



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 5.

Versuche mit eingespannten Balken.

(II. Teil: Kragbalken und eiserne Träger.)

Bericht als Fortsetzung von Heft 4 erstattet von

Dr. Ing. FRITZ Edler von EMPERGER,
k. k. Oberbaurat.

Mit 77 Abbildungen und zahlreichen Tabellen.

29836

LEIPZIG UND WIEN.

FRANZ DEUTICKE.

1917.

919989

MITTEILUNGEN ÜBER VERSUCHE

ausgegeben von

EISENBAHN-UNTERSUCHUNG

des Reichsministeriums für öffentliche Arbeiten



II - 306773

Versuche mit eingespannten Balken

(H. v. Kragballe und seine Träger)

Verfasser: Dr. Ing. E. v. ...

Dr. Ing. E. v. ...

in ...

Mit 77 Abbildungen und tabellarischen Tabellen

VERLAG VON ...

BRUNNEN

Druck von Gebrüder Stiepel Ges. m. b. H. in Reichenberg.

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
Einleitung	7
V. Versuchsreihe mit Kragbalken	10
Versuch Nr. 21. Eingemauerte Konsole	16
Versuch Nr. 22 FF 30	20
Versuch Nr. 28	23
Versuche Nr. 23 und 24	28
Versuch Nr. 39	35
Schlußfolgerungen	38
VI. Versuchsreihe mit I-Trägern aus Flußeisen	39
Versuchsanordnung	40
Versuch Nr. 1. Freiaufliegender Träger	46
Versuch Nr. 2. Träger mit einer künstlichen Einspannung an den Auf- lagern	49
Versuch Nr. 3. Widerlager aus Weißkalkmörtelmauerwerk	54
Versuch Nr. 4. Widerlager aus „gemischtem“ Mauerwerk	61
Versuch Nr. 5. Widerlager aus Portlandzementmörtelmauerwerk	68
Versuch Nr. 6 und 7. Betonwiderlager	74
Schlußfolgerungen	88

Einleitung.

Die im ersten Teil dieses Berichtes im Hefte IV dargestellte Versuchsarbeit hat uns bei Verfolgung des Versuchszieles vom freiaufliegenden Balken bis zu dem anderen Extrem, dem vollständig eingespannten Balken mit sehr starken Widerlagern, geführt. Sie verlangt eine Ergänzung durch Versuche mit Rahmen mit ihren leichten Widerlagern, um den Gedankengang abzuschließen und eine Unterlage für allgemeine Regeln zu geben. Diese Versuche mit Rahmen (Versuchsreihe VII) werden in einer späteren Fortsetzung behandelt werden. Außerdem haben sich aber dabei eine ganze Zahl von Nebenaufgaben ergeben, die jede für sich ein Thema für eine abgeschlossene Arbeit von gewissem Umfange darstellen. Wenn diese in einigen Fällen in Angriff genommen wurden, obwohl man sich klar war, daß selbst für die Hauptaufgabe die zur Verfügung stehenden Kräfte nicht ausreichten, so geschah dies einerseits im Bestreben, keinen Weg unversucht zu lassen, und andererseits in der Hoffnung, durch die betreffenden Ergebnisse vielleicht neues Licht auf die Hauptaufgabe zu erhalten, für alle Fälle aber eine Vorarbeit für später anzustellende Versuche zu leisten.

In diesem Hefte sind zwei derartige, scheinbar abseits liegende Versuchsreihen beschrieben, die als solche Nebenaufgaben anzusehen sind: V. Die Versuche mit Kragbalken und VI. mit eisernen Trägern.

Bezüglich beider soll der Zusammenhang mit dem Hauptprogramm jeweilig später klargelegt werden.

Die Durchführung der Arbeit oblag dem bereits in Heft IV genannten Unterausschusse, bestehend aus den Herren Professor B. Kirsch, Ingenieur R. Nemetschke und dem Gefertigten als Referenten unter Mitwirkung der dort ausführlich angeführten Kollegen, insbesondere des Herrn k. k. Bau-Oberkommissärs K. Nähr. Die Ausarbeitung der am Versuchsplatz gewonnenen Resultate geschah ebenfalls wie früher durch den Gefertigten.

Die im Heft IV gemachten Angaben über die Abmessungen der Versuchsbalken (Seite 19, Tabelle I), über die Herstellung der Widerlager (Seite 27), über die Kontrollproben des untersuchten Betons (Seite 34), über den Belastungsapparat (Seite 53), über die Beobachtungen und Messungen (Seite 57) sowie schließlich über die bei der Berechnung angewendete Theorie (Seite 64) haben auch für diesen Bericht sinngemäß Geltung und sollen daher hier nicht wiederholt werden, ebenso wenig wie die grundlegenden Mitteilungen über die Zusammensetzungen des Betons, die Eigenschaften des verwendeten Eisens u. a. m., was bereits im Heft I dieses Berichtes ausführlich dargestellt ist.

Der vorliegende Bericht verfolgt wie alle Arbeiten des Eisenbetonausschusses das Ziel, Unterlagen für die Vervollkommnung der praktischen Ausführungen zu liefern. Es sollen auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse die Richtlinien für bessere Ausführungseinzelheiten gewonnen werden. Diesem letzteren weiteren Ziel solcher Versuchsarbeiten entsprechend, ist mit der Abführung der Versuche und ihrer Darlegung der Zweck des gemachten Aufwandes an Geld, Mühe und Zeit noch nicht erfüllt. Der wichtigste Teil derselben besteht vielmehr in ihrer Auswertung. Gewöhnlich wird der Referent damit selbst den Anfang machen und die Ergebnisse, wie in Heft III und IV, soweit besprechen, daß auch der flüchtige Leser einen Überblick über ihre Tragweite gewinnt. Die Schlußfolgerungen der Referenten können in keinem Falle gleich die Form eines endgültigen Ergebnisses erhalten. Die richtige Einsicht ergibt sich erst später und muß durch Mitwirkung des ganzen Faches schrittweise erreicht werden. Zu allem kommt noch der Umstand, daß in dem abgeführten Versuchsmaterial Schätze zu finden sind, an deren Hebung vorläufig noch niemand herangetreten ist und an die vielleicht bei der Versuchsabführung gar nicht gedacht wurde.

Die Versuche sind nicht Selbstzweck, so daß, ehe wir fortfahren, ein Ruhepunkt und Rückblick über das bisher Geleistete angebracht erscheint, weil wir diese wichtige Nutzenanwendung des so aufgestapelten Versuchsmaterials vielfach vermissen.

Mit Rücksicht auf den in dieser Hinsicht nicht ganz befriedigenden Verlauf des sonst so großzügig durchgeführten Versuchswesens im Eisenbeton hat sich im Fach eine gewisse Müdigkeit gegenüber den sich auftürmenden Versuchsarbeiten eingestellt, welche in der geringen Zahl der Abnehmer der betreffenden Werke ihren Ausdruck findet. Die Gemeinde der am Fortschritt wissenschaftlich mitarbeitenden Ingenieure ist ohnedies nicht groß. Sie muß aber durch geeignete Mittel zusammengehalten und das Interesse an diesen Arbeiten durch geeignete Vorkehrungen und sichtbare Erfolge derselben wach erhalten werden, so daß jeder Fachmann die betreffenden Werke zu lesen sich verpflichtet fühlt.

Als einer der Gründe für diese Verhältnisse, welche die Bedeutung des Versuchswesens herabzumindern und seinem Aufschwung ein Ziel zu setzen geeignet sind, wäre anzuführen, daß es an einem Organ mangelt, in dem ausführliche kritische Bearbeitungen der Versuche veröffentlicht werden. Fachzeitschriften sind für derartige Veröffentlichungen kaum geeignet, da diese sich an einen anderen Leserkreis wenden als den dort in Betracht kommenden, und jene eines Raumes bedürfen, wie er keiner Zeitschrift zur Verfügung steht. Des Beispiels wegen, was bei weitgehender Einschränkung in einer Zeitschrift gebracht werden kann, sei auf die Arbeit des Herrn Ingenieur Joseph A. Spitzer in „Beton und Eisen“, Jahrgang 1912, Seite 426, „Auswertung der Ergebnisse

von Säulenversuchen im Eisenbeton“ hingewiesen, welche das im Heft III dieser Berichte Dargestellte weiter ausbaut. Die Unterbringung dieser Arbeit mußte dort trotz weitgehender Einschränkung in zwei Heften geschehen. Die geringe Zahl solcher Beispiele im Vergleich zu der großen Zahl der Versuchshefte ist wohl der beste Beweis der Überproduktion an Unterlagen im Vergleich mit der Unfruchtbarkeit an Nutzenwendungen. Weiters sei auf das Beispiel des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton verwiesen, welcher in die Serie seiner Veröffentlichungen einige Hefte aufzunehmen sich veranlaßt fand, welche der Auswertung besonderer Aufgaben auf Grund des Versuchsmaterials gewidmet sind, wie z. B. Heft 24 und 27 (Prof. Bach), Heft 25 (Prof. Möller). Diese sind über Auftrag des Ausschusses verfaßt worden und betreffen Zugspannungen und die Größe der Einsenkung bei Balken.

In diesem Sinne hat der Gefertigte beantragt, daß der österreichische Eisenbetonausschuß ebenfalls die Herausgabe von besonderen Besprechungsheften in Erwägung ziehen möge. Der Ausschuß hat im Sinne dieses Antrages beschlossen, Besprechungen seiner Arbeiten entgegenzunehmen und über Antrag seines Redaktionsausschusses in Verbindung mit einem Heft oder selbständig zu veröffentlichen. Sie müßten in erster Linie zunächst dem Berichtmaterial des Österreichischen Eisenbetonausschusses gewidmet sein, doch besteht gegen eine gleichzeitige Einbeziehung auch eines anderen Materials keinerlei Bedenken, da dieser Zusammenhang notwendig und erwünscht ist.

Bei dem vorliegenden Versuchsabschnitt hat mich der Ingenieur meines Bureaus Herr A. Fitzinger nicht nur seinerzeit bei der Versuchsdurchführung im Jahre 1909, sondern auch jetzt bei der Herstellung des Berichtes bis zu seiner Abberufung als Landsturm-Ingenieur in gewissenhafter Weise unterstützt.

Wien, im Kriegsjahre 1916.

Dr. Fritz von Emperger.

V. Versuchsreihe mit Kragbalken.

Es gibt drei Hauptarten von Einspannungen der Tragwerke entsprechend den drei Anschlußarten an das Auflager: die eine herrührend von dem darunterliegenden Widerlagskörper, die zweite von der oberen Mauerfortsetzung des Widerlagers, die dritte endlich herrührend von der Nachbarspannweite. Die beiden ersten Formen finden sich in den früheren Versuchen behandelt vor. Die letzte Art tritt gewöhnlich in der Form des kontinuierlichen Balkens auf. Bei der hier beschriebenen Versuchsreihe wurde es unternommen, dieser letzteren Form einer Einspannungsübertragung, herrührend von der Nachbarspannweite, in ihrer einfachsten Form durch den Balken mit zwei Auskragungen versuchstechnisch nahezutreten. Man mußte dabei, noch bevor man zur Erkenntnis gelangte, daß die Verfolgung dieses Zieles ganz außerhalb unserer zur Verfügung stehenden Mittel lag, die Frage beantworten, wie sich eigentlich eine Eisenbetonkonsole allein gegenüber den auf ihr befindlichen Lasten, deren Wirkung auf die Mittelspannweite einer Einspannungswirkung gleichkommen soll, verhält, und mußte weiters versuchen, diese Hilfsmittel praktischen Abmessungen anzupassen; die Kragarme wurden demgemäß nicht unnötig stark ausgebildet, so daß ihre Mitwirkung gerade noch bis zum Bruche gewährleistet blieb und nicht früher versagte.

War also dieser Seitenpfad nur aus Gründen versuchstechnischer Natur eingeschlagen worden, so ist doch die Aufgabe selbst eine so wichtige, daß es berechtigt erscheint, bei dem Mangel an ähnlichen Arbeiten auch die Ergebnisse dieser Versuchsreihe zu nutzbringender Kenntnis der Fachwelt zu bringen.

Die vorliegenden Versuche stellen eine sinngemäße Fortsetzung der bereits im Heft IV, Seite 115 ff. der „Mitteilungen über Versuche“ des Österr. Eisenbetonausschusses behandelten Versuche mit Widerlagerbelastung dar, wobei jedoch die aufgewendete Widerlagerlast in Anbetracht des entsprechend größeren Hebelarmes kleiner gehalten werden konnte. Bei allen freiaufliegenden Trägern, sowie auch bei den Versuchen mit Widerlagerbelastung wurde ein deutliches Kippen des Balkens um die innere Kante des Widerlagers als Kippunkt festgestellt. Die gleiche Erscheinung trat auch bei den vorliegenden Versuchen mit Konsolen zutage. Dieser Umstand sollte die Möglichkeit für eine genauere Messung des über dieser Mauerkante auftretenden Einspannungsmomentes geben.

Der Zusammenhang zwischen der Auskragung und dem Mittelteil des Trägers gab neuerdings Gelegenheit zur Ausbildung der bereits früher behandelten beiden Armaturen für die Einspannung und zwar einer Bewehrung, welche einer vollen ($Pl/12$) und einer, welche etwa der halben Einspannung ($Pl/24$) entsprechen konnte. In letzterem Falle war es selbstverständlich

unmöglich, auf dem Kragarm eine Last aufzubringen, welche bei Belastung der Mittelspannweite den Balkenabschnitt über dem Auflager in einer annähernd wagrechten Lage erhalten hätte; doch auch in ersterem Falle war die Aufbringung dieser Last nicht durchführbar, weil ein bedeutender Überschuß über die theoretische Last erforderlich gewesen wäre, um das Aufheben der Konsole bis zum Bruch sicher verhindern zu können. Dies hätte bei der Versuchsausführung eine überstarke Ausbildung der Konsole erfordert, welche nach den getroffenen Anordnungen nicht vorgesehen war. Erst bei dem später angestellten letzten Versuch Nr. 39, der mit einer Schräge ausgestattet ist, hat man versucht, dem Rechnung zu tragen. Noch ein anderer Umstand war zu bedenken: bei einer stärkeren Belastung des Kragarmes lag die Möglichkeit nahe, daß das so erzeugte große Moment das Übergewicht über die Belastung der Mittelspannweite erhält und so eine Drehung um die äußere Widerlagerkante hervorbringt. Diese Erscheinung des Durchschlagens des Mittelbalkens nach oben ist gerade bei diesem Versuch mit Schrägen aufgetreten und mußte dann durch eine Änderung in der Lastenfolge behoben werden (s. Versuch Nr. 39). Nur bei einem Versuch, dem Balken Nr. 23, blieb eine der beiden Konsolen bzw. ein Kragarm derart unbeschädigt, daß er zu dem beabsichtigten zweiten Versuch als eingemauerte Konsole verwendet werden konnte.

Die Ergebnisse des Versuches mit der eingemauerten Konsole sowie der fünf weiteren Versuche finden sich in der Tabelle Nr. 1 zusammengestellt vor, aus welcher, sowie aus der Planübersicht V alle weiteren Einzelheiten der Versuchsanordnung zu entnehmen sind; Tabelle Nr. 2 gibt die statischen Werte der Balkenquerschnitte.

Tabelle Nr. 1. Bruchlasten und Spannungen.

Nummer des Versuches	Lasten in <i>kg</i>		Momente in <i>kgcm</i>		Spannungen in <i>kg/cm²</i>	
	auf der Konsole	auf dem Mittel- felde	am Konsolen- ende	in der Mitte des Feldes	am Konsolen- ende	in der Mitte des Feldes
Einge- mauerte Konsole 21	4025	—	336 280	—	$\sigma_e = 2690$ $\sigma_b = 232$	—
22	1855	8665	179 310	253 940	$\sigma_e = 4390$ $\sigma_b = 147\cdot5$	$\sigma_e = 4350$ $\sigma_b = 212$
28	2055	10 165	198 310	309 940	$\sigma_e = 4730$ $\sigma_b = 143\cdot5$	$\sigma_e = 5010$ $\sigma_b = 197\cdot6$
$\frac{23 + 24}{2}$	3990	12 928	388 310	258 090	$\sigma_e = 3105$ $\sigma_b = 274$	$\sigma_e = 4425$ $\sigma_b = 216$
39	3125	8424	303 460	117 740	$\sigma_e = 2490$ $\sigma_b = 83\cdot4$	$\sigma_e = 2020$ $\sigma_b = 98\cdot4$

Tabelle Nr. 2. Statische Werte der Balkenquerschnitte.

Anzahl der Rundeisen zu 12 mm auf der		Eisen- querschnitt F_e cm^2	Abstand x der Nulllinie von der Druckkante cm	Hebelarm des inneren Kräftepaars m cm	Widerstands- moment W_e cm^3	Trägheits- moment $J_e = \frac{J_b}{15}$ cm^4
Zugseite	Druck- seite					
2	—	2·26	7·25	17·58	39·7	$\frac{7600}{15}$
2	1	2·26 (1·13)	6·70	17·77	40·2	$\frac{8000}{15}$
3	—	3·39	8·34	17·19	58·3	$\frac{10120}{15}$
3	2	3·39 (2·26)	7·43	17·52	59·5	$\frac{11300}{15}$
4	—	4·52	9·35	16·88	76·2	$\frac{12180}{15}$
5	—	5·65	10·10	16·30	92·2	$\frac{13970}{15}$
7*	—	7·92	10·80	15·80	125·0	$\frac{16125}{15}$
P. Nro. 15		22·32	7·50	—	110·89	832

* 5 Rundeisen in einer Reihe, 2 Rundeisen tiefer.

Wir entnehmen der Planübersicht V die folgenden Typen:

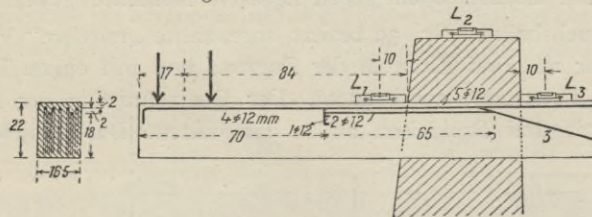
Bei den Balken Nr. 23 und 24 ist der Auflagerquerschnitt so ausgebildet, daß er zur Aufnahme einer vollen Einspannung geeignet ist. Es wäre also bei denselben möglich, die Konsolen entsprechend einem Moment von $\frac{Pl}{12}$ zu belasten.

Bei Balken Nr. 22 ist die Bewehrung am Auflager eine wesentlich geringere, so daß die Konsole nur eine Last entsprechend einem Momente $\frac{Pl}{20}$ zu tragen imstande ist.

Planübersicht V der Versuche mit Kragbalken.

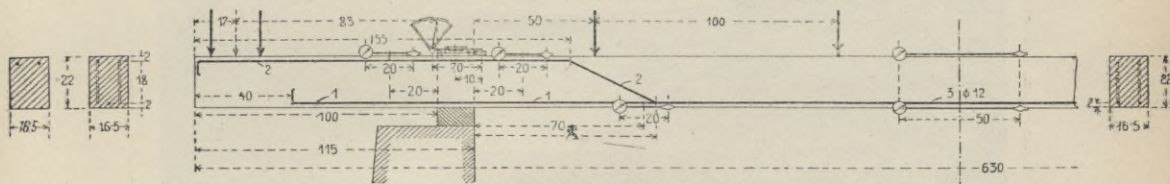
Biegeplan und Meßvorrichtungen.

Eingemauerte Konsole.

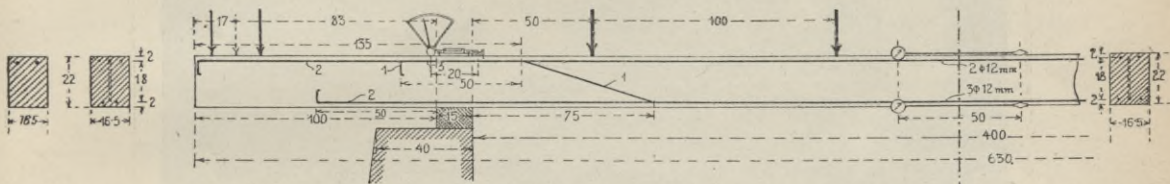


Versuch Nr. 21.

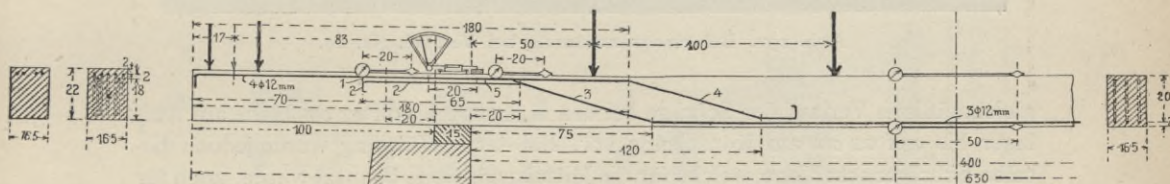
Balken mit beiderseitigen Ausladungen.



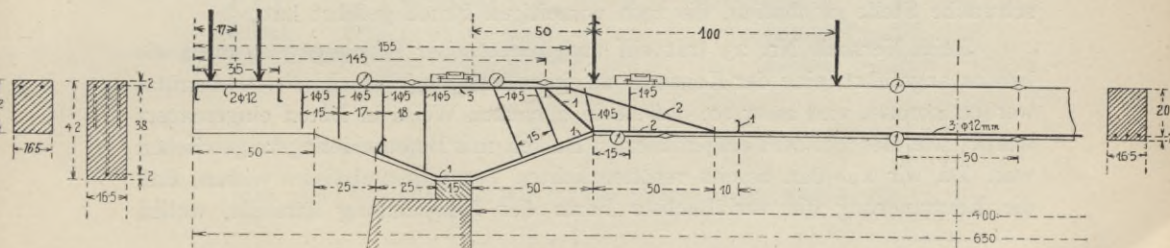
Versuch Nr. 22.



Versuch Nr. 28.



Versuch Nr. 23 und 24.



Versuch Nr. 39.

Der Versuch Nr. 28 unterscheidet sich von dem vorerwähnten dadurch, daß die Zugeisen der Konsole als Druckeisen in der Mittelspannweite fortgeführt sind und nur ein Rundeisen von 12 mm Durchmesser aufgebogen ist, so zwar, daß der Balken auch gegen negative Momente gesichert erscheint.

Der Versuchsbalken Nr. 39 besitzt sogenannte „mittlere“ Vouten*) und ist am Auflager mit drei Eisen in der Zugzone und mit einem Rundeisen zu 12 mm in der Druckzone ausgestattet. Der Querschnitt in der Mitte ist der gewöhnliche mit drei Rundeisen zu 12 mm unten. Das Projekt sah einen

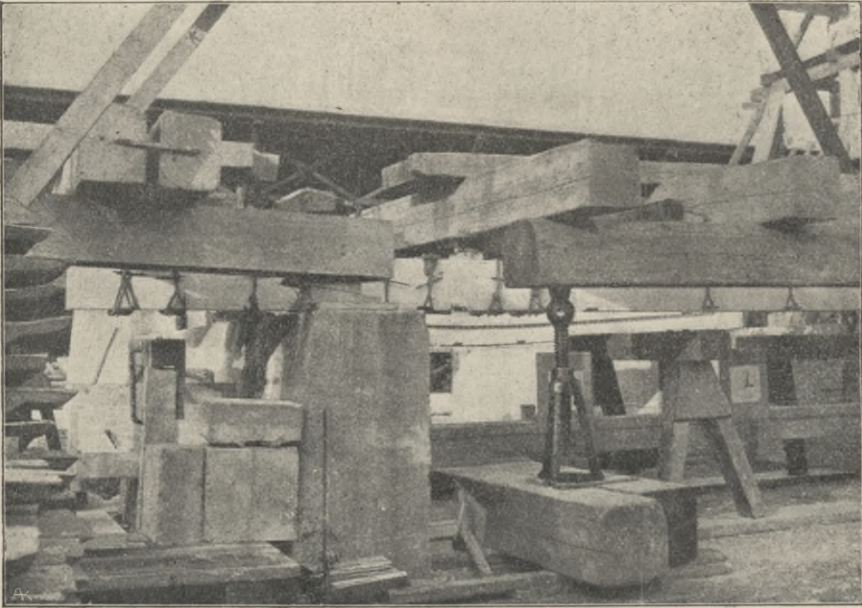


Abb. 252. Belastungsanordnung bei Versuch Nr. 28.

gleichmäßigen Verlauf der Schräge bei den Kragarmen von 42 cm Höhe am Auflager bis auf 22 cm am Konsolende vor. Bei der Ausführung wurde jedoch dieselbe Schrägenschablone, welche für die Mittelspannweite benutzt wurde, auch für die Auskragung verwendet und auf diese Weise (50 cm vom Ende) eine schwache Stelle geschaffen, die zum vorzeitigen Bruch geführt hat.

Beim Versuch Nr. 23 trat ein unsymmetrischer Bruch ein, so daß, wie bereits angeführt, eine der Konsolen zu einem zweiten Versuch (Nr. 21) benutzt werden konnte, und zwar so, daß sie in derselben Weise in Beton eingemauert wurde, wie dies bei dem eingemauerten Balken mit Betonwiderlagern geschehen war. Da wir aus den bereits veröffentlichten Versuchsergebnissen wissen, daß die Einmauerung die verlässlichste Form der Einspannung darstellt, wollen

*) Siehe hierüber den I. Teil dieses Berichtes.

wir bei der Besprechung und Beschreibung der vorliegenden Versuchsreihe mit diesem Balken beginnen.

Die Versuchsdurchführung und -Anordnung war eine ähnliche wie bei den Balken der früheren Reihen. *) Zunächst wurde versucht, am Belastungsgerüst je zwei innere und zwei äußere Querbalken bei der Entlastung durch einen gemeinsamen Längsbalken zusammenzufassen, um auf diese Weise

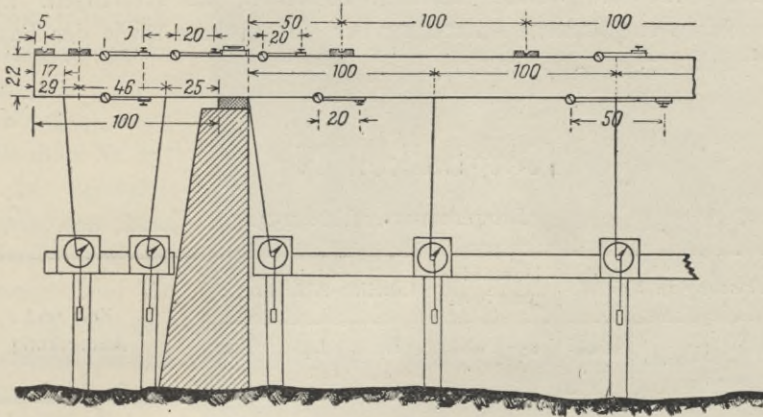


Abb. 253. Verteilung der Meßapparate bei den Kragbalken 23, 24, 28 und 39.

mit 8 Winden (eine größere Zahl derselben stand nicht zur Verfügung) das Auslangen zu finden. Nach den Erfahrungen des ersten Versuches mit dem Balken Nr. 22 wurde diese Anordnung jedoch aufgegeben und für die Mittelspannweite dieselbe Anordnung wie bei den freiaufliegenden Balken (s. Heft IV,

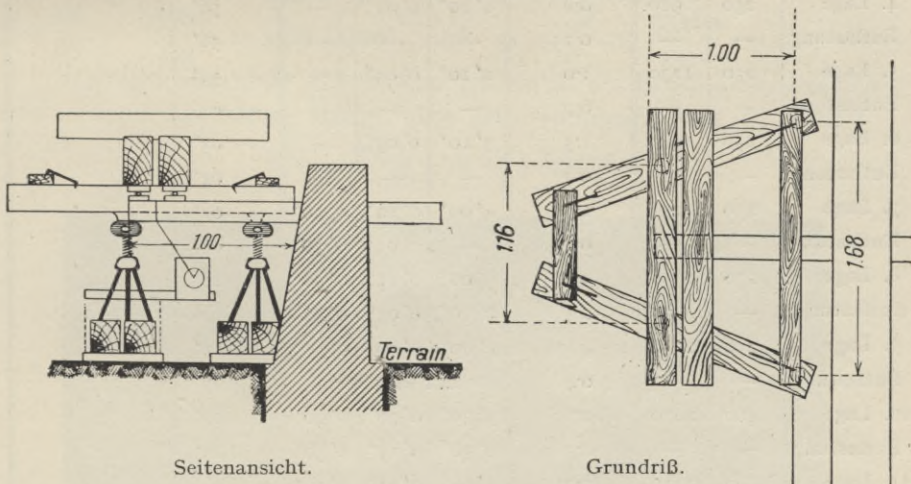


Abb. 254. Versuchsanordnung bei der eingemauerten Konsole Nr. 21.

*) Siehe hierüber Heft IV, S. 53.

Seite 54, Abb. 22) beibehalten, für die Konsolen aber je zwei besondere, also im ganzen drei Entlastungslängsbalken angeordnet (s. Abb. 252). Diese stützten sich bei den Kragarmen einerseits auf eine Winde, andererseits auf Holzkeile, die auf den Widerlagern auflagen und bei der Belastung entsprechend gesenkt werden konnten. Mit Hilfe dieser vier Keile, welche nur in größeren Abständen nachgezogen werden mußten, fand man auch hier mit acht Winden, bzw. sechs Arbeitern, welche dieselben bedienten, das Auslangen. Die bei allen Versuchen eingehaltene Anordnung der Meßapparate sowie der Lastübertragungspunkte zeigt Abb. 253.

Kragbalken Nr. 21.

Eingemauert, Abb. 254.

Belastung in kg			Durchbiegung in cm	Libellen-Ablesungen			Zeit und Anmerkung	
Art	einzel	zusammen	84 cm vom Auflager	L ₁ 10 cm	L ₂ Auflag.	L ₃ — 10 cm		
1. Lage	—	230	—	—	—	—	3 ^h 35'	19. Mai 1910
Entlastung	—	—	—	—	—	—	38'	
2. Lage	250	480	0·2	0' 30"	—	—	42'	
Entlastung	—	—	—	—	—	—	45'	
3. Lage	250	730	0·4	1' 10"	—	—	51'	
Entlastung	—	—	0·1	—	—	—	53'	
4. Lage	250	980	0·8	1' 40"	0' 05"	—	56'	
Entlastung	—	—	0·15	—	—	—	58'	
5. Lage	250	1230	1·0	2' 10"	0' 05"	—	59'	
Entlastung	—	—	0·2	—	—	—	4 ^h 02'	
6. Lage	250	1480	1·3	3' 10"	0' 05"	—	03'	
Entlastung	—	—	0·2	—	—	—	04'	
7. Lage	250	1730	1·5	4' 00"	0' 10"	0' 30"	07'	
Entlastung	—	—	0·3	—	0' 05"	0' 30"	08'	
8. Lage	250	1980	1·85	5' 00"	0' 15"	0' 30"	10'	
Entlastung	—	—	0·4	0' 10"	0' 05"	0' 30"	12'	
9. Lage	250	2230	2·15	6' 00"	0' 20"	0' 30"	15'	
Entlastung	—	—	0·4	nicht abgelesen			17'	
10. Lage	400	2630	2·60	7' 30"	0' 30"	0' 40"	22'	
Entlastung	—	—	0·5	0' 50"	0' 15"	0' 30"	25'	
11. Lage	500	3130	3·25	8' 30"	0' 35"	0' 50"	29'	
12. Lage	500	3630	3·9	11' 20"	0' 40"	0' 50"	38'	
13. Lage	300	3930	—	—	—	—	Bruch	

Der Versuch fand am 19. Mai 1910 in der Zeit von 3 Uhr 35 Minuten bis 4 Uhr 30 Minuten statt und ergab eine Bruchlast von 3930 kg, einschließlich des Eigengewichtes 4025 kg.

