



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300969

113

Faszikel:

10. Heft: Resultate der Untersuchung von armiertem Beton auf reine Zugfestigkeit und auf Biegung, unter Berücksichtigung der Vorgänge beim Entlasten; 1906, 18 Bogen, 7 Lichtdrucktafeln und 70 Textfiguren
11. Heft: Resultate der technologischen Untersuchung der schweizerischen Tone; 1907, 35 Bogen, mit 12 Textfiguren, 4 graphischen Darstellungen und 2 Farbentafeln
12. Heft: Resultate der Untersuchung von Eisenbetonbalken, und Ergebnisse der Prüfung von Portlandementen und hydraul. Kalken, 1917, 11 Bogen mit 24 Textfiguren und 4 Lichtdrucktafeln

13. Guss. Aufsätze für die Prüfungskommission des
verminierten Eisen. — Untersuchung des
Einflusses der Druckspannungen im Eisen-
betonbalken u. im Eisen bei Drucklasten. —
Dringensänderungen von Mästel u. Eisen
beim Zugversuch.



S. 16
76

xx
696

VORWORT.

Das erste Heft der neuen Folge der Mitteilungen der eidg. Materialprüfungsanstalt behandelt Versuche mit armiertem Beton. Lange Jahre hindurch hat sich das Versuchswesen mit einzeln benutzten Baumaterialien, wie Holz, Eisen, Bindemittel, befasst, ihre mechanischen Eigenschaften nach allen Richtungen untersucht, um insbesondere Grundlagen für die sichere Entwicklung und Anwendung der Festigkeits- und Elastizitätslehre zu schaffen. Bei diesen Untersuchungen wurde die möglichst völlige Vermeidung von bleibenden Deformationen als Richtschnur zur Aufstellung von Grenzen für die zulässige Beanspruchung von Konstruktionsteilen angenommen. Es hat sich nun mit dem armierten Beton, uneingeladen, ein weiteres Material zur Untersuchung aufgedrängt, welches durch sein Verhalten manche bisherige Anschauung der Festigkeitslehre umwälzen wird.

Aus praktischen Erwägungen entstanden, erfreute sich die neue Bauart der Beliebtheit mancher Techniker, lange bevor das Kopfschütteln der auf Wissenschaft sich stützenden Ingenieure aufhörte und zum Studium dieses Verbundmaterialies einwandfreie Versuche unternommen wurden.

Neun Jahre nach der Einführung des armierten Beton in der Schweiz (1892) hat es gedauert, bis die ersten Versuche damit in der eidg. Materialprüfungsanstalt ausgeführt worden sind; ähnlich verhält es sich bei den ausländischen, offiziellen Instituten, welche erst allmählich ihre vorzüglichen Einrichtungen zum Studium dieser Neuerung verwenden. Die Literatur über diesen Gegenstand enthielt auch bis Ende der 90er Jahre im Wesentlichen nur Resultate von Belastungsproben oder von Untersuchungen, welche auf Kosten der Erfinder mit spärlichen Vorrichtungen unternommen worden waren. Zu den klassischen Versuchen von H. Considère, welche 1898 so viel Aufsehen erregten, sind z. B. ganz kleine, nur 6 cm breite, mit Draht armierte Probekörper verwendet worden. Solchen zum Teil mangelhaften Versuchen verdanken wir jedoch die Kenntnisse, welche zur ersten Aufstellung von Berechnungsverfahren notwendig waren.

Wie ist dieser Widerwille gegen die eingehende wissenschaftliche Untersuchung des armierten Beton zu erklären? Zuerst wohl durch den Umstand, dass die Kenntnis der Spannungs- und Formänderungsverhältnisse bei Körpern aus einem einzigen Materiale noch nicht so weit fortgeschritten ist, dass naturgemäss die Untersuchung von Verbundkörpern folgen konnte; neben den technologischen Qualitäts-Proben, welche sich in grosser Zahl wiederholen, ohne viele wissenschaftliche Ergebnisse zu liefern, ist die Zeit für spezielle Untersuchungen in den Festigkeitsanstalten knapp bemessen und wird eher verwendet zur Abklärung von Fragen, welche eine solche als wahrscheinlich erwarten lassen. Die Vertiefung der Untersuchungen führte auch zur Verwicklung mancher scheinbar einfachen Aufgabe; für die Lösung derselben und neu aufgetauchter Fragen kamen neue Methoden in Vorschlag, deren Bedeutung und nützliche Verwendung zuerst lange Versuchsserien erforderlich machten.

Es seien nur die Versuche bezüglich Brüchigkeitserscheinungen in Flusseisen und im Stahl hier als Beispiele erwähnt. Dieser erste Umstand kann somit zusammengefasst werden in der starken Inanspruchnahme der öffentlichen Prüfungsanstalten durch technologische Versuche und durch das Studium noch ungelöster Fragen, welche die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Baumaterialien betreffen.

Als weitere Ursache ist die Unwahrscheinlichkeit übereinstimmender Resultate beim Experimentieren mit Eisenbeton zu erwähnen; im Eisen ist das elastische Verhalten unterhalb der Proportionalitätsgrenze nur geringen Unterschieden unterworfen; was oberhalb dieser Grenze eintritt, hat einen Vergleichswert für die Feststellung der Qualität, entzieht sich aber einer schärferen für die Baumechanik wirklich nützlichen Forschung; bei Mörtel und Beton üben Alter und Herstellungsart solche Einflüsse aus, dass bei dem nämlichen Körper die elastischen Eigenschaften weder mit steigender Belastung, noch mit zunehmendem Alter dieselben sind; innerhalb weiter Grenzen ist das elastische Verhalten nur insoferne abgeklärt, als für dasselbe mit grober Annäherung bei Vernachlässigung der bleibenden Formveränderungen, in Lehrbüchern Zahlen angeführt werden konnten, welche oft zu Missverständnissen Anlass geben. Und nun sollen die Versuche das Verhalten von Körpern aus zwei Materialien mit so verschiedenen Eigenschaften, wie Eisen und Beton, soweit abklären, dass wissenschaftliche, einwandfreie Methoden zur Dimensionierung aufgestellt werden können. Daran werden in erster Linie Diejenigen zweifeln, welche mit dem Wesen der beiden Materialien am besten vertraut sind. Das ist die zweite wichtige Ursache des Widerwillens gegen eingehende Versuche mit armiertem Beton.

Die Anforderungen der öffentlichen Sicherheit, die Unzulänglichkeit des von den Praktikern gelieferten Versuchsmaterials, die Notwendigkeit, die Vorgänge bis zum Zerstören von Bauteilen aus armiertem Beton genau zu verfolgen und solche unabhängig von geschäftlichen Interessen zu erforschen, haben in den fünf letzten Jahren Behörden und Private dazu geführt, eingehende Untersuchungen anzustellen, welche bereits schätzbares Erfahrungsmaterial lieferten und noch wertvollere Beiträge erwarten lassen.

Mit dem vorliegenden Heft werden die wichtigsten Resultate der Versuche der eidg. Materialprüfungsanstalt auf diesem Gebiete veröffentlicht, nicht weil diese Versuche schwierige Fragen endgültig abklären werden — die weiter oben erwähnten Befürchtungen über das Mangelhafte in den Resultaten solcher Versuche haben sich bestätigt — sondern weil es notwendig geworden ist, sich an diesen Mangel an Uebereinstimmung der Resultate zu gewöhnen und die Bedeutung der Berechnungsmethoden durch solche Versuche zu beleuchten.

Es steht dem Verfasser auch ferne, die bisherigen Arbeiten zur Abklärung der hier zu lösenden Fragen in ihrem Werte abschwächen zu wollen; jede derselben hat ihren Nutzen gehabt und nur durch vereinte Tätigkeit können die sehr verschiedenen Umstände und Gesichtspunkte bei der Anwendung des Eisenbeton gebührend bewertet werden.

Die Verfahren, welche zur Feststellung der Abmessungen der Eisenbetonkonstruktionen in Anwendung gekommen sind, halten sich ziemlich eng an das in der Festigkeitslehre bisher bekannte, d. h. sie bewegen sich innerhalb der Proportionalitätsgrenze eines rein theoretisch zusammengesetzten Materials, welches durchaus nicht die Eigenschaften und die Nachteile des wirklich verwendeten Verbundmaterials besitzt. Ein erster Schritt, sich von diesem grundsätzlichen Fehler zu befreien, ist durch systematische Weglassung jeder Mithülfe des auf Zug beanspruchten Beton versucht worden; da jedoch diese Annahme unter vollständiger Vernachlässigung

MITTEILUNGEN
DER EIDGEN. MATERIALPRÜFUNGSANSTALT
AM SCHWEIZ. POLYTECHNIKUM IN ZÜRICH

5212

~~47707~~

18032

10. Heft

Resultate

der

Untersuchung von armiertem Beton

auf reine Zugfestigkeit und auf Biegung

unter Berücksichtigung der Vorgänge beim Entlasten

bearbeitet von

F. SCHÜLE

Ingenieur, Professor am schweizer. Polytechnikum,
Direktor der eidgen. Materialprüfungsanstalt

24/2

Mit 7 Lichtdrucktafeln und 70 Textfiguren

F. Sch. 21035



Selbstverlag der Anstalt

In Kommission bei **E. Speidel**, Zürich IV.

ZÜRICH

Druck von F. Lohbauer, Rämistrasse 12.

1906.

25.16.
16.



III 18317

Inhaltsverzeichnis.

I. Resultate der Untersuchung von armierten Betonkörpern auf reine Zugfestigkeit.

	Seite
Einleitung. — Vorversuche. — Die armierten Zug-Probekörper. — Ausführung des Versuches.	1
Resultate der Versuche. — Verhalten der Dehnungen im Eisen und im Beton. — Grösste Dehnungen des Beton. — Einfluss der Betonmischungen. — Verhältnis der Spannungen im Eisen und im Beton	5
Zugspannungen im Beton. — Spannungen im Eisen. — Die bleibenden Dehnungen. — Bedeutung der bleibenden Dehnungen und Spannungen	12
<i>Tabellen.</i> Dehnungsmessungen	18
Verhältnis der vom Eisen aufgenommenen Kraft, auf 1% des Betonquerschnittes reduziert	22
Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton	23
Zugspannungen im Beton	23
Bleibende Spannungen im Eisen beim Entlasten	23
Druckspannungen im Beton beim Zurückgehen auf die Anfangslast	24
Verhältnis der bleibenden zu den Total-Dehnungen	24

II. Resultate der Untersuchung von armierten Betonbalken mit rechteckigem Querschnitt auf Biegung.

1. Einleitung. — 2. Beschreibung der Balken. — 3. Ausführung der Versuche. — 4. Vorgang beim Belasten	25
5. Versuche mit nicht armierten Balken	28
6. Versuche mit den armierten Balken. — 7. Die äusseren Erscheinungen. — 8. Beanspruchung des Materials beim Bruch. — 9. Der Sicherheitsgrad der untersuchten Balken gegen Bruch. — 10. Die ersten Risse	31
11. Die Deformationen innerhalb der Elastizitätsgrenze des Eisens. — 12. Die Verwertung der Dehnungsmessungen. — 13. Lage der Nulllinie. — 14. Kräfte und Spannungen im Beton des Druckgurtes. — 15. Kräfte und Spannungen im Eisen	36
16. Der Vergleich der beiden üblichen Berechnungsverfahren	46
17. Durchbiegungen in Trägermitte	55
Die remanenten Spannungen. — 18. Einfluss der Entlastung. — 19. Bedeutung der remanenten Spannungen. — 20. Diagramme der Dehnungen beim Belasten und Entlasten. — 21. Verlauf der Einsenkungen beim Belasten und Entlasten	57
Hiezu: Tafel I. Balken rechteckigen Querschnitts nach dem Bruch.	

III. Resultate der Untersuchung von armierten Betonbalken T-förmigen Querschnittes auf Biegung durch verteilte Belastung.

1. Einleitung. Allgemeine Anordnung der Versuche	65
2. Die Versuchskörper	67
3. Die Durchführung der Versuche	69

	Seite
4. Die Erscheinungen beim Versuch der Balken	72
5. Der Sicherheitsgrad der Balken gegen Zerstörung	75
6. Die Scheerkräfte und Scheerspannungen	81
7. Die Messungen während den Versuchen	83
Tabellen der Beobachtungsergebnisse	85
8. Die Lage der Nulllinie	96
9. Die Verhältnisse zwischen Längenänderungen und Druckspannungen im Beton	101
10. Der Verlauf der Verkürzungen im Druckgurt	103
11. Die inneren Kräfte und Spannungen beim Versuch	109
Tabellen der Druckspannungen im Beton	111
12. Die Durchbiegungen in Trägermitte	121
13. Bleibende Dehnungen beim Entlasten	127
14. Bleibende Durchbiegungen beim Entlasten	130
15. Verteilung der Spannungen im Druckgurt nach der Breite zu	133
16. Spannungen im Eisen und Zusammenwirken von Eisen und Beton	134
17. Verlauf der Längenänderungen und Einsenkungen bei wiederholten Belastungen	136
18. Schlussfolgerungen	141

Hiezu: Tafel II bis VII. Balken T-förmigen Querschnitts nach dem Bruch.

der bleibenden Formveränderungen und remanenten Spannungen beim Entlasten eines Balkens gemacht wurde, erweist sie sich als ebenso unfähig wie die frühere, den Spannungszustand im Inneren des armierten Beton abzuklären. Die Bedeutung der beiden verbreitetsten Verfahren der Dimensionierung für verschiedene Spannungsverhältnisse zwischen Eisen und Beton, sowie für verschiedene Armierungen, im Vergleich unter sich und mit Resultaten aus unseren Versuchen, wurde im II. Teil dieses Heftes für Balken mit rechteckigem Querschnitte in allgemeiner Weise besonders behandelt.

Die Verteilung der inneren Kräfte zwischen Eisen und Beton lässt sich experimentell nur durch Versuche auf reine Zug- oder Druckfestigkeit mit besonderen Probekörpern ermitteln. Im ersten Teil werden solche Untersuchungen auf Zugfestigkeit besprochen.

Die Versuche, welche im II. Teil enthalten sind, liessen nach ihrer Bearbeitung erkennen, welche Massregeln getroffen werden müssen, damit die Resultate mit grösserer Sicherheit erhalten würden; erst im III. Teil sind solche Proben geschildert, bei welchen die früheren Erfahrungen verwertet werden konnten; aber auch bei diesen Versuchen lässt die Uebersetzung von Dehnungen in Spannungen noch zu wünschen übrig. Nach dem Eintreten bleibender Deformationen, und diese treten bei der ersten Belastung schon auf, sind die Bedingungen zur Aufstellung absolut sicherer Werte für die inneren Kräfte in bedeutendem Masse erschwert.

Die Balken mit Rippe und horizontaler Druckgurtplatte bildeten bisher am wenigsten Gegenstand von eingehenden Versuchen; der III. Teil ist solchen Balken gewidmet, welche ausserdem annähernd gleichmässig auf ihre ganze Länge belastet worden sind; der Vergleich mit den üblichen Berechnungsverfahren zeigt auch hier, wie wenig dieselben Anspruch auf Genauigkeit in der Ermittlung der Spannungen machen können und welche wichtigen Umstände von diesen Verfahren unberücksichtigt bleiben.

Die Bedeutung der Wiederholung der Belastung und diejenige der bleibenden Deformationen des Beton auf den innern Spannungszustand sind in diesem Heft besonders gewürdigt worden; diese Resultate sind geeignet, einiges Licht auf die sehr komplizierten und unterschiedlichen Zustände des armierten Beton zu werfen.

Weitgehende Schlussfolgerungen gehören nicht in solche Mitteilungen; sie bedürfen bezüglich der vorzuschlagenden Aenderungen in den Berechnungsverfahren der Beratung von Fachmännern; jetzt schon lässt sich aber erkennen, dass angesichts der eigentümlichen Verhältnisse des Eisenbeton in den Berechnungsmethoden eine Vereinfachung ihres Formel-Apparates am Platze wäre und dass die zulässigen Grenzen der Beanspruchung eher tiefer, als bisher, gelegt werden müssen.

Die Erkenntnis, dass eine Berechnungsmethode nicht mit Genauigkeit den Spannungszustand für eine gegebene Belastung in einem Verbundkörper abklären kann, ist nicht ein unbedingter Grund, um ein solches Verfahren zu verwerfen. Gegenüber der Bruchbelastung, welche von anderen Gesetzen abhängt, als die Spannungsverteilung innerhalb der gewöhnlichen Belastungsgrenze, kann jenes Verfahren sehr wohl als geeignet für die Dimensionierung gelten, wenn eine bestimmte, hinreichende Sicherheit gegen Bruch damit erzielt wird.

Bei der Auswahl der zur Ausführung gelangten Versuche war einerseits das allgemein wissenschaftliche Interesse für die noch nicht abgeklärten Fragen des Verbundmaterials wegleitend, anderseits auch das Bestreben der *schweizerischen Kommission für die Untersuchung des armierten Beton*, welche inzwischen mit offiziellem Charakter von der Bundesbehörde in Tätigkeit gesetzt wurde, einen Beitrag und eine Grundlage für ihre weiter vorzunehmenden Arbeiten zu liefern.

Sowohl bei der Vorbereitung wie bei der Durchführung der in diesem Heft behandelten Untersuchungen hat stets Herr Abteilungsvorsteher *Eduard Brunner* mit seiner reichen Erfahrung im Prüfungswesen mitgewirkt; es leisteten ausserdem für die Versuche an Zugprobekörpern, Herr Ing. *Karl Aberstein*, und für die Versuche an Balken T förmigen Querschnittes, Herr Ing. *Emil Probst*, schätzbare Mithilfe; den genannten Herren sei hier meine Anerkennung ausgedrückt.

Mit diesem Heft beginnt nach einigen Jahren Unterbrechung eine neue Folge der Mitteilungen der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt; die neun ersten Hefte, welche von meinem Amtsvorgänger Prof. *L. v. Tetmajer*, zum Teil in mehreren Auflagen veröffentlicht wurden, behandelten jeweilen eine Kategorie von Baumaterialien in umfassender Weise; es besteht nun die Absicht, in der neuen Folge aus dem Gebiete des Prüfungswesens der Baumaterialien zwanglose Beiträge mit fortlaufender Numerierung erscheinen zu lassen, in derselben Art wie die Veröffentlichungen der ähnlichen ausländischen Institute. Der Zweck solcher Arbeiten kann nur erreicht werden, wenn dieselben den Bedürfnissen der Technik entsprechen; es wird der Verfasser für Anregungen in diesem Sinne stets dankbar sein.

Zürich, Mai 1906.

F. Schüle.

I. Resultate der Untersuchung von armierten Betonkörper auf reine Zugfestigkeit.

1. Nur spärlich sind in der Literatur des armierten Beton die direkten Zugversuche vertreten; ausgeführt wurden solche in der Hauptsache um die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton zu ermitteln. Eine unmittelbare Anwendung auf die Praxis besitzt der Zugversuch nur ausnahmsweise. Dennoch sind derartige Proben, verbunden mit zahlreichen Dehnungsmessungen, wohl geeignet, das gegenseitige Verhalten der so verschiedenen Materialien zu beleuchten. Dies ist der Zweck der hier geschilderten Versuche, welche in den Jahren 1902—03 unternommen wurden.

Das Problem der inneren Kraftverteilung ist hier insofern vereinfacht als gegenüber der Biegeprobe der Querschnitt des auf Zug beanspruchten Beton ein konstanter und bekannter und die gesamte Kraft eine gegebene Grösse ist; die Spannungsverteilung hat aus diesen Gründen eine sichere Unterlage. Werden durch geeignete Anordnungen die Dehnungen nicht allein an der Betonoberfläche beobachtet, sondern zugleich an einigen Eisenstangen der Armierung verfolgt, so lässt sich die gleichmässige Dehnung des Eisens und seiner Umhüllung kontrollieren. In diesem Sinne sind die vorstehenden Versuche angeordnet und durchgeführt worden.

