr. 17, 18.

sprechen und zwar einmal unter der Annahme aller Lasten, die ganze Lichtweite als Spannweite\*) zugrunde gelegt, dann nur mit 2 Mittellasten und endlich für verminderte Spannweite. Die Abb. 136 zeigt noch die Eintragung der tatsächlichen Durchbiegungen von zwei Balken für dieselbe der Rechnung zugrunde gelegten Last  $P = 10 t$ . Es finden sich dort außer den besprochenen

- Balken Nr. 17 = I Mitte }  
 III Viertel }  
 II Mitte }  
 Balken Nr. 18 = IV Viertel }  
 V Reduzierte theoretische Linie f. d. Viertelpunkt.  
 VI " " " " " " " " Mitte  
 VII theoretische Linie für den Viertelpunkt  
 VIII " " " " " " die Mitte.

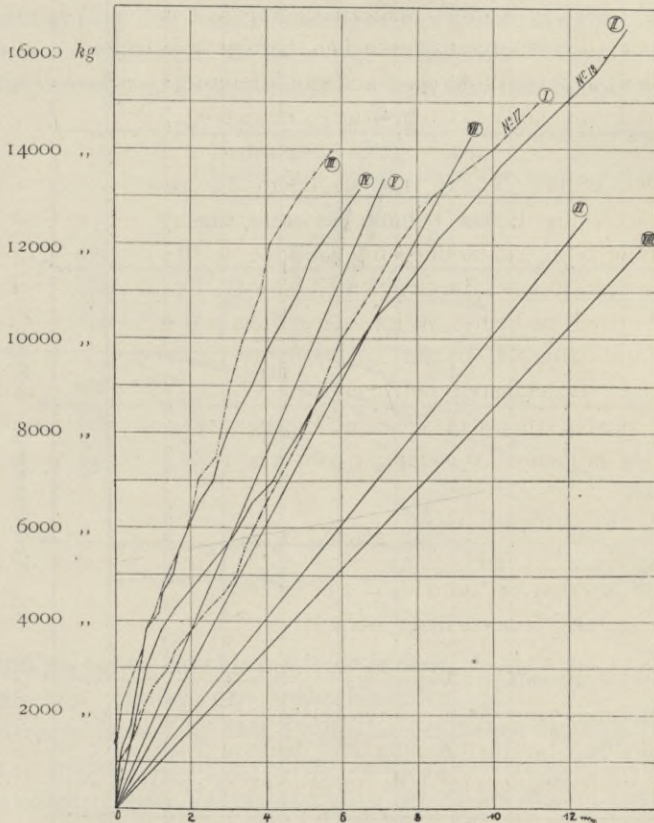


Abb. 138. Durchbiegungen des Balkens Nr. 17 u. 18.

nur von geringem Einfluß sind und daß auch die Änderungen der Durchbiegungsgrößen (Abb. 136) so geringe sind, daß die Einflüsse der Störung dieselben ganz verschwinden lassen. Sie geben also kein Kriterium in der Richtung ab, welche dieser Annahmen den Tatsachen besser entspricht. Sie behalten also den Charakter von willkürlichen Näherungen.

Balken 17 und 18 noch die Mittelwerte der später zu erörternden Balken 16 und 19 eingezeichnet vor. Dieselben haben fast dieselbe Tragfähigkeit gezeigt. Die nur ein geringes weniger solide Verbindung mit dem Widerlager kam also in der

Bruchlast nicht zum Ausdruck, während sie bei den Durchbiegungserscheinungen deutlich hervortrat. Man ersieht ferner aus Abb. 135, daß beide gemachten Annahmen zur Erklärung der Spannungsverminderung ganz besonders die Entfernung der beiden äußeren Lasten auf die Verteilung der Momente über den Träger und auf ihre Größe

\*) Es ist der Gleichmäßigkeit wegen hier ebenso wie bei den frei aufliegenden und widerlagsbelasteten Balken eine Spannweite von 4 m zugrunde gelegt.

Die Abb. 137 gibt uns über die Verdrehungen, die Abb. 138 über die Durchbiegungen Aufschluß. Bezüglich der Dehnungen sei auf die Zusammenstellung der Balken ohne Vouten verwiesen (Abb. 176).

### Balken Nr. 16 und 19 (Abb. 139—144) mit 4 Lasten.

Bei diesen beiden Versuchen wurde folgendermaßen vorgegangen: In denselben Widerlagern, mit welchen die Versuche 17 und 18 vorgenommen worden sind (siehe Abb. 123 und 124), wurden nach Entfernung der Balken Schlitze eingestemmt, groß genug, um die nachfolgenden in dieselben einbetonieren zu können. Letztere wurden dann in derselben Weise bewehrt und gleichzeitig mit den Schlitzen betoniert; sie bilden also mit der Stützmauer kein homogenes Ganzes. Dies entspricht nahezu dem gewöhnlichen Vorgang in der Praxis, wie er bei den späteren Versuchen befolgt worden ist. Man darf dabei nicht übersehen, daß die Widerlager aus viel älterem Beton bestanden und demnach einen Grad von Güte hatten, wie er in der Praxis selten vorkommen wird.

Abb. 123 stellt den Balken Nr. 16 dar, nachdem der Bruch abgeführt und der das Eisen umgebende Beton behufs besserer Anschauung entfernt worden ist. Die Abbildung zeigt das bloßliegende Gerippe des Balkens und läßt erkennen, daß das Widerlager, welches durch einen Kalkanstrich genauer sichtbar gemacht ist, von dem Versuch in keiner Weise angegriffen wurde. Der Balken Nr. 16 wurde am 4. März 1910, Nr. 19 am 2. März 1910 gebrochen. Die bei diesen Versuchen erzielten Bruchlasten betragen bei Nr. 16 15865 kg, samt Eigengewicht 16165 kg, bei Nr. 19 17015 kg, samt Eigengewicht 17315 kg, also im Durchschnitt 16740 kg mit einer Abweichung von nur 1·65 v. H.

Das Bruchmoment ist

$$M = \frac{Pl}{24} = \frac{16740 \cdot 400}{24} = 279000 \text{ kgcm,}$$

ferner

$$\sigma_e = 4780 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = 233 \text{ kg/cm}^2.$$

Werden nur die 2 Mittellasten berücksichtigt, so gilt:

$$M = \frac{9}{256} Pl = 235000 \text{ kgcm, } \sigma_e = 4030 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = 197 \text{ kg/cm}^2.$$

Beide Bruchlasten sind von einer hinreichenden Gleichmäßigkeit und zeigen auch eine auffallende Übereinstimmung mit den vorbeschriebenen Versuchen Nr. 17 und 18, von denen sie ebenfalls nur um 1·6% abweichen, so daß hiernach zwischen den beiden untersuchten Befestigungsarten kein wesentlicher Unterschied im Einfluß auf die Tragfähigkeit besteht.

Abb. 139 stellt das Bruchbild von Balken Nr. 16 dar. Das linke Widerlager hat dieselben Erscheinungen wie bei Balken Nr. 18 (Abb. 126), das rechte Schererscheinungen (Abb. 131) gezeigt. Abb. 140—141 gibt die Ribbilder von Nr. 16 und 19. Die Abb. 142 zeigt die Durchbiegungen der beiden Balken in der Mitte und im Viertelpunkt. Die Abb. 143 und 144 sind eine graphische Darstellung der gemessenen Dehnungen.

### Versuch Nr. 16 (Abb. 139—140) mit 4 Lasten.

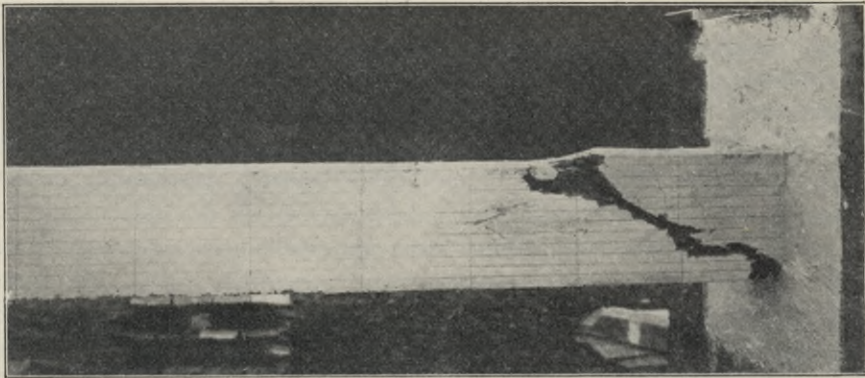
Versuchsdauer 10 Uhr früh bis 12 Uhr 40 Min. mittags. Bei der 4. Laststufe (2865 kg) Riß. Nach der 14. Laststufe (11865 kg) keine Entlastung mehr. Apparate bei der 15. Laststufe (12865 kg) abgenommen.

### Balken Nr. 19 (Abb. 141—144) mit 4 Lasten.

Versuchsdauer von 9 Uhr 44 Min. früh bis 1 Uhr mittags. Bei der 5. Laststufe (3365 kg) erster Riß am Auflager.

Aus den im vorangehenden beschriebenen Versuchen scheint hervorzugehen, daß eine Widerlagsbelastung oder eine direkte Verankerung zwischen Balken und Mauer zur Erzielung der Einspannung überflüssig erscheint, sofern

Rechtes Widerlager.



Balken-Mitte.

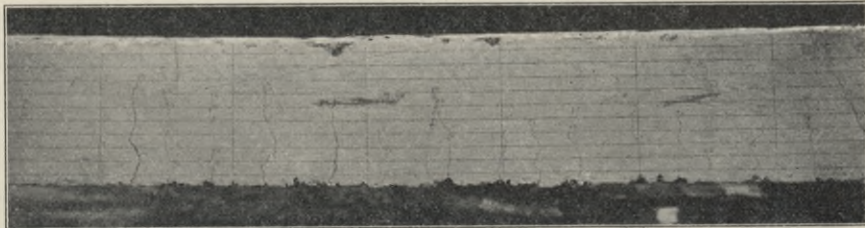


Abb. 139. Bruchbild des Balkens Nr. 16.

nur eine sorgfältig durchgeführte Einmauerung besteht. Unter diesen Umständen scheint es am Platze, näher zu untersuchen, was man bei einem Versuch und was man in der Praxis unter einer sorgfältig durchgeführten Einmauerung versteht. Bei Versuchen ist es eine allerwärts anerkannte Regel, daß das Experiment es nicht unternehmen darf, Fehler der Praxis, für die es keinen Maßstab gibt, nachzuahmen. Es ist daher auch hier versucht worden, die Objekte in dieser Hinsicht fehlerlos herzustellen, man hat sich begnügt, dieselben ohne übertriebene Sorgfalt auszuführen. Dieser Vorgang kann im allgemeinen den Wert von Versuchen nicht beeinträchtigen, weil die Fehler der Praxis durch den Sicherheitsgrad der Konstruktion gedeckt erscheinen. Hier bedarf es jedoch einer anderen Erwägung. Die eingemauerten Balken sind in einem schlechten

Mauerwerk gezwungen, bedeutende Setzungen mitzumachen. Dies hat zur Folge, daß an den Verbindungsstellen zwischen Träger und Mauerwerk sekundäre Spannungen und allfällig auch Sprünge auftreten, welche den Zusammenhang zerstören, so daß die Voraussetzungen fehlen, unter welchen das Experiment ausgeführt worden ist. Man muß daher bei den Schlußfolgerungen aus den gemachten Versuchen die weitere Einschränkung machen, daß dieselben nur dort Geltung behalten, wo die Verbindung zwischen dem Widerlagsstummel und dem Mauerwerk durch die Qualität desselben und seiner Fundamente gesichert erscheint oder aber von vornherein durch eine Verankerung auch für den Fall von Setzungen unberührt bleiben wird.

### Versuch p. (Abb. 145—147) mit 2 Lasten.

Um über den Einfluß der Laststellung in der vorliegenden Anordnung Klarheit zu schaffen, wurden auch Versuche mit nur 2 Lasten in den mittleren Viertelpunkten durchgeführt. Die Momente betragen dann bei voller Einspannung in der Mitte

$$M = \frac{9 Pl}{128}, \text{ am Auflager}$$

$$M_1 = \frac{15 Pl}{128}.$$

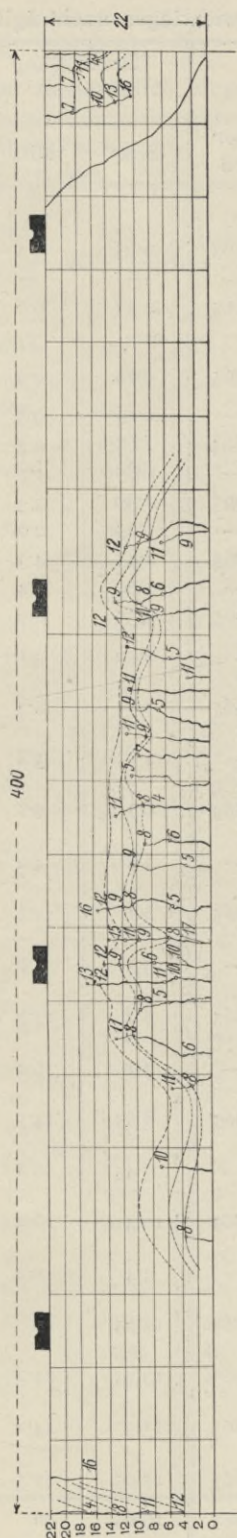


Abb. 140. Reißbild Balken Nr. 16.

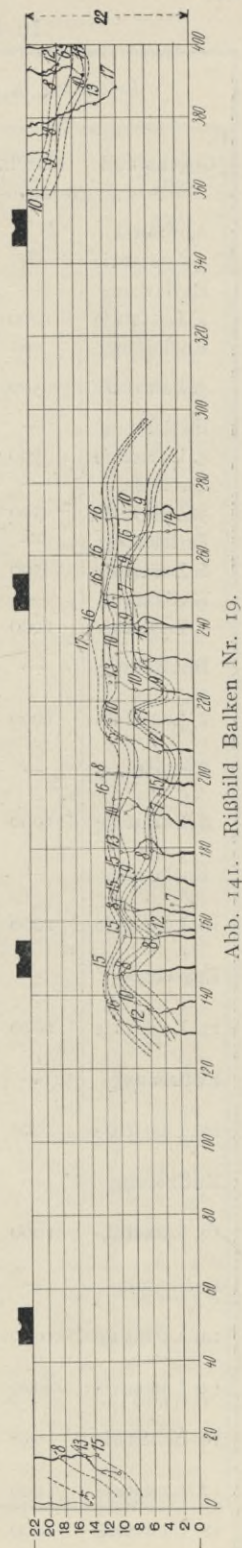


Abb. 141. Reißbild Balken Nr. 19.

## In Betonwiderlager nachträglich eingemauert.

Belastung in kg			Durchbiegung in mm		Verdrehungen (Libellen)		Tages- zeit
Gegenstand	einzel	zusam- men	Seite	Mitte	15 cm vom Auflager	am Auflager	
Aufbau u.							4. 3. 1910.
1. Laststufe	—	865	0'25	0'3	—	—	10h
Entlastung	—	—	—	—	—	—	10h 1'
2. Laststufe	1000	1865	0'45	0'6	55''	—	10h 10'
Entlastung	—	—	—	—	8''	—	10h 12'
3. Laststufe	500	2365	0'75	0'9	1' 20''	— 5'' 8''	10h 15'
Entlastung	—	—	0'15	0'3	55''	— 8''	10h 20'
4. Laststufe	500	2865	1'65	2'3	5' 23''	— 13''	10h 22'
Entlastung	—	—	0'85	1'2	3' 10''	— 13''	10h 26'
5. Laststufe	500	3365	2'30	3'3	7' 45''	— 26''	10h 30'
Entlastung	—	—	1'25	2'0	5' 25''	— 30''	10h 35'
6. Laststufe	500	3865	2'45	4'3	9' 40''	— 30''	10h 39'
Entlastung	—	—	1'60	2'4	6' 22''	— 41''	10h 42'
7. Laststufe	1000	4865	4'35	6'3	13' 15''	— 41''	10h 46'
Entlastung	—	—	2'10	3'1	7' 41''	— 1' 02'' 5''	10h 50'
8. Laststufe	1000	5865	5'6	8'2	18' 25''	— 1' 5'' 2''	11h 3'
Entlastung	—	—	2'55	3'8	9' 5''	— 1' 5'' 2''	11h 9'
9. Laststufe	1000	6865	6'7	9'8	22' 52''	— 1' 13'' 15''	11h 13'
Entlastung	—	—	2'8	4'2	10' 30''	— 1' 5''	11h 18'
10. Laststufe	1000	7865	8'1	11'5	27' 10''	— 1' 18'' 25''	11h 25'
Entlastung	—	—	3'3	4'8	12' 20''	— 1' 10'' 2''	11h 32'
11. Laststufe	1000	8865	8'2	13'3	28' 45''	— 1' 20'' 23''	11h 40'
Entlastung	—	—	3'1	6'2	12' 23''	— 1' 12''	11h 44'
12. Laststufe	1000	9865	8'85	14'5	31' 47''	— 1' 25'' 38''	11h 49'
Entlastung	—	—	3'45	6'8	13' 52''	— 1' 15'' 5''	11h 54'
13. Laststufe	1000	10865	10'4	16'7	36' 25''	— 1' 35'' 50''	12h
Entlastung	—	—	4'4	8'2	17'	— 1' 20'' 20''	12h 2'
14. Laststufe	1000	11865	11'75	19	41' 22''	— 2' 41'' 15''	12h 10'
15. Laststufe	1000	12865	13'35	21'20	46' 42''	— 2' 55'' 25''	12h 20'
16. Laststufe	1000	13865	15'3	24'1	57' 55''	— 2' 65'' 25''	12h 30'
17. Laststufe	1000	14865	17'05	27'3	59 21''	— 2' 80'' 25''	12h 40'
18. Laststufe	1000	15865 Bruchlast	19'65	32	1 <sup>0</sup> 17' 30''	— 2' 98''	—

Protokoll, Balken Nr. 19.  
In Betonwiderlager nachträglich eingemauert.

Belastung in <i>kg</i>			Durchbiegung in <i>mm</i>		Verdrehungen (Libellen)		Tages- zeit
Gegenstand	einzel	zusam- men	Mitte	Seite	10 <i>cm</i> v. Auflager	am Auflager	
Aufbau und							2. III. 1910
1. Laststufe	865	865	0'15	0'15	17''	—	9h 44'
Entlastung	—	—	—	—	10''	—	9h 45'
2. Laststufe	500	1365	0'4	0'3	40''	—	9h 53'
Entlastung	—	—	0'2	0'15	15''	—	9h 56'
3. Laststufe	1000	2365	0'8	0'55	1'	—	10h
Entlastung	—	—	—	—	22''	—	10h 2'
4. Laststufe	500	2865	1'15	0'7	50''	5''	10h 5'
Entlastung	—	—	—	0'15	30''	5''	10h 7'
5. Laststufe	500	3365	1'7	1'13	2' 15''	5''	10h 10'
Entlastung	—	—	0'15	0'17	32''	5''	10h 13'
6. Laststufe	500	3865	2'55	1'60	4' 30''	10''	10h 17'
Entlastung	—	—	0'4	0'35	1' 5''	10''	10h 20'
7. Laststufe	500	4365	3'7	2'4	6' 50''	10''	10h 22'
Entlastung	—	—	0'75	0'75	1' 30''	10''	10h 26'
8. Laststufe	1000	5365	4'9	3'25	9' 40''	15''	10h 33'
Entlastung	—	—	1	0'9	2' ?	10''	10h 39'
9. Laststufe	1000	6365	6'4	4'35	12'	25''	10h 42'
Entlastung	—	—	1'5	1'15	2' 40''	15''	10h 45'
10. Laststufe	1000	7365	8'15	5'15	17' 15''	25''	10h 51'
Entlastung	—	—	2'1	1'5	4'	15''	10h 55'
11. Laststufe	1000	8365	9'8	6'65	20' 20''	30''	11h 8'
Entlastung	—	—	2'4	1'95	5' 15''	15''	11h 13'
12. Laststufe	1000	9365	11'6	7'95	24' 40''	40''	11h 22'
Entlastung	—	—	2'9	2'15	5' 45''	30''	11h 27'
13. Laststufe	1000	10365	12'9	8'65	27' 5''	40''	11h 34'
Entlastung	—	—	3'2	2'45	6' 35''	20''	11h 40'
14. Laststufe	1000	11365	14'1	9'5	30' 35''	45''	11h 45'
Entlastung	—	—	3'7	2'65	7' 25''	20''	11h 50'
15. Laststufe	1000	12365	15'6	10'5	34'	45''	12h
Entlastung	—	—	4'2	3'05	8' 25''	20''	12h 5'
16. Laststufe	1000	13365	17'5	11'35	37' 30''	50''	12h 15'
17. Laststufe	1000	14365	19'8	13'15	41' 10''	50''	12h 25'
18. Laststufe	1000	15365	21'7	14'35	45' 50''	50''	12h 35'
19. Laststufe	1000	16365	27	—	—	—	12h 45'
20. Laststufe	650	17015 Bruch	—	—	—	—	1h

Durchbiegung in der Mitte

Durchbiegung im Viertel

Dehnung in der Mitte  
im Viertel  
" " im Achtel  
Balken Nr. 16

Dehnung in der Mitte  
im Viertel  
" " im Achtel  
Balken Nr. 19

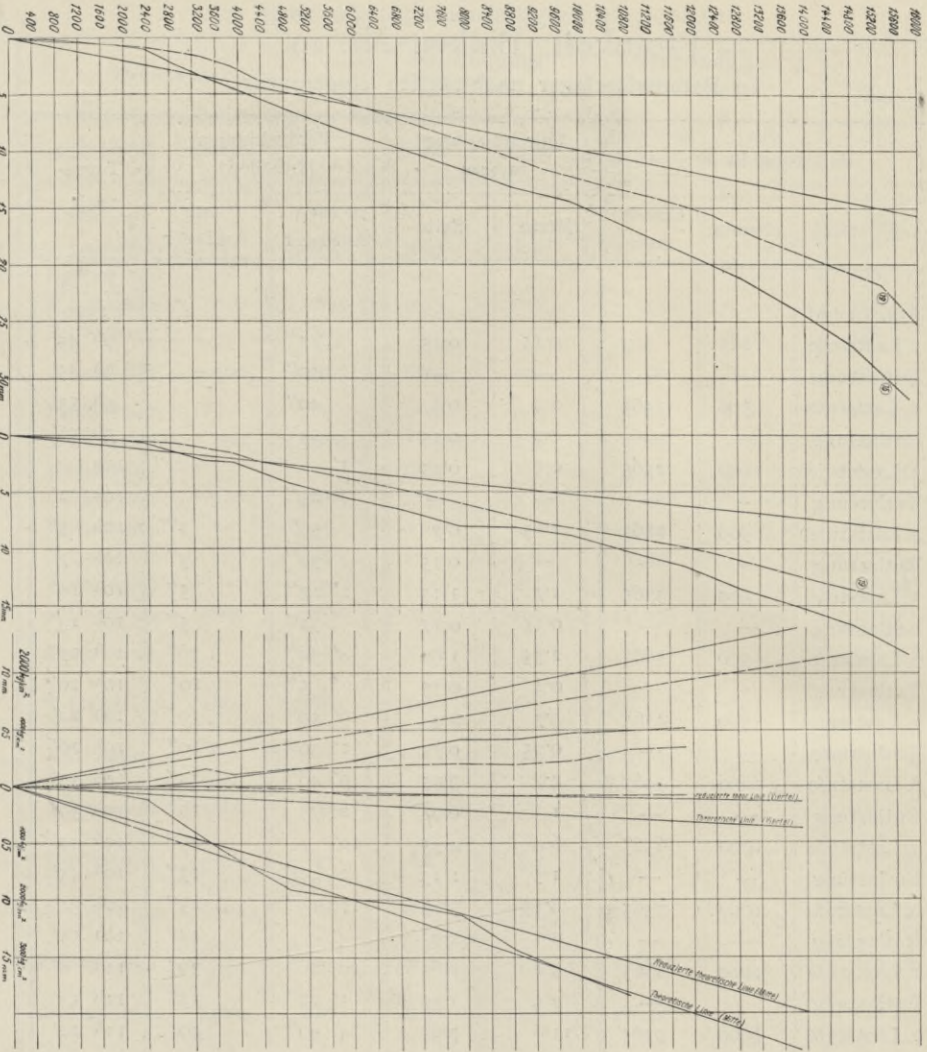


Abb. 142

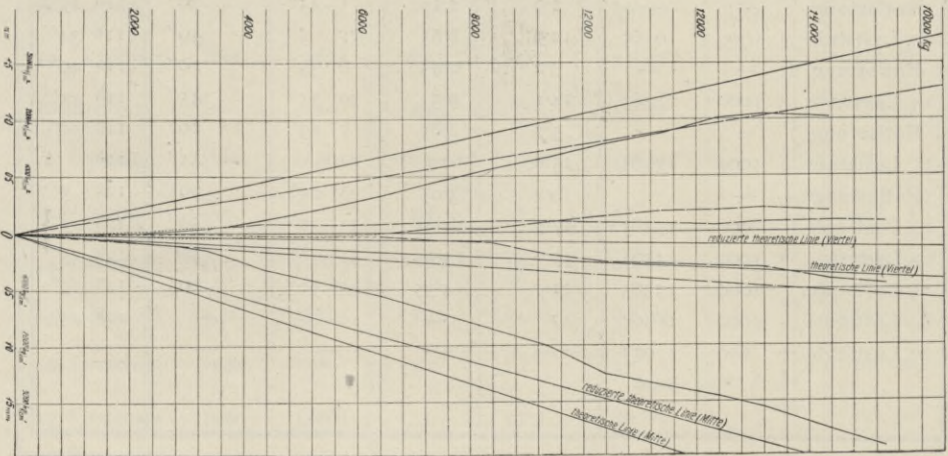


Abb. 144

Abb. 143



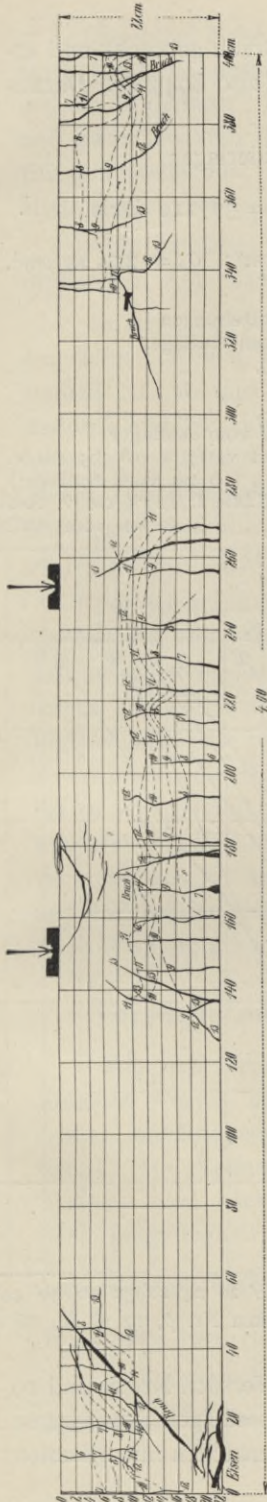


Abb. 145. Rißbild des Balkens p.

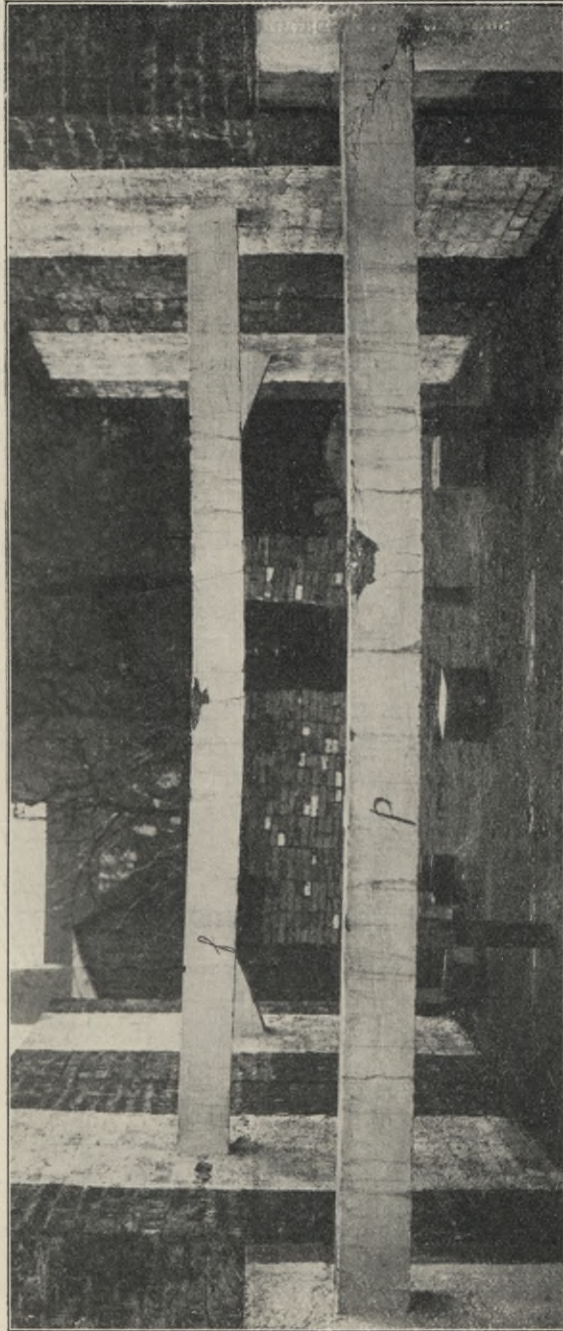


Abb. 147. Bruchbild der Balken p und f.

Der Balken  $p$  wurde am 16. Oktober 1911 zum Bruch gebracht und erreichte eine Bruchlast von 7745 kg, samt Eigengewicht also 8045 kg. Daraus ergeben sich die Bruchspannungen

in der Mitte	am Widerlager
$M = \frac{9 Pl}{128} = 226270 \text{ kgcm},$	$M = \frac{15 Pl}{128} = 377110 \text{ kgcm}.$
$\sigma_e = 3880 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 189 \text{ kg/cm}^2, \sigma_e = 3470 \text{ kg/cm}^2; \sigma_b = 250 \text{ kg/cm}^2.$	

- Durchbiegungen:
- I = Bewegung des Mauerwerkes
  - II = 1 m vom Auflager
  - III = 1.275 m vom Auflager
  - IV = Mitte
  - V = Mittelwert von 17 und 18 (Mitte)
  - VI = „ „ 16 und 19 (Mitte)
  - VII = theoretische Linie für die Mitte
  - VIII = theoretische Linie für den Viertelpunkt

- Verdrehungen
- I = 10 cm vom Auflager
  - II = 29 „ „ „
  - III = 50 „ „ „
  - IV = 70 „ „ „
  - V = 127.5 cm vom Auflager
  - VI = Mittelwert v. 17 u. 18 (95 cm v. Aufl.)
  - VII = Balken 19 (10 cm vom Auflager)
  - VIII = theoret. Linie f. 127.5 cm v. Auflager
  - IX = „ „ „ 10 cm vom Auflager

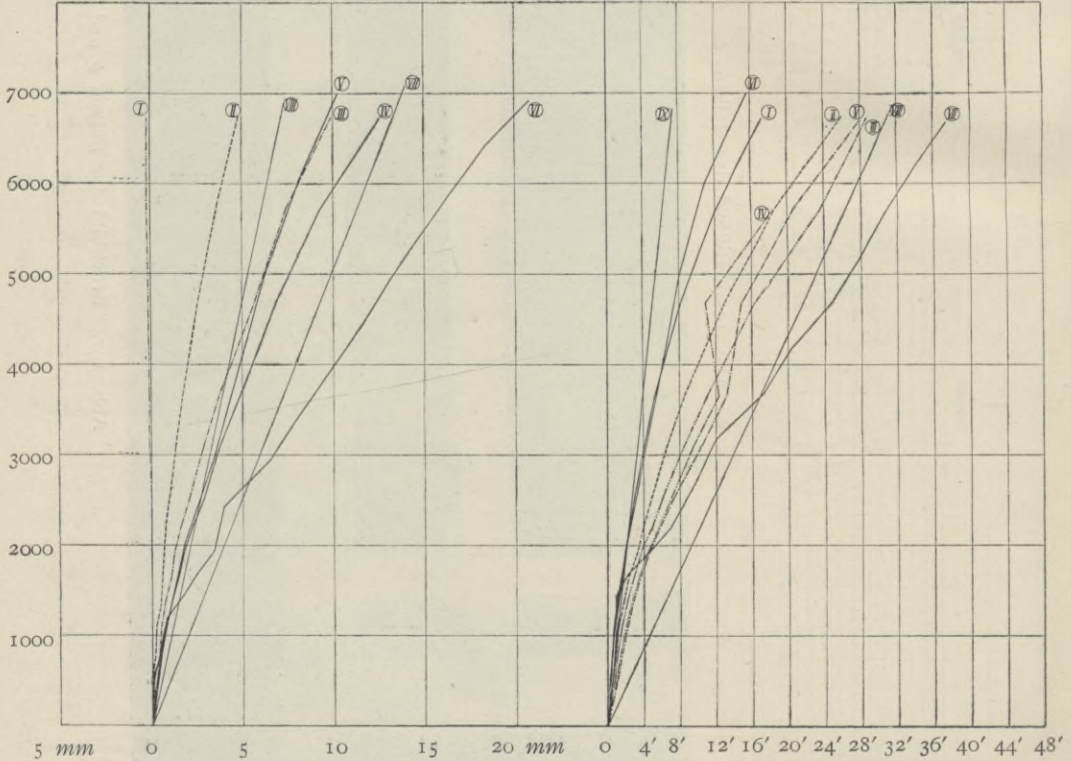


Abb. 146. Vergleich der Durchbiegungen und Verdrehungen des Balken Nr.  $p$ , 17 u. 18, 16 u. 19.

Wenn man die so gewonnenen Zahlen mit jenen bei Versuch Nr. 16 und 19 vergleicht, so zeigt sich, daß der Bruch bei jenen rechnermäßigen Spannungen eingetreten ist, welche sich auch ergaben, wenn bei den Versuchen mit 4 Lasten nur die beiden inneren in Rechnung gezogen wurden.

Die ersten Risse traten in der Mitte und am linken Auflager bei der 6. Laststufe (1945 kg Auflast) auf; bei der nächsten Belastung folgten Risse am rechten Widerlager. Der Bruch trat bei der 14. Laststufe (7745 kg Auflast) ein und zwar knickten die unteren Eiseneinlagen in der Druckzone nahe an der Einspannstelle aus; beim Bruch traten ebenfalls Druckerscheinungen in der Mitte auf.

Abb. 145 zeigt das Ribbild, Abb. 146 die Durchbiegungen und die Verdrehungen, Abb. 147 ist das Lichtbild des gebrochenen Balkens.

In Abb. 146 ist des Vergleiches wegen der Verlauf der analogen Kurven einerseits von dem Versuchspaar Nr. 17 und 18 und andererseits von den Versuchen Nr. 16 und 19 eingetragen, welche Versuchspaare sich bekanntlich dadurch unterscheiden, daß die ersteren eine sehr steife Verbindung mit den Widerlagern hatten und dementsprechend geringe Widerlagsverdrehungen und kleine Durchbiegungen zeigen, während das andere Versuchspaar unter Störungen, herrührend von einer weniger steifen Verbindung zwischen Träger und Widerlager leidet.

Vergleicht man nun in den beiden Abbildungen die Resultate des Versuches  $p$  mit den beiden früher gewonnenen Versuchskurven, so findet man, daß zwischen Versuch  $p$  und dem Versuchspaar 17 und 18 die theoretisch verlangte Übereinstimmung besteht (Abb. 136) derart, als hätten bei allen drei Versuchen nur die beiden inneren Lasten gewirkt, als wären bei den mit 4 Lasten untersuchten die beiden äußeren wirkungslos geblieben. Da aber der Balken  $p$  bei seiner Herstellung in gleicher Weise betoniert wurde wie Nr. 16 und 19, so führt dies zur Vermutung, daß die bei letzteren festgestellten großen Widerlagsverdrehungen auf die Wirkung der beiden äußeren Lasten zurückzuführen sind und daß bei den Balken Nr. 17 und 18 die bessere Verbindung genügt hat, um diese Wirkung ganz zu beheben.

