



~~2.50~~

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 2.

Versuche mit Plattenbalken.

Bericht erstattet von

JOSEPH MELAN,

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

Mit 82 Abbildungen und 21 Tabellen.



LEIPZIG UND WIEN.

FRANZ DEUTICKE.

1912.



III - 306770

Druck von Gebrüder Stiepel in Reichenberg.

DDK- 10-511/2017

Versuche mit Plattenbalken.

Der vom österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine eingesetzte Ausschuß zum Studium der den Eisenbeton betreffenden Fragen hat in sein Arbeitsprogramm auch Versuche über Plattenbalken aufgenommen. Dieselben bezweckten die Erforschung des Einflusses der Balkenabstände auf das Tragvermögen dieser Bauwerke und sollten einen Beitrag zur Beantwortung der wichtigen Frage liefern, bis zu welchem Abstände der Tragrippen die ganze Plattenbreite als mittragend in Rechnung gestellt werden darf. Dabei wurden für die Probeobjekte solche Bewehrungsstärken gewählt, für welche das Verhältnis der rechnungsmäßigen Beton- und Eisenspannung innerhalb der Grenzen gelegen ist, die den praktischen Ausführungen auf Grund der zulässigen Inanspruchnahme entsprechen.

Beschreibung der Versuchsobjekte.

Es sind 14 Tragwerke u. zw. immer je zwei gleiche, also 7 verschiedene Querschnittsanordnungen (Abb. 1—7) zur Ausführung gekommen. Die lichte Weite zwischen den als Stützen dienenden, aus Stampfbeton ausgeführten Pfeilern beträgt durchwegs 4.0 m. Die Balkenlänge ist 4.50 m. Die Stützweite von Mitte zu Mitte der Auflagerplatten beträgt 4.25 m.

Die Querschnitte zeigen vier verschiedene Rippenabstände und zwar haben die paarweise ausgeführten Objekte

1 und 2	60 cm	Abstand der Balkenachsen.
3 und 4	90 cm	„ „ „
5	120 cm	„ „ „
6 und 7	150 cm	„ „ „

Die Platte ist mit dem halben Balkenabstand seitlich ausgekragt, so daß ihre Gesamtbreite dem doppelten Balkenabstände gleich kommt. Die Balken haben, ohne Platte, 25 cm Höhe und 16.5 cm Breite, nur im Objekt 7 ist die Balkenbreite auf 22 cm vergrößert. Die Plattenstärke beträgt 6 cm.

Zur Bewehrung der Balken dienen Rundeisen von 18 mm Durchmesser und es enthalten die Balken der Tragwerke

1	je 2	Rundeisen
2 und 3	je 4	„
4, 5 und 6	je 6	„
7	je 8	„

Von den in doppelter Schichte liegenden Eisen sind zwei in 80 cm Abstand vom Balkenende schräg aufgebogen. (Abb. 8.) Ihre Enden erhielten rund-

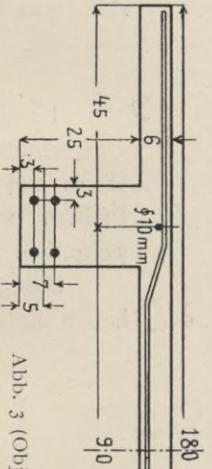
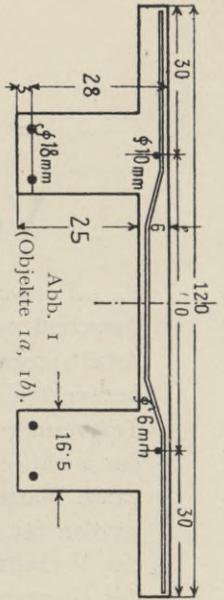


Abb. 3 (Objekte 3a, 3b).

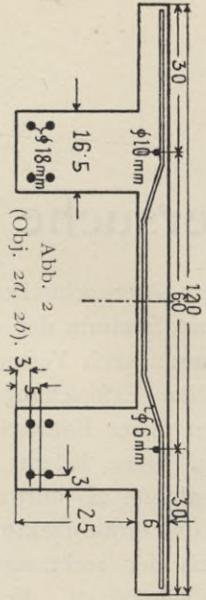


Abb. 2 (Obj. 2a, 2b).

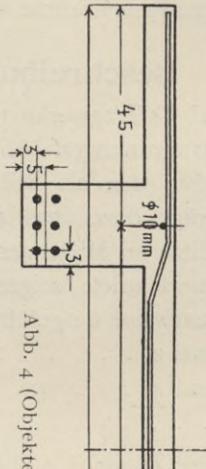


Abb. 4 (Objekte 4a, 4b).

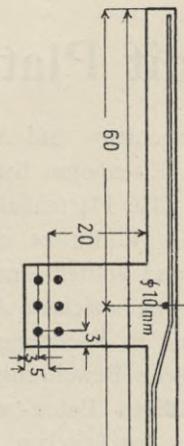


Abb. 5 (Objekte 5a, 5b).

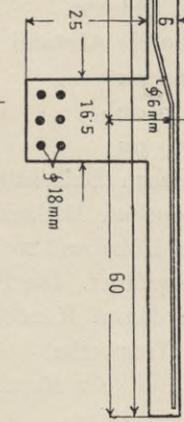


Abb. 6 (Objekte 6a, 6b).

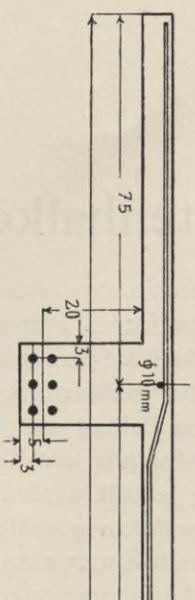


Abb. 7 (Objekte 7a, 7b).

(Maße in Fig. 1 bis 7 in cm.)

gebogene Haken. In sämtlichen Balken wurden Bügel eingelegt u. zw. an jedem Balkenende entweder je 6 Bügel aus $24 \times 4 \text{ mm}$ Flacheisen in 20 cm Abstand (Objekte 1_a-7_a) oder Bügel aus 7 mm Rundeseisen in 15 cm Abstand (Objekte 1_b-7_b).

Die Platten sind mit Netzen bewehrt, welche auf ein Meter Länge je nach dem Balkenabstande 5—13 Tragstäbe aus 6 mm Rundeseisen enthalten.

An den Auflagern erhielten die Balken an ihrer Unterseite 10 mm starke, mit einer angeieteten Rippe in den Beton eingreifende Blechplatten, mit welchen sie auf den gußeisernen Lagerplatten aufliegen; letztere haben bei 120 mm Länge eine mit 180 mm Halbmesser gewölbte Stützfläche.

Nachstehende Tabelle Nr. 1 (Seite 6) enthält die Bezeichnung der Versuchsobjekte und ihre Bewehrungsdaten, ferner in Rubrik 9 die in üblicher Weise, d. i. mit Vernachlässigung der Zugwirkung des Betons und mit einer Verhältniszahl $n = E_e : E_b = 15$ berechneten Tragmomente M , ausgedrückt durch die Querschnittswiderstandsmomente und die Betondruckspannung σ_b bezw. Eisenspannung σ_e .*)

*) Die zu diesen Berechnungen in Anwendung gebrachten Formeln sind nachstehend zusammengestellt:

Ist F_e der Querschnitt der Rundeisen eines Balkens, so ist mit den Bezeichnungen der Figur a (Seite 7) und mit

$$f = \frac{15 F_e}{b}$$

$$c = \frac{d}{b} (b_1 - b) + f$$

der Abstand der neutralen Achse von der Oberseite der Platte

$$z = -c + \sqrt{c(c+d) + f(d+2h')}$$

das Trägheitsmoment $J = \frac{1}{3} [b_1 z^3 - (b_1 - b)(z - d)^3] + 15 F_e (h' + d - z)^2$ und für den Doppelbalken das Tragmoment

$$M = 2 \frac{J}{z} \cdot \sigma_b \text{ oder } M = \frac{2}{15} \cdot \frac{J}{h' + d - z} \cdot \sigma_e$$

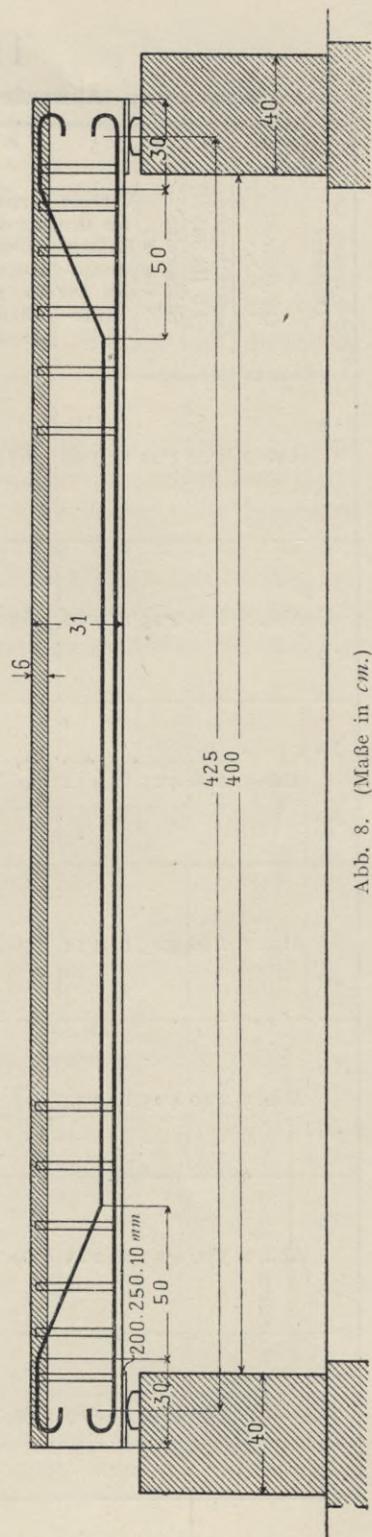


Abb. 8. (Maße in cm .)

Tabelle Nr. I.

Bezeichnung, Ausmaße und statische Werte der Plattenbalken.

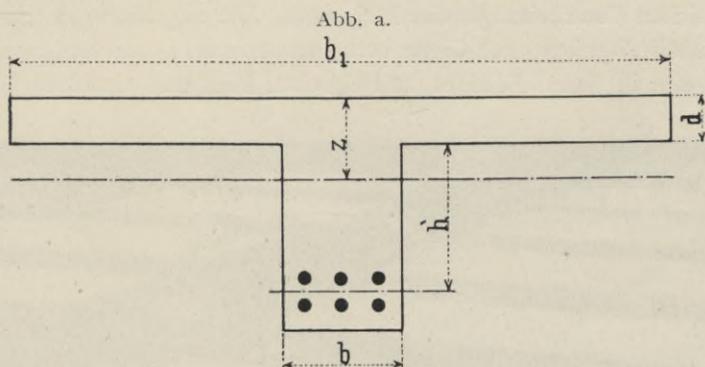
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Bezeichnung des Objektes	Querschnitt	Gesamtbreite $2b$ (in m)	Stützweite l (in m)	Verhältnis des Balkenabstandes zur Stützweite	Verhältnis des Balkenabstandes zur Balkenbreite	Bewehrung		Tragmoment des ganzen Querschnittes in $kgcm$	Betonspannung σ_b Eisen- spannung σ_e in kg/cm^2 für P (in t)	Verhältnis der Eisen- spannung zur Beton- druck- spannung $\sigma_e : \sigma_b$
						der Rippen	der Platte			
1 a	Abb. 1	1'20	4'25	1 : 7'09	3'63 : 1	pro Rippe	pro 1 m	11024 σ_b	$\sigma_b = 4'819 P$	42'21
1 b						2 R. E. $\emptyset 18 mm$ (gerade)	Länge 5 R. E. $\emptyset 6 mm$			
2 a	Abb. 2	1'20	4'25	1 : 7'09	3'63 : 1	4 R. E. $\emptyset 18 mm$	5 R. E. $\emptyset 6 mm$	12054 σ_b	$\sigma_b = 4'407 P$	25'47
2 b						(2 aufgebogen)				
3 a	Abb. 3	1'80	4'25	1 : 4'72	5'46 : 1	4 R. E. $\emptyset 18 mm$	8 R. E. $\emptyset 6 mm$	16103 σ_b	$\sigma_b = 3'299 P$	33'60
3 b						(2 aufgebogen)				
4 a	Abb. 4	1'80	4'25	1 : 4'72	5'46 : 1	6 R. E. $\emptyset 18 mm$	8 R. E. $\emptyset 6 mm$	17931 σ_b	$\sigma_b = 2'963 P$	25'20
4 b						(2 aufgebogen)				
5 a	Abb. 5	2'40	4'25	1 : 3'54	7'27 : 1	6 R. E. $\emptyset 18 mm$	10 R. E. $\emptyset 6 mm$	21910 σ_b	$\sigma_b = 2'425 P$	30'37
5 b						(2 aufgebogen)				
6 a	Abb. 6	3'00	4'25	1 : 2'83	9'09 : 1	6 R. E. $\emptyset 18 mm$	10 R. E. $\emptyset 6 mm$	25975 σ_b	$\sigma_b = 2'045 P$	36'01
6 b						(2 aufgebogen)				
7 a	Abb. 7	3'00	4'25	1 : 2'83	6'82 : 1	8 R. E. $\emptyset 18 mm$	13 R. E. $\emptyset 6 mm$	28062 σ_b	$\sigma_b = 1'893 P$	29'53
7 b						(2 aufgebogen)				

Für eine gleichmäßig verteilte Belastung ist $M = \frac{1}{8} Pl$, woraus die in Rubrik 10 eingeschriebenen Spannungswerte (in kg/cm^2) für die Objektsbelastung P (in t) berechnet wurden.

Versuchsplatz, Ausführung der Probekonstrukte, Belastungsvorgang.

Die Versuche mit Plattenbalken wurden in Prag auf einem von der Militärbauabteilung des 8. Korpskommandos in dankenswerter Weise unentgeltlich zur Verfügung gestellten Platze unter der Leitung der Ausschußmitglieder: Hofrat Prof. Melan, Prof. Dr. Saliger und Obergeringieur C. Kluge durchgeführt.

Die Herrichtung des Versuchsplatzes und den Bau der Objekte besorgte die Betonbauunternehmung Pittel & Brausewetter, welche ihren Herrn Ingenieur Schmandeck mit der Bauführung unter Aufsicht der genannten Ausschußmitglieder betraute. An den Beobachtungen und Messungen bei der Versuchsdurchführung war Herr Ingenieur Karl Žebrák, Konstrukteur an der technischen Hochschule, beteiligt. Die Prager Versuchsstelle wurde übrigens auch wiederholt von Mitgliedern des Wiener Arbeitsausschusses besucht.



Es ist

für Objekt	F_e	b_1	h'	z	$p\%$	$p'\%$
1a u. 1b	5·09	60	22	7·34	0·70	1·33
2a u. 2b	10·18	60	20	9·64	1·48	2·42
3a u. 3b	10·18	90	20	8·02	1·17	1·78
4a u. 4b	15·27	90	20	9·70	1·75	2·54
5a u. 5b	15·27	120	20	8·49	1·45	2·00
6a u. 6b	15·27	150	20	7·65	1·24	1·64
7a u. 7b	20·36	150	20	8·77	1·52	2·12

In dieser Tabelle ist p der Prozentsatz der Eisenbewehrung bezogen auf die Betonquerschnittsfläche ($b h' + b_1 d$) und p' dieser Prozentsatz bezogen auf den wirksamen Druck-

querschnitt des Betons [$b_1 d + (z - d) b$], also $p = \frac{100 F_e}{b h' + b_1 d}$ und $p' = \frac{100 F_e}{b (z - d) + b_1 d}$.

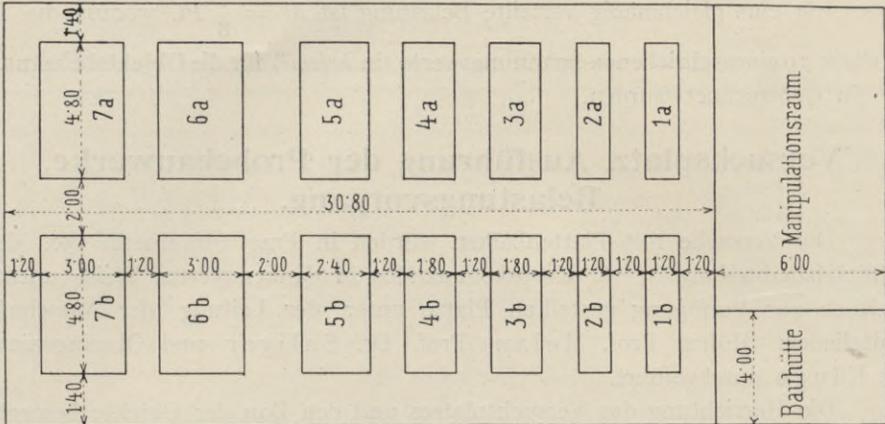


Abb. 9. Grundriß des Versuchsplatzes und Lage der Plattenbalken. (Maße in *m.*)

Abbildung 9 zeigt den Grundrißplan und Abbildung 10 eine Ansicht des Versuchsplatzes mit den darauf erstellten Probekonstruktionen.

Die Tragwerke wurden aus dem gleichen Beton wie die Wiener Versuchsobjekte, nämlich aus von gleichen Bezugsquellen stammenden Baustoffen und in der gleichen Verarbeitungsweise hergestellt. Der zugeführte Donau-Kiessand wurde mittelst Werfen durch Gitter von 5 *mm*, 10 *mm*, 15 *mm* und 20 *mm* lichter Maschenweite in Sand, Feinkies, mittelgroben Kies und Grobkies geschieden.

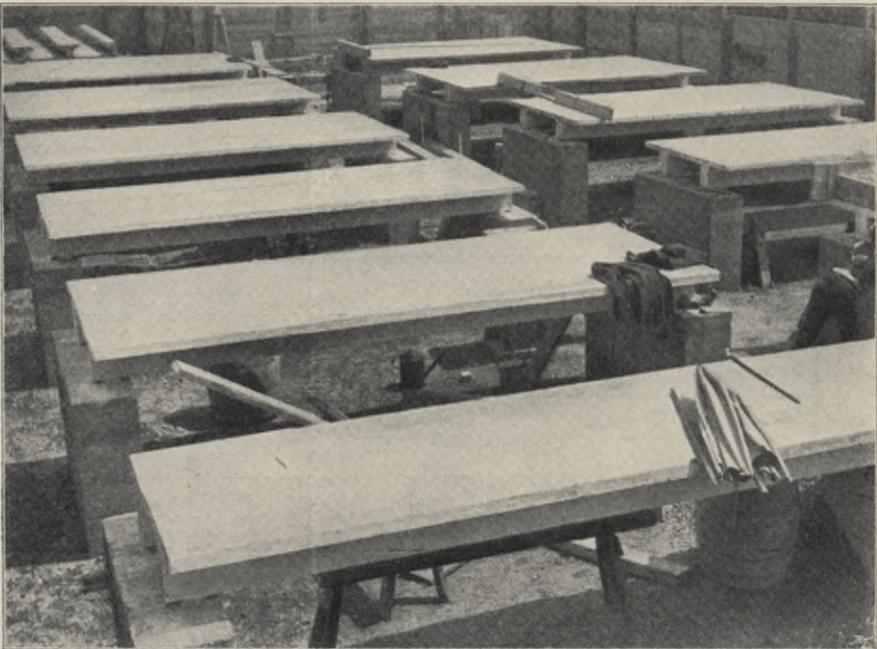


Abb. 10. Versuchsplatz mit den fertiggestellten Probekonstruktionen.

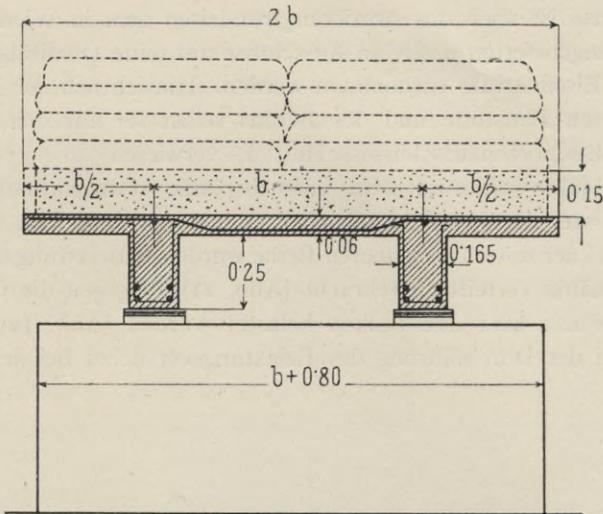


Abb. 11. Belastungsweise der Plattenbalken 1a bis 7a. (Maße in *m*.)

Zur Betonmischung wurden 2 Raumteile Sand, 1 Raumteil Feinkies, 1.5 Raumteile mittelgrober Kies und 0.5 Raumteile Grobkies gemengt, wodurch 4.5 Raumteile Gemenge erhalten wurden. Der Zementzusatz (Tschischkowitzter Portlandzement) betrug 320 *kg* auf 1 *m*³ dieses Gemenges und entsprach ungefähr einem Raummischungsverhältnis 1 : 4.4. Der Wasserezusatz richtete sich nach dem Grade der Stampfmöglichkeit im Tragwerke und betrug je nach der geringeren oder größeren Trockenheit der Gemengstoffe 10 bis 15%. Da sonach genau der gleiche Beton wie bei den Wiener Versuchen zur Anwendung kam, so konnte von der Vornahme besonderer Betonproben Umgang genommen

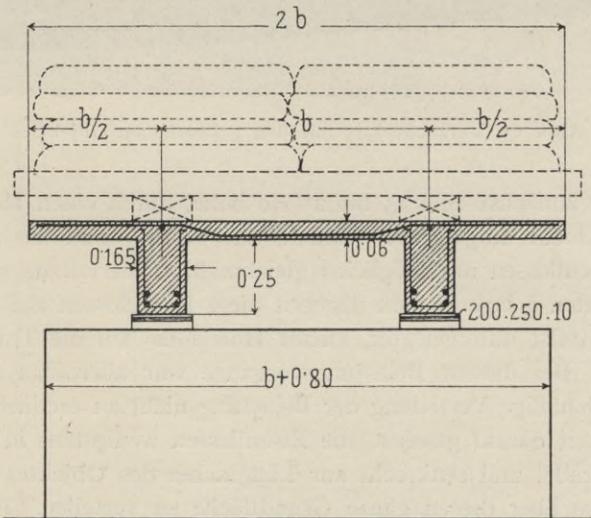


Abb. 12. Belastungsweise der Plattenbalken 1b bis 7b. (Maße in *m*.)

werden. Ebenso ist auch das Armierungsrundeisen dem in Wien für die Versuchszwecke angelieferten und vom Ausschusse auf seine Qualitätseigenschaften untersuchten Eisenvorräte entnommen worden. Hinsichtlich der Eigenschaften der verwendeten Baustoffe und des Betons selbst sei auf den betreffenden Bericht des Eisenbetonausschusses, Heft I, verwiesen.