2. Als *Vorversuche* wurden zur Ermittlung des elastischen Verhaltens von Mörtel einige Zugprobekörper auf der Werder'schen Maschine erprobt, in den Abmessungen der *Fig. 1* jedoch nicht armiert. Diese Körper, erzeugt in der eidg. Materialprüfungs-Anstalt, waren 4 Jahre alt bei der Probe; die Mischung war 1:2 bei dem Körper No. 1, und 1:1 bei den Körpern No. 3 und 4. Die Kraft wurde mittelst Dorn und Lasche an dem Loche der Körperenden übertragen und die Dehnungen beidseitig in der Mitte auf 15 cm Länge mittelst Bauschinger'schem Spiegelapparat beobachtet.

Die Resultate sind graphisch auf *Fig. 2, 3, 4* aufgetragen worden; bei den 3 Körpern wurde der Versuch vor dem Bruche unterbrochen, um mit denselben Körpern auch eine Druckprobe vornehmen zu können. Hierauf wurde Körper No. 3 ein zweites mal der Zugprobe unterworfen und zwar bis zum Bruch, welcher eintrat bei einer Zugspannung von 21,5 kg/cm².

Das Zurückgehen auf die Anfangslast $P = 0,25 \text{ t} = 1,3 \text{ kg/cm}^2$ zeigt, wie bedeutend die bleibenden gegenüber den elastischen Dehnungen sind, sobald die Spannungen 8 bis 10 kg/cm² überschreiten. Die bleibenden Dehnungen sind bei nicht armiertem Mörtel oder Beton durch die geringe Zugfestigkeit des Materials begrenzt; wirkt aber das Eisen als Armierung verteilend, um vorzeitige Brucherscheinungen zu verhindern, so sind grössere bleibende Dehnungen sicher zu erwarten. Sie dürfen nicht vernachlässigt werden, indem sie in dem

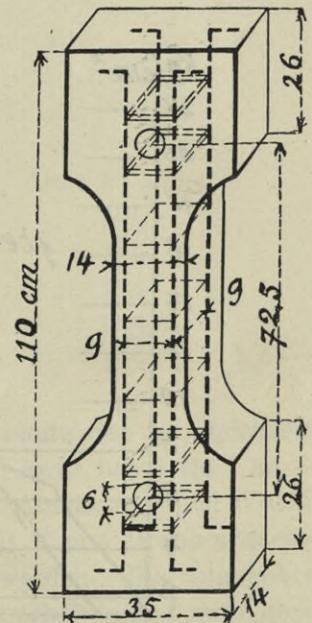


Fig. 1

vom Beton eingeschlossenen Eisen nach der Entlastung Zugspannungen hinterlassen, die rückwirkend Druckspannungen im entlasteten Beton erzeugen. Diagramme, wie sie in sonst guten Lehrbüchern über armierten Beton für die Dehnungsverhältnisse des Beton gegeben werden, wobei die bleiben-

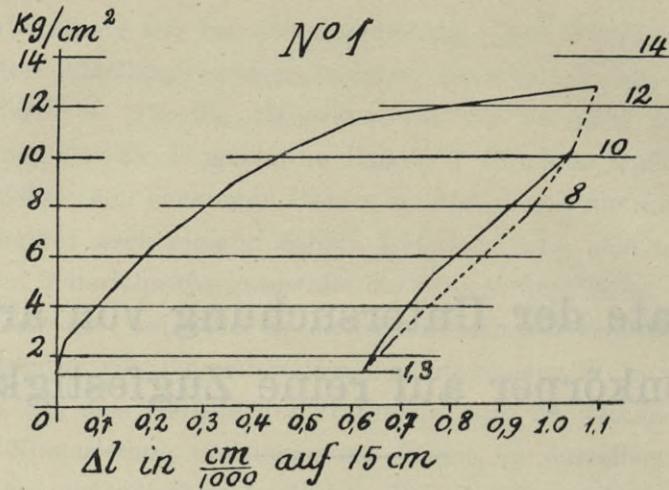


Fig. 2

in gleicher Mischung und Armierung. Die Eisenstangen wurden in der ersten Serie nach Fig. 1 angeordnet; bei 14 cm Schaftbreite kamen die Stangen in 9 cm Abstand und wurden durch Eisendraht von 2 mm mit einander verbunden. Es war wichtig, die Spannung durch den Beton auf das Eisen zu übertragen, daher sind die Stangenenden nach auswärts abgebogen; die Querverbindungen nahe an den Kopfblöchern sollten dem umliegenden Beton mehr Festigkeit geben. Die Körper der ersten Serie in Mischungen von 300 resp. 500 kg Cement auf 1 m³ Kies und Sand wurden erprobt im Alter von 5 bis 5 1/2 Monaten.

Um die Verhältnisse der Längenänderungen bei kleinerem Betonquerschnitt und auch den Einfluss des Alters zu verfolgen, wurde eine 2. Serie von zwölf Zugprobekörper erzeugt mit quadratischem Schaftquerschnitt von 11 cm Seitenlänge (siehe Fig. 5). Die Querverbindungen der Armierungsstangen wurden nur auf jeder Seite des Bolzenloches im Körperkopfe angebracht. Die Stangen liefen im Schaft parallel zu einander und wurden an den Enden leicht nach aussen ge-

den Dehnungen ganz ausser Acht gelassen, und nur die elastischen Dehnungen berücksichtigt werden, sind daher geeignet, eine falsche Vorstellung der Spannungsvorgänge im Eisenbeton zu erzeugen.

3. Die *armierten Zug - Probekörper* sind in zwei Serien erzeugt und erprobt worden und zwar jeweiligen 2 Körper

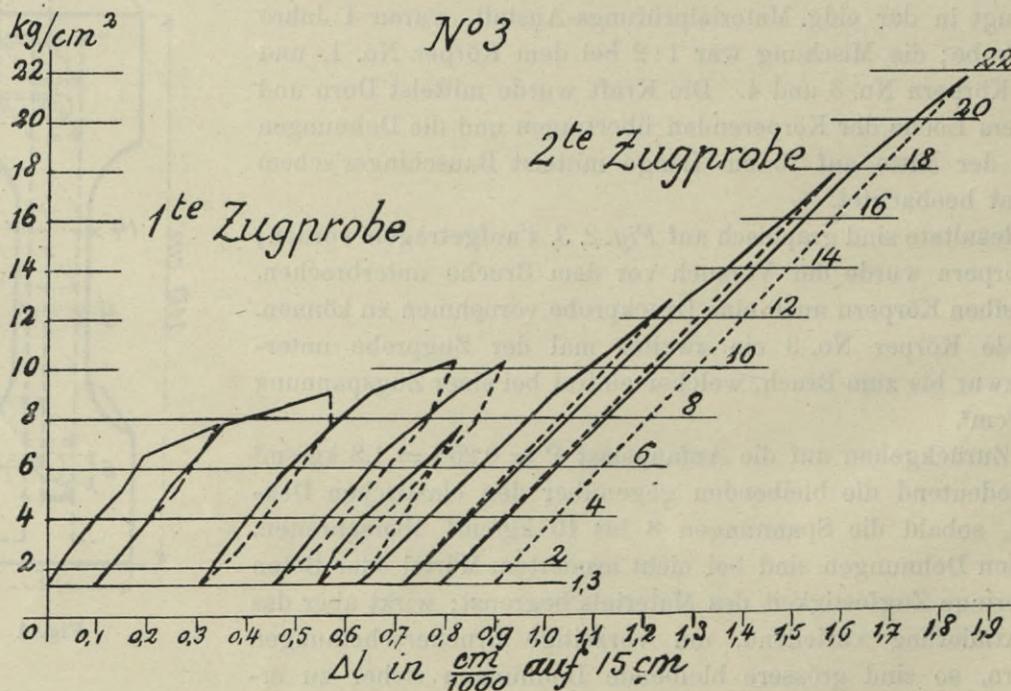


Fig. 3

bogen, um Platz für das Bolzenloch zu schaffen. Auch hier sind die Enden der Stangen nach auswärts rechtwinklig abgebogen worden, um die Uebertragung der Kraft durch den Beton auf das Eisen zu sichern und eine direkte Belastung des Eisens tunlichst zu verhindern.

Als Mischung wurde für den Schaft bei einer Hälfte der Körper 300 kg Cement auf 1 m³ Sand und Kies verwendet und bei der andern Hälfte 500 kg/m³. Ausserdem wurden die Köpfe aller Körper in der Mischung von 500 kg Cement auf 1 m³ Kies und Sand ausgeführt, um ein zu rasches Zerstören derselben zu verhüten. Sämtliche Körper wurden im Sande aufbewahrt, bis unmittelbar vor der Probe.

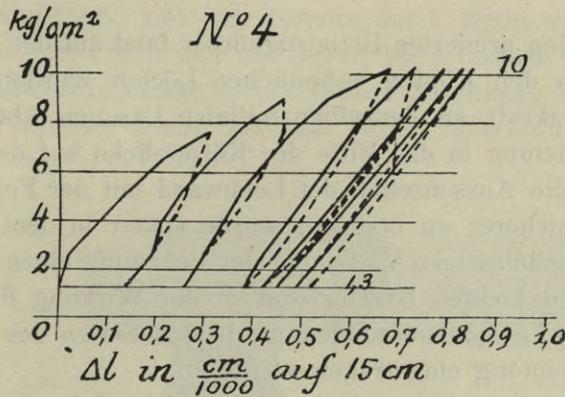


Fig. 4

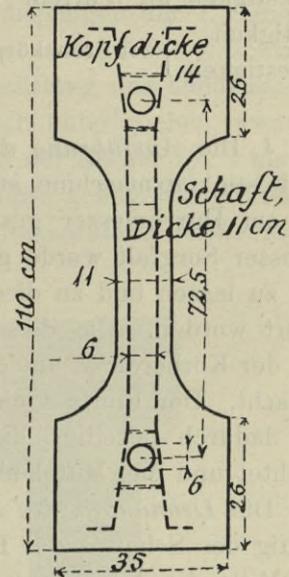


Fig. 5

Das Verzeichnis der untersuchten Körper ist folgendes:

Serie I. Querschnitt des Schaftes $14,0 \times 14,1 \text{ cm} = 197 \text{ cm}^2$.

No. 1 und 2	Armierung	4 \circ 15 mm	Mischung	300 kg/m ³	Alter	5 1/2 Monate
" 3 "	" 4 "	" 4 \circ 15 "	"	500 "	"	5 1/2 "
" 5 "	" 6 "	" 4 \circ 8 "	"	300 "	"	5 1/4 "
" 7 "	" 8 "	" 4 \circ 8 "	"	500 "	"	5 1/4 "

*300 kg = 1:4
500 kg = 1:3*

Serie II. Querschnitt des Schaftes $11,1 \times 11,3 \text{ cm} = 125 \text{ cm}^2$.

No. 1 und 2	Armierung	4 Drähte 2 mm	Mischung	300 kg/m ³	Alter	1 Monat
" 3 "	" 4 "	" 4 \circ 8 "	"	300 "	"	1 1/4 "
" 5 "	" 6 "	" 4 \circ 15 "	"	300 "	"	1 1/3 "
" 7 "	" 8 "	" 4 Drähte 2 "	"	500 "	"	1 1/3 "
" 9 "	" 10 "	" 4 \circ 8 "	"	500 "	"	1 1/2 "
" 11 "	" 12 "	" 4 \circ 15 "	"	500 "	"	1 1/2 "

Zur Charakteristik des verwendeten Beton werden hier die Resultate der an gleichzeitig erzeugten Probekörper ausgeführten Zug- und Druckproben mitgeteilt und zwar bei Serie I an 8er Körpern und Würfeln und bei Serie II an Prismen von $12 \times 12 \times 36 \text{ cm}$ Abmessung und Würfeln von 16 cm Kantenlänge. Ausserdem konnten aus dem Schaft der mit 2 mm Draht armierten Zugprobekörper Prismen dem Biege- und Druckversuch unterworfen werden. Die angegebene Zugfestigkeit bei der Erprobung von Prismen wurde durch die Biegeprobe erhalten und zwar gleich der Hälfte der mit der üblichen Biegungsformel berechneten Biegungsfestigkeit eingetragen.

Als Bindemittel wurde ein guter schweizerischer Portlandcement, als Sand gewöhnlicher, gut gewaschener Zürcher Bausand verwendet.

Serie I.	Körper No.	1 und 2	3 und 4	5 und 6	7 und 8
Zugfestigkeit:	kg/cm ²	30,1	39,7	38,1	42,5
Druckfestigkeit:	"	187	289	308	378

Serie II.	Körper No.	1 und 2	3 und 4	5 und 6	7 und 8	9 und 10	11 und 12		
Zugfestigkeit	} an Prismen	kg/cm ²	12,5	10,0	15,5	17,5	17,0	17,7	
Druckfestigkeit		"	124	116	136	170	149	151	
Druckfestigkeit	an Würfeln		"	163	120	154	202	190	184
Zugfestigkeit	} der Probekörper	"	10,2			13,7			
Druckfestigkeit		"	142			170			

4. Die *Ausführung des Versuches* mit den armierten Betonzugkörper fand auf der Werderschen Festigkeitsmaschine statt. Durch die in den Köpfen befindlichen Löcher wurden Bolzen von 5 cm Durchmesser gesteckt und die Zugkraft an denselben mittelst Laschen übertragen. Mit grosser Sorgfalt wurde getrachtet, die Belastung in der Mitte der Körperdicke auf den Beton wirken zu lassen und zu diesem Zwecke sind die Aussenseiten der Lochwand mit der Feile leicht erweitert worden. Um dieses Resultat noch sicherer zu erzielen, wurde später in dem inneren Drittel der Körperdicke um den Bolzen zur gleichmässigen Verteilung der Belastung einen Bleiring angebracht. Der Einfluss einer doch möglichen kleinen Exzentrizität in der Wirkung der Kraft wurde dadurch beseitigt, dass wie üblich die Längenänderungen an beiden Seiten des Körpers beobachtet und das Mittel als massgebende Dehnung eingetragen wurde.

Die *Dehnungen des Beton* wurden gemessen mittelst Bauschinger'schen Spiegelapparaten, beidseitig des Schaftes des Probekörpers auf 15 cm Länge und in der Mitte der Dicke; *Fig. 6* gibt in der Mitte die Anordnung dieser Apparate an.

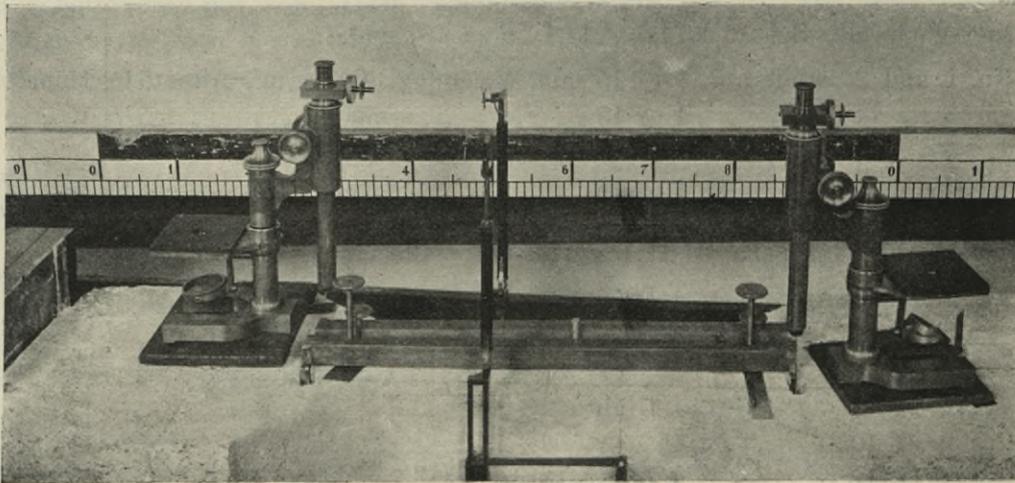


Fig. 6

Die *Messungen an den Eisenstangen* wurden an den beiden oben liegenden Eisen auf 50 cm Länge in der Weise vorgenommen, dass an den Enden der Beobachtungsstrecke, bereits in den Köpfen ausserhalb des Schaftes, um letzteren nicht zu schwächen, durch Löcher im Beton die Stangen bloß gelegt wurden. Ein eiserner Stab wurde mit dem einen Ende durch einen in das Armierungseisen eingesteckten Stift mit der Armierungsstange fest verbunden und konnte am andern Ende, an einer dicht bis zum Armierungsstab hinunterreichenden Zunge, die Bewegungen dieses Stabendes angeben; für eine reibungslose Bewegung des obren Messtabes wurde durch eine Stahlrolle gesorgt (siehe Figur 6). Die Ablesung der Längenänderungen wurde jeweilen vor und

nach dem Aufbringen der Last bei Beleuchtung der Armierungsstange an der Beobachtungsstelle mit Hilfe eines neben der Messtange stehenden Mikroskopes von ca. 10-facher Vergrößerung, versehen mit Mikrometer-Schraube und Trommel, zur Messung der Bewegungen des Fadenkreuzes vorgenommen. Die Abbildung 6 zeigt die hier geschilderte Anordnung für eine Druckprobe; das Beobachten war oft mit Schwierigkeit verbunden infolge der verschiedenen Wirkung des Lichtes auf dem an der Armierungsstange auf einer polierten Fläche eingeritzten Strich.

Bei der zweiten Serie wurde der Einfachheit wegen das eine Ende des Messtabes nur mit dem Beton und nicht direkt mit dem Eisen verbunden; die Ablesungen sind aber nicht so übereinstimmend mit den direkten Ablesungen am Beton geworden, wie diejenigen der 1. Serie.

Die Belastung erfolgte von der Anfangslast 0,250 t stufenweise mit 0,500 t Zuschlag, wobei immer zwischen zwei Stufen die Entlastung auf 0,250 t zur Ermittlung der bleibenden Dehnungen stattfand. Bei den Körpern der 1. Serie wurde der Zugversuch unterbrochen, wenn Risse im Kopfe entstanden und der Schaft noch rissfrei war, mit Ausnahme der Körper No. 7 und 8 mit 8 mm Armierungsstangen und reicher Mischung, bei welchen die Köpfe genügenden Widerstand leisteten, um die Probe bis zum Bruch innerhalb der Schaftlänge fortzuführen (siehe Figur 7).

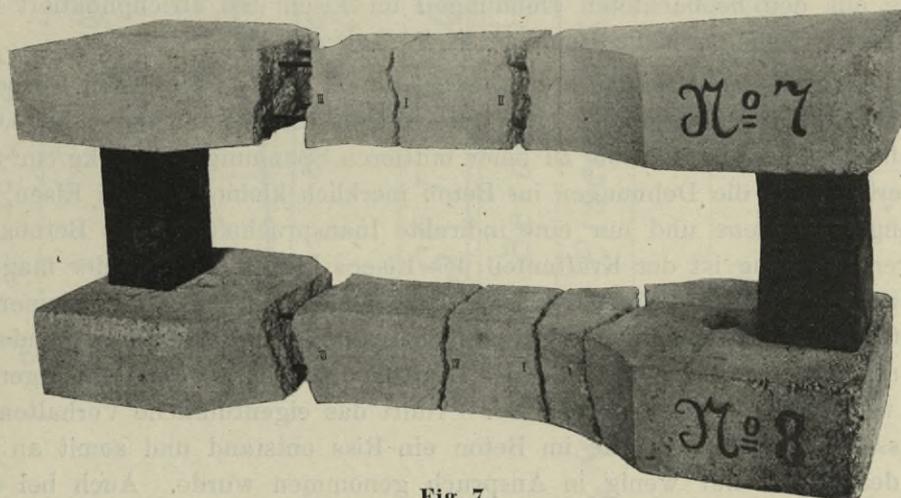


Fig. 7

Die Probekörper der 2. Serie wurden dem Zugversuche ebenfalls so lange unterworfen, bis ein Steigern der Belastung nicht mehr möglich war; ein Reissen innerhalb der Schaftlänge trat ein bei den Körpern No. 1, 2, 5, 6 mit 2 mm Drahtarmierung, sowie bei dem Körper No. 10 mit 8 mm Eisenarmierung und 500 kg Cement pro m³ Kies und Sand.