Abb. 254 sowie das Schaubild Nr. 255 zeigen die Versuchsanordnung; aus Planübersicht V sind die Bewehrungs- und die Belastungsanordnung zu entnehmen. Der eingespannte Querschnitt war demnach in der Zugzone mit 7 Rund-eisen zu 12 mm be-wehrt. Die Berechnung der Bruchspannungen ergibt mit Berücksichtigung des Eigengewichtes folgende Werte:

$$M = 3930 \cdot 84 + 95 \cdot 50 \cdot 5 = 335800 \text{ kgcm.}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{W_e} = \frac{335800}{125} = 2685 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad \sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{335800}{1450} = 232 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach dem Bruchbild Abb. 256 zu urteilen ist der Bruch dieses bügellosen Balkens durch Abscherung erfolgt. Die Scherspannung betrug

$$k = \frac{4025}{15 \cdot 8 \cdot 16 \cdot 5} = 15 \cdot 5 \text{ kg/cm}^2.$$

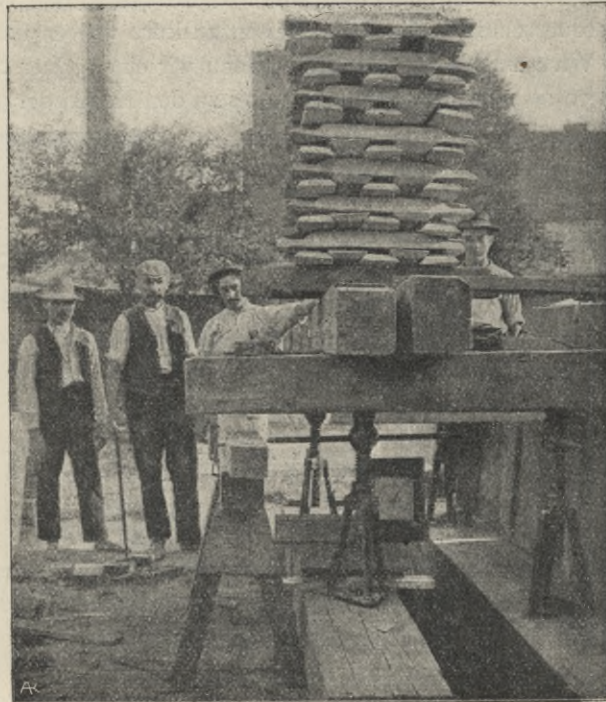


Abb. 255. Versuchsdurchführung Nr. 21.

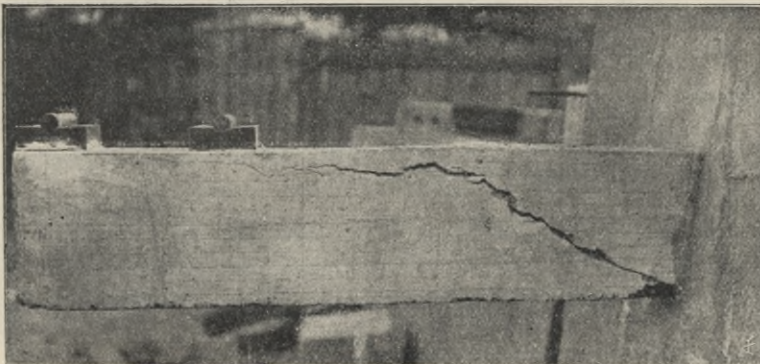


Abb. 256. Bruchbild, Versuch Nr. 21.

Bezüglich der Haftspannung wäre zu bemerken, daß von den 7 Eisen des Auflagerquerschnittes die 3 Zulageisen zu kurz waren, um innerhalb der Konsole zur Wirksamkeit zu gelangen. Wenn wir einen Querschnitt in der Entfernung von 70 cm vom Balkenende, also bis zu den Haken der 3 Zulageisen, betrachten,

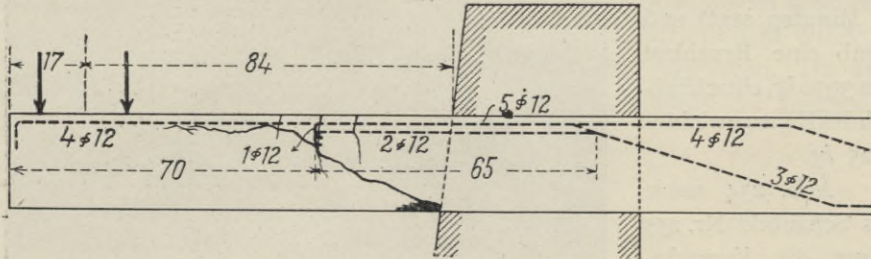


Abb. 257. Rißaufnahme, Versuch Nr. 21.

so beträgt die Haftspannung der in ihm angeordneten 4 Eisen nach der Formel:

$$\tau = \frac{Z}{Ul} = \frac{M}{mUl} = \frac{53 \cdot 4025}{15 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 77 \cdot 68} = 13 \cdot 2 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese rechnermäßige Ziffer überschreitet in Ermanglung von Bügeln und einer entsprechenden Hakenwirkung die Haftfestigkeit. Aus diesem Grunde bildete sich ein in der Höhe der Eisen wagrecht verlaufender Riß, der die Bewegung der 4 längeren Eisen im Beton anzeigte und der bis zu dem Ort fortschritt, wo die Haken der 3 Zulageisen einen senkrecht gehenden Zugriß entstehen ließen.

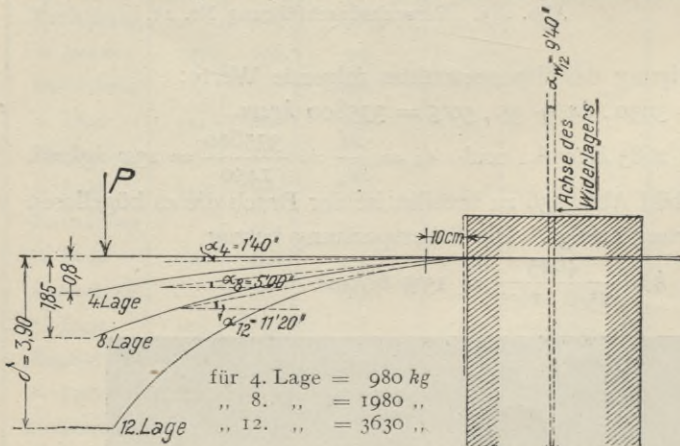


Abb. 258. Elastische Linie, aus Durchbiegungen und Verdrehungen berechnet.

Ferner ist zu beachten, daß gleichzeitig damit (wie auch der rechnermäßige Nachweis für den eingespannten Querschnitt zeigt, bei dem jedoch alle 7 Eiseneinlagen als mitwirkend angesehen werden müssen) an der Unterseite eine Betondruckspannung auftrat, welche die von uns an anderer Stelle versuchsmäßig

nachgewiesene Biegungsdruckfestigkeit dieser Betonmischung (260 kg/cm^2) beinahe erreicht und die Zerstörung an der Unterseite der Konsole erklärt. (Siehe Abb. 256 und 257.) Diese 3 Brucherscheinungen haben sich dann mittels eines Scherrißes vereinigt und so der Tragfähigkeit der Konsole ein Ende bereitet. Der Scherriß wäre demnach nicht die Ursache des Bruches, sondern eine Folgeerscheinung gewesen.

Dies gibt uns gleich jene Regeln, welche man bei der Konstruktion dieser Konsole hätte beachten sollen:

1) eine Vorkehrung gegen die Überschreitung der Druckfestigkeit, wie dies durch die Anbringung einer Schräge beim Balken 39 versucht wurde;

2) eine kräftigere Verankerung der 4 Zügeisen am Konsolende; diese letztere Vorkehrung wird gewöhnlich übersehen, da man meistens den in den Eisen auftretenden Zug nur einseitig an der Einmauerungsstelle und nicht auch am Konsolende durch Verankerung sichert;

3) die Anordnung von Bügeln zur Erhöhung der Haftspannung und Vermehrung der Widerstandsfähigkeit gegen Abscheren.

Die Konsolen der späteren Versuche Nr. 23 und 24, welche dieselbe Bewehrung zeigen wie die der oben angeführten eingemauerten Konsole, haben sich genau so verhalten und weist diese Übereinstimmung auf eine gleiche Bruchursache hin.

In der Abb. 258 ist die Form der elastischen Linie für die einzelnen Laststellen im verzerrten Maßstabe dargestellt; in Abb. 259 sind die Ergebnisse vorgenommener Formänderungsmessungen aufgetragen und die theoretischen Linien der Durchbiegungen und Verdrehungen eingezeichnet. Wie Libelle L_2

anzeigt, hat bei den höheren Lastlagen eine Bewegung des Widerlagers in der Richtung der Konsole stattgefunden, so daß zu der theoretischen Durchbiegung der Konsole (Linie a) noch die aus der Neigung des Widerlagers sich ergebende Senkung der Meßstelle in der Entfernung von 84 cm vom Auflagerquerschnitt, also $y_1 = 84 \operatorname{tg} \alpha$ (α Ausschlagwinkel des Widerlagers) hinzu gefügt werden muß. Dies ergibt die Gerade b .

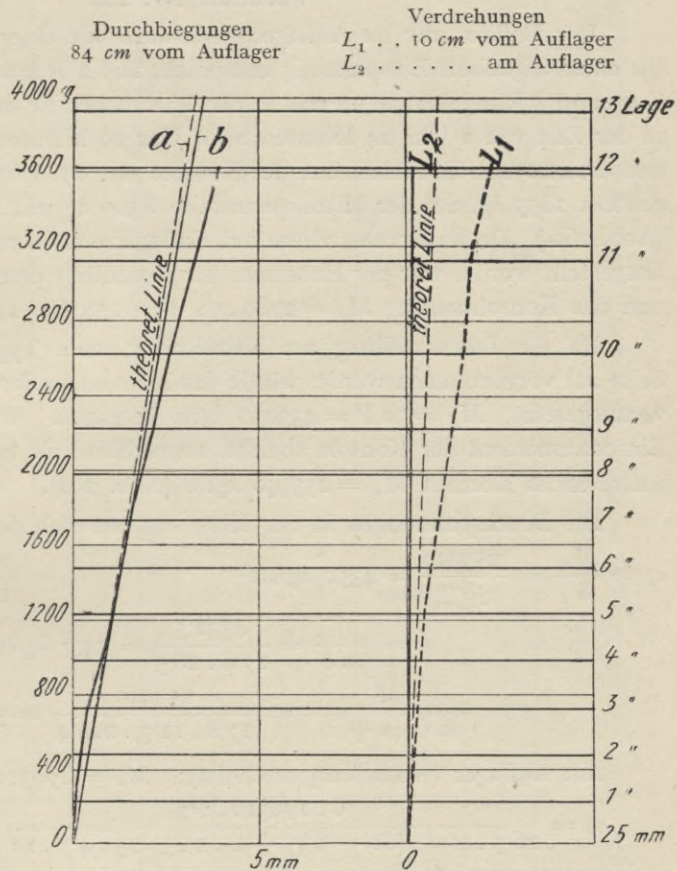


Abb. 259.
Durchbiegungen und Verdrehungen der eingemauerten Konsole.

Bei der theoretischen Linie für L_1 ist bereits der Zuschlag um die Größe L_2 berücksichtigt. Zu bemerken wäre noch, daß bei der Berechnung der theoretischen Größen die Annahme eines unveränderlichen Trägheitsmomentes u. zw. desjenigen des eingespannten Querschnitts gemacht wurde, was ja tatsächlich nicht zutrifft, aber aus Gründen der einfacheren Berechnung gestattet sei.

Versuch Nr. 22.

Der Balken war im Auflagerquerschnitt mit einer Bewehrung versehen, die einer teilweisen Einspannung entsprach, mit 2 Rundeisen zu 12 mm in der Zug- und 1 Rundeisen zu 12 mm in der Druckzone. Er wurde am 12. März 1910 in der Zeit von 2 Uhr 24 Minuten bis 4 Uhr 20 Minuten zum Bruch gebracht und erzielte eine Bruchlast auf der Konsole mit 1780 kg, einschließlich Eigengewicht 1855 kg, auf der Mittelspannweite 8365 kg mit Eigengewicht 8665 kg. (Abb. 260.) Da im Bruchstadium am Auflager eine Verdrehung nach einwärts festgestellt wurde, war der Hebelarm der Konsollast demnach $a = 83 + 15$ cm und das Konsolmoment $M_o = 1780 \cdot 98 + 75 \cdot 575 = 179310$ kgcm.

Da die Lastverteilung am Mittelträger nach Type *d* (siehe Heft IV, Seite 21) vorgenommen wurde, würde das Moment in der Mitte, Freiauflagerung vorausgesetzt, $M_f = 50 P = 433250$ kgcm betragen. Wenn man hievon das Einspannmoment der Konsole abzieht, so verbleibt als tatsächlich in der Mitte auftretendes Moment $M_m = 253940$ kgcm (Abb. 261).

Die Bruchspannungen in der Mitte ergeben sich demnach mit:

$$\sigma_e = \frac{M_m}{W_e} = \frac{253940}{58 \cdot 3} = 4350 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_b = \frac{253940}{1197 \cdot 5} = 212 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{V}{m b} = \frac{4332 \cdot 5}{17 \cdot 8 \cdot 16 \cdot 5} = 14 \cdot 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{M}{m U (a + c)} = \frac{253940}{17 \cdot 8 \cdot 11 \cdot 3 \cdot 229 \cdot 4} = 5 \cdot 5 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Auflager (Konsolenquerschnitt): $M_o = 179310$ kgcm, $x = 6 \cdot 7$ cm,

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 179310 \cdot 6 \cdot 7}{16 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 7^2 \cdot (60 - 6 \cdot 7) + 6 \cdot 1 \cdot 13 \cdot 15 \cdot 4 \cdot 7 \cdot 18} = 147 \cdot 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{147 \cdot 5 \cdot 13 \cdot 3 \cdot 15}{6 \cdot 7} = 4390 \text{ kg/cm}^2 \qquad k = \frac{1855}{17 \cdot 2 \cdot 16 \cdot 5} = 6 \cdot 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{179310}{17 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 54 \cdot (125 + 14 \cdot 4)} = 9 \cdot 9 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist bemerkenswert, daß die Zugeisen im Konsolen- und im Mittelquerschnitt des Balkens rechnungsmäßig fast die gleichen Spannungswerte ergeben.

Wie bereits angeführt, hätte nach der gewählten Lastanordnung bei Freiauflagerung das Moment in der Mitte $M_f = 50 P$ betragen; das Moment am Auflager, herrührend von der Last auf der Konsole, war $M_o = 98 P'$, wenn P' die auf der Konsole aufgebraachte Last bedeutet. Nun war das P' so gewählt worden, daß es gleich $\frac{P}{4 \cdot 7}$ war, so daß das hievon herrührende Einspann-

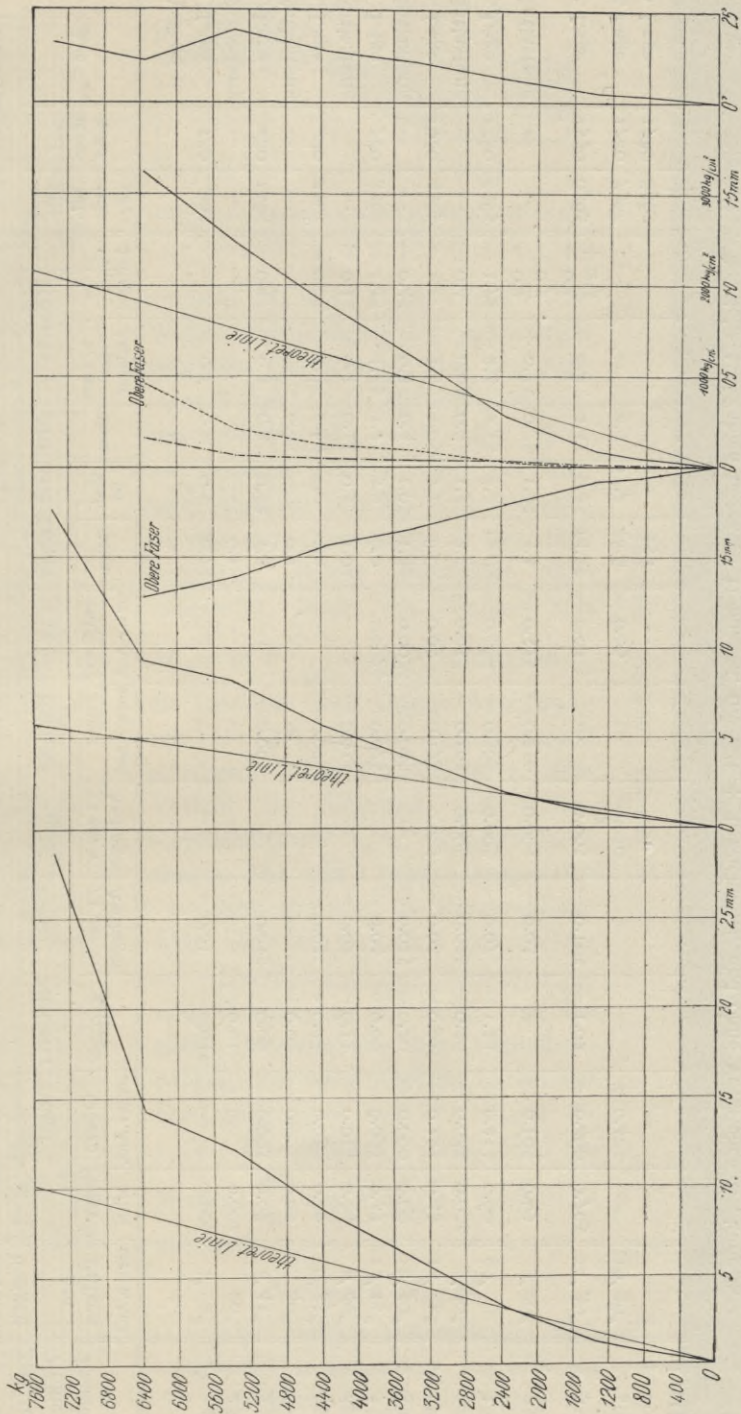


Abb. 263—266. Versuch Nr. 22.

Abb. 263. Durchbiegung in der Mitte. Abb. 264. Durchbiegung im Viertel. Abb. 265. Dehnungen in der Mitte. Abb. 266. Verdrehungen.
 71 cm vom Auflager.
 20 cm vom Auflager.

Kragbalken Nr. 22.

Art	Belastung in kg auf Konsole	auf Mit- träger	Durchbiegungen			Dehnungen in mm in der Entfernung von						Verde- hungen Am Balken 100cm v. Aufl.	Zeit und Anmer- kungen				
			Konsole		Mittlerer Träger	Konsole		Mittlerer Träger		Obere Faser							
			50 cm vom Auflager	87 cm vom Auflager		Ende	Vier- tel	Mitte	71 cm v. Auflager	71 cm v. Auflager	Mitte			20cm v. Aufl.	Mitte		
Aufbau u.	180	865	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1. Lage Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2h 24'
2. Lage Entlastung	280	1365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	28'
3. Lage Entlastung	480	2365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	34'
4. Lage Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	37'
5. Lage Entlastung	780	3365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	45'
6. Lage Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	47'
7. Lage Entlastung	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	55'
8. Lage Entlastung	1080	4365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	58'
9. Lage Entlastung	1280	5365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7'
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12'
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	18'
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	25'
	1530	6365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	35'
	1780	7365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50'
	1780	8365	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4h 20'
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Bruch

Die mit — bezeichneten Zahlen bedeuten Hebungen, die mit + bezeichneten und ohne Vorzeichen Senkungen.

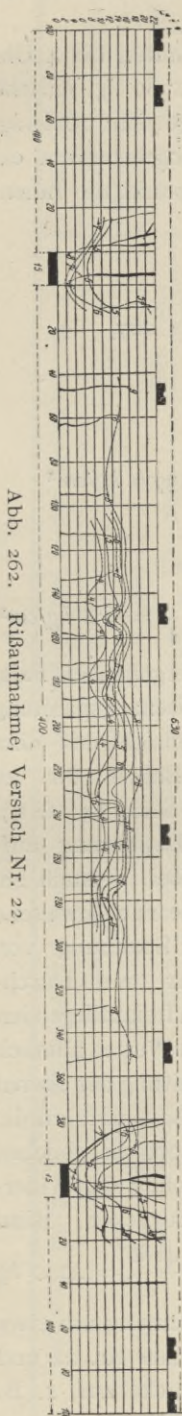


Abb. 262. Rißaufnahme, Versuch Nr. 22.

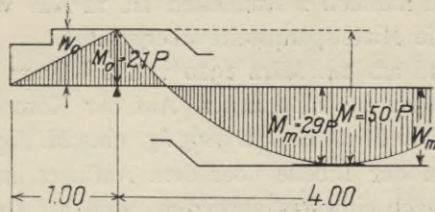


Abb. 261. Verlauf der Widerstandsmomente bei Versuch Nr. 22.

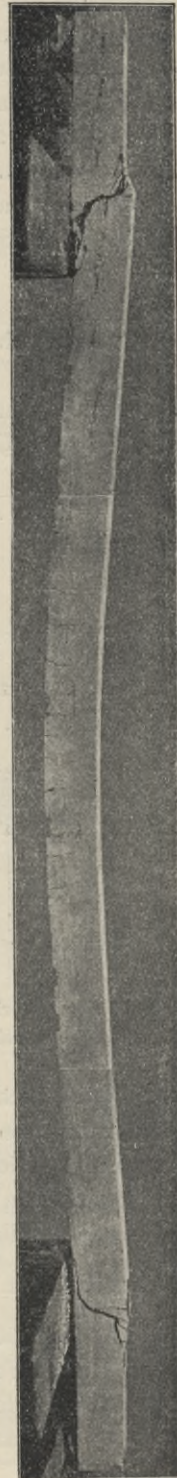
moment $M_o = 21 P$ ausmachte. Die Widerstandsmomente der beiden maßgebenden Querschnitte über dem Auflager W_o und in der Mitte W_m verhielten sich $W_o : W_m = 41 : 58,3$, d. h. mit anderen Worten, wenn der Auflagerquerschnitt ein $M_o = 21 P$ erhielt, so war der Querschnitt in der Balkenmitte, gleiche Festigkeit vorausgesetzt, fähig, ein Moment von $M_m = 21 P \frac{58,3}{41} = 30 P$ aufzunehmen. Er hat aber nach unserer Anordnung nur ein $M_m = (50 - 21) P = 29 P$ erhalten. Diese Verhältnisse in dem Verlauf der Biegungs- und Widerstandsmomente des Konsolbalkens sind in Abb. 261 b typisch dargestellt.

Abb. 262 zeigt die Rißaufnahme, Abb. 263 bis 266 sind Schaubilder der Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen, in denen, wie bei allen Darstellungen der Formänderungen, die theoretischen Linien der Durchbiegungen und Dehnungen für volle Einspannung, also für ein Moment $\frac{Pl}{I2}$ am Auflager, eingezeichnet sind.

Versuch Nr. 28.

Der Balken unterscheidet sich von dem vorangehenden, wie dies aus der Planübersicht V zu ersehen ist, durch eine etwas geänderte Bewehrungs-

Abb. 260. Bruchbild, Versuch Nr. 22.



anordnung, es wurden nämlich 2 Rundeisen zu 12 mm von der Konsole als Druckbewehrung in die Mittelspannweite übergeführt.

Der Versuch fand am 14. März 1910 von 2 Uhr 15 Minuten bis 4 Uhr 15 Minuten statt und erzielte eine Last: Auf der Konsole 1980 kg, einschl. Eigengewicht 2055 kg, auf dem Balken 9865 kg, einschl. Eigengewicht 10165 kg. Da die Ablesungen an der Libelle über dem Auflager im Bruchstadium ein Kippen des Balkens nach einwärts anzeigten, muß als Drehpunkt die Innenkante des Widerlagers angesehen werden, daher $a = 98 \text{ cm}$.

$$M_o = 1980 \cdot 98 + 75 \cdot 57 \cdot 5 = 198310 \text{ kgcm}$$

$$M_f = 50 P = 50 \cdot 10165 = 508250 \text{ kgcm.}$$

Das tatsächliche Moment in der Mitte beträgt demnach (Abb. 267)

$$M_f - M_o = 309940 \text{ kgcm.}$$

Die Bruchspannungen berechnen sich wie folgt:

a) am Mittelbalken ($x = 7.43 \text{ cm}$):

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 309940 \cdot 7.43}{16.5 \cdot 7.43^2 (60 - 7.43) + 6 \cdot 2.26 \cdot 15 \cdot 5.43 \cdot 20} = 197.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{197.6 \cdot 12.57 \cdot 15}{7.43} = 5010 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{10165}{2 \cdot 17.53 \cdot 16.5} = 17.6 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau = \frac{309940}{17.53 \cdot 11.3 \cdot 229.4} = 6.8 \text{ kg/cm}^2.$$

Es muß zunächst auffallen, daß hier und auch im vorhergehenden Falle bei Versuch Nr. 22 die Rechnung eine unverhältnismäßig hohe Eisenzugspannung ergibt. Ein Vergleich mit dem freiaufliegenden Balken Nr. 25 (siehe Heft IV, Seite 84 f. f.), der die gleiche Bewehrung aufweist wie jener bei Versuch 28, zeigt, daß dort die nachgewiesene rechnermäßige Spannung von 3760 kg/cm^2 zwar den Durchschnitt der bei den freiaufliegenden Balken erhaltenen Werte, nämlich

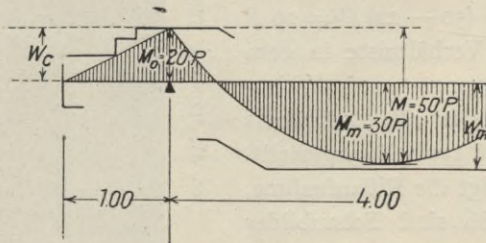


Abb. 267. Verlauf der Widerstandsmomente bei Versuch Nr. 28.

3923 kg/cm^2 nicht erreicht, aber doch beide Ziffern eine Überschreitung der oberen Fließgrenze, die für das verwendete Rundeisen mit 2927 kg/cm^2 bestimmt wurde, aufweisen. Die Ursachen dieser Erscheinung sind hier wie dort die gleichen und bestehen in der mehr oder weniger rahmenartigen Verspannung der Widerlager und des Balkens, abhängig von den übertragenen Auflagerdrücken. Beim freiaufliegenden Balken Nr. 25 betrug der Auflagerdruck $Q = \frac{4480}{2} = 2240 \text{ kg}$

und hat gegenüber der Fließgrenze eine Erhöhung der Bruchspannung um etwa 25 v. H. zur Folge gehabt; bei dem vorher beschriebenen Balken Nr. 22 und dem vorliegenden No. 28 treten aber weit höhere Auflagerdrücke auf, z. B. 7140 kg bei letzterem, die ein Gleiten des Balkens auf seiner Unterlage ver-

hindern, die Formänderung des Balkens auf die Widerlager übertragen und eine Rahmenwirkung auslösen. Die Rechnung der Beanspruchungen, welche diese Umstände nicht berücksichtigt, führt dann zu den verzeichneten hohen Spannungsziffern.

b) an der Einspannstelle oberhalb des Widerlagers, wenn 3 Eisen als mitwirkend angesehen werden:

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 7.43 \cdot 198310}{16.5 \cdot 7.43^2 \cdot (60 - 7.43) + 6 \cdot 2.26 \cdot 15 \cdot 5.43 \cdot 20} = 126.1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{126.1 \cdot 12.57 \cdot 15}{7.43} = 3200 \text{ kg/cm}^2;$$

wenn 2 Eisen als mitwirkend angesehen werden:

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 6.25 \cdot 198310}{16.5 \cdot 6.25^2 \cdot (60 - 6.25) + 6 \cdot 2.26 \cdot 15 \cdot 20 \cdot 4.25} = 143.5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{143.5 \cdot 13.75 \cdot 15}{6.25} = 4730 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{2055}{17.92 \cdot 16.5} = 7.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau = \frac{198310}{17.92 \cdot 7.53 \cdot 124.4} = 11.8 \text{ kg/cm}^2.$$

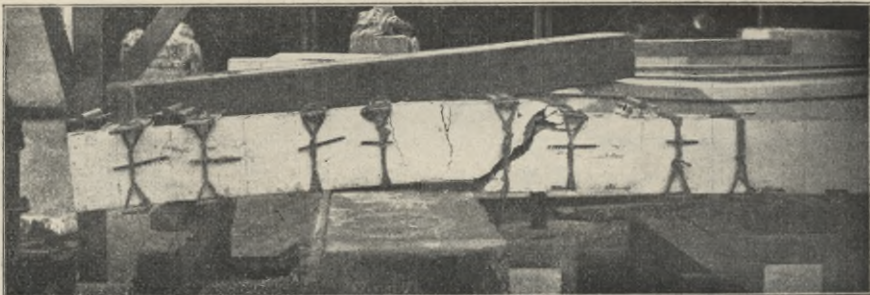


Abb. 268. Bruchbild, Versuch Nr. 28.

Nach dem Bewehrungsplan des Versuches Nr. 28 auf Tabelle V endigt das eine aufgebogene Eisen aus der Zugzone der Mittelspannweite ziemlich nahe dem Auflagerquerschnitt, der noch dazu, bei der gewählten Art der Auflagerung, nicht genau festzulegen ist. Es liegt daher nahe, bei dem rechnermäßigen Spannungsnachweis auf die Berücksichtigung dieses Eisens zu verzichten und die Spannungen nur für 2 Eisen zu berechnen. Wie die obige Rechnung zeigt, erhalten wir dann, ähnlich wie beim Versuch Nr. 22, eine fast gleiche Spannungsziffer im Konsolenquerschnitt und in der Mitte des Balkens, was bei dem fast gleichzeitigen Auftreten der beiderseitigen ersten Risse in der Zugzone (dritte und vierte Lastlage) wahrscheinlicher ist, als wenn drei Eisen gerechnet werden.

Ebenso ist aus der Zusammenstellung Tabelle V zu ersehen, daß der Verbund zwischen Ober- und Untergurt durch Bügel und dergl. fehlt, so daß die Rißerscheinungen bei beiden Konsolen in den Orten der Haken des aufgebogenen Zugs Eisens (das Ende der Bruchrisse auf der Rißaufnahme fällt genau mit dem

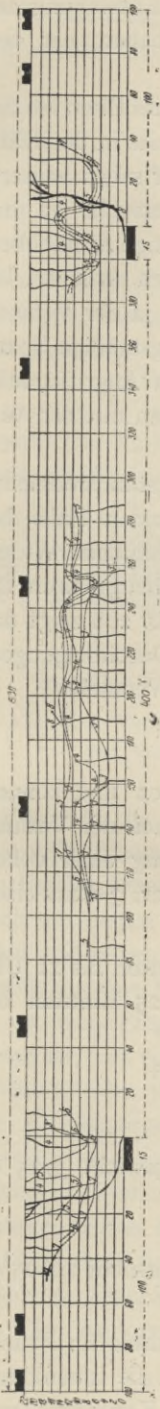


Abb. 269. Rißaufnahme, Versuch Nr. 28.