Die 14 Objekte waren auf dem Versuchsplatze so angeordnet, daß sie mit Nebeneinanderstellung je zweier gleicher Objekte zwei Reihen bildeten (Abbildung 9). Bei der mit *a* bezeichneten Reihe wurde die Belastung über die ganze Platte gleichmäßig verteilt aufgebracht (Abb. 11), wogegen die Objekte *b* der zweiten Reihe nur über den Balken belastet wurden (Abb. 12). Zu diesem Behufe ist bei der Durchführung des Belastungsversuches bei den Objekten *a*

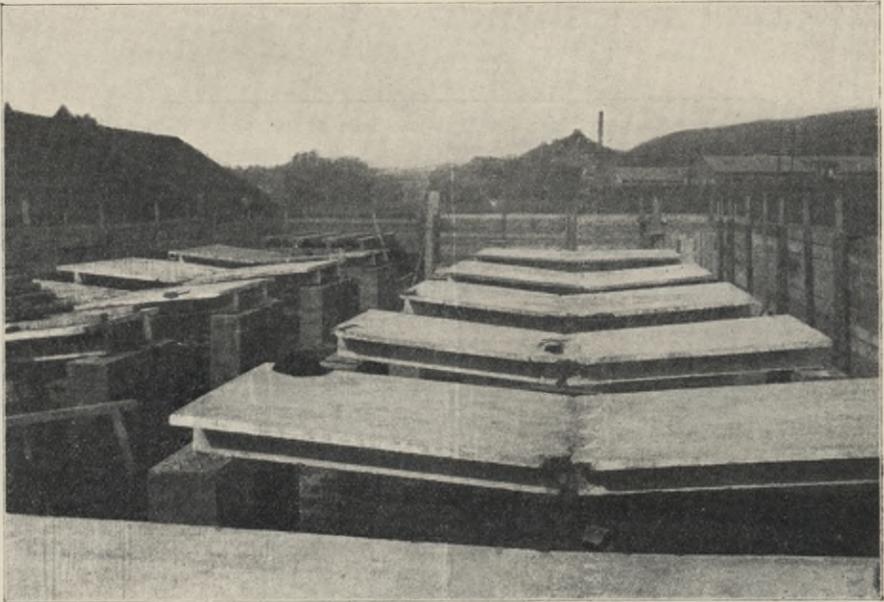


Abb. 13. Versuchsplatz mit den gebrochenen Objekten.

auf die Platte zunächst eine 15 bis 25 *cm* hohe, durch einen Holzrahmen begrenzte Kiesschicht aufgebracht worden, auf welche dann die zur Belastung dienenden Eisenflossen mit möglichst gleichmäßiger Verteilung gelegt wurden. Bei den Objekten *b* lagerte man dagegen diese Eisenflossen auf einen Bohlenboden, der mittelst untergelegter, kurzer Holzklötze auf die Tragrippen abgestützt wurde. Bei diesem Belastungsvorgange war allerdings auf eine vollkommen gleichmäßige Verteilung der Belastung nicht zu rechnen, doch wurde nach Möglichkeit darauf gesehen, die Eisenflossen wenigstens in der mittleren Partie nur parallel und senkrecht zur Längsachse des Objektes zu legen und sie schichtweise über dessen ganze Grundfläche zu verteilen. Immerhin mag aber bei hoher Aufstapelung eine gewisse Verspannung und eine vermehrte

Lastübertragung nach den Enden eingetreten sein, so daß es nicht ausgeschlossen ist, daß die Auflasten gegenüber einer vollständig gleichmäßig verteilten Belastung etwas zu groß erhalten wurden.

Dies scheint, nach den später angeführten Versuchsergebnissen zu schließen, insbesondere bei Objekt 7a der Fall gewesen zu sein. Die Eisenflossen, im durchschnittlichen Gewichte von 50 kg pro Stück, waren einzeln abgewogen worden und trugen jede ihr Gewicht mit Ölfarbe aufgeschrieben, so daß fortlaufend eine genaue Bestimmung der allmählich aufgebrachten Belastung möglich war. Es kamen bis zu rd. 70 t Flossen in Verwendung, welche von der Maschinenfabrik Breitfeld & Danek leihweise zur Verfügung gestellt wurden.

Die Abbildungen 14 bis 19 zeigen an einigen Objekten den Belastungsvorgang im Bilde. Abbildung 13 gibt den Versuchsplatz mit den zum Bruche gebrachten Objekten nach Beendigung der Versuche.

Alter der Versuchsobjekte.

Über das Alter der Tragwerke bei Vornahme der Belastungsproben gibt nachstehende Tabelle Nr. 2 Aufschluß.

Tabelle Nr. 2.

Zeiten der Anfertigung und Erprobung der Plattenbalken.

Objekt	D a t u m		Alter bei Vornahme der Belastungsprobe
	der Betonierung	der Belastungsprobe	
			Tage
1a	30. April	22. bis 23. Juni	53
2a	30. „	23. bis 24. „	54
3a	30. „	25. bis 26. „	56
4a	30. „	30. Juni bis 2. Juli	61
5a	5. Mai	3. bis 5. Juli	59
6a	5. „	5. bis 6. „	61
7a	5. „	6. bis 8. „	62
1b	10. Mai	14. Juli	65
2b	13. „	13. „	61
3b	13. „	28. bis 30. Juni	47
4b	13. „	12. Juli	60
5b	15. „	11. „	57
6b	15. „	9. bis 10. Juli	55
7b	15. „	8. bis 9. „	54



Abb. 14. Objekt 2b mit 36,3 t belastet.



Abb. 15. Objekt 4b mit 54,7 t belastet.

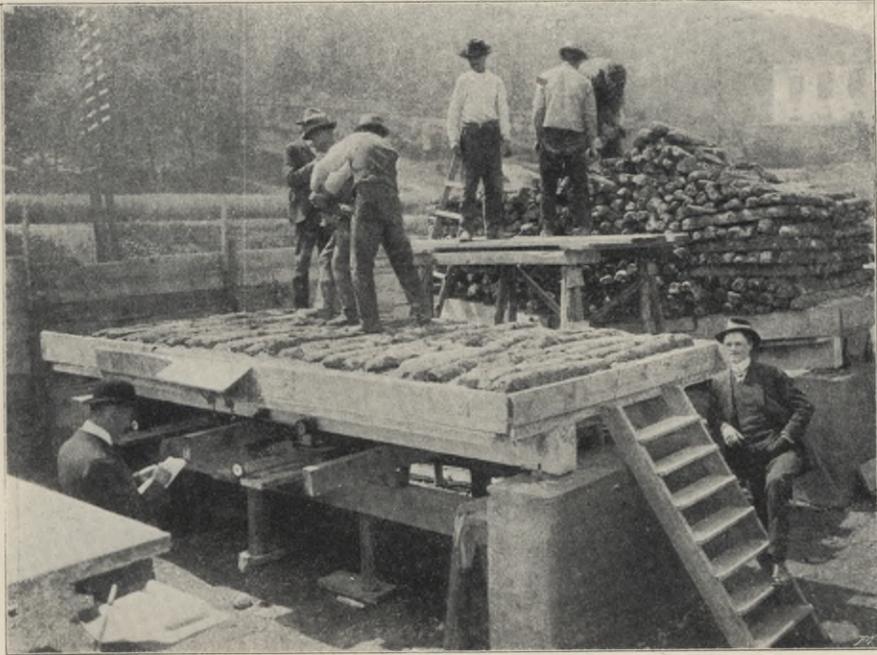


Abb. 16. Objekt 5a mit 3 t belastet.

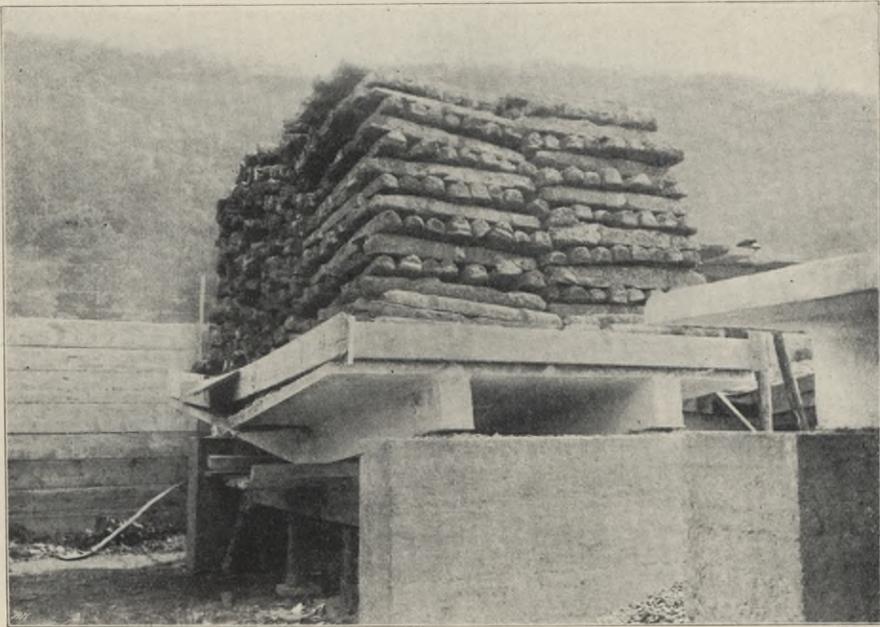


Abb. 17. Objekt 5a mit 54,2 t belastet.



Abb. 18. Objekt 7b mit 68·2 t belastet.



Abb. 19. Objekt 7a mit 35 t belastet.

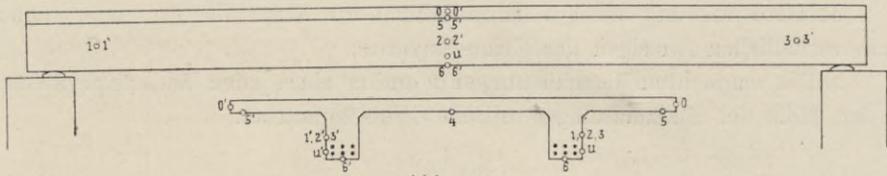


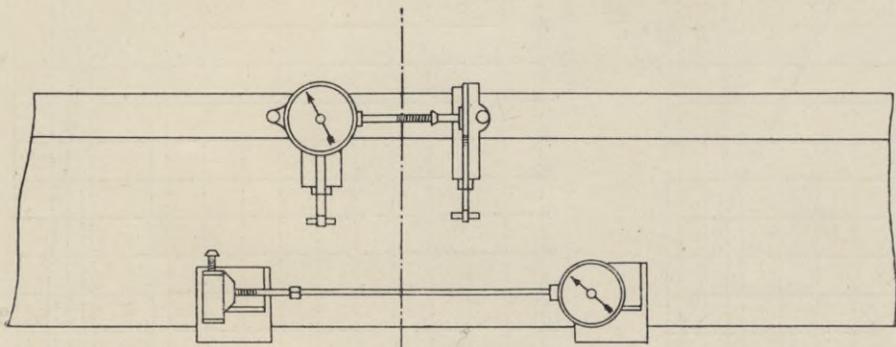
Abb. 20.

Messungen.

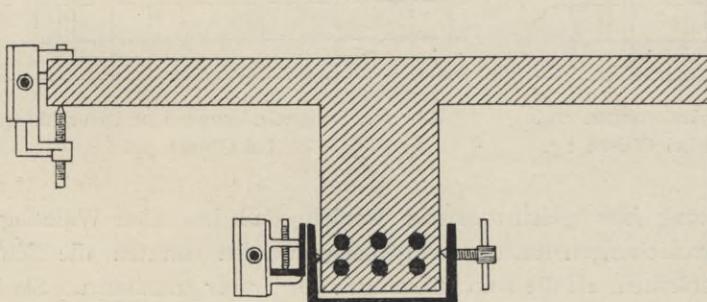
Es wurden gemessen (Abb. 20):

1. Die lotrechten Einsenkungen

- an jedem Balken mittels Griot-Apparaten an drei in der Balkenachse eingesetzten Stiften 1, 2, 3 (bzw. 1', 2', 3'), von welchen Stift 2 in der Balkenmitte und die Stifte 1 und 3 in rd. 30 cm Abstand von den Balkenenden angebracht waren.
- an der Unterseite der Platte in der Mitte der Spannweite und zwar entweder in der Mitte zwischen den Balken (Punkt 4) oder an den äußeren Plattenrändern (Punkt 5 und 5') mittels Griot-Apparaten.
- an der Unterseite der Balken in der Mitte der Spannweite (Punkt 6 und 6') mittels untergestellter Fühlhebel, welche 10fache Vergrößerung gaben.



Ansicht.



Querschnitt.

Abb. 21. Anbringung der Meßapparate an den Plattenbalken.

Letztere Messung erfolgte hauptsächlich zur Kontrolle der nicht immer ganz verlässlichen Anzeigen der Griot-Apparate.

2. Die wagrechten Verschiebungen w und w' eines jeden Widerlagerpfeilers in der Höhe der Balkenaufleger mittels Griot-Apparaten.

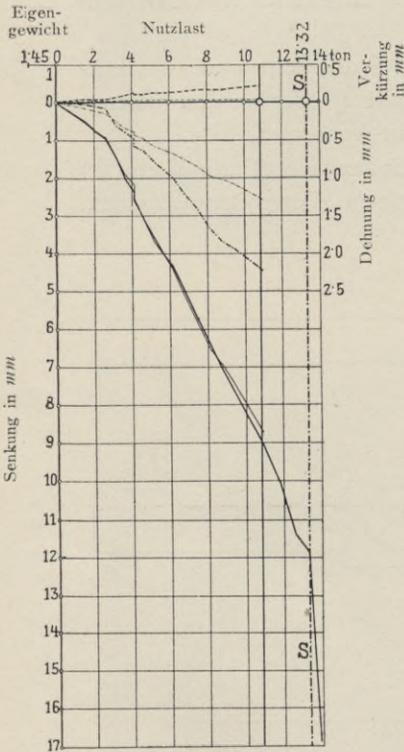


Abb. 22. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 1a.

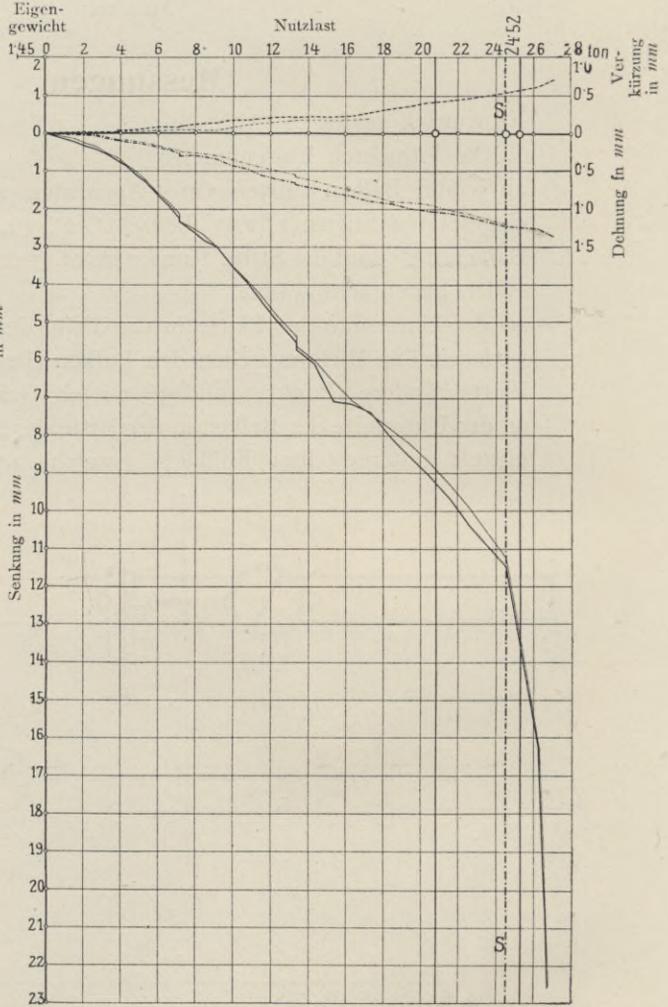


Abb. 23. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 2a.

Es mag hier gleich bemerkt werden, daß bei allen Widerlagspfeilern kleine Verschiebungen nach außen gemessen werden konnten, die sich in dem Maße verstärkten, als die Durchbiegungen der Träger zunahmen. Sie betragen aber (siehe die beiden letzten Kolonnen des Belastungsprotokolles für Objekt 5a, Tabelle 3) auch für die Bruchlast durchwegs nur wenige Millimeter und

waren für das Verhalten der Tragkonstruktionen ohne weitere Bedeutung. Aus diesem Grunde ist die Anführung dieser Messungsergebnisse im vorliegenden Berichte unterblieben.

3. Die Dehnungen, bezw. Verkürzungen und zwar:

- a) An der Unterseite eines jeden Balkens in der Mitte der Spannweite (u und u') mittels Manet-Rabut-Apparaten (M_1 und M_2), zu deren Anbringung bügelförmige schmiedeeiserne Klammern dienten, die mit je drei Druckschrauben in der Höhe der Eiseneinlagen an den Balken befestigt wurden (Abb. 21). Die Meßlänge des Apparates M_1 betrug rd. 500 mm, jene von M_2 rd. 200 mm.

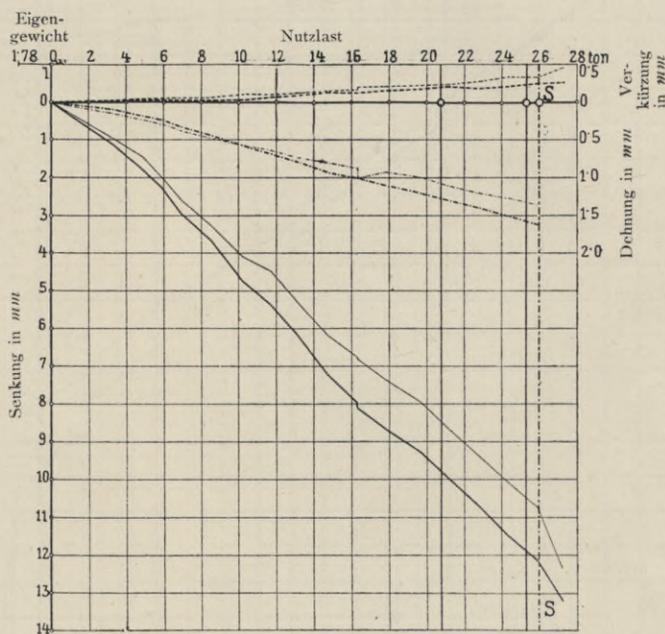


Abb. 24. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 3a.

- b) an den Plattenrändern ebenfalls in der Mitte der Spannweite (o und o') mittels Apparaten von Usteri-Reinacher, deren Klemmböcken unmittelbar an der Platte befestigt werden konnten. Ihre Meßlänge betrug 200 mm.

Die vier verwendeten Dehnungsmesser wurden im physikalischen Institute der deutschen technischen Hochschule in Prag geprüft und es wurden die Einzelwerte ihrer Skalenteilungen, welche nicht vollkommene Gleichförmigkeit ergaben, auf 0,01 mm genau bestimmt.

Die Ergebnisse der Messungen und Beobachtungen während der Belastungsproben sind in den Belastungsprotokollen enthalten, von welchen das auf Objekt 5a bezügliche in Tabelle Nr. 3 zur Gänze mitgeteilt wird.

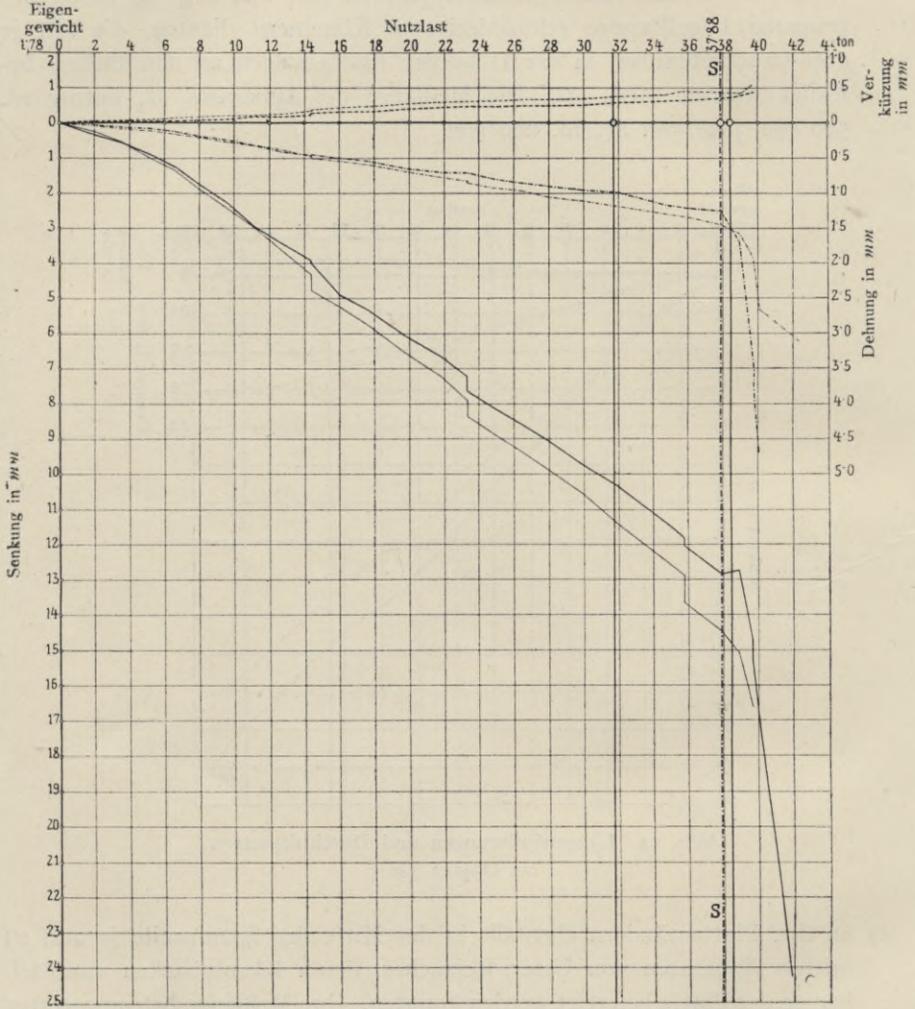


Abb. 25. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 4a.