Die Körper mit ungerissenem Schaft konnten nach dem Zugversuche auch einem Druckversuche unterworfen werden; hier hat sich herausgestellt, dass die Verteilung der Spannungen zwischen Eisen und Beton bei jedem Körper eine konstante war. Da diese Versuche jedoch nicht in direktem Zusammenhang mit den in diesem Heft weiter besprochenem Proben stehen, sollen sie erst später mitgeteilt werden.

5. Die *Resultate der Versuche* sind in den Tabellen No. 1 und 2 für die Körper der Serie I, in den Tabellen No. 3, 4 und 5 für diejenigen der Serie II auf Grund der *am Beton gemessenen Dehnungen* zusammengestellt worden. Bei den meisten Körpern ist die Übereinstimmung der direkt gemessenen Dehnungen der Eisenarmierungen mit den Dehnungen des Beton eine ordentliche, wenn in Betracht gezogen wird, dass nur an zwei Stangen die Beobachtungen gemacht wurden und dass die Übertragung der Kräfte auf das Eisen von Körper zu Körper verschieden sein konnte, sei es dass dieselbe nahe dem Bolzen oder weiter in der Nähe des Schaftes stattfand. Bei ganz regelmässigen Verhältnissen wäre eher eine kleinere Dehnung im Eisen als im Beton zu erwarten gewesen, weil die Beobachtungslänge des Eisens etwas grösser war, wie die prismatische Schaftlänge, und diejenige des Beton nur $\frac{1}{3}$ der Schaftlänge, 15 cm, betragen hat. Wie früher erwähnt,

haben die schwierigen und wegen der Verschiebung des beobachteten Striches veränderlichen Beleuchtungsverhältnisse dazu beigetragen, die Messungen an den Armierungsstangen unsicherer zu machen.

Aus den Dehnungen lässt sich die im Eisen wirkende Kraft feststellen und der Prozentwert gegenüber der Gesamtkraft ausrechnen; die oben erwähnten Tabellen enthalten diese Werte für jede Belastungsstufe und zwar nicht allein für die obere Last, sondern auch für die Anfangslast jeder Stufe; letztere Werte sind in kleineren Zahlen gedruckt worden.

Die gleiche Berechnung lässt sich durchführen unter Zugrundelegung der am Eisen direkt beobachteten Dehnungen, welche als Mittel von 2 Beobachtungen als gültig für die vier Stangen jedes Körpers betrachtet werden.

Die Resultate dieser Arbeit sind graphisch zusammengestellt in den Fig. 8, 9, 10, 11.

Die Gesamtkraft ist dargestellt durch eine gerade Linie von der Anfangslast ausgehend; die Ordinate einer jeden Belastungsstufe bedeutet 100 % der Kraft; auf derselben wurde von der unteren Belastungsgrenze aus die vom Eisen aufgenommene Kraft in % der Ordinate aufgetragen; die Differenz entspricht dem vom Beton übernommenen Betrag. Es entstehen somit in jeder Figur zwei Flächen, die untere, welche die vom Eisen übernommene Kraft, die obere, welche die vom Beton übernommene Kraft darstellt. Die Trennungslinie dieser Flächen wurde ausgezogen für die Kräfteermittlung aus den beobachteten Dehnungen im Eisen und strichpunktiert für die Werte aus den beobachteten Dehnungen im Beton.

6. Das Verhalten der Dehnungen im Eisen und im Beton ist bei den Körpern der Serie I das folgende: die Dehnungen entsprechend den unteren Belastungsstufen zeigen bei 3,6 % Armierung eine schöne Uebereinstimmung d. h. bis zu einer mittleren Spannung von 12 kg/cm² auf den Bruttoquerschnitt; hierauf sind die Dehnungen im Beton merklich kleiner wie im Eisen, als hätte eine direkte Belastung des Eisens und nur eine indirekte Inanspruchnahme des Betons stattgefunden. Bei der reicheren Mischung ist der Kraftanteil des Eisens kleiner wie bei der mageren Mischung.

Die Körper mit nur 1 % Armierungseisen zeigen nicht nur bei den kleineren Belastungsstufen eine gute Uebereinstimmung der Dehnungen im Eisen und im Beton, sondern auch weiter bis ca. 20 kg/cm² mittlerer Beanspruchung des Bruttoquerschnittes. Die Dehnungen im Beton sind etwas grösser wie im Eisen. Bei Körper No. 8 rührt das eigentümliche Verhalten von 3,25 t an daher, dass ausserhalb der Messtrecke im Beton ein Riss entstand und somit an der Messtrecke die Festigkeit des Betons nur wenig in Anspruch genommen wurde. Auch bei diesen Körpern mit 1 % Armierung ist der Anteil des Betons bei der Kraftübertragung ein grösserer bei der reicheren als wie bei der mageren Mischung.

Die Serie II mit 1 bis 1½ Monat alten Probekörper zeigt deutlich, wie die Verhältnisse der Kraftübertragung sich verschlimmern bei abnehmenden Festigkeitsverhältnissen des Beton.

Die Körper mit starker Armierung (5,6 %) und magerer Mischung (300 kg/m³) zeigen gleich im Anfang solche Dehnungen, dass auf die Mitwirkung des Beton gar nicht gerechnet werden darf; dass die Dehnungen im Beton sogar auf über 100 % Kraft im Eisen deuten, ist wohl zu erklären durch eine Gleitwirkung zwischen Beton und Eisen. Bei den Körpern mit reicherer Mischung (500 kg/m³) ist die Mitwirkung des Beton eine grössere wie bei den vorigen Körpern; auch ist die Uebereinstimmung der Dehnungen im Eisen und im Beton eine gute, namentlich bei Körper No. 12.

Die Körper mit schwächerer Armierung (1,6 %) und magerer Mischung (300 kg/m³) zeigen ein sehr verschiedenes Verhalten; nach den auf das Eisen übertragenen Messungen am Beton würde letzterer gar keine Kraft übernehmen; nach den Messungen im Eisen würde der Beton doch im Anfang tätig mitwirken. Es ist nicht ausgeschlossen, dass im gleichen Querschnitte die Dehnungsverhältnisse des Eisens und des an der Oberfläche gemessenen Beton verschieden seien. Die Verteilung und die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton sind bei frischem Beton unsichere.

Die Körper mit 1,6 % Armierung und reicherer Mischung (500 kg/m³) zeigen eine bessere Uebereinstimmung der Dehnungen im Eisen und im Beton. Bis 20 kg/cm² mittlerer Spannung ist die Mitwirkung des Beton eine ganz beträchtliche.

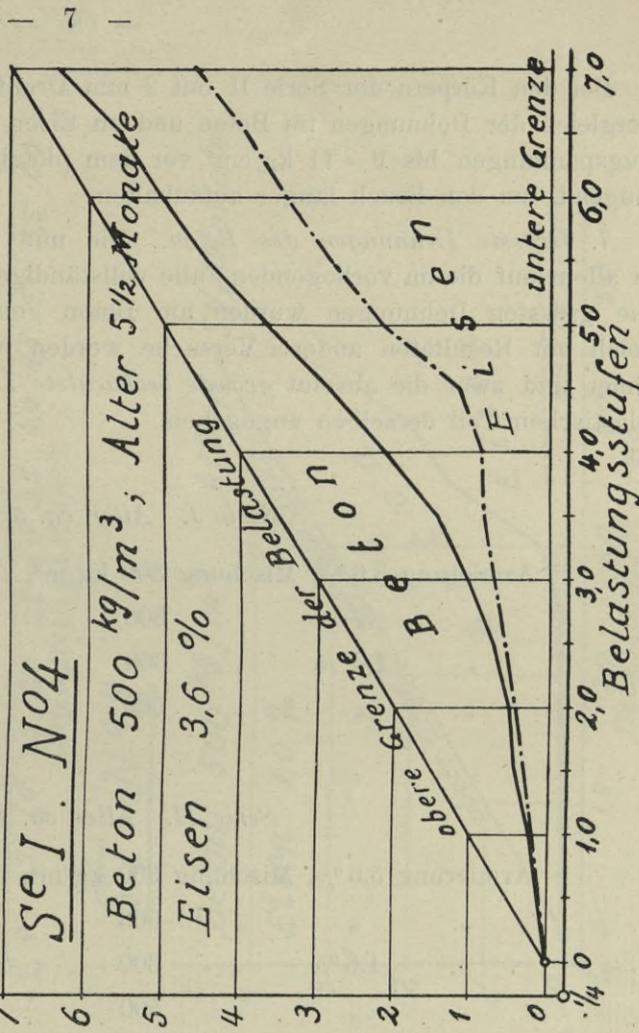
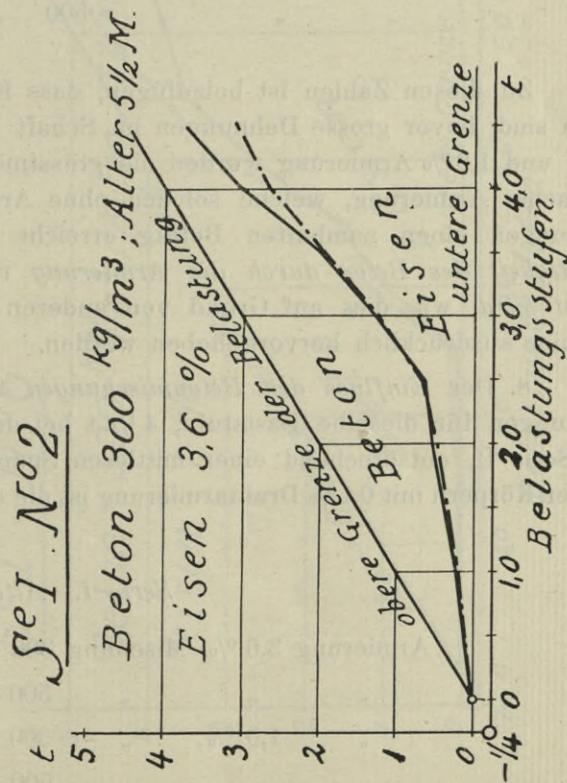
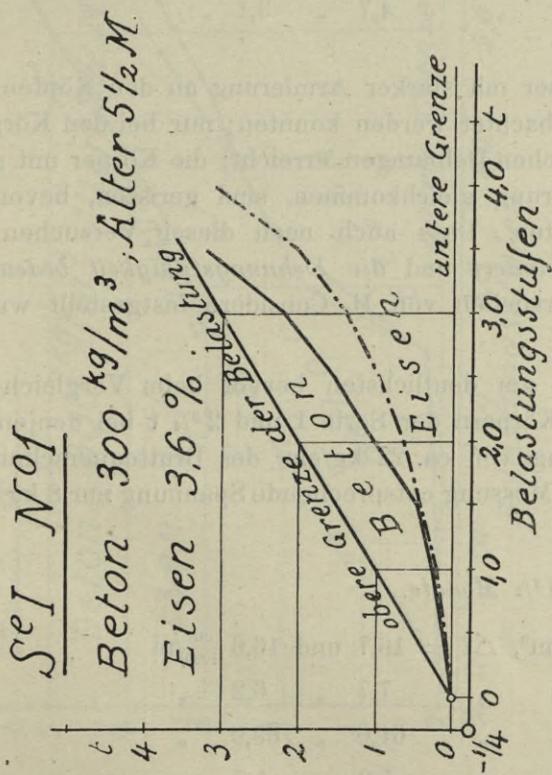
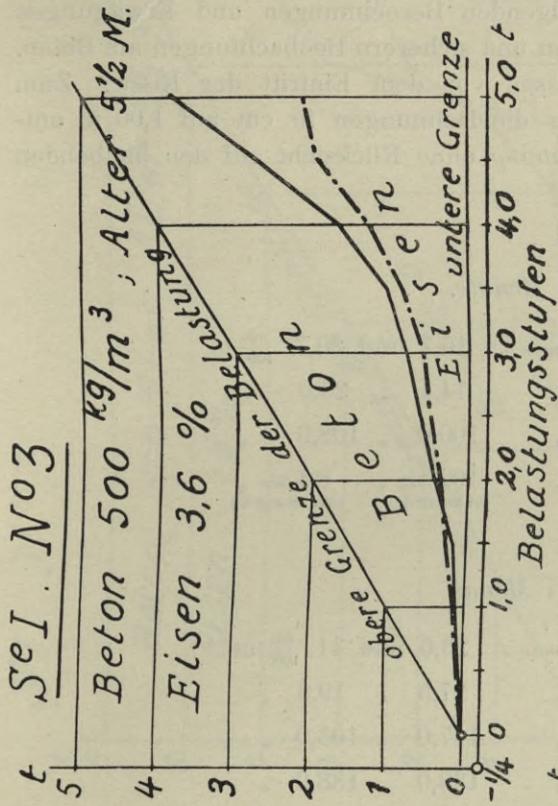


Fig. 8. Verteilung der Gesamtkraft zwischen Beton und Eisen. Serie I.

Bei den Körpern der Serie II mit 2 mm Drahtarmierung (0,1 % des Querschnittes) wurde der Vergleich der Dehnungen im Beton und im Eisen nicht vorgenommen. Diese Körper konnten nur Zugspannungen bis 9—11 kg/cm² vor dem plötzlichen Bruch aushalten; die Armierung war ungenügend, um den Bruch länger aufzuhalten.

7. *Grösste Dehnungen des Beton.* Die nun folgenden Berechnungen und Erwägungen fassen allein auf die im vorliegenden Falle vollständigeren und sicherern Beobachtungen am Beton. Welche grössten Dehnungen wurden am Beton gemessen vor dem Eintritt der Risse? Zum Vergleich mit Resultaten anderer Versuche werden hier die Dehnungen in cm auf 1,00 m umgerechnet und zwar die absolut *grösste beobachtete Dehnung* ohne Rücksicht auf den bleibenden und elastischen Teil derselben angegeben.

Serie I. Alter ca. 5 1/2 Monate.

Armierung	3,6 %	Mischung	300 kg/m ³	Δl_{max}	= 16,7 und 20,7	$\frac{cm}{1000}/m$
"	"	"	500	"	"	14,4 " 26,0 "
"	1,0 %	"	300	"	"	100,0 " 108,0 "
"	"	"	500	"	"	102 (Riss auf Messtrecke) " 8,4 (Riss neben Messtrecke)

Serie II. Alter ca. 1 1/4 Monat.

Armierung	5,6 %	Mischung	300 kg/m ³	Δl_{max}	= 23,6 und 41	$\frac{cm}{1000}/m$
"	"	"	500	"	"	27,5 " 19,6 "
"	1,6 %	"	300	"	"	117,0 " 105,0 "
"	"	"	500	"	"	138,0 " 138,0 "
"	0,1 %	"	300	"	"	3,1 " 3,9 "
"	"	"	500	"	"	4,7 " 3,1 "

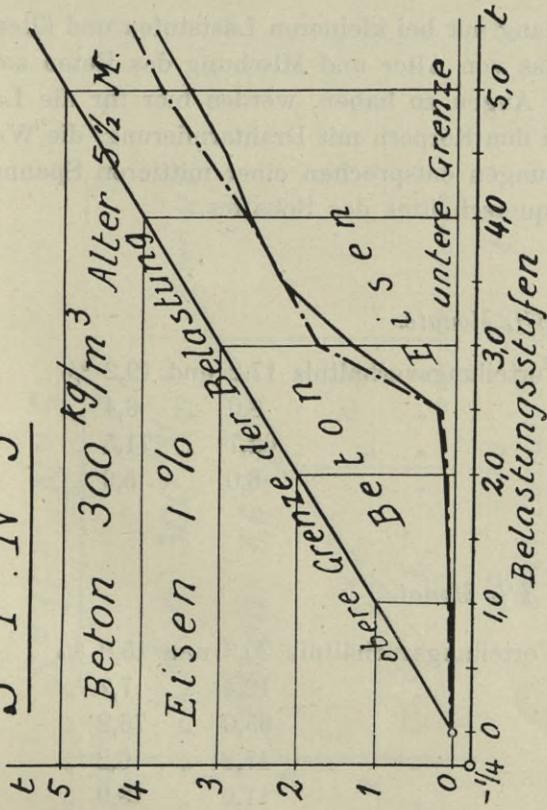
Zu diesen Zahlen ist beizufügen, dass Körper mit starker Armierung an den Köpfen gerissen sind, bevor grosse Dehnungen im Schaft beobachtet werden konnten; nur bei den Körpern mit 1 und 1,6 % Armierung wurden die grösstmöglichen Dehnungen erreicht; die Körper mit ganz schwacher Armierung, welche solchen ohne Armierung gleichkommen, sind gerissen, bevor die Dehnungen einen namhaften Betrag erreicht hatten. Dass auch nach diesen Versuchen die *Sprödigkeit des Beton durch die Armierung vermindert und die Dehnungsfähigkeit bedeutend erhöht wird*, wie dies auf Grund von anderen Versuchen von H. Considère festgestellt wurde, soll hier ausdrücklich hervorgehoben werden.

8. Der *Einfluss der Betonmischungen* tritt am deutlichsten hervor beim Vergleich der Dehnungen für dieselbe Laststufe, 4 1/4 t bei den Körpern der Serie I und 2 3/4 t bei denjenigen der Serie II, entsprechend einer mittleren Spannung von ca. 22 kg/cm² des Bruttoquerschnittes; bei den Körpern mit 0,1 % Drahtarmierung ist die der Messung entsprechende Spannung nur 8 kg/cm².

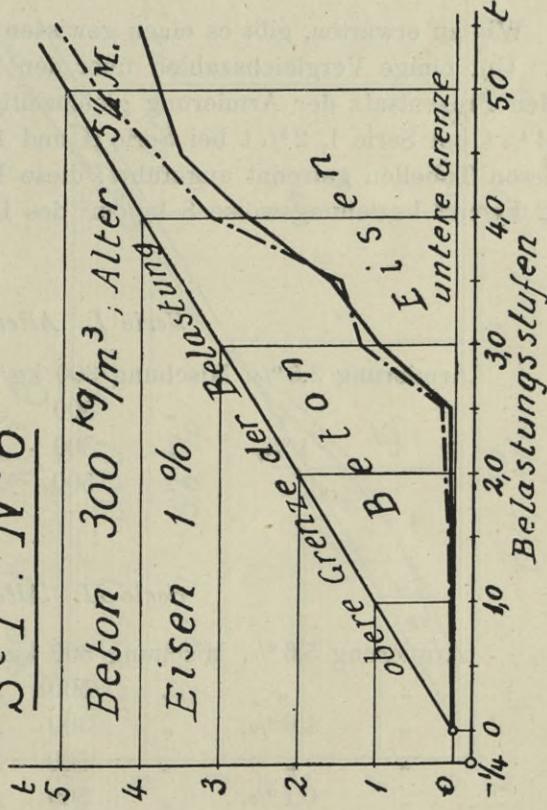
Serie I. Alter 5 1/2 Monate.