### Versuche mit Balken ohne Vouten in Ziegelmauerwerk.

Mit den folgenden Versuchen  $a$ ,  $f$ ,  $g$ ,  $h$ ,  $b$  und  $i$  kehren wir zur üblichen Praxis zurück, welche Widerlager von jener Güte, wie sie die früher beschriebenen, aus Beton hergestellten waren, nur ausnahmsweise kennt. Die Versuche sollen zeigen, in welchem Maße die Bruchlast des Trägers von der Güte des Widerlagers abhängig ist. Als Maßstab der Tragfähigkeit für den untersuchten Querschnitt soll die Bruchlast eines frei aufliegenden Balkens ( $M = \frac{q l^2}{8}$ ) gelten, als deren Mittelwert bei  $W_e = 58.3 \text{ cm}^3$ , rund  $4 t$  ermittelt wurde.

Das andere Extrem für den Fall der vollen Einspannung (Moment in der Mitte  $M = \frac{q l^2}{24}$ ) würde eine Tragfähigkeit von rund  $3 \times 4 t = 12 t$  voraussetzen.

### IIIb. Widerlager in Ziegel mit Portlandzementmörtel.

#### Versuch *a* (Abb. 148—150) mit 4 Lasten.

Die Bruchlast des Balkens *a* samt Eigengewicht betrug 14.800 kg. Wie ersichtlich, ist dies zwar nur 10 v. H. weniger als in den vorangehenden Versuchen, aber immerhin noch 10 v. H. mehr, als eine volle Einspannung von ihm fordern kann. Man kann also von keinem nennenswerten Verlust an Tragfähigkeit gegenüber den früheren Anordnungen sprechen. Man findet:

für die Mitte	am Auflager.
$M = \frac{Pl}{24} = 246500 \text{ kgcm},$	$M = \frac{Pl}{12} = 493000 \text{ kgcm},$
$\sigma_e = 4230 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_e = 4570 \text{ kg/cm}^2,$
$\sigma_b = 206 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_b = 378 \text{ kg/cm}^2.$

Werden in der Rechnung die beiden, in den äußeren Viertelpunkten gelegenen Lasten weggelassen, so ist:

in der Mitte:	am Auflager:
$M = \frac{9Pl}{256} = 208000 \text{ kgcm},$	$M = \frac{15Pl}{256} = 347000 \text{ kgcm},$
$\sigma_e = 3570 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_e = 3205 \text{ kg/cm}^2,$
$\sigma_b = 174 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_b = 230 \text{ kg/cm}^2.$

Der Zeit nach vor dem Balken *a* wurde der Balken Nr. 34 mit mittleren Vouten, der mit ihm ein gemeinsames Widerlager hatte, gebrochen. Gelegentlich der Vorrichtungsarbeiten für die Probelastung des Balkens *a* wurde festgestellt, daß er in der Mitte von oben bis nahezu an die Eisen heranreichend einen ziemlich stark geöffneten Riß aufwies. Auch an den Balkenenden entdeckte man bei genauem Zusehen u. zw. an beiden Seiten, oben sowohl wie unten, Haarrisse. Diese Erscheinung kann wohl nur darauf zurückgeführt werden, daß trotz der Entfernung der beiden Balken die Zerstörungszone des ersterprobten Balkens Nr. 34 auf den Balken *a* übergegriffen hat.\*)

Es ist ferner bemerkenswert, daß diese Erscheinungen auf die Tragfähigkeit des Balkens *a* anscheinend ohne wesentlichen Einfluß geblieben sind.

Die Abb. 148 stellt die Rißaufnahme, 149 das Bruchbild des Balkens *a* dar; die Abb. 150 gibt die Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen an.

\*) Diese Tatsache ist von großer Bedeutung für die Beurteilung der Frage, in wie weit man bei Widerlagern auf ihre Mitwirkung zur Erzielung einer Einspannung rechnen kann. Es findet sich häufig bei praktischen Berechnungen die Annahme vor, daß nur der unmittelbar in der geometrischen Fortsetzung des Trägers gelegene Streifen des Widerlagers in Berücksichtigung zu ziehen sei. Diese Annahme hat überall dort Berechtigung, wo, wie z. B. bei Brücken, eine gleichzeitige Inanspruchnahme des Widerlagers in seiner ganzen Breite denkbar ist. Bei Hochbauten hingegen, wo dies durch die Art der Benützung so unwahrscheinlich ist, daß man diesen extremen Fall als ausgeschlossen betrachten kann, wäre die Mitwirkung der in solider Weise mit Portlandzement ausgeführten Widerlager zur Erzielung einer Einspannungswirkung auf größere Breiten in Betracht zu ziehen.

Protokoll, Balken *a*.  
Eingemauert in Ziegel mit Portlandzementmörtel.

Belastung in <i>kg</i>			Durchbiegung in <i>mm</i>		Verdrehungen (Libellen)		Tages- zeit
Gegenstand	einzel	zusam- men	Seite	Mitte	70 <i>cm</i>	10 <i>cm</i> vom Auflager	
Aufbau	368						2. 8. 1910
1. Laststufe	100	468	32·5	0·50	1'	—	9 <sup>h</sup> 31'
Entlastung	—	—	0·05	0·05	18''	—	9 <sup>h</sup> 33'
2. Laststufe	400	868	0·50	0·90	2' 10''	40''	9 <sup>h</sup> 38'
Entlastung	—	—	0·15	0·15	50''	—	9 <sup>h</sup> 41'
3. Laststufe	400	1268	0·80	1·50	3' 20''	50''	9 <sup>h</sup> 43'
Entlastung	—	—	0·175	0·20	50''	—	9 <sup>h</sup> 46'
4. Laststufe	500	1768	1·075	2·10	4' 40''	1' 20''	9 <sup>h</sup> 51'
Entlastung	—	—	0·40	0·50	1' 10''	10''	9 <sup>h</sup> 55'
5. Laststufe	700	2468	1·625	3·00	6' 30''	2' 10''	10 <sup>h</sup>
Entlastung	—	—	0·475	0·70	1' 30''	20''	10 <sup>h</sup> 5'
5. Laststufe	—	2468*)	1·675	3·20	6' 50''	2' 10''	10 <sup>h</sup> 10'
Entlastung	—	—	0·50	0·80	1' 30''	20''	10 <sup>h</sup> 14'
6. Laststufe	1000	3468	2·275	4·35	9' 20''	3' 20''	10 <sup>h</sup> 21'
Entlastung	—	—	0·60	1·10	2'	30''	10 <sup>h</sup> 26'
7. Laststufe	1000	4468	3·00	5·50	12' 10''	5'	10 <sup>h</sup> 30'
Entlastung	—	—	0·80	1·30	2' 30''	40''	10 <sup>h</sup> 37'
8. Laststufe	1000	5468	3·70	6·80	14' 50''	6' 30''	10 <sup>h</sup> 58'
Entlastung	—	—	0·95	1·80	3' 10''	50''	11 <sup>h</sup> 6'
9. Laststufe	1000	6468	4·40	8·00	17' 30''	8'	11 <sup>h</sup> 10'
Entlastung	—	—	1·05	1·90	3' 40''	1'	11 <sup>h</sup> 13'
10. Laststufe	1000	7468	5·30	9·30	20' 50''	10' 20''	11 <sup>h</sup> 21'
11. Laststufe	1020	8488	5·95	18·60	24' 10''	12'	11 <sup>h</sup> 40'
12. Laststufe	1000	9488	6·75	11·60	26' 10''	13' 30''	11 <sup>h</sup> 50'
13. Laststufe	1012	10500	7·90	13·00	30'	15' 30''	12 <sup>h</sup> 1'
14. Laststufe	1000	11500	9·00	14·80	34' 10''	20'	12 <sup>h</sup> 15'
15. Laststufe	1000	12500	10·05	17·00	41'	25' 40''	12 <sup>h</sup> 20'
16. Laststufe	1000	13500	12·60	20·30	47'	30' 20''	12 <sup>h</sup> 30'
17. Laststufe	1000	14500	—	25·00	—	—	12 <sup>h</sup> 43'
		Bruch					
		*) Wider- lager- belastung auf 4000 <i>kg</i> reduziert					

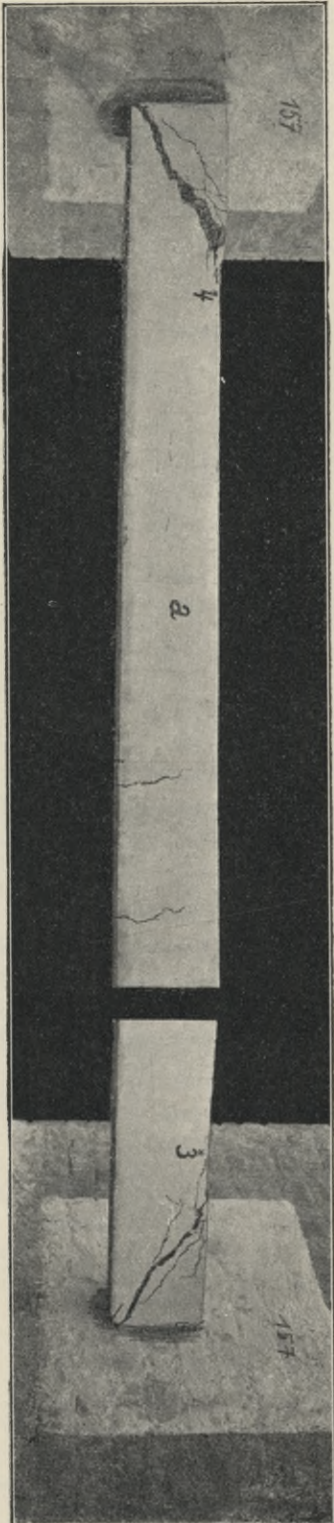


Abb. 149. Bruchbild des Balkens a.

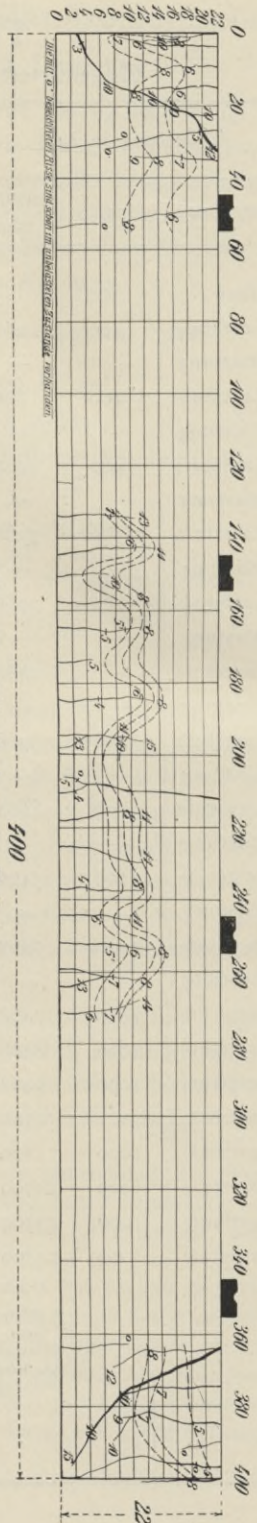
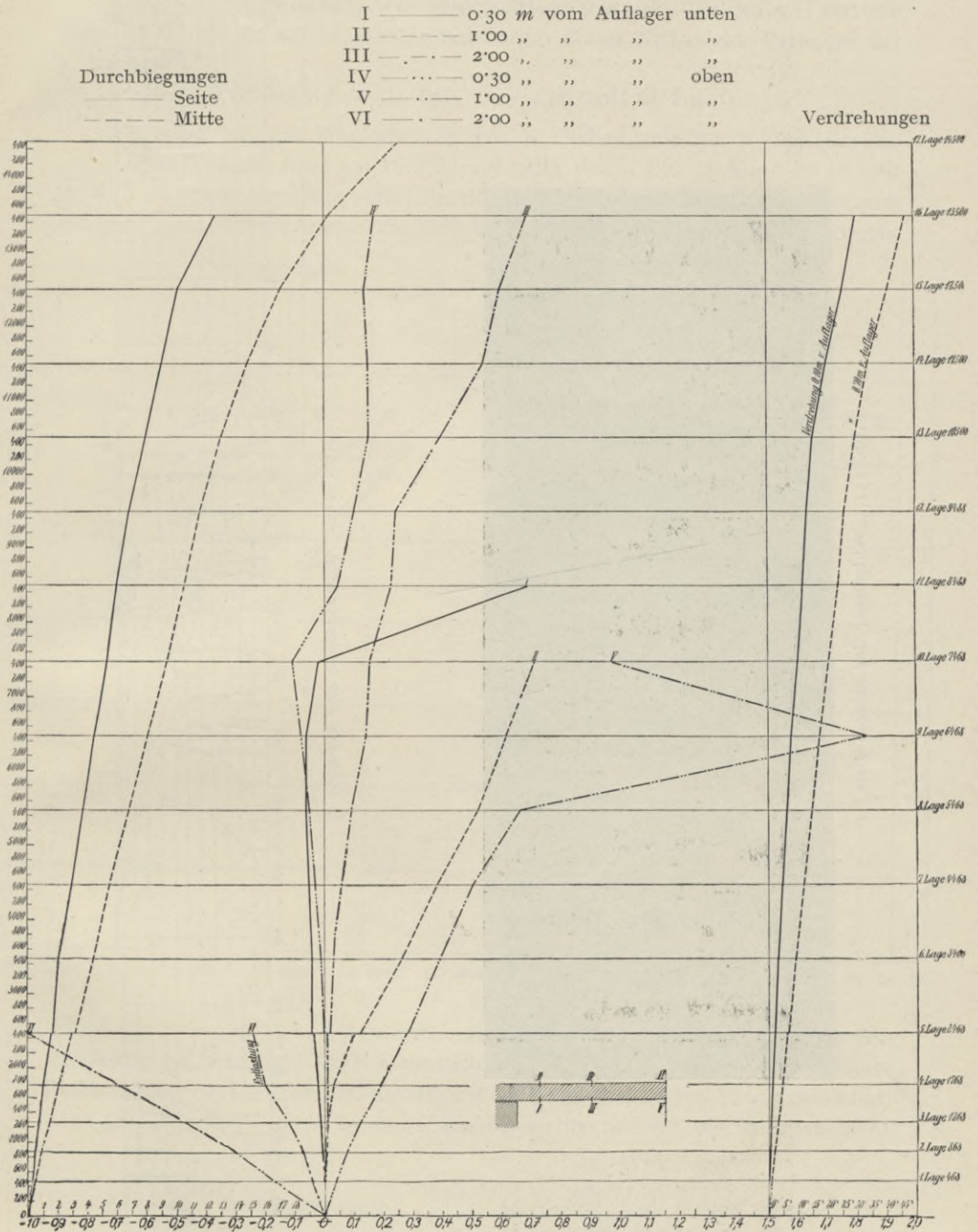


Abb. 148. Rißaufnahme des Balkens a.







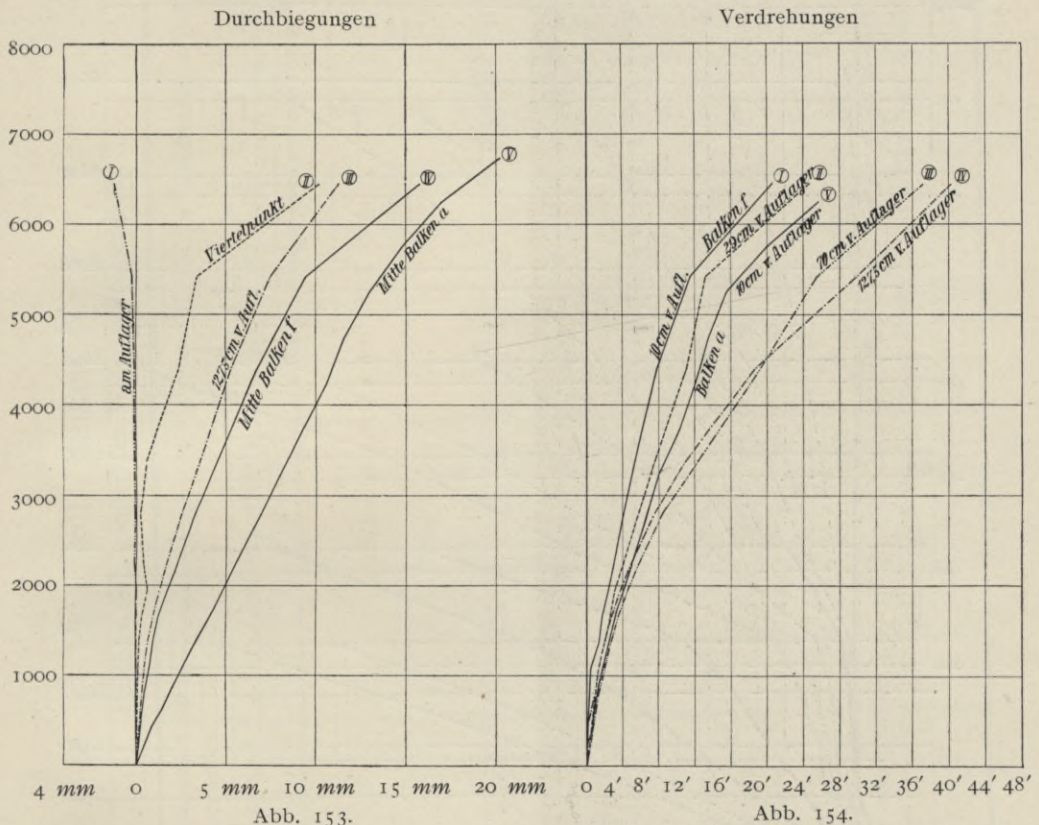
Versuch *a*: Versuchsdauer 9 Uhr 31 Min. bis 12 Uhr 43 Min.

Die Widerlagsbelastung war beiderseits je 5000 kg; bei der 5. Laststufe (2468 kg) wurde sie auf je 4000 kg reduziert. Erster Riß in der Mitte bei der 3. Laststufe.

### Versuch *f* (Abb. 147, 151—154) mit 2 Lasten.

Derselbe ist eine Wiederholung von *a*, jedoch mit nur 2 Mittellasten.

Dieser Versuch fand am 16. Oktober 1911 von 9 Uhr 30 Min. bis 12 Uhr 35 Min. statt und erreichte eine Bruchlast von 6450 kg; sie zeigt im Vergleich mit jener vom Versuch *a* dasselbe Verhältnis zwischen den beiden Gesamtbruch-



lasten wie zwischen 19 und  $p$ , nämlich 2:17. Diese Übereinstimmung in der Abminderung bei Beton und Ziegel kann auch als Beweis gelten, daß die vorerwähnte Beschädigung des Balkens *a* der Richtigkeit des Resultates keinen Abtrag getan hat.

Die Bruchlast (6750 kg samt Eigengewicht) bedingt ein Bruchmoment

$$M = \frac{9 Pl}{128} = 189900 \text{ kgcm,}$$

$$\sigma_e = 3250 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 159 \text{ kg/cm}^2,$$

am Widerlager:

$$M_1 = \frac{15 Pl}{128} = 316500 \text{ kgcm,}$$

$$\sigma_{e1} = 2903 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{b1} = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

Die berechneten Spannungen scheinen demnach in beiden Fällen um 10% kleiner als bei Widerlager in Beton. Die ersten Risse traten am rechten Auflager und in der Mitte auf u. zw. bei der 6. Laststufe = 1945 kg.

Bei der 12. Laststufe (6450 kg) reißen plötzlich beide Widerlager ab (siehe Abb. 151) und bei der nächsten Laststufe tritt daraufhin Bruch in der Mitte ein.

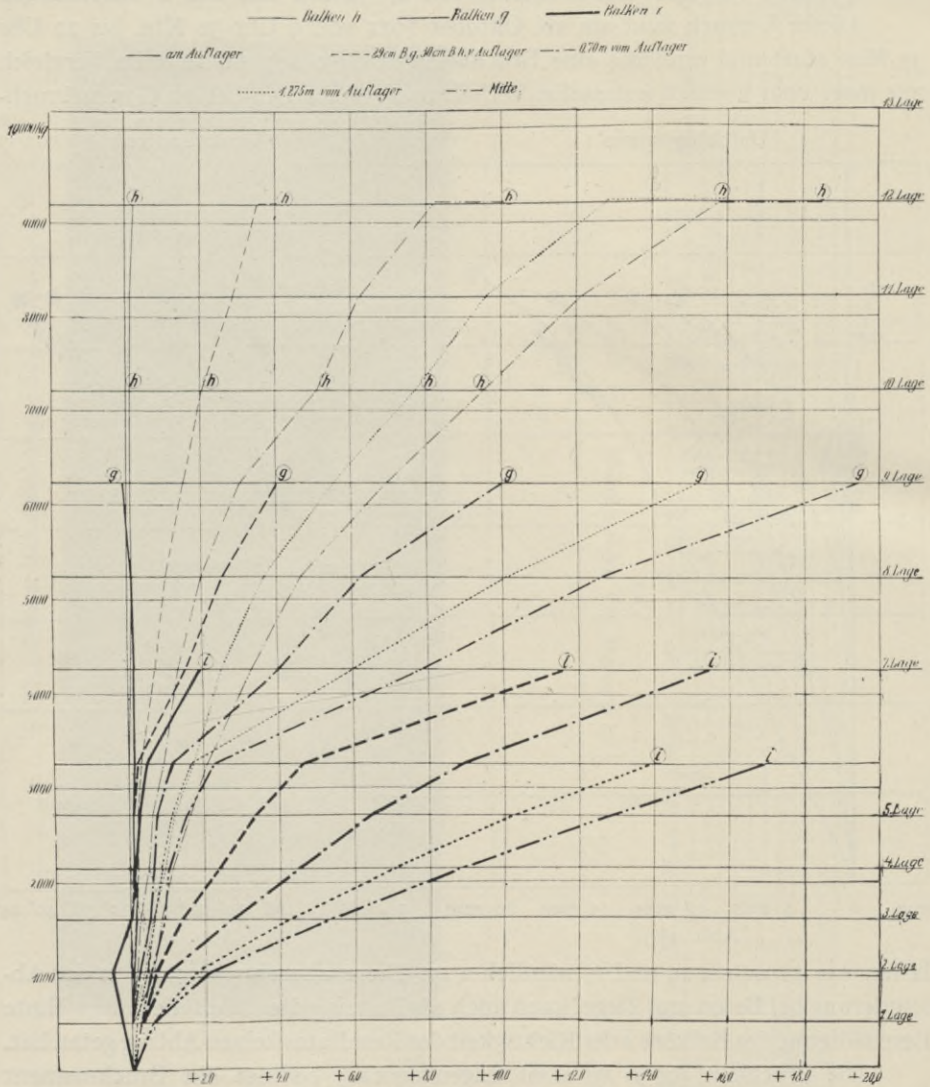


Abb. 155. Durchbiegungen der Balken g, h und i.

Abb. 152 zeigt die Rißaufnahme, Abb. 153 die Durchbiegungen, Abb. 154 die Verdrehungen, Abb. 147 das Bruchbild. (Siehe Seite 177.)

In den vorangehenden Abbildungen sind außer den Resultaten des Versuchs *f* auch zwei Kurven des Balkens *a* eingetragen und ist hiebei bemerkens-



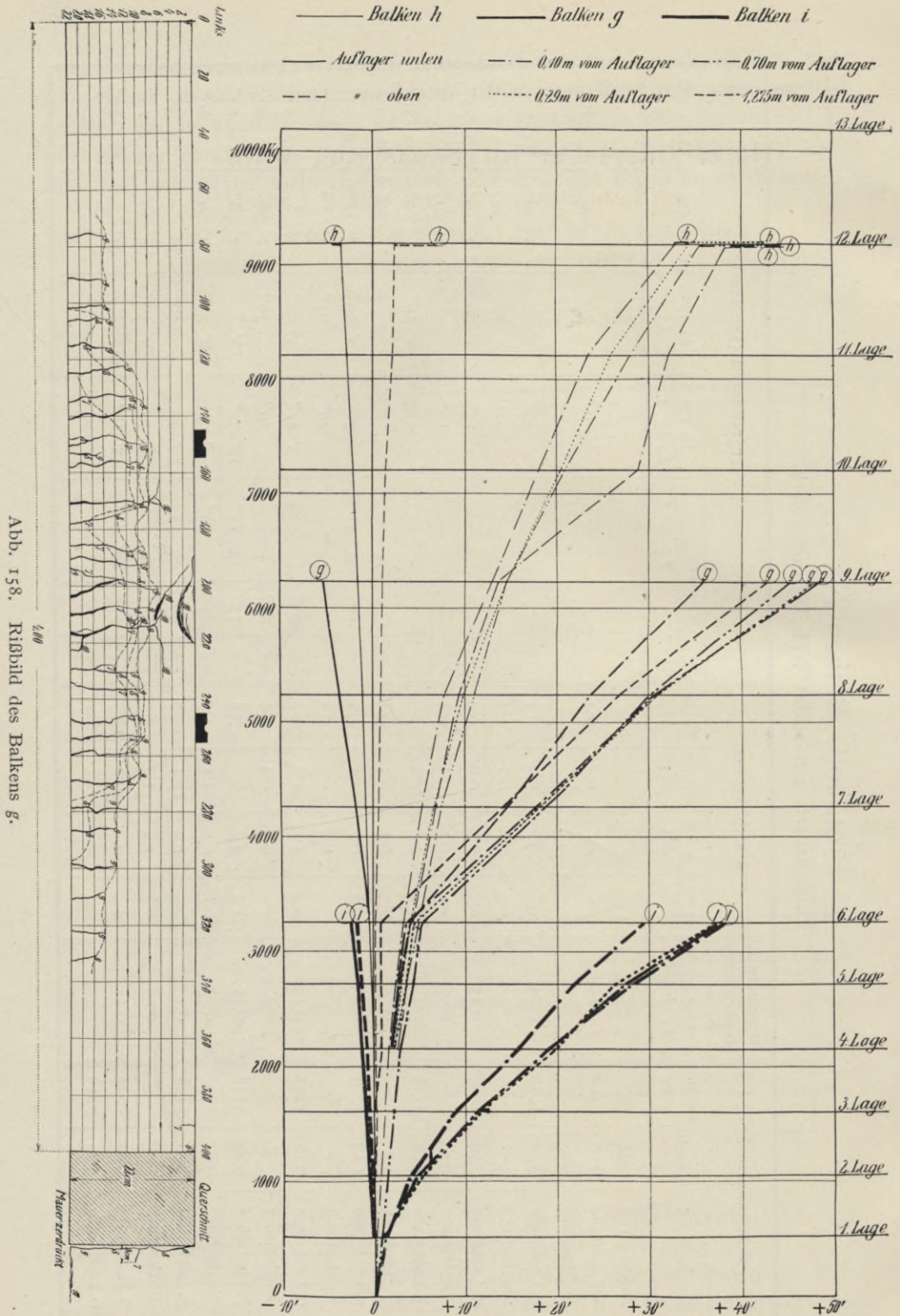


Abb. 158. Ribbild des Balkens g.

Abb. 156. Verdrehungen der einzelnen Querschnitte der Balken g, h und i.

wert, daß trotz einer aus den Winkeländerungen ersichtlichen Steifigkeit des Balkens  $f$  seine Durchbiegungen in der Mitte größer sind als jene des Balkens  $a$ .

### IIIc. Widerlager in gemischtem Mauerwerk,

#### Balken $g$ (Abb 155—161) mit 2 Lasten.

Der Balken  $g$  wurde am 13. Juli 1911 mit 2 Lasten zum Bruch gebracht und erreichte eine Bruchlast von 7218 kg (einschließlich Eigengewicht 7518 kg).

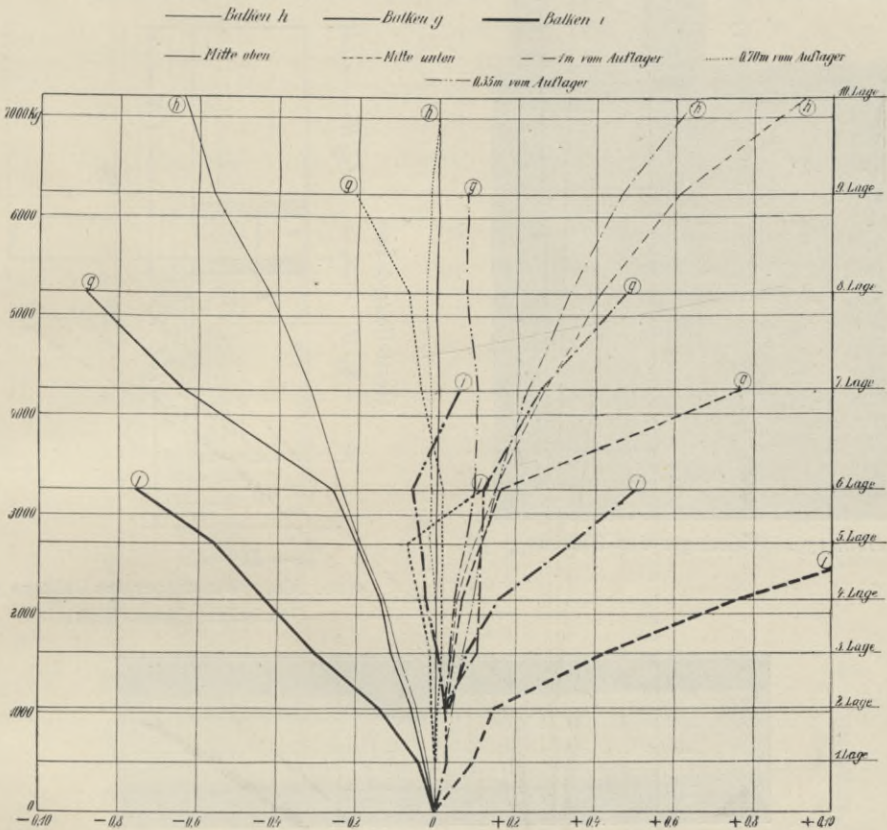


Abb. 157. Dehnungen der Balken  $g$ ,  $h$  und  $i$ .

Das Moment in der Mitte ist

$$M = \frac{9 Pl}{128} = 211440 \text{ kgcm},$$

demnach wird

$$\sigma_e = 3626 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 176,6 \text{ kg/cm}^2,$$

Am Auflager:

$$M = \frac{15 Pl}{128} = 352400 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 3260 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 234 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten bei der 7. Laststufe (4248 kg Auflast) in der Mitte und bei der 6. Laststufe (3258 kg Auflast) am rechten Widerlager auf. Beide Widerlager zeigten außen Rißbildungen (siehe Abb. 159). Bei der 7. Laststufe (4248 kg) entstand Riß 7, bei der 8. Laststufe trat bei gleichzeitigem Zurückgehen des Risses 7 ein Riß 8 in der nächst höheren Fuge auf. Abb. 155 zeigt die Durchbiegungen, Abb. 156 die Verdrehungen und Abb. 157 die Dehnungen der Balken zusammen mit denen der Balken *h* und *i*. Abb. 158 gibt die Rißaufnahme, Abb. 159 stellt das Widerlager nach dem Versuch, Abb. 160 den Querschnitt durch das Widerlager und Abb. 161 die Bruchstelle dar.

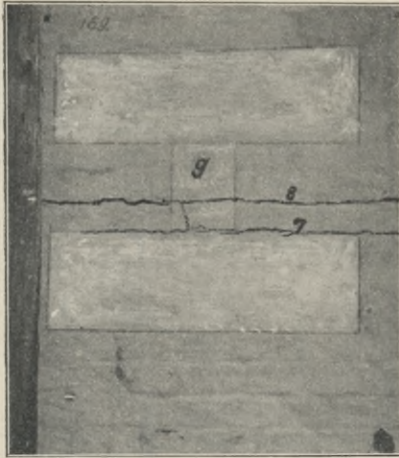


Abb. 159. Widerlager des Balkens *g*.

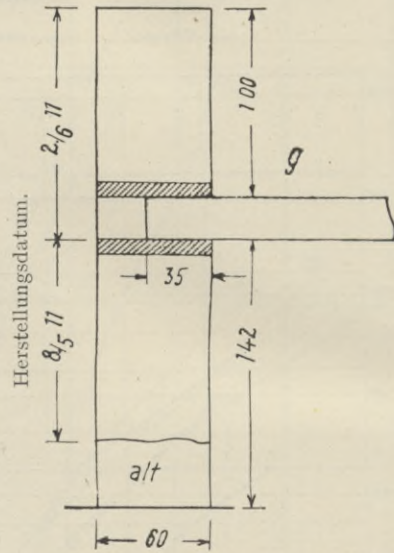


Abb. 160. Widerlager des Balkens *g*. Gemischtes Mauerwerk.

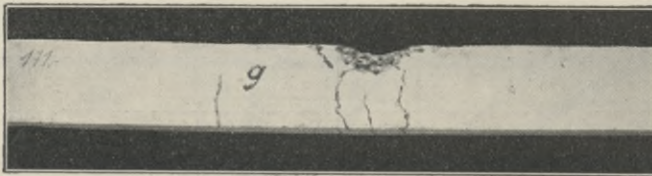


Abb. 161. Bruchbild des Balkens *g*.

### Versuch Nr. *h* (Abb. 155—157, 162—165) mit 2 Lasten.

Versuch *h* fand am 14. Juli 1911 in der Zeit von 3 Uhr bis 4 Uhr 25 Min. nachmittags statt. Widerlagsbelastung je 4950 kg. Die Bruchlast betrug 10188 kg, mit Eigengewicht also 10488 kg.

Das Bruchmoment in der Mitte

$$M = 295000 \text{ kgcm}, \text{ hieraus } \sigma_e = 5060 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 246 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Auflager ist

$$M = 491600 \text{ kgcm}, \quad \sigma_e = 4650 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 372 \text{ kg/cm}^2.$$

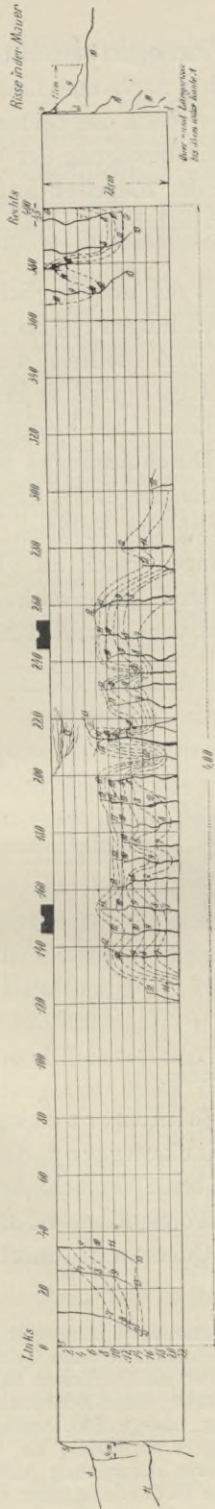


Abb. 163. Risaufnahme des Balkens *h*.

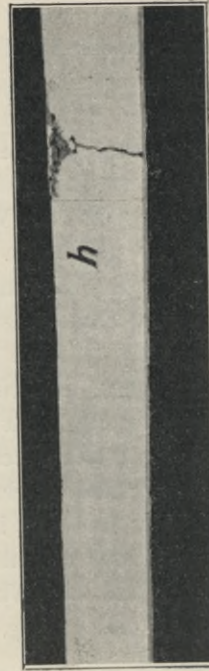


Abb. 165. Bruchbild des Balkens *h*.

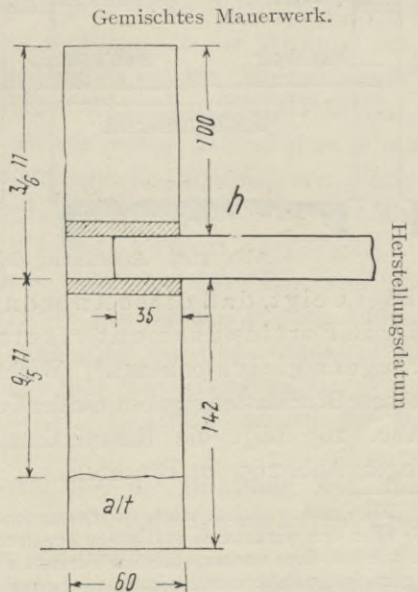


Abb. 164. Widerlager des Balkens *h*.

Bei den Ablesungen der Libellen am rechten Widerlager bemerkte man eine außergewöhnliche Trägheit derselben. Man forschte nach und fand, daß ein hölzerner Sprengriegel, den man vorsichtshalber zwischen die beiden Bleistapel auf den Widerlagern eingezogen hatte, die Einwärtsbewegung der Widerlager behindere. Bei der 12. Laststufe (9198 kg) wurde der Riegel entfernt und nochmals abgelesen. Die Risse am Widerlager öffneten sich hierauf sehr stark; bei der 13. Laststufe trat der Bruch ein.