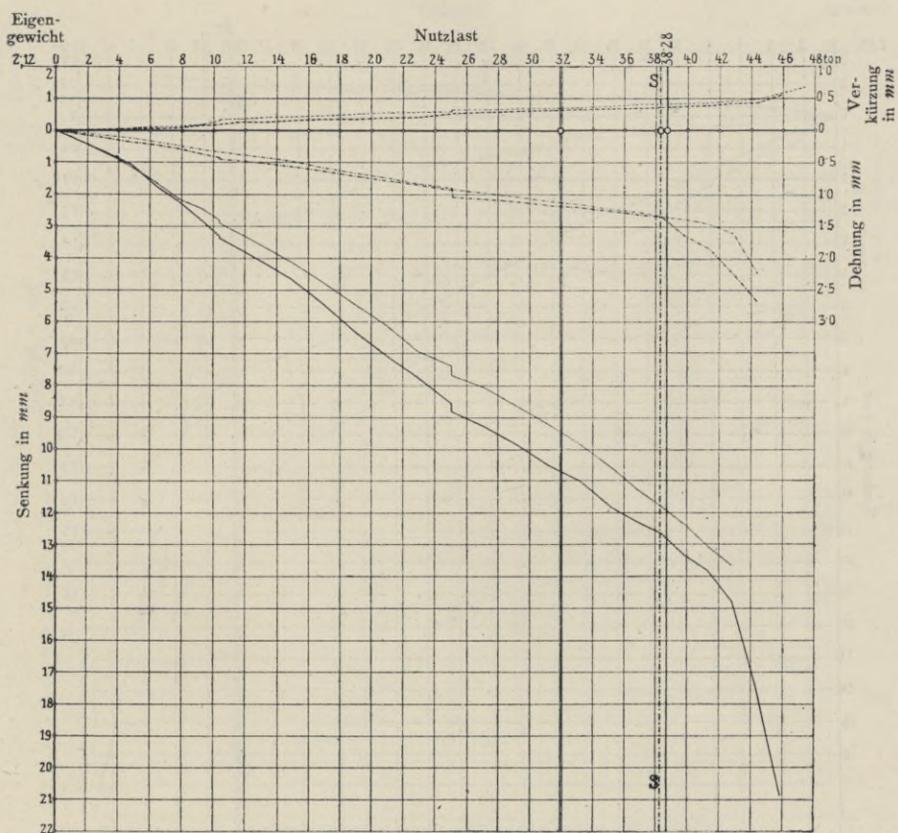


Abb. 26. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 5 a.

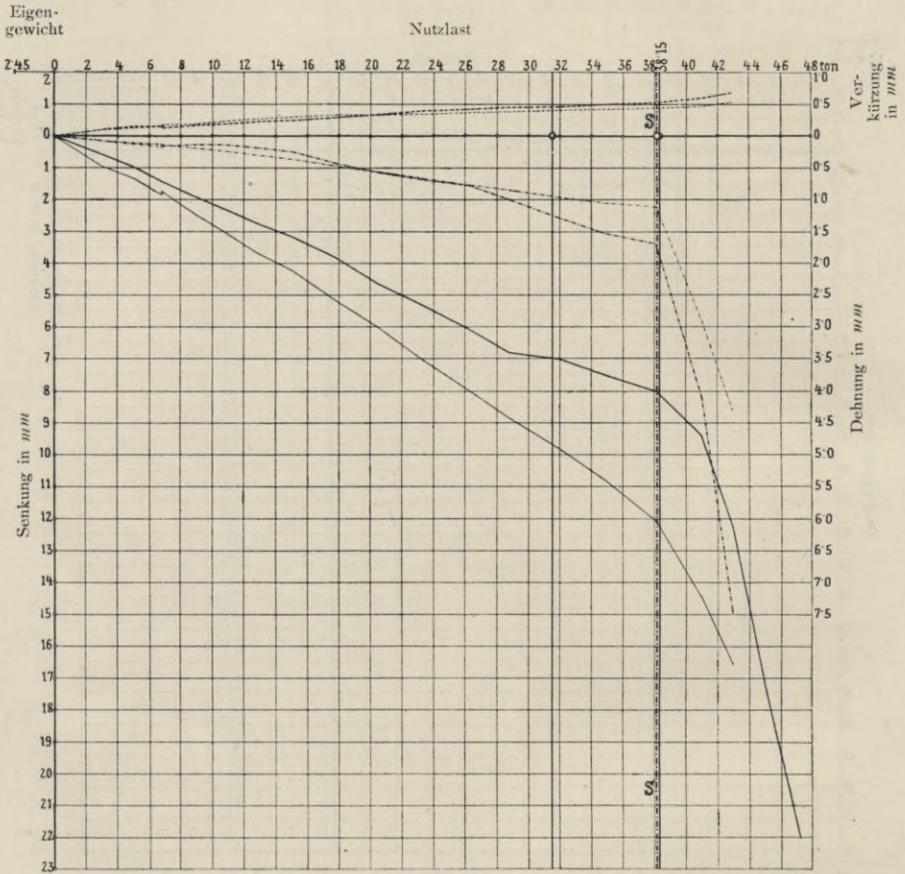


Abb. 27. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 6a.

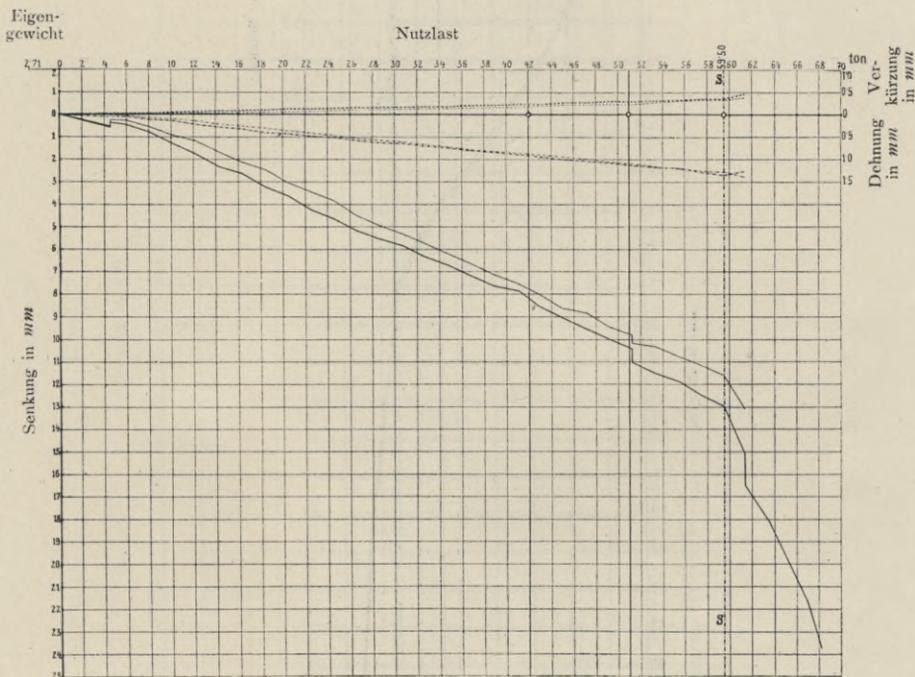


Abb. 28. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 7 a.

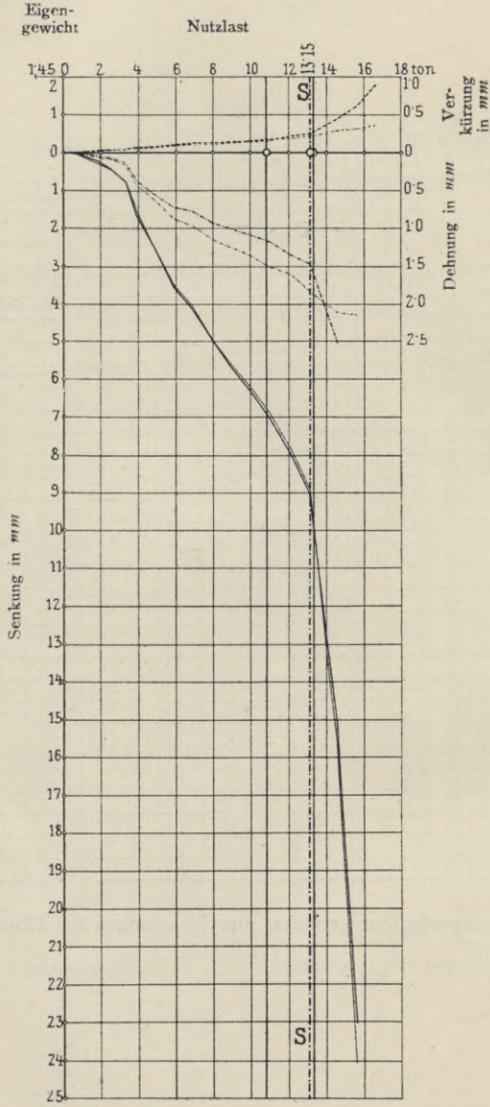


Abb. 29. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 1 b.

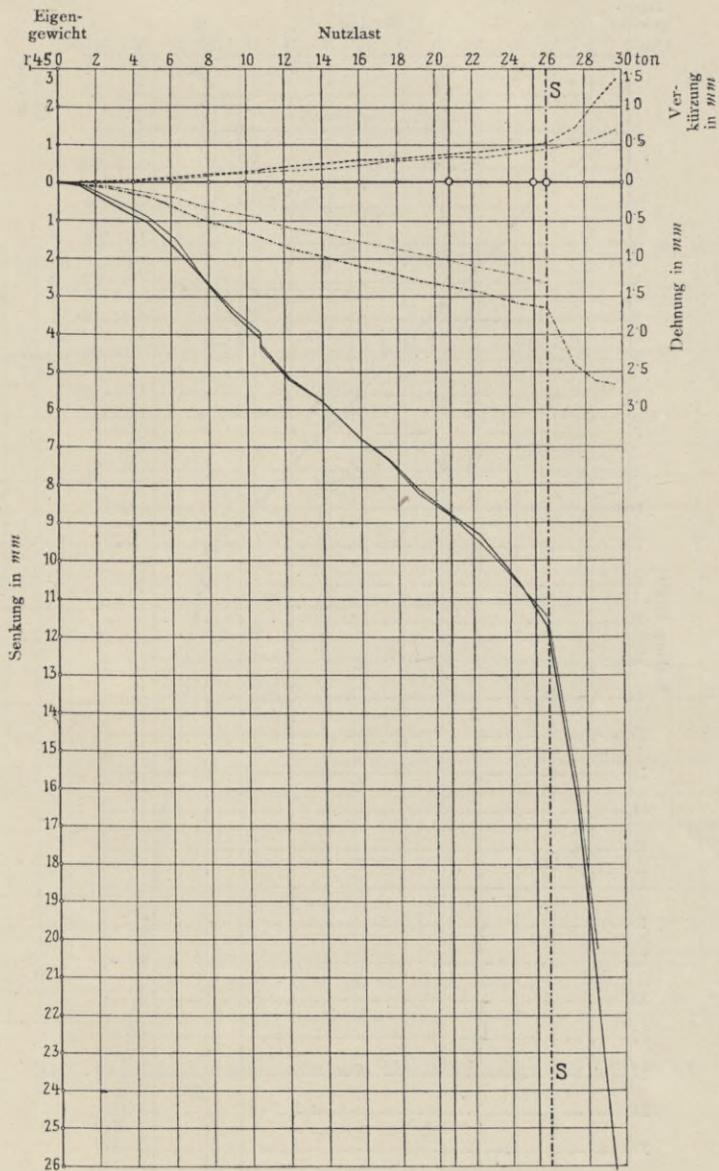


Abb. 30. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 26.

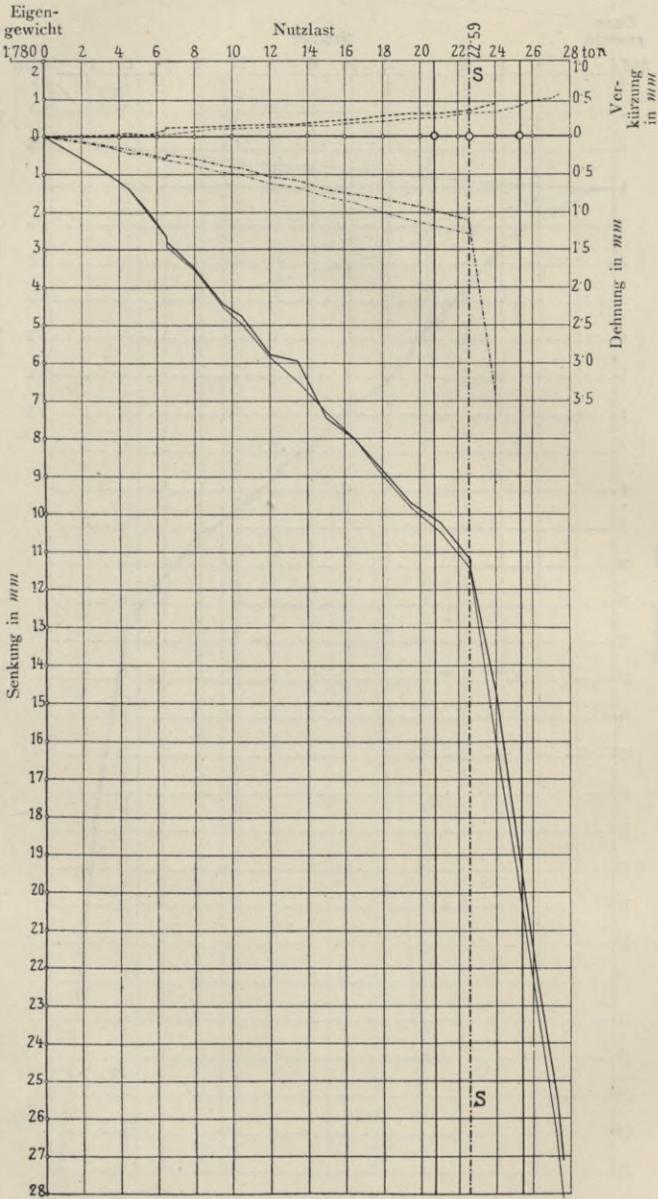


Abb. 31. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 3 b.

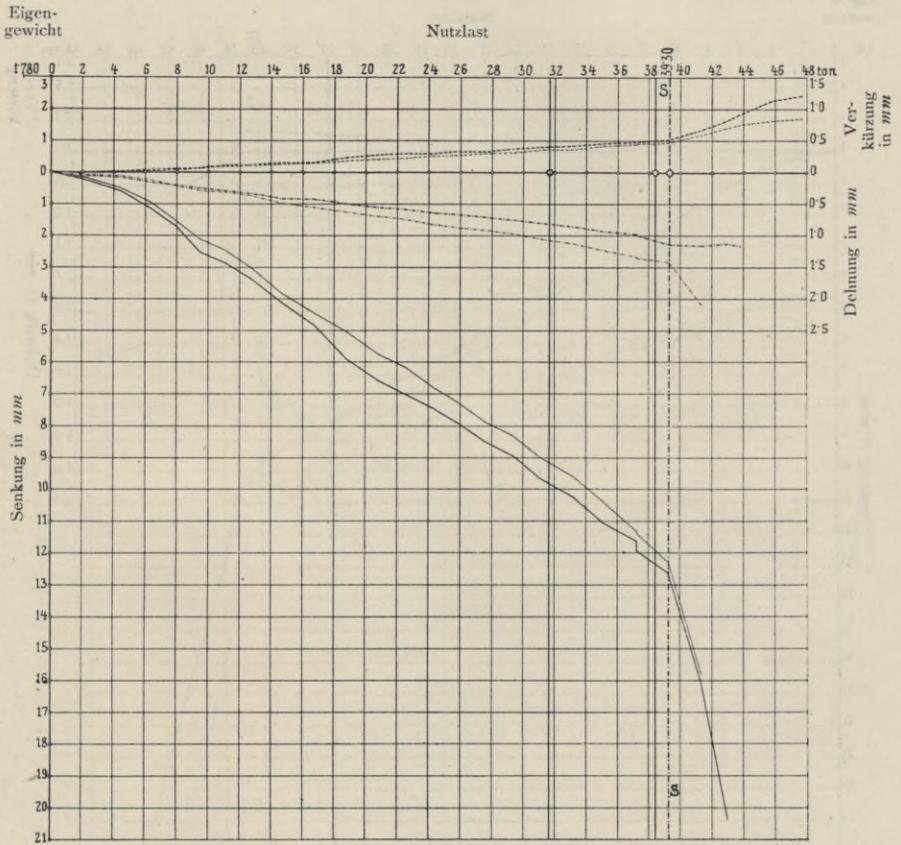


Abb. 32. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 46.

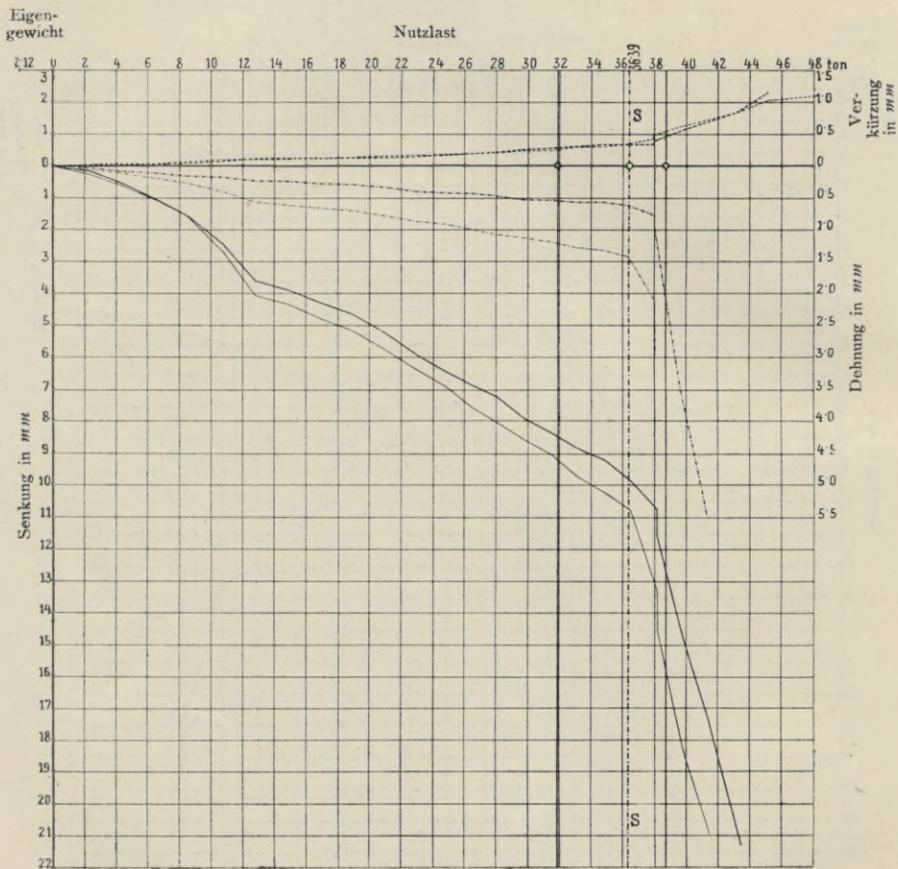


Abb. 33. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 5 b.

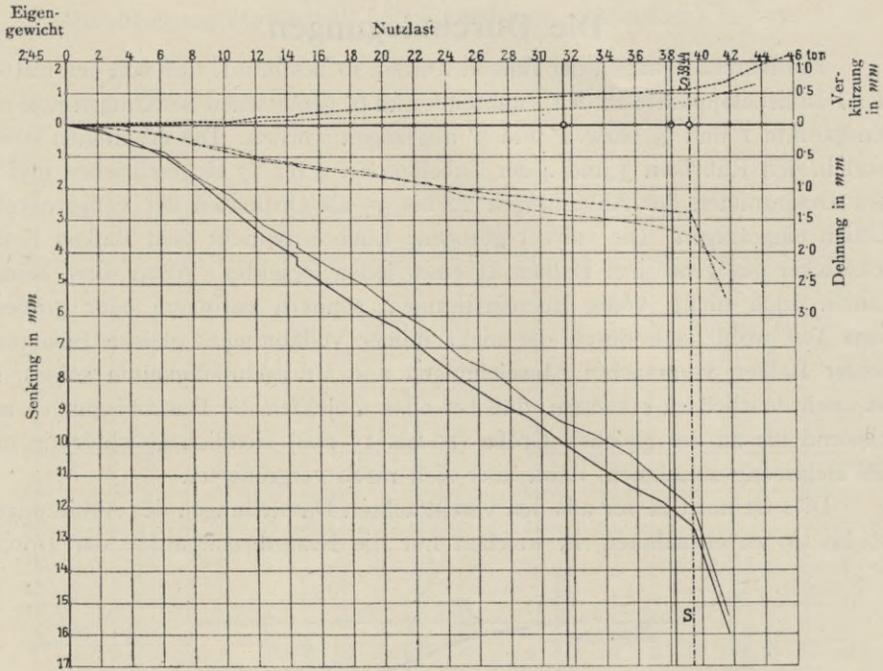


Abb. 34. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 6b.