Armierung	3,6 %	Mischung	300 kg/m ³	Δl	= 16,7 und 16,6	$\frac{cm}{1000}/m$
"	"	"	500	"	"	7,7 " 6,2 "
"	1,0 %	"	300	"	"	61,0 " 69,0 "
"	"	"	500	"	"	5,9 " 5,7 "

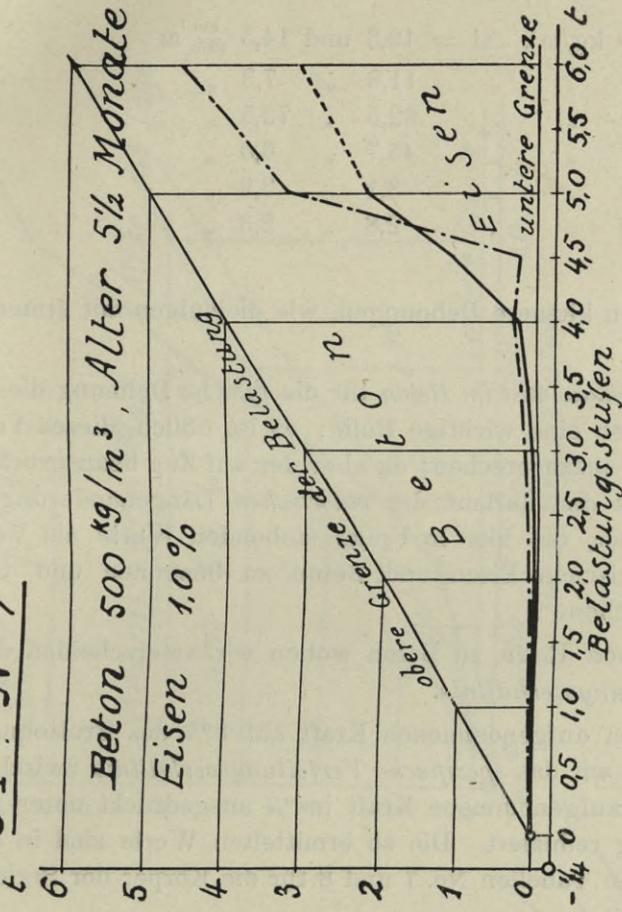
Se I. No 5



Se I. No 6



Se I. No 7



Se I. No 8

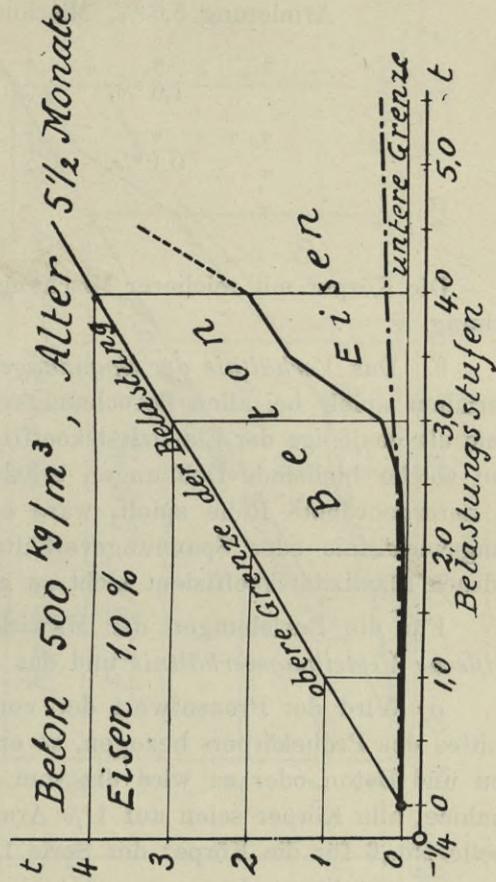


Fig. 9. Verteilung der Gesamtkraft zwischen Beton und Eisen. Serie I.

Serie II. Alter ca. 1¹/₄ Monat.

Armierung	5,6 ‰	Mischung	300 kg/m ³	Δl	= 19,3 und 14,3	$\frac{\text{cm}}{1000}$ /m
"	"	"	500	"	"	11,8 " 7,3 "
"	1,6 ‰	"	300	"	"	62,5 " 72,5 "
"	"	"	500	"	"	45,7 " 6,0 "
"	0,1 ‰	"	300	"	"	3,1 " 3,9 "
"	"	"	500	"	"	2,8 " 2,3 "

Die Körper mit reicherer Mischung zeigen kleinere Dehnungen, wie diejenigen mit ärmerer Mischung.

9. Das *Verhältnis der Spannungen im Eisen und im Beton* für die gleiche Dehnung dieser Materialien spielt bei allen Berechnungsverfahren eine wichtige Rolle; es ist üblich, dieses Verhältnis als dasjenige der Elastizitätskoeffizienten auszusprechen; da aber der auf Zug beanspruchte Beton solche bleibende Dehnungen erhält, dass der Verlauf der *elastischen* Längenänderungen eine untergeordnete Rolle spielt, wäre es besser, die hier in Frage stehenden Werte als Verteilungsverhältnis oder Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton zu benennen und den Ausdruck Elastizitätskoeffizient nicht zu gebrauchen.

Für die Beziehungen der Mitwirkung von Eisen zu Beton wollen wir unterscheiden das *spezifische Verteilungsverhältnis* und das *Spannungsverhältnis*.

a) Wird der Prozentwert der vom Eisen aufgenommenen Kraft auf 1 ‰ des Bruttoquerschnittes des Probekörpers bezogen, so erhalten wir das *spezifische Verteilungsverhältnis* zwischen Eisen und Beton oder es wird die vom Eisen aufgenommene Kraft in ‰ ausgedrückt unter der Annahme, alle Körper seien auf 1 ‰ Armierung reduziert. Die so ermittelten Werte sind in der Tabelle No. 6 für die Körper der Serie I, in den Tabellen No. 7 und 8 für die Körper der Serie II zusammengestellt worden.

Wie zu erwarten, gibt es einen gewissen Einklang nur bei kleineren Laststufen und älterem Beton. Um einige Vergleichszahlen über den Einfluss von Alter und Mischung des Beton sowie über den Prozentsatz der Armierung gleichzeitig vor Augen zu haben, werden hier für die Laststufe 4¹/₄ t bei Serie I, 2³/₄ t bei Serie II und 1 t bei den Körpern mit Drahtarmierung, die Werte aus diesen Tabellen getrennt angeführt; diese Belastungen entsprechen einer mittleren Spannung von 22 kg/cm² beziehungsweise 8 kg/cm² des Bruttoquerschnittes des Schaftes.

Serie I. Alter ca. 5¹/₄ Monate.

Armierung	3,6 ‰	Mischung	300 kg/m ³	Verteilungsverhältnis	17,2 und 19,2 ‰
"	"	"	500	"	" 8,0 " 6,4 "
"	1 ‰	"	300	"	62,7 " 71,5 "
"	"	"	500	"	6,0 " 5,9 "

Serie II. Alter ca. 1¹/₄ Monat.

Armierung	5,6 ‰	Mischung	300 kg/m ³	Verteilungsverhältnis	20,3 und 15,0 ‰
"	"	"	500	"	" 12,4 " 7,7 "
"	1,6 ‰	"	300	"	65,0 " 76,2 "
"	"	"	500	"	47,8 " 6,2 "
"	0,1 ‰	"	300	"	11,0 " 13,9 "
"	"	"	500	"	9,9 " 8,0 "

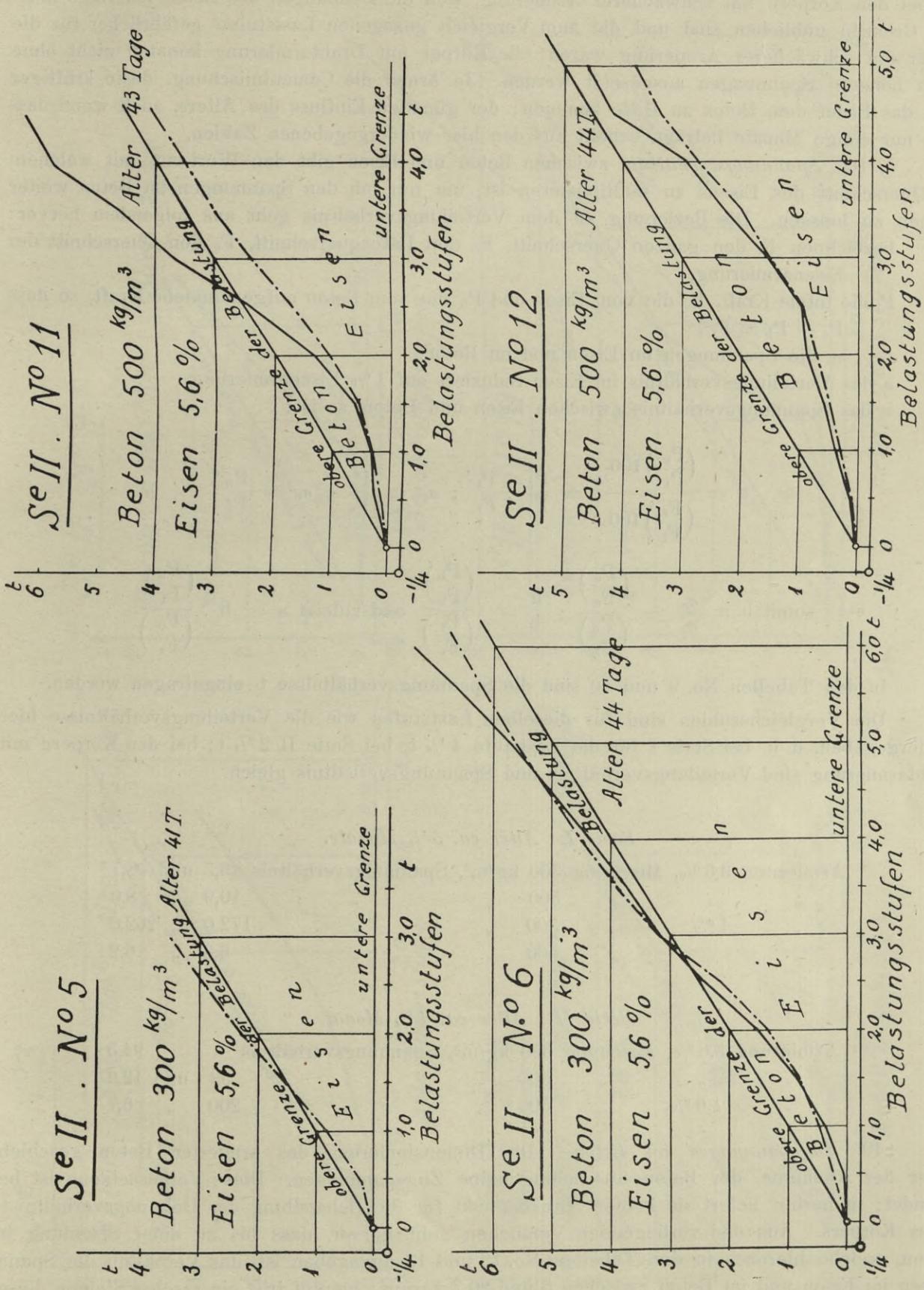


Fig. 10. Verteilung der Gesamtkraft zwischen Beton und Eisen. Serie II.

Das Verteilungsverhältnis ist bei Körpern mit starker Armierung günstiger für das Eisen wie bei den Körpern mit schwächerer Armierung, weil die Dehnungen des Beton innerhalb mäßiger Grenzen geblieben sind und die zum Vergleich gezogenen Laststufen gefährlicher für die Körper mit schwächerer Armierung waren; die Körper mit Drahtarmierung konnten nicht ohne Bruch höheren Spannungen ausgesetzt werden. Je ärmer die Cementmischung, desto kräftiger muss das Eisen dem Beton zu Hilfe kommen; der günstige Einfluss des Alters, auch wenn dasselbe nur einige Monate beträgt, erhellt aus den hier wiedergegebenen Zahlen.

b) Das *Spannungsverhältnis* zwischen Beton und Eisen gibt den Wert an, mit welchem der Querschnitt des Eisens zu multiplizieren ist, um nur mit den Spannungen im Beton weiter rechnen zu müssen. Die Beziehung zu dem Verteilungsverhältnis geht aus folgendem hervor: bezeichnen F_t den ganzen Querschnitt, F_b den Betonquerschnitt, F_e den Querschnitt der Eisenarmierung,

P_t die totale Kraft, P_e die vom Eisen und P_b die vom Beton aufgenommene Kraft, so dass $P_e + P_b = P_t$,

σ_e , σ_b die Spannungen im Eisen und im Beton,

a das Verteilungsverhältnis im Eisen reduziert auf 1 % Eisenarmierung,

b das Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton, so ist:

$$a = \frac{\left(\frac{P_e}{P_t}\right) 100}{\left(\frac{F_e}{F_t}\right) 100} = \frac{P_e}{F_e} : \frac{P_t}{F_t} ; \sigma_e = \frac{P_e}{F_e} ; \sigma_b = \frac{P_b}{F_b}$$

$$\text{somit } b = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{\left(\frac{P_e}{F_e}\right)}{\left(\frac{P_b}{F_b}\right)} ; \frac{a}{b} = \frac{\left(\frac{P_b}{F_b}\right)}{\left(\frac{P_t}{F_t}\right)} \text{ und zuletzt } a = b \cdot \frac{\left(\frac{P_b}{F_b}\right)}{\left(\frac{P_t}{F_t}\right)}$$

In den Tabellen No. 9 und 10 sind die Spannungsverhältnisse b eingetragen worden.

Die Vergleichszahlen sind für dieselben Laststufen wie die Verteilungsverhältnisse hier wiedergegeben, d. h. bei Serie I für die Laststufe $4\frac{1}{4}$ t, bei Serie II $2\frac{3}{4}$ t; bei den Körpern mit Drahtarmierung sind Verteilungsverhältnis und Spannungsverhältnis gleich.

Serie I. Alter ca. $5\frac{1}{4}$ Monate.

Armierung	3,6 %	Mischung	300 kg/m ³	Spannungsverhältnis	43,5 und 48,7
"	"	"	500 "	"	10,9 " 8,0
"	1 %	"	300 "	"	172,0 " 262,0
"	"	"	500 "	"	6,3 " 6,2

Serie II. Alter ca. $1\frac{1}{4}$ Monat.

Armierung	5,6 %	Mischung	300 kg/m ³	Spannungsverhältnis	94,5
"	"	"	500 "	"	39 und 12,9
"	1,6 %	"	500 "	"	200 " 6,7

10. *Zugspannungen im Beton.* Die Dimensionierung des armierten Beton geschieht unter der Annahme, der Beton übernehme keine Zugspannungen. Diese Voraussetzung ist begründet; immerhin liefert sie keinen Anhaltspunkt für die Behandlung der Dehnungsverhältnisse eines Körpers. Aus den vorliegenden Versuchen geht hervor, dass bis zu einer Spannung im Beton, welche hiernach in den Tabellen No. 12 und 13 angegeben ist, das Verhältnis der Spannungen im Eisen und im Beton zwischen 5 und 20,7 variiert; hierauf tritt ein rasches Steigen dieses Verhältnisses ein, mit entsprechender Verminderung der Spannungen im Beton bis auf Null.

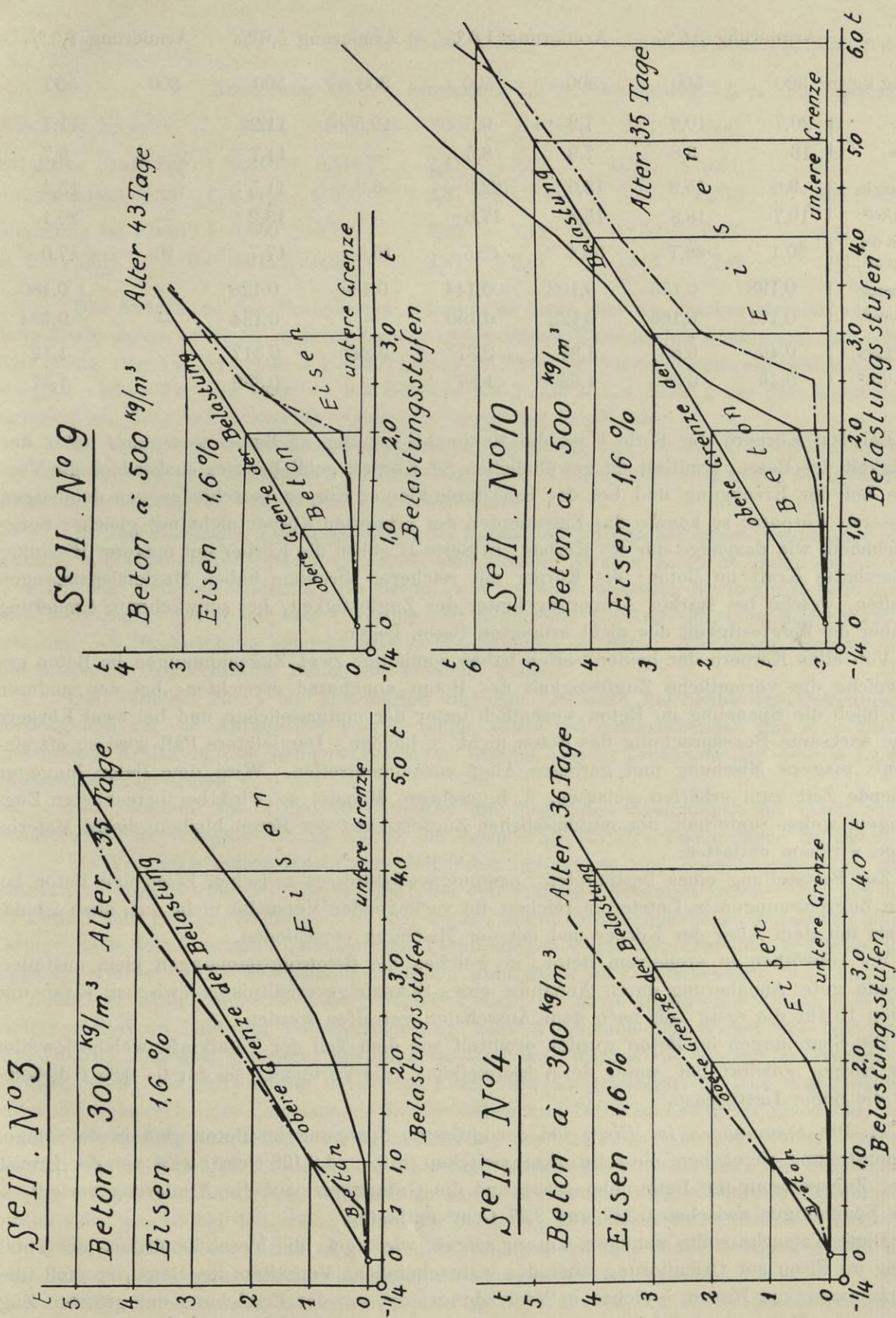


Fig. 11. Verteilung der Gesamtkraft zwischen Beton und Eisen. Serie II.

Serie I: ca. 5 1/2 Monate alt.

Serie II: ca. 1 1/4 Monat alt.