Interessant ist es, die Wirkung des Sprengriegels der ursprünglich ganz lose zwischen den Stapeln aufgehängt war, in den Abbildungen 155 bis 157 zu verfolgen. Balken *g* und *h* sind Parallelversuche und sollten demnach ganz gleiche Deformationen aufweisen. Bis zur 6. Lage (3258 kg Auflast) läßt sich die Übereinstimmung leicht verfolgen. Nach dieser Lage biegen sämtliche Linien des Balkens *g* nach rechts ab, d. h. die Durchbiegungen werden wesentlich größer. Bei Balken *h* jedoch hindert der Sprengriegel die Einwärtsbewegung der Widerlager und mit ihr die Durchbiegung des Balkens. Nach Entfernung des Hindernisses nehmen die Durchbiegungen rasch zu. Es ist weiters hervorzuheben, daß die Wirkung des gemischten Mauerwerks beim Vergleich der Versuche *p* und *f* mit *g*, wenn man von *h* absieht, deutlich hervor-

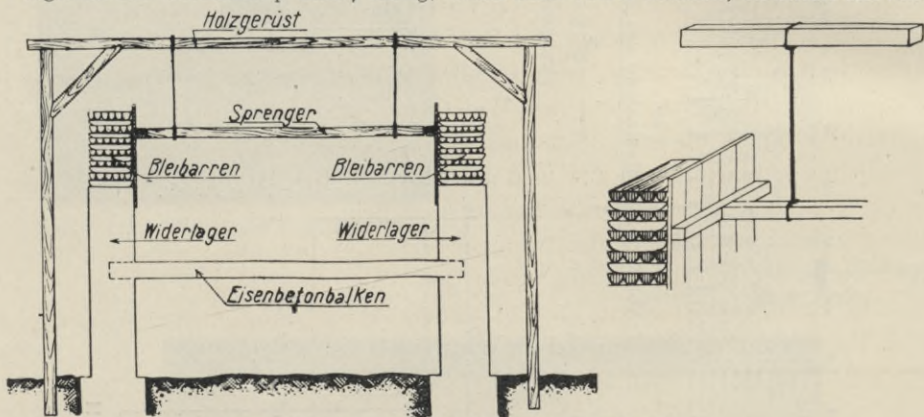


Abb. 162. Anordnung der Widerlagsbelastung.

tritt. Dies zeigt, daß diese Anordnung ein Ziegelmauerwerk vollständig in Portlandzement ersetzt und der Wirkung von Betonwiderlagern gleichkommt.\*) Wichtig bleibt, daß beide Versuche *h* und *g* sogar höhere Bruchlasten ergaben wie der Versuch *f* ganz in Portlandzement-Mörtel.

Abb. 163 zeigt die Rißaufnahme, Abb. 164 Querschnitt durch das Widerlager, Abb. 165 das Bruchbild.

\*) Die nicht beabsichtigte Wirkung dieser oberen Querkonstruktion gibt einen Maßstab über den wirksamen statischen Zusammenhang der einzelnen Teile eines Gebäudes. Ähnlich wie bei dem vorhergehenden Versuch *a* die Mitwirkung der nachbarlichen Teile des Widerlagers festgestellt werden konnte, ebenso geben uns die vorliegenden Beobachtungen den Einfluß wieder, welchen die steifen Querverbindungen der oberen Stockwerke auf die Einspannung und somit auf die Tragfähigkeit eines Trägers ausüben. Es bedarf keines besonderen Hinweises, daß die in der Abb. 162 skizzierte Anordnung sich mit der soliden Verbindung nicht vergleichen läßt, wie sie durch die Herstellung einer oberen Stockwerksdecke oder gar eines Stockwerksrahmens gegeben erscheint.



### III d. Widerlager aus Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel.

#### Versuch *b* (Abb. 166—171) mit 4 Lasten.

Der Balken *b* hat eine Bruchlast von 7269 kg gezeigt, welche Ziffer kleiner als die Tragfähigkeit eines voll eingespannten Balkens ist; dieser Abfall an Tragfähigkeit kann nur darauf zurückgeführt werden, daß die Widerlager aus Ziegel in Weißkalkmörtel bestehen. Die Widerlager, soweit sie neu hergestellt wurden, waren beim Versuch *b* nur wenige Tage älter als der Träger selbst. Dieser Umstand ist demnach allein für den Festigkeitsabfall verantwortlich. Von den beiden in Weißkalkmörtelmauerwerk eingespannten Balken hat der mit mittleren Vouten versehene Balken Nr. 35 die für volle Einspannung erwartete Bruchlast erreicht, während der zweite später untersuchte Balken *b* unter dieser geblieben ist. Nachdem beide Balken ein gemeinsames Widerlager hatten, so ist es nicht ausgeschlossen, daß der vorangehende Versuch Nr. 35 nicht ohne Einfluß auf das Resultat des späteren Versuches *b* geblieben ist, obwohl die Zerstörungserscheinung bei diesem Mörtel nur lokaler Natur geblieben ist und eine sichtbare Übertragung auf den nachbarlichen Versuch nicht stattgefunden hat. Es haben sich insbesondere die Risse an der Einbindungsstelle bei dem Balken *b* viel früher, schon bei der 4. Laststufe (1868 kg) eingestellt.

Um bei diesen Versuchen die Wirkung eines darüberstehenden Mauerwerkes festzustellen, wurden, wie bei allen Widerlagern in Ziegelmauerwerk zu Beginn der Belastung auf jedes Widerlager 5000 kg aufgeladen und diese Widerlagsbelastung bis zur 5. Laststufe (2468 kg) belassen. Nach dieser wurde das Gewicht jedes dieser Stapel auf 4000 kg reduziert. Bei darauf folgender nochmaliger Ablesung aller Apparate konnte nun deutlich die Wirkung der Verringerung der künstlichen Auflast wahrgenommen werden. Ebenso beobachtete man mittels der Libelle, die auf einem der Widerlager angebracht war, eine deutliche Bewegung desselben. Es geht hieraus hervor, daß bei einer so mangelhaften Befestigung mit Kalkmörtel die Widerlagsbelastung einen verhältnismäßig großen Einfluß besitzt und eine wichtige Rolle spielt, die bei Mauerwerk mit Zementmörtel nicht in Frage kommt.

Die ersten Risse in der Mauerfläche traten bei einer Last von 5500 kg auf und zwar sowohl in unmittelbarer Nähe des Balkens an der Außenseite, als auch auf der Innenseite des Widerlagers. Sie verliefen hauptsächlich vertikal und weisen damit auf Zerdrückungen und Abscherungen hin.

Die Balken gingen unter sekundären Drückerscheinungen des Betons in der Balkenmitte zugrunde. (Abb. 167.)

Die Abb. 166 stellt das Reißbild, Abb. 167 das Bruchbild, Abb. 168 das Widerlagsmauerwerk nach dem Bruch vor; Abb. 169 zeigt die Durchbiegungen, Abb. 170 die Dehnungen, Abb. 171 die Verdrehungen.

Die Bruchlast betrug samt Eigengewicht 7268 kg. Das Bruchmoment beläuft sich demnach, volle Einspannung angenommen, in der Mitte auf

$$M = \frac{Pl}{24} = 121100 \text{ kgcm, sonach } \sigma_e = 2077 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 101 \text{ kg/cm}^2.$$



Abb. 167. Bruchbild des Balkens *b*.

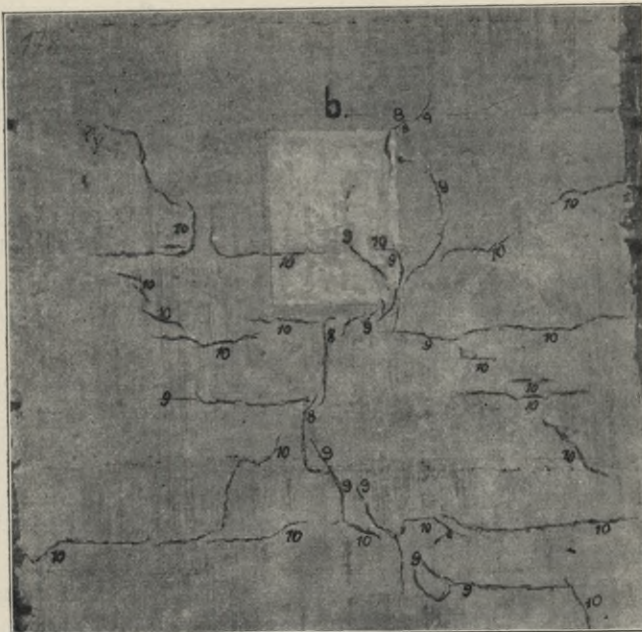


Abb. 168. Widerlager des Balkens *b* nach dem Bruche.

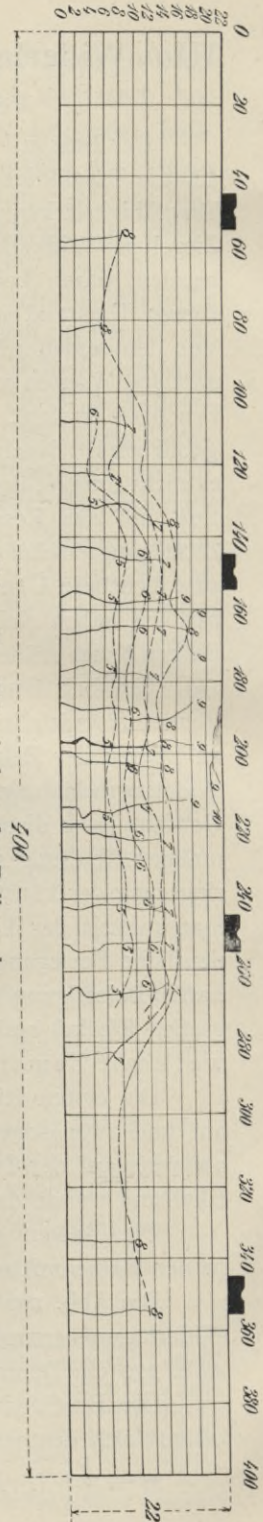


Abb. 166. Ribaufnahme des Balkens *b*.

Am Auflager ist das Moment

$$M = \frac{Pl}{12} = 242200 \text{ kgcm}, \sigma_e = 2240 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 1610 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Durchbiegungen nähern sich bereits dermaßen dem Freiauflager, daß von einer rechnerischen Reduktion von 2 auf 4 Lasten abgesehen wurde. Die Bruchlast des Balkens reduziert sich im Vergleiche mit jenen mit Betonwiderlager auf nahezu die Hälfte.

### Versuch Nr. *i* (Abb. 172—175) mit 2 Lasten.

Der Balken wurde unter denselben Bedingungen erprobt wie sein Vorgänger, jedoch nur mit 2 Lasten, um den Einfluß der Lasten in den äußeren Viertelpunkten festzustellen. Die Widerlagsbelastung betrug je 5000 kg; der Versuch wurde am 24. Juli 1911 von 10 Uhr 22 Min. bis 11 Uhr 10 Min. vormittags abgeführt. Die Bruchlast betrug 4255 kg, samt Eigengewicht 4555 kg. Hiernach beträgt das Moment in der Mitte

$$M = \frac{9Pl}{128} = 128100 \text{ kgcm}, \sigma_e = 2197 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 107 \text{ kg/cm}^2;$$

am Auflager: das Moment

$$M = \frac{15Pl}{128} = 213520 \text{ kgcm}, \sigma_e = 1980 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 142 \text{ kg/cm}^2.$$

Verglichen mit den vorangehenden Versuchen mit 2 Lasten zeigt sich dieselbe bereits beim Versuch *b* festgestellte Herabminderung auf die Hälfte der Tragfähigkeit und auch das Verhältnis der Bruchlasten von *b*:*i* ist 1·6, während wir früher 2·17 gefunden hatten. Es ist daher auch von Interesse, daran zu erinnern, daß die Theorie eine Erhöhung der Bruchlasten bei 4 Lasten  $P^4 = 1·4$  bis 1·69  $P^2$  erwarten läßt (siehe Seite 163), daß also dieses minderwertige Resultat nur bis auf dieses Niveau herabsinkt und noch nicht darunter herabgeht.

Bei Balken *b* ist eine Reduktion auf 2 Lasten unzulässig, da die beiden Außenlasten infolge der Nachgiebigkeit der Widerlager voll auf den Balken wirken werden. Nur wird das Moment in der Mitte nicht  $\frac{Pl}{24}$  betragen, sondern sich dem Werte entsprechend einer sogenannten „halben“ Einspannung nähern. Nehmen wir die bei Balken *b* und *i* unter der Annahme voller Einspannung ermittelten Bruchspannungen als Mittelwert ( $2137 \text{ kg/cm}^2$ ), so ergibt sich, als Bruchbeanspruchung des Eisens eines eingemauerten Balkens  $\sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2$  gesetzt, das Maß  $x$  der erzielten Einspannung, aus der Gleichung

$$\frac{Pl}{24} : 2137 = \frac{Pl}{x} : 3600$$

mit  $x = 14·2$ .

Wir erhalten demnach selbst in diesem Falle weit mehr Einspannung, nämlich  $\frac{Pl}{14·2}$  oder anders ausgedrückt, ein viel kleineres Moment in der Mitte, als man bisher bei ganz vollkommenen Vorkehrungen zuzugeben geneigt war, wo man höchstens nach  $\frac{Pl}{10}$  dimensioniert hat. Die ersten Risse traten bereits bei der 3. Laststufe (1615 kg Auflast) in der Mitte auf.



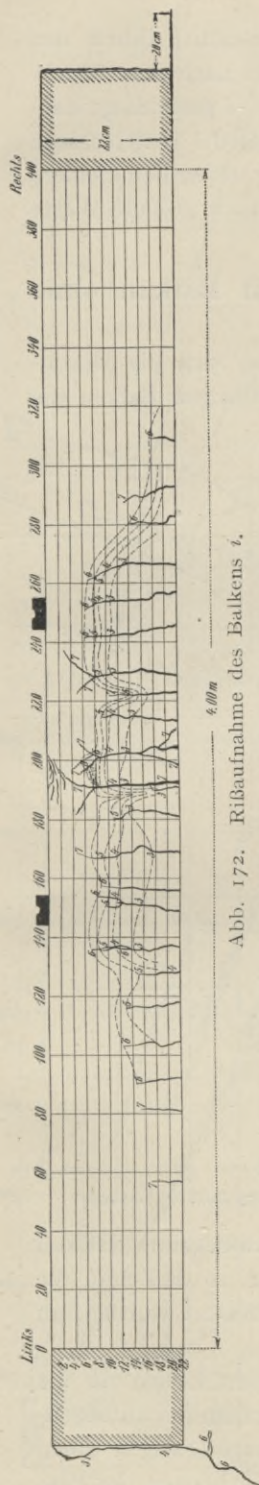
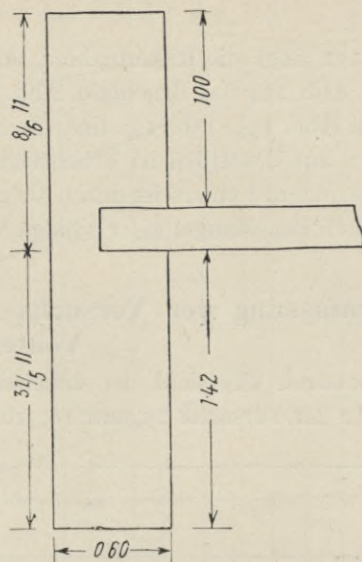
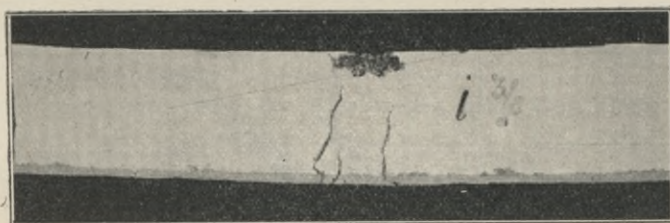
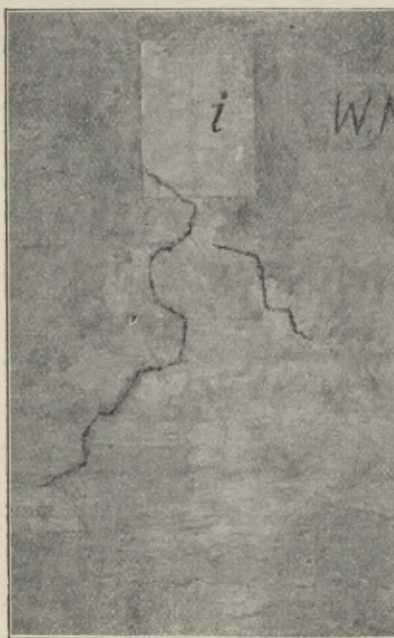
Abb. 172. Rißaufnahme des Balkens *i*.Abb. 173. Querschnitt durch das Widerlager des Balkens *i*.Abb. 174. Bruchbild des Balkens *i*.Abb. 175. Widerlager des Balkens *i* nach dem Bruch.

Abb. 172 zeigt die Rißaufnahme, Abb. 173 den Querschnitt durch das Widerlager, Abb. 174 das Bruchbild, Abb. 175 das Widerlager nach dem Bruch.

In den Abb. 155, 156, 157 finden sich die Balken *h*, *g*, *i* gemeinsam dargestellt vor; aus denselben ist ersichtlich, in welchem Maße die Unterschiede hervortreten, indem *h* einerseits durch die geringe Versteifung wesentlich kleinere Werte, *i* durch den Mangel einer soliden Verbindung wesentlich größere Werte ergibt.

### Zusammenfassung der Versuchs-Ergebnisse mit Balken ohne Vouten.

Zur besseren Übersicht der erzielten Resultate finden sich die Durchschnittswerte der Versuche 17 und 18, 16 und 19 *a*, *b*, (diejenigen Balken die

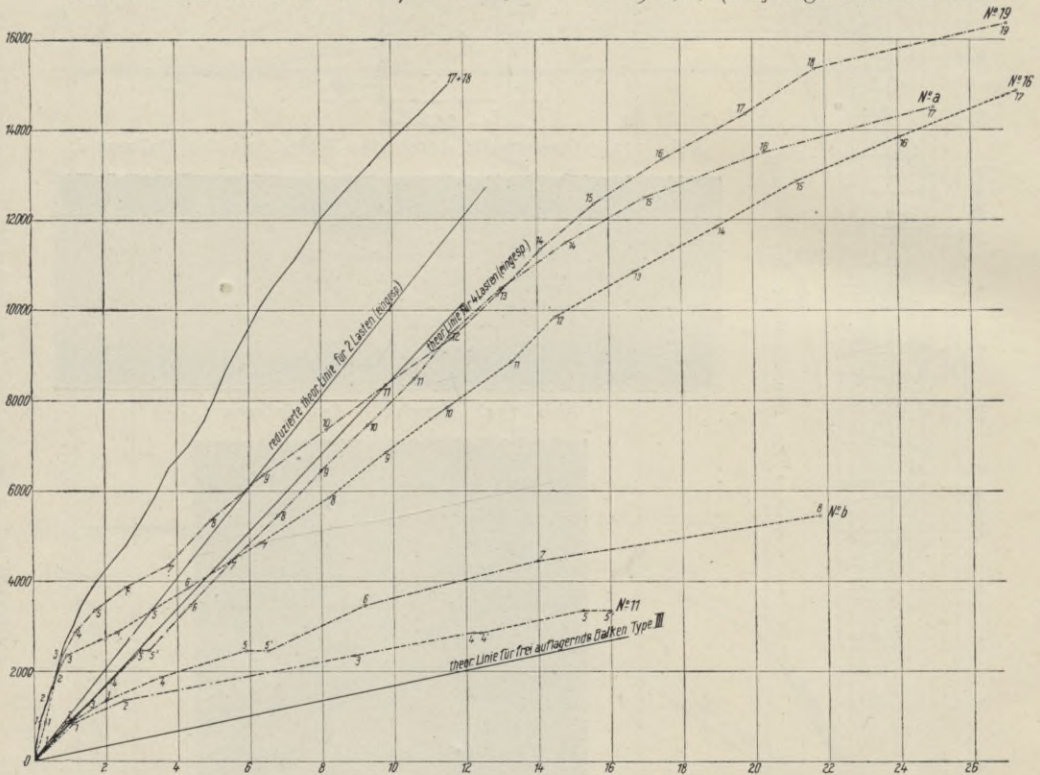


Abb. 176. Durchbiegungen in der Mitte der Balken ohne Vouten mit 4 Lasten.

mit 4 Lasten zum Bruch gebracht wurden) und frei aufliegende Balken in eine gemeinsame Darstellung in den Abb. 176 bis 185 vor, so daß man die Unterschiede, die zunächst allgemein an den Bruchlasten erörtert wurden, an allen übrigen Erscheinungen verfolgen kann.

Zur weiteren Orientierung dienen auch die theoretischen Linien für die zwei Belastungsfälle, voll eingespannt mit 2 und 4 Lasten und dem frei aufliegenden Träger. Die Abb. 176 bis 178 über die Durchbiegungen zeigen einen durchwegs regelmäßigen Verlauf, wie er dem allmählichen Nachlassen der Ein-

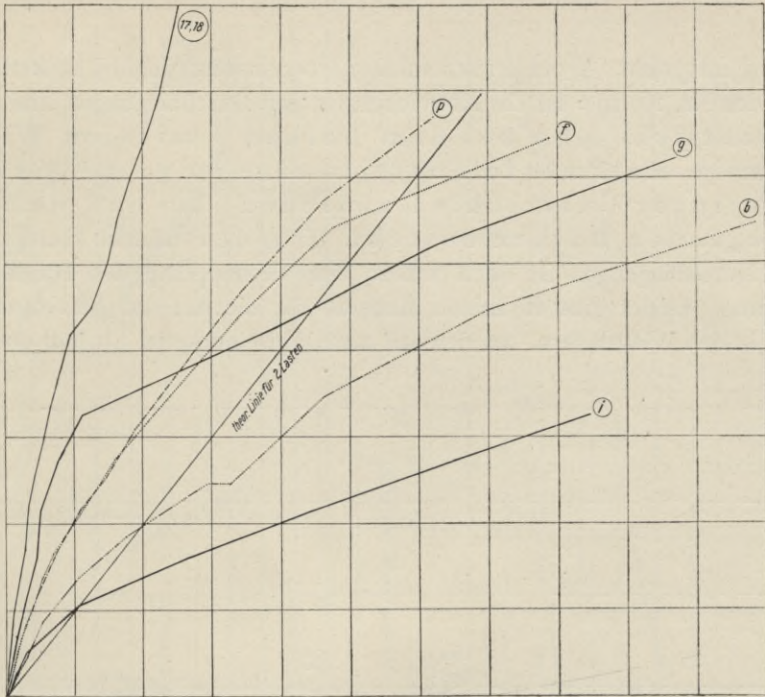


Abb. 177. Durchbiegungen in der Mitte der Balken ohne Vouten, mit 2 Einzellasten.

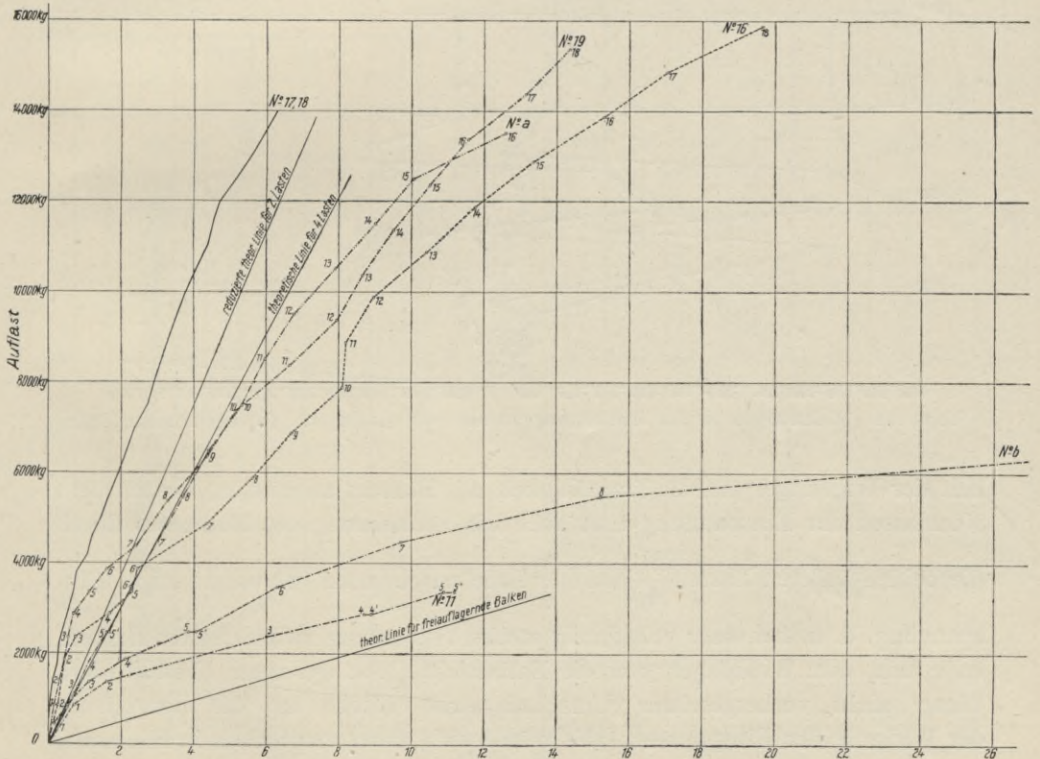


Abb. 178. Durchbiegungen im Viertelpunkt der Balken ohne Vouten mit 4 Lasten.

spannung entspricht. Trotz der scheinbaren Übereinstimmung der Balken Nr. 17, 18 und den Nr. 16, 19 *a* ist die Abweichung in den Durchbiegungen eine ganz beträchtliche und bei dem Balken *b* mit den Widerlagern im Kalkmörtel bereits eine so große, daß ein nur geringer Unterschied zwischen ihm und dem frei aufliegenden Balken besteht. Trotz dieses kleinen Unterschiedes in den Durchbiegungen ist doch nahezu eine Verdopplung der Tragfähigkeit eingetreten. Leider gibt es keinen Maßstab für die Art der Befestigung der Balken in den Widerlagern, um den auf diese Weise erzielten Einfluß der Steif-

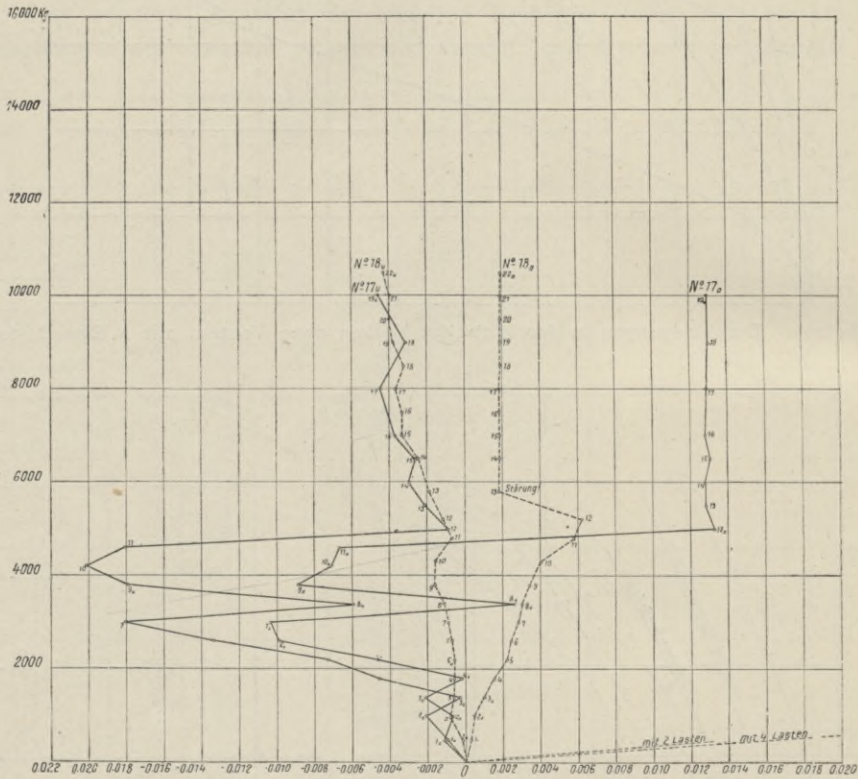


Abb. 182. Dehnungen in der Entfernung 70 cm vom Auflager. (Spiegelablesungen.)

heit der Widerlager auf die Tragfähigkeit des Balkens zu messen. Neben dem Nachlassen der Einspannung tritt auch die Vermehrung des Momentes durch

die beiden äußeren Lasten  $\frac{P}{4}$  hinzu, welche anscheinend bei vollständiger Ein-

spannung, d. h. bei einer vollständig steifen Verbindung zwischen dem Balkenende und dem Widerlager, auf die Balkenmitte von geringem Einfluß sind. Dieser nicht vorhergesehene Umstand wirkt störend auf die Beurteilung der Wirkung der Einspannung. Es würde sich daher empfehlen, in Hinkunft,



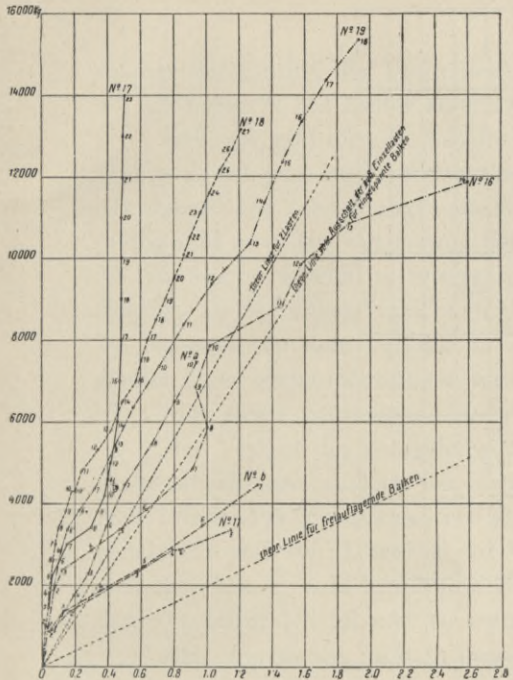


Abb. 180. Dehnungen in der Mitte.

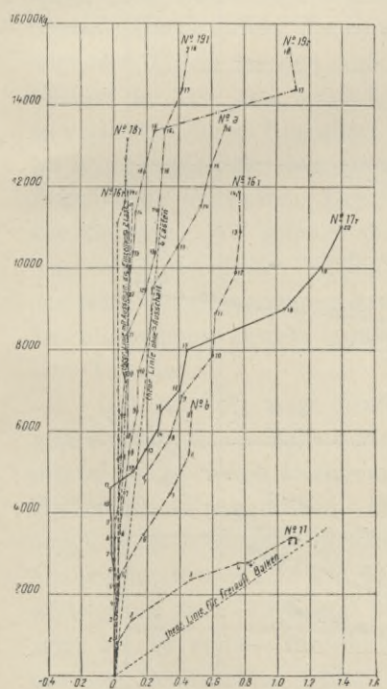


Abb. 181. Dehnungen im Viertelpunkt.

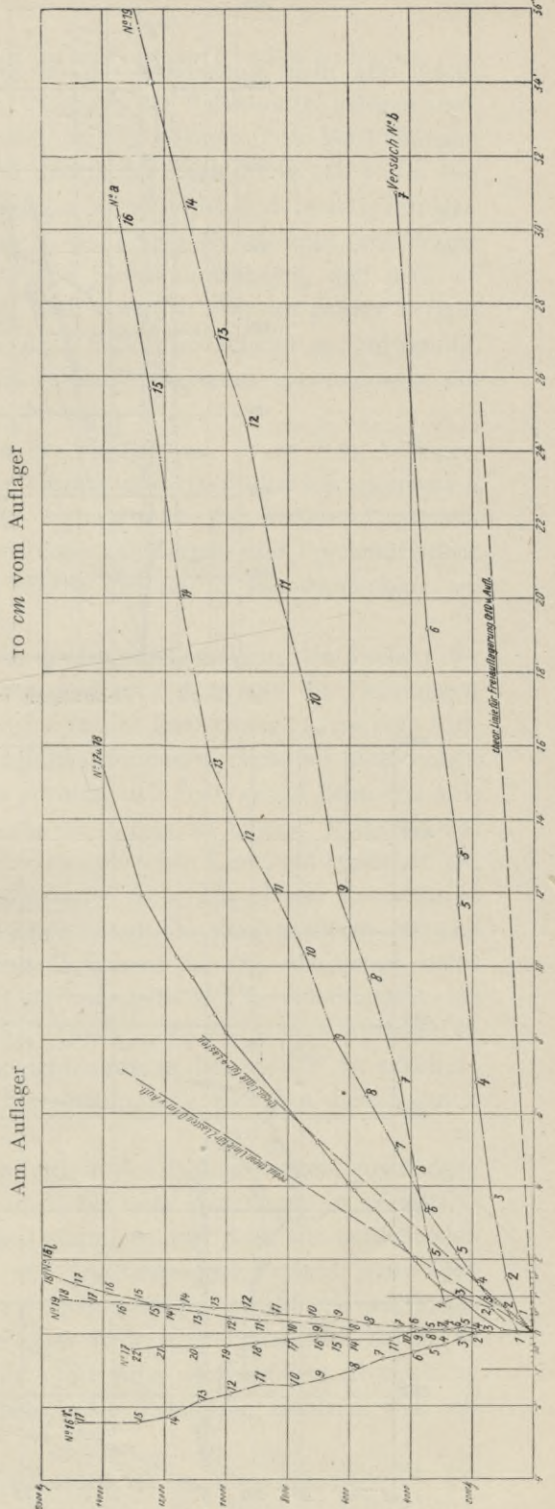


Abb. 179. Verdrehungen.

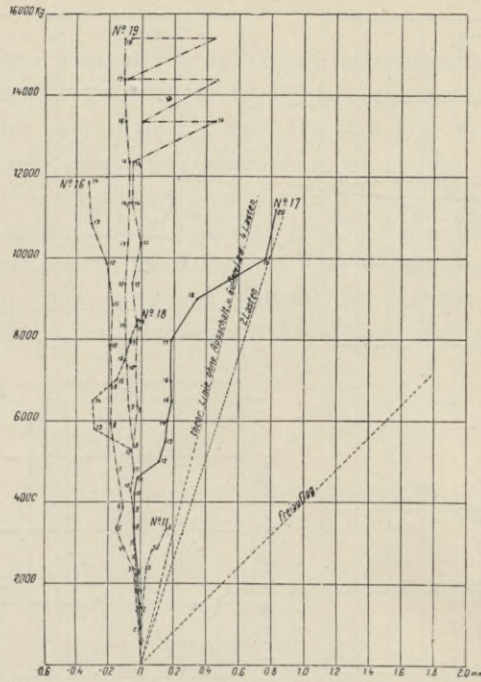


Abb. 183. Dehnungen in 50 cm Entfernung.

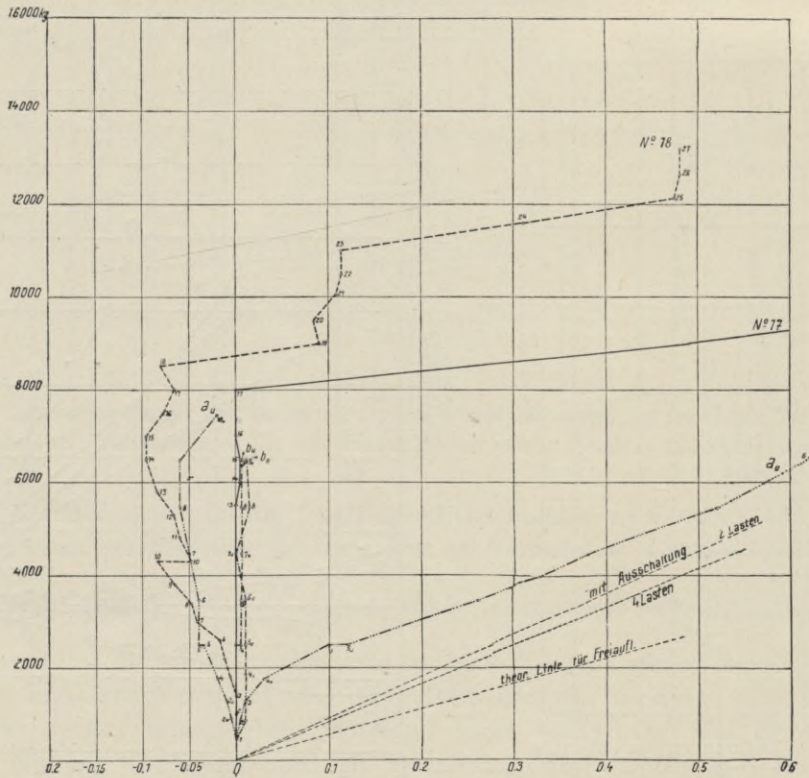


Abb. 184. Dehnungen in 35 cm Entfernung.

solange der Einfluß der Voutenwirkung auf das Balkenende nicht klar gelegt ist, nur Versuche mit Lasten zu machen, welche in der Balkenmitte gelegen sind.