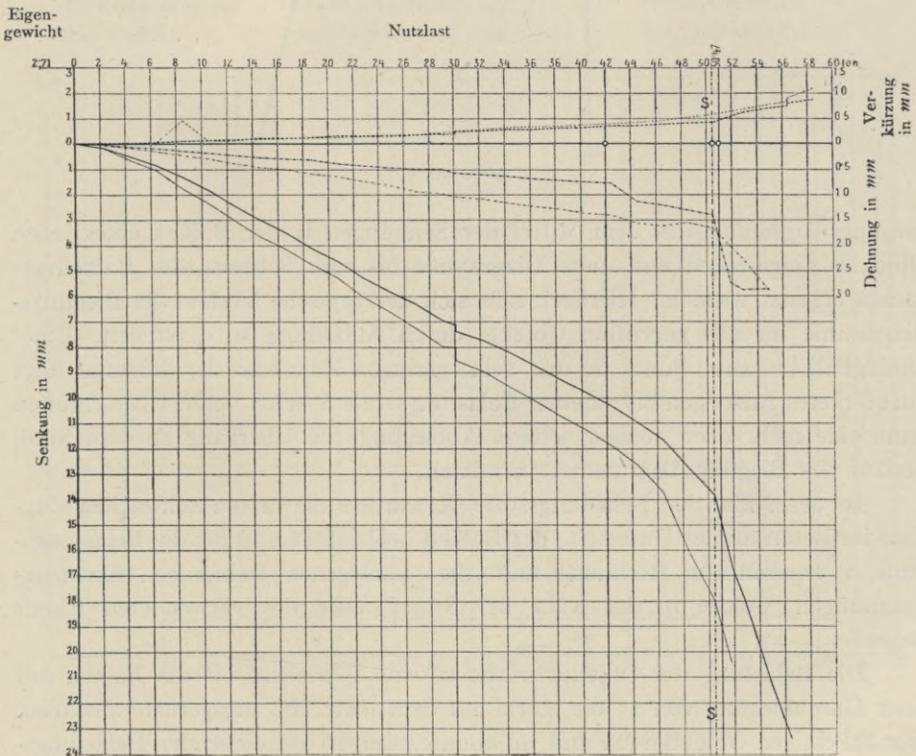


Abb. 35. Längenänderungen und Durchbiegungen bei Objekt 7b.

Die Durchbiegungen.

Die Durchbiegungen der Balken wurden so bestimmt, daß von den mittels der Fühlhebelapparate in den Punkten 6 und 6' gemessenen Senkungen jene der Endpunkte 1 und 3, bzw. 1' und 3' abgezogen wurden. Die erhaltenen Werte sind in den Rubriken 3 und 4 der Tabellen Nr. 4 bis 17 eingeschrieben und in den Diagrammen der Abbildungen 22 bis 35 als Ordinaten der vollgezogenen Linien eingetragen. Die stärker gezogene Linie entspricht dem Balken I, die schwächer gezogene dem Balken II eines jeden Objektes. Wenn diese beiden Linien auch nicht völlig übereinstimmen, sondern geringere oder größere, zum Teil wohl auch durch die nicht immer vollkommen gleiche Belastung beider Balken verursachte Abweichungen und Unregelmäßigkeiten zeigen, so ist doch deutlich zu erkennen, daß bei allen Objekten die Durchbiegungen annähernd bis zu der gleichen Größe (10 bis 13 mm) ziemlich gleichförmig mit der Belastung zunahmen, dann aber sich rasch vergrößerten.

Dies ist noch besser aus den vereinfachten Darstellungen der Abbildungen 36 bis 49 zu entnehmen, in welchen nur die Hauptbruchpunkte der Durch-

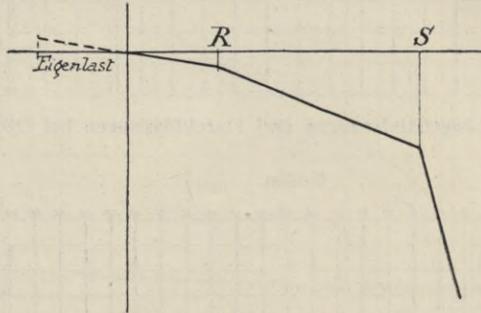


Abb. 50.

biegungsdiagramme aus dem Mittel der Senkungen beider Balken eines jeden Objektes eingetragen und diese Diagramme bis zum Schlusse des Balkenversuches ergänzt wurden. Hiernach läßt sich der typische Verlauf der Biegediagramme für alle geprüften Objekte durch Abbildung 50 darstellen. Einer anfänglich bis zum Punkt R nur sehr geringen Zunahme der Biegung folgt ein stärkeres Ansteigen bis zu einer Belastungsstufe S, nach deren Überschreiten dann eine mehr oder weniger scharfe Abbiegung den Übergang zu dem Steilverlauf des Biegediagrammes vermittelt.

In der Nähe der Belastungsstufe R wurden die ersten schwachen Zugrisse im Beton an der Unterseite der Balken beobachtet und für die Belastungsstufe S ergeben die Rechnung und die gemessenen Dehnungen Eisenzugspannungen, welche in der Nähe der Streckgrenze des verwendeten Eisens liegen.

Die Belastung der Objekte wurde so weit getrieben, bis die Balken mit einer Durchbiegung von 15 bis 20 cm auf dem Unterfangungsgerüste aufsaßen. Nur bei einigen Objekten (2a und 7a) konnte mangels ausreichenden Belastungs-

Durchbiegung (Ordinaten) in *cm*, Belastung (Abscissen) in *ton*.

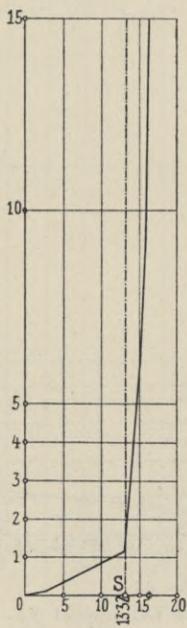


Abb. 36.
Durchbiegungen
bei Objekt 1 *a*.

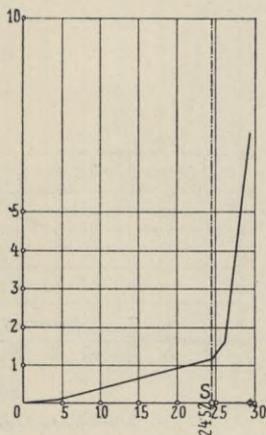


Abb. 37.
Durchbiegungen
bei Objekt 2 *a*.

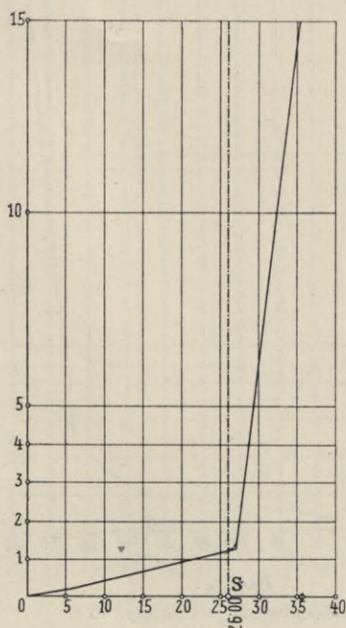


Abb. 38.
Durchbiegungen
bei Objekt 3 *a*.

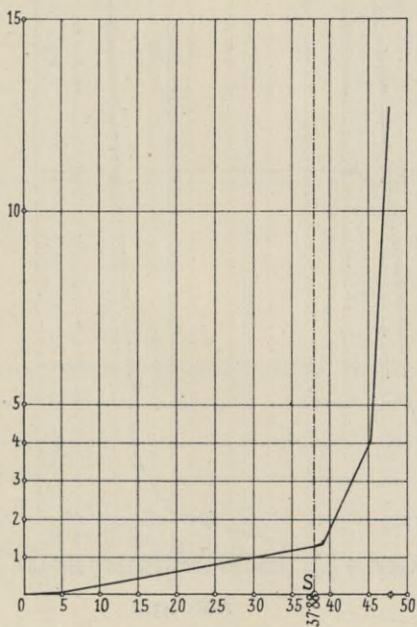


Abb. 39.
Durchbiegungen
bei Objekt 4 *a*.

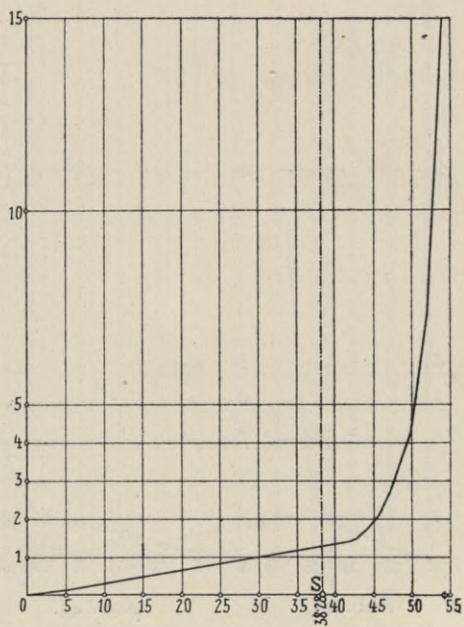


Abb. 40.
Durchbiegungen
bei Objekt 5 *a*.

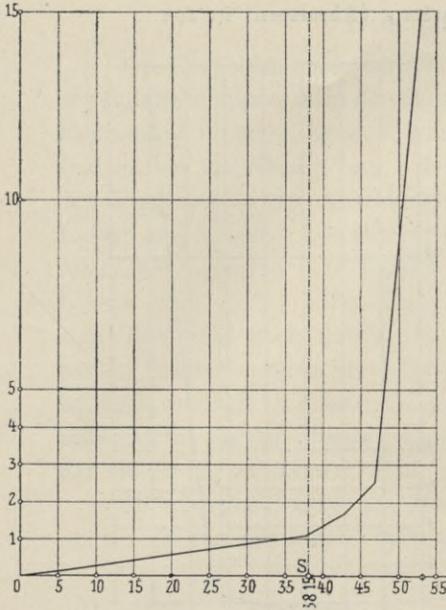


Abb. 41.

Durchbiegungen bei Objekt 6 a.

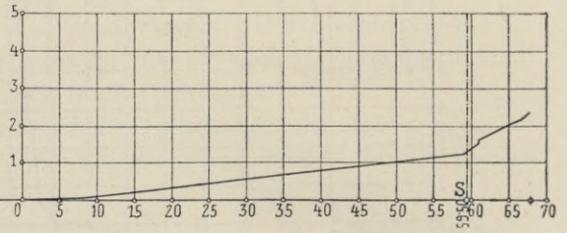


Abb. 42.

Durchbiegungen bei Objekt 7 a.

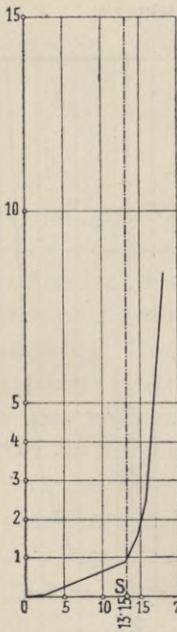


Abb. 43.

Durchbiegungen
bei Objekt 1 b.

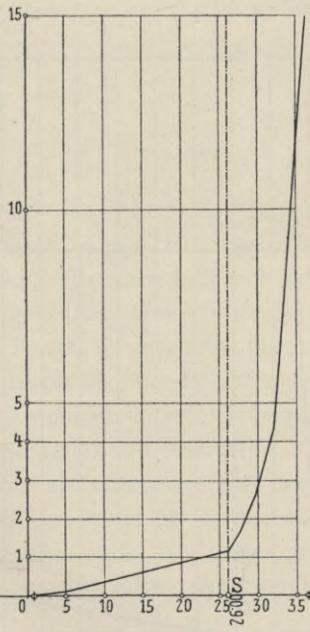


Abb. 44.

Durchbiegungen
bei Objekt 2 b.

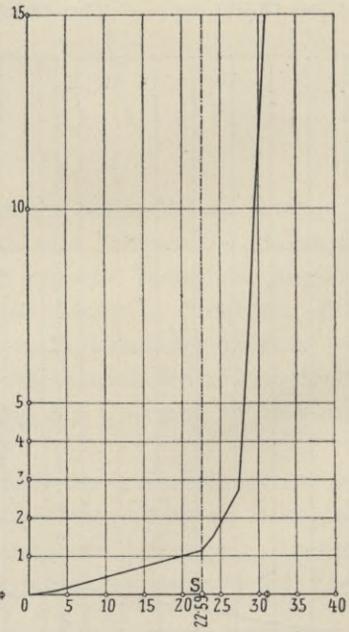


Abb. 45.

Durchbiegungen
bei Objekt 3 b.

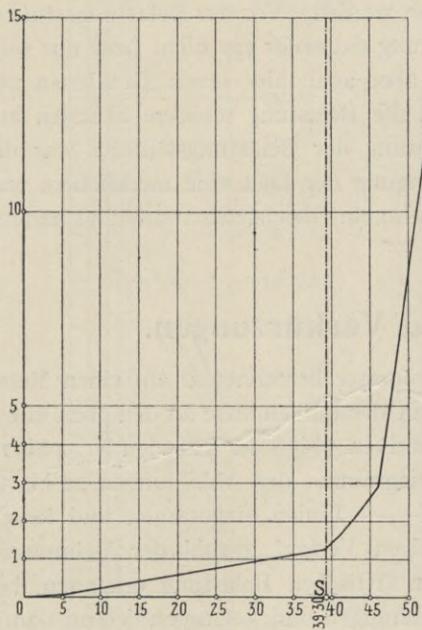


Abb. 46.
Durchbiegungen bei Objekt 4 b.

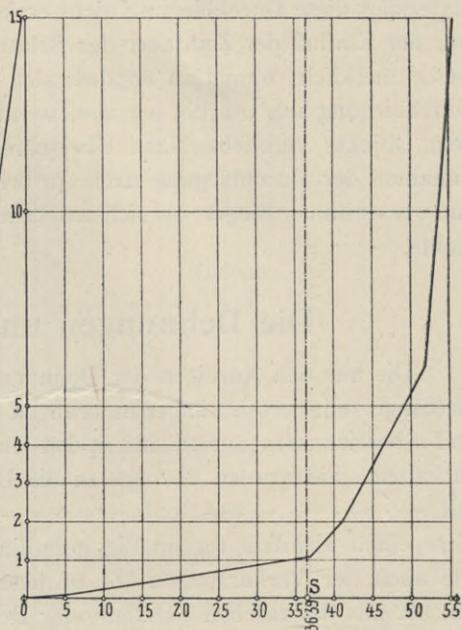


Abb. 47.
Durchbiegungen bei Objekt 5 b.

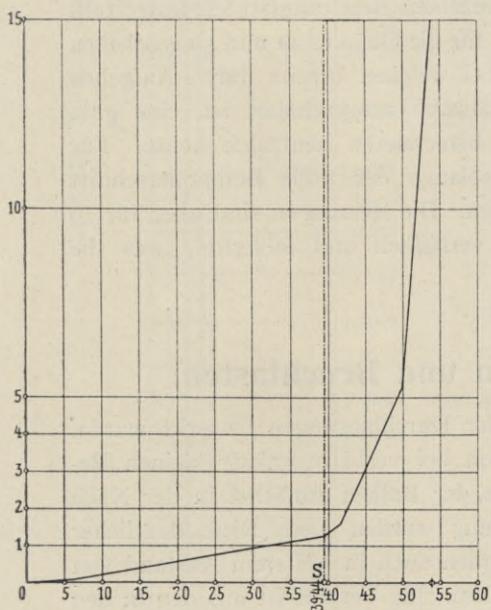


Abb. 48.
Durchbiegungen bei Objekt 6 b.

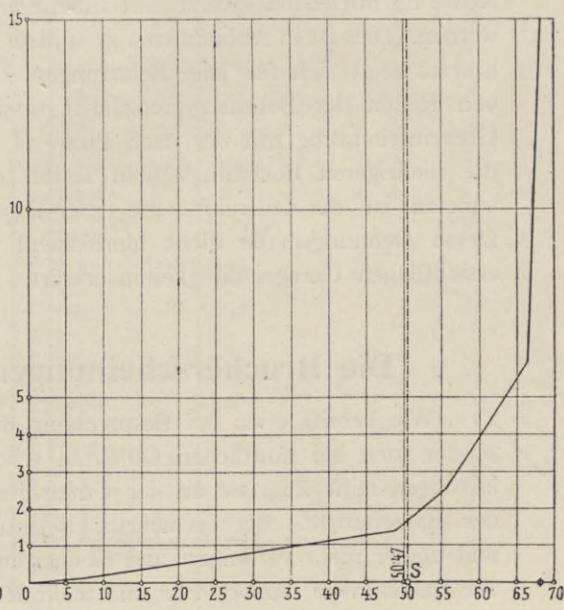


Abb. 49.
Durchbiegungen bei Objekt 7 b.

materiales diese Durchbiegung nicht erzielt werden. Vor der Belastungsstufe *S* war der Einfluß der Zeitdauer der Belastung entweder gar nicht oder nur sehr wenig merklich; immerhin ergaben sich aber auch hier schon Zunahmen der Durchbiegung um 0,1 bis 0,3 mm, wenn die Belastung mehrere Stunden auf dem Objekte verblieb. Nach Überschreitung der Belastungsstufe *S* war die Zunahme der Durchbiegung nach Aufbringung der Last eine merklichere und dauerte es immer länger, bis sich anscheinend ein Gleichgewichtszustand herausstellte.

Die Dehnungen und Verkürzungen.

Die aus den Anzeigen der Dehnungsmesser berechneten, auf einen Meter Meßlänge reduzierten Längenänderungen in der Balkenmitte an den oben mit *o* und *u* bezeichneten Stellen sind in den Rubriken 5 bis 8 der Tabellen Nr. 4 bis 17 enthalten. Sie wurden überdies in die Diagramme der Abbildungen 22 bis 35 mit — · — · — · — · — und — — — — — Linien eingetragen und lassen diese einen ziemlich regelmäßig geradlinigen Verlauf sowohl der Dehnungen wie auch der Verkürzungen bis zu jener kritischen Belastung erkennen, bei welcher aus der raschen Zunahme der Dehnungen und korrespondierend damit der Durchbiegungen auf eine Überschreitung der Streckgrenze des Eisens geschlossen werden muß.

Aus diesen gemessenen Längenänderungen kann die Lage der neutralen Achse im mittelsten Querschnitt für die einzelnen Belastungsstufen festgestellt werden. Dies ist in Abbildungen 51 und 52 für die Objekte 4a und 5a geschehen und es zeigt sich für jene Belastungen, bei welchen bereits durch Aufgehen von Rissen der Betonzugquerschnitt tatsächlich ausgeschaltet ist, eine gute Übereinstimmung mit der nach Phase II berechneten neutralen Achse. Für die niedrigeren Belastungsstufen sollte, solange der volle Betonquerschnitt wirksam ist, die neutrale Achse tiefer liegen. Die Messungen sind aber für so kleine Dehnungsmaße nicht hinreichend verläßlich und fehlerfrei, was die ersichtlichen Unregelmäßigkeiten erklärt.

Die Brucherscheinungen und Bruchlasten.

Wie bereits oben bei Besprechung der Durchbiegungen bemerkt wurde, zeigten sich bei sämtlichen Objekten schon bei verhältnismäßig kleinen Belastungen feine Zugrisse an der Unterseite der Balken zunächst in der Nähe der Balkenmitte. Bei vermehrter Belastung wurden diese Risse deutlicher und immer mehr verlängert und es entstanden auch in weiterem Abstand von der Balkenmitte immer mehr und mehr Risse. Ihr Verlauf ist aus den in den Abbildungen 53 bis 66 dargestellten Aufnahmen ersichtlich, in welchen die beigeschriebenen Nummern den aus den Protokollen (Tabellen 4 bis 17) zu entnehmenden Belastungszuständen entsprechen.

Lage der Nulllinie im mittelsten Querschnitte.

Abb. 51. Objekt 5 a, Balken I.

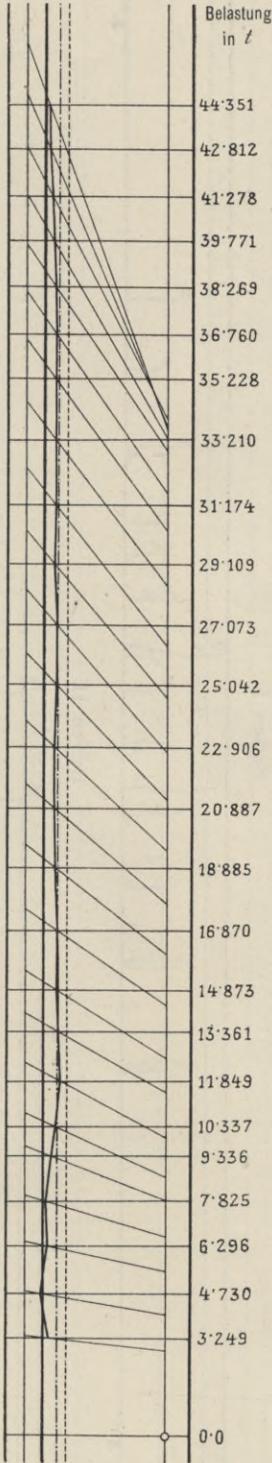
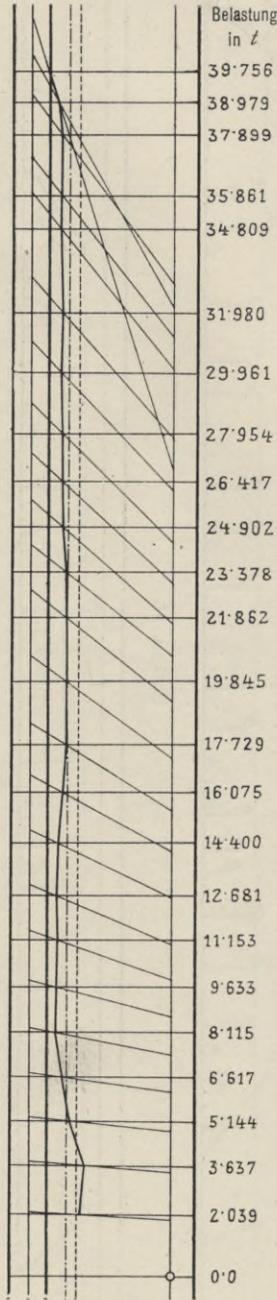


Abb. 52. Objekt 4 a, Balken I.



Nulllinie bestimmt aus den Dehnungen für den mittleren Querschnitt.

Gerechnete Nulllinie nach Phase II.

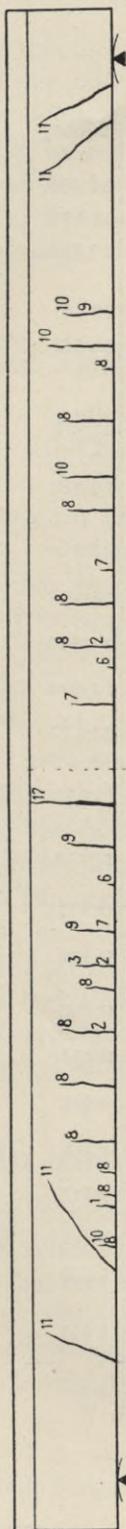
Gerechnete Nulllinie nach Phase III.