	Armierung 3,6%		Armierung 1,0%		Armierung 5,6%		Armierung 1,6%	
Mischung kg/m ³	300	500	300	500	300	500	300	500
Spannungs- verhältnis	20,7	10,9	7,9	6,3	19,5	11,2	—	11,7
	16	8,8	7,9	8,5	—	11,7	—	6,7
max. Spannung im Beton kg/cm ²	9,6	15,9	13,0	22,9	6,9	11,5	—	15,4
	10,7	18,8	15,4	17,6	—	13,2	—	20,1
Zugfestigkeit des Beton kg/cm ²	30,1	39,7	38,1	42,5	15,5	17,7	10	17,0
entspr. Spannung im Eisen t/cm ²	0,198	0,173	0,102	0,144	0,134	0,128	—	0,180
	0,171	0,166	0,122	0,150	—	0,154	—	0,134
Spannung i. Eisen für $\sigma_b = 0, t/cm^2$	0,46	0,60	1,37	2,37	0,247	0,317	—	1,12
	0,46	0,67	1,62	1,87	—	0,388	—	1,37

Bei den Körpern der Serie I ist die Maximal-Spannung im Beton wesentlich unter der Zugfestigkeit des Beton, ermittelt an gewöhnlichen 8^{er} Körper, geblieben; es sind jedoch die Verhältnisse bei der Erzeugung und bei der Erhärtung kleiner Körper verschieden von denjenigen bei grösseren Körpern; so konnte das Einstampfen der armierten Körper nicht mit gleicher Sorgfalt geschehen, wie dasjenige der 8^{er} Körper. In Serie II geben die Körper mit magerer Mischung keine namhafte Kraft im Beton; die Körper mit reicherer Mischung haben Maximalspannungen ausgehalten, welche bei starker Armierung hinter der Zugfestigkeit, bei schwächerer Armierung etwas über der Zugfestigkeit des nicht armierten Beton liegen.

Von allen Körpern der beiden Serien haben somit nur zwei, Zugspannungen im Beton gezeigt, welche die vermutliche Zugfestigkeit des Beton annähernd erreichten; bei den anderen Körpern blieb die Spannung im Beton wesentlich unter der mutmasslichen und bei zwei Körpern war eine wirksame Beanspruchung des Beton nicht vorhanden. Der letztere Fall wird so oft eintreten, als magere Mischung und geringes Alter zusammentreffen. Wird dem Beton hingegen hinreichende Zeit zum erhärten gelassen, d. h. mehrere Monate, so wird bei berechneten Zugspannungen, welche unterhalb der mutmasslichen Zugfestigkeit des Beton bleiben, dieses Material das Eisen wirksam entlasten.

Zur Feststellung eines bestimmten Spannungsverhältnisses zwischen Eisen und Beton bei geringen Zugspannungen in Letzterem reichen die vorliegenden Versuche nicht aus, auch ist das Verhältnis mit dem Alter der Körper und mit der Mischung verschieden.

Bei Gewölben in armiertem Beton, in welchen die Betonzugspannungen klein ausfallen, dürfte eine gute Annäherung durch Annahme eines Spannungsverhältnisses zwischen Eisen und Beton von 10 für die erste Zeit nach dem Ausschalen getroffen werden.

Die Spannungen im Beton wurden ermittelt aus dem Teil der Totalkraft, welche jeweilen auf den Körper gewirkt hat, unter der Voraussetzung, die Verteilung sei für 0—0,25 t dieselbe wie für die obere Lastgrenze.

11. Die *Spannungen im Eisen* bei der grössten Spannung im Beton sind in der obigen Zusammenstellung angegeben, sie schwanken zwischen 0,102 und 0,198 t/cm²; wird von der Ermittlung der Zugspannung im Beton abgesehen und die Gesamtkraft auf die Armierung verteilt, so sind die Spannungen zwischen 0,247 und 2,37 t/cm² enthalten.

Diese Tatsache sollte genügen, um zu zeigen, wie wenig die blosser Ermittlung der Totalspannung im Eisen zur Orientierung über das wahrscheinliche Verhalten des Beton, speziell über das Vorkommen von Rissen, welches in Verbindung steht mit der Erreichung der grössten Zugspannungen im Beton, geeignet ist.

Der Versuch wurde unterbrochen bei Spannungen im Eisen, welche hier folgen:

Serie I: ca. 5 1/2 Monate alt.

Serie II: ca. 1 1/4 Monat alt.

	Armierung 3,6 %		Armierung 1,0 %		Armierung 5,6 %		Armierung 1,6 %	
Mischung kg/m ³	300	500	300	500	300	500	300	500
Effektive Spannung	0,370	0,316	2,18	2,27	0,537	0,61	2,57	3,08
im Eisen t/cm ²	0,465	0,566	2,87	(0,184)	0,90	0,578	2,35	3,00
Spannung im Eisen	0,600	0,742	2,37	3,12	0,460	0,67	2,37	2,12
in t/cm ² , für $\sigma_b = 0$	0,671	0,953	2,87	2,87	0,814	0,743	1,87	3,12

Die Anordnung der Probekörper erlaubte es nicht, bei den starken Armierungen gefährliche Spannungen im Eisen zu erreichen; es traten vorher Risse in den Köpfen ein. Bei schwacher Armierung war das Erreichen der Streckgrenze im Eisen mit einem Herausreißen der Armierungsstangen verbunden, wie dies bei den Körpern No. 7 und 8 der Serie I aus der Abbildung 7 ersichtlich ist. In einer Armierungsstange trat sogar der Bruch ein.

Es sei zuletzt erwähnt, dass die zulässige Spannung von 1 t/cm² im Eisen in Serie I und II bei den starkarmierten Balken bei der Belastung von 7 t erreicht worden wäre; bei den schwacharmierten war dies der Fall bei ca. 2 1/4 t Belastung.

12. Die *bleibenden Dehnungen* nach der Entlastung würden bei einem Betonkörper ohne Armierung keine namhaften Spannungen nach sich ziehen; ist aber Eisen im Beton eingeschlossen, so wird jede bleibende Dehnung des Beton, welche einem äusseren Kraftangriff beim Entlasten oder beim Zurückgehen auf eine Ursprungslast folgt, eine *bleibende Zugspannung* im Eisen verursachen; als Rückwirkung entsteht eine *Druckspannung* im Beton. Bleibende Zugkraft im Eisen und bleibende Druckkraft im Beton sind einander gleich.

Die Tabellen No. 1 bis 5 enthalten für jede Laststufe die bleibenden Dehnungen beim Zurückgehen auf die Anfangslast von 1/4 tonne, sowie die entsprechenden mit $E = 2100$ t/cm² berechneten Kräfte in den Armierungsstangen absolut und in Prozenten der oberen Lastgrenze jeder Stufe ausgedrückt.

Die Tabellen No. 14 und 15 enthalten die bleibenden Spannungen im Eisen nach dem Entlasten und die Tabellen No. 16 und 17 die entsprechenden Druckspannungen im Beton.

Ein Vergleich dieser Werte der bleibenden Dehnungen und Spannungen zeigt, wie verschieden sie von Körper zu Körper sind; bei den unteren Laststufen kommen bei den Körpern der Serie I sehr geringe Werte vor; es sind sogar von den Bauschinger'schen Apparaten an einigen Körpern nach dem Entlasten ganz geringe Verkürzungen gegenüber dem ursprünglichen Zustand angezeigt worden. Diese Erscheinungen stehen wohl damit im Zusammenhang, dass das Erhärten des Beton von einer Volumenänderung begleitet wird; bei nicht armierten oder nur sehr schwach armierten Körpern liegt der Volumenänderung kein Widerstand im Wege; bei den armierten Körpern tritt hingegen ein neuer Spannungszustand ein; werden die Körper im Trockenen aufbewahrt, so ist die Schwindung durch das Eisen teilweise gehemmt; es tritt eine *Dehnung* des Beton mit entsprechender Zugspannung in demselben und Druckspannung im Eisen ein; die verhinderte Verkürzung des Beton wird bei Aenderung des Gleichgewichtszustandes im Körper durch Belasten und nachherigem Entfernen der Belastung besser eintreten können. Bei einigen Körpern wird die gehemmte Verkürzung teilweise zu einer bleibenden Längenänderung des Körpers geworden sein, welche bei den ersten Stufen der Belastung nicht mehr wahrgenommen werden kann.

Die Tabellen No. 18 und 19 geben das Verhältnis der bleibenden Dehnungen beim Zurückgehen auf die Anfangslast zu den gesamten Dehnungen jeder Laststufe.

Einige Bemerkungen sind zum Verständnis der Tabellen der bleibenden Spannungen notwendig, um nicht irrtümliche Schlüsse zu ziehen. In Serie I konnten bei den Körpern mit 3,6 %

Armierung wegen zu geringer Festigkeit der Köpfe nur kleinere Spannungen im Eisen und im Beton wirken; bei 3 Körpern ist das Maximum der Dehnungen nicht erreicht worden; ein Vergleich mit den anderen Körpern wäre daher unrichtig. Bei den Körpern mit 1% Armierung der selben Serie konnten die Spannungen teilweise bis zum Bruch der Körper gesteigert werden; hier ist das *Verhältnis der bleibenden zu den Totaldehnungen zu einem Maximum gestiegen, unmittelbar nach der Laststufe, welche die grössten Spannungen im Beton erzeugte*. Die unterstrichenen Zahlen der Tabellen No. 18 und 19 entsprechen dieser letzteren Laststufe. Nachher sinkt allmählich das Verhältnis der bleibenden Dehnungen, sei es dass eine höhere Belastung eine zerstörende Wirkung im Beton ausübt, welche nicht mehr eine tätige Rolle bei der Uebertragung der Kräfte spielt, sei es dass die starke Zunahme der Kraft im Eisen beim Entlasten eine wirksamere Zusammendrückung des Beton verursacht.

In Serie II sind die Verhältnisse sowohl für die starkarmierten als auch für die schwacharmierten Körper ähnlich wie bei den Körpern der Serie I mit 1% Armierung. Obwohl bei den Körpern No. 5 und 6, 3 und 4 sehr wahrscheinlich gleich nach Beginn der Probe keine Adhäsion mehr zwischen Eisen und Beton im Schaft vorhanden war, so sind doch beträchtliche bleibende Dehnungen im Beton beobachtet worden, welche im Verhältnis zu den Totaldehnungen nach und nach abgenommen haben und in absoluter Grösse ziemlich konstant geblieben sind (s. Tab. No. 15).

Die Körper mit 2 mm Drahtarmierung zeigen namhafte, bleibende Dehnungen, welche mit solchen von nicht armierten Körpern Aehnlichkeit haben; hier konnte das Eisen kein Hemmnis sein für das Schwinden des Beton und daher sind auch die bleibenden Dehnungen bei den untersten Laststufen aufgetreten, wie bei spannungslosem, nicht armiertem Beton.

Abgesehen von den Körpern, welche abnormales Verhalten zeigten, beträgt das Maximum der bleibenden Dehnung ca. $\frac{1}{3}$ der Totaldehnung; eine grosse Regelmässigkeit bei solchen Erscheinungen ist nicht zu erwarten. Sobald die Spannungen im Eisen die Streckgrenze erreichen, sind selbstverständlich die bleibenden Dehnungen nicht notwendigerweise mit Spannungen verbunden, sondern recht bald wird das Eisen sich bleibend so stark verlängert haben, dass die Betonrisse beim Entlasten offen bleiben.

13. Welche *Bedeutung* kommt den *bleibenden Dehnungen und Spannungen* zu? Es war bis jetzt die Meinung, vor Eintreten der Risse im Beton sei die Gesamtkraft geteilt in einer Zugkraft im Beton und einer Zugkraft im Eisen; das tritt nur ein bei der erstmaligen Belastung. Bei wiederholter Belastung und Entlastung werden die Dehnungen zwischen untere und obere Grenze um die bleibenden Dehnungen kleiner; die Beobachtung eines einzigen späteren Belastungsintervalls wird daher nicht die effektiven Spannungen im Innern des Körpers geben können.

Die effektiven Spannungen vor dem Auftreten der Risse im Beton setzen sich zusammen, im *Eisen* aus der Spannung, welche beim Entlasten entstanden ist und nachträglich nicht mehr beobachtet werden kann, und aus der Spannung, hervorgerufen durch das Wirken der Belastung, welche zu jeder Zeit wieder gemessen werden kann.

Nach Auftreten der Risse im Beton liegt der einzige Unterschied darin, dass die Belastung in grösserer Masse vom Eisen übernommen wird; aber die bleibenden Spannungen im Eisen sind immer da, so lange die Enden der Armierungsstangen nicht nachgeben oder die Streckgrenze des Metalles nicht erreicht ist. Ob Adhäsion zwischen Eisen und Beton im mittleren Teile noch vorhanden ist oder nicht, ändert an der Wirkung der bleibenden Dehnungen des Beton ebenfalls nichts.

So ist es erklärlich, dass auch nach Auftreten der Risse im Beton eine plötzliche Aenderung in der vom Eisen aufgenommenen Kraft nicht beobachtet wird.

Im *Beton* setzen sich die *Spannungen* vor dem Auftreten der Risse zusammen aus der Druckspannung beim Entlasten, welche bei Wiederholung der Belastung zuerst überwunden wird, sodann aus der Spannung, welche der Beton direkt auf Zug aufnehmen kann. Ist daher P_t die Totalbelastung, welche wiederholt wird, P_e die vom Eisen aufgenommene Kraft, P_b die vom Beton aufgenommene Kraft, R die bleibende Zugkraft im Eisen nach dem Entlasten, so ist die bei der

Wiederholung beobachtete Dehnung entsprechend einer Kraft $P_e - R$; die scheinbare Kraft im Beton ist $P_t - P_e + R$, die effektive Kraft wäre $P_t - P_e$; die berechnete Zugspannung im Beton ist somit nur teilweise eine solche, denn die Spannung, der Kraft R entsprechend, bedeutet eine abnehmende Druckspannung.

Nach Auftreten der Risse im Beton ist die Zugfestigkeit des Beton erschöpft, hingegen bleiben beim Belasten die Spannungen, herrührend von der Kraft R , zu überwinden; es sind dies solche Spannungen, welche mit wirklichen Zugspannungen verwechselt werden und zur Folge haben, dass die Rissbildung nicht von einem plötzlichen Steigen der Spannungen im Eisen bis auf 100 % begleitet wird.

In unseren Tabellen sind alle Dehnungen von der ursprünglichen, ersten Anfangslast an eingetragen worden; wir konnten dadurch die effektiven Kräfte im Eisen ausrechnen und durch Differenz diejenigen im Beton. Bei Zugversuchen innerhalb einer früher bereits erreichten Belastung sind die beobachteten Dehnungen und daraus berechneten Spannungen zu klein; dieselben betragen nur $\frac{3}{4}$ — $\frac{2}{3}$ der wirklichen Spannungen im Eisen, wenn belastet wird bis zur früher erreichten Grenze. Bleibt die Belastung unterhalb dieser Grenze, so kann der Fehler bedeutend grösser werden.

Bei den Biegeversuchen sind diese Bemerkungen von grosser Wichtigkeit; es wird in den nachfolgenden Abschnitten wieder davon die Rede sein.

Dass Praktiker diese Erscheinungen vermuten, geht daraus hervor, dass bei Belastungsproben hie und da incognito ein Vorversuch stattfindet, welcher die späteren Beobachtungen scheinbar in sehr günstigem Sinne beeinflusst und namentlich die bleibenden Dehnungen oder Einsenkungen reduziert.

Ein Ausserachtlassen der bleibenden Dehnungen und Spannungen, wie dies bis jetzt ganz allgemein der Fall war, dürfte wohl nicht mehr vorkommen, wenn es sich darum handelt, den wirklichen Verlauf der inneren Kräfte zu verfolgen.



Dehnungsmessungen an armierten Beton-Zugkörpern.

Armierung 4 \circ 15 mm, 3,6 % des Betonquerschnittes.

Be- lastung P in t	Körper No. 1			Körper No. 2			Körper No. 3			Körper No. 4		
	$\frac{\Delta l}{1000}$ in cm auf 15 cm	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.	$\frac{\Delta l}{1000}$ in cm	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.	$\frac{\Delta l}{1000}$ in cm	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.	$\frac{\Delta l}{1000}$ in cm	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.
$\frac{1}{4}$	0	0		0	0		0	0		0	0	
$1\frac{1}{4}$	0,25	0,247	24,7	0,22	0,22	22,0	0,17	0,17	17,0	0,20	0,20	20,0
$\frac{1}{4}$	0,06	0,060	6,0	0,01	0,01	1,0	0,02	0,02	2,0	0,03	0,03	3,0
$1\frac{3}{4}$	0,40	0,395	26,3	0,35	0,35	23,3	0,28	0,28	18,6	0,32	0,32	21,2
$\frac{1}{4}$	0,10	0,10	6,7	0,02	0,02	1,3	0,01	0,01	0,7	0,04	0,04	2,7
$2\frac{1}{4}$	0,63	0,624	31,2	0,51	0,50	25,0	0,38	0,38	19,0	0,46	0,46	23,0
$\frac{1}{4}$	0,22	0,22	11,0	0,01	0,01	0,5	0,01	0,01	0,5	0,05	0,05	2,5
$2\frac{3}{4}$	0,92	0,91	36,4	0,66	0,65	26,0	0,51	0,50	20,0	0,58	0,57	22,8
$\frac{1}{4}$	0,28	0,28	11,2	0,04	0,04	1,6	0,00	0,00	—	0,07	0,07	2,8
$3\frac{1}{4}$	1,32	1,31	43,7	1,13	1,12	37,3	0,63	0,62	20,7	0,72	0,71	23,7
$\frac{1}{4}$	0,40	0,40	13,3	0,14	0,14	4,7	0,05	0,05	1,7	0,09	0,09	3,0
$3\frac{3}{4}$	1,91	1,89	54,—	1,83	1,81	54,5	0,81	0,80	22,8	0,90	0,89	25,4
$\frac{1}{4}$	0,56	0,55	15,7	0,31	0,31	8,9	0,07	0,07	2,0	0,10	0,10	2,9
$4\frac{1}{4}$	2,50	2,47	61,8	2,49	2,47	61,8	1,16	1,15	28,8	0,93	0,92	23,0
$\frac{1}{4}$	0,72	0,71	17,6	0,42	0,42	10,5	0,16	0,16	4,0	0,09	0,09	2,25
$4\frac{3}{4}$				3,11	3,08	69,3	1,76	1,74	38,8	1,12	1,11	24,7
$\frac{1}{4}$				0,49	0,49	10,9	0,30	0,30	6,7	0,11	0,11	2,4
$5\frac{1}{4}$							2,15	2,13	42,6	1,98	1,96	39,2
$\frac{1}{4}$							0,38	0,38	7,6	0,30	0,30	6,0
$5\frac{3}{4}$										2,68	2,65	48,2
$\frac{1}{4}$										0,34	0,34	6,2
$6\frac{1}{4}$										0,30	3,27	54,5
$\frac{1}{4}$										0,46	0,46	7,7
$6\frac{3}{4}$										3,91	3,87	59,5
$\frac{1}{4}$										0,53	0,52	8,0

Serie II.

Tabelle No. 4.

Dehnungsmessungen an armierten Beton-Zugkörpern.

Armierung 4 O 8 mm; 1,6% des Betonquerschnittes.