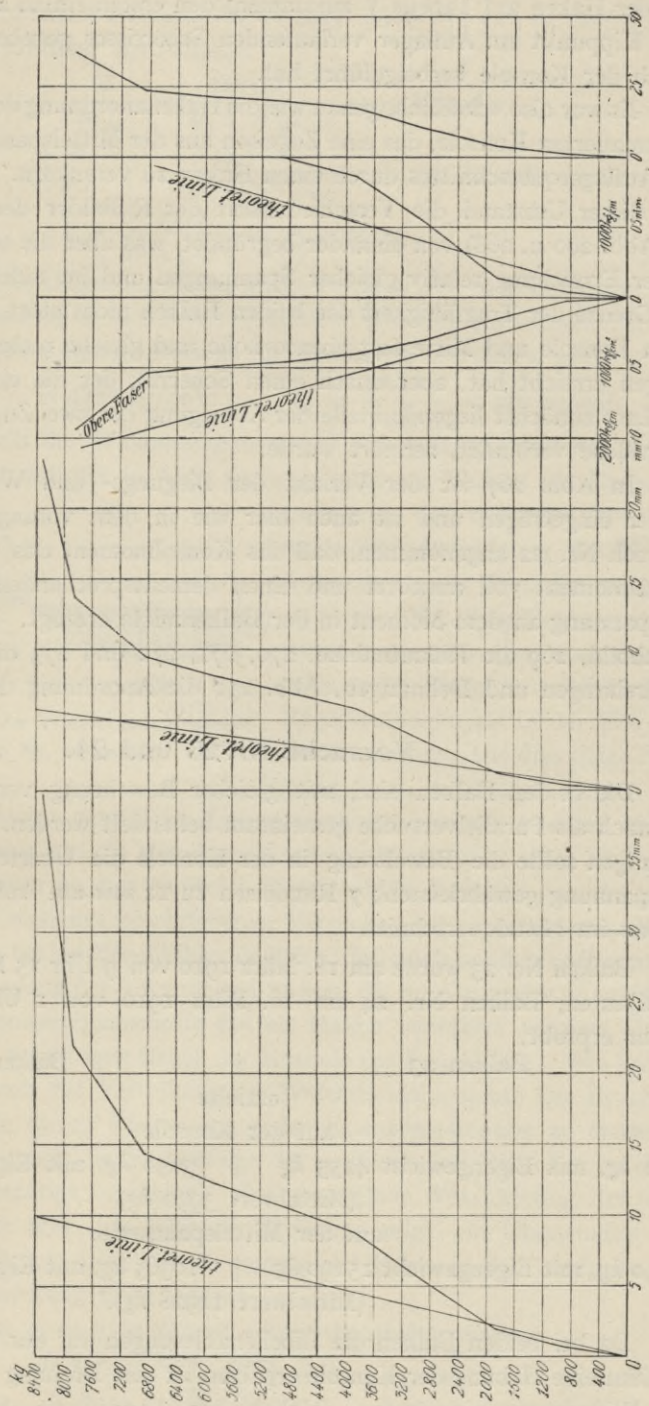


Abb. 270-273. Versuch Nr. 28.

Abb. 270. Durchbiegung in der Mitte.

Abb. 271. Dehnungen im Viertel.

Abb. 272. Längenänderung in der Mitte.

Abb. 273. Verdrehungen.

Ort der Haken auf Tabelle V zusammen) den ersten Anlaß zur Entstehung des zum Kippunkt am Auflager verlaufenden Scherrisses gegeben haben, der den Bruch der Konsole herbeigeführt hat.

Es war also schädlich, genau wie die Hakenanordnung der drei Eisen bei der eingemauerten Konsole, das eine Zugeisen aus der Mittelspannweite in der Nähe des Auflagerquerschnittes durch einen Haken zu verankern. Wir sehen weiters, daß dieser Umstand die Verschiedenheit der Reißbilder der Versuche 22 und 28 (Abb. 260 u. 268) von einander begründet, was aber die sonstige Ähnlichkeit in der Erreichung relativ gleicher Spannungen und im tadellosen Arbeiten bis zur Grenze der Tragfähigkeit der beiden Balken nicht stört, da ja der Versuch 22 in Konsole und Mitte fast ebenso hohe und gleiche rechnungsmäßige Spannungen erreicht hat, aber durch einen Scherriß, der die einem Angriffspunkt der Last zunächst liegende Stelle der Abbiegung der zwei Zugeisen mit der Auflagerfläche verbindet, zerstört wurde.

In Abb. 267 ist der Verlauf der Biegungs- und Widerstandsmomente wieder eingetragen und ist auch hier wie in dem vorangehenden Falle bei Versuch Nr. 22 angenommen, daß das Konsolmoment das vorhandene Widerstandsmoment voll ausnützt und einen dementsprechenden Abzug durch die Einspannung an dem Moment in der Balkenmitte erzeugt. Abb. 268 zeigt das Bruchbild, 269 die Reißaufnahme, 270, 271, 272 und 273 die Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen, Abb. 252 die Anordnung des Versuches.

Versuche Nr. 23 und 24.

Die beiden Balken sind mit gleicher Bewehrung versehen und können demnach als Parallelversuche gemeinsam behandelt werden. Nach den Voraussetzungen sollte die Bewehrung in der Konsole die Übertragung einer vollen Einspannung gewährleisten; 7 Rundeisen zu 12 mm am Auflager, 3 Rundeisen 12 mm im Mittelquerschnitt.

Balken Nr. 23 wurde am 18. März 1910 von 9 Uhr 15 Minuten bis 11 Uhr 20 Minuten, Balken Nr. 24 am 16. März 1910 von 1 Uhr 25 Minuten bis 3 Uhr erprobt,

Balken 23		Balken 24
	erzielte	
	auf der Konsole	
4180 kg, mit Eigengewicht	4255 kg 3650 kg, mit Eigengewicht	3725 kg
	(Mittelwert 3990 kg)	
	auf der Mittelspannweite	
14890 kg, mit Eigengewicht	15190 kg 10365 kg, mit Eigengewicht	10665 kg
	(Mittelwert 12928 kg).	

Da bei beiden Balken die Libellenablesungen auf der Konsole im Bruchstadium eine Hebung der Konsole ergaben, ist eine Drehung um die Innenkante des Widerlagers eingetreten, folglich der Angriffsarm der Konsollast mit $83 + 15 = 98 \text{ cm}$ in Rechnung zu setzen.

Das Einspannmoment ist dann $M_0 = 3915 \cdot 98 + 75 \cdot 575 = 388310 \text{ kgcm}$,
daraus die Bruchspannung am Auflager

$$\sigma_e = \frac{M}{m f_e} = \frac{388310}{15 \cdot 8 \cdot 7 \cdot 92} = 3105 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{m b x} = \frac{776620}{15 \cdot 8 \cdot 16 \cdot 5 \cdot 10 \cdot 8} = 274 \text{ kg/cm}^2,$$

$$k = \frac{3990}{16 \cdot 5 \cdot 15 \cdot 8} = 15 \cdot 3 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Moment für Freiauflagerung in der Mitte würde $M_f = 50 P = 646400 \text{ kgcm}$ betragen, das tatsächlich im Mittelquerschnitt zur Wirkung gekommene Moment ist dann $M_m = 258090 \text{ kgcm}$. Hieraus die Spannung berechnet, gibt:

$$\sigma_e = \frac{258090}{58 \cdot 3} = 4425 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = \frac{258090}{1197 \cdot 5} = 216 \text{ kg/cm}^2.$$

Durch das Verhältnis der Widerstandsmomente des Auflager- und des Mittelquerschnittes ergibt sich der in Abb. 274 angenommene Verlauf der Biegemomente, der erkennen läßt, daß

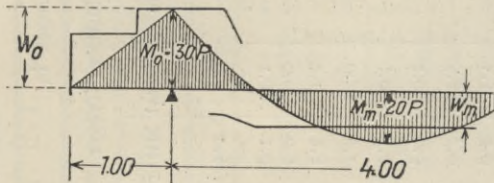


Abb. 274. Verlauf der Widerstandsmomente bei Versuch Nr. 23 und 24.

bei voller Ausnützung des Mittelquerschnitts die Konsolen nicht bis zu ihrer vollen Tragfähigkeit ausgenutzt werden konnten, daß demzufolge an den Einspannstellen kleinere Zugspannungen als in der Mitte zu erwarten waren, wie dies obige Rechnung auch tatsächlich zeigt, und

daß endlich die Konsolen gemäß der Eisenquerschnitte geeignet gewesen wären, eine volle Einspannung auf die Mittelspannweite zu übertragen. Nun sind aber die Brucherscheinungen an den Konsolen dieser beiden Versuche beinahe identisch mit denen des eingangs beschriebenen Versuches mit eingemauerten Konsolen und zeigen die beiden Bruchbilder deutlich, daß auch bei den vorliegenden Versuchen eine Bewegung der 3 Rundeisen 12 mm , die im Abstand von ungefähr 45 cm vom Einspannungsquerschnitt mittels Haken verankert wurden, eingetreten ist, was einen vorzeitigen Bruch der Konsole zur Folge hatte. Wie bereits erwähnt, wäre ja nach der Verteilung der Widerstandsmomente der Bruch in der Mittelspannweite durch Überwindung der Eisenzugspannung zu erwarten gewesen, was auch durch die Reihenfolge der auftretenden Risse bis zu einer gewissen Grenze bestätigt erscheint. Die mangelnde Verankerung der drei kürzeren Eisen hatte aber, wie folgende Rechnung zeigt, ein Überwinden der Haftfestigkeit und durch diese eine Bewegung zur Folge, so daß hiedurch die erwartete Einspannwirkung nicht eintrat.

Im Auflager ist $\sigma_e = 3105 \text{ kg/cm}^2$, daher die Haftspannung

$$\tau = \frac{f_e \sigma_e}{U a} = \frac{1 \cdot 13 \cdot 3105}{3 \cdot 77 \cdot 59} = 15 \cdot 9 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Haftlänge a wurde hiebei in der Weise gewonnen, daß zur Länge der 4 Eiseninlagen vom Einspannungsquerschnitt (45 cm) noch $12 d \doteq 14 \text{ cm}$ zugeschlagen

Kragbalken Nr. 23.

Belastung in kg	Durchbiegungen in				Dehnungen in mm in der Entfernung von				Ver- drehungen am Balken	Zeit und Anmerkung						
	Art	auf Kon- sole	auf Mittel- Träger	88 cm v. A.	Konsole		Mittlerer Träger									
					Wider- lager	Ende	Viertel	Mitte			Oberer Faser 71 cm v. A.	Mitte 20 cm v. A.	Oberer Faser 20 cm v. A.	Mitte		
1. Lage Entlastung	230	865	—	0.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	55"	9h 15'
2. Lage Entlastung	480	1865	—	0.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5"	18'
3. Lage Entlastung	730	2865	—	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2' 45"	24'
4. Lage Entlastung	980	3865	—	2.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30"	26'
5. Lage Entlastung	1230	4865	—	2.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5' 10"	30'
6. Lage Entlastung	1480	5865	—	3.95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	55"	34'
7. Lage Entlastung	1730	6865	—	5.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10' 30"	36'
8. Lage	1980	7865	—	6.25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	14"	40'
9. Lage	2230	8865	—	9.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2' 40"	45'
10. Lage	2480	9865	—	13.35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4' 25"	52'
11. Lage	2740	10865	—	15.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	19' 35"	57'
12. Lage	2960	11865	—	19.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	27' 42"	10h 6'
13. Lage	3240	12905	—	22.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9' 50"	11'
14. Lage	3460	13900	—	36.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	31' 15"	15'
15. Lage	3740	14890	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	43' 45"	27'
16. Lage	4180	14890	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	57' 10"	36'
																51'
																11h 2'
																12'
																20'
																26'

Die mit — bezeichneten Zahlen bedeuten Hebungen, die mit + bezeichneten und ohne Vorzeichen Senkungen.

Kragbalken Nr. 24.

Belastung in kg		Durchbiegungen in mm				Dehungen in mm in der Entfernung von				Verdrehungen		Zeit und Anmerkungen			
		auf Konsolle		auf Mittelträger		Konsolle		Mittlerer Träger		am Balken 10 cm v. A.	am Widerlager				
		Art	auf Konsolle	auf Mittelträger	linkes Ende	12 cm vom rechten Ende	Viertel	Mitte	Obere Faser 20 cm v. A. 71 cm v. A.				Unt. Faser Mitte	Obere Faser 71 cm v. A.	Mitte
1. Lage	330	865	— 0'2	— 0'2	0'6	1'0	—	0'005	0'050	0'010	— 0'026	—	1'	—	1h 25'
Entlastung	—	—	—	—	0'4	0'7	—	—	0'005	0'010	—	—	5"	—	30'
2. Lage	480	1365	— 0'3	— 0'3	1'25	2'0	—	0'007 ⁵	0'075	0'017	— 0'056	—	1' 41"	—	35'
Entlastung	—	—	— 0'1	—	0'45	0'8	—	—	0'010	0'017	—	—	13"	—	40'
3. Lage	830	2365	— 0'3	—	1'9	2'7	—	0'015	0'110	0'500	— 0'100	—	2' 14"	—	45"
Entlastung	—	—	— 0'1	—	0'4	0'7	—	0'010	0'020	0'040	—	—	27"	—	47'
4. Lage	1180	3365	— 0'5	— 0'2	2'35	3'6	—	0'040	0'285	0'130	— 0'200	—	4' 16"	—	50'
Entlastung	—	—	— 0'2	—	0'75	1'1	—	0'037	0'090	0'110	—	—	1' 12"	—	53'
5. Lage	1530	4365	— 1'1	— 0'4	3'95	6'0	—	0'095	0'372	0'290	— 0'310	—	7' 30"	—	57'
Entlastung	—	—	— 0'4	—	1'1	1'8	—	0'090	0'140	0'155	—	—	2' 1"	—	2h 00'
6. Lage	1880	5365	— 1'3	— 0'2	5'0	7'8	—	0'185	0'810	0'520	— 0'396	—	10' 8"	—	07'
Entlastung	—	—	— 0'5	—	1'45	2'3	—	0'165	0'335	0'225	— 0'036	—	3' 8"	—	10'
7. Lage	2230	6365	— 0'3	—	5'7	8'9	—	0'210	0'940	0'760	— 0'436	—	11' 9"	—	20'
Entlastung	—	—	— 0'2	+ 0'3	1'55	2'7	—	0'160	0'030	0'180	—	—	4' 24"	—	25'
8. Lage	2540	7365	— 0'5	+ 0'2	6'35	10'0	—	0'240	0'070	0'010	— 0'587	—	12' 46"	—	34'
Entlastung	—	—	— 0'1	+ 0'1	1'6	2'6	—	0'255	0'050	—	—	—	4' 24"	—	40'
9. Lage	2930	8365	— 0'4	+ 0'4	7'8	12'3	—	0'40	0'095	0'230	— 0'586	—	15' 47"	—	45'
Entlastung	—	—	— 0'7	— 0'4	2'5	4'0	—	0'335	0'050	—	—	—	7' 3"	—	50'
10. Lage	3260	9365	— 0'6	+ 0'1	9'4	14'9	—	0'525	0'103	0'443	— 0'480	—	19' 16"	—	3h 00'
11. Lage	3650	10365	+ 0'8	+ 1'0	9'95	15'9	—	0'640	—	1'42	— 0'592	—	19' 17"	Beveg. nach außen	—

Die mit — bezeichneten Zahlen bedeuten Hebungen, die mit + bezeichneten und ohne Vorzeichen Senkungen.

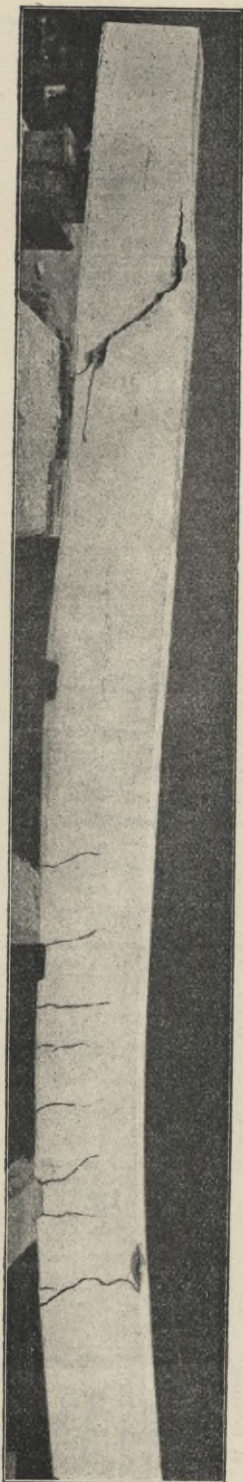


Abb. 275. Bruchbild, Versuch Nr. 23.

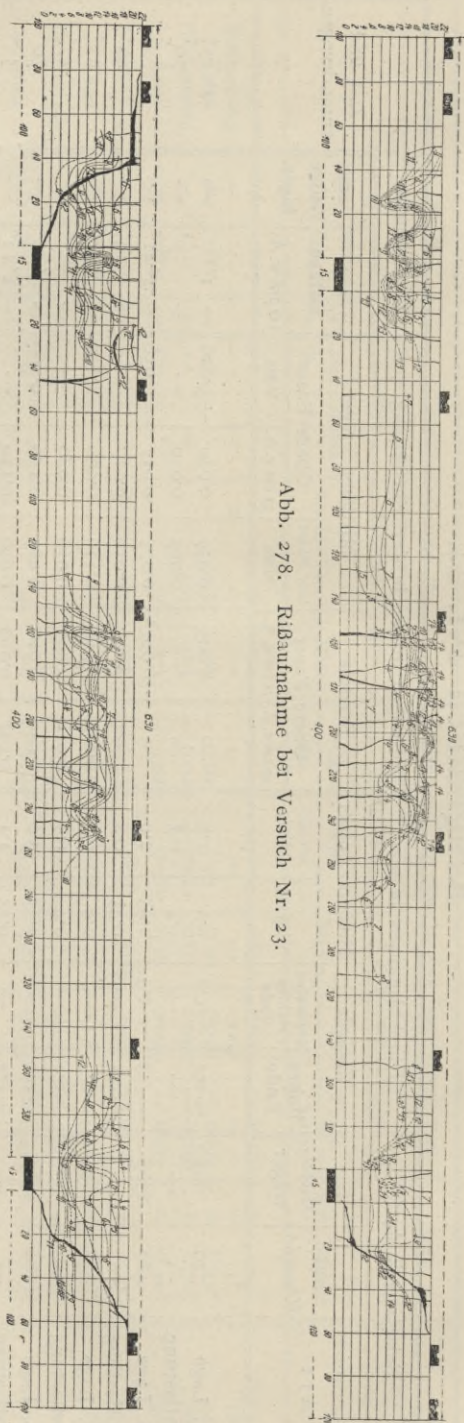


Abb. 278. Ribaufnahme bei Versuch Nr. 23.

Abb. 279. Ribaufnahme bei Versuch Nr. 24.

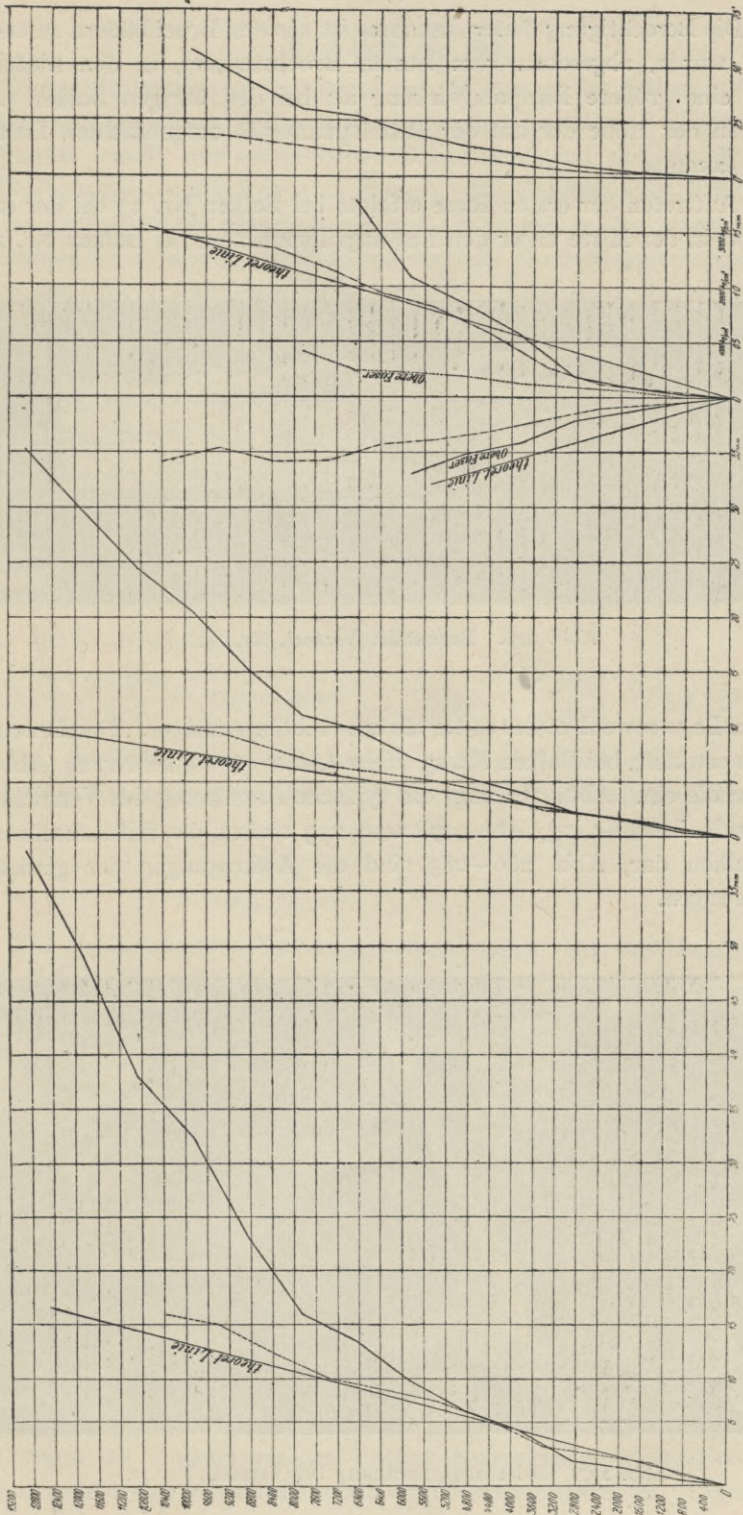


Abb. 280. Durchbiegung in der Mitte. Abb. 281. Durchbiegung im Viertel. Abb. 282. Längenänderung in der Mitte. Abb. 283. Verdrehungen.

wurden. Die Berechtigung dieser Annahme ist aus den Bruchbildern zu ersehen. Immerhin wurde, abgesehen vom letzten Bruchstadium, in den niedrigeren Lastlagen eine größere Einspannwirkung als bei den übrigen Balken erzielt, was auch in der Höhe der auf der Mittelspannweite aufgebrauchten Last zum Ausdruck kommt.

Das Auftreten der ersten Risse erfolgte bei Balken Nr. 23 bei der dritten Lage u. zw. in der Mitte unter den Lastangriffspunkten, bei Balken Nr. 24 bei

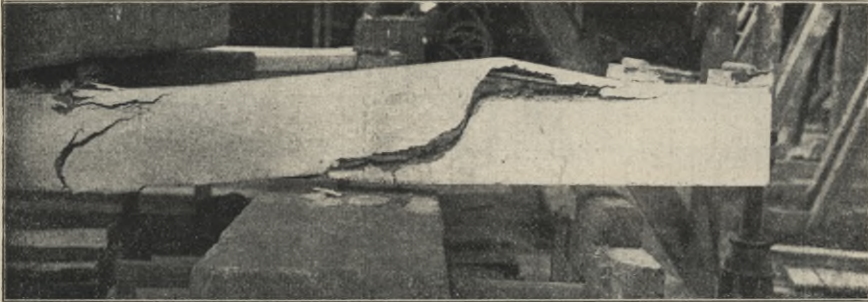


Abb. 276. Bruchbild, Versuch Nr. 24.

der vierten Lage sowohl in der Mitte als am rechten Auflager. Der Bruch trat, wie bereits erwähnt, bei Balken Nr. 23 (siehe Abb. 275) wie bei Nr. 24 (Abb. 276) in der Konsole ein. Abb. 277 zeigt die typische Anordnung des Versuches mit dem Konsolbalken Nr. 23, Abb. 278 und 279 stellen die Rißaufnahmen der beiden Balken dar, Abb. 280—283 sind die Auftragungen der gemessenen Formänderungen.



Abb. 277. Belastungsanordnung bei Versuch Nr. 23.

Versuch Nr. 39.

In der Einleitung wurde bereits auf die Bauart des Balkens No. 39 hingewiesen und angeführt, daß er mit sogenannten „mittleren“ Schrägen deshalb ausgestattet wurde, um ein größeres Einspannmoment von der Konsole auf die Mittelspannweite übertragen zu können. Die Planübersicht V läßt ersehen, daß die Einspannstelle über 1 Rundeisen zu 12 mm in der Druck- und über 3 Rundeisen zu 12 mm in der Zugzone verfügt; der Mittelquerschnitt war der gewöhnliche mit 3 Rundeisen zu 12 mm.

Der Versuch wurde am 25. August 1910 in der Zeit von 9 Uhr 38 Minuten bis 11 Uhr 50 Minuten abgeführt und erzielte eine Bruchlast auf der Konsole von 3030 kg, einschl. Eigengewicht 3125 kg, auf der Mittelspannweite 8084 kg einschl. Eigengewicht 8424 kg.

Die aus der gewählten Lastverteilung sich ergebenden Biegemomente und den Verlauf der Widerstandsmomente zeigt die Abb. 284.

Das Konsolenmoment, dessen Hebelsarm wieder 98 cm war, beträgt

$$M_o = 3030 \cdot 98 + 95 \cdot 575 = 303460 \text{ kgcm};$$

daraus die Bruchspannungen am Auflager:

$$\sigma_e = \frac{303460}{121 \cdot 8} = 2490 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = \frac{303460}{3638 \cdot 5} = 83 \cdot 4 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Freiauflagerung wäre unter gleicher Lastanordnung wie früher $M_f = 50 P = 421200 \text{ kgcm}$, daher ist das wirklich auftretende Moment:

$$M_m = 421200 - 303460 = 117740 \text{ kgcm und}$$

$$\sigma_e = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 98 \cdot 4 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie die errechneten Spannungsziffern zeigen, hat eine Ausnützung der Materialfestigkeiten nicht stattgefunden, was durch den vorzeitigen Bruch der Konsole am linken Ende des Balkens zu erklären ist. Durch die Ausführung der Schräge mit ihrem 50 cm vom Auflagerquerschnitt entfernten Bruchpunkt der Unterkante wurde dort eine schwache Stelle geschaffen, die im Verein mit den durch die starken Formänderungen der Konsole bedingten Bewegungen des in dieser Nähe abgebogenen Eisens (Abb. 284) aus der Mittelspannweite den Bruch herbeigeführt hat. Dazu kam noch, daß mit den zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln die gleichzeitige Entlastung der Mittelspannweite und der beiden Konsolen zwischen den einzelnen Lastenlagen nur schwer durchzuführen war, und liegt die Vermutung nahe, daß bei den unteren Laststufen die Mittelspannweite bereits entlastet und die Konsolen noch immer belastet waren oder daß doch die Entlastung der Mittelspannweite derjenigen der Konsole zeitlich vorangeeilt war. Dadurch ist, wie die Aufzeichnungen beim Versuch zeigen, ein Durchschlagen des Balkens nach oben eingetreten. Man hat diesen Übelstand durch die Umkehrung des Entlastungsvorganges abzuwenden versucht, aber nur erzielt, daß das umgekehrte Verhältnis eingetreten ist. Dieser Wechsel

in der Formänderung, d. h. der plötzliche Übergang vom Zug in Druck und umgekehrt, hat den Balken vorzeitig geschwächt, bzw. seinen Verbund gelockert, so daß an der vorerwähnten schwachen Stelle der



Abb. 285. Ribaufnahme bei Versuch Nr. 39.

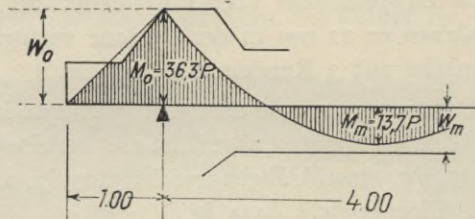


Abb. 284. Verlauf der Momente bei Versuch Nr. 39.

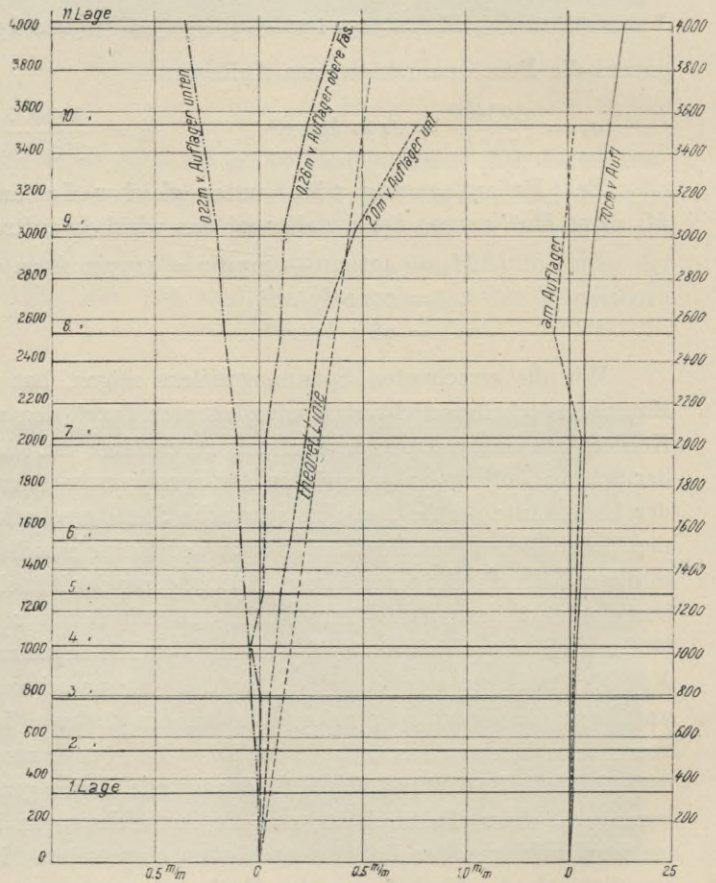


Abb. 286—287. Dehnungen.

Verdrehungen.

Bruchkante an der Unterseite der Konsole der vorzeitige Bruch eingetreten ist. Man hat deshalb von einer weiteren Verfolgung dieses Versuches abgesehen.

Abb. 285 zeigt die Reißaufnahme, Abb. 286—287 enthalten die Schaubilder der Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen.

Das ursprünglich ausführliche Programm dieser Versuchsdurchführung wurde im Lauf der Beratungen des Ausschusses immer mehr gekürzt; schließlich wurde die weitere Ausführung hier abgebrochen, da einerseits die Frage der Kontinuitätswirkung ein eigenes Versuchsprogramm verlangt und andererseits weil man zur Überzeugung kam, daß sich solche Versuche besser für ein Laboratorium mit feineren Meßvorrichtungen und geschulten Arbeitskräften eignen, die hier nicht in genügender Anzahl zur Verfügung standen.