Abb. 179 gibt dieselbe Zusammenstellung mit Bezug auf die Verdrehungen und zwar auf jene am Widerlager selbst und in der Entfernung von 10 cm von demselben. Die Verdrehungen am Widerlager Nr. 17 selbst sind derartig unregelmäßig und zuweilen widersinnig, wie z. B. bei Träger Nr. 16 links und Träger Nr. 16 rechts, welche im entgegengesetzten Sinne ausschlagen, daß man sie richtiger als Störungen bezeichnen kann. Will man aber über den ganzen Verlauf der Spannungen eine verlässliche Auskunft haben; so scheint es notwendig, gerade diese beiden Messungen auf den beiden Widerlagern vorzunehmen, um die Größe dieser Störungen kennen zu lernen.

Der Verlauf der Verdrehungen in der Entfernung, 10 cm vom Auflager, ist bereits ein ganz analoger wie der der Durchbiegungen in den vorangehenden Abb. 176 bis 178. Bemerkenswert ist nur, wie schon aus den früheren Versuchen ersichtlich, daß der Träger *a* mit Widerlager aus Ziegeln und Portlandzement sich eher besser, zum mindesten aber ebenso gut als die Betonwiderlager bei den Versuchen Nr. 16 und 19 verhält.

Abb. 180 bis 185 stellt in derselben übersichtlichen Form den Verlauf der Dehnungen bei den einzelnen Balken dar und zwar Abb. 180 die Dehnungen in der Mitte und Abb. 185 die Dehnungen in der Entfernung 10 cm vom Auflager. Die dazwischen liegenden Abbildungsnummern betreffen dazwischen liegende Querschnitte. Es ist zunächst wichtig, sich den Verlauf beim frei aufliegenden Träger bei den Abb. 181 bis 184 vor Augen zu halten. Während der Verlauf in Abb. 181, verglichen mit der theoretischen Linie, ein typischer ist, so verliert er diesen Charakter vollständig in der Abb. 184. Diese Erscheinung ist leicht erklärlich. Die theoretische Linie entspricht dem Stadium II ohne Zugwirkung im Beton. Dieses Stadium II kommt in 184 überhaupt nicht zur Geltung. Wir müssen demgemäß die mangelhafte Übereinstimmung bei den volleingespannten Balken (Abb. 184) (Querschnitt 70 cm vom Auflager) in der Nähe des Übergangspunktes der Momentenlinie in derselben Weise erklären. Im allgemeinen besteht genügende Übereinstimmung zwischen Beobachtung und Theorie.

Die Abb. 180 zeigt dieselbe Steigerung in den Erscheinungen, angefangen von einbetonierten Balken Nr. 17 und 18 bis zum Widerlager in Weißkalkmörtel (*b*), bei welchem letzterem sich die Dehnungen mit dem frei aufliegenden Balken Nr. 11 fast decken. Die Abb. 181 zeigt denselben Verlauf, wenn auch einige überraschende Abweichungen, wie z. B. zwischen Nr. 16 (*r*) und 17 (*l*). Da wir in diesem Fall die Störungen beim Widerlager beobachtet haben, so wissen wir auch den Grund (siehe Abb. 179). Eine noch größere Abweichung zeigt Nr. 17 rechts, für die wir jedoch keine Erklärung besitzen, weil die spezielle Beobachtung fehlt.

Für die Versuche *p*, *f*, *g*, *i* mit 2 Lasten ist in Abb. 177 dieselbe Zusammenstellung mit Bezug auf die Durchbiegung in der Mitte wiederholt und,

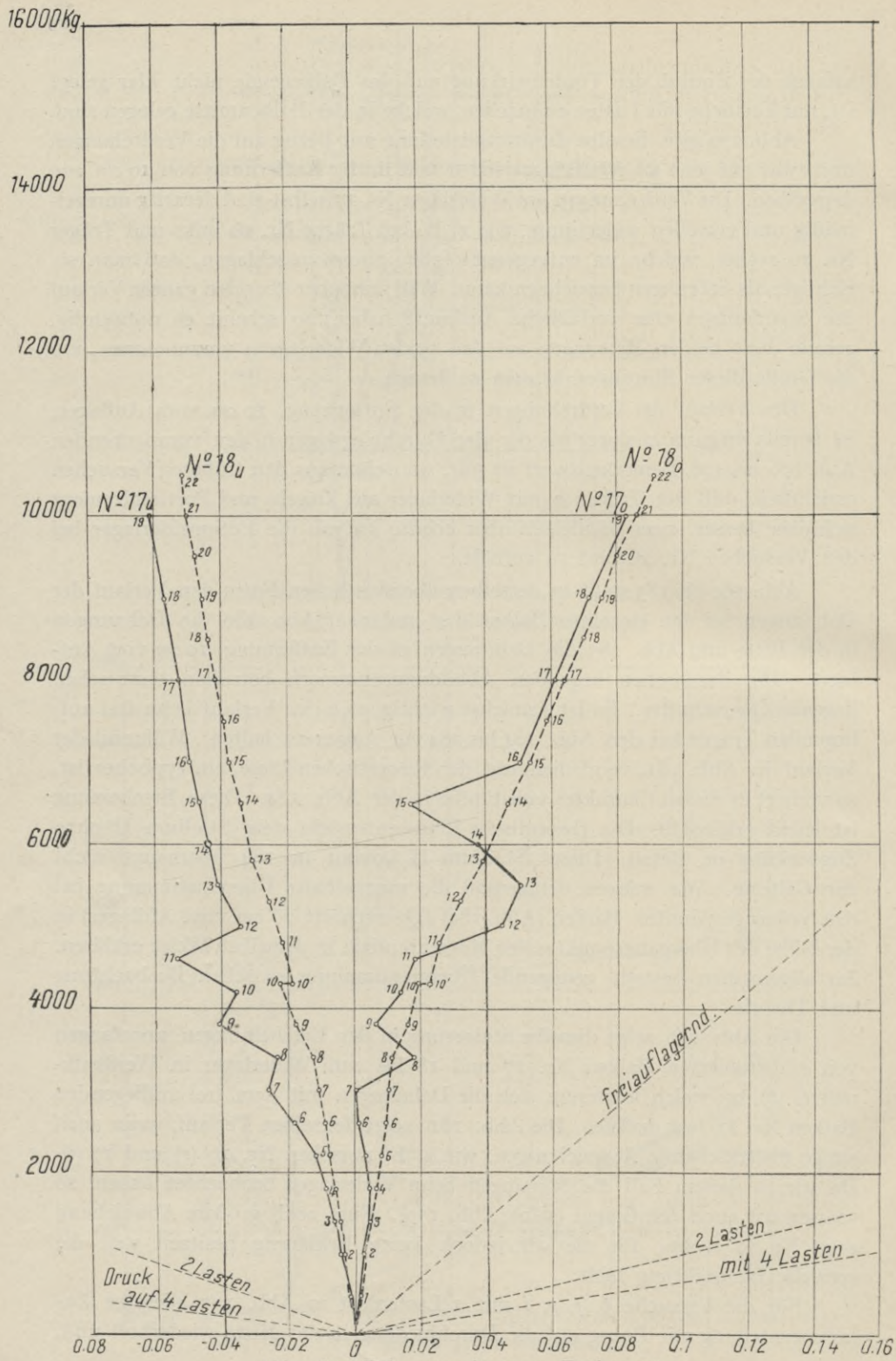


Abb. 185. Dehnungen in 10 cm Entfernung.

um den Zusammenhang mit den vorerwähnten Versuchen mit 4 Lasten herzustellen, sind dieselben theoretischen Linien und die Grenzkurven 17, 18 und *b* eingezeichnet.

## IV. Versuchsreihe. Balken mit Vouten.

### 1. Balken mit kleinen Vouten.

Zur Feststellung des Einflusses der Vouten wurden bei den Balken verschieden geformte Vouten (siehe Planübersicht III und IV) angeordnet. Die sogenannten kleinen Vouten umfassen die Versuche *t*, *k*, *d*, *e*, *c* und *l*.

I im Viertel, II in der Mitte, III in I 10 cm vom Auflager, II 29 cm vom Auflager, III 60 cm vom Auflager, IV 127,5 cm vom Auflager.

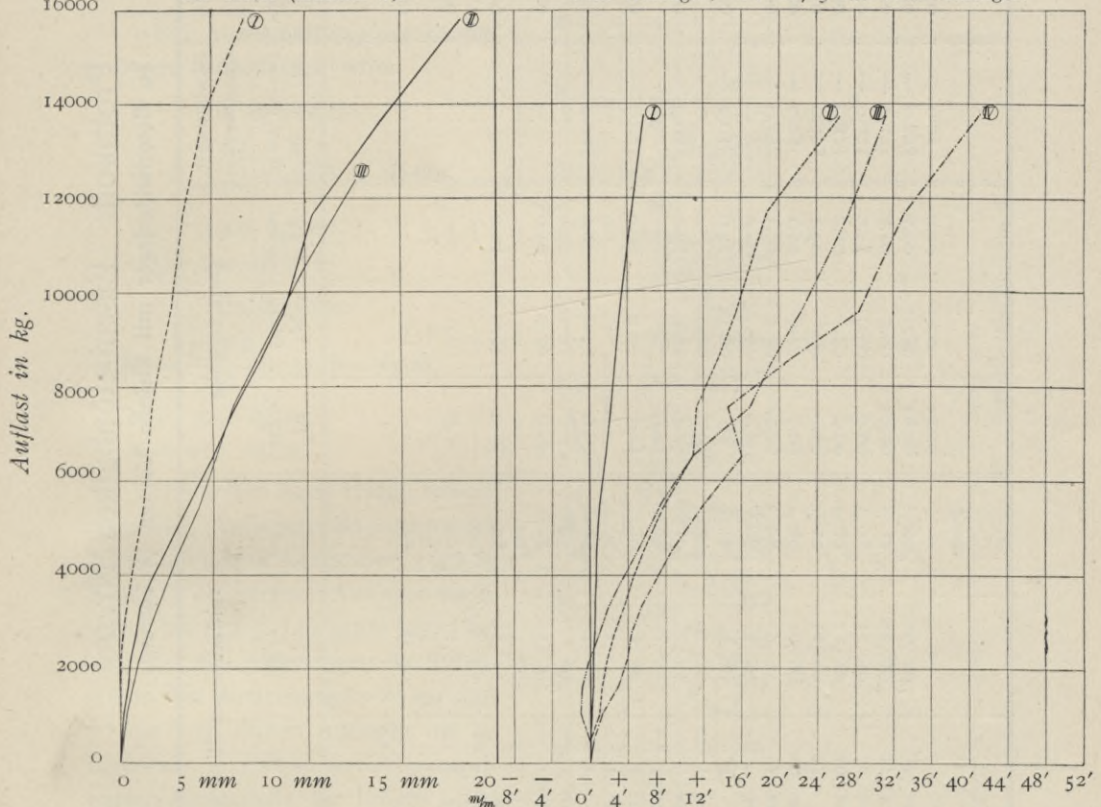


Abb. 186. Durchbiegungen des Balkens *t*.

Abb. 187. Verdrehungen des Balkens *t*.

a) Betonwiderlager.

### Versuch *t* (Abb. 186—188) mit 4 Lasten.

Der Versuch *t* fand am 17. Oktober 1911 unter Anordnung von 4 Lasten statt; der Balken erreichte eine Bruchlast von 15820 kg (samt Eigengewicht 16120 kg).

Die Bruchmomente und Spannungen ergeben sich hiernach, gleichmäßig verteilte Last angenommen wie folgt:

Protokoll. Eisenbetonbalken Nr. 7.  
In Betonwiderlager mit kleinen Vouten (4 Lasten).

Belastung in kg	Bewegung d. Manerwerkes		Durchbiegung				Verdrehungen (Libellen)				Tageszeit	
	einzel	zusammen	$M_1 + M_5$	$M_2$	$M_3$	Mitte $M_4$	$L_1 + L_6$	$L_2$	$L_3$	$L_4$		
Aufbau u.												
1. Laststufe Entlastung	490	490	—	—	—	—	05"	0' 20"	—	30"	17. 10. 1911 9h 35"	
2. Laststufe Entlastung	570	1060	—	—	0' 10	0' 2	07,5"	1' —	1' —	20"		
3. Laststufe Entlastung	570	1630	—	0' 05	0' 30	0' 45	02,5"	1' 25"	1' 30"	30"		
4. Laststufe Entlastung	570	2200	—	0' 10	0' 40	0' 60	02,5"	1' 40"	1' 50"	2' 10"		
5. Laststufe Entlastung	570	2770	—	0' 20	0' 65	0' 90	25"	1' 50"	2' 05"	2' 10"		
6. Laststufe Entlastung	570	3340	—	0' 40	1' 00	1' 15	30"	2' 40"	3' 1"	4' 25"		
7. Laststufe Entlastung	570	3910	—	0' 65	1' 45	1' 75	05"	3' 40"	4' 15"	5' 30"		
8. Laststufe Entlastung	570	4480	—	0' 85	2' 20	2' 60	40"	4' 35"	5' 30"	7' 05"		
9. Laststufe	1020	5500	—	0' 10	0' 40	0' 50	05"	5' 40"	6' 1"	8' 35"		
10. Laststufe	1030	6530	—	1' 30	2' 80	3' 70	42,5"	1' 30"	0' 40"	3' 10"		
11. Laststufe	1020	7550	—	1' 50	3' 75	5' 00	05"	7' 55"	7' 30"	12' 05"		
12. Laststufe	1030	8580	—	1' 80	4' 60	6' 20	1' 40"	10' 50"	10' 50"	16' 10"		
13. Laststufe	1030	9610	—	2' 30	5' 70	7' 60	2' 12,5"	11' 20"	17'	14' 40"		
14. Laststufe	2060	11670	—	2' 85	6' 90	8' 90	2' 42,5"	13' 30"	10' 30"	23'		
15. Laststufe	2080	13750	—	4' 60	8' 00	10' 40	3' 25"	15' 30"	22' 30"	28' 25"		
16. Laststufe	2070	15820	—	6' 80	14' 20	18' 20	4' 32,5"	18' 40"	27' 30"	33' 10"		
			0,95	6' 80	14' 20	18' 20	5' 50"	26' 20"	31' 20"	41'	12h 30"	
							Bruch					

in der Mitte:

$$\frac{Pl}{24} = 268666 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 4610 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 225 \text{ kg/cm}^2.$$

am Auflager:

$$\frac{Pl}{12} = 537333 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 4390 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 130 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Ausschaltung der beiden äußeren Einzellasten wird

in der Mitte:

$$M = \frac{9Pl}{256} = 227000 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 3900 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 190 \text{ kg/cm}^2.$$

am Auflager:

$$M = \frac{15Pl}{256} = 377800 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 3090 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 91.5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten sowohl an beiden Auflagern als auch in der Mitte bei der 6. Laststufe (3340 kg Auflast), am rechten Auflager sogar schon bei der 5. Laststufe (2770 kg) auf. Bei den Ablesungen der Libellen in den Entfernungen 29 cm und 70 cm vom linken Auflager ist zu bemerken, daß sie wegen des mangelhaften Einstellens der Libelle nicht verlässlich und dementsprechend nur relativen Wert haben.

In der Abb. 186 ist des Vergleiches wegen auch die Kurve des folgenden Versuches *k* eingezeichnet worden und zeigt eine ganz bemerkenswerte Übereinstimmung bei Abminderung auf die beiden inneren Lasten.

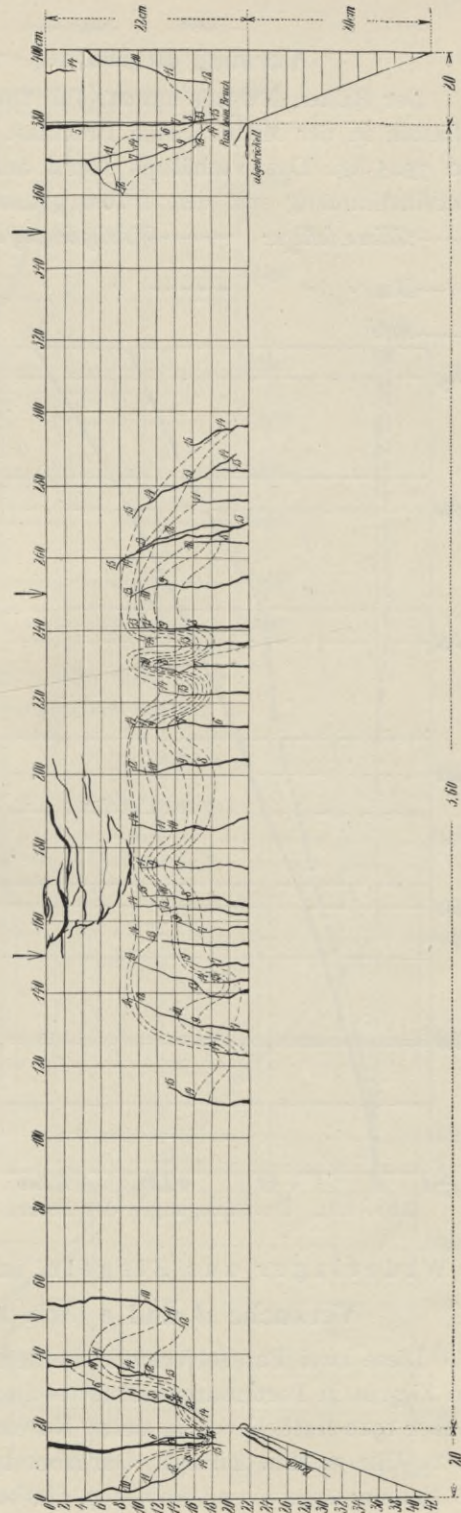


Abb. 188. Ribbild des Balkens *t*.

**Versuch k** (Abb. 189—194) mit 2 Lasten.

Der Balken *k* wurde am 21. Juli 1911 zum Bruch gebracht und zwar mit 2 Lasten in der Mitte. Seine Bruchlast betrug 7225 kg, samt Eigengewicht also 7525 kg. Das Verhältnis von *t* auf *k* ist demnach 2·2 also in voller Übereinstimmung mit den früher gefundenen Werten bei den Balken ohne

----- 1275 cm v. Auflager    ----- Widerlagsbewegung einwärts rechts  
 ..... 70 cm " "                      ----- " " " " links  
 ———— Mitte

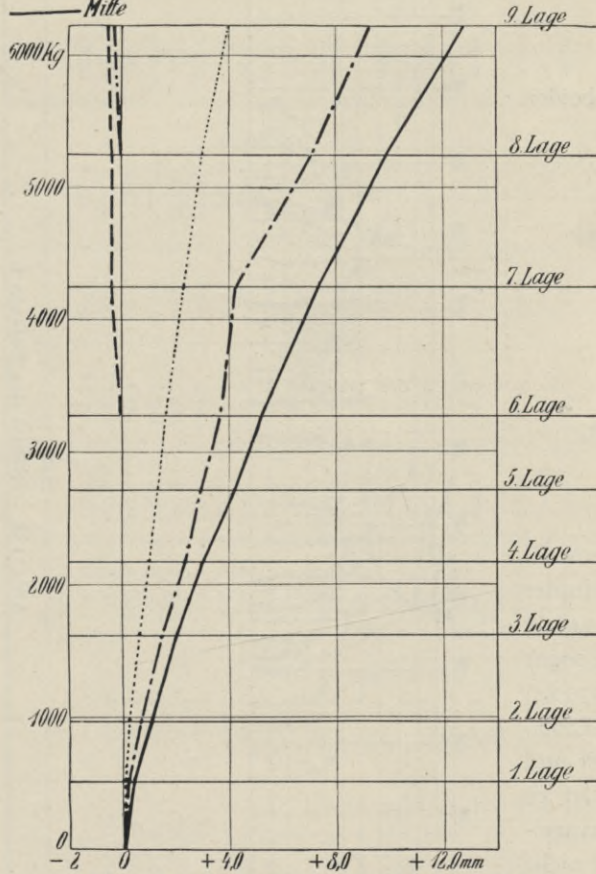


Abb. 189. Durchbiegungen des Balkens *k*.

Vouten 2·17. Es ergeben sich hiernach folgende Momente bzw. Spannungen:

In der Mitte:

$$M = \frac{9}{128} Pl = 211600 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 3630 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 177 \text{ kg/cm}^2;$$

am Auflager:

$$M = \frac{15}{128} Pl = 352700 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 2880 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 85.3 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten bei der 4. Laststufe (2165 kg Auflast) in der Mitte auf.

Abb. 189 zeigt die Durchbiegungen, Abb. 190 die Verdrehungen, Abb. 191 die Dehnungen, Abb. 192 ist das Reißbild, Abb. 193 zeigt den Querschnitt durch das Widerlager der Balken *k* und *q*. Abb. 194 stellt das Bruchbild dar.

*b* Widerlager aus Ziegeln in Portlandzementmörtel.

**Versuche d und e** (Abb. 195—197) mit 4 Lasten.

Diese zwei Parallelversuche wurden mit 4 Lasten und mit Widerlagern von Ziegeln in Portlandzementmörtel ausgeführt. Versuch *d* fand am 24. November 1910 statt, Versuch *e* am 26. November 1910 in der Zeit von 9 Uhr 45 Min. bis 12 Uhr 51 Min. mittags. Die Abb. 195 stellt die Reißaufnahme, Abb. 196 die Messungsergebnisse, Abb. 197 die beiden Balken nach dem Bruche dar.



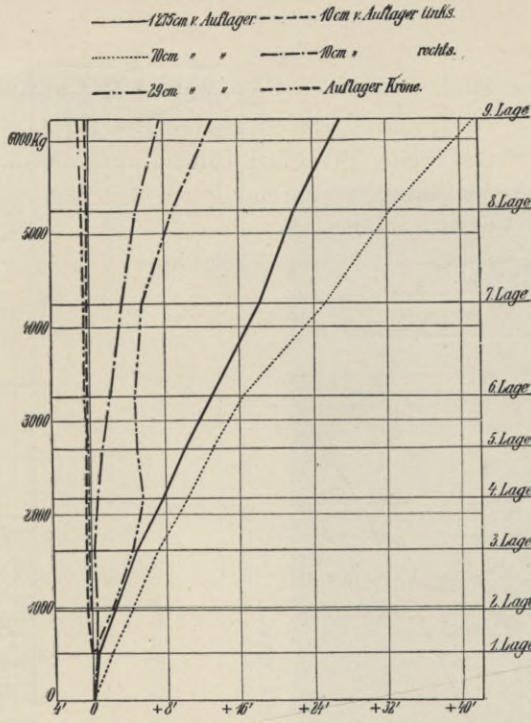


Abb. 190. Verdrehungen des Balkens  $k$ .

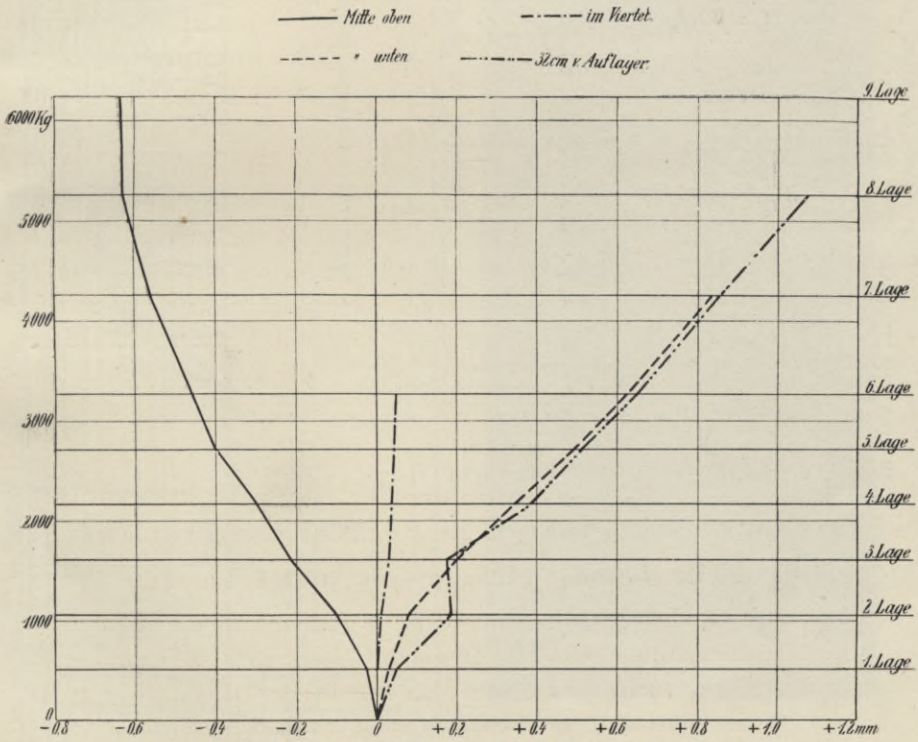


Abb. 191. Dehnungen des Balkens  $k$

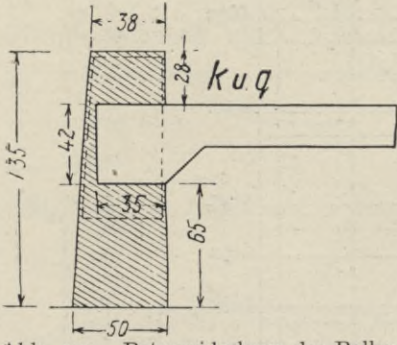


Abb. 193. Betonwiderlager des Balkens *k* und *q*.

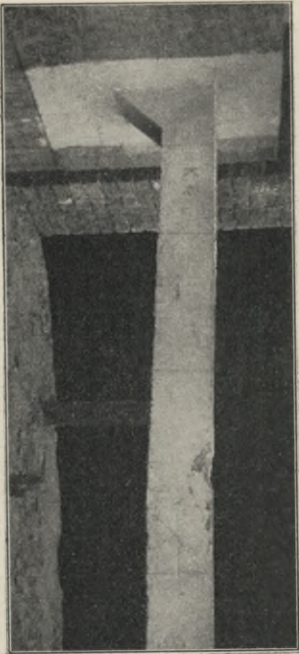


Abb. 194. Bruchbild des Balkens *k*.

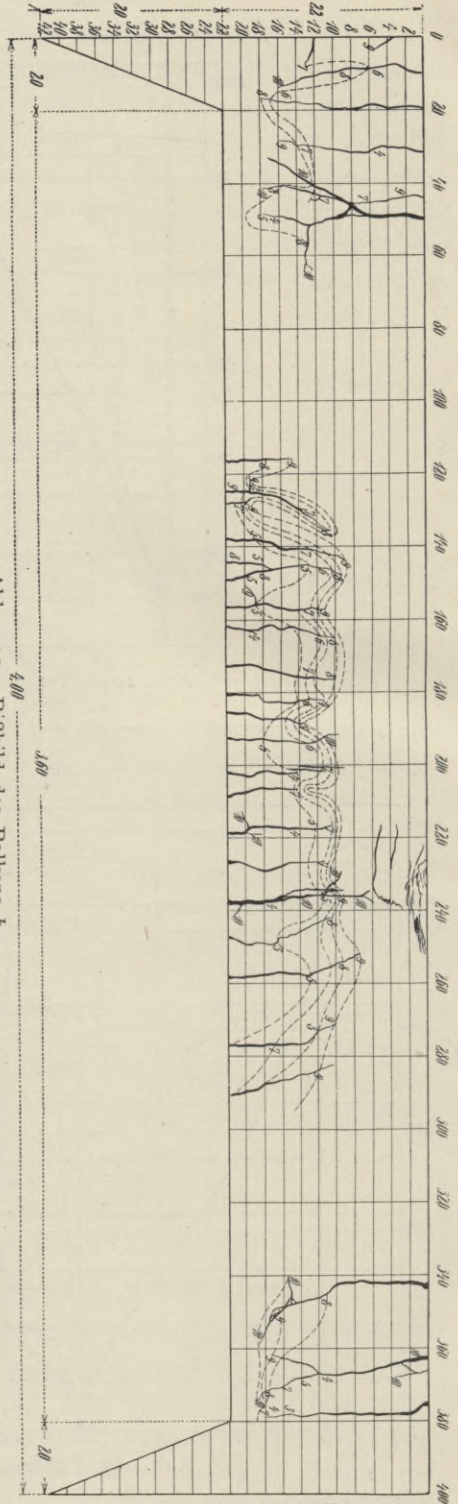


Abb. 192. Ribbild des Balkens *k*.



Abb. 195. Durchbiegungen des Balkens k.

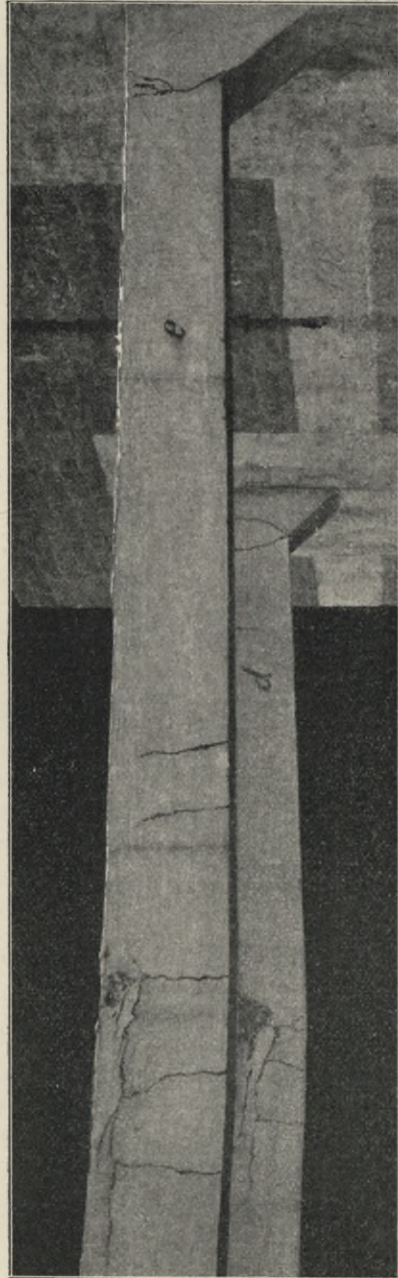


Abb. 197. Bruchbilder der Balken d und e.



Die Bruchlasten der Balken betragen einschließlich Eigengewicht bei  $d$   $P = 19818 \text{ kg}$ , bei  $e$   $P = 18868 \text{ kg}$ , im Mittel also  $19343 \text{ kg}$  mit nur 2,4% Abweichung vom Mittel, also eine gute Übereinstimmung, trotzdem Balken  $e$  durch die Belastung des Nachbarbalkens den in Abb. 195 dargestellten Riß bereits verloren erhalten hatte. Die zugehörigen Bruchmomente betragen:

$$\begin{array}{ll} a) \text{ bei Annahme einer gleichförmig verteilten Last} & \\ \text{in der Mitte:} & \text{am Widerlager:} \\ \frac{Pl}{24} = 322400 \text{ kgcm}, & \frac{Pl}{12} = 644800 \text{ kgcm}. \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} b) \text{ bei Rücksichtnahme bloß auf die zwei Mittellasten:} & \\ \text{in der Mitte:} & \text{am Auflager} \\ \frac{8}{256} Pl = 272000 \text{ kgcm}, & \frac{15}{256} Pl = 454000 \text{ kgcm}. \end{array}$$

Dementsprechend ergeben sich die Spannungen:  
in der Mitte für Fall  $a$ )

$$\sigma_e = \frac{322400}{58.3} = 5520 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{644800}{2395} = 269 \text{ kg/cm}^2;$$

für Fall  $b$ )

$$\sigma_e = \frac{272000}{58.3} = 4660 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{544000}{2395} = 227 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Auflager für Fall  $a$ )

$$\sigma_e = \frac{644800}{122.4} = 5260 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{644800}{4130} = 156 \text{ kg/cm}^2;$$

für Fall  $b$ )

$$\sigma_e = \frac{454000}{122.4} = 3700 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{454000}{4130} = 110.0 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist bemerkenswert, daß auch diese Balken mit Widerlagern in Ziegelmauerwerk mehr getragen haben als jene in Betonwiderlager, obwohl in beiden Fällen keine künstliche Auflast angebracht worden war. Das Betonwiderlager war in diesem Falle verhältnismäßig grün und viel jünger als in den anderen Versuchen.

c) Widerlager in gemischtem Mauerwerk.

### Versuche Nr. $c$ Abb. 198—201 mit 4 Lasten.

Beim Balken  $c$  betrug die Bruchlast inklusive Eigengewicht  $16418 \text{ kg}$ , d. i. um 15 v. H. weniger als bei den Balken 15 und 16, aber fast genau soviel als bei den Betonwiderlagern. Auf jedem Widerlager war eine Widerlagsbelastung von je  $5000 \text{ kg}$  aufgebracht.

Abb. 198 stellt die Rißaufnahme, Abb. 199 das Bruchbild, Abb. 200 das Widerlager, Abb. 201 die Durchbiegungen, Dehnungen und die Verdrehungen dar.

Die Bruchmomente betragen  $a$ ) bei Annahme einer gleichförmig verteilten Last:

Protokoll, Balken Nr. *d*.

Eingemauert in Ziegel mit Portlandzementmörtel (kleine Vouten).

Belastung in <i>kg</i>			Durchbiegung in <i>mm</i>		Verdrehungen (Libellen)			Tages- zeit
Gegenstand	einzeln	zusam- men	Seite	Mitte	0.11 <i>cm</i> vom Auflager	0.70 <i>cm</i> am Auf- lager		
Aufbau u.	100							24. 11. 1910
1. Laststufe	368	468	—	0'2	—	—	—	9h 45'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	9h 49'
2. Laststufe	400	868	0'1	0'2	— 1''	5''	—	9h 50'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	9h 51'
3. Laststufe	500	1368	0'1	0'35	— 2''	12''	—	9h 53'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	9h 55'
4. Laststufe	500	1868	0'2	0'45	— 5''	35''	—	9h 59'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	10h 02'
5. Laststufe	600	2468	0'25	0'55	— 5''	1' 50''	5''	10h 05'
Entlastung	—	—	— 0'02	— 0'02	—	10''	—	10h 07'
6. Laststufe	1000	3468	*) 0'51	0'92	25''	2' 10''	10''	10h 12'
Entlastung	—	—	0'03	0'28	— 15''	15''	5''	10h 15'
7. Laststufe	1000	4468	0'88	1'45	10''	4'	13''	10h 20'
Entlastung	—	—	0'05	0'3	— 10''	20''	5''	10h 22'
8. Laststufe	1000	5468	1'3	2'35	1' 10''	6' 35''	12''	10h 28'
Entlastung	—	—	0'18	0'35	— 10''	55''	5''	10h 31'
9. Laststufe	1000	6468	1'97	3'42	1' 10''	9' 25''	5''	10h 36'
10. Laststufe	1500	7968	3'00	5'25	1' 25''	15' 35''	10''	10h 50'
11. Laststufe	2000	9968	3'85	6'85	2'	19' 05''	— 3''	11h 12'
12. Laststufe	1500	11468	5'00	8'4	2' 15''	22' 50''	— 5''	11h 25'
13. Laststufe	1000	12468	5'63	9'95	2' 10''	26' 42''	— 10''	11h 38'
14. Laststufe	1500	13968	7'05	12'00	2'	31' 40''	— 15''	11h 52'
15. Laststufe	1500	15468	8'65	14'9	1' 30''	38' 50''	— 30''	12h 02'
16. Laststufe	1000	16468	9'67	17'88	1' 10''	45' 20''	— 45''	12h 15'
17. Laststufe	1000	17468	11'83	20'48	1' 10''	51' 15''	— 1'	12h 26'
18. Laststufe	1050	18518	13'7	24'15	2'	1' 02' 30''	— 1' 15''	12h 40'
19. Laststufe	1000	19518	17'00	29'00	2'	1' 34' 30''	— 1' 15''	12h 51'
			Bruch					
			*) erster Riß beim rechten Wider- lager					

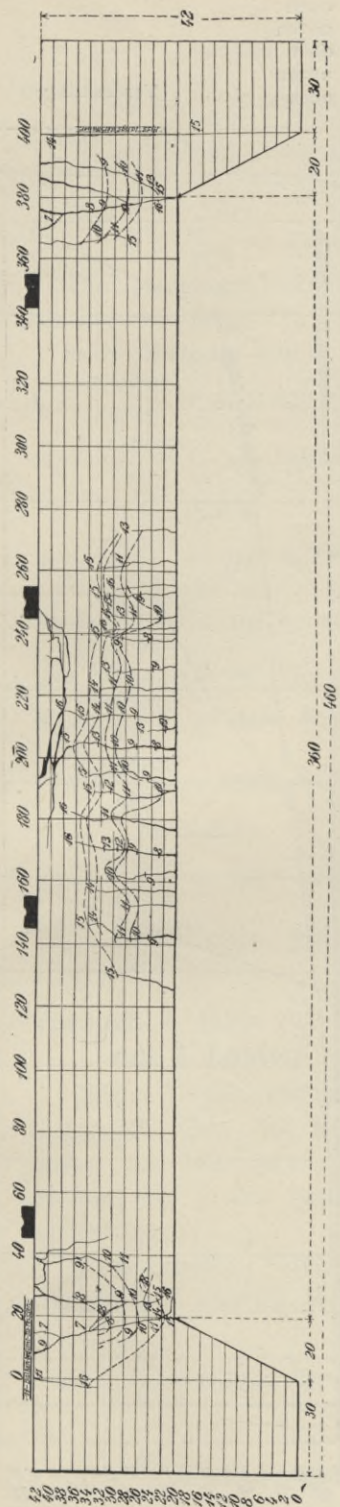


Abb. 198. Rißaufnahme des Balkens c.