Be- lastung P in t	Körper No. 3			Körper No. 4			Körper No. 9			Körper No. 10		
	Δl	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.	Δl	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.	Δl	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.	Δl	Kraft im Eisen in t	% der Total- belastg.
$1/4$	0	0		0	0		0	0		0	0	
$1 1/4$	3,12	0,87	87,0	3,79	1,06	106,0	0,43	0,12	12,0	0,33	0,092	9,2
$1/4$	1,56	0,44	44,0	1,62	0,45	45,0	0,11	0,031	3,1	-0,01	-0,003	-0,3
$1 3/4$	5,36	1,50	100,0	6,12	1,71	114,0	0,73	0,204	13,6	0,56	0,157	10,4
$1/4$	2,06	0,57	38,0	2,07	0,58	38,7	0,15	0,042	2,8	0,02	0,006	0,4
$2 1/4$	7,33	2,05	102,5	8,40	2,35	117,5	1,17	0,327	16,3	0,78	0,218	10,9
$1/4$	2,18	0,61	30,5	2,23	0,62	31,0	0,13	0,036	1,8	0,01	0,003	0,2
$2 3/4$	9,34	2,16	104,0	10,93	3,05	122,0	6,85	1,91	76,5	0,90	0,252	10,08
$1/4$	2,31	0,65	26,0	2,33	0,65	26,0	2,64	0,74	29,6	-0,16	-0,045	-1,8
$3 1/4$	11,58	3,24	108,0	13,45	3,75	125,0	9,27	2,59	86,5	7,11	1,98	66,0
$1/4$	2,30	0,64	21,3	2,35	0,66	22,0	2,78	0,78	26,0	1,15	0,32	10,9
$3 3/4$	13,83	3,87	111,0	15,78	4,41	126,0	11,45	3,20	91,4	9,40	2,63	75,2
$1/4$	2,19	0,61	17,4	2,30	0,64	18,3	2,95	0,82	23,4	1,26	0,35	10,0
$4 1/4$	Riss 15,86	4,42	110,0	Riss			20,75	5,80	145,0	11,83	3,31	83,0
$1/4$	1,95	0,54	13,5				Bruch			1,51	0,42	10,5
$4 3/4$	17,50	4,90	109,0							13,93	3,90	86,7
$1/4$										1,69	0,47	10,4
$5 1/4$										16,19	4,52	90,4
$1/4$										1,82	0,51	10,2
$5 3/4$										18,32	5,10	92,6
$1/4$										2,00	0,56	10,2
$6 1/4$												
$1/4$												

Serie II.

Tabelle No. 5.

Armierung 4 Drähte à 2 mm; 0,10% des Betonquerschnittes.

t	Körper No. 1			Körper No. 2			Körper No. 7			Körper No. 8		
$1/4$	0	0		0	0		0	0		0	0	
$1/2$	0,13	2,28	0,92	0,14	2,47	0,99	0,13	2,28	0,92	0,12	2,11	0,84
$1/4$	0,04	0,70	0,28	0,04	0,70	0,28	0,03	0,53	0,21	0,02	0,35	0,14
$3/4$	0,28	4,93	0,99	0,41	7,22	1,44	0,25	4,40	0,88	0,22	5,64	1,13
$1/4$	0,09	1,58	0,32	0,18	3,17	0,63	0,05	0,88	0,18	0,04	0,70	0,14
1	0,47	8,27	1,10	0,59	10,40	1,39	0,42	7,40	0,99	0,34	6,00	0,80
$1/4$	0,13	2,29	0,30	Bruch			0,15	2,64	0,35	0,04	0,704	0,09
$1 1/4$	Bruch						0,56	9,87	0,99	0,47	8,27	0,83
$1/4$							0,16	2,82	0,28	0,06	1,06	0,11
$1 1/2$							0,70	12,32	0,99	Bruch bei 1,4 t		
$1/4$							0,18	3,17	0,25			

Probestück

Armierter Zugprobekörper. Verhältnis der vom Eisen aufgenommenen Kraft auf 1% des Betonquerschnittes reduziert.

Serie I.										Serie II.										
Tabelle No. 6.					Tabelle No. 7.					Tabelle No. 8.										
Last in t	Armierung 4 O 15 mm 3,6%				Mittlere Spannung auf den Brutto- Q schnitt kg/cm ²	Last in t	Armierung 4 O 15 mm 5,6%				Mittlere Spannung auf den Brutto- Q schnitt kg/cm ²	Last in t	Armierung 4 Drähte à 2 mm				σ im Mittel kg/cm ²			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4			No. 5	No. 6	No. 7	No. 8			No. 1	No. 2	No. 7	No. 8				
1/4	0	0	0	0	6,3	1/4	0	0	0	0	6,3	1/4	0	0	0	0	0	0	0	
1 1/4	6,9	6,12	4,73	5,57	5,78	4,89	5,19	4,60	6,3	1 1/4	13,4	8,5	5,66	7,1	7,5	66,2	54,4	57	9,9	
1/4	1,67	0,28	0,56	0,83	-0,29	-1,07	0,59	0,78	1/4	4,43	2,12	0,88	3,4	1,94	-0,2	28,1	27,5	1,94	1/2	9,2
1 3/4	7,32	6,50	5,17	5,90	6,27	5,28	4,80	4,89	1 3/4	17,7	9,5	6,5	7,1	8,5	6,5	71,3	62,6	8,5	1/4	2,8
1/4	1,86	0,36	0,19	0,75	-	-0,49	0,68	0,39	1/4	5,43	2,48	1,93	2,7	1,75	0,25	24,2	23,7	1,75	1/4	9,9
2 1/4	8,68	6,95	5,28	6,40	6,85	6,37	5,19	5,77	2 1/4	19,5	11,9	7,1	7,3	10,2	6,8	73,5	64,0	10,2	1	11,0
1/4	2,89	0,14	0,14	0,70	0,39	-0,39	0,59	0,39	1/4	5,23	3,28	1,42	2,4	1,13	0,12	19,4	19,1	1,13	1/4	3,0
2 3/4	10,1	7,24	5,56	6,37	7,34	6,85	5,38	5,30	2 3/4	20,3	15,0	12,4	7,7	47,8	6,2	76,2	65,0	47,8	1 1/4	11,0
1/4	3,12	0,45	-	0,78	0,55	-0,43	0,86	0,78	1/4	4,90	5,11	4,5	2,4	18,4	-1,12	16,2	16,2	18,4	1/4	3,0
3 1/4	12,1	10,4	5,75	6,60	48,7	7,34	5,97	5,48	3 1/4	20,7	19,1	13,9	9,3	54,0	41,2	78,2	67,5	54,0	1 1/2	11,0
1/4	3,70	1,31	0,47	0,83	15,4	-0,19	0,98	{ 0,98 2,64	1/4	4,43	7,9	4,9	3,0	16,2	6,8	13,7	13,3	16,2	1 1/2	11,0
3 3/4	15,0	15,2	6,35	7,08	59,4	34,6	5,97	7,93	3 3/4	19,3	19,3	15,2	10,5	47,0	6,2	69,4	69,4	47,0	1/4	3,0
1/4	4,37	2,47	0,56	0,81	16,2	9,4	0,98	2,94	1/4	7,6	5,0	5,0	3,1	14,7	6,2	10,9	10,9	14,7	1/4	3,0
4 1/4	17,2	{ 17,2 19,2	8,02	6,40	62,7	71,5	5,97	5,87	4 1/4	19,8	19,8	15,5	12,4	68,7	52,0	68,7	68,7	52,0	1/4	3,0
1/4	4,9	2,92	1,11	0,63	15,3	19,1	1,07	0,98	1/4	7,0	4,8	4,8	3,4	8,4	6,5	8,4	8,4	6,5	1/4	3,0
4 3/4	10,8	10,8	6,88	6,77	79,9	79,9	5,97	6,27	4 3/4	19,8	19,8	16,1	13,6	68,1	54,2	78,7	78,7	54,2	1/4	3,0
1/4	1,86	1,86	1,86	0,67	15,4	18,3	1,66	1,17	1/4	6,4	6,4	4,7	3,6	6,5	6,5	6,4	6,4	6,5	1/4	3,0
5 1/4	11,8	10,9	71,0	85,6	17,2	17,2	55,8	6,17	5 1/4	19,8	19,8	19,8	13,8	3,6	41,8	56,4	56,4	41,8	1/4	3,0
1/4	2,11	1,67	14,5	17,2	17,2	17,6	0,98	6,27	1/4	5,9	5,9	5,9	3,6	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	1/4	3,0
5 3/4	13,40	74,4	80,7	64,1	6,27	29,1	6,27	29,1	5 3/4	19,7	19,7	19,7	13,8	3,6	45,8	57,8	57,8	45,8	1/4	3,0
1/4	1,72	13,7	15,0	17,1	17,1	17,1	17,1	17,1	1/4	5,5	5,5	5,5	3,6	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	1/4	3,0
6 1/4	15,2	2,14	16,60	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	6 1/4	31,7	31,7	31,7	31,7	31,7	31,7	31,7	31,7	31,7	1/4	3,0
1/4	2,14	16,60	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	1/4	34,2	34,2	34,2	34,2	34,2	34,2	34,2	34,2	34,2	1/4	3,0

Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton

Zugspannungen im Beton.

Bleibende Spannungen im Eisen beim Entlasten auf 0,25 t, in kg/cm².

Serie I.		Tabelle No. 9.						Tabelle No. 12.						Tabelle No. 14.											
Obere Lastgrenze	Armierung	4 O 15 mm (3,6 %)			4 O 8 mm (1,0 %)			Obere Lastgrenze	Armierung	4 O 15 mm (3,6 %)			4 O 8 mm (1,0 %)			Obere Lastgrenze	Armierung	4 O 15 mm			4 O 8 mm				
		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6			No. 7	No. 8	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4			No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
1 ¹ / ₄	8,8	7,5	5,5	6,7	6,1	5,1	5,4	4,8	1 ¹ / ₄	5,0	5,1	5,5	5,3	6,0	6,1	6,1	6,1	8	1	3	4	—2	—6	3	4
1 ³ / ₄	9,6	8,2	6,1	7,3	6,6	5,5	5,0	5,1	1 ³ / ₄	6,8	7,1	7,5	7,2	8,4	8,5	8,5	8,5	14	3	1	6	—	—4	6	3
2 ¹ / ₄	12,2	8,9	6,2	8,0	7,3	6,7	5,4	6,1	2 ¹ / ₄	8,2	8,9	9,6	9,1	10,7	10,8	10,9	10,9	31	1	1	7	4	—4	6	4
2 ³ / ₄	15,3	9,4	6,7	8,0	7,9	7,3	5,6	5,5	2 ³ / ₄	9,2	10,7	11,6	11,2	13,0	13,1	13,3	13,3	40	6	—	10	7	—6	11	10
3 ¹ / ₄	20,7	16,0	7,0	8,4	9,6	7,9	6,3	5,7	3 ¹ / ₄	9,6	10,7	13,6	13,0	8,4	15,4	15,8	15,8	56	20	7	13	237	—3	16	40
3 ³ / ₄	31,6	34,4	8,0	9,2	14,9	5,3	6,3	8,5	3 ³ / ₄	9,1	9,0	15,2	14,7	7,5	12,4	17,6	17,6	77	44	10	14	290	168	18	52
4 ¹ / ₄	43,5	48,7	10,9	8,0	17,2	26,2	6,3	6,2	4 ¹ / ₄	8,5	8,5	15,9	17,2	7,8	5,9	20,5	20,5	100	59	22	13	310	390	22	20
4 ³ / ₄			17,0	8,8	21,7	43,0	6,3	6,6	4 ³ / ₄			15,3	18,8	7,5	4,5	22,9	22,9		69	42	15	355	420	37	28
5 ¹ / ₄			19,9	17,4	25,6	67,4	128	6,5	5 ¹ / ₄			15,8	16,8	7,4	3,4	11,6	11,6			53	42	370	440	450	25
5 ³ / ₄			25,0		30,7	45,7	184	6,6	5 ³ / ₄			15,7		7,1	5,2	10,2	10,2			48		385	420	480	

Serie II.		Tabelle No. 10.						Tabelle No. 13.						Tabelle No. 15.											
Obere Lastgrenze	Armierung	4 O 15 mm (5,6 %)			4 O 8 mm (1,6 %)			Obere Lastgrenze	Armierung	4 O 15 mm (5,6 %)			4 O 8 mm (1,6 %)			Obere Lastgrenze	Armierung	4 O 15 mm			4 O 8 mm				
		No. 5	No. 6	No. 11	No. 12	No. 3	No. 4			No. 9	No. 10	No. 5	No. 6	No. 11	No. 12			No. 3	No. 4	No. 9	No. 10	No. 5	No. 6	No. 11	No. 12
1 ¹ / ₄	51	15,4	7,9	11,2	410	∞	8,3	6,1	1 ¹ / ₄	2,7	5,6	7,3	6,4	1,3	—	9,0	9,3	35	17	7	27	220	220	16	—2
1 ³ / ₄	∞	19,5	9,7	11,2	∞	∞	9,6	7,1	1 ³ / ₄		6,9	9,5	9,0			12,4	12,8	65	30	22	32	290	290	21	3
2 ¹ / ₄	∞	34,7	11,2	11,7	∞	∞	11,7	7,5	2 ¹ / ₄		6,2	11,5	11,3			15,4	16,4	83	52	22	38	310	310	18	2
2 ³ / ₄	∞	94,5	39	12,9	∞	∞	200	6,7	2 ³ / ₄		3,5	7,0	13,2			5,3	20,1	97	101	90	48	320	320	370	—22
3 ¹ / ₄	∞	∞	62	18,5	∞	∞	392	119	3 ¹ / ₄		5,9	13,1				3,6	9,0	106	188	116	72	320	330	390	160
3 ³ / ₄	∞	∞	100	24,2	∞	∞	650	185	3 ³ / ₄		4,6	13,0				2,6	7,6		212	139	86	300	320	410	175
4 ¹ / ₄	∞	∞	117	39,2	∞	∞	300	300	4 ¹ / ₄		4,5	10,8				5,9	5,9		224	154	110	270			210
4 ³ / ₄	∞	∞	169	56,0	∞	∞	399	399	4 ³ / ₄		3,7	9,3				5,2	5,2		227	169	128				255
5 ¹ / ₄	∞	∞	59,0		∞	∞	575	575	5 ¹ / ₄		9,9					4,1	4,1		233		142				255
5 ³ / ₄	∞	∞			∞	∞	767	767	5 ³ / ₄							1,6	1,6		238						280

Tabelle No. 11 fällt aus, die Werte sind dieselben wie in Tabelle No. 8.

Druckspannungen im Beton beim Zurückgehen auf die Anfangslast in kg/cm².

<i>Serie I.</i>									<i>Serie II.</i>								
<i>Tabelle No. 16.</i>									<i>Tabelle No. 17.</i>								
Laststufe	Armierung 4 O 15 mm F _{beton} = 190 cm ²				Armierung 4 O 8 mm F _{beton} = 195 cm ²				Laststufe	Armierung 4 O 15 mm F _{beton} = 118 cm ²				Armierung 4 O 8 mm F _{beton} = 123 cm ²			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8		No. 5	No. 6	No. 11	No. 12	No. 3	No. 4	No. 9	No. 10
1/4-1 1/4	0,3	0	0,1	0,2	0	0	0	0	1/4-1 1/4	2,1	1,0	0,4	1,6	3,6	3,7	0,2	0
1/4-1 3/4	0,5	0,1	0	0,2	0	0	0	0	1/4-1 3/4	3,9	1,8	1,4	1,9	4,6	4,7	0,3	0
1/4-2 1/4	1,2	0	0	0,3	0	0	0	0	1/4-2 1/4	5,0	3,1	1,4	2,3	4,9	5,0	0,3	0
1/4-2 3/4	1,5	0,2	0	0,4	0	0	0,1	0,1	1/4-2 3/4	5,8	6,1	5,4	2,9	5,3	5,3	6,0	-0,4
1/4-3 1/4	2,1	0,7	0,3	0,5	2,4	0	0,2	0,2 (0,2 0,4)	1/4-3 1/4	6,3	11,4	6,9	4,4	5,2	5,4	6,3	2,6
1/4-3 3/4	2,9	1,6	0,4	0,5	3,0	1,7	0,2	0,5	1/4-3 3/4	12,7	8,4	5,2	5,0	5,2	6,7	2,9	
1/4-4 1/4	3,7	2,2	0,8	0,5	3,2	4,0	0,2	0,2	1/4-4 1/4	13,5	9,3	6,6	4,4				3,4
1/4-4 3/4		2,6	1,6	0,6	3,6	4,3	0,4	0,3	1/4-4 3/4	13,7	10,2	7,7					3,8
1/4-5 1/4			2,0	1,6	3,8	4,5	4,5	0,3	1/4-5 1/4	14,0		8,5					4,1
1/4-5 3/4				1,8	4,0	4,3	4,9		1/4-5 3/4	14,3							4,5
1/4-6 1/4				2,4			5,5		1/4-6 1/4								

Verhältnis der bleibenden zu den Total-Dehnungen in 0/o.

<i>Serie I.</i>									<i>Serie II.</i>													
<i>Tabelle No. 18.</i>									<i>Tabelle No. 19.</i>													
Laststufe	Armierung 4 O 15 mm				Armierung 4 O 8 mm				Laststufe	Armierung 4 O 15 mm				Armierung 4 O 8 mm								
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8		No. 5	No. 6	No. 11	No. 12	No. 3	No. 4	No. 9	No. 10					
1/4-									1/4-													
1 1/4	24,3	4,5	12,4	15,0	-4,8	-22,0	10,5	17,6	1 1/4	33,0	25,0	15,6	47,6	50,0	42,7	25,7	-3,0					
1 3/4	25,0	5,7	3,6	12,5	0	-10,3	15,4	7,4	1 3/4	30,3	25,7	19,7	37,7	38,3	34,0	20,6	3,6					
2 1/4	35,0	2,0	2,6	10,9	6,0	-6,5	10,5	7,1	2 1/4	27,0	27,2	19,8	32,5	29,9	26,6	11,9	1,3					
2 3/4	30,5	6,1	0	12,0	7,5	-6,5	16,3	14,6	2 3/4	24,2	34,1	36,7	30,9	24,7	21,4	38,5	-17,7					
3 1/4	30,3	12,4	8,0	12,5	32,0	-2,5	16,9	48,5	3 1/4	21,4	41,5	34,8	32,5	19,8	17,5	30,0	16,2					
3 3/4	29,3	16,9	8,6	11,1	27,3	27,0	17,1	37,0	3 3/4		39,1	32,9	29,7	15,9	14,6	25,7	13,4					
4 1/4	28,7	16,8	13,8	9,7	24,3	26,9	18,2	16,5	4 1/4		35,8	31,1	27,8	12,3			12,8					
4 3/4		15,8	17,0	9,8	22,7	22,8	27,8	19,4	4 3/4		32,2	29,3	26,3				12,1					
5 1/4			17,7	15,2	20,3	20,3	31,5	15,9	5 1/4		29,8		25,8				11,2					
5 3/4				12,7	18,4	18,6	26,8		5 3/4		27,8						10,9					
									Armierung 4 Drähte 2 mm													
									Laststufe													
									No. 1		No. 2		No. 7		No. 8							
									1/4-		1/2		3/4		1		1 1/4					
									30,7		28,5		23,1		16,7							
									32,2		44,0		20,0		18,2							
									27,7				35,7		11,8							
													28,7		12,7							

II. Resultate der Untersuchung von armierten Betonbalken mit rechteckigem Querschnitt auf Biegung.

Einleitung.

1. Im Gegensatz zu den im vorigen Abschnitt behandelten Versuchen auf reine Zugfestigkeit von armiertem Beton sind die Versuche auf Biegung sehr zahlreich vertreten und es werden fortwährend Proben dieser Art wieder unternommen. Diese scheinbare Wiederholung von ähnlichen Versuchen hat ihre Berechtigung in den sehr komplizierten Verhältnissen der gleichzeitigen Wirkung von Beton und Eisen im selben Körper und auch in der Schwierigkeit, einwandfreie Beobachtungen der Formänderungen zu gewinnen. Nur wenig Versuche wurden von zahlreichen Dehnungsmessungen begleitet; in den meisten Fällen hat es sich nur darum gehandelt, die Bruchlast und die Art der Zerstörung zu ermitteln. Aus diesen Gründen bleiben die Verfahren zur Dimensionierung von armierten Betonbalken auf eine sehr dürftige, experimentelle Unterlage gebaut. Es ist der Zweck eingehender Versuche, diese Unterlage zu befestigen und die Methoden der Dimensionierung zu bestätigen oder abzuändern.