Schlußfolgerungen.

Die im vorstehenden beschriebenen Versuche sind als Einleitung einer Untersuchung über kontinuierliche Balken anzusehen und ist es bei solchen Untersuchungen das Richtige, zunächst das einfache Problem, wie es sich hier darstellt, zu untersuchen und zu lösen und dann erst zur Untersuchung von Balken über mehrere Spannweiten überzugehen. Es scheint wenig angebracht, mit der Untersuchung des überaus komplizierten Problems der Kontinuität über mehrere Felder zu beginnen, wie dies bekanntlich anderwärts wiederholt versucht worden ist, ehe die grundlegenden Fragen an solchen einfachen Versuchen untersucht und klargelegt worden sind.

Dabei wäre noch zu berücksichtigen, daß die Kontinuitätswirkung solcher Balken in der Praxis oft gar nicht von den Nachbarspannweiten, sondern vielmehr, wie wir bereits aus dem im Heft IV beschriebenen Versuchen wissen, in erster Linie von der Verbindung mit den darüberstehenden Mauern und Pfeilern herrührt, über die hinaus sich wieder die Momentenwirkung der Nachbarspannweite unter gewöhnlichen Umständen, d. h. bei Mauerlasten, wie sie in der Praxis vorkommen, nicht fortpflanzt. Jedenfalls ist in einem solchen Falle die Theorie der kontinuierlichen Träger, welche sich auf das Vorhandensein von freibeweglichen Auflagern stützt, kaum als der richtige Maßstab anzusehen, der uns zu, der Spannungsverteilung angemessenen Abmessungen führt, wie auch der Einfluß der durch die Belastung hervorgerufenen Biegemomente auf Pfeiler und Stützen eine eingehendere Berücksichtigung finden sollte.

Die Schwierigkeiten, mit welchen man bei der Durchführung der vorliegenden Versuche zu kämpfen hatte, um eine genauere Lastübertragung und damit eine berechenbare Größe des Einspannmomentes zu erzielen, lassen erkennen, wie schwer es ist, unter praktischen Verhältnissen Versuche mit kontinuierlichen Balken auszuführen, welche allen wissenschaftlichen Anforderungen genügen. Wie bereits eingangs erwähnt, ist der vorliegende Bericht als Vorarbeit zur Erkenntnis des bei derartigen Balken wirkenden Kräftespieles gedacht, in welchem jeder, der diese Frage ausführlich verfolgen oder zu neuen Versuchen auf diesem Gebiete schreiten will, eine Reihe von brauchbaren Anhaltspunkten finden kann.

VI. Versuchsreihe mit I-Trägern aus Flusseisen.

Die eingangs des Heftes IV in Abb. 1 a (Seite 12) angestellten Vergleiche zwischen einem Eisenbetonbalken, den bei ihm möglichen Einspannungen, den zugehörigen Materialmengen und erreichbaren Tragfähigkeiten einerseits und einem freiaufliegenden eisernen I-Träger andererseits, geben Anlaß zu dem Bedenken, ob die in der Praxis allgemein üblichen Annahmen des Freiauflagers beim eisernen I-Träger für alle Fälle den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen. Die bisher darüber abgeführten Versuche haben dies allerdings so weit dargetan, daß diese Annahme zu dem „eisernen“ Bestand unserer Konstruktionsweisheit gehört. Gerade aber die bei den Eisenbetonbalken erzielten Ergebnisse lassen die Vermutung entstehen, daß auch beim Eisenträger durch eine entsprechend sorgfältige Einmauerung eine teilweise Einspannung erzielt werden kann. Es handelt sich dabei darum, zu untersuchen, ob nicht das Moment in der Mitte $\frac{Pl}{8}$ auf diese Weise bis auf $\frac{Pl}{16}$ in der Mitte und am Auflager herabgesetzt werden kann, etwa wie in Abb. 1 c, Heft IV, Seite 13. Vom Standpunkt einer unparteiischen Berichterstattung ergab sich die Pflicht, auch diese Frage versuchstechnisch und nicht durch das einmal bestehende Vorurteil beantworten zu lassen und damit auch den Vorwurf auszuschließen, daß der Eisenbetonausschuß etwa nur einseitige Eisenbetoninteressen vertrete und die ganze Frage nur vom Standpunkte der für den Eisenbeton erzielbaren Vorteile beleuchte. Dabei beabsichtigte der Bericht keinesfalls, einen wirtschaftlichen Vergleich zwischen den beiden Materialien zu ziehen, in welchem der Preis und eine Reihe von Gesichtspunkten eine Rolle spielen, die sich weder allgemein noch versuchstechnisch als feststehende Tatsachen ermitteln lassen. Selbst ein rein statischer Vergleich ohne Rücksicht auf sonstige Vor- und Nachteile hat seine Schwierigkeiten und soll nicht versucht werden. Es sei nur angedeutet, daß die Möglichkeit besteht, Eisenbetonbalken und gewalzte Träger in Bezug auf die Wirkungen der im Zuggurt befindlichen Eisenmenge zu vergleichen, unter der Voraussetzung der größtmöglichen Ausnützung des Druckgurtes. Bekanntlich wird in der Praxis, deren Verhältnisse zu prüfen Aufgabe des Eisenbetonausschusses ist, die hier bei diesen Versuchen größtenteils benützte Rechteckform des Eisenbeton-Balkenquerschnittes nur selten angewendet und erscheint der Träger fast immer mit einem verbreiteten Druckgurt, der Platte, ausgestattet. Nun wurde aber bei den Versuchen mit freiaufliegenden Balken durch die Verbreiterung des Druckgurtes eine Erhöhung der Tragfähigkeit erzielt, die einer Vergrößerung gegenüber den Rechteckbalken bis zu einem Drittel entspricht. Die gewählte Rechteckform ist also nahezu ein Gleichwert des gewöhnlich in der Praxis verwendeten Plattenbalkens mit einer Höhe

von $\frac{3}{4}$ der Rechtecksform. Um nun einen Vergleich bei gleicher Gesamthöhe zu ermöglichen, wurde das Eisenprofil mit $150 \text{ mm} = \frac{3}{4} \cdot 200 \text{ mm}$ Höhe gewählt. Für diese Wahl war auch der Umstand ausschlaggebend, daß selbst ein Zwillingsträger dieser Art mit dem vorhandenen Belastungsmaterial noch zum Bruch gebracht werden konnte. Der vorerwähnte Vergleich der Zugspannungen im Eisenbeton- und eisernen I-Träger erscheint durch die vorgeschriebene zulässige Inanspruchnahme bereits festgelegt, so daß als einzige zu erwägende Frage sich der Nachweis der Berechtigung der amtlichen Zahlen über die zulässigen Eisenspannungen im Eisen- und Eisenbetonbau durch die erzielten Bruchlasten und Sicherheiten ergibt. Zum Zwecke dieser Beurteilung wurden ebenso wie bei den Eisenbetonbalken die zulässigen Lasten und die Sicherheit ermittelt und sei diesbezüglich auf die am Schlusse dieser Arbeit angeführten vergleichenden Tabellen verwiesen.

Die Aufgabe dieser Versuchsserie bestand darin, eiserne I-Träger in derselben Weise zu untersuchen wie die Eisenbetonbalken der Versuchsreihe III (eingemauerte Balken), um zu erfahren, wie dieselben Vorkehrungen, deren Wirksamkeit im Heft IV sich ausführlich dargestellt findet, mit dieser versammelten Form des Eisenquerschnittes zusammenarbeiten. Natürlicherweise kann der bescheidene Umfang der Versuche auch diese Frage nicht erschöpfen, sondern nur einen Anlauf zu einer grundsätzlichen Klarlegung bedeuten, deren gründliche Bearbeitung Sache der besonderen Interessenten wäre. Für die kostenlose Überlassung des hier untersuchten Trägermaterials sei der geehrten Prager Eisenindustrie-Gesellschaft bei dieser Gelegenheit der verbindlichste Dank ausgesprochen.

Versuchsordnung.

Die Versuche mit I-Trägern sind den bereits im Heft IV der „Mitteilungen“ besprochenen Versuchsreihen mit Eisenbetonbalken entsprechend gegliedert und zerfallen wie dort in Versuche:

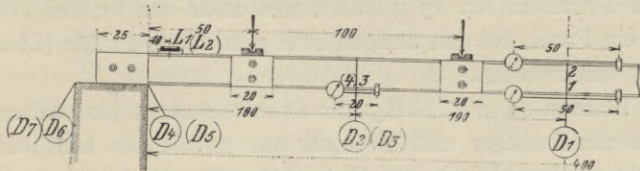
- a) mit freiaufliegenden Balken (ein Versuch),
- b) mit künstlicher Einspannung durch eine Hebelübersetzung (ein Versuch) und
- c) mit eingemauerten Balken (5 Versuche).

Letztere scheiden sich durch das Material ihrer Widerlager in 3 Versuche mit Widerlagern aus Ziegelmauerwerk und zwar je ein Versuch mit Mauerwerk in

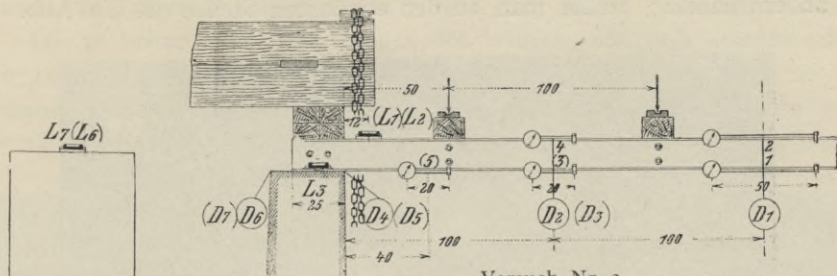
- a) Weißkalkmörtel,
- b) Weißkalk- und Portlandzementmörtel (sogenanntes gemischtes Mauerwerk),
- c) Portlandzementmörtel

und zwei Versuche mit Widerlagern aus Stampfbeton. Dieselben finden sich in der Planübersicht VI übersichtlich dargestellt vor.

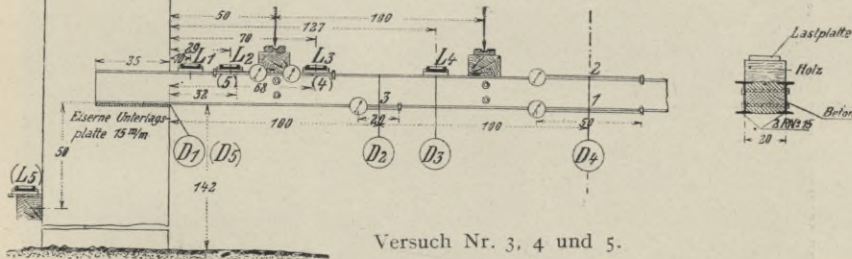
Planübersicht VI der Versuche mit I-Trägern.



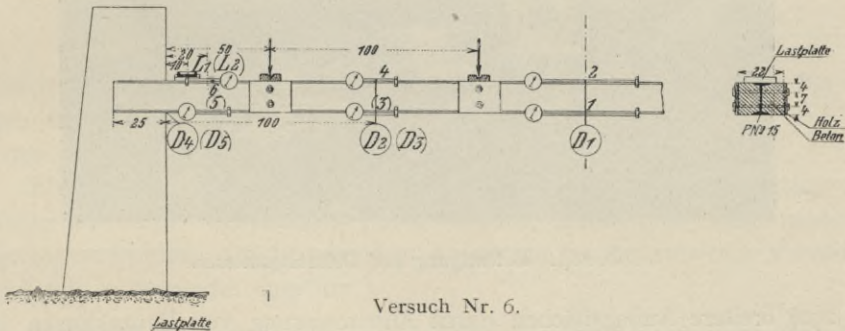
Versuch Nr. 1.



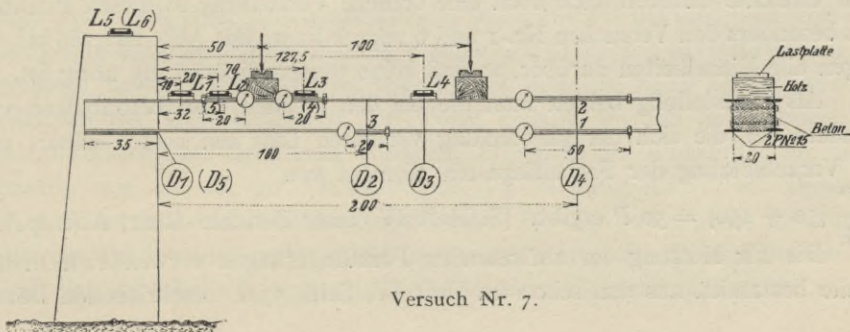
Versuch Nr. 2.



Versuch Nr. 3, 4 und 5.



Versuch Nr. 6.



Versuch Nr. 7.

Die zu untersuchenden Eisenträger wurden, wie bereits in der Einleitung erwähnt, mit I-Profilen Nr. 15 gewählt, und zwar wurden bei Versuch Nr. 1 und Nr. 6 je ein Profil, bei den übrigen zwei gekuppelte Profile (Zwillingsträger) der Belastung unterworfen.

Da der Flansch eines P. N. 15 nur 80 mm breit ist und daher die Gefahr eines Kippens am Auflager und die einer unregelmäßigen Lastübertragung in den Lastpunkten sowohl bei den Versuchen mit einem Profil als auch bei den andern nahelag, stellte man an den erwähnten Stellen (s. die Abb. 288



Abb. 288. Befestigung der Dehnungsmesser.

bis 292) breitere Auflagflächen durch Anbetonierung von Betonklötzen her. Man erreichte dadurch auch noch eine örtliche Versteifung in diesen Punkten, was besonders den Versuchen Nr. 1 und 6 zugute kam. Die Abb. Nr. 288 bis 292 zeigen alle Einzelheiten darüber, so daß keine weitere Erörterung nötig ist.

Als Laststellung behielt man die bei den meisten Eisenbetonbalken verwendete bei, die sich der gleichmäßig verteilten Last am besten nähert und bei Voraussetzung der Freiauflage ein Moment von

$$\frac{P}{4} (50 + 150) = 50 P \text{ ergibt. (S. Heft IV dieser Berichte S. 21, Abb. 4 d).}$$

Die zur Messung der auftretenden Formänderungen verwendeten Instrumente bestanden aus den schon im Heft IV, Seite 57 ff. beschriebenen Durch-

biegungs-, Dehnungsmessern und Libellen. Über die grundsätzliche Anordnung derselben unterrichtet die Planübersicht VI, in der die Durchbiegungsmesser mit D , die Libellen mit L und die Dehnungsmesser mit Ziffern 1, 2, ... bezeichnet sind. Es sei noch hervorgehoben, daß die über 500 mm Meßlänge verfügenden Dehnungsmesser immer in der Mitte des Trägers in der Zug- und Druckzone und die übrigen mit 200 mm Meßlänge an den übrigen Orten angeordnet wurden. Die Abb. 288 zeigt die Befestigung von Dehnungsmessern am Flansch des Trägers.

Die zu erwartenden Bewegungen des Widerlagerkörpers wurden mittels Durchbiegungsmessern und Libellen beobachtet und sei hiebei auf die Aufzeichnungen bei den einzelnen Versuchen hingewiesen. Die Versuche teilen sich weiters der Zeit ihrer Erprobung nach in zwei Gruppen und zwar wurden

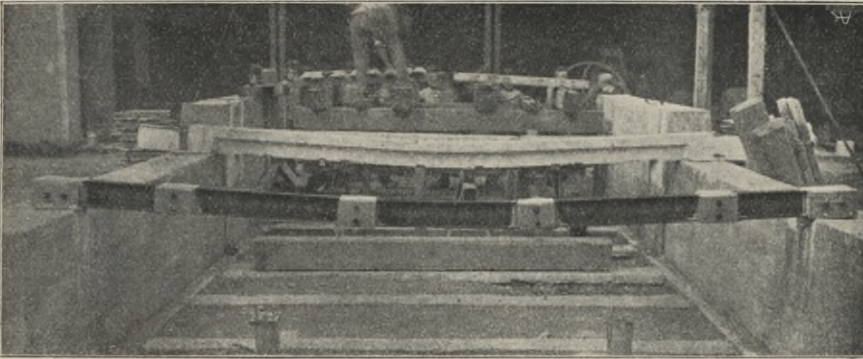


Abb. 289. Bruchbild, Versuch Nr. 1.

Versuch Nr. 1, 2 und 6 im Jahre 1910, die übrigen 1911 abgeführt. Bei der ersten Gruppe betrug die Auflager- bzw. Einspannungslänge 25 cm, bei der zweiten 35 cm, mit Ausnahme des Versuches Nr. 7.

Ebenso wurden bei der zweiten Gruppe eiserne Unterlagsplatten am Auflager der Träger verwendet, die, über die ganze Einmauerungslänge reichend, eingemauert wurden. Auf die besondere Anordnung bei den einzelnen Versuchen eingehend, sei folgendes angeführt:

Versuch Nr. 1 mit einem Träger P. N^{ro}. 15 vorgenommen (Abb. 289). Der Träger wurde mit einer Auflagerlänge von je 25 cm auf die seinerzeit von den Eisenbetonträgern benützten Widerlager aufgelegt. Wie schon in Heft IV, Seite 69, angeführt, hatten die zahlreichen abgeführten Versuche keine bemerkenswerte Abnützung der Widerlagerkante zur Folge gehabt, so daß keine Bedenken gegen die abermalige Benützung vorlagen. Bezüglich der Anordnung der Meßapparate, wie sie in der Planübersicht VI verzeichnet ist, sei bemerkt, daß entsprechend den Durchbiegungsmessern D_2 , D_4 und D_6 auf der linken Hälfte des Trägers auch rechts solche angeordnet waren, D_3 , D_5 und D_7 . Ebenso befand sich die Libelle L_2 rechts an Stelle der eingezeichneten L_1 und Dehnungs-

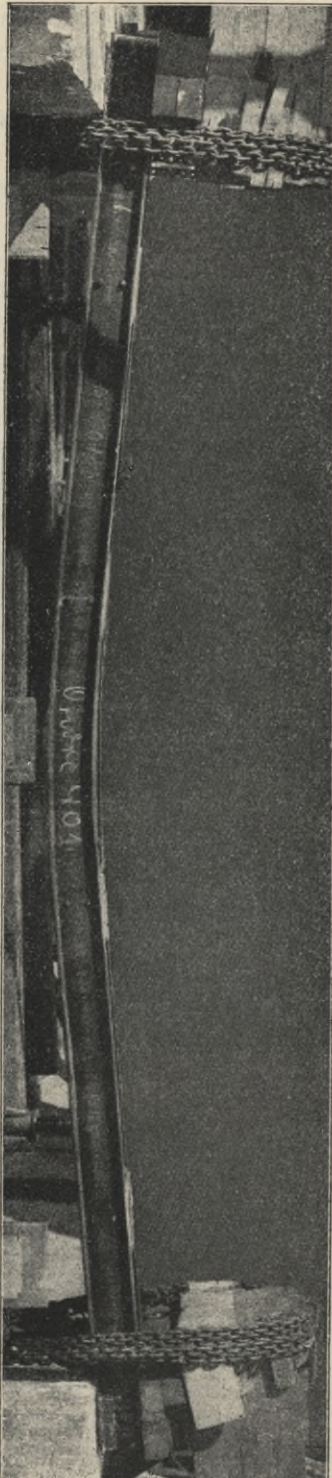


Abb. 290. Bruchbild, Versuch Nr. 2.

messer 4 an Stelle von 3. In den Aufzeichnungen und Schaubildern sind hierbei die arithmetischen Mittel der bezüglichen Ablesungen eingetragen. Die Lastunterlagsplatten lagen bei diesem Versuch unmittelbar auf dem Flansch des Trägers und dem Betonklötzel auf.

Versuch Nr. 2 (Abb. 290). Die künstliche Einspannung wurde durch die gleiche Hebelübersetzung, wie sie bei den entsprechenden Eisenbetonversuchen angewendet wurde, hervorzurufen versucht und sei hiebei auf das in Heft 4, S. 118 ff. Gesagte verwiesen.

Zur Übertragung des Hebeldruckes dienten bei diesem Versuch vier Holzstücke, die in der eingezeichneten Lage auf den Widerlagsstummel aufgelegt wurden. Um eine gleichmäßigere Verteilung der angreifenden Einzellasten auf beide gekuppelten Profile zu erzielen, wurden in den Angriffsorten unter den eisernen Unterlagsplatten noch Holzpackel aufgelegt. Die in Klammern gesetzten Bezeichnungen und Nummern der Meßinstrumente waren wieder an der rechten Hälfte des Trägers symmetrisch zur Mittelachse; L_1 und L_2 sind beide rechts angeordnet, und zwar jedes auf einem Profil im Abstände von 12 cm vom Auflager.

Versuche Nr. 3, 4 und 5 (Abb. 291). Die Widerlager bei den Versuchen mit den Balken Nr. 3, 4 und 5 besitzen dieselben Abmessungen und unterscheiden sich voneinander nur durch den zur Aufmauerung verwendeten Mörtel. Alle drei Widerlagskörper wurden in der Weise hergestellt, daß man die bereits mit den entsprechenden Eisenbetonbalken erprobten bis auf durchaus gesundes Mauerwerk abtrug und darauf die neuen Widerlager aufmauerte. Die Unterkante der Eisenträger war in allen drei Fällen in einer Höhe von 1,42 m über dem Boden gelegen, die Höhe der Übermauerung betrug

rund 1,0 m, die Einmauerungslänge 35 cm. Um den Auflagerdruck gleichmäßiger zu übertragen, wurden eiserne Unterlagsplatten eingemauert, und zwar so, wie dies in der Praxis bei Traversendecken auf Ziegelmauerwerk geschieht, also „baumäßig“. Die Planübersicht VI zeigt die Lage der Auflagerplatten.

Um wie bei den bereits veröffentlichten Versuchen mit, in Ziegelmauerwerk eingemauerten Eisenbetonbalken den Verhältnissen in der Hochbaupraxis nahe zu kommen und auch den Einfluß der über den Widerlagern befindlichen Mauern nicht auszuschalten, wurden auf die Widerlagskörper Bleibarren im Gewicht von 5 t aufgelegt. Dieses Gewicht entspricht, bei Annahme von 1,7 t für 1 m³ Mauerwerk, der Höhe einer auf das Widerlager aufgesetzten Mauer von 2,20 m. Abb. 291 zeigt die grundsätzliche Anordnung der Meßvorrichtungen bei allen drei Versuchen, ebenso die Übertragung der Lasten.

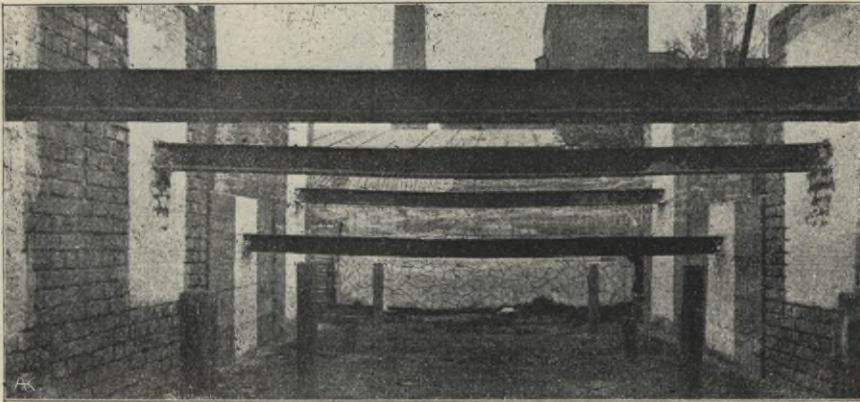


Abb. 291. Versuche Nr. 3, 4, 5 und 7.

Die in Klammern gesetzten Bezeichnungen der Apparate beziehen sich wieder auf solche, die an der rechten Hälfte des Trägers entsprechend angeordnet waren. Zur Messung der Bewegungen des Widerlagerfußes wurde an der Außenseite des rechten Widerlagers 50 cm unter Unterkante des Eisenträgers noch eine Libelle angeordnet. Beim Versuch Nr. 3 war mit Weißkalkmörtel gemauert, Versuch 4 zeigte die in Heft IV, Abb. 11, Seite 32, gebrachte Vereinigung von Scharen in Portlandzement- und Weißkalkmörtel, bei Versuch 5 waren die Widerlager mit Portlandzementmörtel hergestellt. Bei allen drei Versuchen wurden je zwei Träger erprobt.

Versuch Nr. 6 (Abb. 292). Aus dem Betonwiderlager des Versuchs Nr. 16 aus der Reihe der Eisenbetonbalken wurde, da es bei diesem Versuch vollkommen unbeschädigt blieb, ein Schlitz ausgestemmt und in ihm ein Profil Nr. 15 einbetoniert. Die Einbetonierungslänge betrug in diesem Falle 25 cm. Die Lastübertragung und die Anordnung der Meßinstrumente wurde nach der in Planübersicht VI skizzierten Weise vorgenommen. Die zur Beobachtung der Bewegungen der Widerlager angebrachten Durchbiegungsmesser D_4 und D_5 zeigten

bis zum Bruchstadium keine Bewegungen an; erst nahe der Bruchlast wiesen sie auf eine Bewegung von 0,2 mm hin. Sie wurden daher im Versuchsprotokoll nicht angeführt.

Versuch Nr. 7 (Abb. 291). Hier wurden die Widerlager, zum Unterschied vom Versuch Nr. 6, neu hergestellt und betrug auch die Einmauerungslänge hier 35 cm; ebenso verwendete man hier auch Unterlagsplatten, um den Auflagerdruck der zwei gekuppelten Profile besser zu verteilen. Aus der Planübersicht VI sind alle Einzelheiten näher zu entnehmen und gilt für die in Klammer gesetzten Bezeichnungen der Meßapparate dasselbe wie bei den früheren Versuchen.

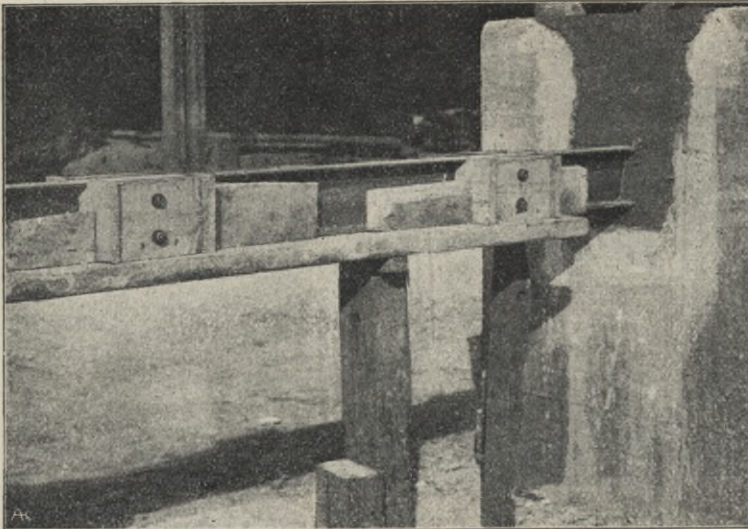


Abb. 292. Versuch Nr. 6.

Versuch Nr. 1. Freiaufliegender Träger.

Art	Belastung in kg		Durchbiegungen in mm				Dehnungen in mm			Verdreh. 10 cm vom Auflager $L_1 + L_2$	An- merkung
	Einzel	Zusammen	Mitte D_1	Viertelpunkt $D_2 + D_3$	Widerlager		Mitte		Viertelp. unten 3 + 4		
					innen $D_4 + D_5$	außen $D_6 + D_7$	unten 1	oben 2			
1. Lastlage	2370	2370	13,0	9,85	0,2	—	0,43	— 0,58	0,34	34' 45"	
Entlastung	—	—	0,2	0,3	—	—	0,05	— 0,03	0,0725	—	
2. Lage	1000	3370	18,0	13,5	0,2	—	0,59	— 0,91	0,52	49' 00"	
Entlastung	—	—	0,3	0,45	—	—	0,10	— 0,04	0,0925	0' 30"	
3. Lage	1000	4370	23,5	17,5	0,2	0,15	0,79	*)	0,725	1' 4' 45"	*) Ablesung über 1,0 mm
Entlastung	—	—	1,0	1,0	—	0,15	—	— 0,1	0,08	2' 00"	
4. Lage	2000	6370	Bruch								

Dieser Versuch wurde nur deshalb abgeführt, um eine Vergleichsgrundlage zu gewinnen und sich hiebei auf Tatsachen zu beziehen, obwohl man das gewonnene Resultat ebensogut aus anderen ähnlichen Versuchen hätte ableiten können. Die Anordnung der Lasten und der Meßinstrumente ist aus der Planübersicht VI zu ersehen.

Der Versuch fand am 13. April 1910 in der Zeit von 10 Uhr bis 10 Uhr 30 Minuten vormittags statt und erzielte bei vier aufgebrachten Lastlagen eine Bruchlast von 6370 kg, einschließlich Eigengewicht (70 kg) 6440 kg. Nach der gewählten Lastanordnung beträgt das auftretende Bruchmoment demnach

$$M = 50 P, \text{ wobei für } P \text{ die gesamte Bruchlast einzusetzen ist, also}$$

$$M = 50 \cdot 6440 = 322.000 \text{ kgcm. Daraus findet sich die Bruchspannung zu}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{322.000}{111} = 2900 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einer zulässigen Belastung von $P = 2220 \text{ kg}$ entsprechend 1000 kg/cm^2 beträgt demnach die Sicherheit gegen Bruch 2,9. Von einem Bruch im wahren Sinne des Wortes ist hier naturgemäß nicht zu sprechen, da sich das Material wegen der Streckgrenze und Quetschgrenze bzw. der Erscheinungen im Steg, welche ein Ausknicken bei höheren Profilen im Gefolge haben, verzerrt und die Querschnitte sich verdrehen. (Diese Erscheinungen treten bekanntlich bei den breitflanschigen Differdinger-Profilen und bei höheren Profilen*) noch viel stärker auf und sinkt daher die Sicherheit noch weiter herab.)

Wenn im Folgenden von Bruchspannungen und Bruchmomenten gesprochen wird, so sind die Werte jenes Zustandes darunter gemeint, der der Erreichung der Fließgrenze im Zug- und Druckgurt entspricht und sich äußerlich durch Abspringung der Walzhaut und fortschreitende Zunahme der Formänderungen ohne eine Erhöhung der Last kennzeichnet. Nach der im Heft I der Mitteilungen über Versuche auf S. 32 veröffentlichten Zusammenstellung der Materialproben beträgt die Streckgrenze für Rundeisen von 12 bis 25 mm Stärke

$$\frac{(2680 + 2513 + 3157 + 3360)}{4} = 2927 \text{ kg/cm}^2,$$

eine Ziffer, die mit der oben ausgewiesenen Bruchspannung im Zuggurt gut übereinstimmt und auch sonst als der gewöhnliche Durchschnitt gelten kann. Die Zugrundelegung der Zugfestigkeitszahl im Eisen und im Eisenbetonbau wird nur durch ihre leichte Bestimmbarkeit erklärlich. Wie aus den Abb. 293 bis 295 hervorgeht, die die gemessenen Durchbiegungen, Verdrehungen und Dehnungen in den einzelnen Querschnitten zeigt, stimmen diese mit den rechnermäßigen Ziffern, die in der sogenannten „theoretischen Linie“ erscheinen, sehr gut überein.