Darstellungen der Risse.

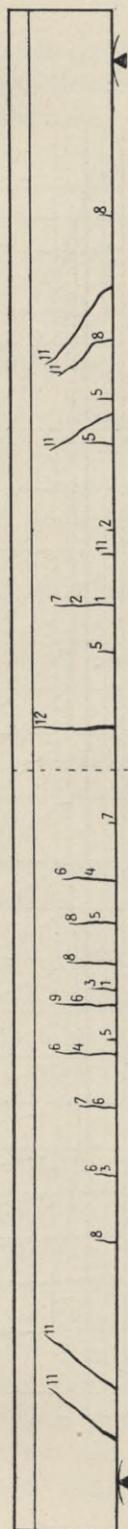
Die beigesetzten Ziffern bedeuten die betreffende Belastungsstufe (siehe Tabellen Nr. 4 bis 17).

Objekt 1 a (Abb. 53).

Balken I.

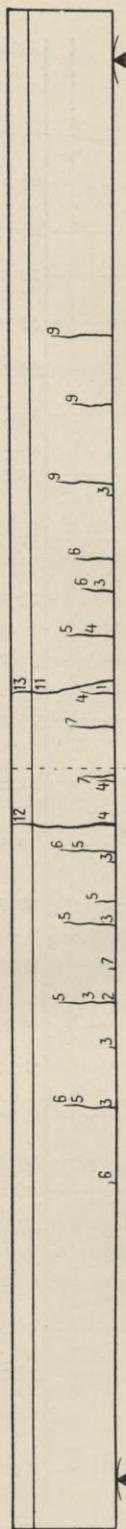


Balken II.

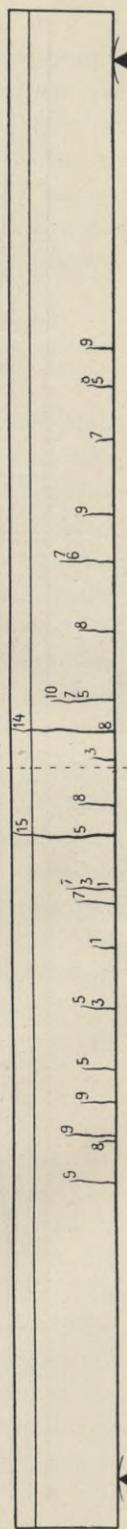


Objekt 2 a (Abb. 54).

Balken I.

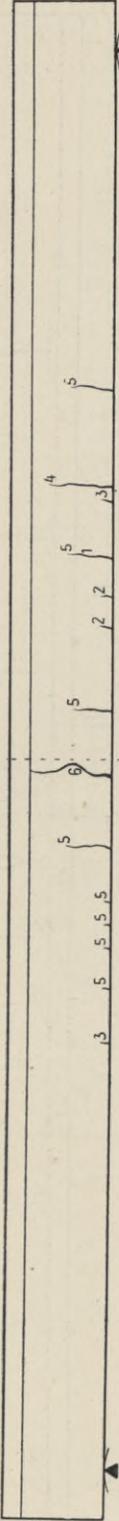


Balken II.

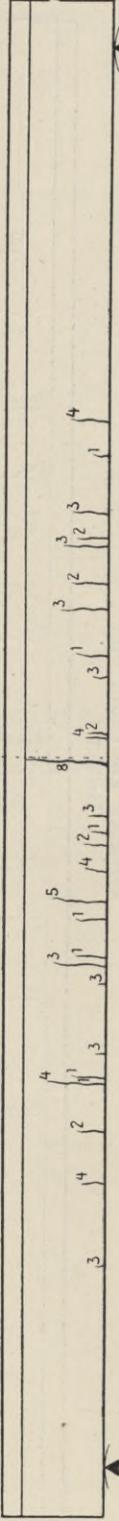


Objekt 3a (Abb. 55).

Balken I.

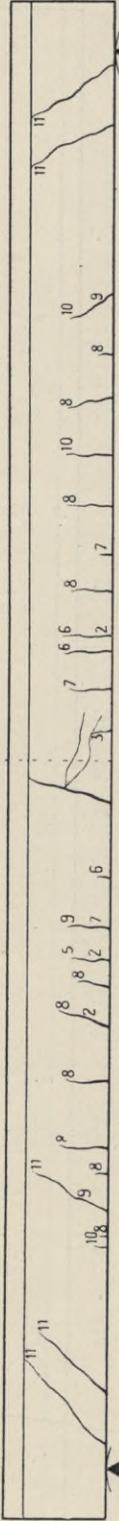


Balken II.



Objekt 4a (Abb. 56).

Balken I.

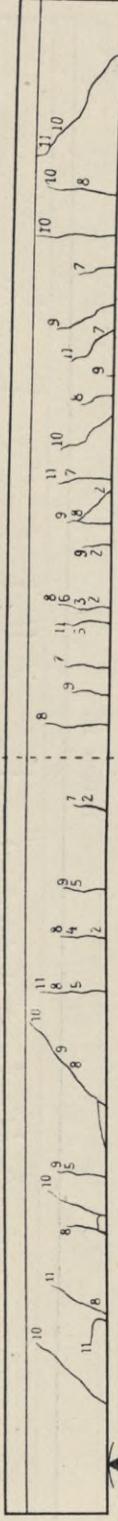


Balken II.

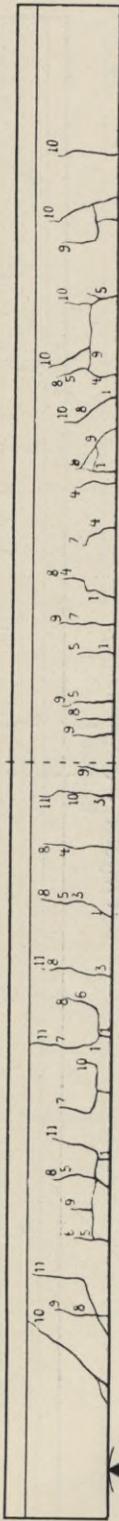


Objekt 5a (Abb. 57).

Balken I.

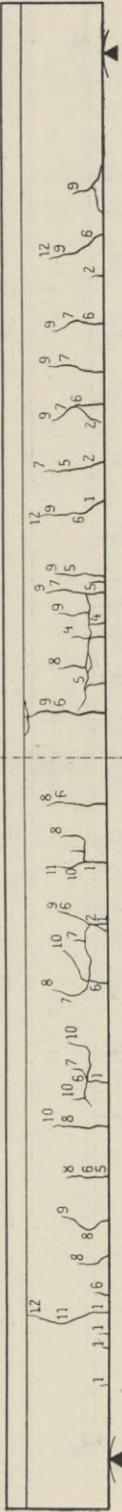


Balken II.

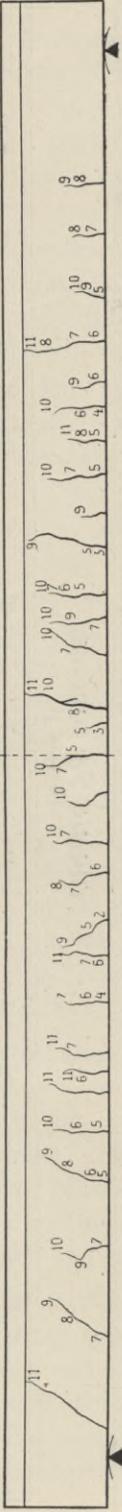


Objekt 2b (Abb. 61)

Balken I.

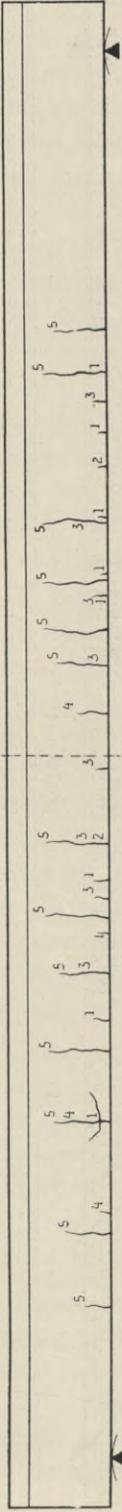


Balken II.

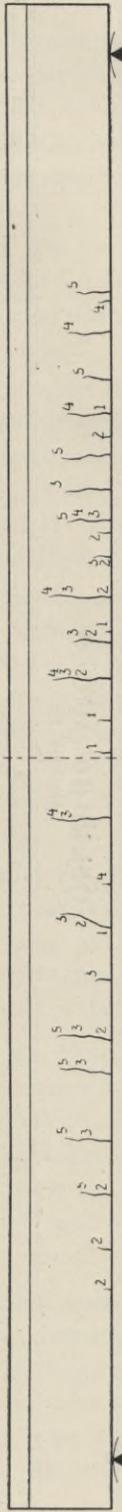


Objekt 3b (Abb. 62).

Balken I.

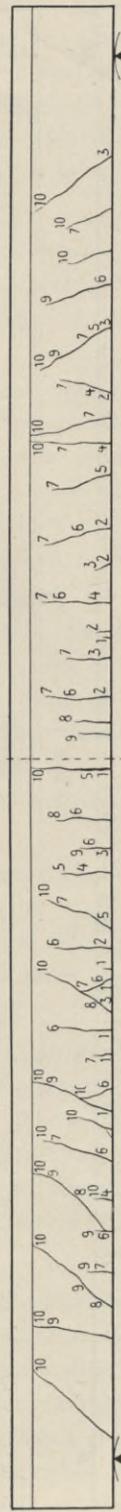


Balken II.

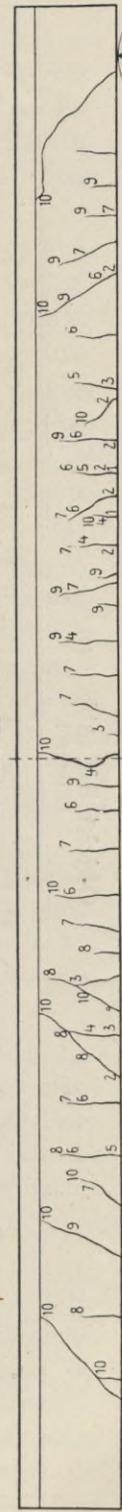


Objekt 4b (Abb. 63).

Balken I.

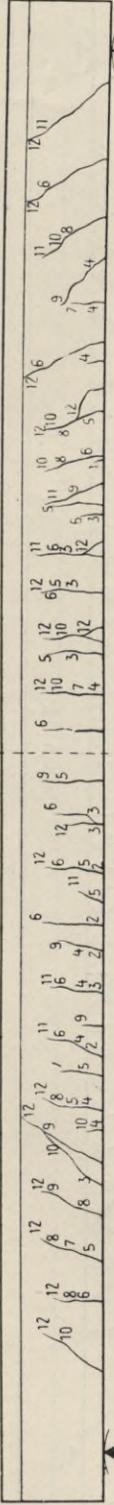


Balken II.

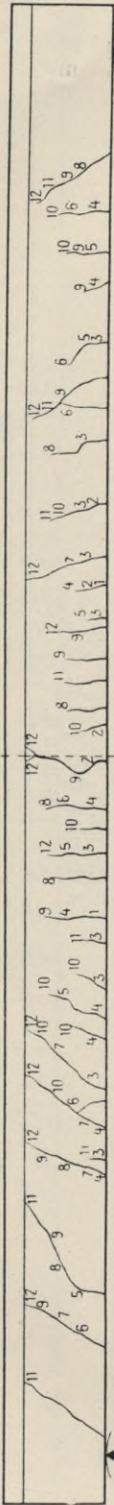


Objekt 5b (Abb. 64).

Balken I.



Balken II.

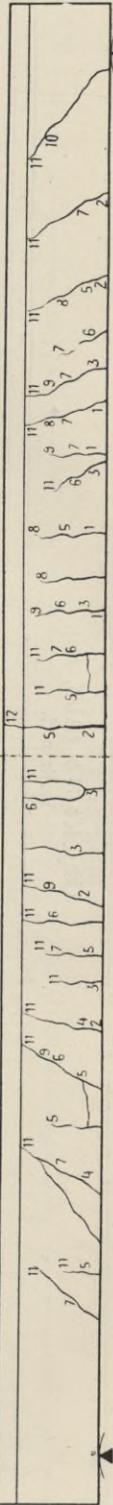


Objekt 6b (Abb. 65).

Balken I.

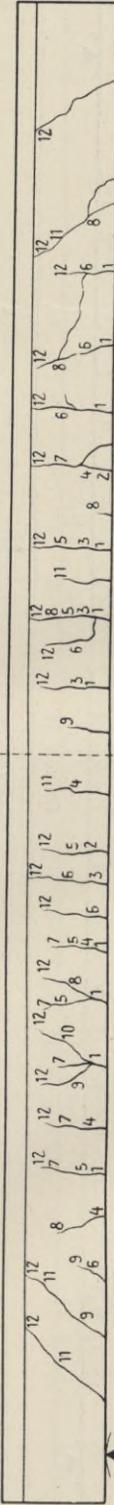


Balken II.

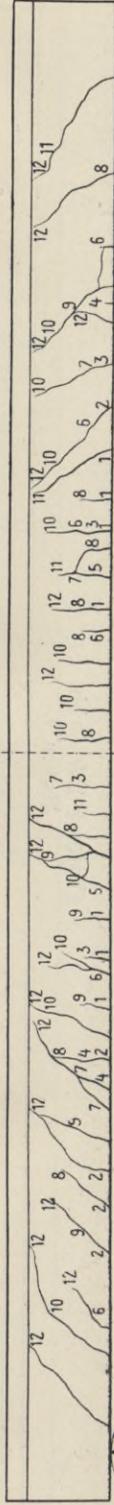


Objekt 7b (Abb. 66).

Balken I.



Balken II.



Die Überschreitung der kritischen Belastung S war bei allen Objekten mit einer starken Riffnung in der Nähe der Balkenmitte verbunden, welche sich aber nicht plötzlich, sondern allmählich bei noch weiter gesteigerter Belastung immer weiter durch den Balken nach oben, schließlich bis zur Platte erstreckte. Damit waren dann auch meist starke Druckerscheinungen in der Platte verbunden.

Ausgesprochene Scherrisse wurden bei keinem Objekte beobachtet, falls nicht vereinzelte feine Haarrisse, die in den Balken in der Nähe der Auflager in schräg steigender Richtung bei den späteren Belastungsstadien entstanden, als solche gedeutet werden.

Insbesondere konnten auch am Ende des Versuches nach Abräumung der Belastung und Freilegung der Plattenoberfläche bei keinem Objekte deutliche Scherrisse zwischen Balken und Platte wahrgenommen werden. Es ist allerdings nicht ausgeschlossen, daß sich hier feine Haarrisse der Beobachtung entzogen, da die Unterseite der Platte schwer zu besichtigen und ihre Oberseite nicht genügend glatt war, um solche Risse wahrnehmen zu können.

Nach den im späteren berechneten Schubspannungen im Plattenanschlusse zu urteilen, dürfte es sogar sehr wahrscheinlich sein, daß bei den Objekten 5, 6 und 7 mit breiter Platte daselbst gegen Ende des Belastungsversuches die Scherfestigkeit des Betons bereits ziemlich erschöpft worden ist. Nachdem aber, wie bemerkt, eigentliche Abscherungserscheinungen an den gebrochenen Platten nicht wahrgenommen werden konnten, so kann man ihnen bei den geprobten Objekten auch keinen maßgebenden Einfluß auf das nachgewiesene Tragvermögen zuerkennen.

Bei den breiten Objekten 5a, 6a und 7a, die unter Zwischenlage einer Kiesschichte in der ganzen Plattenfläche belastet wurden, traten allerdings auch starke Querdurchbiegungen der Platte auf, die an der Oberseite am Balkenanschlusse schließlich Zugrisse verursachten, in keinem Falle aber zu einer vollständigen Abtrennung der Platte führten.

Die Abbildungen 67 bis 82 zeigen die Bruchstellen der Balken der einzelnen Objekte. Dieselben lassen zum Teil auch schon weitgehende Zerstörungen des Betons in der Druckzone erkennen (Objekte 4a, 6a, 3b), doch muß hiezu bemerkt werden, daß dies spätere sekundäre Erscheinungen sind, die sich erst herausstellten, nachdem bei fortgesetzter Belastung sich der Zugri im Balken immer mehr geöffnet hatte, wodurch der Druck in der oberen Partie auf eine immer kleiner werdende Fläche reduziert wurde.

Man ist wohl berechtigt, als Bruchlast jene kritische Belastung S anzusehen, bei deren Überschreitung sich eine beträchtlich stärkere Zunahme der Durchbiegung und ein starkes ffnen der Zugrisse herausstellte. Dieser Belastung S entspricht bei allen Objekten eine rechnermäßige Eisenzugspannung, die übereinstimmend nahe an 3000 kg/cm^2 gelegen ist, was ungerhr der Streckgrenze des verwendeten Flußeisens entspricht, wogegen die

gerechnete Betondruckspannung auch bei den relativ stärkst bewehrten Objekten 2 und 4 in diesem Belastungsstadium noch unter 122 kg/cm^2 , also unter der Biegungsdruckfestigkeit des verwendeten Betons bleibt.*)

Die geprobten Plattenbalken haben sonach sämtlich durch Überwindung der Eisenzugfestigkeit ihre kritische Belastung erreicht und es hat auch bei den breiten Objekten die Platte in ihrer ganzen Breite mitgetragen, da sonst wohl schon früher Druckerscheinungen im Beton sichtbar geworden wären.

Es muß hier noch hinzugefügt werden, daß, wie aus den Belastungsprotokollen ersichtlich, mit der Belastung S das Tragvermögen der Balken nicht als erschöpft angesehen werden konnte. Es war möglich die Belastung noch weiter, und zwar

bei Objekt:	1a	2a	3a	4a	5a	6a	7a
um.	(22)	(21)	37	26	42	39	(23)% von S
bei Objekt:	1b	2b	3b	4b	5b	6b	7b
um.	38	40	37	37	53	37	36% von S

zu steigern, wobei sich immer noch ein Gleichgewichtszustand für das allerdings schon stark deformierte Objekt herausstellte. Bei den Objekten 1a, 2a und 7a ist der Versuch früher abgebrochen worden und hätte die Belastung auch noch etwas weiter geführt werden können. In diesem Stadium kam schließlich die Betondruckfestigkeit zur Überwindung. Die Bruchlast war durchschnittlich um 38% über der kritischen Belastung gelegen und es ergibt sich dafür eine rechnungsmäßige Betondruckspannung zwischen 108 und 167 kg/cm^2 , im Mittel von 136 kg/cm^2 . In Wirklichkeit war aber dieser Betondruck beträchtlich größer, da mit der eingetretenen Streckung des Eisens die Berechnungsformeln (mit $n = 15$) natürlich nicht mehr gelten und sich die neutrale Achse stark nach oben verschieben mußte.

Die Druckwirkungen waren bei allen Objekten, die bis zum Bruche, d. i. bis zum Aufsitzen auf dem um 15 bis 20 cm tiefer liegenden Unterfangungsgerüst belastet wurden, an der mittleren Bruchstelle durch Zerstörung des Betons in der ganzen Plattenbreite deutlich wahrnehmbar. An den freien Rändern der breiten Platten sind dabei auch Ausknickungen beobachtet worden (Abb. 18).

Im übrigen ist in dem Verhalten der Objekte der Reihe a und jener der Reihe b keine ausgesprochene Verschiedenheit zu bemerken gewesen. Von je zwei gleichen Objekten lieferte teils jenes der Reihe a , teils jenes der Reihe b die größere kritische oder Bruchlast; die Unterschiede, die aber nur wenige Tonnen betragen, können demnach nicht der Belastungsweise zugeschrieben werden. Es scheint daher die Biegungsbeanspruchung nach der Querrichtung, welche die Platte der Objekte a erfuhr und welche rechnungsmäßig

*) Siehe hierüber Bericht über die Arbeiten des Eisenbeton-Ausschusses des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines, Heft 1.

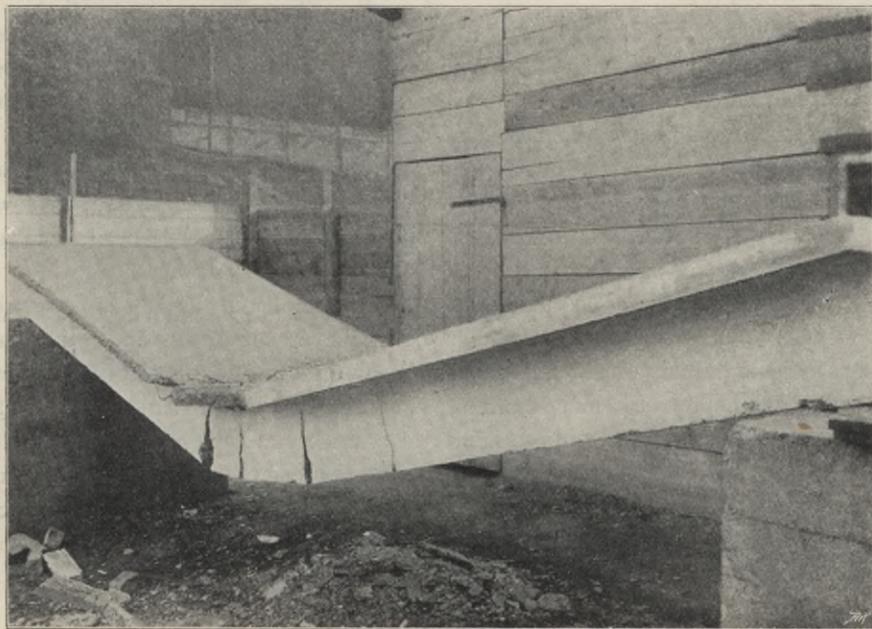


Abb. 67. Bruchbild des Objektes 1 *b*.