Ueber die Versuche der eidg. Materialprüfungsanstalt mit einer ersten Serie von armierten Balken wurde früher vom Verfasser referiert¹⁾ und besonders das Verhalten der Dehnungen und Spannungen in den Armierungsstangen bei diesem Anlasse untersucht. Im vorliegenden Abschnitt kommen die Versuche einer zweiten Serie von Balken zur Sprache, welche im November 1902 erzeugt wurden und in der zweiten Hälfte 1903 zur Probe gelangten. Diese Versuche sollten nicht nur unter besseren Verhältnissen, wie die ersten, durchgeführt werden und eine Kontrolle für dieselben sein, sondern mit verschiedener Armierung und Betonmischung einen Beitrag liefern zur Klarlegung des Einflusses dieser Unterschiede.

Die Anzahl Balken dieser zweiten Serie ist zu gering, um aus diesen Versuchen absolute Zahlenwerte ableiten zu können; in dieser Beziehung wäre diese Serie zu vervollständigen. Wenn aber eine grössere Zahl eingehender Versuche mit gleich dimensionierten Balken in gleichem Alter notwendig ist, um feste Zahlenwerte zu ermitteln, so können umfangreiche Beobachtungen an einigen Balken doch sehr geeignet sein, um den Verlauf der Längenänderungen und Einsenkungen richtig zu kennzeichnen.

2. *Beschreibung der Balken.* Die Hauptunterschiede gegenüber der früheren Serie von Versuchen auf Biegung bestehen darin, dass bei gleichbleibenden Abmessungen der Balken: 1,70 m Länge, 20 × 30 cm Querschnitt, die Belastung nicht in der Mitte, sondern in zwei zur Mitte symmetrischen Punkten im Abstände von 30 cm zur Wirkung kam; die Messungen der Längenänderungen wurden bei allen armierten Balken wie früher an den Eisenstangen und ausserdem bei drei derselben auch an dem gedrückten Teil des Beton, in Trägermitte vorgenommen. Die Armierung war eine einfache; zwei Drähte von 7 mm in der Druckgurtung dienten nur zur Sicherheit bei der Handhabung der Körper.

¹⁾ Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion. Schweiz. Bauzeitung XL. No. 22, 23 und 24, 1902. Die Festigkeit und Formänderung von Verbundbalken, „Beton und Eisen“ 1903, I. Heft mit Anhang im II. Heft.

die Dehnung der Zuggurtung nicht zu hemmen. An der oberen Platte der Presse wurde ein Untersatz befestigt, welcher in der Mitte belastet, die Last auf 2 Zylinder in 30 cm Abstand gleich verteilt; zu diesem Zwecke war diese Vorrichtung gleich einem Wagebalken kippbar angeordnet.

Beobachtet wurden die vertikalen Bewegungen in Balkenmitte und an den Auflagern mittelst der drei Amsler'schen Durchbiegungsmesser, welche an einem mit dem Biegeapparat festverschraubten Γ -Balken befestigt waren. Die Durchbiegung wurde als Differenz der Ablesung in der Mitte und des Mittels der Endablesungen bestimmt.

Die Dehnungsmessungen wurden mittelst Bauschinger'schen Spiegelapparaten durchgeführt; bei den nicht armierten Balken sind die Längenänderungen rechts und links auf 15 cm Länge in 1,5 cm Abstand von den äussersten Zug- und Druckfasern abgelesen worden.

Die Längenänderungen der armierten Balken wurden an den eisernen Stangen direkt beobachtet, ausserdem gleichzeitig bei den Balken C, E und F die Verkürzungen des Beton in der Druckgurtung, 2,0 cm unterhalb Oberkante des Trägers.

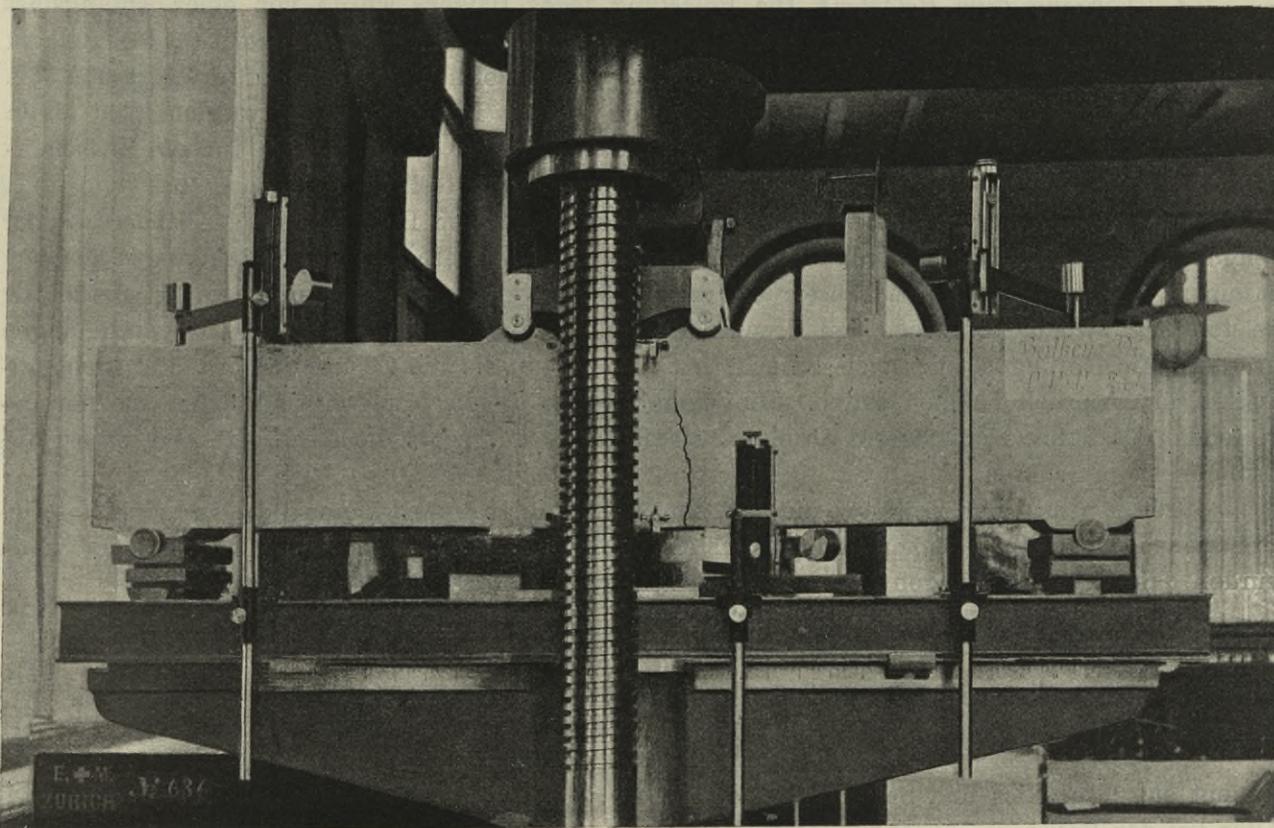


Fig. 3. Lagerung der Balken auf der Amsler'schen Presse.

Die Beobachtungen an den Armierungsstangen wurden an Stiften durchgeführt, welche in diese Stangen eingeschraubt waren, nachdem der Beton an diesen Stellen sorgfältig entfernt worden war. Die dickeren Stangen von 22 mm Durchmesser wurden durch die kleinen Löcher der Stifte nur wenig verschwächt; bei den Stangen mit 15 mm Durchmesser waren die Messungen nicht so zuverlässig, sei es dass an den Stellen, wo die Stifte befestigt wurden, eine excentrische Beanspruchung entstanden ist, sei es dass die Verschwächung der Stäbe ein früheres Erreichen der Elastizitätsgrenze zur Folge hatte. Ganz sicher wären solche Messungen nur, wenn bei jedem Stab die Dehnungen rechts und links beobachtet würden; eine solche Beobachtung ist

aber ohne weitgehende Zerstörung des Beton nicht möglich. Sämtliche Messungen an den vier Stangen sind bei den Balken mit starker Armierung zur Bestimmung der mittleren Dehnung des Eisens benützt worden; an den schwacharmierten Balken hingegen mussten die Beobachtungen an einzelnen Stangen unberücksichtigt bleiben, aus Erwägungen, die später folgen werden.

Wie sehr die direkten Dehnungsmessungen an den Eisenstangen auch erwünscht sind, so ist doch ihre Beobachtung mit grossen Schwierigkeiten verknüpft und der Erfolg nicht sicher. Aus diesem Grunde wurde bei späteren Versuchen, welche im nächsten Teile dieser Mitteilung besprochen werden, von der direkten Messung der Längenänderungen am Eisen Umgang genommen und gelangten die Spiegelapparate nur für die Messung von Verkürzungen der Druckgurtung zur Anwendung.

Wenn in absoluter Grösse die einseitigen Beobachtungen am Eisen zum Teil unsicher sind, so ist dennoch der gefundene *Verlauf* der Dehnungen ein richtig festgestellter, weil er sich an den einzelnen Stangen kontrollieren lässt und die Schlussfolgerungen, welche über den Einfluss der bleibenden Dehnungen gezogen werden, nicht von der absoluten Grösse der Dehnungen abhängen, sondern mehr von ihrem Verhältnis unter einander.

4. *Vorgang beim Belasten.* Die Belastung jedes Balkens wurde von einer Anfangslast 0,25 t bei nicht armierten und 0,5 t bei armierten Balken stufenweise um 0,25 resp. 0,5 t gesteigert und jeweilen auf die Anfangslast zurückgebracht. Diese Belastungsweise wurde fortgesetzt, bis das Beobachten an den Spiegelapparaten unmöglich wurde. Die Ablesungen wurden nicht allein für die Anfangs- und Endbelastung jeder Stufe durchgeführt, sondern auch für die Zwischenlasten, um den Verlauf der Dehnungs-Zunahme und Abnahme festzustellen.

Es ist hier hervorzuheben, dass die Wiederholung der Belastung eine Aenderung der Dehnungen zur Folge hat; für jede Stufe führen zahlreiche Wiederholungen die Dehnungen langsam zu einem ziemlich konstanten Werte; bei den vorliegenden Versuchen wurde die Wiederholung meistens nur zweimal zwischen den Grenzen einer Stufe durchgeführt; oftmalige Wiederholungen erfordern Einrichtungen, die noch zu schaffen sind, wenn sie die Zeit der Beobachter nicht allzustark in Anspruch nehmen sollen. Die eingetragenen Beobachtungen sind daher bei der betreffenden Laststufe nicht als ein absolutes Maximum, sondern als die letzte der gemachten Ablesungen zu betrachten.

Der Einfluss der Zeit auf die Ablesungen ist auch zu erwähnen; die bedeutenden Deformationen des Beton kommen beim Entlasten nur langsam zur Ruhe; bei höheren Belastungen wurden daher die Ablesungen nur gemacht, nachdem Stillstand eingetreten war.

Versuche mit nicht armierten Balken.

5. Die nicht armierten Balken dienen zur Ermittlung der Eigenschaften des Beton. Die allgemeinen Angaben über diese Biegeproben sind folgende:

	Balken A	Balken D
Cement auf 1 m ³ Kies und Sand	200 kg	500 kg
Alter bei der Probe	6 Mt.	6 ¹ / ₂ Mt.
Totalbelastung beim Bruch	2,5 t	2,7 t
Zugfestigkeit (als Hälfte der Biegezugfestigkeit)	12,5 kg/cm ²	13,5 kg/cm ²
Zugfestigkeit an Prismen 12×12×36, (" " ")	21,7 "	27,5 "
Druckfestigkeit, ermittelt an Bruchstücken der Balken	252 "	366 "
" " " Bruchstücken der Prismen	315 "	349 "
" " " Würfel von 16 cm Kantenlänge	302 "	498 "
Die Druckfestigkeit des Beton der Balken beträgt in % der Würfelfestigkeit	81	74

Die Dehnungsmessungen konnten bis zur Last von 2,25 t bei Träger A und 2,5 t bei Träger D durchgeführt werden; die Resultate sind in nachstehender Tabelle (Seite 30) sowohl für die Anfangslast wie für die Endlast jeder Stufe und zwar als Mittel der Ablesungen links und rechts des Balkens zusammengestellt.

Ausserdem wurden diese Längenänderungen auf dem Diagramm *Fig. 4* aufgetragen. Es geht aus diesem Schaubild hervor, dass bis zu einer Belastung von 0,75 t plus dem Eigengewichte, die Dehnungen geradlinig verlaufen. Die Last von 1 t bewirkt eine plötzliche Aenderung in den Zugdehnungen, welche grösser werden, als die entsprechenden Druckverkürzungen. Dieser Zustand setzt sich regelmässig bis 1,75 t Belastung fort und zwar so, dass der Unterschied des Verhaltens der Zug- und Drucklängenänderungen grösser ist bei magerer als bei fetter Mischung. Ueber 1,75 t wachsen die Längenänderungen viel rascher bei der fetteren Mischung.

Die *grösste Verkürzung*, welche vor dem Bruch beobachtet werden konnte, beträgt auf 1 m Länge bei Träger A **5,07** und bei Träger D **8,9** $\text{cm}/1000$;

die *grösste Verlängerung* auf 1 m Länge bei Träger A **11,0** und bei Träger D **21,6** $\text{cm}/1000$; darin ist die bleibende Deformation enthalten.

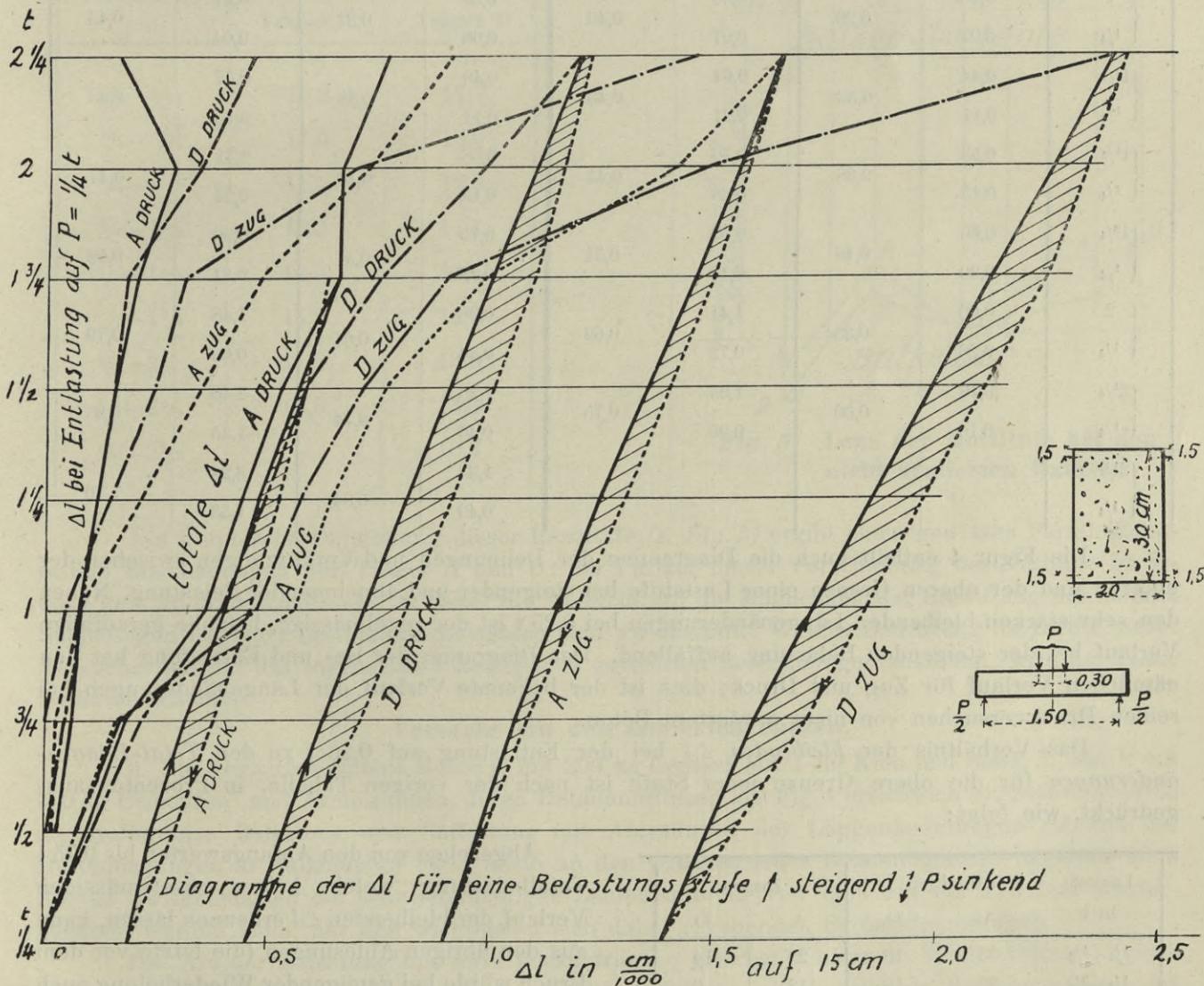


Fig. 4. Längenänderungen der nicht armierten Balken.

Die Belastung von 0,75 t plus Eigengewicht, welche bei beiden Balken die Grenze des annähernd proportionellen Verhaltens und gleicher Zug- und Druck-Längenänderungen darstellt, entspricht einer rechnerischen Maximalbeanspruchung (der äussersten Faser) von $\pm 8,5 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

Längenänderungen Δl in $\text{cm}/1000$ auf 15 cm gemessen.

Last in Tonnen	Balken A (200 kg Cement/m ³)				Balken D (500 kg Cement/m ³)			
	Druckgurtung		Zuggurtung		Druckgurtung		Zuggurtung	
	Total	Differenz	Total	Differenz	Total	Differenz	Total	Differenz
$\frac{1}{4}$	0		0		0		0	
$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,09	0,06	0,07	0,05	0,10	0,09	0,07	0,06
$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,18	0,12	0,16	0,14	0,21	0,17	0,17	0,17
$\left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,36	0,29	0,56	0,49	0,39	0,31	0,47	0,43
$\left\{ \begin{array}{l} 1\frac{1}{4} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,44	0,33	0,64	0,43	0,49	0,38	0,57	0,43
$\left\{ \begin{array}{l} 1\frac{1}{2} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,53	0,38	0,76	0,41	0,58	0,43	0,71	0,47
$\left\{ \begin{array}{l} 1\frac{3}{4} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,66	0,46	0,99	0,51	0,75	0,57	0,90	0,59
$\left\{ \begin{array}{l} 2 \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,66	0,38	1,41	0,69	0,98	0,64	1,48	0,79
$\left\{ \begin{array}{l} 2\frac{1}{4} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,76	0,60	1,65	0,75	1,20	0,74	2,40	0,95
$\left\{ \begin{array}{l} 2\frac{1}{2} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$					1,33	0,84	3,23	1,70
					0,49		1,53	

Die Figur 4 enthält auch die Diagramme der Dehnungen und Verkürzungen zwischen der unteren und der oberen Grenze einer Laststufe bei steigender und abnehmender Belastung. Neben den sehr starken bleibenden Längenänderungen bei 0,25 t ist der regelmässige, beinahe geradlinige Verlauf bei der steigenden Belastung auffallend. Das Diagramm der Be- und Entlastung hat den nämlichen Verlauf für Zug und Druck; dies ist der bekannte Verlauf der Längenänderungen bei reinen Druckversuchen von nicht armiertem Beton.