Die letzten Messungen wurden bei einer Auflast von 4370 kg vorgenommen.

*) Siehe Versuche des Österr. Ing.- und Arch.-Verein 1897 mit einem Träger Nr. 50, Zeitschrift des Österr. Ing.- und Arch.-Verein 1896.

Durchbiegungen.

Versuch Nr. 1. Freiauflegender Träger.

Verdrrehungen 10 cm vom Auflager.

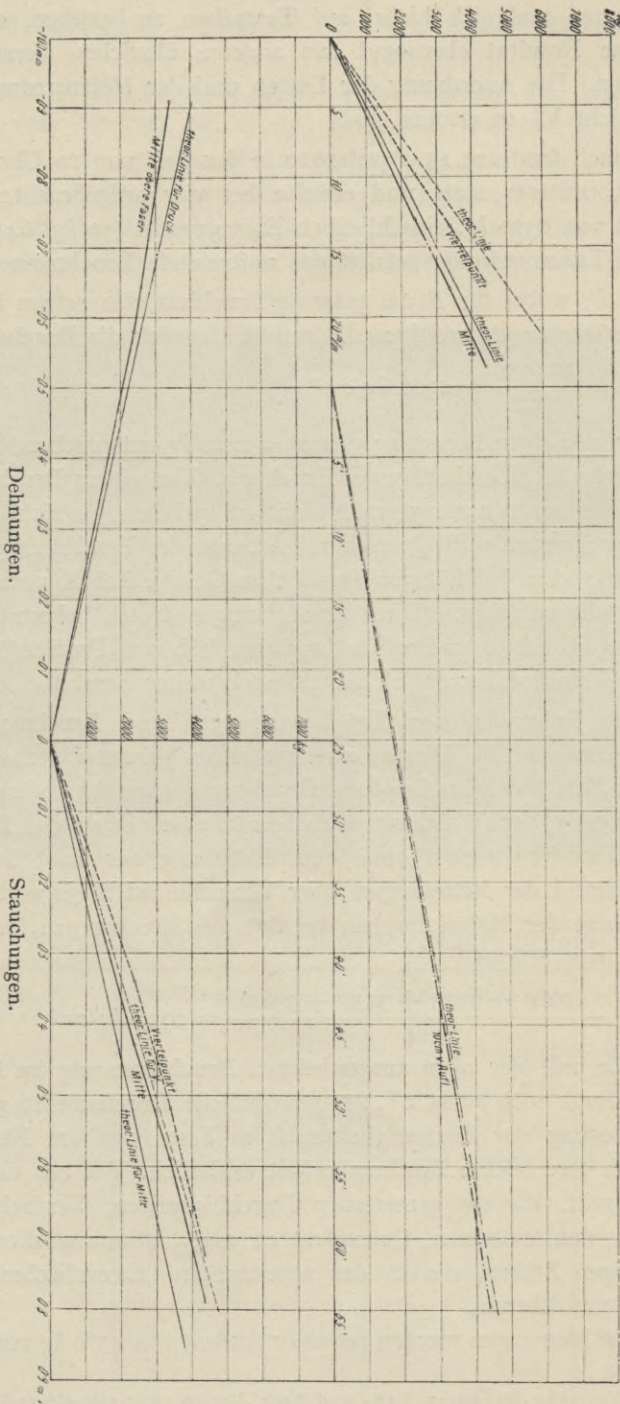


Abb. 293—295. Durchbiegung, Dehnungen, Stauchungen und Verdrrehungen bei Träger Nr. 1.

Die theoretischen Größen ergeben sich wie folgt:

Für den Querschnitt in der Mitte:

$$\text{Durchbiegung: } y = \frac{5 P l^3}{384 E J} = \frac{5 \cdot 4370 \cdot 64 \cdot 10^6}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 832} = 21 \cdot 9 \text{ mm}$$

(tatsächliche Durchbiegung $y = 23 \cdot 5 \text{ mm}$).

Dehnung, Stauchung $= \Delta l = \frac{\sigma l_1}{E}$, wobei l_1 die reduzierte Meßlänge des Dehnungsmessers $= 1 \text{ m}$ bedeutet,

$$\Delta l = \frac{50 P l_1}{W E} = \frac{50 \cdot 4370 \cdot 100}{111 \cdot 2 \cdot 10^6} = \pm 0 \cdot 984 \text{ mm}$$

(tatsächlich gem. Dehnung $0 \cdot 79 \text{ mm}$);

für den Querschnitt im Viertelpunkt $\left(x = \frac{l}{4}\right)$:

$$y = \frac{P l^3}{24 E J} \left(\frac{x}{l} - \frac{2 x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4}\right) = \frac{P l^3}{24 E J} \cdot \frac{57}{256} = 15 \cdot 6 \text{ mm}$$

(tatsächliche Durchbiegung $y = 17 \cdot 5 \text{ mm}$);

$$\text{Dehnung } \Delta l = \frac{300 P l_1}{8 W E} = \frac{150 \cdot 4370 \cdot 100}{4 \cdot 111 \cdot 2 \cdot 10^6} = 0 \cdot 738 \text{ mm}$$

(tatsächliche Dehnung $\Delta l = 0 \cdot 725 \text{ mm}$).

Die theoretische Verdrehung 10 cm vom Auflager (erhalten aus der Differenzierung der Gleichung der elastischen Linie) beträgt

$$E J \frac{d y}{d x} = \frac{P l^2}{24} - \frac{P x^2}{4} + \frac{P x^3}{6 l}; \text{ daraus für } x = \frac{l}{4}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{137 P l^2}{3200 E J} \dots \alpha = 1^{\circ} 1' 50'' \text{ (Gemessene Verdrehung } 1^{\circ} 4' 45'').$$

Die erhaltenen Resultate wurden in den Abb. 293, 294 und 295 aufgetragen und zeigen die guten Übereinstimmungen der rechnerisch ermittelten mit den tatsächlichen Formänderungen, was den Versuch Nr. 1 als Grundlage für die Berechnung der weiteren Träger geeignet erscheinen läßt, ohne daß man zu einer so umfangreichen Feststellung sich bemüßigt fühlte, wie in Heft IV bezüglich der Eisenbetonbalken mit Hilfe der dort durchgeführten Versuche mit freiaufliegenden Balken. Es ist dies ein Beweis, daß beim Eisenbalken die Biegungstheorie der Rechnung in einer weit besseren Übereinstimmung mit der Wirklichkeit steht als beim Eisenbeton, wo zwischen den theoretischen Größen und Beobachtungen große Unterschiede auftreten.

Abb. 289 zeigt den Eisenträger nach dem Versuch nach Abnahme der Belastungsvorrichtung.

Versuch Nr. 2. Träger mit einer künstlichen Einspannung an den Auflagern.

Ähnlich wie bei den Versuchen mit Eisenbetonbalken (s. Heft IV, S. 115) wurde dieser Versuch mit einer künstlichen Widerlagerbelastung durch eine Hebelübersetzung angestellt, welche eine so hohe Widerlagsbelastung ersetzen sollte, wie sie in Wirklichkeit nicht aufgebracht werden konnte. Die Anordnung dieser Übersetzung ist die gleiche gewesen, wie die dort beschriebene. Zur Übertragung der Hebellast wurden Holzkeile verwendet und der Eisenträger

unmittelbar auf das Betonwiderlager aufgesetzt. Wie das Lichtbild des Balkens (Abb. 290) nach der Probe zeigt, trat auch beim Eisenträger ebenso wie beim Eisenbetonbalken (s. oben) unter den höheren Laststufen ein Kippen um die Innenkante des Auflagers ein, ein Beweis, daß die durch die Hebelübersetzung übertragene Last nicht ausreichte, um eine volle Einspannung bis zum Bruch zu erzielen. Es sei im Folgenden der Versuch unternommen, aus den gemessenen Formänderungen einen Schluß auf die Größe des Einspannmomentes und der Spannung in die Nähe des Bruches zu ziehen.

Um von örtlichen Verkrümmungen der Trägerachse, wie sie bei der Erprobung einzelner Eisenträger auftreten, unabhängiger zu sein und auch um für die Übertragung der Lasten größere Auflagerflächen zu gewinnen, wurden zwei Walzprofile Nr. 15 gekuppelt, d. h. in den Lastübertragungspunkten verschraubt.

Der Versuch wurde am 2. April 1910 mit Aufbringung der Last in 8 Stufen zu je 2000 kg in der Zeit von 10 Uhr bis 11 Uhr 45 Minuten abgeführt und erzielte samt Eigengewicht eine Last von $16450 + 140 = 16590$ kg.

Das Moment bei Freiauflagerung würde dementsprechend betragen haben:
 $M = 50 P = 50 \cdot 16590 = 829500$ kgcm.

Daraus würde sich eine Eisenzugspannung von

$$\sigma_e = \frac{829500}{2,111} = 3740 \text{ kg/cm}^2$$

ergeben. Bei der letzten Laststufe ($14450 + 140$ kg), unter der noch die auftretenden Formänderungen gemessen wurden, zeigte sich eine Durchbiegung in der Mitte von 32 mm. Die theoretische Durchbiegung für Freiauflagerung beträgt:

$$y = \frac{5 P l^3}{384 E J} = \frac{5 \cdot 14450 \cdot 64 \cdot 10^6}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 832} = 36,2 \text{ mm.}$$

In obiger Rechnung erscheint das Eigengewicht nicht enthalten, da die Meßapparate unter der Einwirkung des Eigengewichtes auf Null gestellt wurden.

Die Durchbiegung im Viertelpunkt betrug tatsächlich 20,75 mm.

Die theoretische ergibt sich aus der Gleichung der elastischen Linie mit

$$y = \frac{P l^3}{24 E J} \left(\frac{x}{l} - \frac{2 x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right) \text{ für } x = \frac{l}{4}$$

$$y = \frac{57}{256} \cdot \frac{P l^3}{24 E J} = \frac{57 \cdot 14450 \cdot 64 \cdot 10^6}{256 \cdot 24 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 832} = 25,7 \text{ mm.}$$

Die Dehnung in der Mitte betrug 1,1 mm, die theoretische für Freiauflagerung wäre

$$\Delta l = \frac{50 P l}{W E} = \frac{50 \cdot 14450 \cdot 100}{2,111 \cdot 2 \cdot 10^6} = 1,625 \text{ mm.}$$

Die theoretische Verdrehung in der Entfernung 12 cm vom Auflager (rund $\frac{l}{33}$) beträgt:

$$\text{tg } \alpha = \frac{11,915 P l^2}{4,69,696 E J} \dots \alpha = 1^0 42' 62'';$$

die tatsächlich gemessene Verdrehung war $1^0 19' 15''$.

Sämtliche gerechnete Ziffern weisen eine, wenn auch nicht große Überschreitung der tatsächlich gemessenen Werte auf; dies ist als ein Beweis für

das Nichtzutreffen der Freiauflagerung und für das Auftreten einer kleinen Einspannung durch die Hebelübersetzung aufzufassen. Am leichtesten ließe sich die tatsächlich aufgetretene Spannung aus der gemessenen Dehnung nach der Formel $\sigma = \frac{\Delta l \cdot E}{l}$ bestimmen. Die Meßergebnisse werden jedoch durch den Horizontalwiderstand der Widerlager beeinflusst und sind zu klein, daher zu diesem Zweck wenig geeignet.

Bei der 7. Laststufe (14450 kg) wäre z. B.

$\sigma = \frac{0.11 \cdot 2 \cdot 10^6}{100} = 2200 \text{ kg/cm}^2$ gewesen, was einem Moment von $M = \sigma W = 2200 \cdot 2 \cdot 111 = 488.400 \text{ kg}$, also $M = 33.8 P = 0.0846 Pl$ in der Mitte entspricht. Das Einspannmoment wäre demnach $16.2 P = M = 0.0405 Pl$. Es zeigt dies eine viel höhere Einspannungswirkung wie alle übrigen Beobachtungen.*)

Aus der Durchbiegung in der Mitte ergibt sich folgendes:

$$M = \left(\frac{41 Pl^3}{6.8^3} - EJ y_m \right) \frac{8}{l^2} =$$

$$= \left(\frac{41 \cdot 14450 \cdot 64 \cdot 10^6}{6.512} - 2 \cdot 10^6 \cdot 2.832 \cdot 3.2 \right) \frac{8}{16 \cdot 10^4} = 85.000 \text{ kgcm}.$$

Das sind $M = 5.9 P = 0.0147 Pl$. Das Moment in der Mitte würde also $M = 44.1 P$ gegenüber $M' = 50 P$ für Freilaufager betragen haben.

Auf die Bruchlast von $16450 + 140 = 16590 \text{ kg}$ bezogen beträgt demnach das Moment in der Mitte

$$M = 44.1 \cdot 16590 = 732.000 \text{ kgcm} \text{ und}$$

$$\sigma_e = \frac{732.000}{2.111} = 3295 \text{ kg/cm}^2,$$

welche Ziffer sich der beim freiaufliegenden Balken gefundenen Bruchgrenze nähert.

Aus der Durchbiegung im Viertelpunkt ergibt sich folgende Momentenverteilung:

$$M = \left(\frac{39 Pl^3}{8^4} - EJ y_{1/4} \right) \frac{32}{3l^2} =$$

$$= \left(\frac{39 \cdot 14450 \cdot 64 \cdot 10^6}{64.64} - 2 \cdot 10^6 \cdot 2.832 \cdot 20.75 \right) \frac{2}{3 \cdot 10^4} = 126.200 \text{ kgcm} =$$

$$= 8.74 P = 0.0218 Pl.$$

Das Moment in der Mitte beträgt demnach $M = 41.26 P$.

Auf die Bruchlast bezogen ist

$$M = 41.26 \cdot 16590 = 685.000 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_e = \frac{685.000}{222} = 3090 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der gemessenen Verdrehung ergibt sich folgende Momentenverteilung:

$$M = \left(\frac{137 Pl^2}{80} - EJ tg \alpha \cdot 40 \right) \frac{1}{19l} =$$

$$= \left(\frac{137 \cdot 14450 \cdot 400^2}{80} - 2 \cdot 10^6 \cdot 2.832 \cdot tg 1^0 19' 15'' \cdot 40 \right) \frac{1}{19400} =$$

$$= 116.900 \text{ kgcm} = 8.1 P = 0.0202 Pl.$$

*) Wobei allerdings auch der Verlässlichkeitsgrad der Meßinstrumente zu berücksichtigen wäre.

Das Moment in der Mitte beträgt daher $M = 41'9 P$.

Auf die Bruchlast bezogen ergibt dieses Momentenverhältnis eine Zugspannung von

$$\sigma_e = \frac{41'9 \cdot 16590}{222} = 3130 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir haben demnach vier Werte für Moment und Spannung erhalten, und zwar:

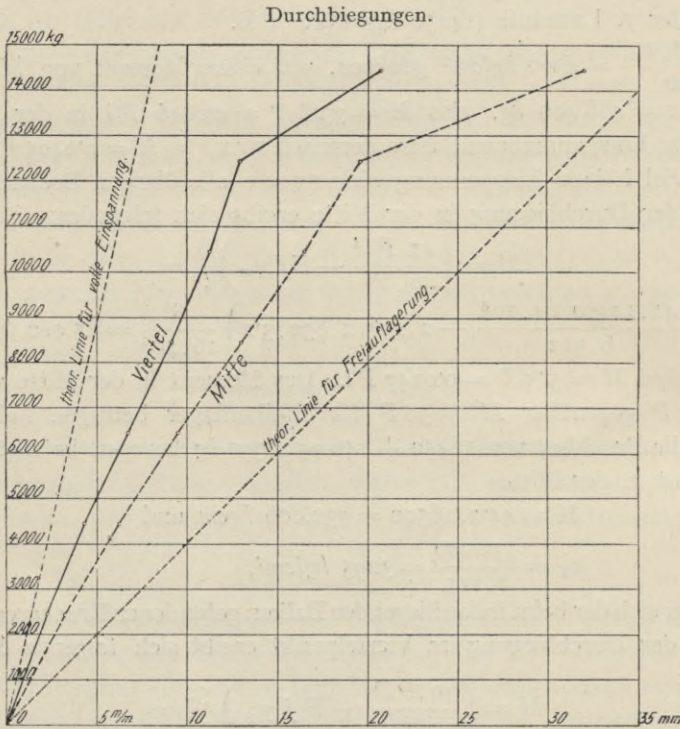


Abb. 296. Träger mit künstlicher Einspannung bei Versuch Nr. 2.

	Moment in der Mitte	Moment am Auflager	Spannung Mitte
	Koeffizient	Koeffizient	
Berechnet aus der Dehnung . .	0'0846	0'0405	2200
Berechnet aus der Durchbiegung in der Mitte	0'1103	0'0147	3295
Berechnet aus der Durchbiegung im Viertelpunkt	0'1032	0'0218	3090
Berechnet aus der Verdrehung 12 cm vom Auflager	0'1048	0'0202	3130
	$\cdot Pl$	$\cdot Pl$	kg/cm ²

Aus vorstehender Tabelle erhellt die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Momentes von $\frac{Pl}{10}$ in der Mitte und eines Einspannmomentes von $\frac{Pl}{40}$ selbst im Bruchstadium. Ebenso bestätigt das Bruchbild Abb. 290, auf dem das beträchtliche Abheben des Auflagerstummels deutlich sichtbar ist, diese Annahme einer geringen Einspannung. Bei den in gleicher Weise behandelten Eisenbetonbalken, mit einer der sogenannten „halben Einspannung“ entsprechenden Bewehrung, wurde ein Moment von $\frac{3 Pl}{40}$ in der Mitte und $\frac{Pl}{20}$ am Auflager als wirkend angenommen. Unter Festhalten der oben angeführten Verhältnisse ergibt sich eine durchschnittliche Sicherheit von 3,05. Wie bereits in Heft IV der „Mitteilungen“ auf Seite 119 u. f. erwähnt, stellten sich dem angestrebten Zweck der Erzielung einer größeren Einspannung Hindernisse praktischer Natur entgegen, die mit den zur Verfügung stehenden Mitteln nur schwer hätten überwunden werden können.

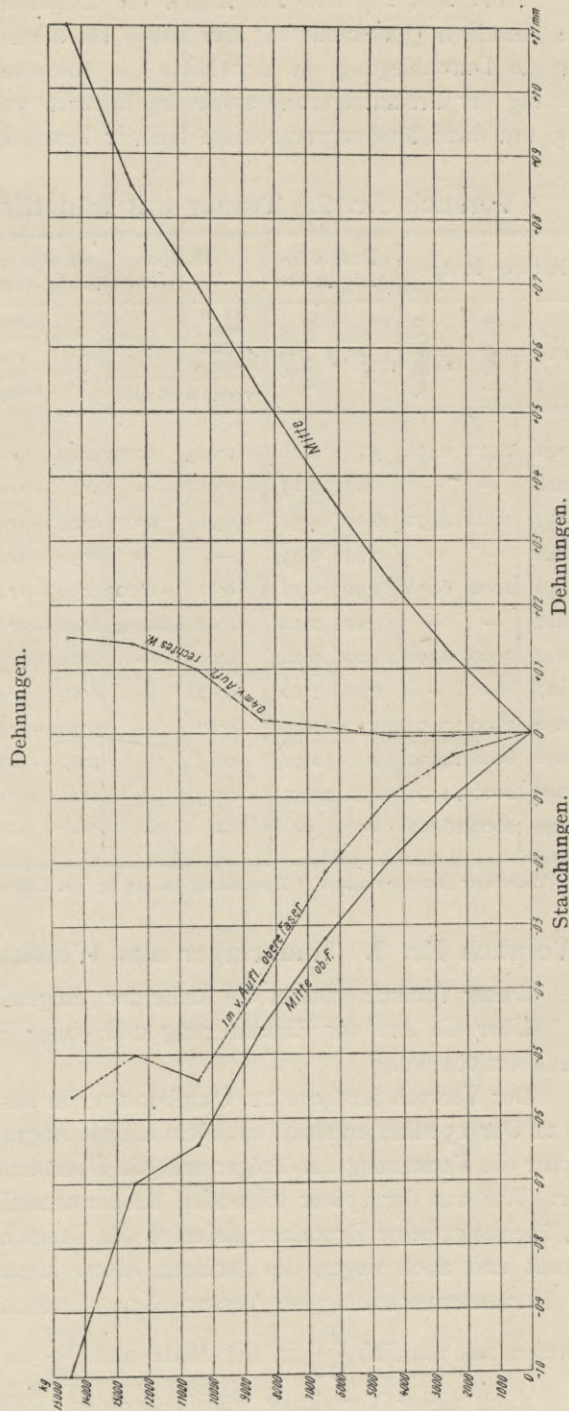


Abb. 296, 297 und 298 zeigen die aufgetragenen Messungsergebnisse in den einzelnen Querschnitten; hier sowie bei allen folgenden Versuchen wurden für die Durchbiegung in der Mitte die theoretischen Linien unter Voraussetzung der Freiauflagerung sowie des Eintritts voller Einspannung eingezeichnet, um diese Messungsergebnisse leichter beurteilen zu können.

Versuch Nr. 2. Träger mit künstlicher Einspannung.

Belastung in kg			Durchbiegung in mm		Dehnungen in mm in der Entfernung von					Verdrehungen (Libellen)		Zeit
Art	Einzeln	Zusammen	Mitte	100 cm Seite	0,4 m vom rechten Auflager	1 m	Mitte	(Obere Faser)		12 cm vom Auflager	am Auflager	
					vom Auflager			1 m vom Auflager	Mitte			
1. Lage	2450	2450	3'25	2'25	— 0'005	0'005	0'12	— 0'035	— 0'1	7' 55"	+ 2' 5"	10h —
Entlast.	—	—	0'25	0'25	— 0'005	—	0'10	— 0'01	—	1' 12"	—	1 h 6'
2. Lage	2000	4450	6'25	4'30	— 0'005	0'005	0'24	— 0'10	— 0'2	15'	— 8"	1 h 14'
Entlast.	—	—	0'75	0'75	—	—	0'30	— 0'04	—	1' 45"	— 4"	1 h 21'
3. Lage	2000	6450	9'50	6'75	0'01	— 0'005	0'38	— 0'215	— 0'32	23' 55"	— 18"	1 h 34'
Entlast.	—	—	1'10	1'10	0'02	Störung	0'40	— 0'075	—	3' 05"	— 7"	1 h 40'
4. Lage	2000	8450	13'00	9'125	0'02	—	0'53	— 0'385	— 0'46	34'	— 32"	1 h 56'
Entlast.	—	—	1'20	1'10	0'025	—	0'50	— 0'075	—	4' 05"	— 10"	1 h —
5. Lage	2000	10450	16'50	11'25	0'10	—	0'70	— 0'540	— 0'64	44' 15"	— 43"	1 h 12'
6. Lage	2000	12450	19'50	12'925	0'14	—	0'85	— 0'50	— 0'70	51' 55"	— 40"	1 h 15'
7. Lage	2000	14450	32'00	20'75	0'15	—	1'10	— 0'565	— 1'0	79' 15"	— 46"	1 h 31'
8. Lage	2000	16450	—	—	—	—	—	—	—	—	— 1' 17"	1 h 45'

¹ Widerlager geht nach außen. ² Einspannung um 265 kg am Ende erhöht. ³ Rost splittet ab.

Versuch Nr. 3. Widerlager aus Weißkalkmörtelmauerwerk.

Dieser Versuch eröffnet die Reihe der „eingemauerten“ Träger Nr. 3 bis 5.

Über die Art der Einmauerung und einige Einzelheiten unterrichtet die Planübersicht VI.

Der Versuch fand am 11. Oktober 1911 in der Zeit von 9 Uhr 20 Minuten bis 11 Uhr 15 Minuten statt, nachdem am 16. August, d. i. also nahezu 2 Monate vorher die Versetzung der Träger und die Übermauerung vorgenommen worden war. Wie aus der später folgenden Zusammenstellung, Tabelle A, ersichtlich ist, übersteigt seine Bruchlast diejenige des Versuches Nr. 2 nicht beträchtlich; daraus und auch wegen des geringen Alters könnte geschlossen werden, daß die Momentenverteilung bei Versuch Nr. 3 ähnlich der des vorigen Versuches gewesen sei, nämlich $\frac{Pl}{10}$ in der Mitte und $\frac{Pl}{40}$ an der Einspannstelle.

Nach dieser Verteilung wäre unter der Höchstlast von 17.250 kg, samt Eigengewicht 17.390 kg, das Moment in der Mitte

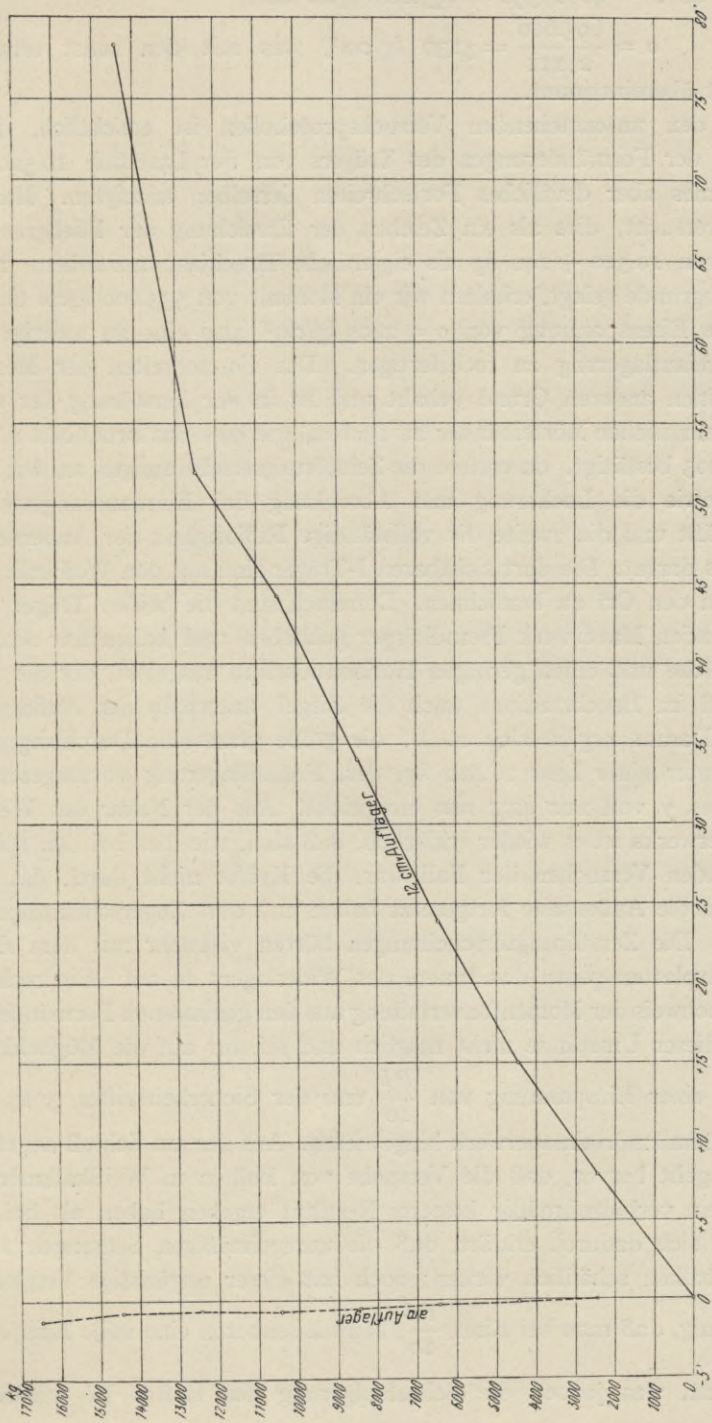


Abb. 297.
Verdrehungen beim Träger mit künstlicher Einspannung. Versuch Nr. 2.

$$M = 40 P = 40 \cdot 17390 = 695.600 \text{ kgcm und}$$

$$\sigma = \frac{695.600}{2 \cdot 111} = 3130 \text{ kg/cm}^2, \text{ was mit den sonst ermittelten}$$

Zahlen gut übereinstimmt.