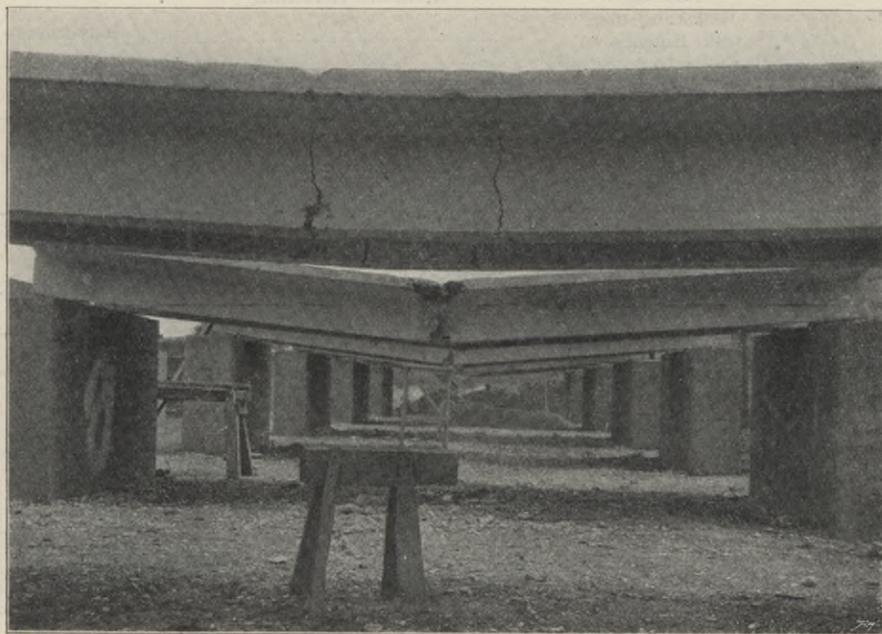


Abb. 68. Bruchbild des Objektes 2 *a* (Balken 1, 3).

bei den Objekten 1a 2a 3a 4a 5a 6a 7a
für die kritische Belastung 15 26 53 77 117 164 252 kg/cm^2
für die Bruchbelastung . . . 18 31 73 96 164 225 308 kg/cm^2
Druck im Beton betrug, keinen merklichen Einfluß auf die Bruchlasten der
Tragkonstruktionen genommen zu haben.

Größere Unterschiede, auffälligerweise aber zu Ungunsten der bloß über
den Balken belasteten *b*-Objekte, wurden bei den Tragwerken 3a und 3b sowie
7a und 7b beobachtet. Sie finden aber vielleicht in dem um 9 bzw. 8 Tage
jüngeren Alter der Objekte 3b und 7b ihre teilweise Erklärung.

Rechnet man die Belastungen, welche sich auf Grund der Vorschriften des
österreichischen k. k. Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 15. Juni 1911
über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Stampfbeton bei
Hochbauten für eine Eisenzugspannung von 1000 kg/cm^2 oder eine Betondruck-
spannung von 35 kg/cm^2 entsprechend dem angewendeten Mischungsverhält-
nisse von 320 kg Portlandzement mit 1 m^3 Gemenge von Sand und Stein-
material als zulässig ergeben, so findet man, daß die Probeobjekte hiernach
gegen die kritische Belastung den in nachstehender Tabelle Nr. 18 in
Rubrik 6 angegebenen ziemlich gleichen Sicherheitsgrad aufwiesen.

Tabelle Nr. 18.

1 Objekt	2 Zulässige Belastung in <i>t</i> (inkl. Eigengew.) bei $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ oder $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$	3 Kritische Belastung in <i>t</i>			6 Sicherheits- grad
		4 Eigen- gewicht	5 Auflast	5 zusammen	
1a	4'914	1'45	13'32	14'77	3'00
1b		1'45	13'15	14'60	2'97
2a	7'936	1'45	24'52	25'97	3'27
2b		1'45	26'00	27'45	3'46
3a	9'025	1'78	26'00	27'78	3'08
3b		1'78	22'59	24'37	2'70
4a	11'824	1'78	37'88	39'66	3'35
4b		1'78	39'30	41'08	3'47
5a	13'605	2'12	38'28	40'40	2'97
5b		2'12	36'39	38'51	2'83
6a	13'586	2'45	38'15	40'60	2'99
6b		2'45	39'44	41'89	3'08
7a	17'888	2'71	59'50	62'21	3'48
7b		2'71	50'47	53'18	2'97

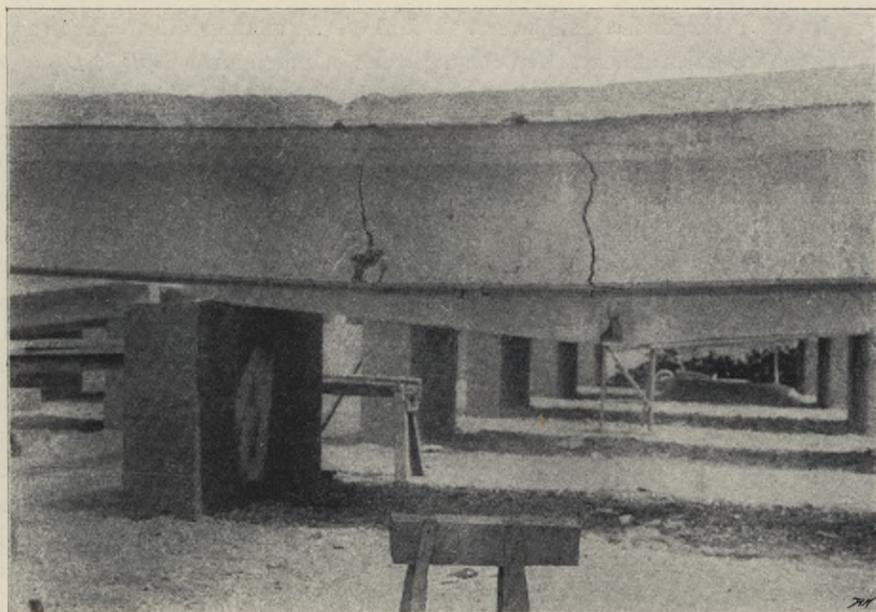


Abb. 69. Bruchbild des Objektes 3a (Balken 1, 3).

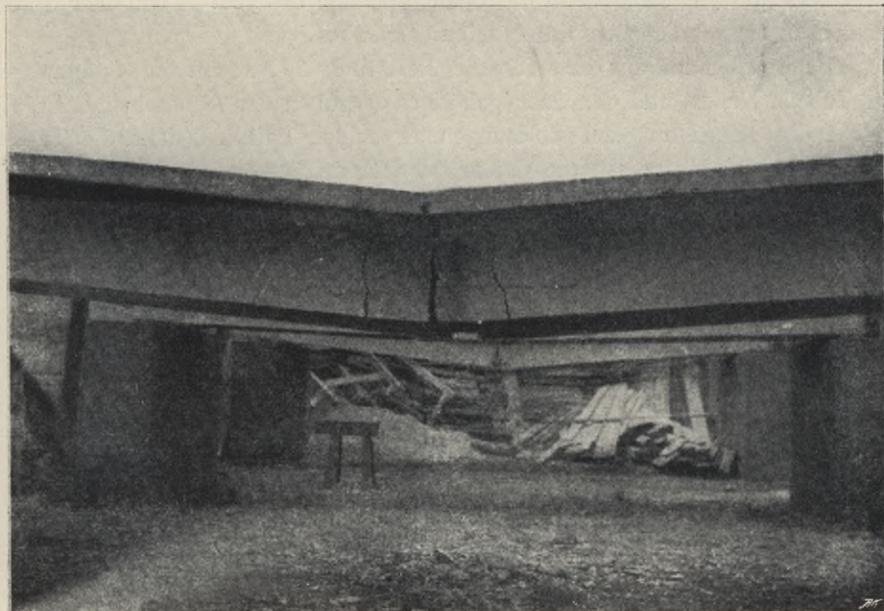


Abb. 70. Bruchbild des Objektes 3a (Balken 1', 3').

Die Bruchspannungen.

In der beifolgenden Tabelle Nr. 19 sind die Spannungszahlen eingetragen, welche sich nach der üblichen Berechnungsweise, nämlich mit $n = E_e : E_{bd} = 15$ und mit Ausschaltung der Zugzone des Betons, für die drei Belastungsstufen *R*, *S* und *T*, d. i. beim ersten Anriß, dann für die kritische und Bruchbelastung ergeben. Für die Belastungsstufe *R* wurden auch überdies die Betonzugspannungen nach den oben genannten österreichischen Vorschriften, d. i. mit $E_{bz} = 0.4 E_{bd}$ berechnet und in die Tabelle (Rubrik 5) eingeschrieben. Es liegt diese Reißgrenze durchschnittlich sehr niedrig; bei zwei Objekten *1b* und *2b* schon bei einer rechnermäßigen Betonzugspannung von 9.5 und 9.7 kg/cm^2 und durchschnittlich für alle anderen Objekte bei 17 kg/cm^2 . Es muß jedoch hiezu bemerkt werden, daß die in diesem Stadium beobachteten Risse nur bei schärfster Untersuchung als feinste Haarrisse an der Unterseite der Balken wahrgenommen werden konnten, von denen es meist nicht sicher stand, ob sie sich unter dem oberflächlichen Balkenanstrich fortsetzten. Die Erscheinung von Wasserflecken an jenen Stellen, wo später Risse auftraten, wurde nicht beobachtet.

Für das Belastungsstadium *S* berechnet sich die Eisenzugspannung durchschnittlich mit rd. 3000 kg/cm^2 ; die größten Abweichungen ergaben sich bei dem Objekt *3b* mit 2700 kg/cm^2 und bei *7a* mit 3478 kg/cm^2 , doch dürfte das Ergebnis des Versuches *7a* wegen der wahrscheinlich zu groß erhaltenen Auflasten (siehe S. 11) nicht als ganz zuverlässig anzusehen sein. Jedenfalls sprechen alle Umstände dafür, daß bei dieser Belastung die Streckgrenze des Eisens zur Überschreitung kam, denn die Beanspruchung des Betons war hier durchgehend noch beträchtlich unter seiner Druckfestigkeit gelegen.

Ermittelt man aus den für die Belastung *S* berechneten Spannungen der Tabelle Nr. 19 und den dazu gehörigen Angaben der Dehnungsmesser, für welche das Mittel aus den Ablesungen an beiden Balken (siehe die Tabelle Nr. 4 bis 17) zu setzen ist, die Größe der Elastizitätskoeffizienten E_e und E_b , so erhält man die nachstehend verzeichneten Werte:

Tabelle Nr. 20.

	<i>1a</i>	<i>2a</i>	<i>3a</i>	<i>4a</i>	<i>5a</i>	<i>6a</i>	<i>7a</i>
	<i>1b</i>	<i>2b</i>	<i>3b</i>	<i>4b</i>	<i>5b</i>	<i>6b</i>	<i>7b</i>
E_e	—	2,240.000	1,940.000	2,090.000	2,070.000	1,940.000	(2,520.000)
	1,610.000	1,950.000	2,060.000	—	—	1,900.000	1,850.000
E_b	—	210.000	290.000	290.000	260.000	168.000	(330.000)
	260.000	240.000	260.000	235.000	280.000	180.000	200.000

Das in die Rechnung eingeführte Verhältnis $n = E_e : E_b = 15$ erweist sich hiernach als zu groß und wäre etwa $n = 10$ eine dem tatsächlichen Ver-

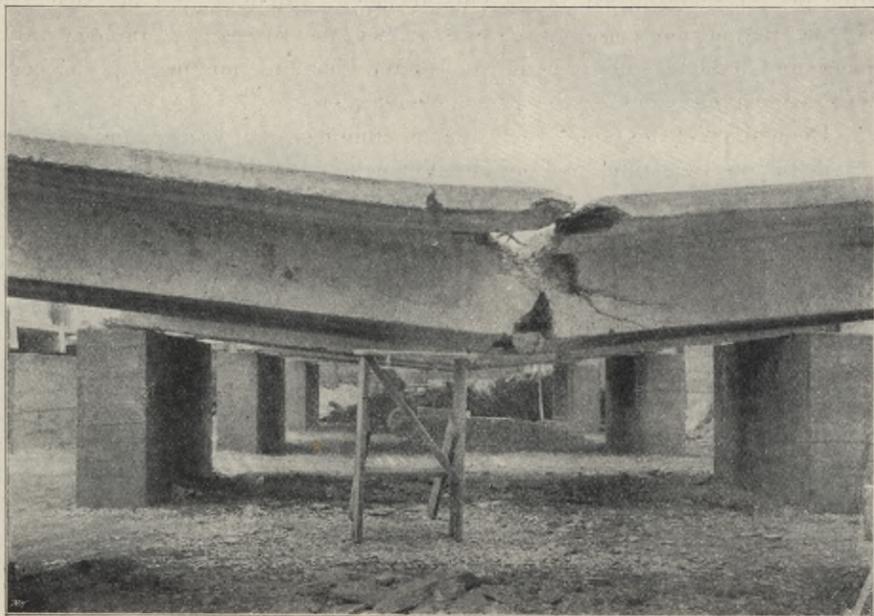


Abb. 71. Bruchbild des Objektes 4a (Balken 1, 3).

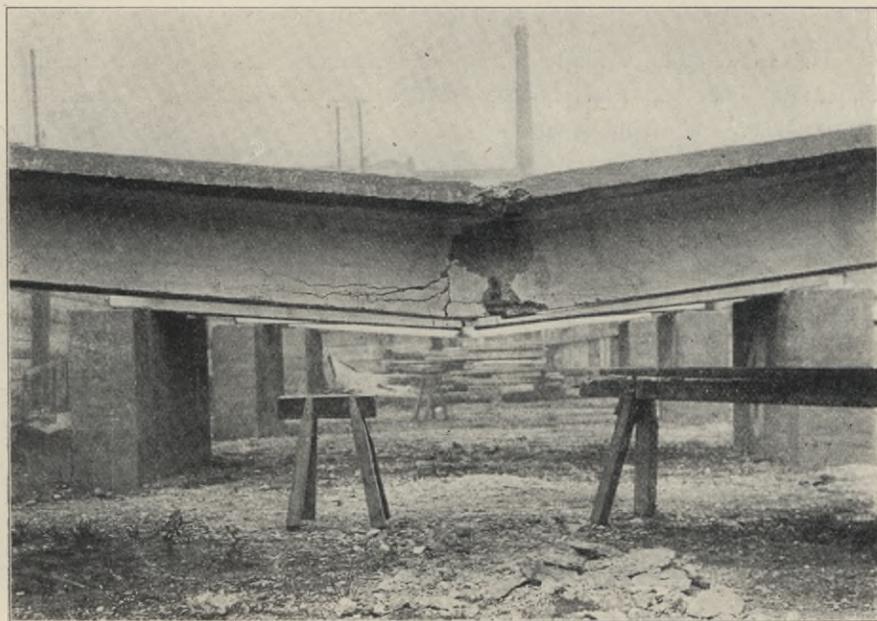


Abb. 72. Bruchbild des Objektes 4a (Balken 1', 2').

halten der Versuchsobjekte besser entsprechende Annahme, mit der sich dann auch die Betondruckspannungen etwas größer, die Eisenzugspannungen etwas kleiner und letztere sonach in noch besserer Übereinstimmung mit der wirklichen Streckgrenze des Eisens berechnen würden.

Dementsprechend sind auch die Spannungen zu korrigieren, die mit $n = 15$ für die Belastung zu Ende des Versuches (Bruchlast) gerechnet wurden und in den Rubriken 13 und 14 der Tabelle Nr. 19 eingeschrieben sind. Die wirklichen Spannungen im Eisen müssen infolge der eingetretenen Streckung beträchtlich geringer, jene im Beton höher gewesen sein.

In den Rubriken 15 und 16 sind auch die Schubspannungen τ eingetragen, die sich rechnermäßig im Anschlusse der Platte an die Balken für die beiden Belastungsstufen S und T ergeben.

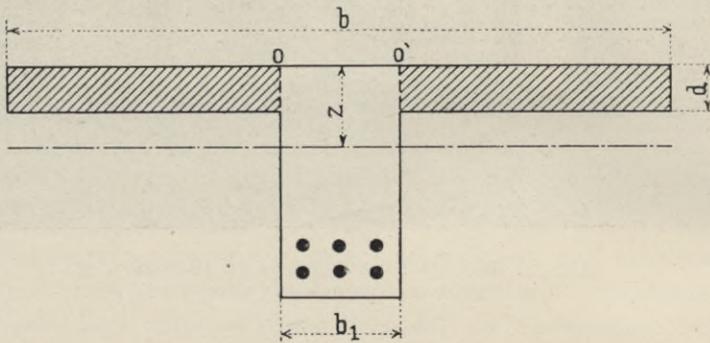


Abb. b.

Die Berechnung erfolgte unter der Annahme, daß sich die Schubkraft gleichmäßig über die Plattendicke verteilt und in den beiden senkrechten Schnittflächen $o o'$ (Abb. b) durch

$$2 d \tau = \frac{\mu}{J} Q$$

bestimmt. Hierin bezeichnet Q die Querkraft, J das Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittes und μ das statische Moment der Plattenquerschnittsfläche auf die neutrale Achse bezogen

$$\mu = (b - b_1) d \left(z - \frac{d}{2} \right).$$

Mit Einführung der Betondruckspannung σ_b , welche sich aus dem Biegemomente M nach

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot z$$

berechnet, ist

$$J = \frac{M}{\sigma_b} \cdot z$$

und man erhält sonach

$$\tau = \frac{(b - b_1) (2z - d)}{4z} \cdot \frac{Q}{M} \sigma_b.$$

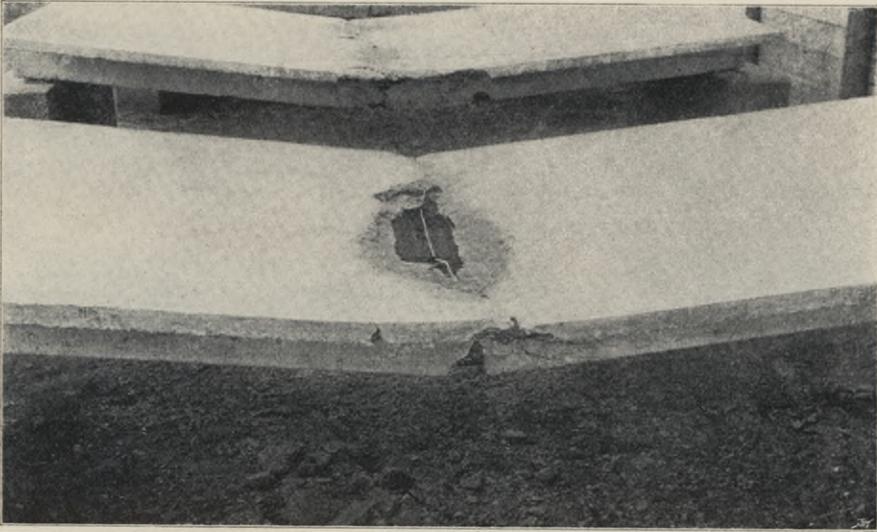


Abb. 73. Bruchbild des Objektes 4a. Draufsicht.

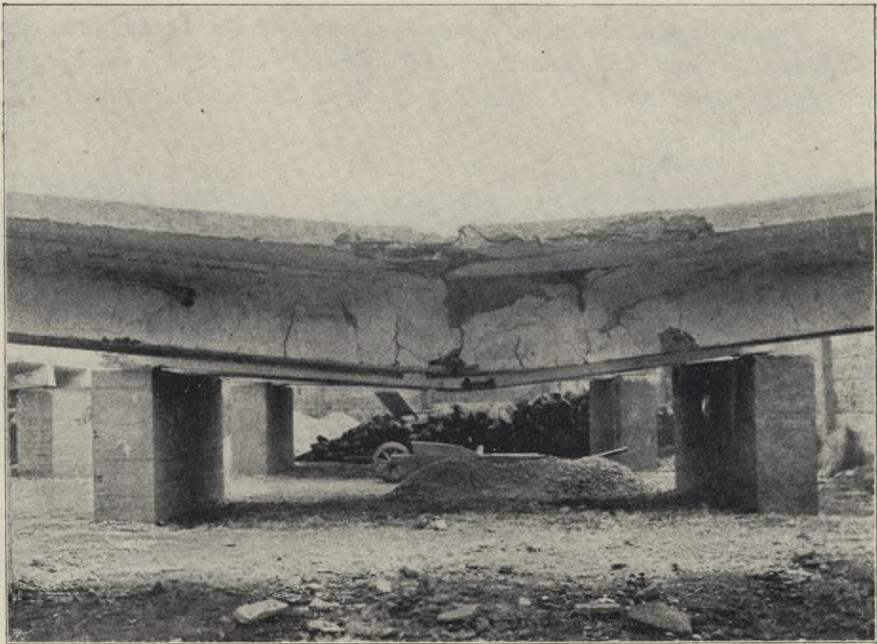


Abb. 74. Bruchbild des Objektes 5a (Balken 1, 3).

Hierin ist bei der Belastung P das maximale Biegemoment

$$M = \frac{1}{8} P l$$

und zur Bestimmung der größten Schubspannung an den Trägerenden

$$Q = \frac{1}{2} P$$

einzusetzen, so daß sich ergibt

$$\tau_{max} = \frac{(b - b_1) (2z - d)}{z l} \sigma_b$$

Mit den Abmessungen der sieben verschiedenen Tragwerke erhält man daraus die in der Rubrik 17 eingeschriebenen Spannungsformeln für τ .

Die Schubspannungen zwischen Platten und Balken hätten hiernach bei den Objekten 5, 6 und 7 recht hohe Werte angenommen, mit denen die Tatsache nicht recht in Einklang zu bringen ist, daß selbst für die kritische und Bruchbelastung noch keine Abscherung der Platte beobachtet werden konnte. Man hat aber zu berücksichtigen, daß diese berechneten Spannungen nur für die äußersten Enden der Tragkonstruktion gelten und sich gegen deren Mitte mit der Querkraft bis auf Null vermindern und daß ferner die Platte durch die eingelegten Querstäbe eine erhöhte Scherfestigkeit erhielt. Wesentlich ungünstiger müßte eine Belastung durch Einzellasten wirken (Versuche von Bach), bei der die maximalen Schubkräfte in gleicher Größe in einer größeren Trägerlänge auftreten und mit dem Maximum des Biegemomentes zusammenreffen. Rechnet man die Schubspannungen nach obiger Formel für jene Belastungen (Tabelle 18, Rubrik 2) bei der die zulässige Eisenspannung (1000 kg/cm^2) oder Betondruckspannung (35 kg/cm^2) noch nicht überschritten wurde, so findet man:

für Objekt	1	2	3	4	5	6	7
$\tau_{max} =$	2'9	4'9	6'4	8'4	10'4	10'7	13'4 kg/cm^2 ;
dabei ist die Platte mit	0'235	0'235	0'377	0'377	0'471	0'471	0'612 %

bewehrt.

Nach den Versuchsergebnissen wären unter Voraussetzung einer Beanspruchung durch stetig verteilte Lasten die obigen rechnungsmäßigen Scherspannungen für mindestens in gleicher Stärke armierte Platten noch als zulässig anzusehen.