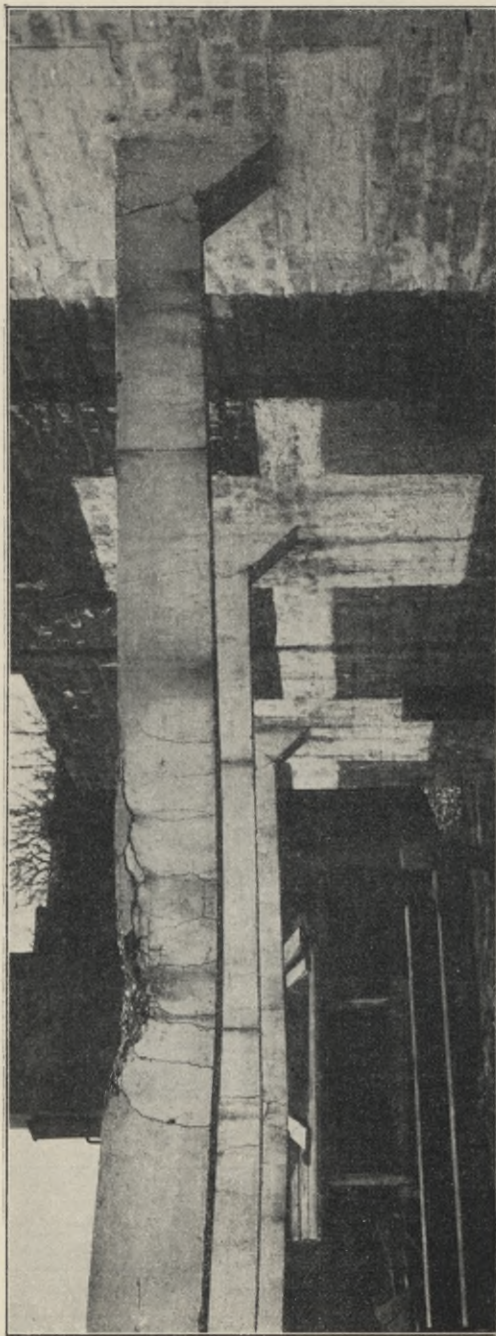


Abb. 199. Bruchbild des Balkens c.

Dehnungen.

- I ——— 0'32 v. Aufl. unten
- II - - - - 0'32 „ „ oben
- III - · - · 1'00 „ „ unten
- IV - · · · 1'00 „ „ oben
- V - · · · 2'00 „ „ unten
- VI - · · · 2'00 „ „ oben

Durchbiegungen  
 ——— Seite  
 - - - - Mitte

Verdrehungen

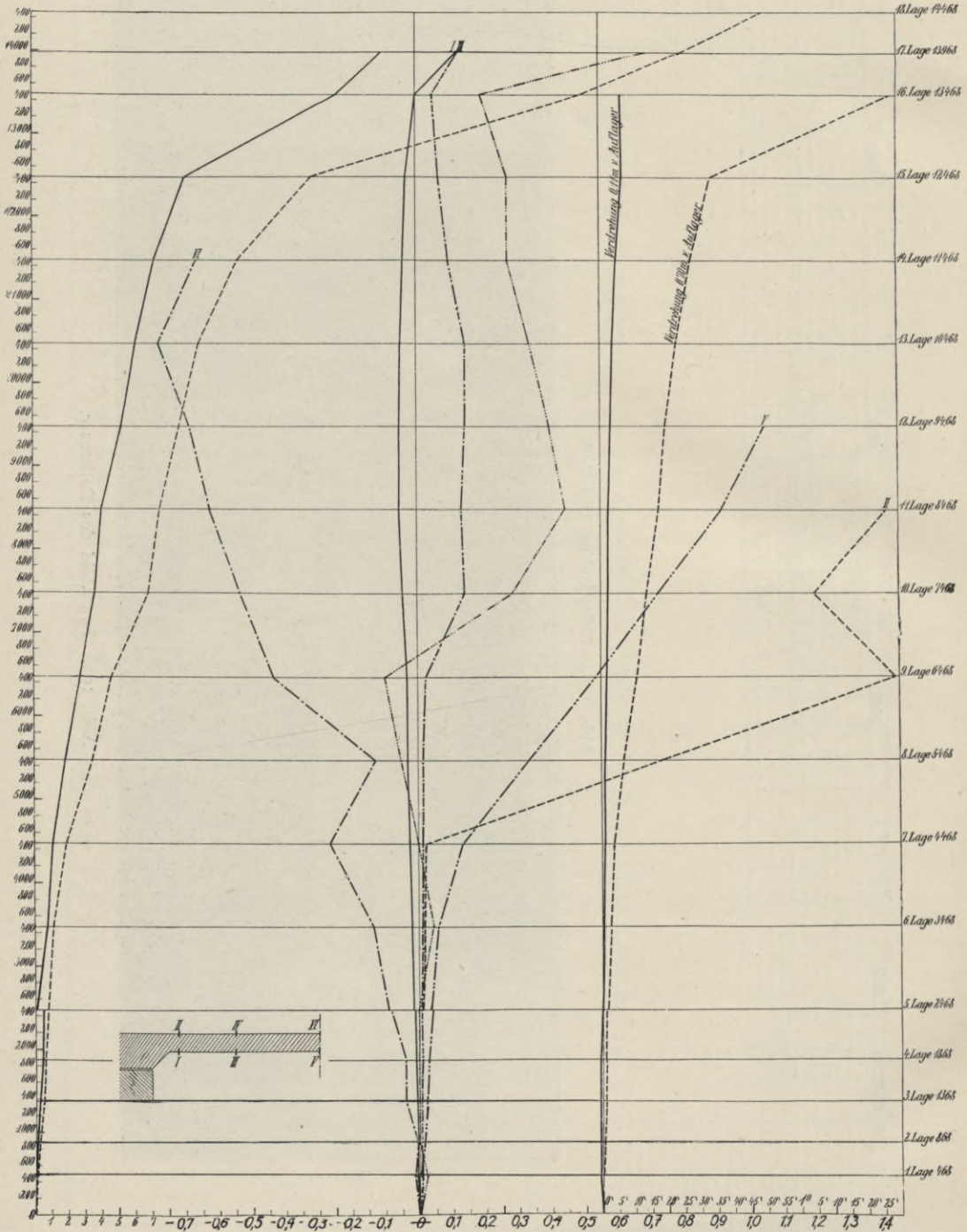


Abb. 201. Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen des Balkens c.



in der Mitte	am Widerlager
$M = \frac{Pl}{24} = 274000 \text{ kgcm},$	$M = \frac{Pl}{12} = 548000 \text{ kgcm};$

b) mit Ausschaltung der beiden äußeren Lasten:

in der Mitte	am Widerlager
$M = \frac{9Pl}{256} = 232000 \text{ kgcm},$	$M = \frac{15Pl}{256} = 386000 \text{ kgcm}.$

Die Spannungen berechnen sich dann wie folgt:

in der Mitte für Fall a)

$$\sigma_e = \frac{274000}{58.3} = 4700 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{548000}{2395} = 229 \text{ kg/cm}^2;$$

für Fall b)

$$\sigma_e = \frac{232000}{58.3} = 3970 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{464000}{2395} = 194 \text{ kg/cm}^2;$$

am Widerlager für Fall a):

$$\sigma_e = \frac{458000}{1247} = 4480 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{548000}{4130} = 132.5 \text{ kg/cm}^2.$$

für Fall b):

$$\sigma_e = \frac{385000}{122.4} = 3140 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{385000}{4130} = 93.2 \text{ kg/cm}^2.$$

### Versuch I (Abb. 202—206) mit 4 Lasten.

Kleine Vouten, gemischtes Mauerwerk. Zeit der Bruchprobe: 18. Juli 1911 2 Uhr 25 Min. bis 3 Uhr 58 Min. nachmittags.

Die Bruchlast betrug 11178 kg, inklusive Eigengewicht 11478 kg. Hieraus ergeben sich folgende Werte:

für die Mitte:

$$M = \frac{Pl}{24} = 191300 \text{ kgcm}, \quad \sigma_e = 3280 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 160 \text{ kg/cm}^2;$$

für das Auflager:

$$M = \frac{Pl}{12} = 382600 \text{ kgcm}, \quad \sigma_e = 3120 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 92.7 \text{ kg/cm}^2.$$

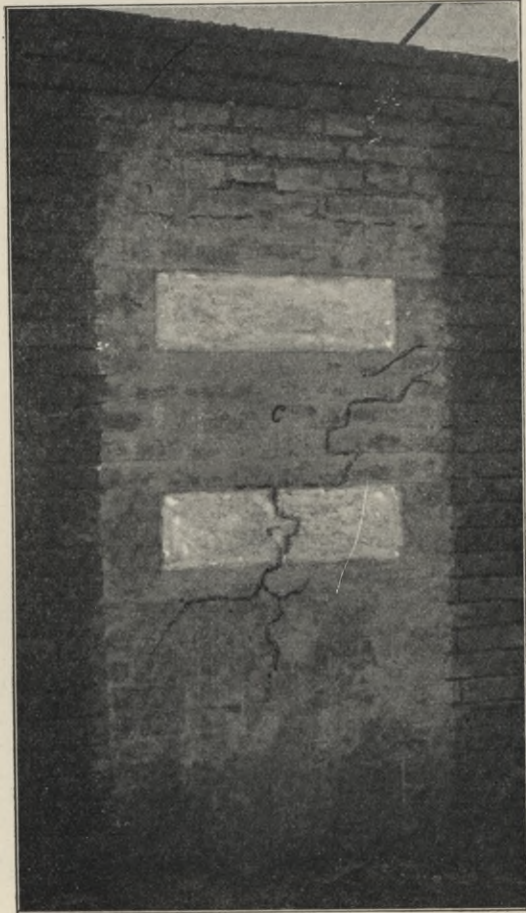


Abb. 200. Widerlager des Balkens c.

# Protokoll, Balken 7.

## Gemischtes Mauerwerk, kleine Vouten.

Belastung in kg			Bewegung d. Mauerwerkes		Durchbiegung					Verdrehungen (Libellen)								Tageszeit	Bemerkungen
Gegenstand	einzeln	zusammen	einwärts positiv $M_1 + M_6$	$20 \text{ cm}$ $M_2$	$70 \text{ cm}$ $M_3$	$127,5 \text{ cm}$ $M_4$	Mitte $M_5$	Fuß $L_1$	Auflager Krone $L_2 + L_3$	$10 \text{ cm}$ $L_4 + L_5$	$29 \text{ cm}$ $L_6$	$70 \text{ cm}$ $L_7$	$127,5 \text{ cm}$ $L_8$						
Aufbau und Entlastung	508	508	—	—	—	—	—	—	—	7"	15"	35"	40"	18. VII.					
1. Laststufe	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1011.					
2. Laststufe	550	1058	—	—	0.1	0.25	0.6	—	—	20"	20"	1' 10"	1'	2h 25'					
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10"	10"	2h 28'					
3. Laststufe	550	1608	—	—	—	0.3	0.55	—	—	50"	1'	1' 30"	1' 30"	2h 30'					
Entlastung	—	—	—	—	—	—	0.15	—	—	17"	5"	5"	20"	2h 32'					
4. Laststufe	550	2158	—	—	0.1	0.6	0.8	—	—	1' 5"	1' 30"	2' 20"	2' 50"	2h 35'					
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	15"	—	5"	5"	20"	40"	2h 37'					
5. Laststufe	550	2708	0.025	—	0.35	0.9	1.25	—	—	27"	5"	20"	40"	2h 40'					
Entlastung	—	—	0.025	—	—	0.05	0.35	20"	l + 30"	1' 25"	2' 35"	3' 10"	2' 35"	2h 43'					
6. Laststufe	550	3258	0.04	—	0.5	1.2	1.7	—	—	50"	15"	30"	40"	2h 45'					
Entlastung	—	—	0.025	—	—	0.2	0.5	25"	l + 10"	5"	15"	30"	40"	2h 48'					
7. Laststufe	990	4248	0.025	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2h 48'					
Entlastung	—	—	0.025	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2h 51'					
8. Laststufe	990	5238	l.—0.3 r. 1.5	0.3	1.6	3.2	4.4	—	—	—	—	—	—	2h 51'					
Entlastung	—	—	l.—0.5 r. 0.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2h 53'					
9. Laststufe	1980	7218	l.—1.0 r. 0.8	1	5.5	9.6	12.75	—	—	—	—	—	—	2h 53'					
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2h 59'					
10. Laststufe	1980	9198	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3h 16'					
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3h 16'					
11. Laststufe	1980	11178	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3h 37'					
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3h 40'					

18. VII.  
1011.  
2h 25'  
2h 28'  
2h 30'  
2h 32'  
2h 35'  
2h 37'

einst. Riß im  
rechten Widerlager  
rückwärts  
Bruch

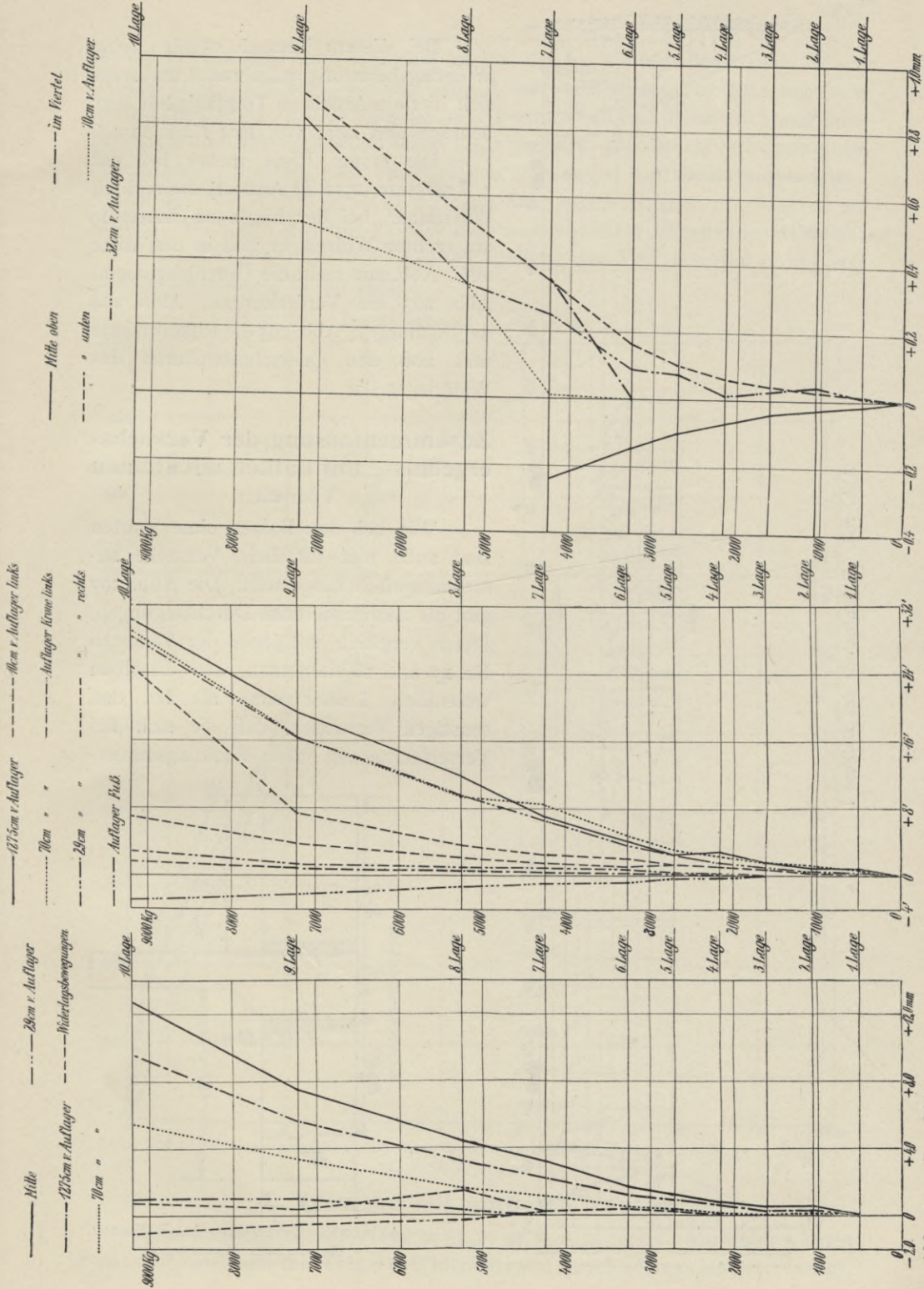
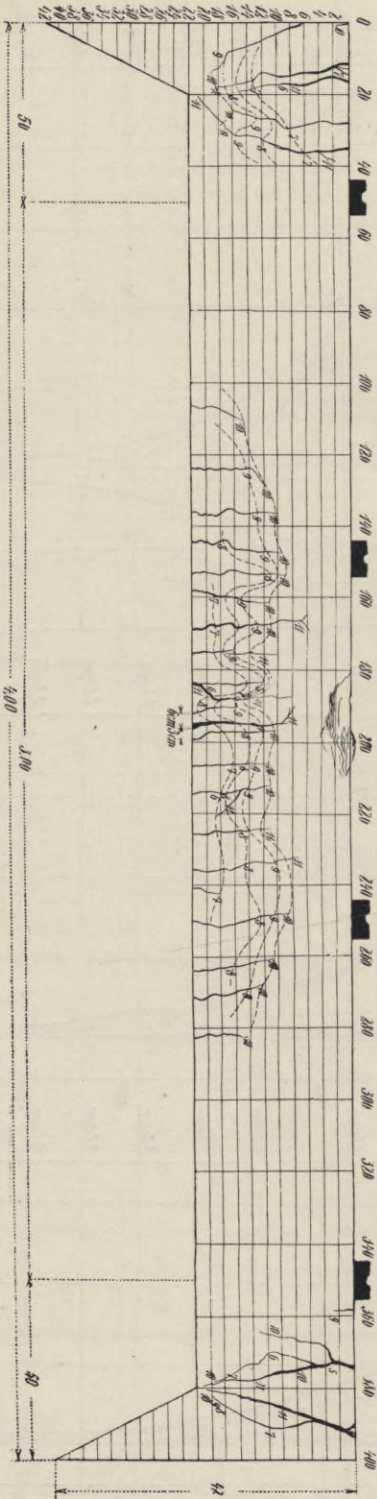


Abb. 202. Durchbiegungen des Balkens I.

Abb. 203. Verdrehungen des Balkens I.

Abb. 204. Dehnungen des Balkens I.

Abb. 205. Ribaufnahme des Balkens I.



Bei diesem Versuch wurde keine Widerlagsbelastung aufgebracht und zeigt sich hier ein Abfall an Tragfähigkeit sehr deutlich und zwar von 16,4 t auf 11,4 t.

Die ersten Risse traten bei der 5. Laststufe (2708 kg Auflast) am rechten Widerlager, bei der folgenden Laststufe am rechten Widerlager und in der Mitte auf. Abb. 202 stellt die Durchbiegungen, Abb. 203 die Verdrehungen, Abb. 204 die Dehnungen, Abb. 205 die Ribaufnahme und 206 den Querschnitt durch das Widerlager dar.

**Zusammenfassung der Versuchsergebnisse mit Balken mit kleinen Vouten.**

Wie bei den Balken ohne Vouten sind auch hier sämtliche Versuche zusammengefaßt dargestellt. Die Abb. 207 gibt die nachgewiesenen Durchbiegungen. Durch Vergleich mit jenen der Versuche Nr. 17 und 18 sieht man, daß dieselben wesentlich kleiner sind als bei den sonstigen Versuchen, daß sie sich bei Verschlechterung des Widerlagsmauer-

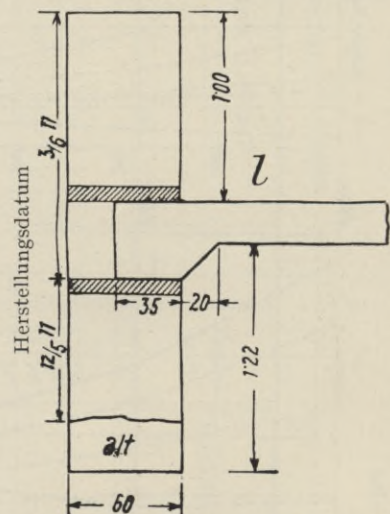


Abb. 206. Widerlager des Balkens I. Gemischtes Mauerwerk.

werkes ebenso vergrößern und dem Verlauf des frei aufliegenden Balken Nr. 11 nähern. Der Einfluß der Voute ließe sich aus einer etwas veränderten Richtungslinie nachweisen, wenn man dieselbe genauer bestimmt hätte. Diese Richtungslinie ist durch die Lage der theoretischen Linie gegeben. Ihre Rückbestimmung aus abgeführten Versuchen wäre ein Beginnen, das zuviel auf Vermutungen angewiesen ist, um es hier mit der geringen Zahl von Versuchen durchführen zu können. Wir begnügen uns deshalb hier nur mit dem allgemeinen Hinweis.

Abb. 208 zeigt uns eine Zusammenstellung der Verdrehungen, Abb. 209 jene der Dehnungen in der Mitte.

#### Durchbiegungen in der Mitte.

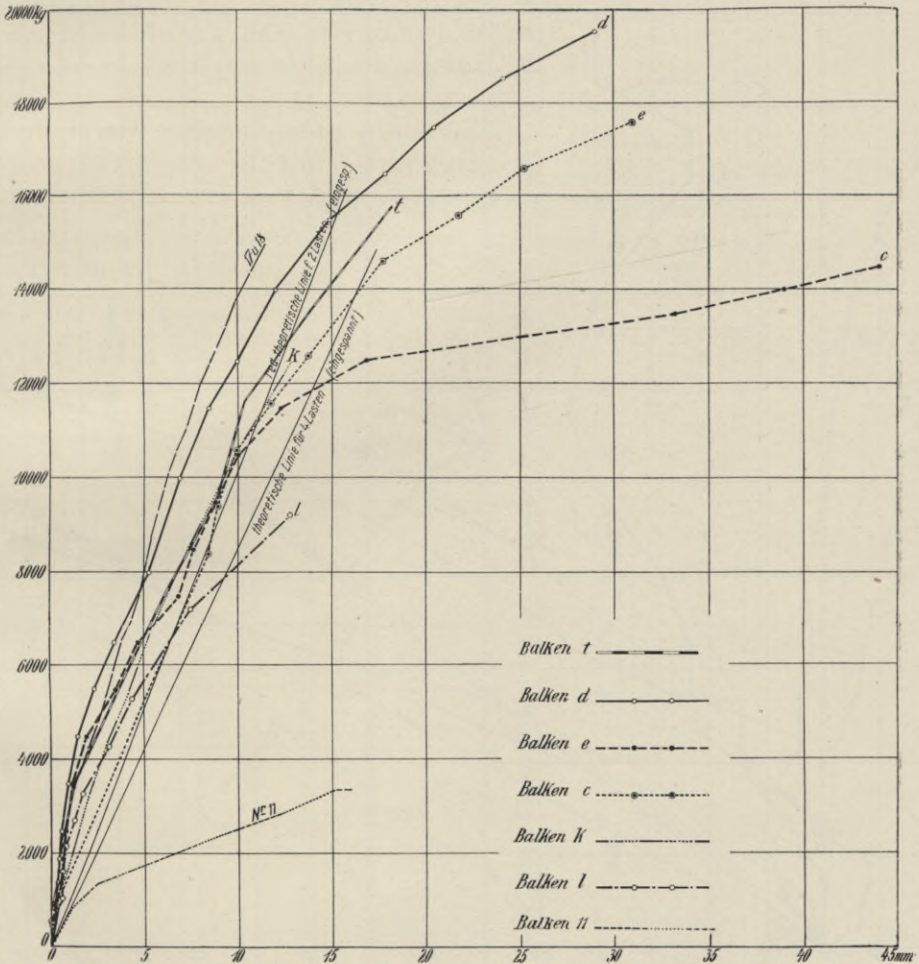


Abb. 207. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit kleinen Vouten (t, k, d, e, c und l).

## 2. Versuche mit mittleren Vouten.

Diese Serie umfaßt die Versuche 33, q, 34, n, s, 36, o, 35. Auch hier wurden sonst gleich ausgestattete Träger in Widerlager von verschiedenem Material verlegt.

a) Betonwiderlager.

Versuch Nr. 33 (Abb. 210—211) mit 4 Lasten.

Diese Balken wurden in ähnlicher Art wie jene Nr. 16 und 19 hergestellt. Der Versuch Nr. 33 wurde am 17. August 1910 in der Zeit von 9 Uhr 20 Min.

Durchbiegungen in der Mitte.

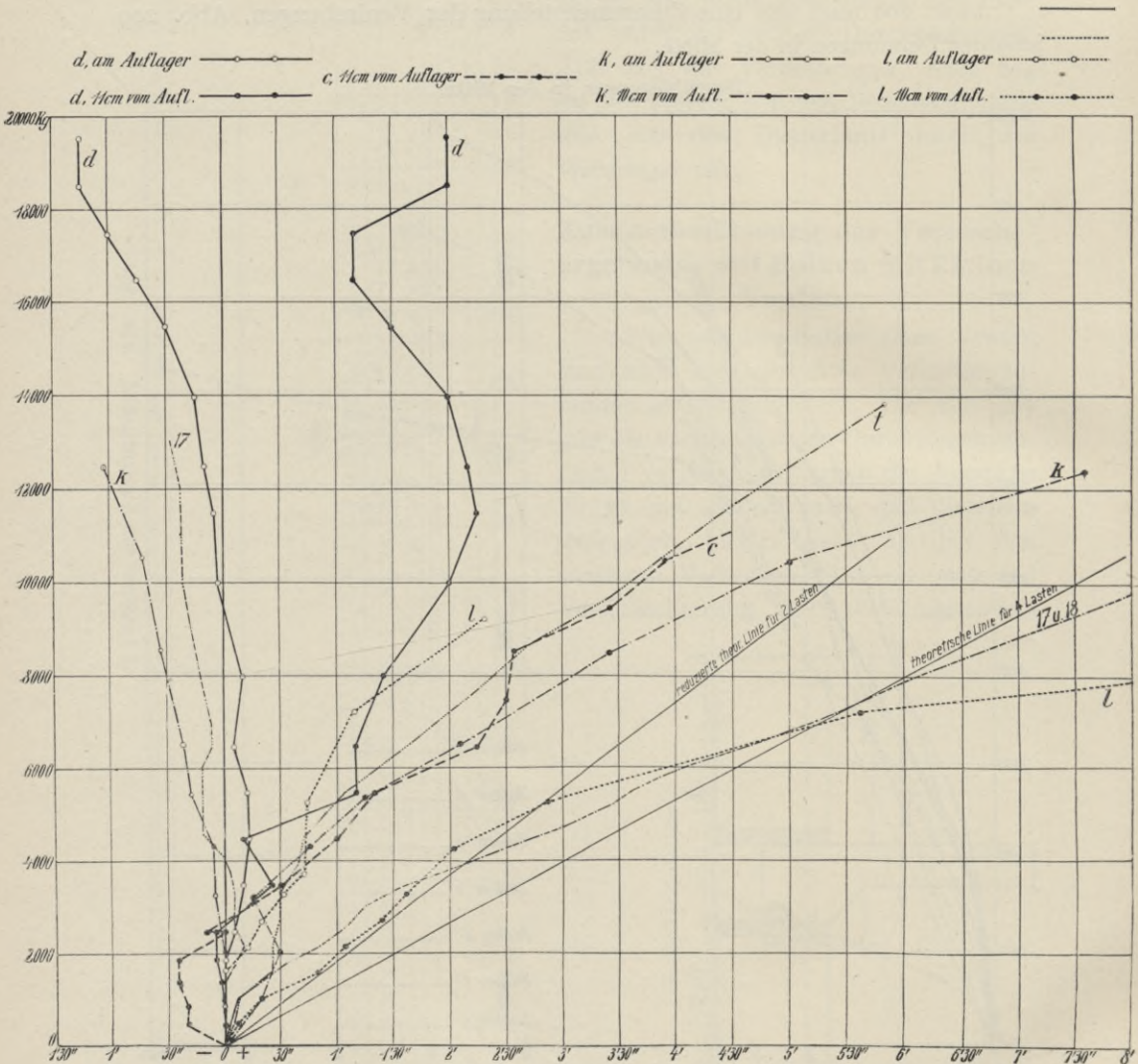


Abb. 208. Zusammenstellung der Verdrehungen bei Balken mit kleinen Vouten (*l*, *k*, *d*, *e*, *c* und *l*).

bis 12 Uhr 55 Min. mittags durchgeführt und erzielte eine Bruchlast von 27880 kg. Die Bruchspannungen sind also a) unter Annahme einer gleichförmig verteilten Last

Dehnungen in der Mitte.

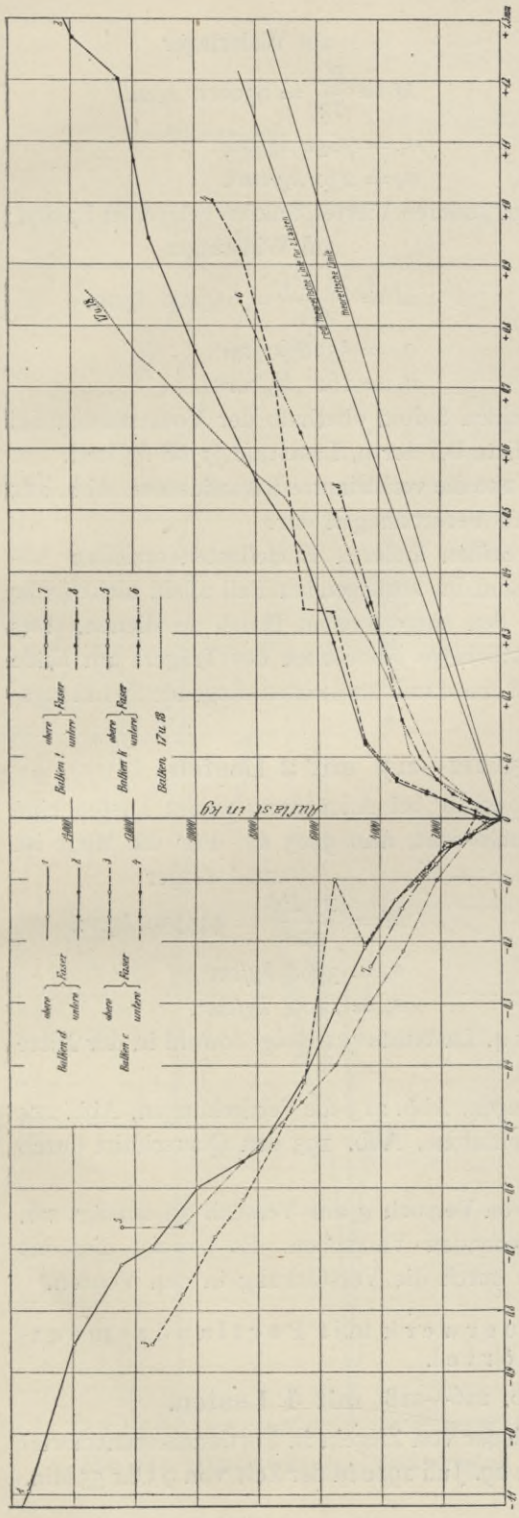


Abb. 209. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit kleinen Vouten (t, k, d, e, c und l).

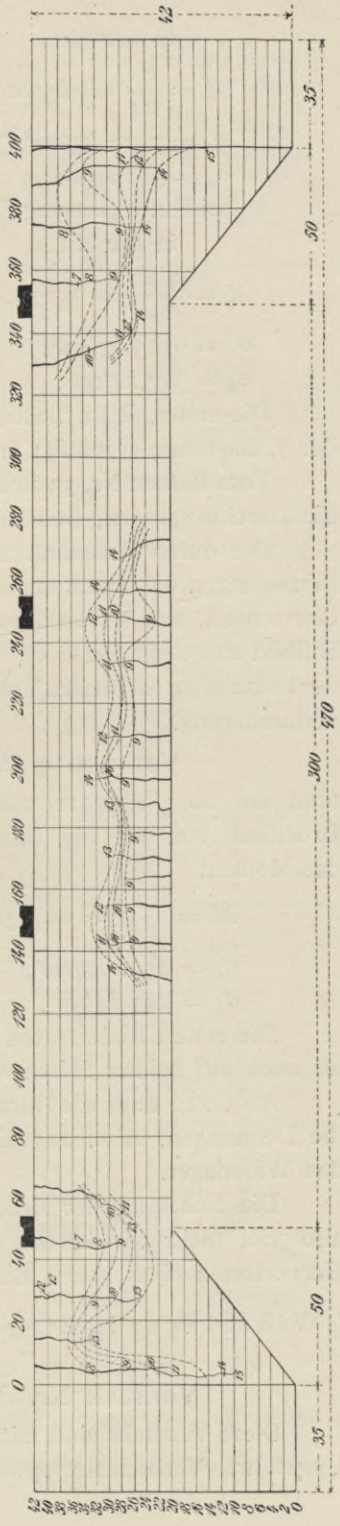


Abb. 210. Rißaufnahme des Balkens Nr. 33.