Aus den untenstehenden Versuchsprotokollen ist ersichtlich, daß die Messungen der Formänderungen des Trägers von der Laststufe 10.520 kg an ein langsames aber deutliches Fortschreiten derselben anzeigten. Man wäre demnach versucht, dies als ein Zeichen der Erreichung der Fließgrenze und die Last von 10.520 + 140 kg als eigentliche Bruchlast anzusehen. Freiauflagerung zugrunde gelegt, erhalten wir ein Moment von 533.000 kgcm und demgemäß eine Eisenspannung von $\sigma = 2405 \text{ kg/cm}^2$, also eine zu niedrige Ziffer, um die Freiauflagerung zu rechtfertigen. Das Fortschreiten der Messungen hat also einen anderen Grund gehabt und ist in der Zerstörung der um das Auflager befindlichen Mörtelbänder zu suchen, wie dies das Bruchbild Abb. 302 und Abb. 303 bestätigt, da erstere die Zerstörungserscheinungen an den Mörtelbändern sowie die Lockerung und Absenkung der Einmauerungsstelle gut erkennen läßt und die zweite die vollständige Rißlosigkeit der Außenseite des Widerlagers dartut. Die dort sichtbaren I-Träger sind auf den Weißkalk gemalt worden, um den Ort zu bezeichnen. Demnach sind die beiden Träger in dem sie umgebenden Mauerwerk Fremdkörper geblieben und haben nur senkrechte Auflagerdrücke und einen geringen Horizontalschub ausgelöst, der die Mörtelbänder und im Bruchstadium auch die Ziegel unterhalb der Auflagerplatte zerstörte. Daraus ergibt sich z. B. die große gemessene Durchbiegung von 63,1 mm unter einer Last 16.820 kg, der Freiauflagerung vorausgesetzt, ein rechnerisches y von nur 42,1 mm entspricht. Aus der Natur des Weißkalkmörtelmauerwerks ist es wieder erklärlich, daß sich, wie dies bei den später zu beschreibenden Versuchen der Fall war, die Kräfte nicht durch das Innere hindurch an die Außenseite fortgesetzt haben und dort Zugserscheinungen nach sich zogen. Die Zerstörungserscheinungen hörten vielmehr mit dem Endigen der Auflagerplatten gegen das Innere des Widerlagers zu auf. Ein rechnungsmäßiger Nachweis der Momentenverteilung aus den gemessenen Formänderungen ist wegen dieser Umstände nicht möglich und sei nur auf die Möglichkeit der Erreichung einer Einspannung von $\frac{Pl}{10}$ und der Sicherheitsziffer 3,13 durch junges Weißkalkmörtelmauerwerk hingewiesen. Aus der am Schluß angeführten Tabelle A geht hervor, daß die Versuche von Balken in Weißkalkmörtel bei I-Trägern ein verhältnismäßig besseres Resultat ergeben haben als bei Eisenbeton, was sich dadurch erklärt, daß die unregelmäßigen Setzungen auf den Eisenbetonbalken schädlich wirken; doch hat dieser ungünstige Vergleich die Voraussetzung, daß man bei Eisen $\frac{Pl}{10}$, beim Eisenbeton eine volle Einspannung $\frac{Pl}{24}$ annimmt, was jedoch die Schlußfolgerung des Heftes IV ausdrücklich abrä. Legt man aber die im Heft IV, S. 258, bei Weißkalkmörtel empfohlene

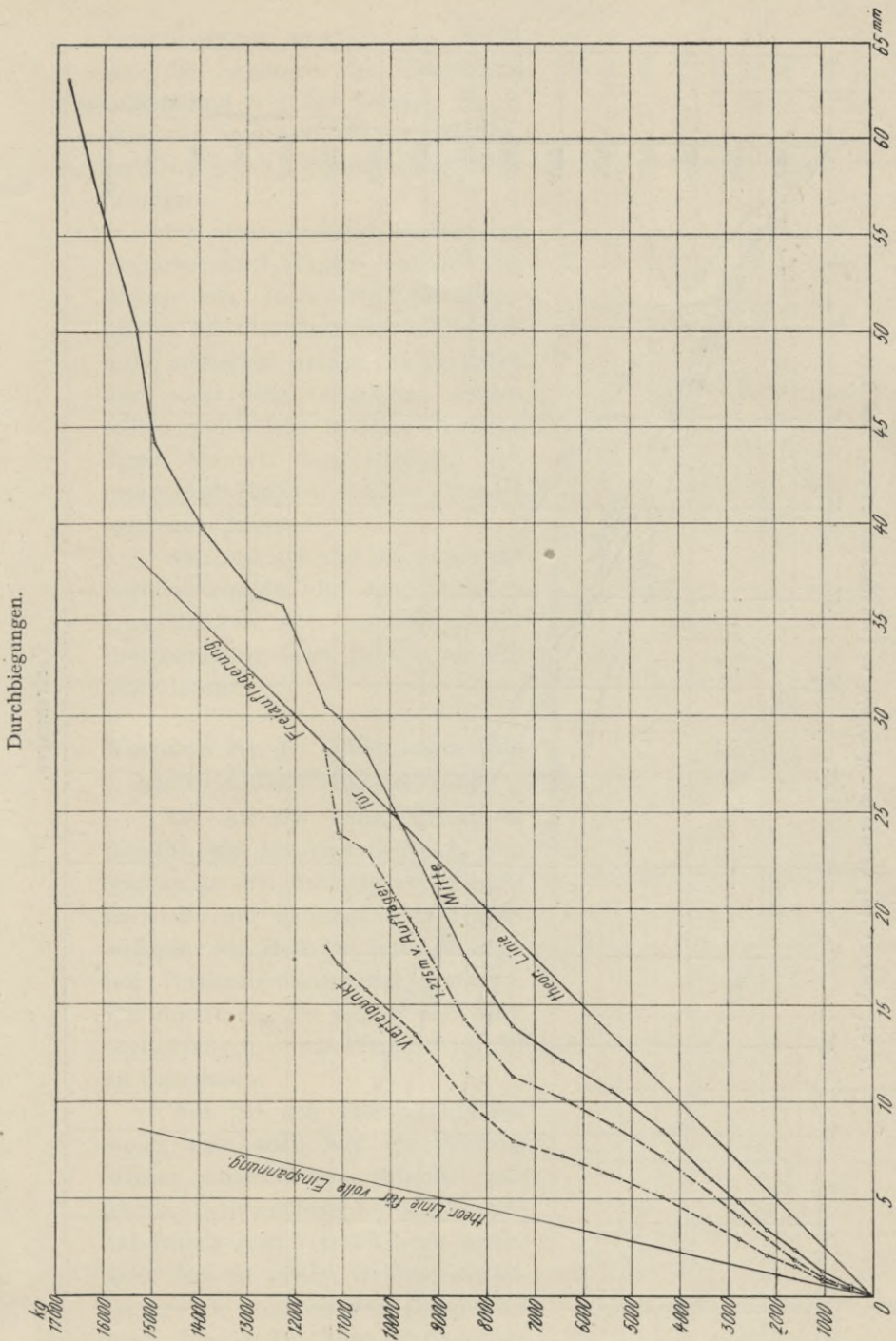
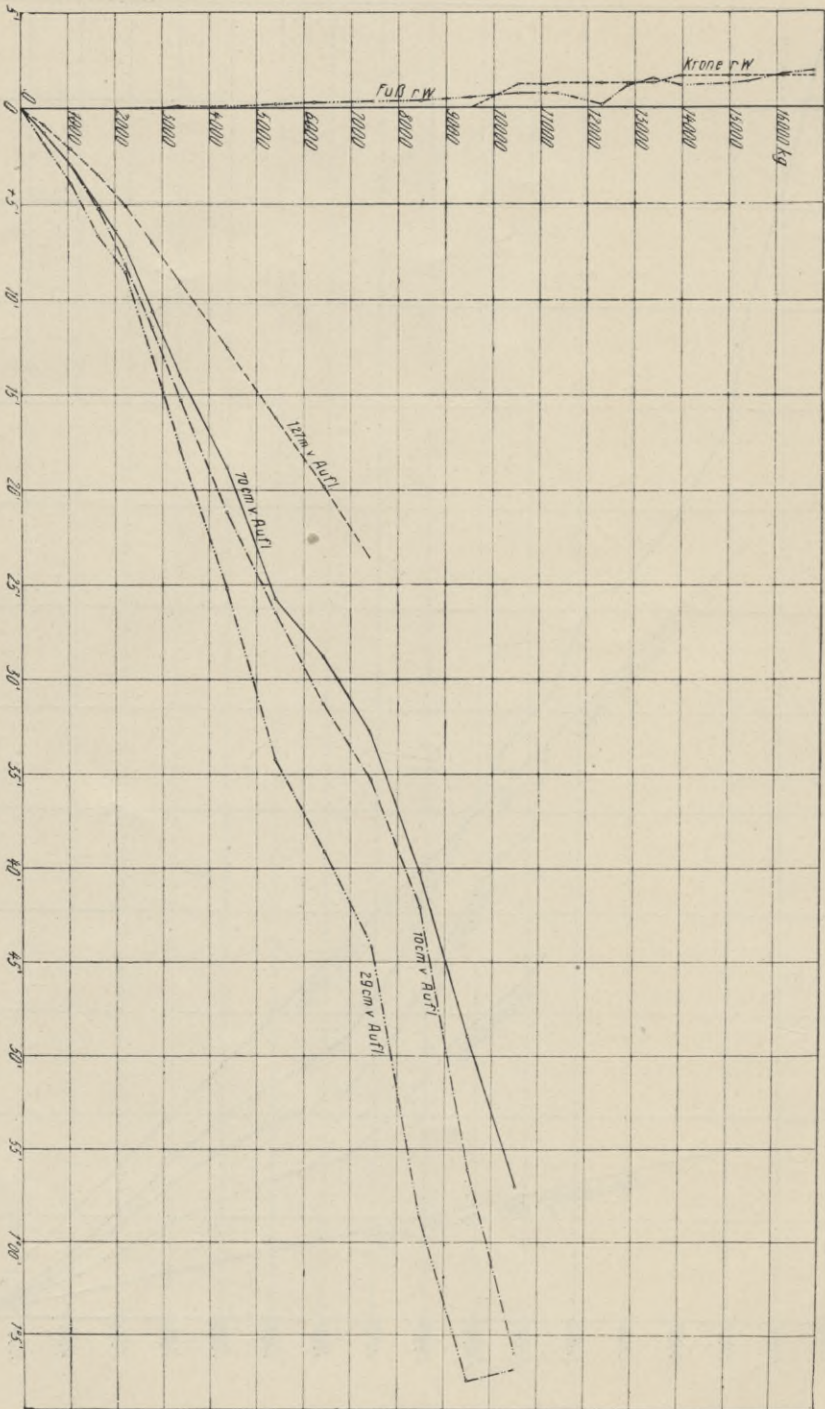


Abb. 299. Träger eingemauert in Weißkalkmauerwerk bei Versuch Nr. 3.



Verdrrehungen.

Abb. 300. Träger eingemauert in Weißkalkmauerwerk bei Versuch Nr. 3.

Freiauflagerung zugrunde, so erhöht sich die Sicherheit des Eisenbetonbalkens auf 6'3 bei Versuch Nr. 6 ohne Schrägen und auf 11 bei Versuch Nr. 35 mit sogenannten mittleren Schrägen.

Für den günstigen Verlauf der Versuche mit I-Trägern muß der Gebrauch von besonderen Unterlagsplatten bei denselben als mitbestimmend angesehen werden, welche daher auch sonst nicht unterlassen werden sollten und welche in ihrer Wirkung diesen Versuch dem folgenden mit gemischtem Mauerwerk näher als sonst erscheinen lassen.

Abb. 299, 300 und 301 zeigen die Formänderungen in den einzelnen Querschnitten, Abb. 302 und 303 die Erscheinungen beim Bruche an den Widerlagern.

Versuch Nr. 4. Widerlager aus „gemischtem“ Mauerwerk.

Die Art der Einmauerung ist dieselbe wie bei Versuch Nr. 3, nur wurden je drei Scharen von Ziegeln oberhalb und unterhalb der Trägerauflager, wie Heft IV, Seite 31 zeigt, mit Portlandzementmörtel gemauert. Die Anordnung der Lasten und Meßvorrichtungen ist aus Planübersicht VI zu entnehmen.

Wie bei den Eisenbetonbalken wollte man auch hier die Wirkung solcher eingeschalteter Streifen von Portlandzementmörtel beobachten und tatsächlich zeigt Versuch Nr. 4 gegenüber dem in reines Weißkalkmörtelmauerwerk eingemauerten Träger bei Versuch 3 eine Erhöhung der Bruchlast um rund 3000 kg. Ebenso zeigt das Bruchbild des Widerlagers (Abb. 307

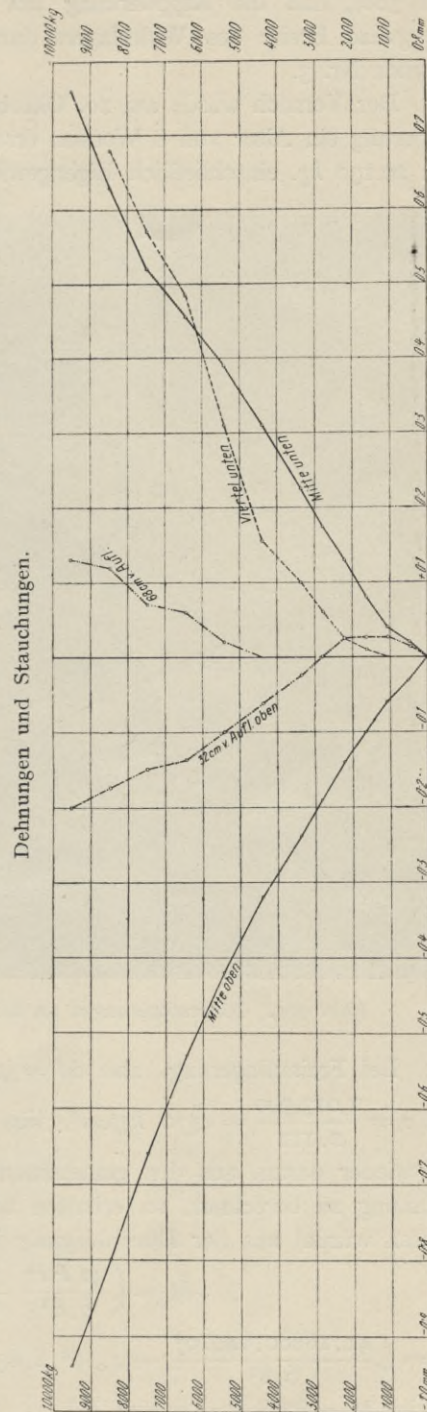


Abb. 301. Träger eingemauert in Weißkalkmörtelmauerwerk bei Versuch Nr. 3.

und 308), daß die Kippwirkung um die Innenkante des Auflagers durch die ganze Breite des Widerlagers durchgegriffen hat, zum Unterschied von Versuch Nr. 3.

Der Versuch wurde am 10. Oktober 1911 abgeführt, nachdem die Übermauerung ein Alter von 8 Wochen erreicht hatte, und erzielte eine Bruchlast von 20.130 kg. einschließlich Eigengewicht 20.270 kg.



Abb. 302. Rißerscheinungen an den Widerlagern beim Versuch Nr. 3.

Bei Freiauflagerung, also $M = 50 \cdot 20270 = 1,013,500 \text{ kgcm}$ ergäbe sich ein $\sigma = \frac{1,013,500}{2,111} = 4570 \text{ kg/cm}^2$, was nicht eingetreten sein kann. Gehen wir wieder daran, aus den gemessenen Formänderungen den Grad der Einspannung zu berechnen, so erhalten wir (bei der letzten Laststufe, die gemessen wurde) aus der Durchbiegung in der Mitte

$$M = \left(\frac{41 P l^3}{6,8^3} - E J y_m \right) \frac{8}{l^2} =$$

$$= \left(\frac{41 \cdot 18880,64 \cdot 10^6}{6,8^3} - 2 \cdot 10^6 \cdot 2,832 \cdot 3,86 \right) \cdot \frac{8}{16 \cdot 10^4} = 163,700 \text{ kgcm},$$

das ist $M = 8,66 P = 0,0217 P l$.

Für das Moment in der Mitte wäre demnach einzusetzen

Versuch Nr. 4.

Träger eingemauert in gemischtem Mauerwerk.

Belastung in kg			Bewegung des Mauer- werks	Dehnungen in der Entfernung von					Durchbiegungen			Verdrehungen					Anmerkung	
Art	einzel	zusam- men		$D_1 + D_5$	100 cm unten 3	Mitte oben 2	Mitte unten 1	68 cm v. Aufl. oben 4	32 cm v. A. oben 5	1'00 v. A. D_2	1'27 v. A. D_3	Mitte D_4	L_1	L_2	L_3	L_4		L_7
1. Lage	490	490	0'0	0'010	- 0'010	0'02	0'005	0'025	-	0'4	0'5	0'40"	-0'45"	0'50"	1'00"	-	-	0'15"
Entlastung	-	-	0'0	0'010	+ 0'020	0'01	0'005	0'025	-	0'1	0'1	-	-	-	-0'40"	-	-	-
2. Lage	570	1060	0'15	0'020	- 0'030	0'04	0'005	0'0375	0'5	0'8	1'1	1'40"	1'45"	2'05"	1'00"	-	-	0'20"
Entlastung	-	-	0'05	0'020	+ 0'020	0'01	0'005	0'025	-	-	-	0'05"	-	0'05"	-0'40"	-	-	0'17"
3. Lage	575	1635	0'15	0'050	- 0'050	0'06	0'005	0'050	0'7	1'2	1'6	2'45"	2'45"	3'25"	2'45"	-	-	0'20"
Entlastung	-	-	0'10	0'040	+ 0'020	0'01	0'005	0'0375	-	0'1	0'1	0'10"	0'05"	0'05"	-0'35"	-	-	0'20"
4. Lage	565	2200	0'175	0'060	- 0'080	0'09	-	0'075	1'0	1'7	2'2	3'45"	3'50"	4'30"	3'15"	-	-	0'25"
Entlastung	-	-	0'15	0'040	+ 0'020	0'02	0'005	0'0375	-	0'1	0'2	0'10"	-	0'05"	-0'15"	-	-	0'20"
5. Lage	570	2770	0'40	0'075	- 0'100	0'12	-	0'0875	1'3	2'2	2'7	4'50"	4'45"	5'55"	5'05"	-	-	0'25"
Entlastung	-	-	0'35	0'045	+ 0'020	0'02	0'010	0'0375	-	0'2	0'25	0'15"	0'05"	0'10"	-0'20"	-	-	0'20"
6. Lage	460	3230	0'425	0'090	- 0'110	0'14	-	0'100	1'6	2'7	3'10	5'45"	5'45"	7'00"	5'50"	-	-	0'30"
Entlastung	-	-	0'35	0'045	+ 0'020	0'02	0'010	0'030	-	0'2	0'25	0'20"	0'10"	0'10"	-0'40"	-	-	0'20"
7. Lage	1030	4260	0'60	0'110	- 0'160	0'18	- 0'005	0'125	2'1	3'7	4'3	7'50"	7'45"	9'20"	7'40"	-	-	0'30"
Entlastung	-	-	0'50	0'050	+ 0'020	0'03	+ 0'020	0'030	0'1	0'3	0'3	0'30"	0'15"	0'20"	-0'45"	-	-	0'20"
8. Lage	1020	5280	0'70	0'135	- 0'220	0'22	- 0'005	0'1375	2'9	4'6	5'5	10'20"	10'25"	12'05"	9'30"	-	1'0"	0'40"
9. Lage	1020	6300	0'75	0'155	+ 0'260	0'27	- 0'040	0'150	3'6	5'8	6'7	12'25"	13'35"	14'20"	10'50"	0'30"	2'0"	0'40"
10. Lage	1030	7330	0'80	0'200	- 0'320	0'34	- 0'075	0'1375	4'4	7'0	8'2	15'40"	16'55"	18'55"	12'00"	1'25"	3'30"	0'30"
11. Lage	1030	8360	0'85	0'255	- 0'410	0'41	- 0'120	0'125	5'3	8'8	10'2	19'50"	21'15"	23'00"	14'15"	4'0"	7'0"	0'25"
12. Lage	1020	9380	0'90	0'320	- 0'480	0'49	- 0'180	0'1125	6'8	10'7	12'4	25'40"	26'45"	27'40"	20'00"	7'20"	12'0"	0'05"
13. Lage	1600	10980	1'10	-	- 0'620	0'65	- 0'305	0'075	9'1	14'4	16'9	36'35"	35'05"	37'10"	24'30"	14'30"	20'0"	10"
14. Lage	1600	12580	1'35	-	- 0'760	0'84	- 0'440	0'025	11'8	17'7	20'8	47'50"	46'30"	46'35"	30'50"	23'00"	30'0"	- 35"
15. Lage	1500	14080	1'55	-	-	-	-	-	13'0	19'3	22'9	54'10"	55'30"	52'10"	33'50"	29'35"	36'20"	- 45"
16. Lage	1600	15680	1'65	-	-	-	-	-	14'6	21'8	25'9	62'40"	64'30"	59'10"	37'10"	37'00"	45'0"	-1'20"
17. Lage	1600	17280	1'80	-	-	-	-	-	16'6	24'9	29'5	-	-	-	-	45'00"	52'0"	-1'30"
18. Lage	1600	18880	-	-	-	-	-	-	21'6	32'5	38'6	-	-	-	-	56'00"	1'05'	-1'50"
19. Lage	570	19450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20. Lage	340	19790	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21. Lage	340	20130	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Feine Risse am rechten Widerlager.

Erste Risse am linken Widerlager
in der Mörtelfuge der Träger-
unterkante.

$$M = 41.34 P = 0.1034 Pl.$$

Auf die Bruchlast bezogen erhalten wir demnach

$$M = 41.34 \cdot 20270 = 839.000 \text{ kgcm und daraus}$$

$$\sigma_e = \frac{839.000}{2.111} = 3780 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Durchbiegung im Viertelpunkt:

$$M = \left(\frac{39 Pl^3}{8^4} - EJy \right) \frac{32}{3l^2} = 287.400 \text{ kgcm.}$$

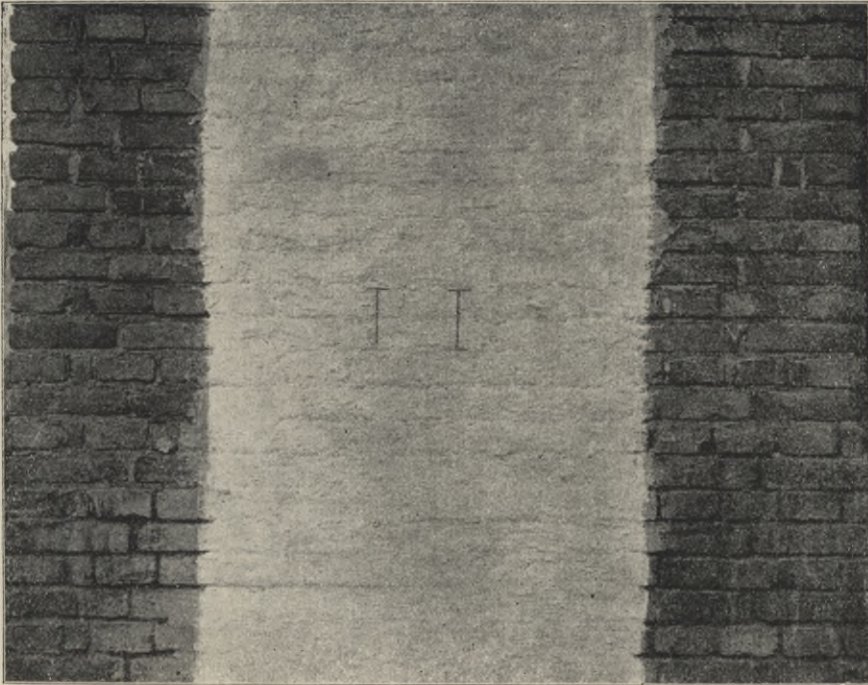


Abb. 303. Ansicht der Rückseite des Widerlagers nach dem Bruche bei Versuch Nr. 3.

Dies würde einen Faktor von $15.2 P = 0.038 Pl$ für das Einspannmoment ergeben.

Für die Mitte wäre demnach

$$M = 34.8 P = 0.087 Pl.$$

Auf die Bruchlast übertragen, ergibt dies

$$M = 34.8 \cdot 20270 = 708.000 \text{ kgcm}$$

und

$$\sigma_e = \frac{708.000}{2.111} = 3190 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Verdrehung 10 cm vom Auflager folgt:

$$M = \left(\frac{137 Pl^2}{80} - 40 EJ \operatorname{tg} \alpha \right) \frac{1}{19l} = 246.000 \text{ kgcm oder } M = 15.7 P = 0.0393 Pl;$$

für die Mitte wäre dann $M = 34.3 P = 0.0857 Pl$.

Auf die Bruchlast übertragen wäre hiebei

$$M = 34 \cdot 3 \cdot 20 \cdot 270 = 697.000 \text{ kgcm und}$$

$$\sigma_e = \frac{697.000}{222} = 3140 \text{ kg/cm}^2,$$

wobei die gute Übereinstimmung mit der Spannungsziffer aus der Durchbiegung im Viertelpunkt zu beachten ist.

Durchbiegungen.

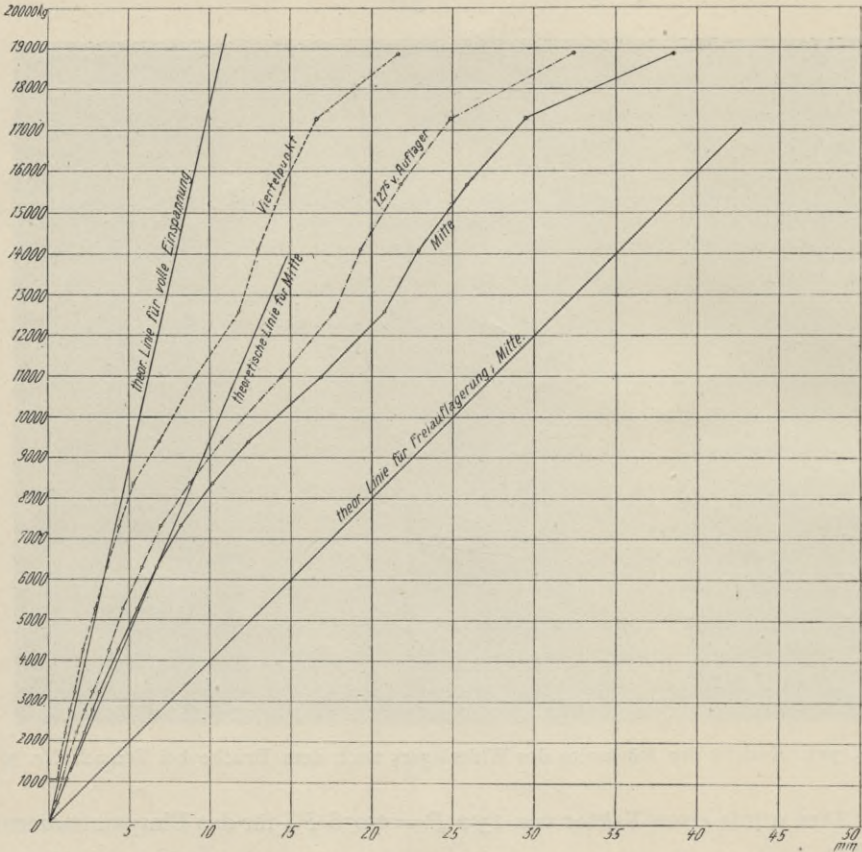


Abb. 304. Träger eingemauert in gemischtem Mauerwerk bei Versuch Nr. 4.

Aus der Dehnung in der Mitte ist für die 14. Laststufe mit 12.580 kg Auflast

$$\sigma = \frac{\Delta l \cdot E}{100} = \frac{0,084 \cdot 2 \cdot 10^6}{10^2} = 1680 \text{ kg/cm}^2 \text{ ohne Einfluß des Eigengewichtes.}$$

Wie wir schon bei Versuch Nr. 2 aufmerksam machten, ergibt dies auch hier eine sehr niedrige Ziffer, die sich aus dem Horizontalschub der Widerlager erklären läßt und vielleicht auch aus einer gewissen Trägheit in der Bewegung der Dehnungsmesser.

Es ist also wahrscheinlich, daß durch die Einmauerung in gemischtem Mauerwerk das Moment in der Mitte auf 0,086 Pl herabgedrückt wurde.

Verdrehungen.



Abb. 305. Träger eingemauert in gemischtem Mauerwerk bei Versuch Nr. 4.

Die Sicherheit gegen Bruch betrug demnach unter Berücksichtigung obiger Zahlen 3'37.

Abb. 304, 305 und 306 zeigen die Messungsergebnisse und die aus obigen Überlegungen hervorgehenden theoretischen Größen, Abb. 307 und 308 die Rißerscheinungen an den Widerlagern.

Versuch Nr. 5.

Widerlager aus Portlandzementmörtelmauerwerk.

Nach Zusammenstellung der Tabelle A bleibt die Bruchlast beim Versuch

Nr. 5 gegenüber dem in gemischtem Mauerwerk um 2000 kg zurück; es wurde nämlich eine Bruchlast von 18.110 kg, einschließlich Eigengewicht 18.250 kg erreicht. Der Versuch fand am 12. Oktober 1911 statt. Das Widerlagermauerwerk besaß ein Alter von zwei Monaten. Wie aus den Versuchsprotokollen hervorgeht, trat nach Lage 10 ein plötzliches, ruckartiges Reißen der um einen Stein tiefer als die Auflagerfuge gelegenen Mörtelschichte ein, was naturgemäß ein starkes Aufschnellen der Formänderungen des Trägers zur Folge hatte, wie auch die Abbildungen 309 bis 311 erkennen lassen. Für das Stadium vor dem Aufreißen der Widerlager, also auch unter der zulässigen Last, ergibt die Rechnung aus den gemessenen Formänderungen eine volle Einspannung am Auflager. Die Auflast betrug bei der 9. Lage 6400 kg. Aus der Durchbiegung in der Mitte ergibt sich ein Einspannmoment von

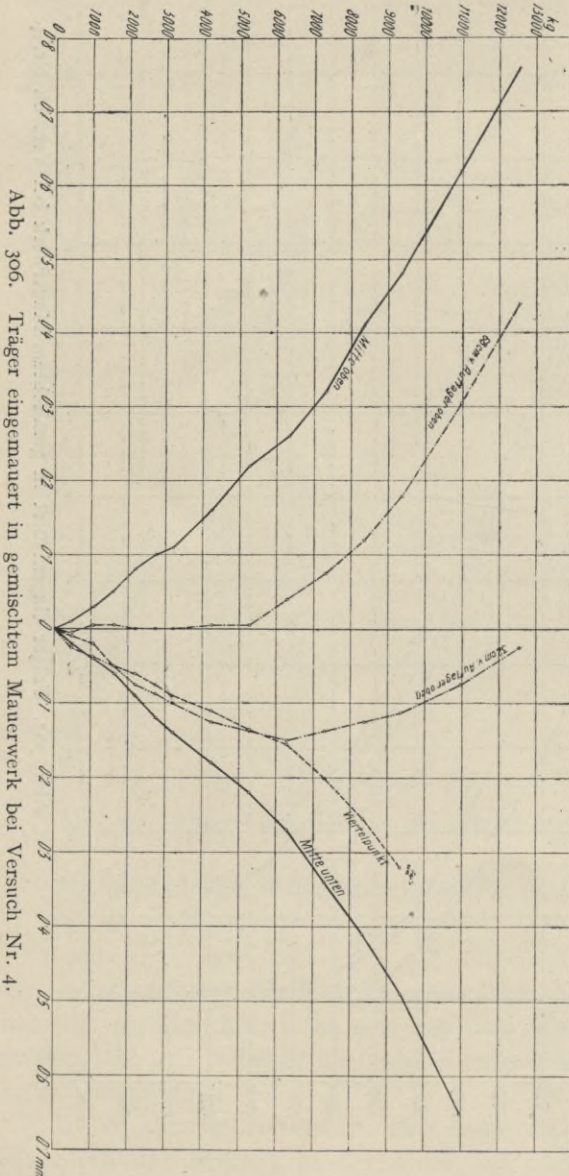


Abb. 306. Träger eingemauert in gemischtem Mauerwerk bei Versuch Nr. 4.

$$M = \left(\frac{41 Pl^3}{6.8^3} - EJy \right) \frac{8}{l^2} = \left(\frac{41.6400.64.10^6}{6.8^3} - 2.10^6.2.832.0.41 \right) \frac{8}{16.10^4} = 205.150 \text{ kgcm.}$$

Das wäre demnach $M = 32 P = 0.08 Pl = \frac{Pl}{12.5}$, also volle Einspannung.

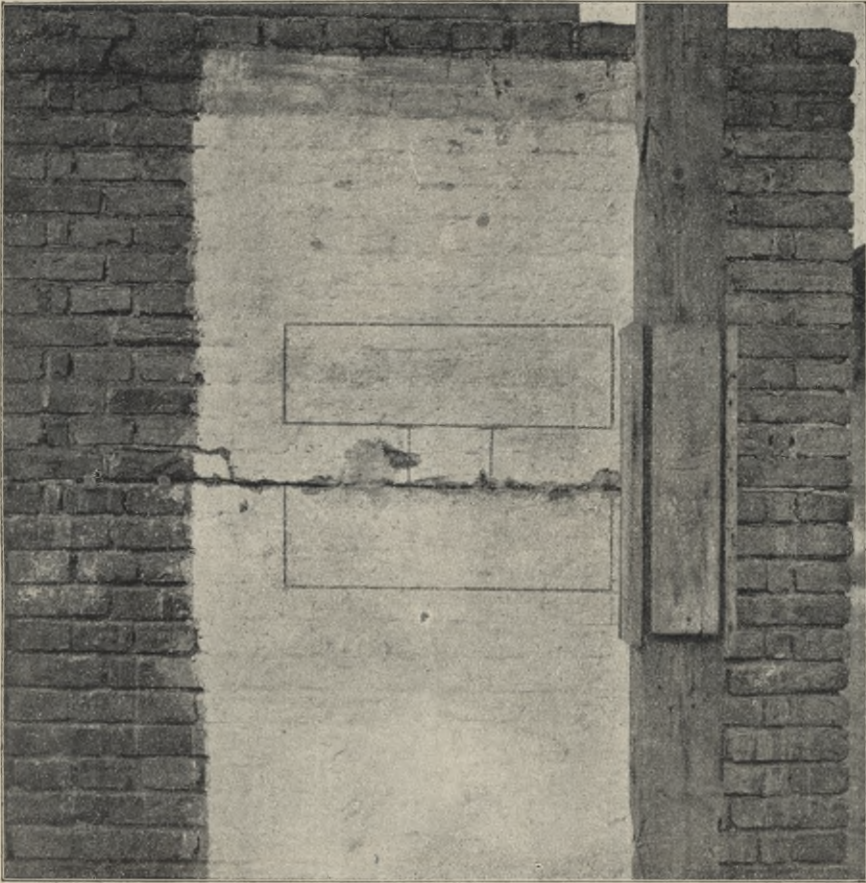


Abb. 307. Ansicht der Rückseite des Widerlagers bei Versuch Nr. 4.