Die Haftspannungen.

Die Verbundwirkung in den Tragbalken wurde rechnerisch nach dem in den neuen österreichischen Betonvorschriften angegebenen, von den Herren Ministerialrat Haberkalt und Baurat Dr. Postuvanschitz in dem unten zitierten Aufsätze*) näher begründeten und erläuterten Verfahren untersucht.

*) „Die rechnerische Ermittlung des Verbundes von Eisen und Beton auf Grund der österreich. minist. Vorschriften vom 15. Juni 1911“. Österreich. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Heft 27 und 28, 1911.

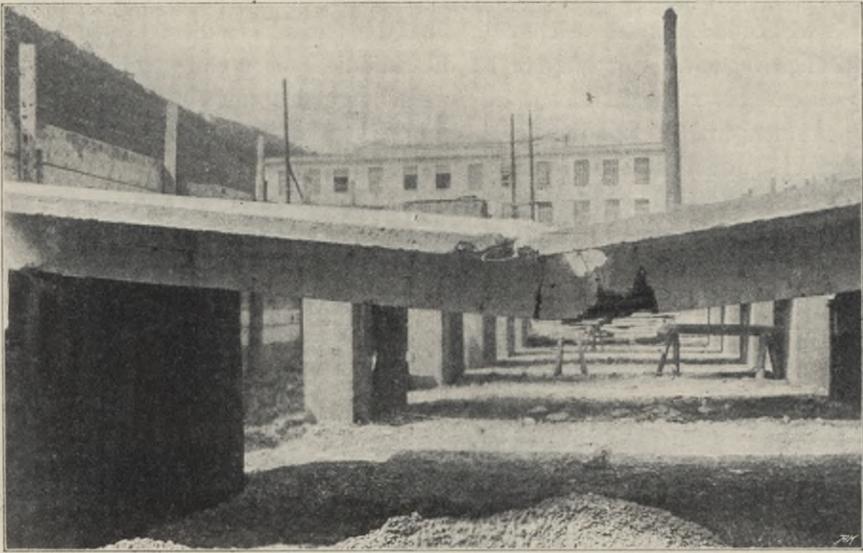


Abb. 75. Bruchbild des Objektes 6a (Balken 1, 3).

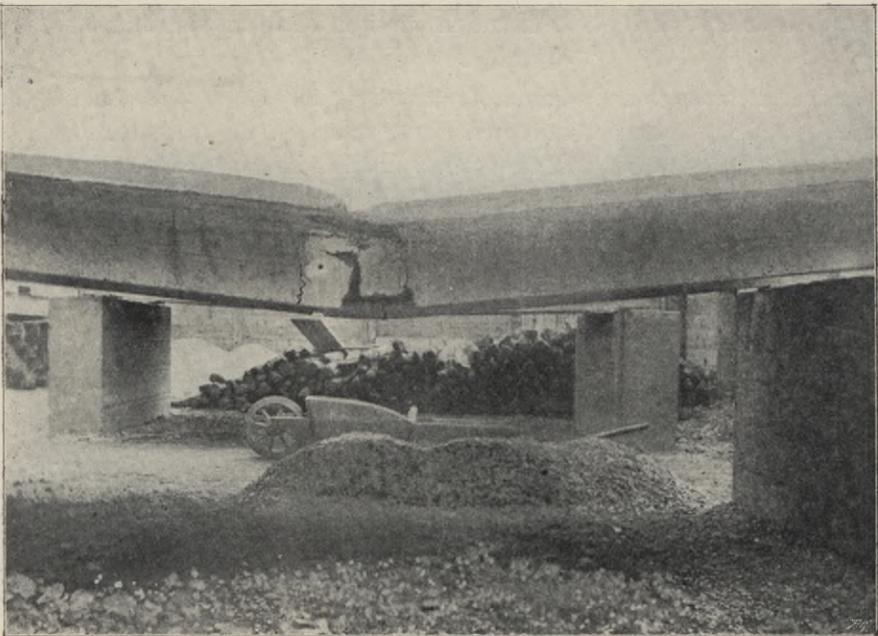


Abb. 76. Bruchbild des Objektes 6a (Balken 1, 3).

Hiernach wird die sogenannte mittlere Haftspannung im Umfange der Eiseneinlagen bestimmt, die sich ergibt, wenn man die an einer Stelle im Eisen wirkende Zugkraft gleichmäßig über die ganze, vor dieser Stelle liegende Haftlänge verteilt. Für letztere ist die auf die Trägerachse projizierte Länge des Eisens bis zum Endhaken zu setzen, vermehrt um einen Zuschlag, der für normengemäße Rundhaken nach der zitierten Verordnung mit dem 12fachen Durchmesser des Rundeisens anzunehmen ist.

Bei den Balken der Versuchsobjekte (siehe Abb. 8) beträgt die über den Stützpunkt hinausreichende, die Wirkung der Rundhaken ersetzende Mehrlänge der Eisen

$$c = 12,18 \text{ cm} = 21,6 \text{ cm}.$$

Für einen Querschnitt im Abstände x von der Stütze rechnet sich die mittlere Haftspannung τ_x aus

$$\tau_x (c + x) u = F_e \sigma_{e,x},$$

worin u den Umfang, F_e den Querschnitt der Eisen und $\sigma_{e,x}$ die Eisen-
spannung an der betreffenden Stelle bezeichnet. Setzt man unter Einführung
des Widerstandsmomentes W_e des Verbundquerschnittes und für die Total-
belastung P

$$\sigma_{e,x} = \frac{M}{W_e} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Px(l-x)}{lW_e}$$

$$\text{so folgt } \tau_x = \frac{1}{2} \cdot \frac{Px(l-x)}{l(c+x)u} \cdot \frac{F_e}{W_e},$$

dieser Ausdruck wird bei konstanten übrigen Größen ein Maximum für

$$x = -c + \sqrt{c(l+c)}$$

d. i. mit Einsetzung von $l = 425 \text{ cm}$, $c = 21,6 \text{ cm}$ für $x = 76,6 \text{ cm}$, und es sind
sonach die Größtwerte der mittleren Haftspannungen für diese Ribstellen zu
berechnen. Da dieselbe, wie aus Abb. 8 ersichtlich, vor die Abbiegung der
Eisen fällt, so beteiligen sich bei allen Objekten sämtliche Rundeisen an der
gleichmäßigen Aufnahme dieser Haftspannung.

Es hat ferner für sämtliche Objekte $\frac{F_e}{u}$ den gleichen Wert $= \frac{d}{4} = \frac{1,8}{4} =$
 $= 0,45$ und es ist $\frac{x(l-x)}{l(c+x)} = \frac{76,6 \cdot 348,4}{425 \cdot 98,2} = 0,63945$.

Damit berechnet sich die große mittlere Haftspannung

$$\tau = \frac{1}{2} \cdot 0,63945 \cdot 0,45 \cdot \frac{P}{W_e} = \frac{0,143876}{W_e} \cdot P$$

Das Widerstandsmoment W_e ist der Tabelle 1, Kolonne 9 zu entnehmen.

Es ergeben sich mit Einsetzung der kritischen und Bruchlasten aus
Tabelle 19 (Kolonne 8 und 12) für diese Belastungszustände die nachstehend
verzeichneten größten mittleren Haftspannungen:

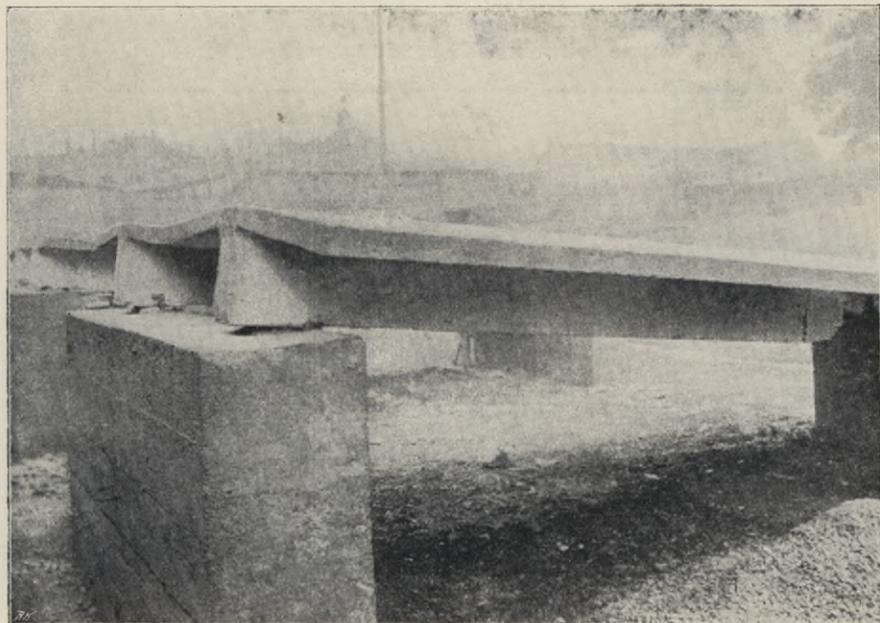


Abb. 77. Bruchbild des Objektes 6a.

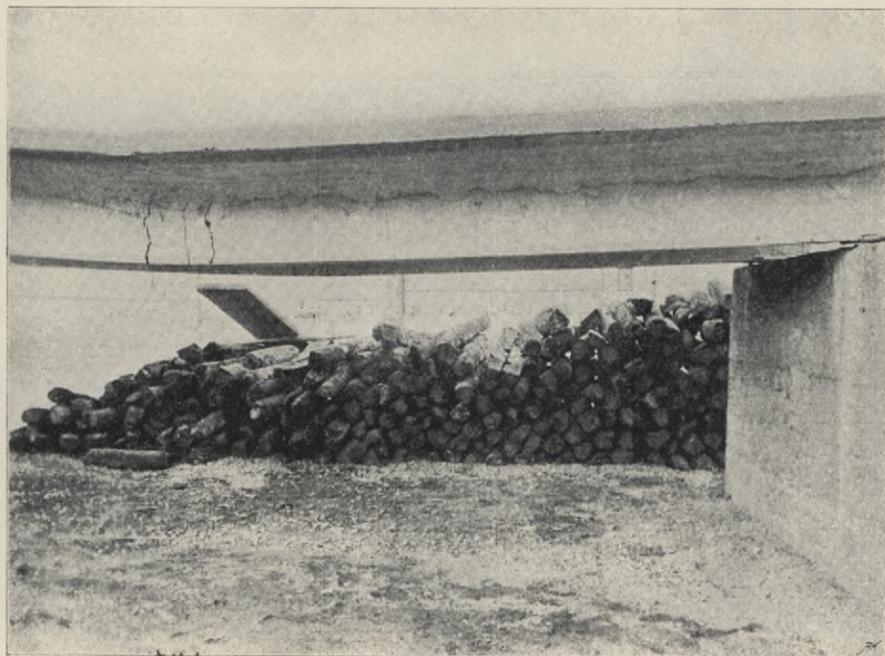


Abb. 78. Bruchbild des Objektes 7a (Balken 1, 3).

Tabelle Nr. 21.

Größte mittlere Haftspannungen (kg/cm^2).

Objekt	Für die Total- Belastung P in t .	Für die Zulässige Belastung ($\sigma_e = 1000$ od. $\sigma_b = 35 kg/cm^2$)	Für die Belastung an der Streckgrenze	Für die Belastung am Ende des Versuches
1 _a	0'550 P	2'70	8'12	9'73
1 _b			8'03	11'10
2 _a	0'304 P	2'41	7'89	9'44
2 _b			8'35	11'49
3 _a	0'300 P	2'71	8'33	11'24
3 _b			7'31	9'83
4 _a	0'202 P	2'39	8'01	10'03
4 _b			8'30	11'42
5 _a	0'199 P	2'71	8'04	11'22
5 _b			7'66	11'51
6 _a	0'200 P	2'72	8'12	11'14
6 _b			8'38	11'25
7 _a	0'151 P	2'70	9'39	11'50
7 _b			8'03	10'70

Diese Werte lassen erkennen, daß die Verbundwirkung bei allen Objekten auch noch über die Bruchlast hinaus gesichert war, was auch mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt.

Schlußfolgerungen.

1. Die Querbeanspruchung der Platte hat bei den in der ganzen Fläche belasteten Objekten der Reihe a keinen konstatierbaren Einfluß auf das Tragvermögen genommen.

2. In sämtlichen Versuchsobjekten ist die Streckgrenze des Eisens erreicht und überschritten worden, bevor der Beton zerdrückt oder abgeschert wurde. Die befriedigende Übereinstimmung der Rechnung mit den Versuchsergebnissen weist darauf hin, daß die Betonplatte bis zu diesem kritischen Belastungsstadium und wohl auch noch darüber hinaus in ihrer ganzen Breite sich an der Druckaufnahme beteiligt hat. Unter Festsetzung gleicher zulässiger Eisen- spannung haben die breiten Objekte die gleiche Sicherheit wie die schmalen gegenüber der Erreichung der kritischen Belastung nachgewiesen.

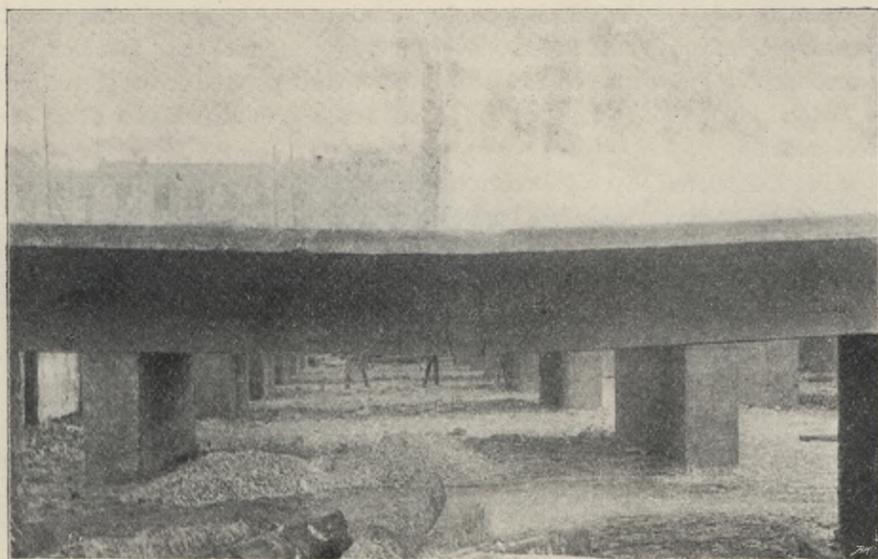


Abb. 79. Bruchbild des Objektes 7a (Balken 1', 3').

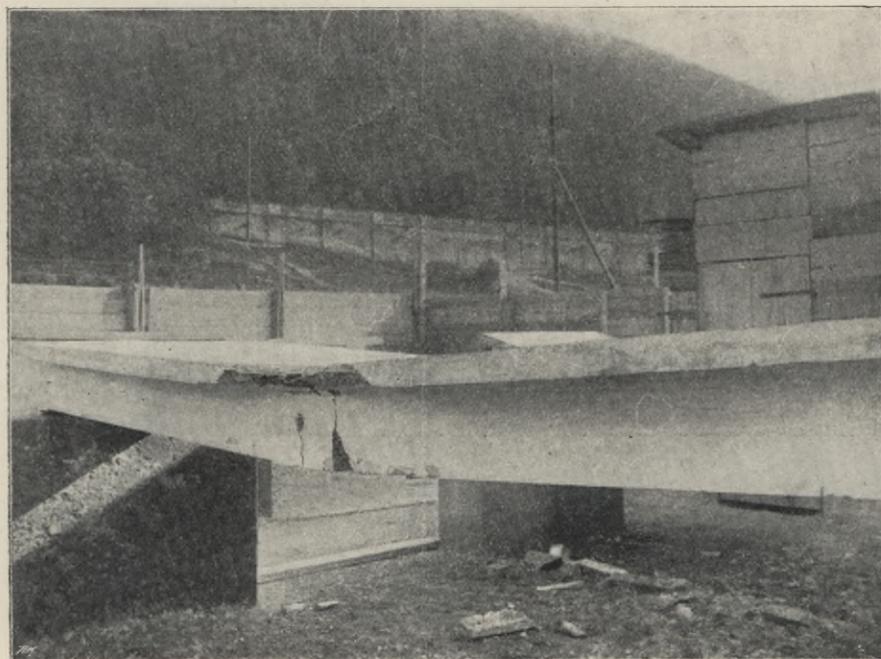


Abb. 80. Bruchbild des Objektes 2b

3. Diese Ergebnisse und die daraus zu ziehenden Schlußfolgerungen sind naturgemäß auf jene Verhältnisse zu beschränken, welche der allerdings nicht sehr ausgedehnten Versuchsserie zugrunde liegen. Sie sind demnach nur anwendbar auf Tragwerke, in welchen die Sicherheit gegenüber der Erreichung der Betondruckfestigkeit eine höhere ist, als jene gegen Erreichung der Eisenstreckgrenze.

Bei Plattenbalken mit überstarker Armierung, für welche das Verhältnis $\sigma_e : \sigma_b$ unter 25 sinkt, oder bei Verwendung von schwachem Beton wird sich ein anderes Verhalten herausstellen und es scheinen die neuesten Versuche Bachs*) darauf hinzuweisen, daß dann bei größerem Abstände der Balken das Tragvermögen mit voll wirkender Platte nicht zur Ausnützung kommt, da der Scherwiderstand im Anschluß der Platte an den Balken zur Übertragung der Druckkraft hier nicht hinreicht.

Eine völlige Klarstellung dieser Frage für alle extremen Fälle der in der Praxis vorkommenden, wenn auch von vornherein nicht immer gut zu heißen Anordnungen wird sich aber erst noch durch weitere Versuche gewinnen lassen.

Prag, am 15. Dezember 1910.

Melan

als Berichterstatter



*) Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure, Heft 90 und 91.

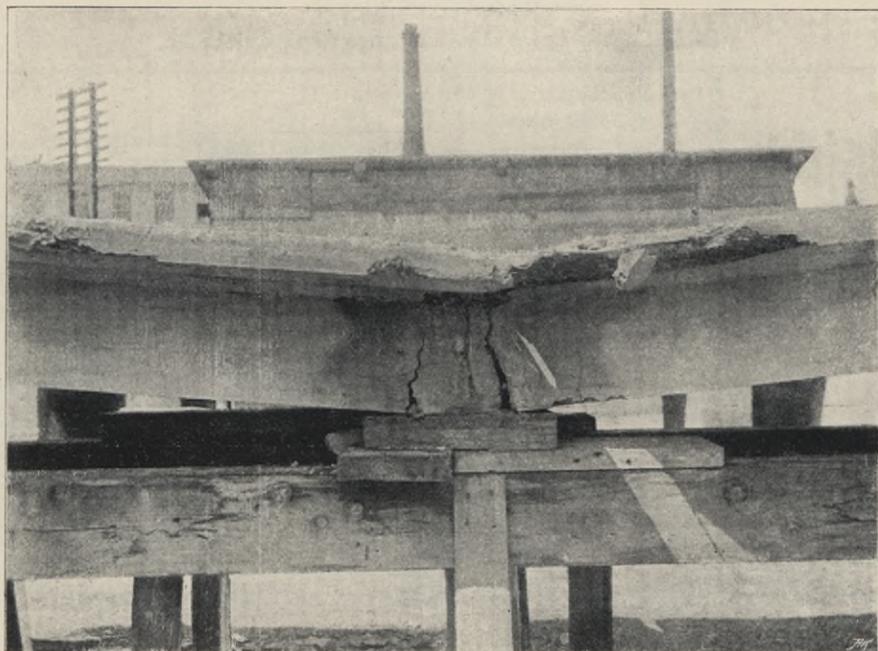


Abb. 81. Bruchbild des Objektes 3b (Balken 1', 3').



Abb. 82. Bruchbild des Objektes 7b (Balken 1', 3').

Tabelle Nr. 4.

Belastungen und Formänderungen bei Objekt 1a.

Zeit	Belastung in l	Senkung in Balkenmitte		Dehnungen bei u		Verkürzungen bei o		Anmerkungen
		Balk. I	Balk. II	Balken	Balken	Balken	Balken	
				I	II	I	II	
auf 1 m Länge in mm								
22. Juni 9h vorm.	0	0	0	0	0	0	0	
9h 45'	1'500	0'52	0'50	0'028	0'084	0'018	0'005	Sandschüttung 15 cm hoch
10h 10'	2'046	0'78	0'74	0'050	0'125	0'039	0'013	Belastung mit Eisenflossen
10h 30'	2'610	0'98	0'96	0'075	0'148	0'044	0'013	
10h 45'	3'204	1'54	1'53	0'316	0'288	0'070	0'019	
11h 0'	3'621	2'04	1'96	0'428	0'346	0'100	0'026	Auftreten der ersten Risse (1) bei 3506 kg Belastung
11h 20'	4'126	2'38	2'28	0'493	0'390	0'125	0'026	Auftreten der Risse (2)
2h 20'	4'126	2'58	2'53	0'580	0'420	0'114	0'026	Auftreten der Risse (3) und (4)
2h 55'	4'615	3'09	3'07	0'634	0'489	0'119	0'029	
3h 10'	5'140	3'57	3'66	0'780	0'560	0'125	0'029	
3h 30'	5'699	4'05	4'03	0'900	0'632	0'126	0'029	Auftreten der Risse (5)
3h 40'	6'180	4'35	4'45	1'003	0'656	0'133	0'029	
3h 55'	6'728	4'93	5'09	1'190	0'748	0'140	0'030	
4h 20'	7'408	5'76	5'81	1'423	0'846	0'160	0'033	
4h 45'	8'135	6'44	6'58	1'681	0'956	0'160	0'033	Auftreten der Risse (6)
5h 0'	8'747	7'03	6'94	1'833	1'020	0'162	0'034	
5h 15'	9'364	7'62	7'43	1'949	1'086	0'170	0'034	
	10'944	9'68	8'79	2'220	1'284	0'220	0'036	Die Dehnungsmesser werden abgenommen
6h 0'	11'722	—	—	—	—	—	—	
23. Juni 7h 15'	11'722	10'05	—	—	—	—	—	
	12'752	—	—	—	—	—	—	
	13'324	—	—	—	—	—	—	
	13'772	—	—	—	—	—	—	Der mittelste Riß (7) öffnet sich auf 6–8 mm
	13'980	—	—	—	—	—	—	
	14'401	—	—	—	—	—	—	Bruchriß durch den ganzen Balken und die Platte
	15'131	—	—	—	—	—	—	
12h 0'	16'238	—	—	—	—	—	—	

Tabelle Nr. 5.