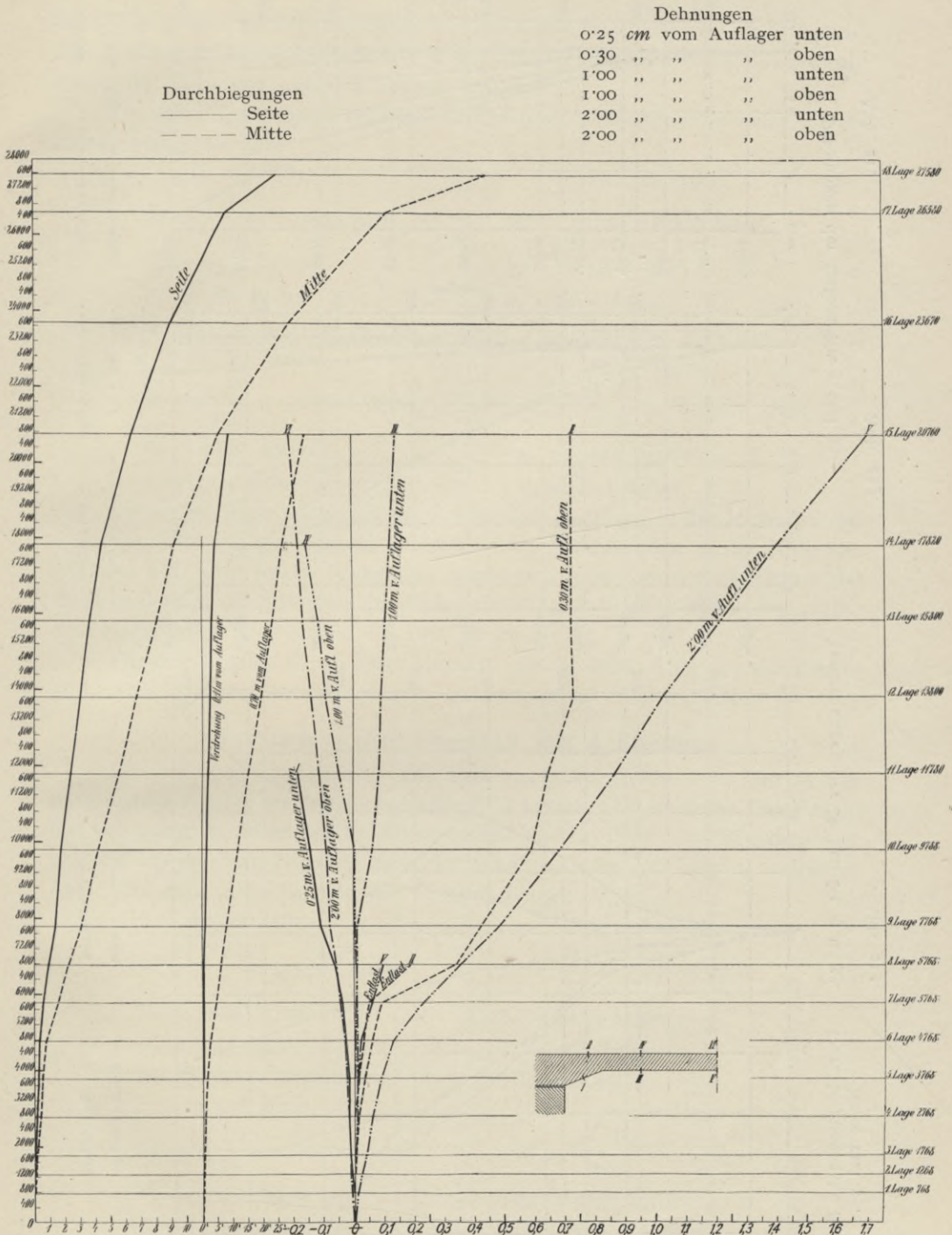
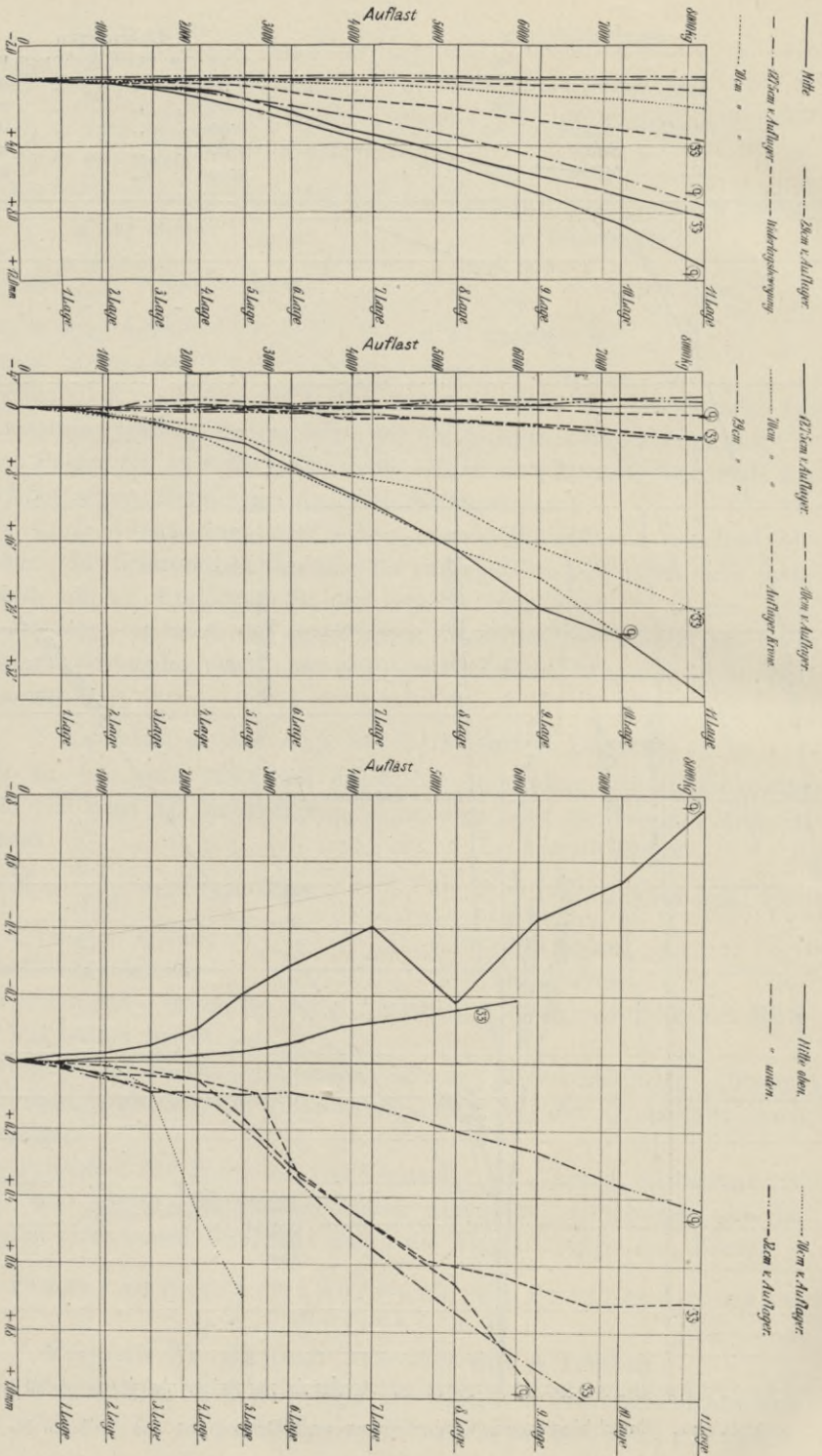


Abb. 211. Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen des Balkens Nr. 33.



Dehnungen der Balken Nr. q und 33.

Abb. 212.

Verdrehungen der Balken Nr. q u. 33.

Abb. 213.

Durchbiegungen der Balken Nr. q und 33.

Abb. 214.

bis 1 Uhr 20 Min. mittags abgeführt und weist eine Bruchlast von 25514 kg auf. Die Widerlager waren anfangs mit je 5 Tonnen belastet, bei der 5. Laststufe wurde die Belastung auf je 4 Tonnen reduziert.

Die Bruchspannungen betragen demnach a) unter Annahme einer gleichförmig verteilten Last

in der Mitte:	am Auflager:
$M = \frac{Pl}{24} = 430000 \text{ kgcm},$	$M = \frac{Pl}{12} = 860000 \text{ kgcm},$
$\sigma_e = 7380 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_e = 7250 \text{ kg/cm}^2,$
$\sigma_b = 360 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_b = 213 \text{ kg/cm}^2.$

b) bei Weglassung der in den äußeren Viertelpunkten liegenden Lasten:

in der Mitte	am Auflager
$M = \frac{9Pl}{256} = 363000 \text{ kgcm},$	$M = \frac{15Pl}{256} = 606000 \text{ kgcm},$
$\sigma_e = 6240 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_e = 5110 \text{ kg/cm}^2,$
$\sigma_b = 304 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2.$

Die ersten Risse traten bei der 8. Laststufe (5468 kg) in der Mitte, bei der 9. Laststufe (6468 kg) oberhalb bei den beiden Voutenenden in der Nähe der Auflager auf. Am linken Widerlager zeigte sich ferner an der Oberkante des Balkens bei der 19. Laststufe (16488 kg) ein Riß gemäß Abb. 268 a. Das rechte Widerlager blieb anscheinend bis zum Bruch intakt.

Für den Versuch Nr. 34 zeigt Abb. 216 das Rißbild, Abb. 217 das Bruchbild, Abb. 218 die Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen.

### Versuch n (Abb. 219—223) mit 4 Lasten.

Dieser Balken wurde am 17. Juli 1911 von 9 Uhr 32 Min. bis 2 Uhr 25 Min. nachmittags erprobt und zwar ebenfalls mit 4 Lasten. Er erreichte eine Bruchlast von 19098 kg, einschließlich Eigengewicht also 19398 kg. Das Bruchmoment und die Spannungen betragen a) unter Annahme einer gleichförmig verteilten Last, also ohne Ausschaltung der äußeren Lasten:

in der Mitte	am Auflager
$M = \frac{Pl}{24} = 323300 \text{ kgcm},$	$M = \frac{Pl}{12} = 646600 \text{ kgcm},$
$\sigma_e = 5545 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_e = 5450 \text{ kg/cm}^2,$
$\sigma_b = 270 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_b = 160 \text{ kg/cm}^2.$

b) bei Berücksichtigung bloß der 2 mittleren Lasten

in der Mitte	am Auflager
$M = \frac{9Pl}{256} = 272700 \text{ kgcm},$	$M = \frac{15Pl}{256} = 454600 \text{ kgcm},$
$\sigma_e = 4670 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_e = 3838 \text{ kg/cm}^2,$
$\sigma_b = 227 \text{ kg/cm}^2,$	$\sigma_b = 112.5 \text{ kg/cm}^2.$

Die ersten Risse traten bei der 8. Laststufe (5238 kg) sowohl in der Mitte als auch oberhalb der Voutenenden auf. Bei der 9. und 10. Laststufe (6228 und

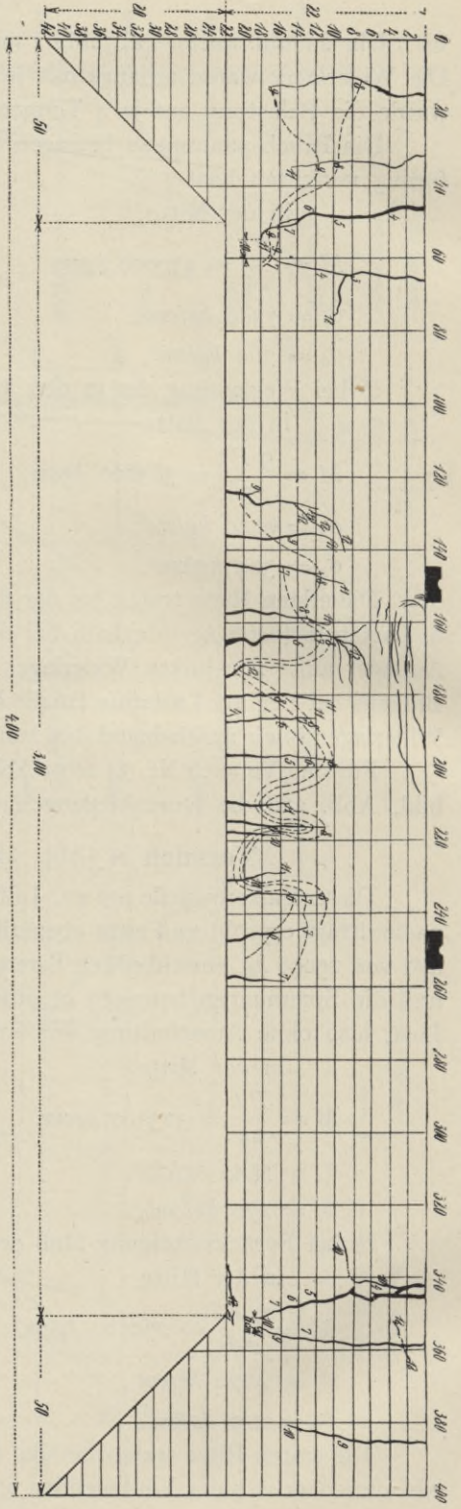


Abb. 215. Ribaufnahme des Balkens q.

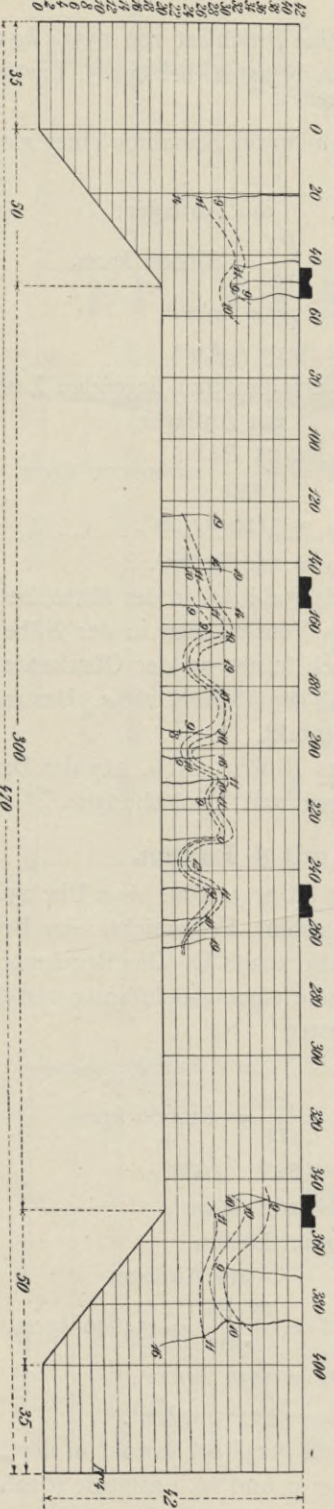


Abb. 216. Ribaufnahme des Balkens Nr. 34.



Abb. 217. Bruchbild des Balkens Nr. 34.

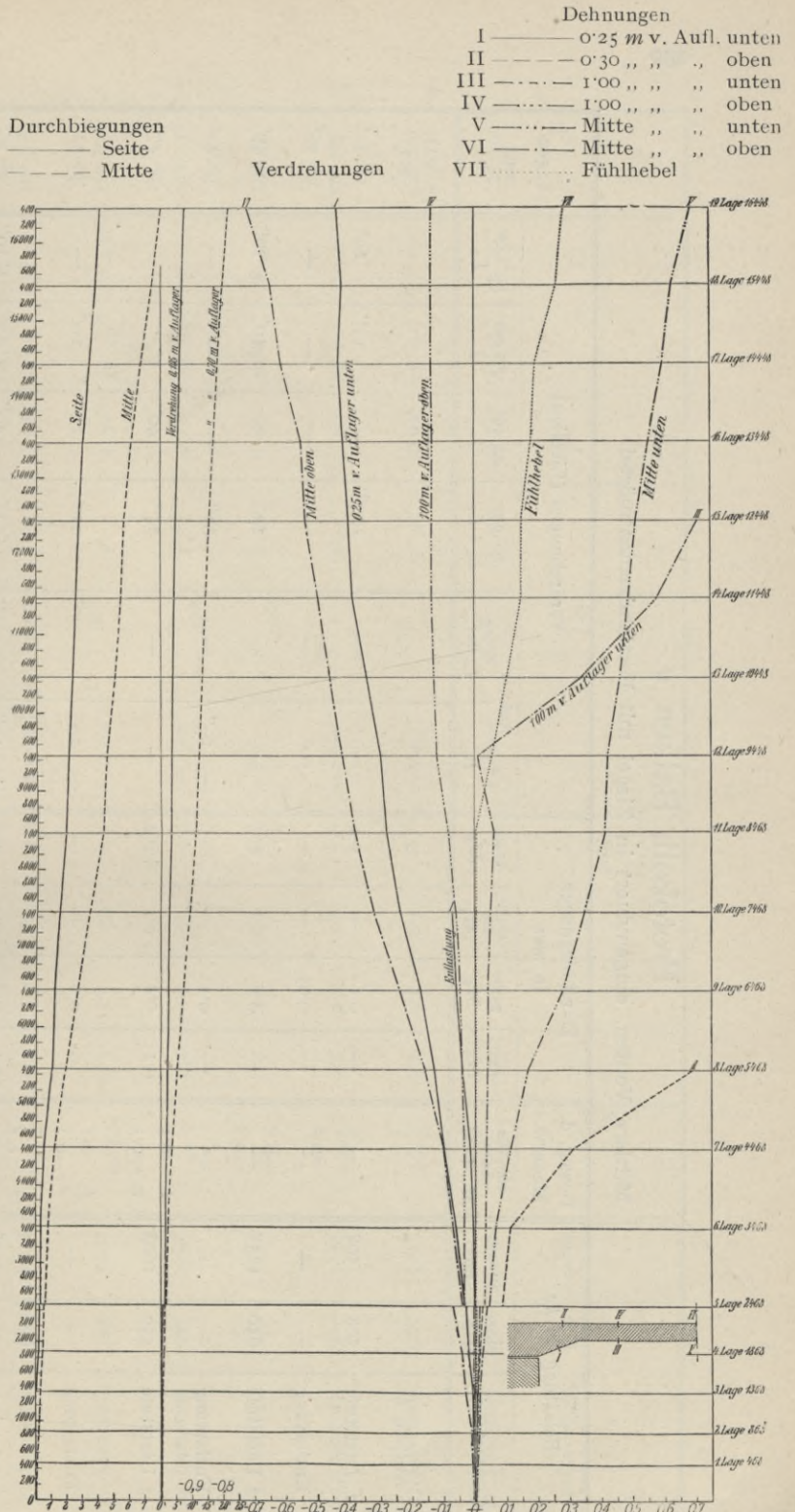


Abb. 218. Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen des Balkens Nr. 34.

Protokoll, Balken II.  
Mittlere Vouten, eingemauert in Ziegel mit Portlandzementmörtel.

Belastung in kg		Beweg. d. Mauerw.		Durchbiegungen in mm			Verdrehungen (Libellen)					Tageszeit		
Gegenstand	einzelnen	zusammen	$M_1 + M_6$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	Mitte	Fuß $L_1$	Auflager $L_2 + L_3$	Krone $L_4 + L_5$	$L_6$	$L_7$	$L_8$	
			einwärts positiv	29 cm	70 cm	127,5 cm	Mitte			10 cm	29 cm	70 cm	127,5 cm	
			$M_1 + M_6$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_5$	$L_1$	$L_2 + L_3$	$L_4 + L_5$	$L_6$	$L_7$	$L_8$	
Aufbau u.														17. VII. 1911
1. Laststufe	508	508	—	—	0'1	—	0'1	—	—	12'5"	—	15"	20"	9h 32'
Entlastung	—	—	—	0'05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9h 36'
2. Laststufe	650	1058	—	—	0'1	0'1	0'3	—	—	15"	—	40"	30"	9h 40'
Entlastung	—	—	—	—	0'1	—	—	10"	—	07"	—	—	—	9h 43'
3. Laststufe	550	1608	l. 0'1 r. -0'1	0'1	0'2	0'1	+0'4	—	—	25"	40"	1'	1'	9h 47'
Entlastung	—	—	l. — r. -0'1	—	0'1	—	—	20"	5"	07"	20"	10"	—	9h 51'
4. Laststufe	550	2158	l. 0'1 r. -0'2	0'1	0'2	0'3	0'5	+ 10"	5"	22"	40"	1' 20"	1' 10"	9h 56'
Entlastung	—	—	l. — r. -0'1	—	0'1	—	—	10"	5"	— 05"	20"	10"	—	9h 58'
5. Laststufe	550	2708	l. — r. -0'2	0'1	0'2	0'4	0'6	— 05"	8'	40"	1'	1' 45"	2' 10"	10h 01'
Entlastung	—	—	— 0'1	—	0'1	—	—	20"	—	10"	20"	05"	10"	10h 04'
6. Laststufe	550	3258	— 0'2	0'1	0'2	0'5	0'8	— 20"	15"	42'5"	1' 10"	2' 15"	2' 30"	10h 08'
Entlastung	—	—	— 0'2	0'1	0'1	—	—	30"	5"	07'5"	—	10"	10"	10h 11'
7. Laststufe	990	4248	0'1 — 0'2	0'2	0'4	0'7	1'1	— 10"	12'5"	55"	1' 40"	3' 15"	3'	10h 17'
Entlastung	—	—	— 0'1	0'1	—	—	0'1	—	5"	07'5"	10"	25"	20"	10h 21'
8. Laststufe	990	5238	0'1 — 0'1	0'2	0'5	1'2	1'9	— 10"	15"	1' 22"	2'	5' 10"	5' 15"	10h 27'
9. Laststufe	990	6228	0'1 — 0'1	0'2	0'8	1'9	2'5	—	20"	2'	1' 15"	9' 30"	5' 30"	10h 35'
10. Laststufe	990	7218	0'1 — 0'2	0'2	1'0	2'3	3'2	— 10"	30"	2' 32"	2' 10"	12'	8'	10h 58'
11. Laststufe	990	8208	0'1 — 0'25	0'3	1'2	2'9	4'1	— 10"	l. 1' 22" r. 5"	3'	2' 50"	14' 15"	10' 40"	11h 03'
12. Laststufe	990	9198	— 0'1 — 0'3	0'4	1'4	3'5	5'0	— 30"	l. 2' 05" r. — 05"	3' 37"	4' 10"	16' 10"	13'	11h 13'
13. Laststufe	1980	11178	— 0'3 — 0'4	0'4	2'0	4'9	6'5	— 1'	l. 3' r. 20"	4' 40"	6' 20"	22' 10"	18' 40"	11h 57'
14. Laststufe	1980	13158	— 0'4 — 0'5	0'5	2'3	5'8	7'6	— 2' 10"	l. 3' r. —	5' 55"	7' 30"	25' 10"	20' 30"	12h 05'
15. Laststufe	1980	15138	— 0'5 — 0'6	0'7	2'8	6'5	8'7	— 2' 40"	l. 3' r. — 10"	7' 38"	9' 50"	28' 40"	22' 50"	12h 13'
16. Laststufe	2970	18108	— 0'3 — 0'65	1'0	3'5	7'8	10'4	+ 1' 10"	l. 4' 55" r. — 30"	11' 40"	13' 20"	33' 55"	27' 30"	2h 10'
17. Laststufe	990	19098	—	—	—	—	—	—	l. 5' 50" r. — 10"	—	—	—	—	2h 25'

Durchbiegungen des Balkens  $\eta$

— Mitte  
 - - - 125cm v. Auflager  
 - - - 29cm v. Auflager  
 - - - 70cm v. Auflager  
 \* \* \* \* \* Widerlagbewegung sowohl rechts als links

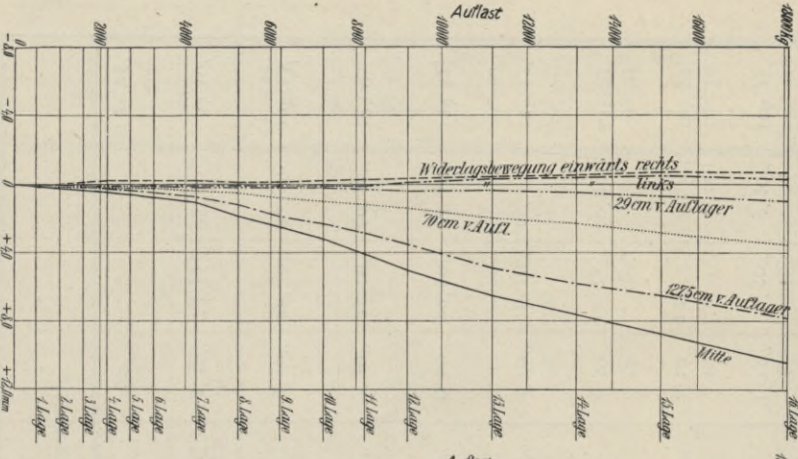


Abb. 219.

Verdrehungen des Balkens  $\eta$

— 125cm v. Auflager  
 - - - 29cm v. Auflager  
 - - - 70cm v. Auflager  
 \* \* \* \* \* Auflagerhub

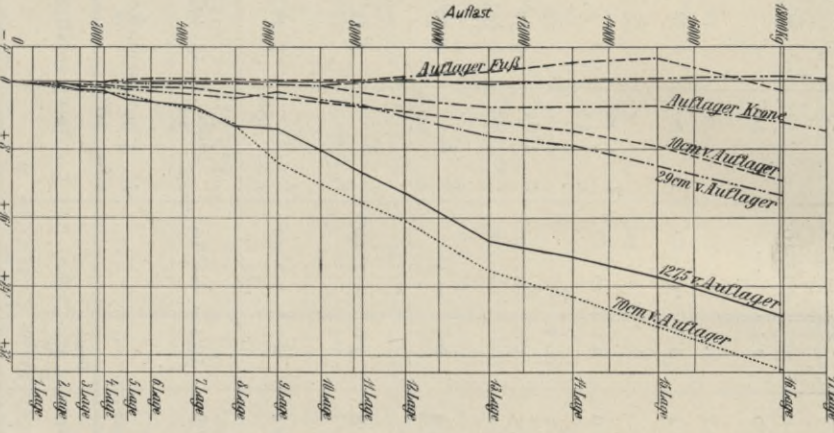


Abb. 220.

Dehnungen des Balkens  $\eta$

— Mitte oben  
 - - - 125cm v. Auflager  
 - - - 29cm v. Auflager  
 - - - 70cm v. Auflager  
 \* \* \* \* \* unten

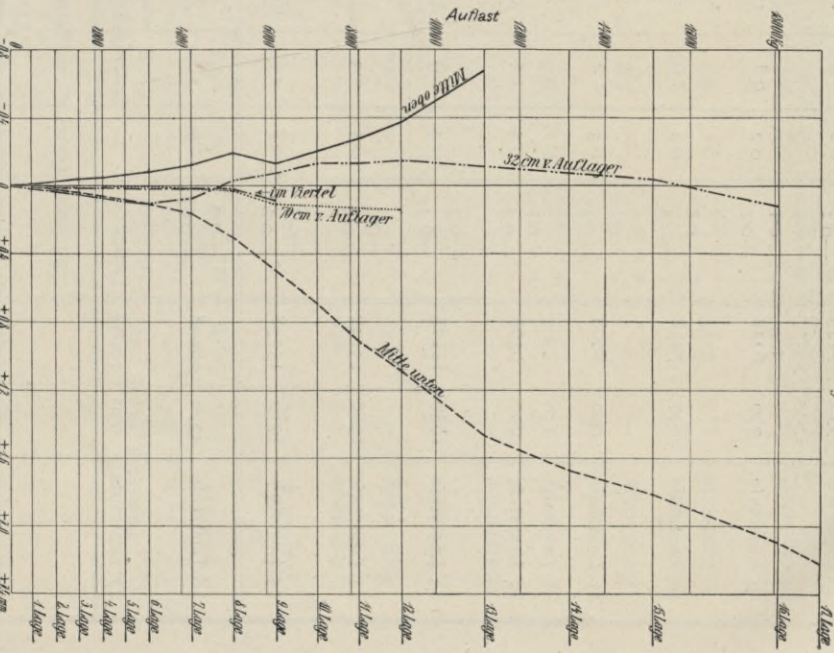


Abb. 221.

7218 kg) entstanden große Risse an den beiden Einspannstellen. Bei der 16. Laststufe (18108 kg) riß das rechte Widerlager ungefähr 9 cm unter den Vouten auf; die Rißbreite beträgt zirka 13 mm, der Balken war aber noch tragfähig.

Bei diesem Balken wurde zum Unterschied von Versuch Nr. 34 von einer Widerlagsbelastung abgesehen und, wie die Rißerscheinungen am Widerlager zeigen, war die Zugfestigkeit des Zementmörtels verhältnismäßig nicht genügend, was den Abfall an Tragfähigkeit erklärt, dabei bleibt die erzielte Ziffer der Bruchlast immerhin 75% über jene Zahl, die einem voll eingespannten Träger zugeschrieben werden kann.

Abb. 219 stellt die Durchbiegungen, Abb. 220 die Verdrehungen, Abb. 221 die Dehnungen, Abb. 222 die Rißaufnahme und 223 der Querschnitt durch das Widerlager dar.

**Versuch s (Abb. 224—227) mit 2 Lasten.**

Um auch hier den Einfluß der Ausschaltung der beiden äußeren Einzellasten festzustellen, wurde der Balken s mit nur mittleren 2 Lasten zum Bruch gebracht; er

Mauerwerk in Portlandzementmörtel.

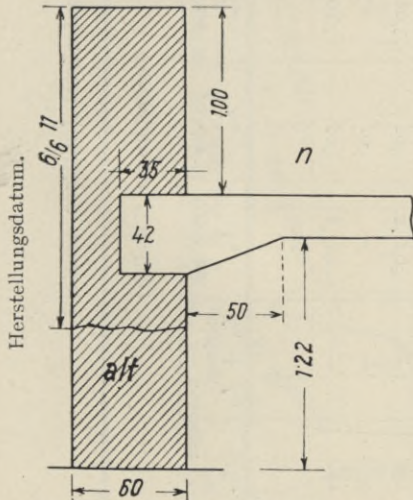


Abb. 223. Widerlager des Balkens n.

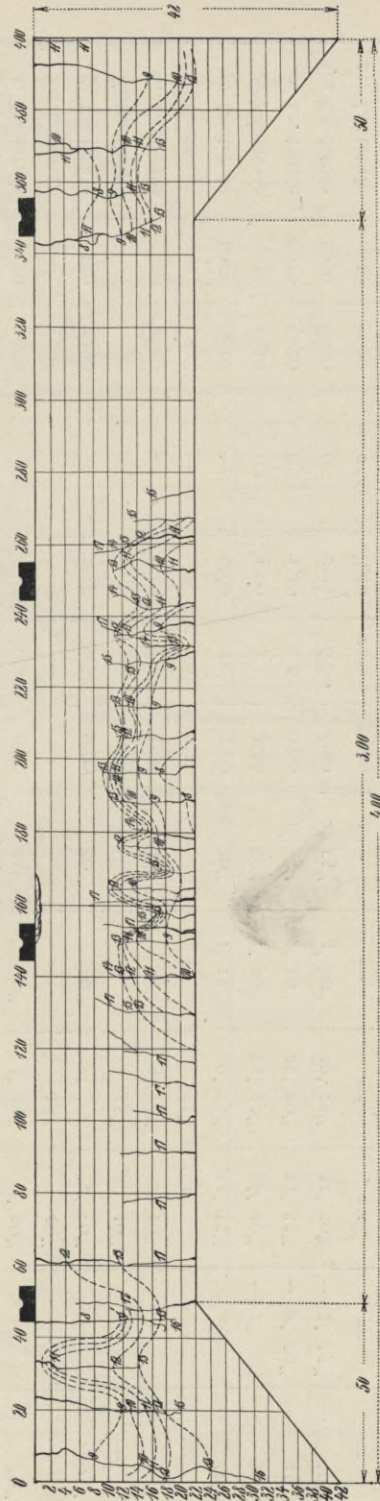


Abb. 222. Rißaufnahme des Balkens n.



# Protokoll. Balken s.

s Mit 2 Einzellasten, Widerlager in Ziegel mit Portlandzementmörtel (mittlere Vouten).

Belastung in kg			Bewegung d. Mauerwerkes		Durchbiegungen			Verdrehungen (Libellen)				
Gegenstand	einzel	zusammen	einwärts positiv $D_1 + D_5$	$D_2$	$D_3$	Mitte $D_4$	$L_1$	$L_2$	$L_3$	$L_4$	$L_5 + L_6$	$L_7$
Aufbau und												
1. Laststufe	520	520	—	—	—	—	10"	05"	50"	1' 10"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	10"	—	—	—
2. Laststufe	285	805	—	—	—	—	10"	20"	50"	2' 10"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	05"	30"	—	—
3. Laststufe	285	1090	—	—	—	—	20"	20"	1' 20"	2' 35"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	10"	35"	—	—
4. Laststufe	570	1660	—	—	—	—	25"	40"	1' 55"	3' 50"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	15"	40"	—	—
5. Laststufe	570	2230	—	—	—	—	30"	50"	3'	4' 50"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	35"	40"	—	—
6. Laststufe	570	2800	—	—	—	—	30"	55"	5' 15"	7' 10"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	55"	1'	—	—
7. Laststufe	1020	3820	—	—	—	—	30"	1' 15"	9' 35"	11' 15"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	15' 45"	16' 40"	—	—
8. Laststufe	1030	4850	—	—	—	—	50"	1' 20"	21' 20"	21' 55"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	21' 20"	31' 20"	—	—
9. Laststufe	1020	5870	—	—	—	—	1' 35"	2' 50"	29' 15"	—	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10. Laststufe	1030	6900	—	—	—	—	2' 15"	4' 20"	—	—	—	—
Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11. Laststufe	1020	7920	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—



erreichte eine Bruchlast von 7920 kg, samt Eigengewicht also 8220 kg. Die Momente und Bruchspannungen berechnen sich wie folgt:

in der Mitte $M = \frac{9Pl}{128} = 2314000 \text{ kgcm},$ $\sigma_e = 3970 \text{ kg/cm}^2,$ $\sigma_b = 193 \text{ kg/cm}^2.$	am Widerlager: $M = \frac{15Pl}{128} = 385310 \text{ kgcm},$ $\sigma_e = 3250 \text{ kg/cm}^2,$ $\sigma_b = 96 \text{ kg/cm}^2.$
--	---

Die Erhöhung der Tragfähigkeit bei 4 Lasten im Versuch 34 ist 3·1, also durchaus ähnlich dem Verhältnis bei den Balken 33 und 9.

Die ersten Risse traten bei der 6. Laststufe (2800 kg) am rechten Widerlager, bei der folgenden Laststufe (3820 kg) auch am linken Auflager und in der Mitte auf. Bei der 8. Laststufe (9850 kg Auflast) öffnete sich am rechten Ende des Balkens oberhalb des Voutenendes der Riß sehr stark. Für diesen Balken gibt Abb. 224 die Durchbiegungen, Abb. 225 die Verdrehungen, Abb. 226 die Dehnungen und Abb. 227 die Rißaufnahme.

c) Widerlager in gemischtem Mauerwerk.

#### Versuch 36 (Abb. 228—231) mit 4 Lasten.

Beide Balken waren in Widerlagern aus Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel mit oberen und unteren Schichten in Portlandzementmörtel eingemauert. Versuch Nr. 36 wurde am 19. November 1910 von 10 Uhr 34 Min. bis 4 Uhr 20 Min. mit einer Pause von 12 Uhr 10 Min. bis 2 Uhr 10 Min. ausgeführt; die Bruchlast war 15968 kg. Zu Beginn des Versuches waren die Widerlager mit je 5 t belastet, bei der 5. Laststufe (2468 kg) wurde diese Belastung auf je 4 t reduziert.

Die Momente und Bruchspannungen ergeben sich wie folgt: a) unter Annahme einer gleichförmig verteilten Last (also ohne Ausschaltung der beiden äußeren Lasten):

in der Mitte: $M = \frac{Pl}{24} = 272233 \text{ kgcm},$ $\sigma_e = 4650 \text{ kg/cm}^2,$ $\sigma_b = 226\cdot4 \text{ kg/cm}^2;$	am Auflager: $M = \frac{Pl}{12} = 542266 \text{ kgcm},$ $\sigma_e = 4575 \text{ kg/cm}^2,$ $\sigma_b = 134 \text{ kg/cm}^2;$
--	---

b) bei Hinweglassung der äußeren Lasten:

in der Mitte: $M = \frac{9Pl}{256} = 228770 \text{ kgcm},$ $\sigma_e = 3920 \text{ kg/cm}^2,$ $\sigma_b = 191 \text{ kg/cm}^2.$	am Auflager: $M = \frac{15Pl}{256} = 381300 \text{ kgcm},$ $\sigma_e = 3220 \text{ kg/cm}^2,$ $\sigma_b = 94\cdot5 \text{ kg/cm}^2.$
--	---

Bei der 11. Laststufe (8468 kg) tritt an der Außenseite des rechten Widerlagers ein horizontaler Riß auf, der durch die ganze Mauerbreite geht und zwar in einer Mörtelfuge in der Höhe der Voutenunterkante.

Bei der 12. Laststufe (9470 kg) dringt der obige Riß stärker und zwar nach rechts vor. Im linken Widerlager entsteht ein ähnlicher Horizontalriß, gleich vom Anfang an sehr kräftig. Die Analogie des Verhaltens mit dem Ver-

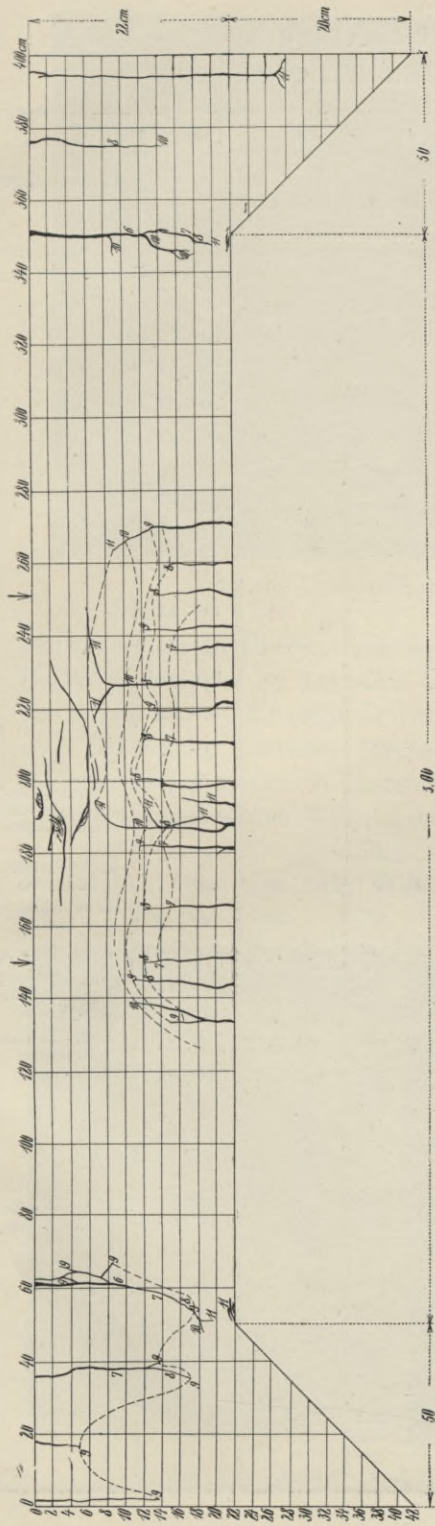


Abb. 227. Rißaufnahme des Balkens s.