Auch aus der Durchbiegung im Viertelpunkt ergibt sich eine ähnliche Ziffer:

$$M = \left(\frac{39 Pl^3}{8^4} - EJy \right) \frac{32}{3l^2} = \left(\frac{39.6400.64.10^6}{8^4} - 2.10^6.2.832.0.2 \right) \frac{32}{3.16.10^4} = 215.700 \text{ kgcm}$$

$$\text{oder } M = 33.7 P = 0.0843 Pl = \text{rund } \frac{Pl}{12}.$$

Das Moment in der Mitte betrug demnach $0.04 Pl = \frac{Pl}{24}$.

Anders liegen die Verhältnisse im Bruchstadium.

Aus der Durchbiegung in der Mitte ergibt sich folgende Ziffer:

$$M = \left(\frac{41.17090.64.10^6}{6.8^3} - 2.10^6.2.832.3'69 \right) \frac{8}{16.10^4} = 116.000 \text{ kgcm.}$$

Dies wäre demnach $M = 6.8 P = 0.017 Pl$.

Das ergibt $M = 43.2 P$ in der Mitte für die Bruchlast

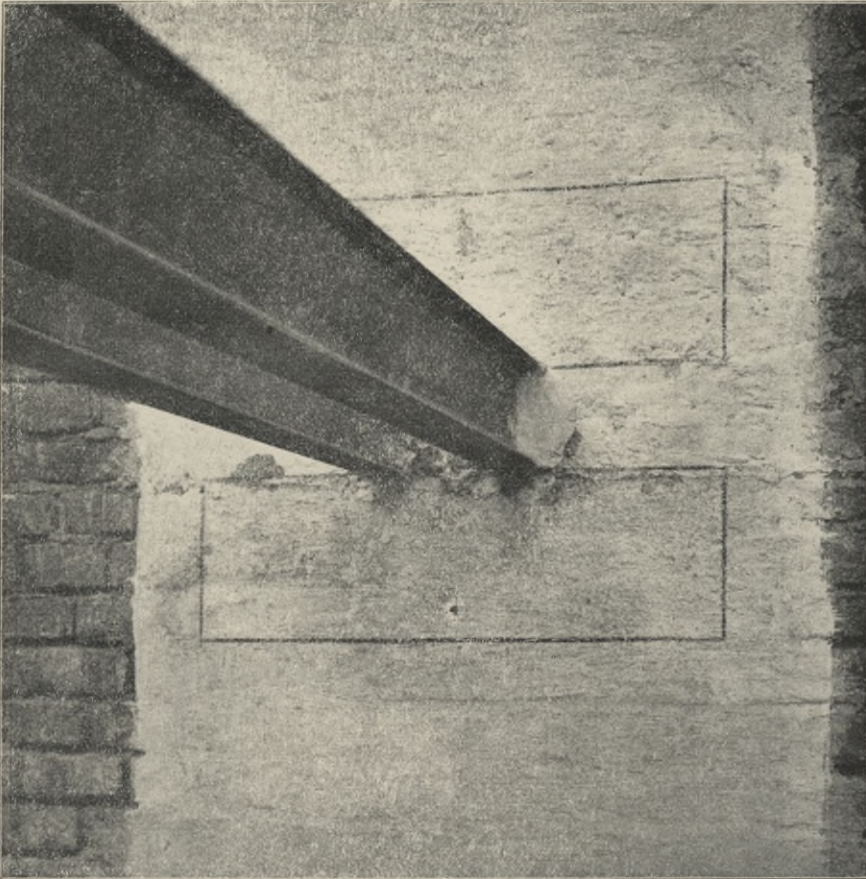


Abb. 308. Rißerscheinungen an den Widerlagern bei Versuch Nr. 4.

$$M = 43.2.18250 = 789.000 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_e = \frac{789.000}{2.111} = 3550 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Durchbiegung im Viertelpunkt:

$$M = \left(\frac{39.17090.64.10^6}{8^4} - 2.10^6.2.832.1'9 \right) \cdot \frac{32}{3.16.10^4} = 271.800 \text{ kgcm} =$$

rund $15.9 P = 0.0398 Pl$. In der Mitte wäre demnach $M = 34.1 P$.

Auf die Bruchlast bezogen beträgt $M = 34.1.18250 = 622.000 \text{ kgcm}$ und $\sigma_e = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

Versuch Nr. 5.

Träger in Portlandzementmauerwerk eingemauert.

Belastung in kg			Beweg. d. Mauerw. Einwärts positiv $D_1 + D_5$	Dehnungen in mm in der Entfernung von					Durchbiegungen in mm			Verdrehungen					Anmerkung
A r t	einzel	zusammen		Viertel unten 3	Mitte oben 2	Mitte unten 1	70 cm oben 4	32 cm oben 5	1'00 v. A. D_2	1'27 v. A. D_3	Mitte D_4	10 cm v. A. L_1	29 cm v. A. L_2	70 cm v. A. L_3	1'275 cm v. A. L_4	Krone $L_7 + L_6$	
1. Lage	490	490	—	0'005	— 0'014	0'010	—	0'025	—	0'1	0'1	0'30"	0'35"	1'00"	0'35"	—	—
Entlastung	—	—	—	—	— 0'004	—	—	0'025	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2. Lage	570	1060	—	0'0065	— 0'030	0'025	+ 0'0025	0'050	0'2	0'4	0'5	1'00"	1'20"	2'10"	1'25"	0'75"	0'15"
Entlastung	—	—	—	0'005	— 0'002	0'008	—	0'025	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3. Lage	570	1630	0'1	0'0075	— 0'046	0'040	+ 0'004	0'0625	0'5	0'7	0'8	1'30"	2'10"	3'15"	2'00"	0'20"	0'25"
Entlastung	—	—	0'1	0'006	—	0'008	0'003	— 0'0375	—	—	—	0'05"	—	— 0'10"	—	0'20"	0'25"
4. Lage	570	2200	0'1	0'010	— 0'066	0'056	0'004	+ 0'025	0'7	0'9	1'1	2'10"	3'00"	4'30"	2'50"	0'20"	0'25"
Entlastung	—	—	0'1	0'007	+ 0'004	0'008	0'005	— 0'0325	—	—	—	0'10"	0'00"	— 0'30"	—	0'20"	0'25"
5. Lage	570	2770	0'15	0'013	— 0'088	0'062	0'008	+ 0'040	0'8	1'2	1'4	2'45"	3'55"	5'10"	3'30"	0'20"	0'20"
Entlastung	—	—	0'15	0'010	+ 0'004	0'010	+ 0'005	— 0'0325	—	—	—	0'10"	0'00"	— 0'25"	—	0'20"	0'15"
6. Lage	570	3340	0'2	0'016	— 0'108	0'089	0'007	+ 0'060	1'0	1'5	1'9	3'20"	4'45"	6'20"	4'30"	0'225"	0'15"
Entlastung	—	—	0'2	0'010	+ 0'006	0'011	+ 0'004	— 0'030	—	—	—	0'10"	0'00"	—	—	0'225"	0'10"
7. Lage	1020	4360	0'2	0'020	— 0'142	0'122	0'009	+ 0'075	1'2	2'2	2'6	4'30"	6'40"	8'00"	5'45"	0'225"	0'10"
Entlastung	—	—	0'2	0'020	+ 0'006	0'011	0'006	— 0'022	—	—	—	0'15"	0'05"	—	—	0'225"	0'10"
8. Lage	1020	5380	0'225	0'033	— 0'188	0'162	0'013	+ 0'1025	1'6	2'9	3'3	5'40"	8'30"	9'50"	7'10"	0'225"	0'10"
9. Lage	1020	6400	0'225	0'560	— 0'234	0'210	0'032	+ 0'1275	2'0	3'8	4'1	7'30"	11'20"	10'50"	8'30"	0'25"	0'05"
10. Lage	1030	7430	0'225	—	— 0'270	0'243	0'056	+ 0'145	2'4	4'3	4'9	9'05"	13'40"	13'30"	9'10"	0'40"	0"*
11. Lage	1030	8460	0'25	—	— 0'524	0'421	— 0'1265	— 0'050	6'0	10'1	11'0	30'40"	34'45"	29'20"	18'10"	Riss 7'50" 22'0"	— 1'25" †
12. Lage	1020	9480	0'275	—	— 0'620	0'593	— 0'170	— 0'095	7'0	11'7	12'9	36'40"	41'35"	34'00"	21'30"	27'0	— 1'40"
13. Lage	2060	11540	0'30	—	— 0'772	0'768	— 0'290	— 0'175	9'1	14'7	16'6	48'25"	54'40"	44'00"	27'15"	41'0	— 1'20"
14. Lage	2050	13590	0'325	—	— 0'980	0'975	— 0'445	— 0'280	11'4	18'0	20'6	1'0'50"	1'08'40"	54'10"	33'30"	53'0	— 1'15"
15. Lage	2050	15640	0'375	—	—	—	— 0'640	— 0'355	14'8	23'0	26'9	—	—	—	—	1'0'12'30"	— 1'15"
16. Lage	1450	17090	0'40	—	—	—	— 0'680	— 0'430	19'0	32'0	36'9	—	—	—	—	—	—
17. Lage	1020	18110	—	—	—	—	—	—	32'0	41'0	67'0	—	—	—	—	—	—

*Bei Lage 10 plötzliches ruckartiges Reißen der Mörtelfuge am linken Widerlager. Bei der darauffolgenden Entlastung schließt sich der RiB wieder.
†RiB am linken Widerlager 2 mm stark, ebenso plötzliches Reißen der Mörtelfuge am rechten Widerlager.

Aus der Verdrehung 10 cm vom Auflager:

$$M = \left(\frac{137 P l^2}{80} - 40 E J t g 1^0 0' 50'' \right) \frac{1}{19400} = 180.000 \text{ kgcm.}$$

Dies wäre $M = 13 \cdot 2 P = 0 \cdot 0331 P l$, was einem Moment in der Mitte von $M = 36 \cdot 8 P = 0 \cdot 092 P l$ entspricht.

Auf die Bruchlast bezogen ergibt sich $M = 36 \cdot 8 \cdot 18250 = 672.500 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 3030 \text{ kg/cm}^2$.

Aus der Verdrehung in der Entfernung 70 cm vom Auflager erhalten wir das Einspannmoment aus der Formel

Durchbiegungen.

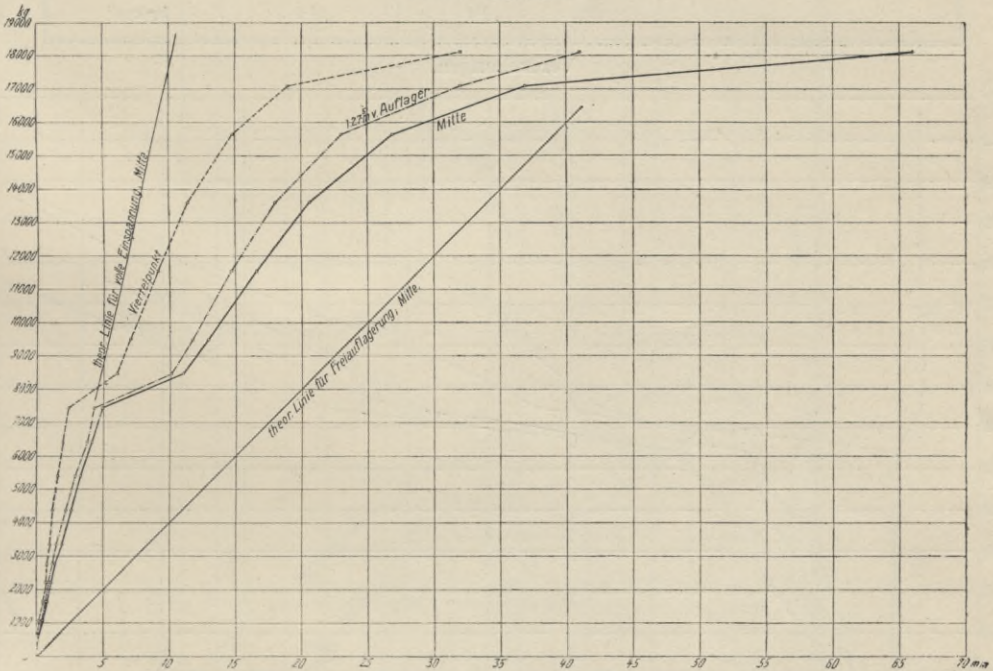


Abb. 309. Träger eingemauert in Portlandzementmauerwerk bei Versuch Nr. 5.

$$M = \frac{5700 P - E J t g \alpha}{130} = \frac{5700 \cdot 13590 - 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 832 \cdot t g 54' 10''}{130} = 192.700 \text{ kgcm} = 14 \cdot 2 P = 0 \cdot 0354 P l.$$

In der Mitte ist dann $M = 35 \cdot 8 P = 0 \cdot 0895 P l$.

Auf die Bruchlast bezogen: $M = 35 \cdot 8 \cdot 18250 = 654.000 \text{ kgcm}$,
 $\sigma_e = 2950 \text{ kg/cm}^2$.

Aus der Dehnung in der Mitte ist für die 14. Lage (13.590 kg Auflast)

$$\sigma = \frac{E \wedge l}{l_1} = \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 0 \cdot 0975}{100} = 1950 \text{ kg/cm}^2.$$

$M = \sigma W = 1950 \cdot 2 \cdot 111 = 433.000 \text{ kgcm} = 31 \cdot 9 P = 0 \cdot 0798 P l$.

Für die Bruchlast ist dann: $M = 31 \cdot 1 \cdot 18250 = 567.000 \text{ kgcm}$ und
 $\sigma_e = 2550 \text{ kg/cm}^2$.

Es ergibt sich darnach folgende Zusammenstellung für das Bruchstadium:

Berechnet aus der	Moment in der Mitte	Moment am Auflager	Spannung Mitte
Durchbiegung in Mitte	0·1081	0·017	3550
Durchbiegung im Viertel	0·0852	0·0398	2800
Verdrehung 10 cm vom Auflager	0·0920	0·0331	3030
Verdrehung 70 cm vom Auflager	0·0895	0·0354	2950
Dehnung in Mitte	0·0798	0·0452	2550
Im Durchschnitt	0·0910	0·034	2976
	.Pl	.Pl	kg/cm ²

Verdrehungen.

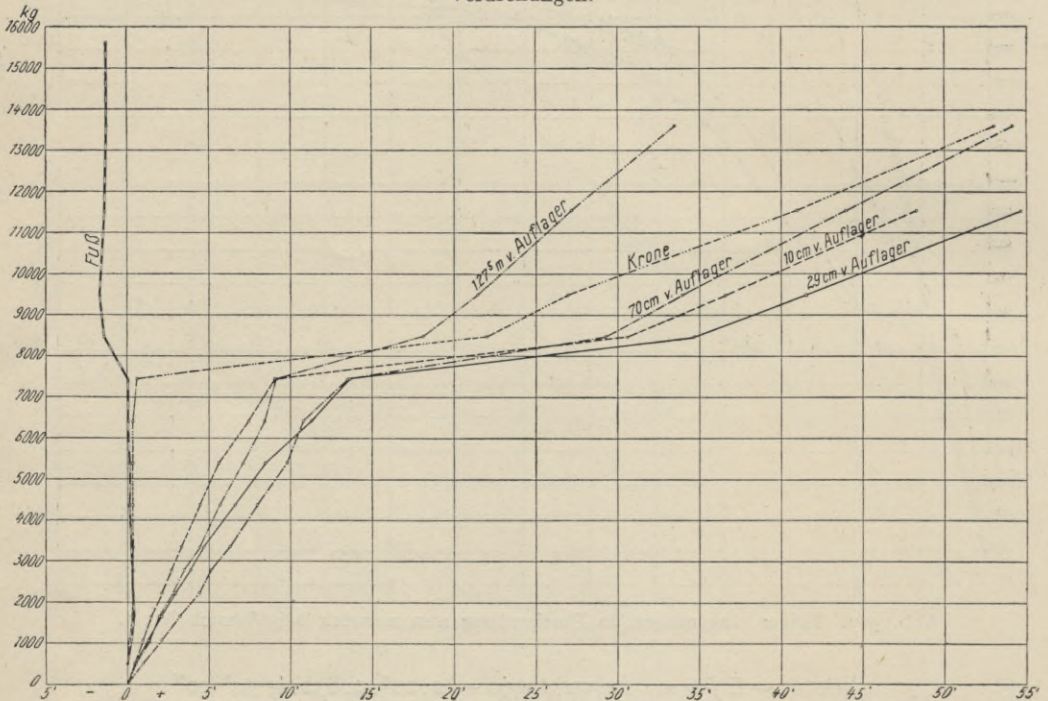


Abb. 310. Träger eingemauert in Portlandzementmauerwerk bei Versuch Nr. 5.

Die durchschnittliche Sicherheit betrug demnach rund 3.

Abb. 309, 310 und 311 sind die Auftragungen der gemessenen Formänderungen mit den entsprechenden theoretischen Größen. Abb. 312 zeigt die Ansicht der Außenseite des gerissenen Widerlagers.

Versuch Nr. 6 und 7. Betonwiderlager.

Beide Versuchsträger sind in Betonwiderlager eingespannt; sie unterscheiden sich von einander dadurch, daß Versuch 6 mit einem Träger, Versuch 7 mit zwei gekuppelten Trägern PN^{ro} . 15 angestellt wurde, und noch in der Art

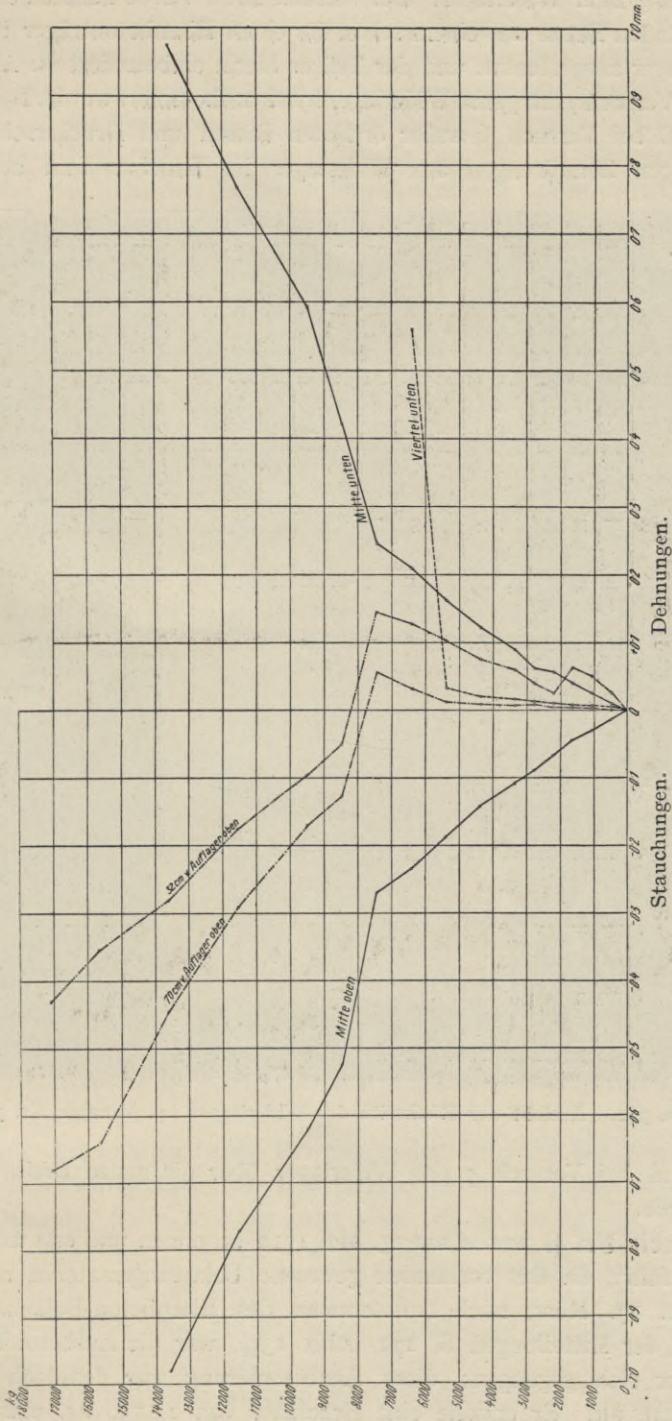


Abb. 311. Träger eingemauert in Portlandzementmauerwerk bei Versuch Nr. 5.

der Ausführung ihrer Widerlager. Bei Versuch Nr. 6 wurde nämlich ein Schlitz bis auf gesunden Beton aus einem schon für einen Eisenbetonträger benützten Betonwiderlager ausgestemmt und der Träger hierin einbetoniert (s. Abb. 292), während bei Versuch 7 das ganze Widerlager frisch aufbetoniert wurde. Bemerkenswert ist, daß bei Versuch 6 außer örtlichen Rissen und Druckerscheinungen keine sonstigen Zerstörungen am Widerlager im Bruchstadium aufgetreten

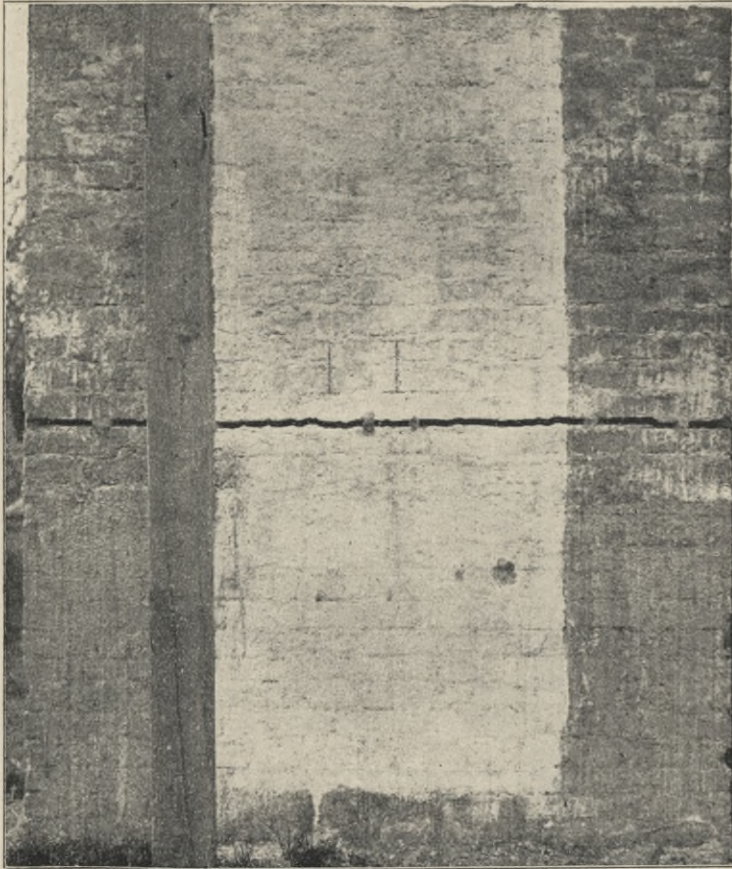


Abb. 312. Ansicht der Rückseite des Widerlagers bei Versuch Nr. 5.

sind, während bei Versuch 7 das Widerlager über die ganze Breite hin aufgerissen wurde.

Versuch Nr. 6 wurde am 13. Mai 1910 begonnen und erst am 19. Mai zu Ende geführt, da das vorhanden gewesene Belastungsmaterial nicht ausreichte. Am 17. März, nach Ausstemmen des Eisenbeton-Balkens Nr. 16 (s. Heft IV der Mitteilungen S. 172, Abb. 139), war die Ausbetonierung des Schlitzes vor sich gegangen; diese Ausbetonierung war demnach ebenfalls fast 2 Monate alt. Er erzielte eine Bruchlast von 14.150 kg, einschließlich Eigengewicht 14.220 kg.

Wie schon früher erwähnt, zeigte das Widerlager nur kleinere Risse und wurde erst beim Ausstemmen des Schlitzes für weitere Balken festgestellt, daß der Ausfüllungsbeton an einem Widerlager mehr als beim anderen bröcklig war.

Zu der folgenden Berechnung des Einspannmomentes ist zu bemerken, daß die aus der Verdrehung 10 cm vom Auflager berechnete Ziffer, obwohl bei der fünften Laststufe gemessen, mit der aus der Durchbiegung im Viertelpunkt bei der siebenten Laststufe ermittelten gut übereinstimmt.

Im allgemeinen geht sowohl aus den Formänderungen, als auch aus der Bruchlast hervor, daß bei Versuch Nr. 6 eine größere Einspannung erzielt wurde. Aus der Durchbiegung in der Mitte bei der siebenten Laststufe (12.200 kg Auflast) folgt:

$$M = \left(\frac{41.12200.64.10^6}{6.8^3} - 2.10^6.832.2'15 \right) \frac{8}{16.10^4} = 3.412.120 \text{ kgcm} = \\ = 28.1 P = 0.07 Pl.$$

Auf die Mitte entfällt demnach ein Moment von $M = (50 - 28.1) P = 21.9 P = 0.055 Pl$.

Auf die Bruchlast bezogen erhält man:

$$M = 21.9.14220 = 312.000 \text{ kgcm} \text{ und } \sigma_e = \frac{312.000}{III} = 2810 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Durchbiegung im Viertelpunkt ist:

$$M = \left(\frac{39.12200.64.10^6}{8^4} - 2.10^6.832.1'895 \right) \frac{32}{3.16.10^4} = 285.800 \text{ kgcm} = \\ = 23.4 P = 0.0586 Pl.$$

Auf die Mitte entfällt darnach $(50 - 23.4) P = 26.6 P = 0.0664 Pl$,

$$M = 26.6.14220 = 378.000 \text{ kgcm} \text{ und } \sigma_e = \frac{378.000}{III} = 3410 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Verdrehung in der Entfernung 10 cm vom Auflager (Last $P = 10.200 \text{ kg}$):

$$M = \left(\frac{137.10200.16.10^4}{80} - 40.2.10^6.832.tg 52' 45'' \right) \frac{1}{19.400} = \\ = 233.500 \text{ kgcm} = 22.8 P = 0.0568 Pl.$$

In der Mitte ist dann $M = 27.2 P = 0.0682 Pl$.

Auf die Bruchlast bezogen, ergibt dies ein Moment in der Mitte von $M = 27.2.14220 = 387.000 \text{ kgcm}$ und eine Zugspannung von $\sigma_e = \frac{387.000}{III} = 3485 \text{ kg/cm}^2$.

Aus den unmittelbaren Messungen der Dehnung erhalten wir auch hier eine viel zu niedrige Spannung und demzufolge ein zu großes Einspannmoment.

Dehnung $\Delta l = 0.88$ bei einer Last von 12.200 kg

$$\sigma_e = \frac{E \Delta l}{l} = \frac{2.10^6.0.88}{100} = 1760 \text{ kg/cm}^2.$$

$M = \sigma W = 1760.111 = 195.300 \text{ kgcm} = 16 P = 0.04 Pl$ oder $\frac{Pl}{25}$ in der Mitte.

Abb. 313 zeigt den Verlauf der Durchbiegungen, Abb. 314 den der Verdrehungen und Abb. 315 die Stauchungen und Dehnungen.

Versuch Nr. 6.

Träger in bestehende Betonwiderlager einbetoniert.

Belastung in <i>kg</i>	Durchbiegung in <i>mm</i>		Dehnungen in <i>mm</i> in der Entfernung von						Verdrehung $10\text{ cm vom Auflager } L_1 + L_2$	Zeit und Anmerkung	
	Mitte D_1	im Viertel $D_2 + D_3$	untere Faser			obere Faser					
Art	einzelnen	zusammen	20 <i>cm</i> v. Auflager 5	100 <i>cm</i> v. Aufl. 3	Mitte 1	20 <i>cm</i> v. Auflager 6	100 <i>cm</i> v. Auflager 4	Mitte 2			
1. Lage Entlastung	2450	2450	— 0.21	0.015	0.13	0.30	— 0.08	— 0.225	4' 5"	3h 10'	Widerlager-Risse. Da das Belastungsmaterial nicht ausreicht, wird der Versuch am 13./IV. abgebrochen. Fortsetzung am 19./V. 1910. Ablesung nur am Durchbiegungsmesser in der Mitte vorgenommen.
2. Lage Entlastung	—	—	—	0.01	—	— 0.05	— 0.04	— 0.01	0' 10"	3 13'	
3. Lage Entlastung	2000	4450	— 0.42	0.02	0.255	+ 0.578	— 0.152	— 0.40	9' 5"	3 24'	
4. Lage Entlastung	—	—	+ 0.005	0.01	0.01	— 0.065	— 0.04	— 0.025	0' 40"	3 27'	
5. Lage Entlastung	2000	6450	— 0.54	0.05	0.35	+ 0.805	— 0.239	— 0.611	14' 40"	3 37'	
6. Lage Entlastung	—	—	+ 0.01	0.015	0.02	— 0.05	— 0.04	— 0.04	1' 35"	3 40'	
7. Lage Entlastung	2000	8450	— 0.33	0.19	0.40	+ 1.00	— 0.50	—	28' 45"	4h 10'	
8. Lage Entlastung	1750	10200	—	0.675	0.44	+ 0.90	— 0.80	—	52' 45"	4 25'	
9. Lage Entlastung	1000	11200	—	—	0.60	—	—	—	—	4 28'	
10. Lage Entlastung	1000	12200	—	—	0.88	—	—	—	—	5	
11. Lage Entlastung	1950	14150	20.8	Bruchlast	—	—	—	—	—	—	

Versuch Nr. 7 wurde am 13. Oktober 1911 abgeführt, nachdem am 23. August, also 5 Wochen früher, die Aufbetonierung des Widerlagers vorgenommen worden war.

Er erzielte eine Bruchlast von 25.180 kg, samt Eigengewicht demnach 25.320 kg. Bei Vergleich mit Versuch Nr. 6, der als Einzelträger eine Bruchlast von 14.420 kg aufweist, bleibt demnach Versuch 7 um $(2 \cdot 14.420 - 25.150) = 28.840 - 25.180 = 3660$ kg oder $12 \cdot 7\%$ zurück. Ebenso weisen die gemessenen Formänderungen auf eine kleinere Einspannung hin.

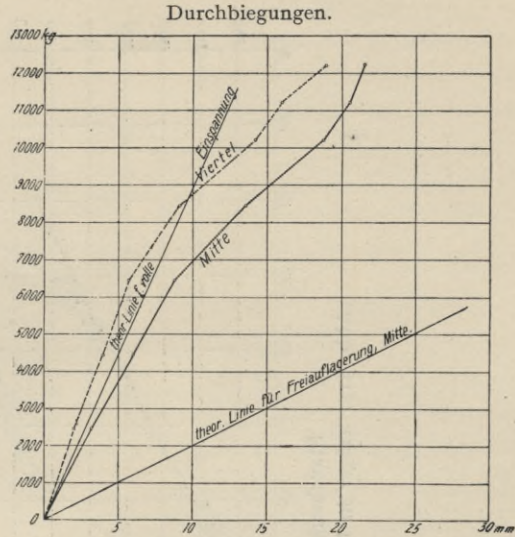


Abb. 313. Träger in bestehende Widerlager einbetoniert bei Versuch Nr. 6.