Belastungen und Formänderungen bei Objekt 2a.

Zeit	Belastung in t	Senkung in Balkenmitte		Dehnungen bei u		Verkürzungen bei o		Anmerkungen
		Balk. I	Balk. II	Balken I	Balken II	Balken I	Balken II	
				auf 1 m Länge in mm				
23. Juni 2h 0'	0	0	0	0	0	0	0	
2h 45'	1'500	0'21	0'12	0'019	0'013	0'007	0'005	Sandschüttung
3h 45'	2'093	0'33	0'29	0'023	0'020	0'011	0'005	Belastung mit Eisenflossen
4h 8'	2'710	0'43	0'36	0'047	0'035	0'017	0'010	
4h 30'	3'343	0'58	0'54	0'073	0'055	0'021	0'017	
4h 50'	3'837	0'72	0'65	0'095	0'077	0'027	0'017	
5h 10'	3'837	0'71	0'69	0'095	0'077	0'039	0'019	
5h 30'	4'353	0'89	0'86	0'113	0'091	0'049	0'028	
5h 50'	4'865	1'12	1'02	0'133	0'114	0'052	0'028	
6h 10'	5'325	1'30	1'26	0'151	0'130	0'062	0'028	
6h 30'	5'951	1'65	1'63	0'190	0'174	0'076	0'030	Auftreten der ersten Risse (1)
6h 45'	6'534	1'91	1'82	0'230	0'214	0'083	0'033	Auftreten der Risse (2)
7h 15'	7'137	2'25	2'15	0'261	0'228	0'089	0'036	Auftreten der Risse (3)
24. Juni 7h 40'	7'137	2'31	2'32	0'297	0'231	0'091	0'036	
8h 30'	7'849	2'59	2'55	0'290	0'249	0'113	0'040	Auftreten der Risse (4)
8h 50'	8'453	2'82	2'70	0'317	0'272	0'123	0'041	Auftreten der Risse (5)
9h 30'	9'138	3'01	3'03	0'350	0'300	0'137	0'050	Auftreten der Risse (6)
10h 15'	9'935	3'53	3'52	0'433	0'349	0'161	0'076	Auftreten der Risse (7)
10h 45'	10'712	3'96	3'91	0'474	0'400	0'174	0'097	Auftreten der Risse (8)
11h 15'	11'547	4'46	4'37	0'542	0'444	0'191	0'135	
11h 40'	12'310	4'96	4'83	0'607	0'496	0'208	0'157	
12h 0'	13'290	5'51	5'40	0'660	0'555	0'225	0'165	
2h 40'	13'290	5'73	5'65	0'683	0'586	0'212	0'168	Auftreten der Risse (9)
3h 5'	14'296	6'11	6'07	0'729	0'641	0'213	0'166	
3h 20'	15'347	7'09	6'61	0'790	0'699	0'216	0'175	
3h 45'	16'354	7'13	7'09	0'842	0'758	0'231	0'189	
4h 5'	17'377	7'40	7'44	0'908	0'815	0'274	0'203	
5h 0'	18'385	8'08	7'85	0'938	0'855	0'335	—	
5h 20'	19'398	8'58	8'23	0'998	0'914	0'354	—	
5h 40'	20'428	9'06	8'77	1'045	0'958	0'403	—	Auftreten der Risse (10)
6h 0'	21'474	9'70	9'34	1'073	1'029	0'438	—	
6h 15'	22'521	10'35	9'91	1'145	1'084	0'461	—	
6h 35'	24'537	11'44	10'98	1'249	1'206	0'520	—	Auftreten der Risse (11)
7h 0'	26'199	16'23	16'18	1'228	—	0'624	—	
	27'154	—	—	1'380	—	0'710	—	
8h 0'	29'597	68'0	73'0	—	—	—	—	

Tabelle Nr. 10.

Belastungen und Formänderungen bei Objekt 7 a.

Zeit	Belastung in t	Senkung in Balkenmitte		Dehnungen bei u		Verkürzungen bei o		Anmerkungen
		Balk. I	Balk. II	Balken I	Balken II	Balken I	Balken II	
				auf 1 m Länge in mm				
6. Juli 7 ^h 10' abds.	0	0	0	0	0	0	0	
8 ^h 0'	4'585	0'50	0'57	0'057	0'050	0'009	0'004	Sandschüttung
7. Juli 7 ^h 15'	4'585	0'34	0'24	0'042	0'018	0'005	0	
7 ^h 45'	5'961	0'44	0'23	0'047	0'019	0'009	0	Sandschüttung
8 ^h 10'	8'008	0'74	0'57	0'104	0'058	0'020	0'008	Belastung mit Eisenflossen
8 ^h 20'	10'084	1'25	0'90	0'146	0'097	0'034	0'017	Auftreten der ersten Risse (1)
8 ^h 30'	12'146	1'77	1'15	0'214	0'153	0'051	0'032	Auftreten der Risse (2)
8 ^h 45'	14'206	2'31	1'65	0'284	0'221	0'065	0'040	Auftreten der Risse (3)
9 ^h 0'	16'300	2'62	2'17	0'318	0'252	0'073	0'051	
9 ^h 8'	18'326	3'21	2'43	0'392	0'307	0'089	0'067	Auftreten der Risse (4)
9 ^h 15'	20'447	3'62	3'04	0'422	0'357	0'099	0'078	
9 ^h 30'	22'491	4'25	3'49	0'482	0'419	0'115	0'090	Auftreten der Risse (5)
9 ^h 40'	24'525	4'66	3'81	0'528	0'462	0'122	0'100	
10 ^h 0'	26'542	5'16	4'51	0'574	0'523	0'138	0'117	Auftreten der Risse (6)
10 ^h 10'	28'572	5'50	4'97	0'623	0'583	0'148	0'127	
10 ^h 25'	30'624	5'87	5'33	0'657	0'614	0'158	0'133	Auftreten der Risse (7)
10 ^h 30'	32'642	6'30	5'76	0'694	0'672	0'166	0'146	
10 ^h 45'	34'701	6'70	6'22	0'745	0'725	0'172	0'155	
11 ^h 0'	36'768	7'17	6'66	0'792	0'770	0'180	0'161	Auftreten der Risse (8)
11 ^h 10'	38'797	7'65	7'18	0'854	0'820	0'198	0'170	
11 ^h 15'	40'841	7'85	7'57	0'905	0'862	0'210	0'195	Auftreten der Risse (9)
11 ^h 25'	42'915	8'55	8'00	0'944	0'904	0'222	0'211	Auftreten von Längsrissen in der Platte
11 ^h 35'	44'949	9'00	8'60	0'997	0'943	0'236	0'221	
11 ^h 45'	47'101	9'51	8'87	1'047	0'987	0'255	0'231	
11 ^h 55'	49'143	9'99	9'43	1'089	1'056	0'266	0'255	
12 ^h 0'	51'181	10'41	9'79	1'139	1'107	0'278	0'266	
2 ^h 30'	51'181	11'05	10'15	1'139	1'107	0'284	0'274	Auftreten der Risse (10)
2 ^h 55'	53'258	11'49	10'31	1'179	1'159	0'299	0'289	
3 ^h 15'	55'299	11'87	10'77	1'217	1'210	0'316	0'307	
3 ^h 30'	57'307	12'46	11'13	1'288	1'248	0'339	0'320	
3 ^h 50'	59'338	12'93	11'61	1'349	1'288	0'357	0'327	
4 ^h 20'	61'160	15'07	13'03	1'254	1'367	0'451	0'393	
4 ^h 45'	61'160	16'44	—	—	—	—	—	
5 ^h 35'	63'400	18'11	—	—	—	—	—	
7 ^h 10'	66'738	21'67	—	—	—	—	—	
7 ^h 50'	67'888	23'65	—	—	—	—	—	
8. Juli 8 ^h 10'	67'888	—	—	—	—	—	—	
8 ^h 30'	70'498	—	—	—	—	—	—	
9 ^h 30'	70'990	—	—	—	—	—	—	Starker Riß in der Mitte des Balkens I
10 ^h 0'	72'432	—	—	—	—	—	—	Dünnere Riß in der Mitte der Platte
10 ^h 45'	73'430	—	—	—	—	—	—	Belastung eingestellt

Tabelle Nr. II.

Belastungen und Formänderungen bei Objekt 1 b.

Zeit	Belastung in t	Senkung in Balkenmitte		Dehnungen bei u		Verkürzungen bei o		Anmerkungen
		Balk. I	Balk. II	Balken I	Balken II	Balken I	Balken II	
				auf 1 m Länge in mm				
14. Juli 2 ^h 20'	0'125	0	0	0	0	0	0	Bohlen
2 ^h 30'	0'736	0	0'06	0'014	0'018	0'004	0'006	Belastung mit Eisenflossen
2 ^h 35'	1'340	0'10	0'16	0'026	0'026	0'006	0'006	Auftreten der ersten Risse (1)
2 ^h 40'	1'900	0'27	0'30	0'044	0'051	0'015	0'020	Auftreten der Risse (2)
2 ^h 45'	2'501	0'44	0'42	0'059	0'065	0'020	0'028	Auftreten der Risse (3)
2 ^h 50'	3'151	0'80	0'81	0'143	0'165	0'035	0'042	Auftreten der Risse (4)
3 ^h 0'	3'820	1'60	1'51	0'359	0'401	0'057	0'058	
3 ^h 5'	4'846	2'50	2'53	0'548	0'644	0'083	0'077	Auftreten der Risse (5)
3 ^h 10'	5'846	3'59	3'56	0'719	0'870	0'109	0'101	Auftreten der Risse (6)
3 ^h 15'	6'853	4'14	4'07	0'788	0'965	0'119	0'103	Auftreten der Risse (7)
3 ^h 25'	7'900	4'95	4'94	0'931	1'151	0'131	0'120	
3 ^h 30'	8'904	5'64	5'59	1'009	1'265	0'141	0'144	Auftreten der Risse (8)
3 ^h 35'	9'924	6'25	6'19	1'088	1'372	0'146	0'159	
3 ^h 45'	10'951	6'96	6'83	1'182	1'504	0'167	0'170	Auftreten der Risse (9)
4 ^h 0'	11'993	7'89	7'75	1'346	1'610	0'211	0'195	
4 ^h 10'	13'124	9'09	8'92	1'466	1'862	0'254	0'224	Auftreten der Risse (10)
4 ^h 40'	14'567	15'07	15'63	2'516	2'102	0'449	0'300	
4 ^h 50'	15'597	23'02	24'08	—	2'139	0'616	0'331	
5 ^h 0'	16'597	—	—	—	—	0'888	0'381	
5 ^h 15'	17'657	—	—	—	—	—	—	
5 ^h 45'	18'725	—	—	—	—	—	—	Durchgebogen bis fast auf die Bücke
6 ^h 45'	25'814	—	—	—	—	—	—	

Tabelle Nr. 13.

Belastungen und Formänderungen bei Objekt 3b.

Zeit	Belastung in t	Senkung in Balkenmitte		Dehnungen bei u		Verkürzungen bei o		Anmerkungen
		Balk. I	Balk. II	Balken I	Balken II	Balken I	Balken II	
				auf 1 m Länge in mm				
28. Juni 9h 30'	0'248	0	0'05	0'005	0'014	0'004	0	Bohlen
10h 40'	3'470	1'00	1'02	0'127	0'125	0'018	0'008	Belastung mit Eisenflossen
11h 10'	4'458	1'35	1'34	0'159	0'159	0'045	0'027	Auftreten der ersten Risse (1)
11h 35'	5'486	2'02	1'98	0'224	0'243	0'033	0'031	Auftreten der Risse (2)
12h 0'	6'489	2'67	2'67	0'266	0'299	0'090	0'054	
2h 0'	6'489	2'78	2'92	0'236	0'308	0'121	0'054	Auftreten der Risse (3)
2h 50'	7'987	3'51	3'57	0'286	0'380	0'124	0'077	Auftreten der Risse (4)
3h 15'	9'504	4'41	4'53	0'372	0'482	0'138	0'105	
3h 30'	10'463	4'77	4'97	0'419	0'514	0'141	0'108	
3h 55'	11'982	5'78	5'89	0'532	0'626	0'149	0'126	
4h 13'	13'477	5'92	6'49	0'577	0'688	0'164	0'139	Auftreten der Risse (5)
4h 40'	14'970	7'44	7'37	0'699	0'806	0'201	0'159	
4h 55'	16'485	7'99	7'98	0'754	0'878	0'220	0'173	
5h 10'	17'999	8'89	9'04	0'833	1'006	0'273	0'206	
5h 30'	19'515	9'71	9'86	0'911	1'111	0'312	0'229	
5h 45'	21'052	10'21	10'49	1'005	1'209	0'314	0'256	
6h 7'	22'599	11'21	11'45	1'111	1'320	0'344	0'296	
30. Juni 8h 10'	22'599	11'39	11'52	1'111	—	0'344	0'296	
8h 30'	24'040	14'88	16'19	3'436	—	0'447	0'328	Die Risse in der Mitte erweitern sich
8h 50'	25'074	18'54	19'45	—	—	—	0'384	
9h 15'	26'034	22'25	23'16	—	—	—	0'465	
9h 30'	27'032	25'28	26'33	—	—	—	0'512	
9h 40'	27'391	27'11	28'12	—	—	—	0'587	
9h 50'	28'419	—	—	—	—	—	—	
10h 45'	31'000	—	—	—	—	—	—	

Tabelle Nr. 15.

Belastungen und Formänderungen bei Objekt 5b.

Zeit	Belastung in t	Senkung in Balkenmitte		Dehnungen bei u		Verkürzungen bei o		Anmerkungen
		Balk. I	Balk. II	Balken I	Balken II	Balken I	Balken II	
				auf 1 m Länge in mm				
11. Juli 7h 25'	0'221	0	0	0	0	0	0	Bohlen
8h 15'	2'307	0'17	0'25	0'030	0'055	0'005	0'009	Belastung mit Eisenflossen
8h 30'	4'363	0'51	0'61	0'058	0'111	0'010	0'026	
8h 45'	6'475	1'01	1'06	0'111	0'186	0'034	0'040	Auftreten der ersten Risse (1)
8h 55'	8'537	1'52	1'59	0'150	0'264	0'048	0'055	Auftreten der Risse (2)
9h 10'	10'698	2'44	2'70	0'178	0'404	0'074	0'089	Auftreten der Risse (3)
9h 45'	12'799	3'61	4'10	0'237	0'574	0'115	0'110	Auftreten der Risse (4)
10h 0'	14'804	3'89	4'33	0'249	0'605	0'119	0'113	
10h 20'	16'845	4'28	4'76	0'274	0'650	0'124	0'112	Auftreten der Risse (5)
10h 30'	18'935	4'67	5'18	0'296	0'698	0'128	0'132	
10h 45'	20'971	5'23	5'77	0'338	0'781	0'145	0'156	Auftreten der Risse (6)
10h 50'	22'965	5'91	6'43	0'392	0'855	0'154	0'165	
11h 0'	24'770	6'44	6'92	0'423	0'907	0'182	0'180	Auftreten der Risse (7)
11h 8'	26'429	6'88	7'58	0'434	0'994	0'218	0'203	
11h 15'	28'033	7'24	8'05	0'455	1'049	0'231	0'231	Auftreten der Risse (8)
11h 25'	29'692	7'92	8'62	0'507	1'129	0'263	0'249	Auftreten der Risse (9)
11h 33'	31'390	8'36	9'04	0'535	1'182	0'287	0'260	
11h 40'	33'035	8'84	9'77	0'570	1'275	0'313	0'292	Auftreten der Risse (10)
11h 48'	34'697	9'23	10'26	0'588	1'334	0'321	0'308	
12h 0'	36'355	9'85	10'79	0'638	1'412	0'336	0'337	Auftreten der Risse (11)
12h 10'	37'990	10'79	13'37	0'782	2'129	0'351	0'428	Die Apparate kommen nicht zur Ruhe
2h 50'	37'990	11'61	14'62	0'972	3'053	0'399	0'495	
2h 55'	39'609	14'73	18'33	—	—	0'558	0'618	Auftreten der Risse (12)
3h 15'	41'157	17'30	20'95	—	—	0'676	0'708	
3h 35'	43'237	21'32	—	—	—	0'820	0'838	
3h 50'	45'272	—	—	—	—	1'158	1'036	
4h 5'	47'369	—	—	—	—	—	—	
4h 20'	49'527	—	—	—	—	—	—	
4h 45'	52'210	—	—	—	—	—	—	
5h 15'	55'728	—	—	—	—	—	—	Bruch

Tabelle Nr. 19. Spannungswerte.

O b j e k t	2		3			4			5			6			7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17	
	Belastung in t		Gerechnete Spannungen in kg/cm ²			Belastung in t			Gerechnete Spannungen in kg/cm ²			Belastung in ton		Gerechnete Spannungen in kg/cm ²		Schubspannungen τ zwischen Platte und Balken		Anmerkungen																		
	Eigengewicht	Auflast	Total	Eisen	Beton Druck	Beton Zug	Eigengewicht	Auflast	Total	Eisen	Beton	Eigengewicht	Auflast	Total	Eisen	Beton	für die kritische Belastung			für die Bruchlast																
																	beim Auftreten der ersten Risse			an der Streckgrenze (kritische Belastung)		am Ende des Versuches (Bruchlast)														
1a	1'450	3'621	5'071	1032 (565)	24'4 (22'0)	(17'6)	1'45	13'32	14'77	3006	72	1'450	16'238	17'688	3599	85	8'8	10'3	$\sigma_e = 203'5$ P $\sigma_b = 4'82$ P $\sigma_{bz} = 3'47$ P $\tau = 0'122$ σ_b																	
	3'621																																			
1b	1'450	1'340	2'790	568 (311)	13'4 (11'9)	(9'7)	1'45	13'15	14'60	2971	70	1'450	18'725	20'175	4105	97	8'5	11'8																		
	1'340																																			
2a	1'450	5'951	7'401	831 (474)	32'6 (25'9)	(17'0)	1'45	24'52	25'97	2916	114	1'450	29'597	31'047	3485	137	16'0	19'3	$\sigma_e = 112'3$ P $\sigma_o = 4'41$ P $\sigma_{bz} = 2'30$ P $\tau = 0'141$ σ_b																	
	5'951																																			
2b	1'450	2'690	4'140	465 (265)	18'2 (14'5)	(9'5)	1'45	26'00	27'45	3083	121	1'450	36'343	37'793	4243	167	17'0	23'5																		
	2'690																																			
3a	1'780	6'877	8'657	959 (638)	28'6 (26'5)	(22'3)	1'78	26'00	27'78	3078	92	1'780	35'679	37'459	4151	124	19'9	26'8	$\sigma_e = 110'8$ P $\sigma_b = 3'30$ P $\sigma_{bz} = 2'58$ P $\tau = 0'216$ σ_b																	
	6'877																																			
3b	1'780	4'458	6'238	691 (460)	20'6 (17'1)	(16'1)	1'78	22'59	24'37	2700	80	1'780	31'000	32'780	3632	108	17'3	23'3																		
	4'458																																			
4a	1'780	9'633	11'413	852 (642)	33'8 (32'5)	(22'9)	1'78	37'88	39'66	2959	118	1'780	47'881	49'661	3707	147	28'2	35'1	$\sigma_e = 74'6$ P $\sigma_b = 2'96$ P $\sigma_{bz} = 2'01$ P $\tau = 0'239$ σ_b																	
	9'633																																			
4b	1'780	4'291	6'071	453 (341)	18'0 (17'3)	(12'2)	1'78	39'30	41'08	3065	122	1'780	54'757	56'537	4221	167	29'1	39'9																		
	4'291																																			
5a	2'120	6'538	8'658	636 (482)	21'0 (19'9)	(16'8)	2'12	38'28	40'40	2969	98	2'120	54'267	56'384	4143	137	30'9	43'1	$\sigma_e = 73'5$ P $\sigma_b = 2'43$ P $\sigma_{bz} = 1'95$ P $\tau = 0'315$ σ_b																	
	6'538																																			
5b	2'120	6'475	8'595	632 (478)	20'8 (19'8)	(16'7)	2'12	36'39	38'51	2830	93	2'120	55'728	57'848	4251	140	29'6	44'1																		
	6'475																																			
6a	2'450	5'031	7'481	569 (414)	15'3 (14'6)	(14'3)	2'45	38'15	40'60	2988	83	2'450	53'275	55'725	4104	114	31'7	43'7	$\sigma_e = 73'6$ P $\sigma_b = 2'05$ P $\sigma_{bz} = 1'91$ P $\tau = 0'383$ σ_b																	
	5'031																																			
6b	2'450	6'326	8'776	646 (485)	17'9 (17'1)	(16'7)	2'45	39'44	41'89	3083	86	2'450	53'805	56'255	4143	115	33'0	44'1																		
	6'326																																			
7a	2'710	10'084	12'794	715 (535)	24'2 (23'1)	(18'8)	2'71	59'50	62'21	3478	118	2'710	73'430	76'140	4257	144	48'9	59'6	$\sigma_e = 55'9$ P $\sigma_b = 1'89$ P $\sigma_{bz} = 1'47$ P $\tau = 0'396$ σ_b																	
	10'084																																			
7b	2'710	6'423	9'133	511 (382)	17'3 (16'5)	(13'4)	2'71	50'47	53'18	2973	101	2'710	68'180	70'890	3963	134	41'8	55'5																		
	6'423																																			

Die Spannungen wurden nach den Bestimmungen der österreichischen Vorschrift vom 15. Juni 1911 gerechnet u. zw. mit $E_e : E_b = 15$ und mit Ausschaltung der Zugzone des Betons. Die eingeklammerten Zahlen der Rubriken 4, 5 und 6 sind die mit Berücksichtigung des Beton-Zuges und unter der Annahme $E_{bz} = 0'4 E_b$ berechneten Spannungswerte.

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
Versuche mit Plattenbalken	3
Beschreibung der Versuchsobjekte	3
Versuchsplatz, Ausführung der Probearbeiten, Belastungsvorgang	7
Alter der Versuchsobjekte	11
Messungen	15
Die Durchbiegungen	28
Die Dehnungen und Verkürzungen	32
Die Brucherscheinungen und Bruchlasten	32
Die Bruchspannungen	44
Die Haftspannungen	48
Schlußfolgerungen	52

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306770

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306771

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

1807

Kdn. 524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306772

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306773

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303514

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303515

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303516

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303517

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297171