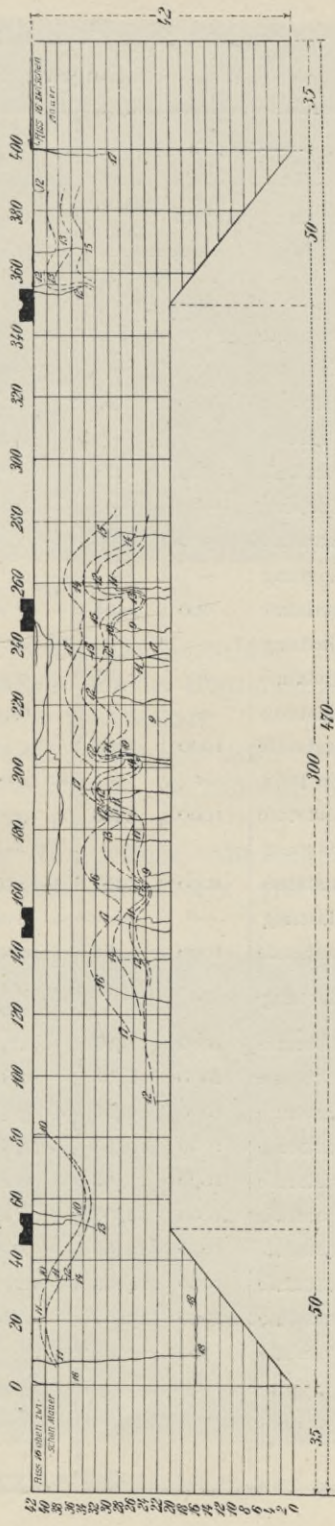


Abb. 228. Rißaufnahme des Balkens Nr. 36.

Protokoll, Balken Nr. 36.  
Eingemauert in gemischtes Mauerwerk.

Belastung in <i>kg</i>			Durchbiegung in <i>mm</i>		Verdrehungen (Libellen)		Tages- zeit	Anmerkungen
Gegenstand	einzel	zusam- men	Seite	Mitte	0.11 <i>cm</i>	0.70 <i>cm</i> vom Auflager		
Aufbau	368						19. 11. 1910	
1. Laststufe	100	468	—	—	—	—	10h 35'	
Entlastung	—	—	—	—	—	—	10h 38'	
2. Laststufe	400	868	0·08	0·12	—	— 10''	10h 41'	
Entlastung	—	—	— 0·05	— 0·05	—	—	10h 45'	
3. Laststufe	500	1368	+ 0·05	0·23	—	+ 10''	10h 50'	
Entlastung	—	—	— 0·08	— 0·08	—	— 20''	10h 55'	
4. Laststufe	500	1868	+ 0·23	0·38	—	+ 25''	11h	
Entlastung	—	—	— 0·08	— 0·08	—	— 10''	11h 8'	
5. Laststufe	600	2468	+ 0·30	0·53	—	45''	11h 12'	
Entlastung	—	—	— 0·08	+ 0·03	—	—	11h 14'	
6. Laststufe	—	2468	+ 0·33	0·53	5''	50''	11h 30'	
Entlastung	—	—	— 0·1	— 0·08	5''	— 5''	11h 34'	
7. Laststufe	1000	3468	+ 0·43	0·78	40''	2'	11h 37'	
Entlastung	—	—	— 0·05	— 0·05	—	—	11h 45'	
8. Laststufe	1000	4468	+ 0·73	1·07	1'	2' 30''	11h 50'	deutliche Be- wegung der Mauer nach einwärts
Entlastung	—	—	—	+ 0·05	5''	5''	11h 53'	
9. Laststufe	1000	5468	+ 1·03	1·77	2' 10''	3' 30''	12h 1'	starke Einwärts- bewegung
Entlastung	—	—	+ 0·08	— 0·17	5''	20''	12h 3'	Mauer richtet sich auf
10. Laststufe	1000	6468	+ 0·88	2·35	2' 50''	4' 50''	12h 6'	Einwärtsbeweg.
Entlastung	—	—	+ 0·25 (+ 0.20)	0·40 (0·47)	5''	50''	12h 14' (2h 9')	(In Klammer) nach der Mit- tagspause
11. Laststufe	1000	7468	+ 1·93	3·35	4'	7' 45''	2h 11'	starke Einwärts- bewegung
12. Laststufe	1000	8468	+ 2·83	4·65	5'	10' 40''	2h 26'	"
13. Laststufe	1000	9468	+ 3·83	6·47	7'	15'	2h 48'	"
14. Laststufe	1000	10468	+ 4·83	7·98	10'	19'	3h 7'	"
15. Laststufe	1000	11468	+ 6·15	9·85	14'	22'	3h 21'	
16. Laststufe	1000	12468	+ 8·18	12·9	21'	29'	3h 33'	sehr starke Ein- wärtsbewegung
17. Laststufe	1000	13468	+ 8·93	14·25	23'	31'	3h 43'	
18. Laststufe	1000	14468	+ 10·95	18	30'	38'	3h 55'	
19. Laststufe	1000	15468						
20. Laststufe	500	15968						

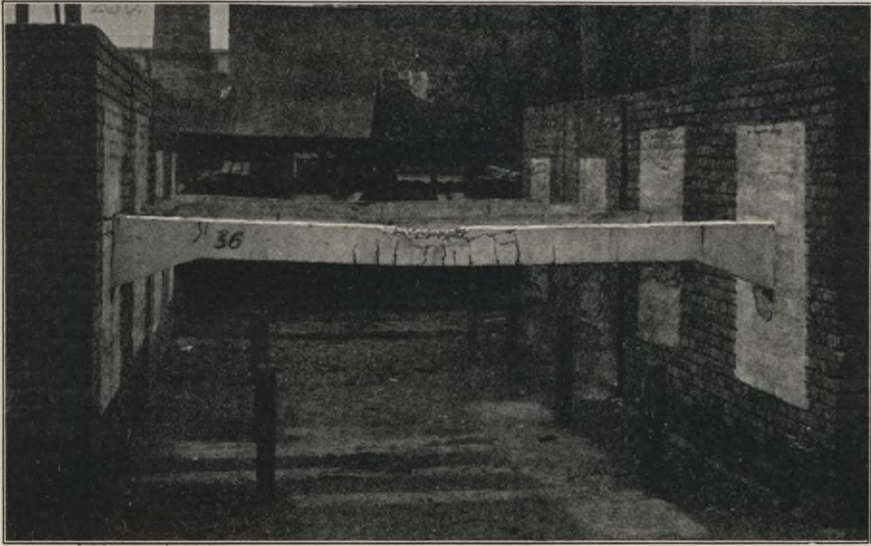


Abb. 229. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 36.

suche  $n$  erklärt die Übereinstimmung der beiden Bruchzahlen hinreichend. Beim Entlasten nach der 13. Laststufe (10470 kg) schließt sich der Horizontalriß in der linken Mauer, im rechten Widerlager bleibt er unverändert.

Bei der 15. Laststufe (12470 kg) öffnen sich die Horizontalrisse in der Widerlagsmauer stark; 16. Laststufe (13470 kg): Auftreten von höherliegenden Fugenrisse auf beiden Widerlagern.

Bei Versuch Nr. 36 stellen Abb. 228 die Rißaufnahme, Abb. 229 das Bruchbild, Abb. 230 die Widerlagsmauern dar. Abb. 231 gibt die

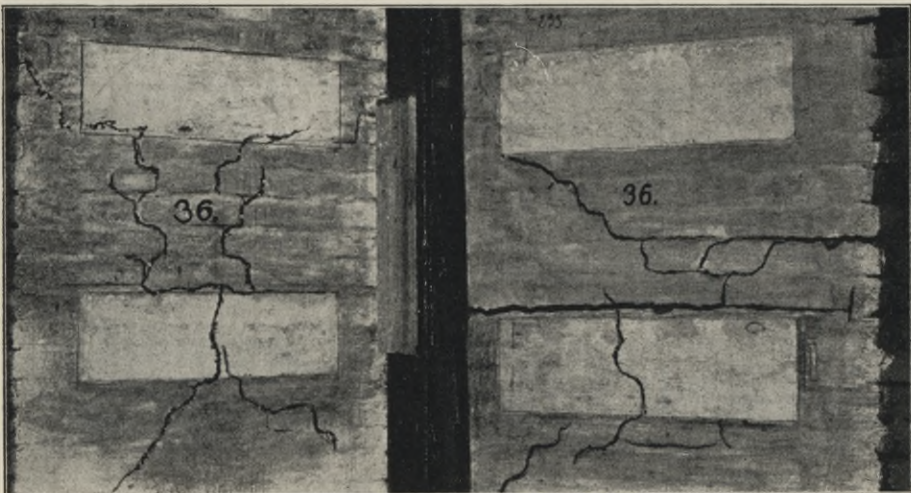


Abb. 230. Rechtes und linkes Widerlager des Balkens Nr. 36.

Dehnungen.

- I ——— 0'24 m v. Aufl,
- II - - - - 0'30 " " "
- III - · - · - 1'00 " " "
- IV · · · · 1'00 " " "
- V - · - · - 2'00 " " "
- VI ——— 2'00 " " "

Durchbiegungen.  
 ——— Seite  
 - - - - Mitte

Verdrehungen

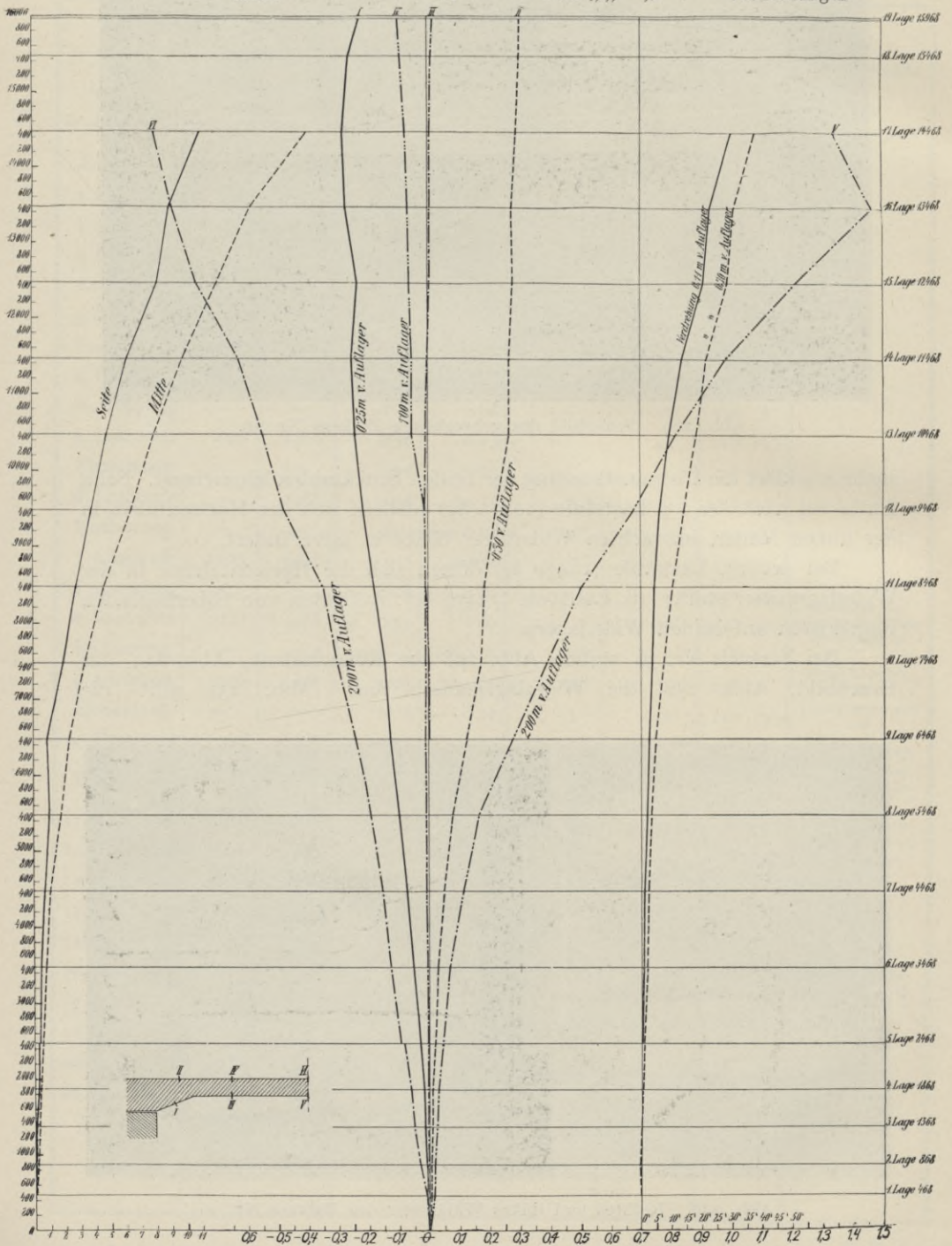
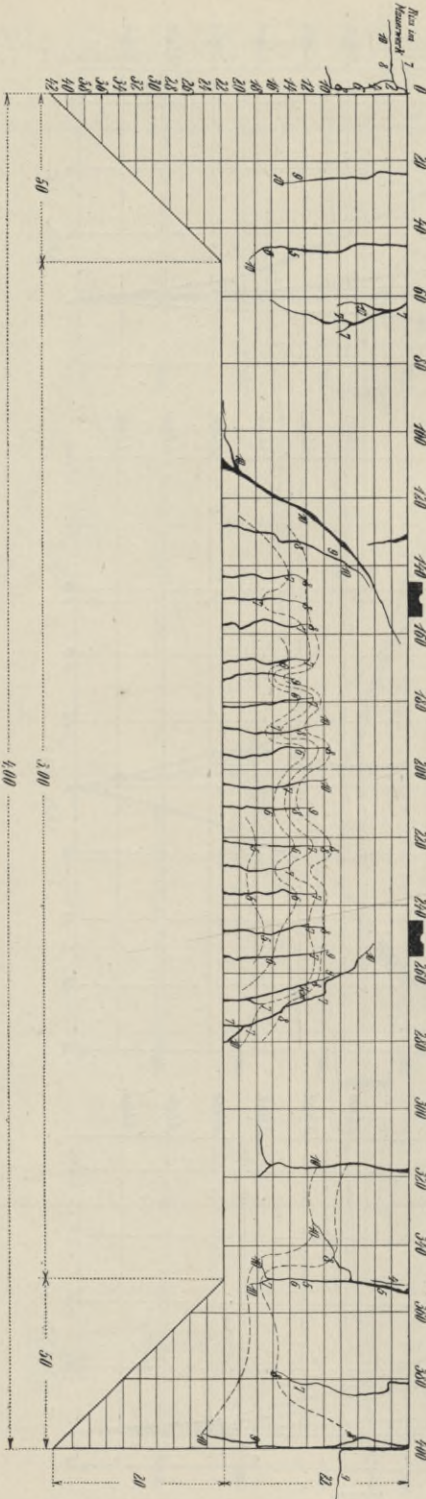


Abb. 231. Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 36.





Abb. 235. Ribaufnahme des Balkens o.



Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen.

**Versuch o (Abb. 232—238) mit 2 Lasten.**

Dieser Versuch fand am 22. Juli 1911 in der Zeit von 9 Uhr 30 Min. bis 10 Uhr 36 Min. statt und erreichte eine Bruchlast von 7775 kg, einschließlich Eigengewicht 8075 kg. Die Widerlagsbelastung betrug je 5000 kg. Der Versuch wurde mit 2 Lasten durchgeführt; hiernach berechnen sich:

in der Mitte:

$$M = \frac{9Pl}{128} = 227100 \text{ kgcm,}$$

$$\sigma_e = 3895 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 190 \text{ kg/cm}^2.$$

am Auflager:

$$M = \frac{15Pl}{128} = 378500 \text{ kgcm,}$$

$$\sigma_e = 3200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 94^0 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ersten Risse traten bei der 4. Laststufe (2165 kg Auflast)



Abb. 237. Eruchbild des Balkens o.

am rechten Widerlager auf; bei der nächsten folgten einige in der Mitte sowie am Auflager.

Abb. 232 bis 234 stellt die Deformationen dar, Abb. 235 zeigt das Rißbild, Abb. 236 das Bruchbild, Abb. 237 das Widerlager nach dem Bruch, Abb. 238 den Querschnitt durch das Widerlager.

Der Versuch *o* ergibt eine schöne Übereinstimmung mit dem Versuch *s*, mit dem er auch im allgemeinen das gleiche Verhalten gezeigt hat. Trotz der weit kleineren Ziffern als bei Gebrauch von durchaus Portlandzement beweist dies, daß die Anordnung des Mauerwerks mit nur einzelnen Schichten in Portlandzementmörtel in Verbindung mit Vouten eine

genügende  
Einspannung  
sicherstellt,  
um dieser  
Wirkung mit  
dem Mauer-  
werk durch-  
wegs in Port-  
landzement-  
mörtel gleich-  
gehalten wer-  
den zu können.  
Es wird in  
diesen Fällen  
das Wider-  
lagsmauer-  
werk nicht in  
dem Maße  
beansprucht,  
daß die Zug-  
wirkung

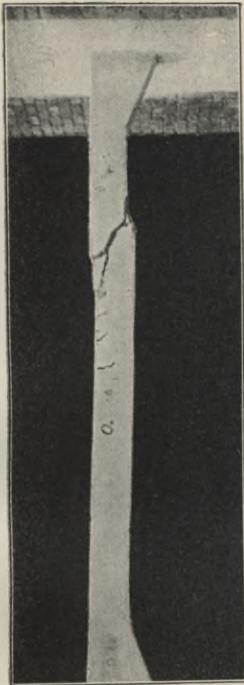


Abb. 236. Widerlager des Balkens *o*.

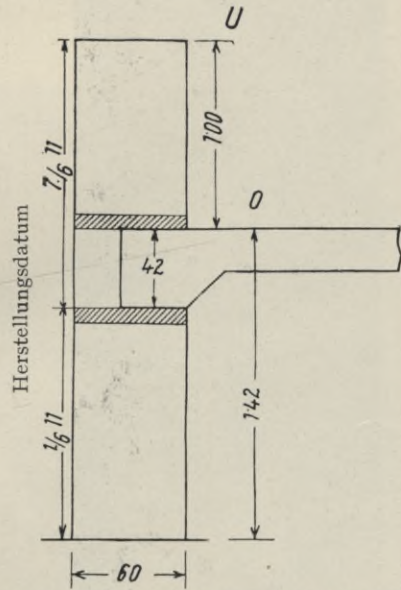


Abb. 238. Widerlager des Balkens *o*.

eines besseren Mauerwerks zur Geltung kommen kann. Die Verwendung von Portlandzementmörtel im ganzen Widerlager würde sich hiernach als eine nicht gerechtfertigte Mehrausgabe kennzeichnen. Der Abfall bei den Versuchen mit Vouten gegenüber der Überlegenheit bei den Versuchen ohne Vouten ist durch die Wirkung der Voute erklärt, die einer noch größeren Mauerbank in Portlandzementmörtel bedurft hätte.

d) Widerlager in Weiß-Kalkmörtel.

#### Versuch Nr. 35 in gemischtem Mauerwerk (Abb. 239—243) mit 4 Lasten.

Bei diesem Versuche kamen Widerlager aus Ziegelmauerwerk in Weißkalkmörtel zur Ausführung; er fand am 26. Juli 1910 von 10 Uhr 07 Min. bis 1 Uhr mittags statt.

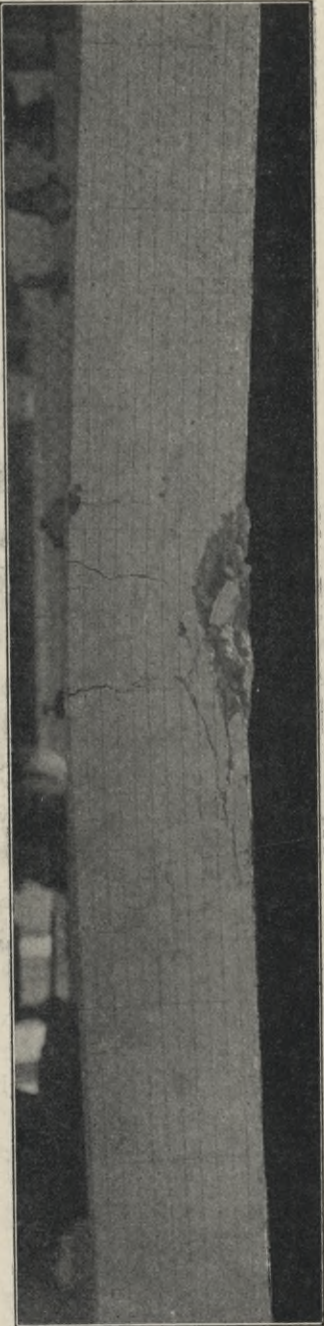


Abb. 240. Bruchbild des Balkens Nr. 35 in der Mitte.

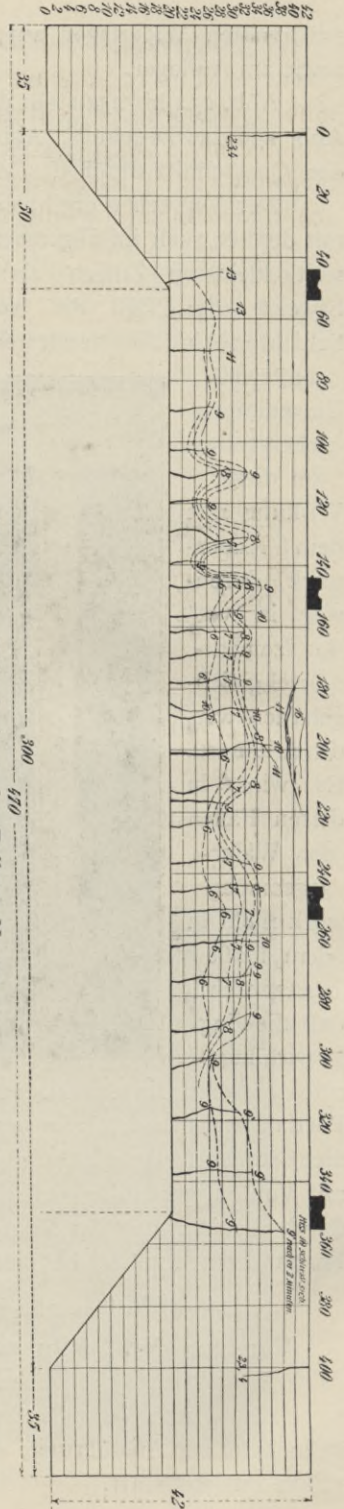


Abb. 239. Rifaufnahme des Balkens Nr. 35.

Zu Beginn des Versuches waren die Widerlager wie gewöhnlich mit je 5 t belastet; bei der 5. Laststufe wurde dies wieder auf 4 t reduziert. Bei der 5. Laststufe (2468 kg) treten bereits die ersten Mauerwerksrisse an den Einspannstellen auf. Bei der Entlastung des Widerlagers auf 4 t beginnt das nächste Mörtelband unter der Voutenunterkante Zerdrückungserscheinungen aufzuweisen, die sich mit den größer werdenden Laststufen steigern. Nach der 8. Laststufe zeigen sich an der Außenseite der Widerlager beiderseits hauptsächlich senkrecht verlaufende Risse und etwas später in der Höhe der Voutenunterkante auch nahezu horizontal verlaufende Risse.

Bei der 9. Laststufe (6468 kg) hat sich beim Voutenknick (links), ein starker Riß geöffnet, der sich aber bei der 10. Laststufe (7468 kg) wieder schließt, so daß nur mehr ein Haarriß bemerkbar ist.

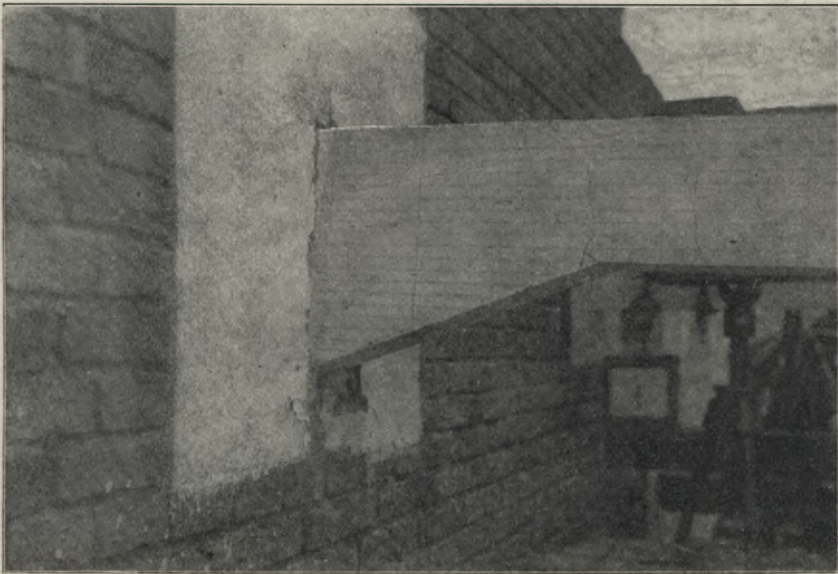


Abb. 241. Bruchbild des Balkens Nr. 35 am Widerlager.

Es scheint somit durch das Abhebenwollen des frei aufliegenden Balkens die Wirkung einer Einspannung hervorgerufen worden zu sein.

Die Bruchlast bei Versuch Nr. 35 betrug 12288 kg. Hiernach berechnen sich für die Momente und Spannungen folgende Werte:

a) unter Annahme einer gleichförmig verteilten Belastung:

in der Mitte

am Auflager

$$M = \frac{Pl}{24} = 204800 \text{ kgcm},$$

$$M = \frac{Pl}{12} = 409600 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 3520 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 3460 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 171 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 103 \text{ kg/cm}^2.$$

b) unter Nichteinrechnung der beiden äußeren Lasten:

in der Mitte  

$$M = \frac{9 Pl}{256} = 172800 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_r = 2960 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 144 \text{ kg/cm}^2,$$

am Auflager  

$$M = \frac{15 Pl}{256} = 288000 \text{ kgcm},$$

$$\sigma_e = 2430 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 71.5 \text{ kg/cm}^2.$$

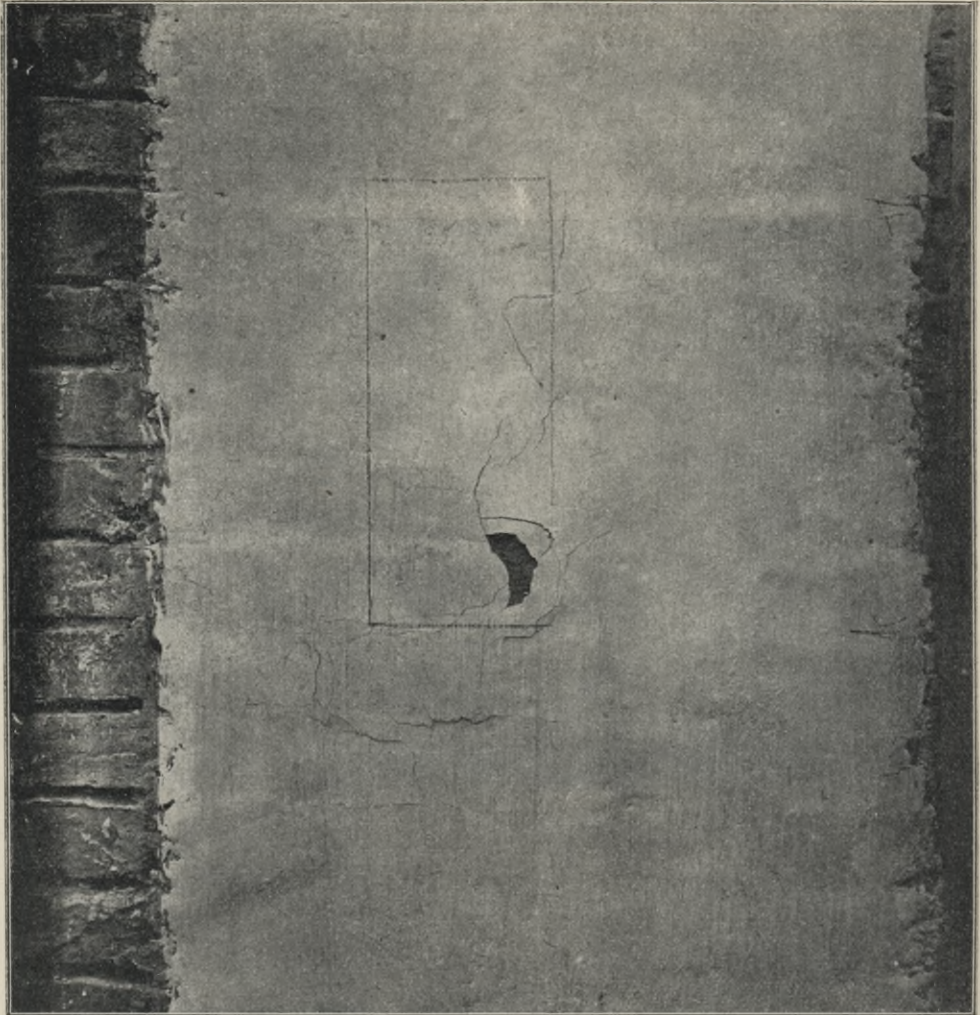


Abb. 242. Bruchbild des Widerlagers Nr. 35.

Abb. 239 zeigt die Rißaufnahme, Abb. 240 den Bruch in der Mitte, Abb. 241 die Einspannungsstelle und Abb. 242 das Widerlagsmauerwerk nach dem Bruch; Abb. 243 stellt die Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen dar.

## Protokoll, Balken Nr. 37

mit Betonwiderlager.

Belastung in kg			Durchbiegung in mm		Verdrehungen (Libellen)		Tages- zeit
Gegenstand	einzel	zusam- men	Seite	Mitte	0.12 cm vom Auflager	0.70 cm	
Aufbau	168						12. 8. 1910
1. Laststufe	400	568	—	—	—	—	9h 27'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	9h 30'
2. Laststufe	300	868	—	—	—	—	9h 31'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	9h 32'
3. Laststufe	500	1368	0'025	0'05	—	—	9h 35'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	9h 39'
4. Laststufe	500	1868	0'05	0'10	—	—	9h 41'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	9h 42'
5. Laststufe	1000	2868	0.10	0'25	—	30''	9h 47'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	9h 49'
6. Laststufe	1000	3868	0'125	0'35	15''	40''	9h 55'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	9h 57'
7. Laststufe	1000	4868	0'125	0'45	15''	40''	10h
Entlastung	—	—	—	—	—	10''	10h 1'
8. Laststufe	1500	6368	0'275	0'55	20''	50''	10h 9'
Entlastung	—	—	—	—	—	—	10h 11'
9. Laststufe	1500	7868	0'325	0'70	25''	1' 30''	10h 20'
10. Laststufe	2102	9970	0'375	0'95	1'	2' 30''	10h 47'
11. Laststufe	2512	12482	0.575	1'70	1' 20''	3' 10''	11h
12. Laststufe	2000	14482	0'70	2'25	1' 30''	3' 20''	11h 13'
13. Laststufe	2000	16482	0'90	2'85	—	—	11h 24'
14. Laststufe	3018	19500	1'40	4'10	2' 40''	4'	11h 55'
15. Laststufe	2464	21964	1'95	4'90	3'	5'	—
16. Laststufe	2464	24428	2'325	5'80	3' 10''	6'	12h 45'
17. Laststufe	2464	26892	3'075	7'10	3' 30''	7' 10''	—

**Zusammenfassung der Versuche mit mittleren Vouten.**

In Abb. 244 sind die Durchbiegungen der Balken mit mittleren Vouten unter 4 Lasten, in Abb. 245 die Verdrehungen, in Abb. 246 die Dehnungen der Mitte zusammengestellt. Die Abb. 247 bis 249 zeigen dieselben Zusammenstellungen bezüglich der Balken mit 2 Lasten.

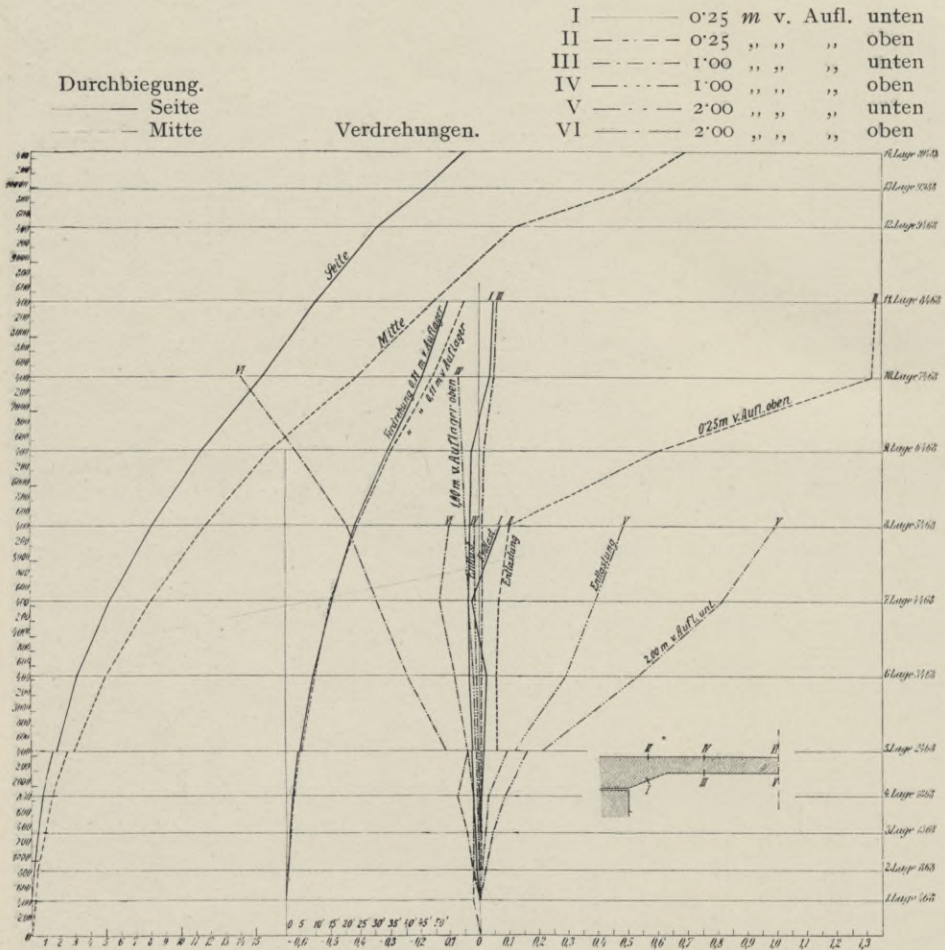


Abb. 243. Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen des Balkens Nr. 35.

Durchbiegungen in der Mitte.

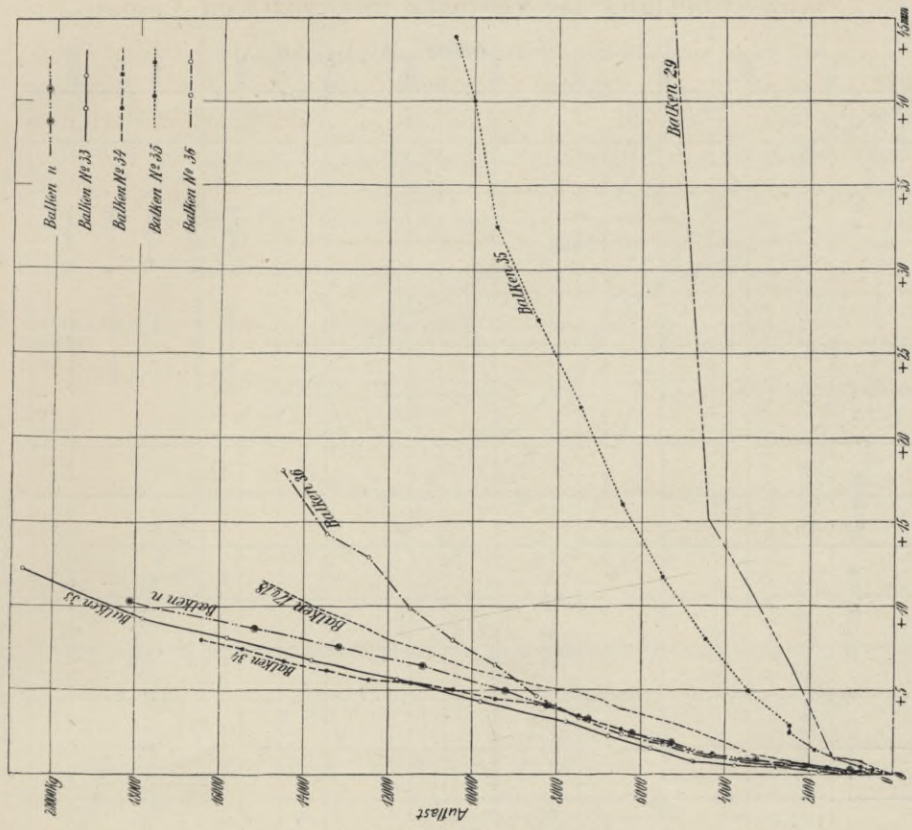


Abb. 244. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit mittleren Vouten unter 4 Lasten (Nr. 33 bis 36 und n).