Aus der Durchbiegung in der Mitte ergibt sich im Bruchstadium bei der vorletzten Laststufe 24.500 kg folgende Momentenverteilung:

$$M = \left(\frac{41 \cdot 24500 \cdot 64 \cdot 10^6}{6 \cdot 8^3} - 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 832 \cdot 3 \cdot 52 \right) \frac{8}{16 \cdot 10^4} = 460.250 \text{ kgcm} = 18 \cdot 8 P = 0 \cdot 0470 Pl.$$

Für die Mitte ist dann

$$M = 31 \cdot 2 P = 0 \cdot 078 Pl \text{ und auf die Bruchlast bezogen}$$

$$M_b = 31 \cdot 2 (25180 + 140) = 790.000 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_e = \frac{790.000}{2 \cdot 111} = 3560 \text{ kg/cm}^2.$$

Verdrehungen.

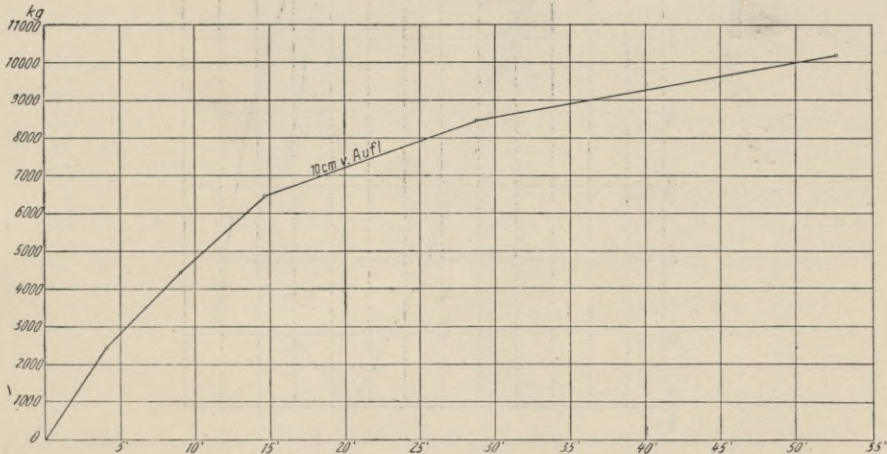
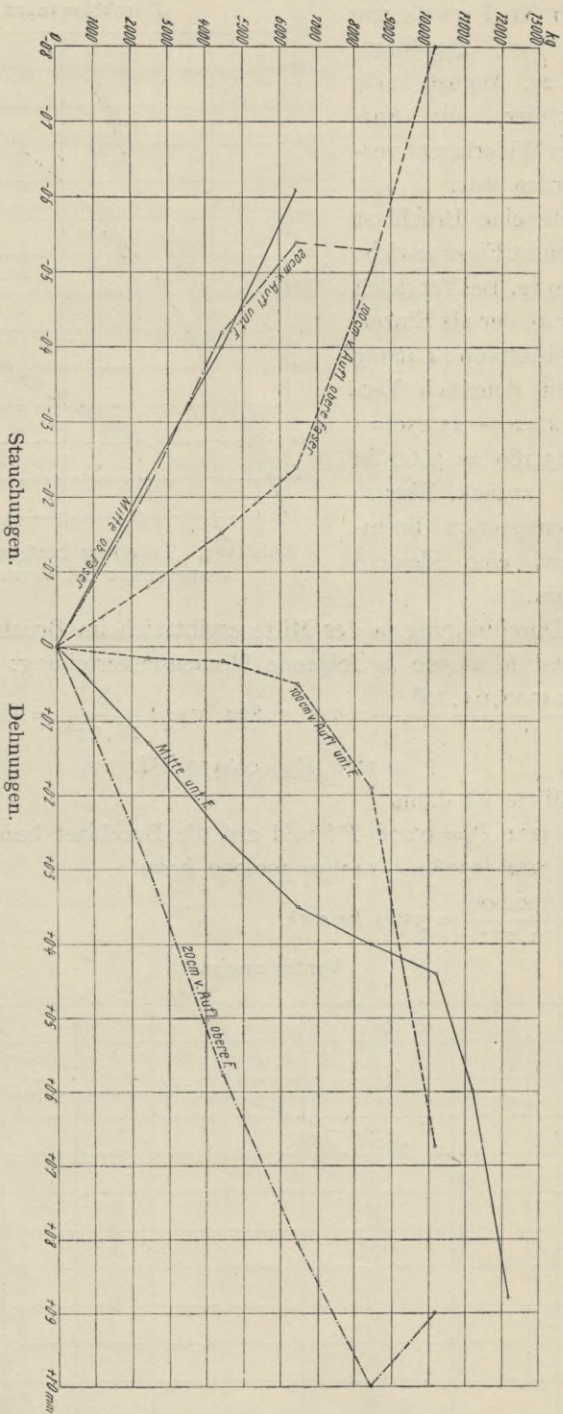


Abb. 314. Träger in bestehende Widerlager einbetoniert bei Versuch Nr. 6.

Abb. 315. Träger in bestehende Widerlager einbetoniert bei Versuch Nr. 6.



Versuch Nr. 7.
Träger in Betonwiderlager.

Belastung in kg			Bewegung des Mauer- werks $D_1 + D_5$	Dehnungen in mm in der Entfernung von					Durchbiegungen in mm			Verdrehungen						Anmerkung	
A r t	einzel	zusam- men		Mitte oben 2	Mitte unten 1	1.00 m v. Auflager unten 3	70 cm v. Auflager oben 4	32 cm v. Auflager oben 5	D_2	D_3	Mitte D_4	11 cm L_1	29 cm L_2	70 cm L_3	127.5 cm L_4	Widerlager L_5 L_6			
1. Lage	490	490	—	— 0'014	0'025	—	0'0125	—	0'1	0'15	0'30	0'25"	0'30"	1'05"	1'00"	—	—		
Entlastung	—	—	—	—	0'020	—	0'010	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
2. Lage	570	1060	—	— 0'020	0'045	0'025	0'015	—	0'2	0'3	0'6	0'45"	1'25"	1'20"	1'40"	—	—		
Entlastung	—	—	—	—	0'025	0'020	0'015	—	—	—	—	—	—	0'25"	—0'20"	—	—		
3. Lage	570	1630	—	— 0'040	0'055	0'035	0'020	—	0'4	0'6	0'9	1'00"	2'15"	1'50"	2'30"	—	—		
Entlastung	—	—	—	—	0'025	0'030	0'0175	—	—	—	—	0'05"	0'05"	0'40"	—0'20"	—	—		
4. Lage	570	2200	—	— 0'060	0'080	0'040	0'025	—	0'5	0'7	1'15	1'30"	3'05"	2'25"	3'10"	—	—		
Entlastung	—	—	—	—	0'030	0'030	0'020	—	—	—	—	0'05"	0'05"	0'30"	—0'25"	—	—		
5. Lage	570	2770	—	— 0'082	0'100	0'040	0'030	—	0'7	1'0	1'5	2'55"	3'55"	3'20"	3'55"	—	—		
Entlastung	—	—	—	—	0'030	0'030	0'025	—	—	—	—	0'05"	0'10"	0'10"	—0'40"	—	—		
6. Lage	570	3340	—	— 0'100	0'120	0'050	0'030	0'050	0'8	1'15	1'8	2'20"	4'45"	5'00"	4'30"	—	—		
Entlastung	—	—	—	— 0'010	0'030	0'030	0'030	—	—	—	0'1	0'05"	0'15"	0'45"	—0'40"	—	—		
7. Lage	1020	4360	—	— 0'140	0'150	0'060	0'040	0'0875	1'0	1'6	2'3	3'00"	6'20"	6'00"	5'30"	—	—		
8. Lage	1030	5390	0'05	— 0'180	0'180	0'350	0'190	0'1125	1'3	2'0	2'9	3'50"	8'00"	7'10"	7'15"	—	0'50"		
9. Lage	2050	7440	0'10	— 0'260	0'250	0'450	0'270	0'175	1'9	3'1	4'2	5'30"	11'20"	11'20"	13'40"	—	1'20"		
10. Lage	2050	9490	0'15	— 0'340	0'420	0'690	0'290	0'225	2'5	4'0	5'3	7'20"	14'35"	14'40"	17'15"	0'10"	2'00"		
11. Lage	2050	11540	0'20	— 0'440	0'370	—	0'300	0'250	3'0	5'0	6'2	8'55"	18'10"	18'30"	20'30"	0'10"	2'20"		
12. Lage	2180	13720	0'25	— 0'500	0'420	—	0'280	0'275	3'6	5'9	7'5	11'00"	20'10"	21'40"	22'50"	0'20"	2'30"		
13. Lage	2190	15910	0'25	— 0'540	0'490	—	0'270	0'300	4'3	7'2	8'9	13'30"	22'05"	25'35"	25'25"	—	2'50"		
14. Lage	2190	18100	0'25	— 0'620	0'550	—	0'260	0'350	5'0	8'6	10'4	16'25"	23'50"	29'40"	28'25"	—	—		
15. Lage	2190	20290	0'35	Apparate abgenommen.					6'6	11'1	13'2	21'15"	23'50"	36'25"	31'20"	—	—	Ablesung auf den Durchbiegungsmessern im Durchgang abgelesen.	
16. Lage	2840	23130	0'35	Apparate abgenommen.					10'2	15'4	17'3	Apparate abgenommen.						Reißen des linken Widerlagers.	
17. Lage	228	23358	—	Apparate abgenommen.					—	—	—	Apparate abgenommen.						Beim Unterstützen, zirka 1½ Minuten nach dem Reißen des linken Widerlagers, reißt das rechte Widerlager ähnlich dem anderen ab, plötzlich und unter krachendem Geräusch.	
18. Lage	1142	24500	—	Apparate abgenommen.					18'4	29'6	35'2	Apparate abgenommen.							
19. Lage	680	25180	Bruch	Apparate abgenommen.															

Durchbiegungen.

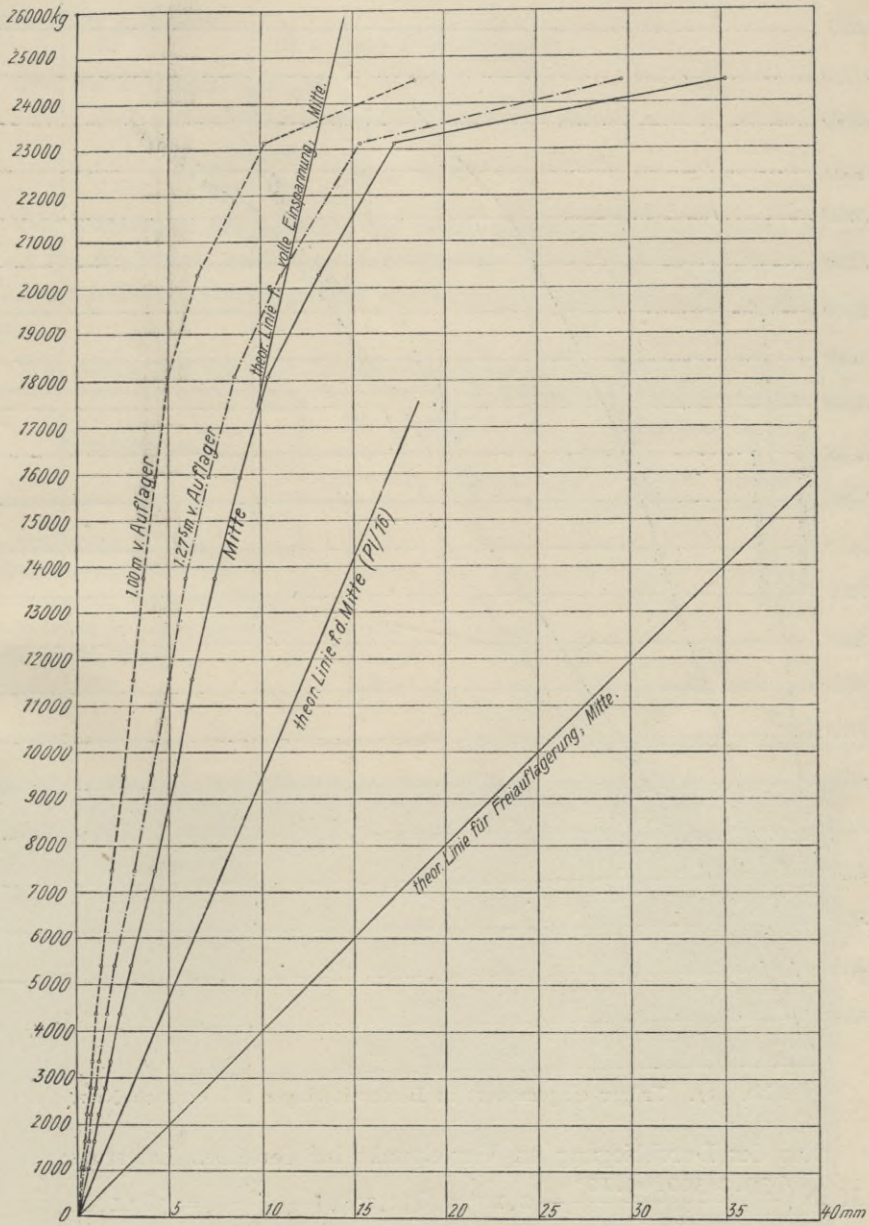


Abb. 316. Träger eingemauert in Betonwiderlager bei Versuch Nr. 7.

Verdrehungen.

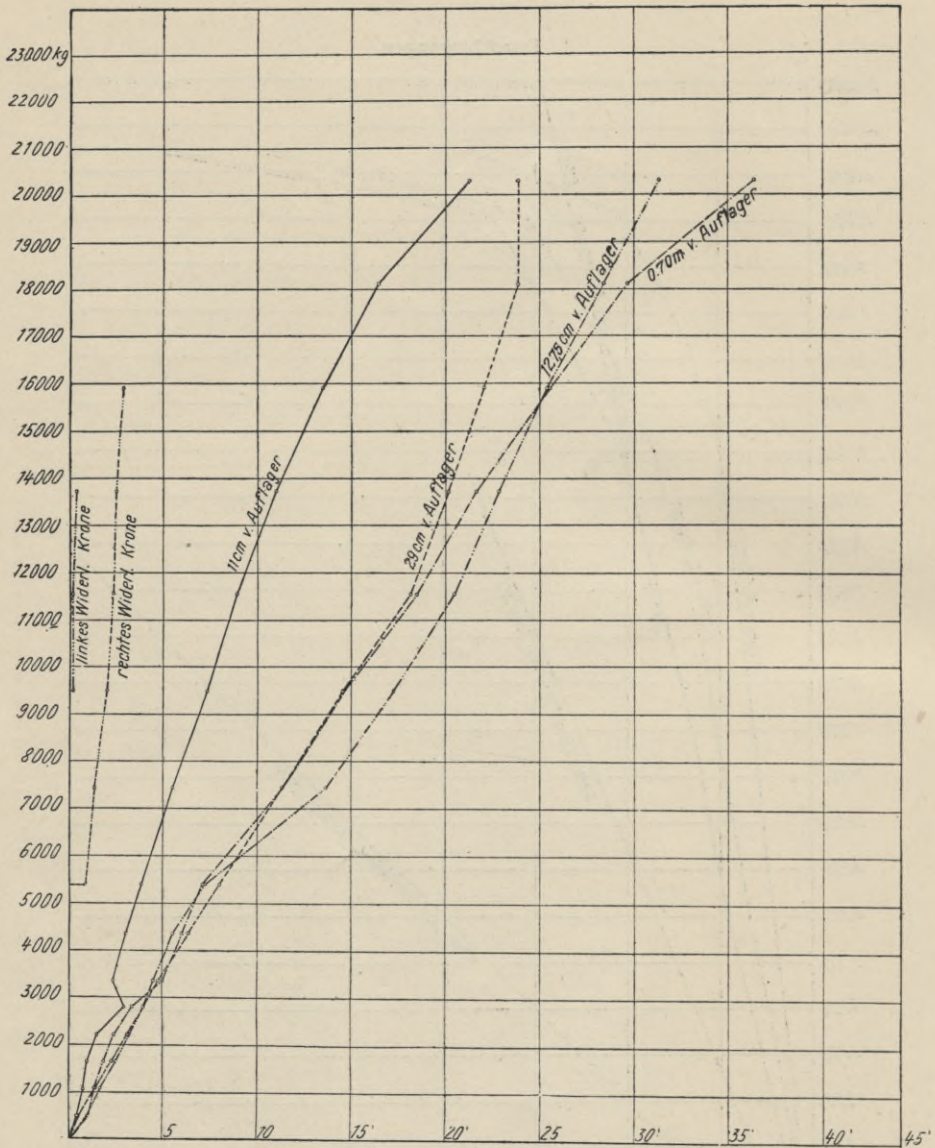


Abb. 317. Träger eingemauert in Betonwiderlager bei Versuch Nr.7.

Aus der Durchbiegung im Viertelpunkt bei derselben Laststufe:

$$M = \left(\frac{39.24500 \cdot 64 \cdot 10^6}{8^4} - 2 \cdot 10^6 \cdot 2.832 \cdot 1.84 \right) \frac{32}{3 \cdot 16 \cdot 10^4} = 587.100 \text{ kgcm} = 24 P = 0.06 Pl$$

In der Mitte ist dann $M = 26 P = 0.065 Pl$, für die Bruchlast daher:

$$M_b = 26 P = 26 \cdot 25320 = 658.000 \text{ kgcm} \text{ und} \\ \sigma_e = \frac{658.000}{2.111} = 2970 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Durchbiegung in der Entfernung 127,5 cm vom Auflager erhält man:

$$M = \left(\frac{5 \cdot 24500 \cdot 64 \cdot 10^6}{8 \cdot 54} - 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 832 \cdot 2 \cdot 96 \right) \frac{9}{16 \cdot 10^4} = 466.650 = 19 \cdot 1 P = 0 \cdot 0476 Pl;$$

für die Mitte gilt dann:

$$M = 30 \cdot 9 P = 0 \cdot 0774 Pl.$$

Auf die Bruchlast bezogen:

$$M = 30 \cdot 9 \cdot 25320 = 785.000 \text{ kgcm und}$$

$$\sigma = \frac{785.000}{2.111} = 3530 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ablesungen der Libellen und Dehnungsmesser sind bereits bei 20.290 und 23.130 kg Auflast nach dem Aufreißen der Widerlager eingestellt worden, so daß die früheren Ablesungen für das Bruchstadium nicht mehr in Betracht kommen.

Wir haben nun folgende Zusammenstellung für das Moment in der Mitte:

Berechnet aus	Bei Versuch Nr. 6		Bei Versuch Nr. 7	
	Moment	Spannung σ_e	Moment	Spannung σ_e
Durchbiegung in Mitte . . .	0·055	2810	0·078	3560
Durchbiegung im Viertel . .	0·0664	3410	0·065	2970
Durchbiegung 127·5 v. Auflag.	—	—	0·0774	3530
Verdrehung 10 cm v. Auflager	0·0682	3485	—	—
Dehnung in Mitte	0·040	1760	—	—
Durchschnitt	0·0632	3235	0·0735 $\pm \frac{1}{14}$	3350
	<i>Pl</i>	<i>kg/cm²</i>	<i>Pl</i>	<i>kg/cm²</i>

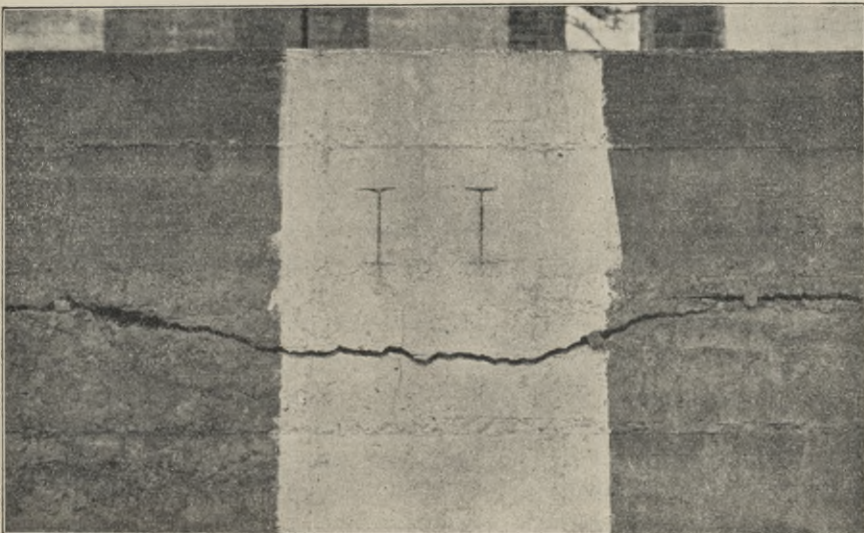
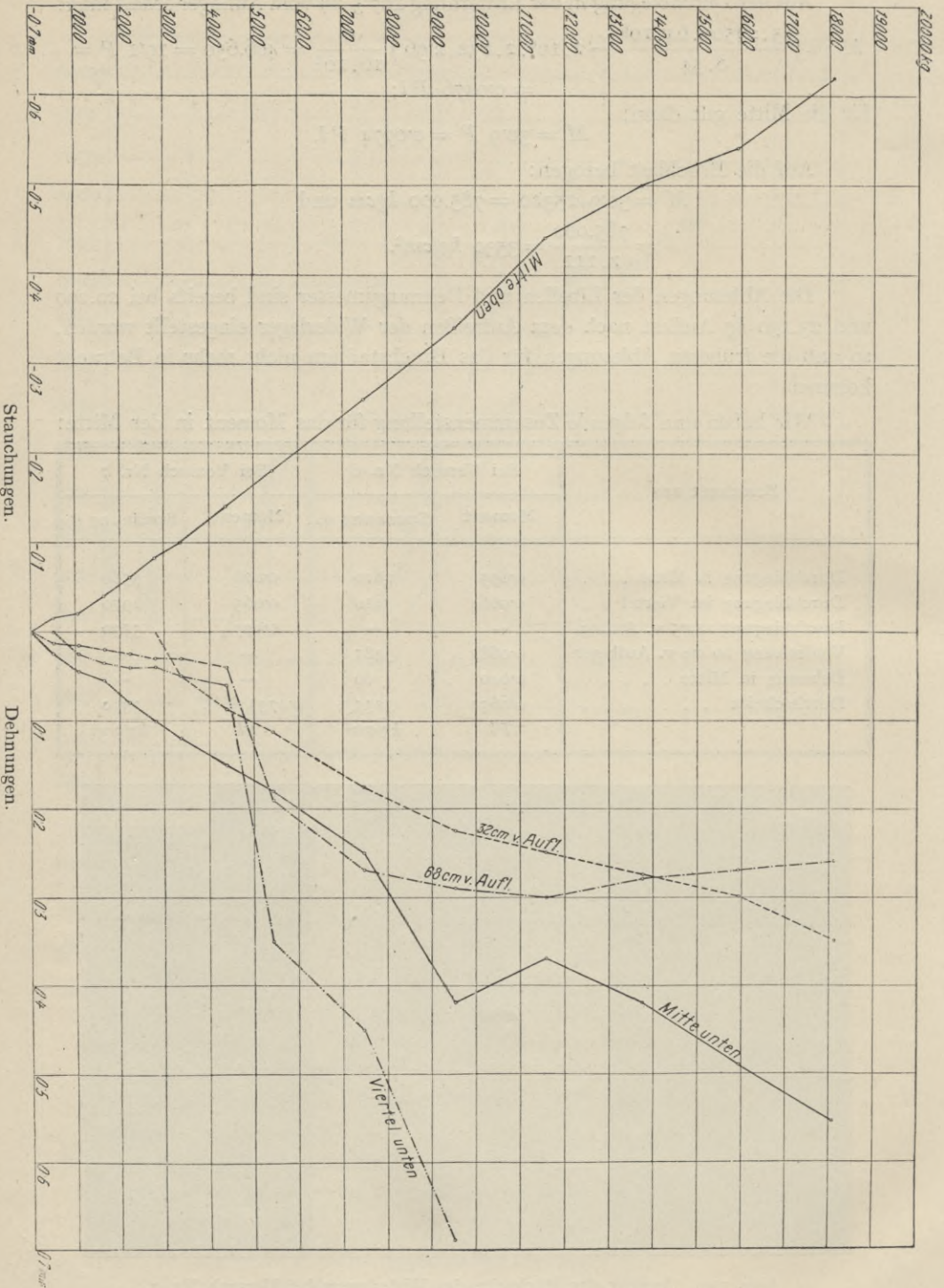


Abb. 319. Ansicht der Rückseite des Widerlagers bei Versuch Nr. 7.



Stauchungen.
Dehnungen.
Abb. 318. Träger eingemauert in Betonwiderlager bei Versuch Nr. 7.

Die Sicherheit beim Bruch betrug demnach im Durchschnitt 3·2 und 3·3. Abb. 319 zeigt die Außenseite des gebrochenen Widerlagers bei Versuch Nr. 7. Abb. 313, 314 und 315 sind die Darstellungen der Formänderungen des Trägers bei Versuch 6, Abb. 316, 317 und 318 diejenigen des Trägers bei Versuch Nr. 7.

Folgende Tabelle faßt die Resultate der Versuche mit I-Trägern und jene in Heft IV mit Eisenbetonbalken zusammen; sie zeigt, daß man die Sicherheit der I-Träger, welche freiaufliegend bezogen auf 1000 kg/cm^2 2·9 beträgt,

Balken Nr.	Bruch- lasten	Momente		Spannung σ_e in der Mitte	Sicherheiten bezogen auf 1000 kg/cm^2 als zulässige Eisenspannung					
		in der Mitte	am Auflager		bei Eisen- trägern		bei Eisenbetonbalken bezogen auf volle Einspannung			
					unter Be- rücksicht- ung einer Einspannung	unter Zugrande- legung der Freiauflag.	Versuch	ohne Schrägen	kleine Schrägen	mittlere Schrägen
1. freiauf- liegend	6440	0·125	—	2900	2·90	2·90	Durchschnitt ¹	3·9	—	—
2. belastetes Widerlager	16590	0·1007	0·0243	2929	2·93	3·74	—	—	—	—
3. Widerlager aus Ziegel mit Weißkalk	17390	0·100	0·025	3130	3·13	3·92	<i>b</i> — 35	2·1	—	3·5 ²
4. Ziegel mit gem. Mauer.	20270	0·092	0·033	3370	3·37	4·57	— <i>gh</i> 36	—	4·0	4·7
5. Ziegel mit Portl.-Zem.	18250	0·091	0·034	2976	3·00	4·11	<i>a de</i> 34 ⁿ	4·3	5·5	6·5
6. } Beton-	14220	0·0632	0·0618	3235	3·24	6·40	<i>1b</i> —19 <i>t</i>	4·7	4·7	8·0
7. } Wider- lager	25320 <i>kg</i>	0·0735 <i>P₂</i>	0·0515 <i>Pl</i>	3350 kg/cm^2	3·35	5·70	33	—	—	—

¹ Siehe Seite 98, Heft IV der Berichte, Abb. 66. ² Siehe diesbezüglich das auf Seite 56 Gesagte.

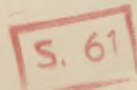
durch Einmauerung bis auf 6 steigern kann, so daß also bei dieser sorgfältigen Anordnung eine Erhöhung der zulässigen Lasten bis zur Verdoppelung berechtigt erscheint und daß dann erst die Sicherheit wieder bis auf 3 zurückgeht. Wie viel mehr es unter denselben Verhältnissen berechtigt ist, den Eisenbetonbalken als voll eingespannt anzusehen, zeigt die letzte Spalte, aus welcher hervorgeht, daß bei diesem die Sicherheit nie unter 4·0 sinkt und sogar 8 beträgt (wenn Mauerwerk aus Ziegeln mit Weißkalk ausgeschlossen wird), so daß demnach eine schlechtere Behandlung des Eisenbetons nicht berechtigt erscheint, wie dies in Deutschland neuerdings geschieht und daß vielmehr für beide Tragwerke dieselben zulässigen Inanspruchnahmen als am Platze erscheinen.

Schlußfolgerungen.

Der I-Träger wirkt in dem Widerlagsmauerwerk entsprechend seinem versammelten Eisenquerschnitt wie ein Fremdkörper und ist demnach gründlicher und vorsichtiger einzubinden wie der Eisenbetonbalken, sofern damit eine Sicherstellung der statischen Einheit zwischen Träger und Widerlager beabsichtigt ist. Es bedarf besonderer Vorkehrungen für seine Auflagerung (oben und unten) unter Berücksichtigung der Größe der Auflagerfläche und der Qualität des Mauerwerks und demnach auch eines Nachweises der auftretenden Spannungen an den Auflagerflächen, abhängig von der Tiefe der Einmauerung und der Abmessungen der beiden zu vereinigenden Bauteile. Um für das Eintreffen dieser Voraussetzung entsprechend einfache Faustregeln aufzustellen, wäre die Abführung eingehender Versuche nötig und es kann auf Grund dieser wenigen Versuche nur gesagt werden, daß, wenn diese Voraussetzungen gegeben sind und die Steifigkeit der Widerlager dies rechtfertigt, dann die Wirkung des Eisenträgers nahezu bis zu dem erreichbaren größten Werte von $\frac{Pl}{16}$, entsprechend seinem Eisenquerschnitt im Obergurt, ebenso wie beim Eisenbeton erwartet werden kann, wobei immer daran festgehalten wird, daß es sich dem Konstrukteur um die Aufrechterhaltung der Einspannung bis zum Bruch handelt, damit die Sicherheit der Konstruktion durch solche Annahmen keine Schmälerung erfahren möge. Die in den Grenzen der zulässigen Lasten auftretenden Spannungen und Formänderungen zeigen, daß die Erreichung der Einspannung, wie sie insbesondere bei Rechnungen nach der Elastizitätstheorie angenommen wird, unter diesen zulässigen Lasten naturgemäß entsprechend leichter sicherzustellen ist; diese Einspannung wird dann eine viel höhere sein und auch den Wert $\frac{Pl}{12}$ gemäß einer vollen Einspannung erreichen können. Bei den hiebei in Betracht kommenden Vorkehrungen muß jedoch davor gewarnt werden, eine Auflast auf dem eingemauerten I-Trägerstummel als Sicherstellung der Einspannung anzusehen, wenn nicht für eine Übertragung dieser Auflast auf den schmalen Trägerstummel entsprechend vorgesorgt wird.

Es kann als gerechtfertigt gelten, wenn man die bisherige Praxis der Berechnung von Eisenträgern als freiliegend auch bei Einmauerung vorläufig beibehält, bis ausführlichere Versuche vorliegen, nachdem die älteren Versuche dieser Art, welche mit nicht so sorgfältig eingemauerten I-Trägern ausgeführt worden waren, dieselben in ihrer Tragfähigkeit gleichwertig den freiaufliegenden erwiesen haben. Dies erscheint um so gerechtfertigter, weil die I-Träger sich auch nachträglich durch Zerdrücken der Mörtelschichten den nötigen Spielraum verschaffen können.

Die Versuche bestätigen schließlich, daß bei Gebrauch von Mauerwerk mit Weißkalkmörtel die Verwendung von I-Trägern Vorteile gegenüber solchen aus Eisenbeton aufweist, da letztere gegen die durch die Lasten hervorgerufenen Setzungen mehr empfindlich sind.



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



10000303514

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000303515

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000303516

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000303517

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297171