Durchbiegung in der Mitte der Balken  
o, q und s.

Balken s ..... 1,50  
Balken o .....  
Balken q ..... 1,50

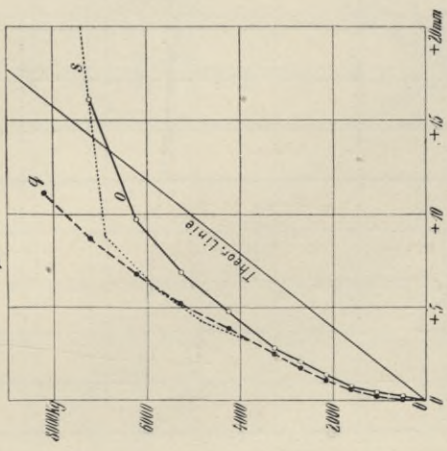


Abb. 247. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit mittleren Vouten unter 2 Lasten (Nr. o, q und s).



Verdrehungen der Balken 0.11 cm vom Auflager.

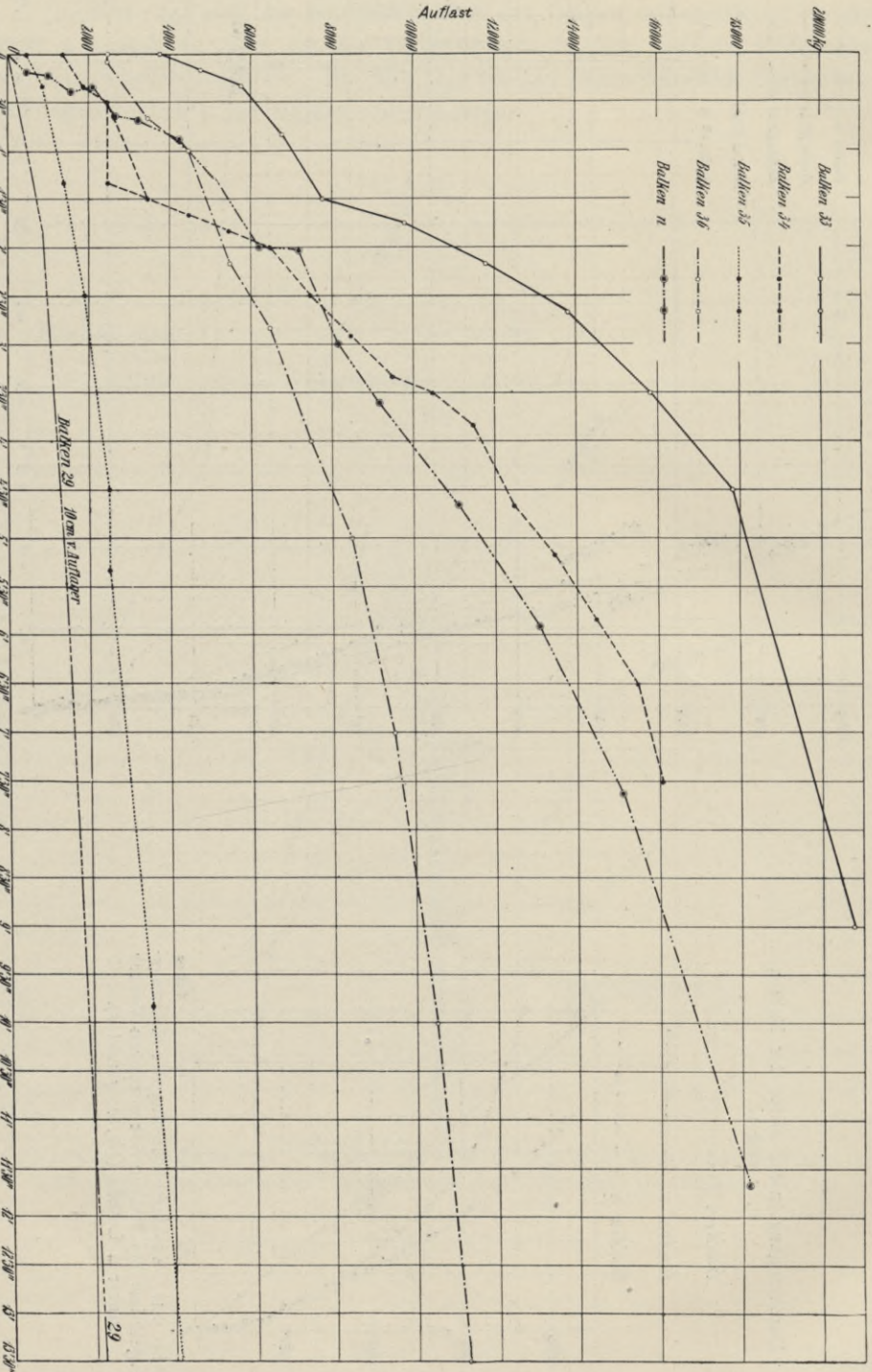


Abb. 245. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit mittleren Vouten unter 4 Lasten (Nr. 33 bis 36 und n).

Dehnungen in der Mitte.

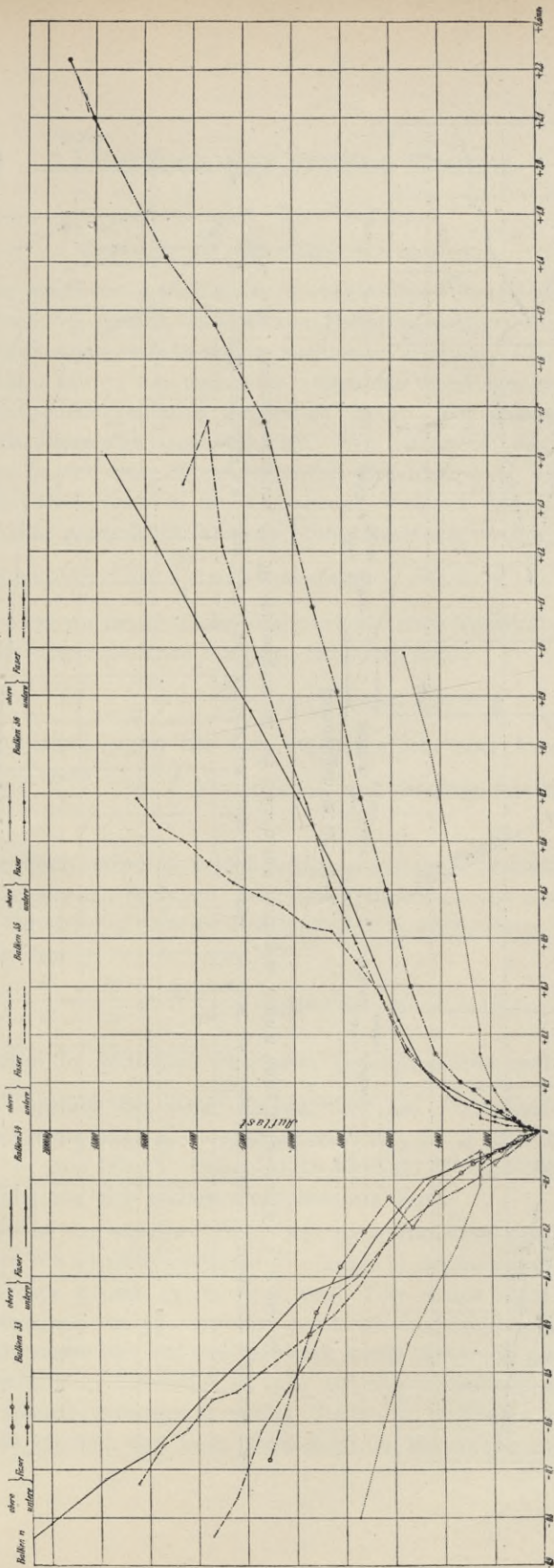


Abb. 246. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit mittleren Vouten unter 4 Lasten (Nr. 33 bis 36 und n).

Abb. 249. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit mittleren Vouten unter 2 Lasten (Nr. o, q und s).

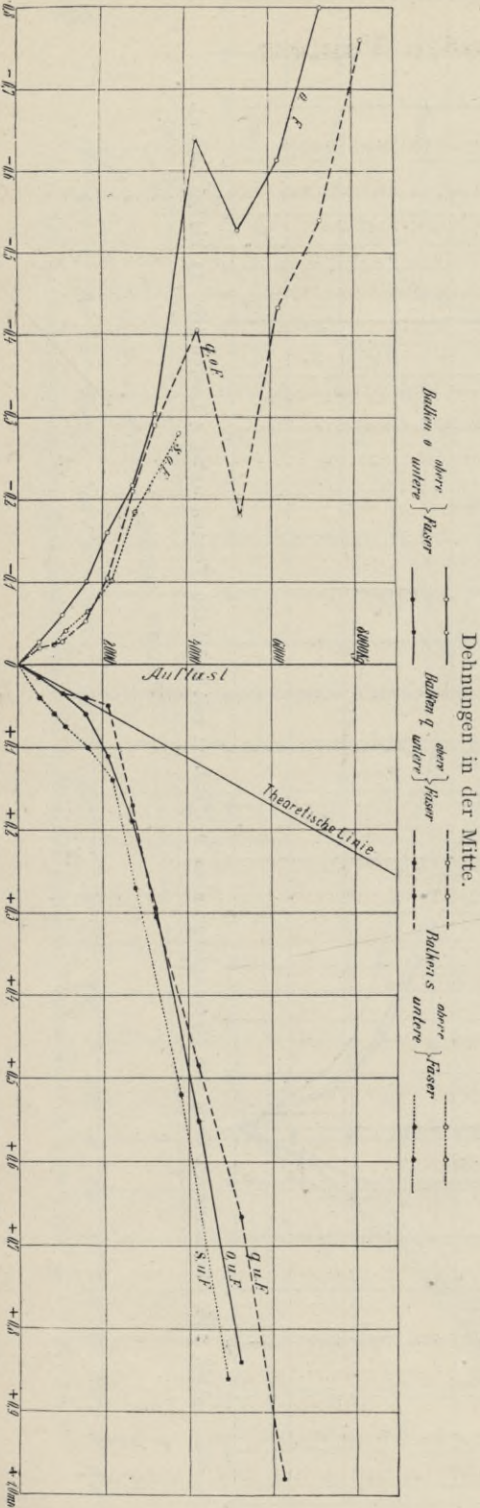
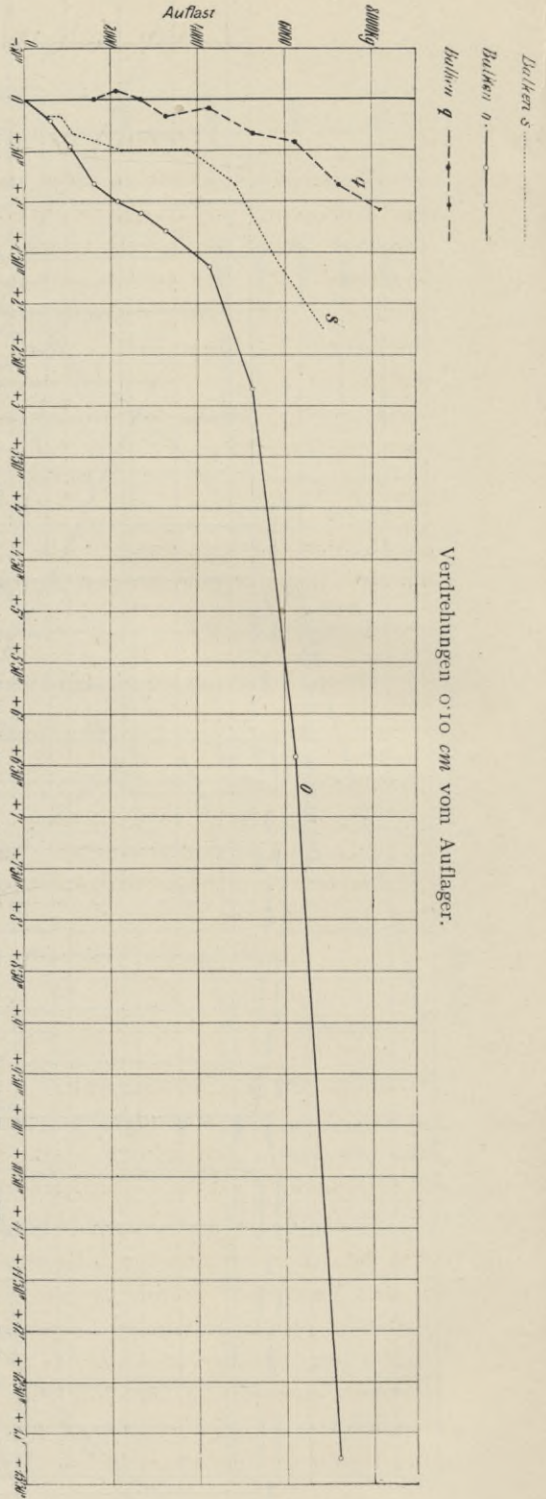


Abb. 248. Zusammenstellung der Messungsergebnisse bei Balken mit mittleren Vouten unter 2 Lasten (Nr. o, q und s).



Verdrrehungen 0.10 cm vom Auflager.

### 3. Versuch mit großen Vouten.

Betonwiderlager.

Versuch Nr. 37 (Abb. 250 und 251).

Derselbe wurde mit 4 Lasten am 12. August 1910 durchgeführt und ergab bei Erschöpfung des damals vorhandenen Belastungsmaterials kein sichtbares Resultat. Durch Analogie ließe sich im nachhinein vermuten, daß die Bruchlast derartiger Träger bei 57 *t* zu suchen ist, sofern das Widerlager der damit verbundenen Einspannungswirkung gewachsen bleibt. Wir gelangen hiezu auf den Grund der folgenden Gedankenfolge. Wir haben bei den Versuchen *p* und *k* mit 2 Lasten eine durchschnittliche Bruchlast von 7·8 *t* erhalten. Wenn wir den Drehpunkt in das Voutenende verlegen und der durch die Risse offenkundig gewordenen Konsolwirkung Rechnung tragen, so entspricht dem ein Abstand der Last  $\frac{P}{2}$  vom Voutenende  $a = 1\cdot30$  *m*. Es war demnach das Bruchmoment an dieser Stelle entsprechend einer Voutenlänge von 20 *cm* und bei einem angenommenen Auflager am Voutenende

$$M = \frac{P}{2} a = \frac{7800}{2} \cdot 1\cdot30 = 506000 \text{ kgcm.}$$

Obige Annahme ergibt bei dem Versuch *q* mit einer Voutenlänge von 50 *cm* ein  $M = \frac{9500}{2} \cdot 1\cdot00 = 475000$  *kgcm* und dieselben Erscheinungen am Voutenende.

Wie ersichtlich stehen die beiden Zahlen in so guter Übereinstimmung, daß wir es nicht zu scheuen brauchen, bei einer Voutenlänge von 1 *m* wie in dem vorliegenden Versuche 37 dasselbe Bruchmoment vorauszusetzen. Wir erhalten dann die Bruchlast

$$\frac{P}{2} = \frac{M}{a} = \frac{475000}{50} = 9500 \text{ kg oder } P = 19 \text{ t.}$$

Von diesem im Mittelteil wirkenden Gesamtmoment entfallen  $\frac{15}{24}$  auf die Einspannungsstelle bei voller Einspannung am Voutenende, also zirka 300.000 *kgcm* entsprechend  $\sigma_e = 5150$  *kg/cm*<sup>2</sup> bei 3 *R. E.* und 180.000 in der Mitte mit  $\sigma_e = 3100$  *kg/cm*<sup>2</sup>. Diese Ziffern sind um so wahrscheinlicher, weil die Einspannung nur eine geringere gewesen sein kann.

Gewagter ist der weitere Schluß, daß diese Bruchlast sich — wenn wir sie in der Form von 4 Lasten aufbringen — ebenso verdreifachen würde, wie dies bei den Versuchen *q* und 33 der Fall war. Dies würde dann zu der oben erwähnten Bruchlast von 57 *t* führen. Jedenfalls muß hervorgehoben werden, daß die aufgebrachten 27 *t* auf das Bauwerk wenig Eindruck gemacht haben. Jedenfalls erscheint es berechtigt zu sein, auf eine bedeutende Erhöhung der Tragfähigkeit durch Anbringung großer Vouten zu schließen und nebenbei aufmerksam zu machen, daß beim Versuch 37 die Bewehrung am Voutenende

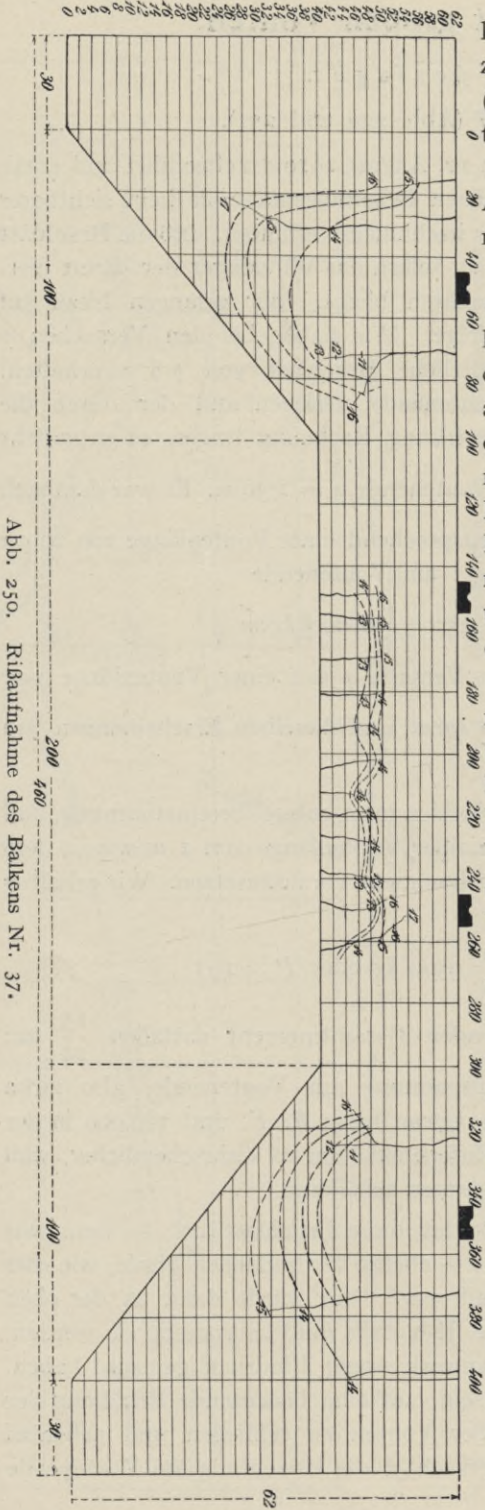


Abb. 250. Rißaufnahme des Balkens Nr. 37.

keine entsprechende war im Gegensatz zu den übrigen Versuchen mit Vouten (siehe Planübersicht Seite 155 und die tiefen Risse in Abb. 250).

Abb. 250 stellt die Rißaufnahme, Abb. 251 die Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen dar.

Aus allen vorliegenden Versuchen mit eingemauerten Trägern scheint hervorzugehen, daß einerseits eine derartige Verstärkung des Balkens am Widerlager — ob nun mit oder ohne äußerlicher Voute — eine Herabminderung der Momentenwirkung zur Folge hatte, wie sie der üblichen Rechnung mit voller Einspannung nicht entspricht und bisher unbekannte und weit unterschätzte Verstärkungen des Trägers zur Folge hat.

Es ist im Vorstehenden die Annahme der Wirkungslosigkeit der beiden äußeren Lasten deshalb ausführlich behandelt worden, weil dieser statische Vergleich einfach durchführbar ist. Wir sind jedoch im obigen auch mit ein paar Worten auf die der Praxis bei Vouten geläufigen Regeln der Spannweitenverminderung eingegangen. Ich habe mich auf diese Untersuchungen beschränkt, weil die Hochbaupraxis, welche diese Art Träger gebraucht, nie in der Lage sein wird, dieselben **regelmäßig** in ausführlicher Weise hochwissenschaftlich zu untersuchen und sich immersolchereinfacher Faustregeln bedienen muß. Die Aufstellung einer theoretischen Erklärung dieser Resultate geht über den Rahmen eines bloßen Berichtes über die angeführten Versuche hinaus und erscheint das vorliegende Versuchsmaterial noch lange nicht genug umfangreich, um

1) Durchbiegung	Seite Mitte	}	I	—	0'25 m vom Auflager unten	
			II	- - -	0'29 " " "	oben
			III	- - -	2'15 " " "	unten
			IV	- - -	1'00 " " "	oben
			V	- - -	2'00 " " "	unten
			VI	- - -	2'00 " " "	oben

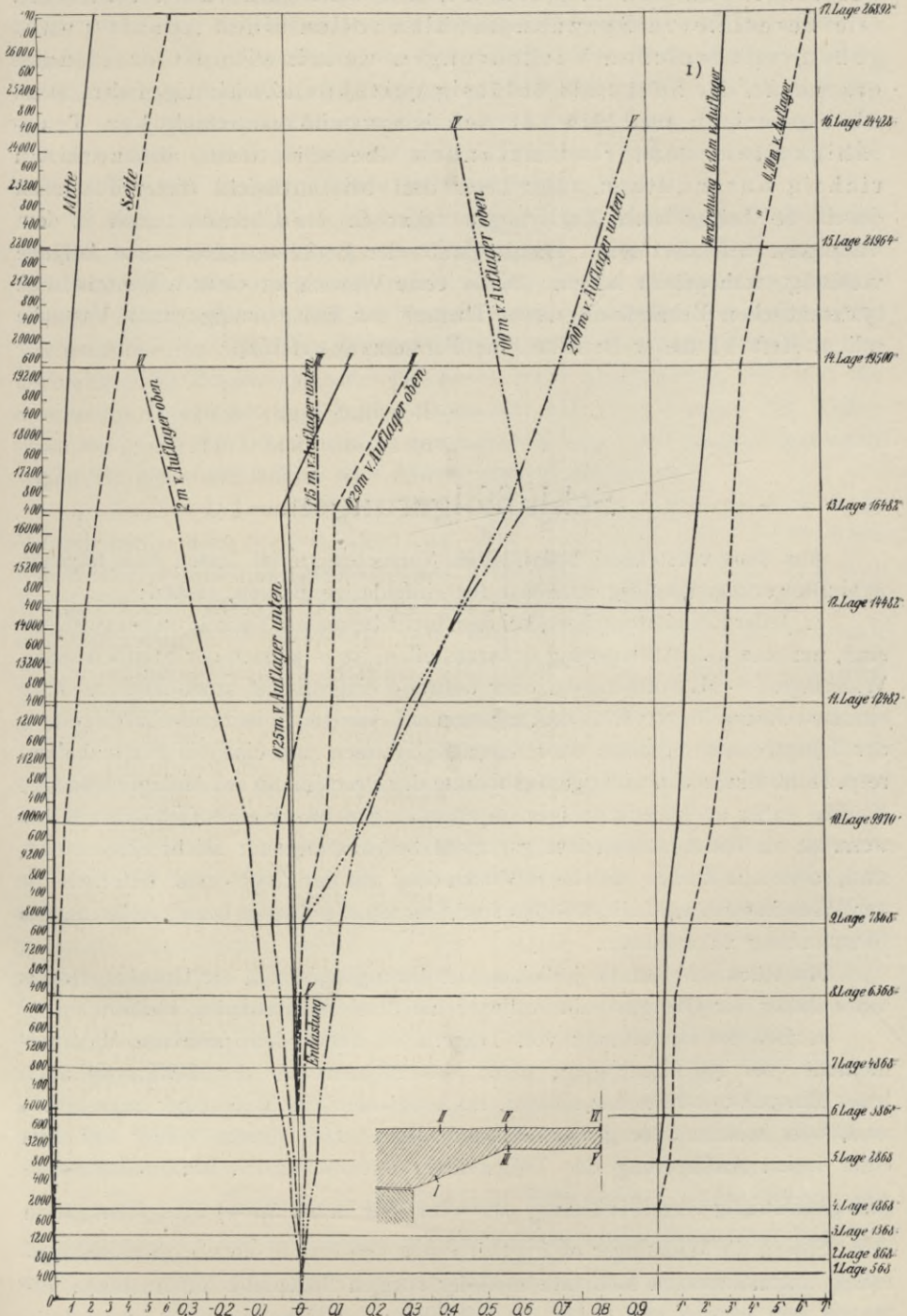


Abb. 251. Durchbiegungen, Dehnungen und Verdrehungen des Balkens Nr. 37.

zu allgemein gültigen Gesetzen zu gelangen. Diese Darlegungen sollen nur zeigen, um wieviel sicherer unsere gewöhnliche Rechnung bei eingespannten Trägern ist, als man gemeinhin annimmt. Die berechneten Spannungszahlen sollen einen Anhaltspunkt geben, mit welchen Vorkehrungen und inwieweit es erlaubt erscheint, die heute als zulässig geltenden Zahlen gefahrlos zu überschreiten und die tatsächlich vorhandenen hohen Tragfähigkeiten unter Umständen besser und ökonomisch richtig auszunützen. Der Leser darf bei Durchsicht dieser Tatsachen durch die beigegebenen Erklärungen weder in der Übersicht noch in dem Vergleiche behindert sein. Damit glaubt der Berichtersteller seine Aufgabe vorläufig erschöpft zu haben. Dieser erste Versuch zu einer wissenschaftlich systematischen Behandlung dieses Themas der Einspannung durch Versuche soll in Heft VI dieser Berichte eine Fortsetzung erfahren.

## Schlußfolgerungen.

Aus dem vorstehend behandelten Versuchsmaterial lassen sich folgende Schlußfolgerungen, gültig zunächst für einfeldrige Balken, ziehen:

1. Jeder Eisenbetonträger, bei dem nicht besondere Vorkehrungen getroffen sind, um eine freie Auflagerung sicherzustellen, ist — je nach der Steifheit seines Widerlagers — als vollkommen oder teilweise eingespannt anzusehen und muß eine Bewehrung für das Einspannungsmoment durch entsprechende Aufbiegungen der Längsbewehrungseisen oder durch Zulageeisen und eine bei Plattenbalken resp. Hohlsteindecken wichtige Ausbildung des Druckgurtes am Auflager erhalten. Es sind daher auch Deckenträger im obersten Stockwerk eines Gebäudes, selbst wenn sie an den Auflagern fast gar nicht belastet und nur seicht eingemauert sind, sowie alle Balken, welche in Verbindung mit der Ziegel- oder Betonschicht der Widerlager hergestellt worden sind, für eine teilweise bzw. vollkommene Einspannung zu armenieren.

Mit Rücksicht auf die üblichen Ausführungsweisen in der Hochbau-Praxis sollte daher der Obergurt am Auflager nie ohne Eisenarmatur bleiben.

2. Bei der Berechnung von Trägern ist außer dem positiven Maximalmoment (bei Hochbauträgern meist das Moment in der Feldmitte) auch jenes Einspannmoment anzuführen, nach welchem die Widerlager auszubilden sind, oder welchem sie gewachsen sein sollen. Die Summe beider soll dem einer freien Auflagerung der Trägerenden entsprechenden Maximalmomente (bei gleichmäßig verteilter Last  $\frac{1}{8} ql^2 = 0.125 ql^2$  in der Mitte) wenigstens gleich sein. Sofern die Widerlager es fraglich erscheinen lassen, ob sie die rechnungsmäßig angenommenen Momente mit der nötigen Sicherheit aufzunehmen imstande sein werden und daher die Verteilung der Momente nicht genau fest-

gestellt werden kann, ist es empfehlenswert, dieses mögliche Nachgeben der Einspannung durch eine entsprechende Erhöhung des Mittelmomentes bzw. positiven Maximalmomentes zu berücksichtigen. Bei einer gleichen oder ähnlichen Ausbildung der Widerlager wie in den vorliegenden Versuchen erscheint ein solcher Zuschlag überflüssig, da die Versuche einen in der Rechnung nicht berücksichtigten bedeutenden Überschuß an Sicherheit gezeigt haben, der von der als nötig angesehenen Mindestziffer von 3·5 auf 4·5 ohne Vouten und dann mit der Größe der Voute auf die 7fache Sicherheit und mehr ansteigt und in der bisherigen Rechnung keine Berücksichtigung findet.

3. Dem nach Punkt 2 angenommenen Verlauf der Momente muß der Verlauf der Armatur in der ganzen Balkenlänge, bzw. der Biegeplan entsprechen, ohne daß es nötig wäre, auf die Einhaltung der zulässigen Spannungen auch mit Bezug auf jenen Teil des Trägers genau zu bestehen, bei welchem die Momentenlinie die X-Achse schneidet, sofern dort das sogenannte Stadium I — Mitwirkung der Zugfestigkeit des Betons — nicht überschritten wird und die eventuellen Zulageeisen nach beiden Seiten hin, also sowohl gegen das Widerlager, wie gegen die Trägermitte zu entsprechend ihrer Haftfestigkeit und unter Rücksichtnahme auf Haken oder Abbiegungen verankert sind.

4. Bei entsprechender Verbindung des Balkens mit dem Widerlager und einer Eignung des letzteren zur Aufnahme der betreffenden Momente darf angenommen werden, daß der Träger vollkommen eingespannt, daß also am Widerlager bei gleichförmiger Belastung mit einem Einspannmoment von  $\frac{ql^2}{12} = 0\cdot083ql^2$  und in der Trägermitte von  $\frac{ql^2}{24} = 0\cdot042ql^2$  zu rechnen ist. Als Widerlager ist nicht nur der unmittelbar hinter dem Balken liegende Streifen der Widerlagsmauer von der gleichen Breite wie der Balken anzusehen, sondern eine von der Qualität des Mauerwerks abhängige größere Breite, sofern dieselbe nicht gleichzeitig beansprucht ist.

5. Wenn die Einspannungswirkung am Auflager zweifelhaft ist, so erscheint es vom Standpunkte der Sicherheit aus zulässig, auch eine andere Momenteverteilung als die obige entsprechend einer geringeren Einspannung anzunehmen, sofern nur der Biegeplan dementsprechend durchgeführt worden ist. Die vorliegenden Versuche mit einer für eine vollständige Einspannung nicht zureichenden Armatur am Widerlager zeigen, daß sich die Momenteverteilung der gewählten Armatur schließlich angepaßt hat.

Diese Lösung mit einer geringeren Einspannung als der vollen kommt insbesondere bei weniger steifen oder aus weniger verlässlichem Material hergestellten Widerlagern in Frage, die eine hohe Einspannung nicht verlässlich aufnehmen können.

6. Die volle Wirkung der Einspannung entsprechend einem Moment am Auflager von  $\frac{ql^2}{12}$  bei gleichförmiger Last hat eine solide Verbindung zwischen Widerlager und Träger zur Voraussetzung, deren Bestand auch gegen



alle späteren Zufälligkeiten sichergestellt sein muß. Als vollkommenstes Hilfsmittel kommt in dieser Hinsicht die direkte Überführung der Armierungsseisen in das Widerlager wie bei Rahmen in Betracht. Diese vollkommenste, jedoch auch teuerste Methode ist in das Programm der in diesem Heft veröffentlichten Versuche nicht einbezogen. Es ist nur gelegentlich des Versuches *g* (Abb. 162) augenfällig nachgewiesen worden, welchen Einfluß eine so einfache obere Versteifung besitzt. Zur Wahrung der statischen und stofflichen Einheitlichkeit kommt weiterhin in erster Linie die Adhäsion durch bloßes Einbetonieren des Balkenendes im Widerlager in Frage, welche durch eine voutenförmige Ausbildung des Balkenendes erhöht werden kann. Weiters ist die Wirkung einer Widerlagsbelastung in Betracht zu ziehen.

Zur Erhaltung einer stofflichen Einheitlichkeit sind solche Mittel wichtig, welche dieselbe selbst bei einer späteren Setzung oder Verdrehung und den damit zusammenhängenden Zerstörungserscheinungen der Widerlager resp. Auflager unberührt erhalten.

Als solche wären anzuführen: Sicherung des Fundamentes gegen vertikale und horizontale Verschiebungen, Gebrauch eines guten Beton oder Bausteines in Portlandzementmörtel, welche nicht zu ungleichmäßigen Setzungen Anlaß geben, Anwendung von Mauerbänken oder wenigstens eines ausgiebigen Schließennetzes bei Gebrauch von Mauerwerk in Weißkalkmörtel.

7. Besitzt ein Träger von einem Trägheitsmoment  $J_0$  und der Spannweite  $l$  eine sichergestellte Verbindung mit einem Widerlager aus Beton oder aus Ziegeln mit Portlandzement, dessen Steifigkeit durch die Höhe  $H$  und durch sein Trägheitsmoment  $J_1$  gekennzeichnet ist, so kann bei gleichförmig verteilter Last die Verbindungsstelle am Auflager als nach der Formel

$$M_0 = \frac{ql^2}{12} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \frac{J_0}{J_1} \cdot \frac{H}{l}}$$

beansprucht gedacht werden, also in der Weise, als ob das Widerlager und der Träger ein statisches Ganzes bilden.

8. Bei einem Mauerwerk mit Weißkalkmörtel empfiehlt es sich, sofern keine hinreichende Sicherung durch Widerlagsbelastung vorliegt, mit Rücksicht auf seine großen Setzungen, den Träger einerseits als frei aufliegend, mit Rücksicht auf das Mittelmoment von  $\frac{ql^2}{8} = 0,125 ql^2$  andererseits wegen Möglichkeit einer Einspannung am Auflager die Zugeisen teilweise heraufzubiegen und so sich auch für den Fall zu sichern.

9. Bei Anordnung einer den Trägerkopf umschließenden Mauerbank von genügender Stärke aus Portlandzementbeton oder Ziegel in Portlandzementmörtel kann auch bei einer Bauausführung in Weißkalk die oben genannte Formel in Punkt 7, ohne Rücksicht auf das darunterliegende Weißkalkmauerwerk, für die Beurteilung der Einspannungswirkung Anwendung finden, also genau so vorgegangen werden, als ob die ganze Mauer in Portlandzement ausgeführt worden wäre. Bei größeren Rippenabständen ist diese

Mauerbank in der Längsrichtung schließenartig zu armieren, um ihren Bestand auch in dieser Hinsicht zu sichern. Will man die Wirkung der Vouten bei dieser Anordnung voll zur Wirkung bringen, so ist die Mauerbank im Verhältnis mit der Höhe der Vouten zu erhöhen.

10. Die Anwendung entsprechend großer Vouten am Balkenende ist aus mehreren Gründen für die Erzielung einer Einspannung von Vorteil. Zunächst wird der wegen der größeren Trägerhöhe am Auflager für eine Einspannung nötige, oft schwer unterzubringende Eisenquerschnitt wesentlich geringer und kann daher leichter angeordnet werden, ferner wird die Adhäsionsfläche zwischen Balken und Widerlager und damit der ganze Verband mit dem letzteren ein besserer, so daß die Bedingungen der Einspannung um so eher erfüllt sind. Wie aus den betreffenden Versuchen hervorgeht, tritt bei größeren Vouten eine Art Konsolwirkung ein und wird durch den rahmenartigen Zusammenhang das Moment in seinem gesamten Verlauf wesentlich herabgesetzt. Sofern die Vouten in Verbindung mit steifen Widerlagsmauern oder doch mit entsprechend starken in Portlandzement ausgeführten Mauerbänken hergestellt sind, erhöhen dieselben die Tragfähigkeit des Trägers wesentlich über das durch die Formel mit voller Einspannung angenommene hinaus, ohne daß es möglich wäre, schon bei diesen Versuchen einfache Formeln hierüber anzugeben.

Wien, im November 1912.

**Dr. Fritz von Emperger.**









Biblioteka Politechniki Krakowskiej



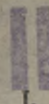
III-306770

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306771

POLITECHNIKA KRAKOWSKA  
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

1807

Kdn. 524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306772

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306773

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303514

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303515

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303516

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303517

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297171