Das Verhältnis der *bleibenden* Δl bei der Entlastung auf 0,25 t zu den *Total-Längenänderungen* für die obere Grenze jeder Stufe ist nach der vorigen Tabelle, in Prozenten ausgedrückt, wie folgt:

Laststufe in t	Druckgurt		Zuggurt	
	A	D	A	D
$\frac{1}{4}-\frac{1}{2}$	33	10	29	14
$\frac{1}{4}-\frac{3}{4}$	33	19	12	0
$\frac{1}{4}-1$	19	20	12	9
$\frac{1}{4}-1\frac{1}{4}$	25	23	33	26
$\frac{1}{4}-1\frac{1}{2}$	28	26	46	34
$\frac{1}{4}-1\frac{3}{4}$	30	24	49	34
$\frac{1}{4}-2$	43	35	51	47
$\frac{1}{4}-2\frac{1}{4}$	21	38	55	60
$\frac{1}{4}-2\frac{1}{2}$		37		47

Abgesehen von den Anfangswerten bis 0,75 t Totalbelastung, welche keinen gesetzmässigen Verlauf der bleibenden Δl erkennen lassen, kann aus den übrigen Ablesungen (die letzte vor dem Bruch würde bei genügender Wiederholung auch etwas grösser ausgefallen sein) das stetige Wachsen des bleibenden Teils der Δl bei zunehmender Endbelastung und der grössere Betrag der bleibenden Δl in der Zuggurtung als in der Druckgurtung abgeleitet werden. Die grossen Unterschiede sind für ein so ungleichmässiges Material wie Beton nichts unerwartetes.

Aus diesen Unregelmässigkeiten kann wohl der Schluss gezogen werden, dass beim Entlasten innere Spannungen im Material bestehen bleiben. Dass bei zunehmender Last die Nulllinie sich verschiebt, geht aus dem Diagramm und den mitgeteilten Zahlen deutlich hervor. Eine genaue Ermittlung der Lage der Nulllinie und der wahrscheinlichen Spannungen im Beton wurde nicht versucht, weil hier der Betrag der Spannungen nach dem Entlasten vollständig unbekannt ist.

Werden diese Spannungen beim Entlasten als geringfügig vernachlässigt und die allerdings nicht richtige Annahme des ebenen Querschnittes vor und nach der Belastung zugrunde gelegt, so ergeben sich aus den beobachteten Längenänderungen die folgenden Ordinaten der Nulllinie in Trägermitte für die einzelnen Belastungsstufen. Die Ordinaten werden von der Oberkante der Druckgurtung nach abwärts positiv angenommen.

Belastungs- stufe t	Ordinaten der Nulllinie	
	Träger A	Träger D
	cm	cm
1/4—1/2	16,2	17,7
1/4—3/4	14,0	15,0
1/4—1	11,5	12,8
1/4—1 1/4	13,2	14,1
1/4—1 1/2	14,5	14,4
1/4—1 3/4	14,3	14,7
1/4—2	11,5	13,6
1/4—2 1/4	13,5	13,3
1/4—2 1/2	—	10,4

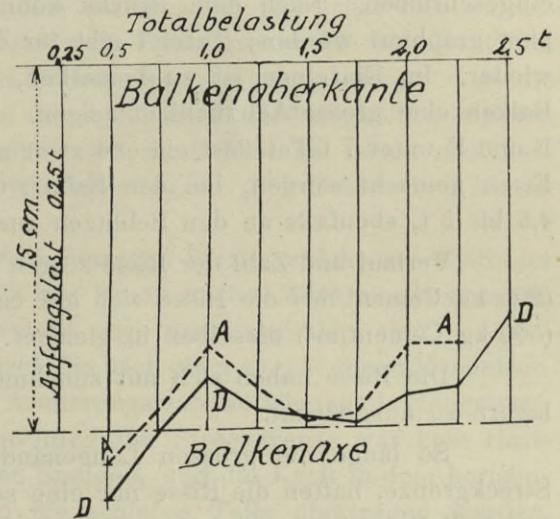


Fig. 5. Lage der Nulllinie bei den nicht armierten Balken.

Die graphische Darstellung dieser Resultate (s. Fig. 5) ergibt einen gewissen Parallelismus in den Erscheinungen der Träger A und D; der Verlauf dieser Verschiebung der Nulllinie ist jedoch kein gesetzmässiger. Es ist daher die Aussicht auf die Möglichkeit der Ermittlung der inneren Spannungen bei einer bestimmten Belastung sehr zweifelhaft. Welche Bedeutung im Lichte dieser Versuche den auf das sogenannte Potenzgesetz gestützten Berechnungen zukommt, wird der Leser leicht entscheiden.

Versuche mit den armierten Balken.

6. Die *armierten Balken* B und C mit 200 kg Cement auf 1 m³ Kies und Sand, E und F mit 500 kg Cement/m³ und Armierungen, deren Detailanordnung aus Fig. 1 ersichtlich ist, lieferten durch die stufenweise Belastung und Entlastung mit Ablesungen der Längenänderungen Δl und der Durchbiegungen in Balkenmitte nicht allein an den Grenzen jeder Belastungsstufe, sondern auch für die Zwischenlasten ein sehr reichhaltiges Zahlenmaterial, von dem nur ein Teil hier wiedergegeben werden kann, mit den wichtigsten sich dabei ergebenden Schlussfolgerungen.

Die Art der Belastung mit zwei konzentrierten gleichen Lasten in 30 cm Abstand, symmetrisch zur Balkenmitte, ergibt für P tonnen Totalbelastung ein konstantes *Biegemoment* auf der Beobachtungsstrecke gleich $30 P$ in cmt und eine *Scheerkraft* an jedem Auflager von $1/2 P$ in t. Die allgemeinen Daten für die vier untersuchten Balken sind die folgenden:

	Balken	B	E	C	F
4 Armierungsstangen von		22	22	15	15 mm Durchmesser
Cement pro m ³ Kies und Sand		200	500	200	500 kg
Alter bei der Probe		7	8 1/2	10 1/2	10 1/2 Monate
Würfelfestigkeit des Beton		245	596	287	637 kg/cm ² .

Die Druckfestigkeit des Beton in den Balken konnte nicht direkt ermittelt werden; aus dem Vergleich, welcher bei den nicht armierten Balken gemacht wurde, ist wegen den ungünstigeren Verhältnissen beim Einstampfen, die Druckfestigkeit des Beton im Balken etwas kleiner als die Würfelfestigkeit anzunehmen, d. h. zirka $\frac{3}{4}$ bis $\frac{4}{5}$ der letzteren.

Bei der Umrechnung der Dehnungen und Spannungen wurde das Elastizitätsmodul des Eisens zu 2100 t/cm² angenommen.

7. Die *äusseren Erscheinungen* beim Versuche sind verfolgt worden, indem zur besseren Beobachtung der Risse die Balken mit dünnflüssigem Gips angestrichen und die auftretenden Risse mit Bleistift an der Oberfläche gezeichnet wurden, um dieselben auch nach dem Entlasten sichtbar zu machen; die einem Risse entsprechende Totalbelastung wurde jeweilen am Ende desselben eingeschrieben. Nach dem Bruche konnten die Risse des ganzen Versuches ausgezogen und photographiert werden; Tafel I gibt für die vier Balken B, E, C, F sämtliche beobachtete Risse wieder. Im Einzelnen ist zu bemerken, dass die Erscheinungen bis zum Bruche bei den vier Balken eine grosse Aehnlichkeit zeigen. Die ersten Risse traten bei den stark armierten Balken B und E unter 7 t Totallast ein und zwar an den Schlitzten, welche für die Dehnungsmessungen im Eisen gemacht wurden; bei den Balken C und F mit 15 mm Armierungen traten die Risse bei 4,5 bis 5 t, ebenfalls an den Schlitzten zuerst auf.

Verlauf und Zahl der Risse zeigen den wichtigen Unterschied, dass bei den Balken B und C (200 kg Cement/m³) die Risse sich auf ca. 1,15 m erstrecken, während bei den Balken E und F (500 kg Cement/m³) dieselben in gleicher Zahl (9) sich nur auf ca. 1,00 m entwickelt haben.

Die Risse haben sich mit zunehmender Last nach der Druckgurtung und nach den Auflagern zu ausgedehnt.

So lange die grossen Längenänderungen im Eisen nicht auftraten, d. h. unterhalb der Streckgrenze, hatten die Risse nur eine sehr kleine Weite; oberhalb der Streckgrenze haben sich gegen Balkenmitte zwei früher entstandene Risse erweitert und haben die Dicke der Druckgurt allmählich so beeinträchtigt, dass der Bruch des Balkens infolge der Zerdrückung der dünnen Druckgurtplatte erfolgen musste. Aus den Abbildungen der Tafel I ist diese Zertrümmerung deutlich zu ersehen; sie trat ein, namentlich bei den Balken E und F, begleitet durch Knistern ähnlich demjenigen des zerdrückten Holzes.

Die Dicke der Druckgurt beim Bruch kann annähernd aus der Endlage der vertikalen Risse bestimmt werden, sie ergibt sich zu zirka

7,5 cm bei Balken B,	5 cm bei Balken C.
5,5 „ „ „ E,	4 „ „ „ F.

Nach dem Bruch war die Tragfähigkeit der vier Balken nicht erschöpft, sie hatte allein ihr Maximum erreicht. Trotz Zerstörung des Beton und grosser Durchbiegung konnten die Balken noch 8 bis 9/10 der Bruchbelastung tragen.

8. Die *Beanspruchung des Materials beim Bruch* ist nicht mit grosser Genauigkeit festzustellen, wegen der Unsicherheit in der Dicke der Druckgurtung und in der Verteilungsweise der Spannungen. Die angenäherte Berechnung ergibt in Trägermitte nachfolgende Resultate; als Abstand zwischen Zug- und Druckmittelpunkt wurde der Abstand des Schwerpunktes des Eisenquerschnittes zur Mitte der weiter oben angegebenen Betondicke angenommen.

Balken	<i>B</i>	<i>E</i>	<i>C</i>	<i>F</i>
Totalbelastung beim Bruch	30	31,4	17,5	20,9 t
Biegemoment in Trägermitte	900	942	525	627 cmt
Abstand von Zug- und Druckzentrum	21,8	22,8	23,5	24,5 cm
Gurtungskraft	41,2	41,2	22,3	25,6 t
Querschnitt des Druckgurts ca.	150	110	100	80 cm ²
Mittlere Druckfestigkeit des <i>Beton</i>	275	374	223	320 kg/cm ² .

In Wirklichkeit ist die Verteilung der Druckspannung keine gleichmässige, sie wird als Grenzen 0 und den doppelten Betrag der mittleren Druckfestigkeit annehmen können, die obere Grenze wäre dann an der äussersten Faser:

<i>Maximale Druckfestigkeit</i>	550	748	446	640 kg/cm ²
Verhältnis zur Würfelfestigkeit	2,25	1,26	1,56	1,00
Querschnitt der Armierung	15,2	15,2	7,1	7,1 cm ²
<i>Maximale Spannung im Eisen</i>	2,71	2,71	3,15	3,61 t/cm ² .

Aus diesen Zahlen, welche später noch zur Diskussion der Sicherheitskoeffizienten Verwendung finden sollen, kann der Schluss gezogen werden, dass bei hinreichendem Widerstande gegen Scheerkräfte, wie im vorliegenden Falle, die schwächere Armierung bei gleichem Querschnitt des Beton höher beansprucht werden kann, und dies um so mehr, je reicher die Cementmischung ist; bei kleineren Eisenstärken liegt auch meistens die Streckgrenze des Metalls höher.

Obwohl aus den Versuchen mit nicht armierten Balken hervorzugehen scheint, dass die Druckfestigkeit von Prismen aus diesen Balken kleiner ist, wie die Würfelfestigkeit des Beton an gleichzeitig erzeugten speziellen Probekörpern ermittelt, so liegt doch die lokale maximale Druckfestigkeit im Balken beim Bruch höher wie die Würfelfestigkeit. Der Unterschied ist am grössten bei magerer Mischung und starker Armierung.

Die *Scheerkräfte* und *Scheerspannungen* beim Bruch betragen Werte, welche unterhalb der Scheerfestigkeit des Eisenbetonbalkens geblieben sind, da der Bruch in der Mitte eingetreten ist; ihre Ermittlung wirft einiges Licht über Verhältnisse, welche noch nicht abgeklärt sind.

Die Scheerkräfte werden übertragen teilweise durch die nach oben abgebogenen Rundeisen, zum Teil durch die vertikalen Bügel und den Beton. Die Armierungsstangen können als Hängewerk oder Seilpolygon aufgefasst werden; nach der Ueberschreitung der Streckgrenze war kein Haftwiderstand mehr auf der grössten Länge der abgebogenen Stangen, und die Kraft in dem horizontalen Armierungsteil musste annähernd unverändert in die schiefen Teile übertragen werden. Die Zustände sind folgende:

	Balken	B	E	C	F
Maximale Scheerkraft		15	15,7	8,75	10,45 t
Kraft in den abgebogenen Eisenstangen		20,6	20,6	11,15	12,8 t
diese Kraft entspricht nach der Neigung der Stangenden einer Scheerkraft von 0,46, also		9,4	9,4	5,1	5,9 t
Beton und Bügel haben die Differenz zu übertragen d. h.		5,6	6,3	3,65	4,55 t
Wird diese Differenz ganz dem Beton zugeschrieben, so wäre bei einem Querschnitt von ca.		420	420	460	460 cm ²
die <i>Scheerspannung</i>		13,4	15,0	7,9	9,9 kg/cm ² ,

Werte, welche innerhalb der Scheerfestigkeit des Beton liegen.

Der Nachweis der Notwendigkeit der Bügel ist im vorliegenden Falle nicht möglich; ein Gleiten der Armierungen an den Enden beim Bruche wurde nicht wahrgenommen. Bei drei Balken war das Verhalten der Enden ein günstiges; nur bei Balken E trat ein Riss zuletzt direkt über der Auflagerwalze ein. Solche Stellen sollten bei stark belasteten Versuchsbalken durch eine Zwischenplatte aus Eisen geschützt sein.

9. Der *Sicherheitsgrad der untersuchten Balken gegen Bruch* hat für die Praxis eine grosse Bedeutung, denn seine Kenntnis ermöglicht es, die Berechtigung der Verfahren zur Dimensionierung zu prüfen. Es kommt bei einem tragenden Bauteile aus Materialien, deren genaues Verhalten immer ungenügend bekannt sein wird, sehr darauf an, über die wahrscheinliche Tragfähigkeit im Klaren zu sein, noch mehr wie darauf den wahrscheinlichen Verlauf der inneren Spannungen zu kennen.

Die Dimensionierung geschieht hauptsächlich nach zwei Verfahren: das erste setzt *elastisches Verhalten* des kombinierten Balkens aus Beton und Eisen zur Ermittlung der Spannungen

im Beton voraus; der Querschnitt des Eisens wird bei der Berechnung durch den n -fachen Betonquerschnitt ersetzt; zur Ermittlung der Spannungen im Eisen wird die Zugfestigkeit des Beton ganz vernachlässigt. Dieses Verfahren mit $n = 20$ ist in der Schweiz nach den provisorischen Normen üblich.

Das zweite Verfahren setzt voraus, es seien *Risse im gezogenen Teil* des Beton entstanden; der als Zuggurtung allein wirksame Eisenquerschnitt wird durch den n -fachen Betonquerschnitt ersetzt. In den deutschen Leitsätzen ist dieses Verfahren mit $n = 15$ vorgeschrieben. Eine Diskussion der Resultate mit beiden Verfahren wird später stattfinden. Es handelt sich jetzt um die Anwendung der beiden Methoden auf die erprobten Balken zur Bestimmung ihrer zulässigen Tragfähigkeit.

Wir erhalten folgende Resultate:

1. Material elastisch, $n = 20$.

	<i>Balken B und E</i> (22 mm Armierung)	<i>Balken C und F</i> (15 mm Armierung)
Bruttoquerschnitt des Beton	600 cm ²	600 cm ²
20-maliger Eisenquerschnitt	304 „	142 „
Total-Querschnitt	904 cm ²	742 cm ²
y_s Abstand des Schwerpunktes von Balkenoberkante	18,5 cm	17,2 cm
Trägheitsmoment für die Schweraxe, $J_s =$	68282 cm ⁴	58547 cm ⁴
Widerstandsmoment für Balkenoberkante, $W_o =$	3691 cm ³	3404 cm ³
„ „ Balkenunterkante, $W_u =$	5937 cm ³	4574 cm ³

Einer Totalbelastung $P = 1$ t entspricht ein Biegemoment $M = 30$ cmt,		
eine Druckspannung im Beton $\sigma_{bd} =$	8,13 kg/cm ²	8,81 kg/cm ²
eine Zugspannung im Beton $\sigma_{bz} =$	5,05 „	6,55 „
eine Zugspannung im Eisen ($\sigma_e' = 20 \sigma_b$)	0,066 t/cm ²	0,095 t/cm ² .

Die Mitwirkung der Zugfestigkeit des Beton wird vernachlässigt; für $P = 1$ t oder $M = 30$ cmt und einen Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt $h_{zd} =$	19,3 cm	20,6 cm
ist die Kraft im Eisen	1,554 t	1,456 t
Zugspannung im Eisen ($\sigma_{bz} = 0$) $\sigma_e =$	0,1022 t/cm ²	0,2056 t/cm ²

Hieraus folgt als zulässige Totalbelastung
für $\sigma_{bd} = 35$ kg/cm² $P = 4,30$ t 3,97 t.

Wir erhalten somit:	Balken	<i>B</i>	<i>E</i>	<i>C</i>	<i>F</i>
für die Bruchbelastung		30	31,4	17,5	20,9 t
ein Sicherheitsgrad =		7	7,3	4,4	5,3.

Würde man eine höhere Spannung im Beton als zulässig erachten, dagegen die zulässige Spannung im Eisen $\sigma_e = 1,000$ t/cm² als Grundlage für die Bestimmung der *Tragkraft* ansehen, so ergebe sich als solche 9,80 t 4,87 t
mit einem *Sicherheitsgrad* = **3,1** **3,2** **3,6** **4,3.**

Die gewählten Armierungen gewähren nicht die gleiche Sicherheit gegenüber dem Eisen und gegenüber dem Beton; für die schwächer armierten Balken C und F ist das Resultat ein gleichmässigeres wie für die stärker armierten Balken.

2. Beton gerissen in der Zuggurtung, $n = 15$.

	Balken B und E (22 mm Armierung)	Balken C und F (15 mm Armierung)
Nutzhöhe	25,5 cm	26,3 cm
15-maliger Eisenquerschnitt	228 cm ²	106,2 cm ²
y Abstand des Schwerpunktes von Balkenoberkante	15,3 cm	12,2 cm.

Einer Totalbelastung $P = 1$ t entspricht ein Bieugungsmoment $M = 30$ cmt.

Druckspannung im Beton $\sigma_{bd} =$	9,6 kg/cm ²	11,1 kg/cm ²
Zugspannung im Eisen $\sigma_s =$	0,0967 t/cm ²	0,191 t/cm ² .

Hieraus folgt als zulässige Totalbelastung

für $\sigma_{bd} = 40$ kg/cm ²	$P = 4,17$ t	3,62 t
Sicherheitsgrad =	7,2 7,6	4,8 5,8.

Wird auch hier ohne Rücksicht auf eine höhere Druckspannung im Beton die zulässige Spannung im Eisen als massgebend für die Bestimmung der *Tragkraft* angenommen, so ergibt sich für $\sigma_s = 1$ t/cm² die letztere zu

	10,33 t	5,24 t
mit einem Sicherheitsgrad =	2,9 3,0	3,3 4,0.

Der Unterschied in den Sicherheitsgraden gegenüber dem Beton und dem Eisen tritt hier etwas stärker hervor, als wie bei der Berechnung nach dem ersten Verfahren. Dass die erste Berechnung eine kleinere zulässige Spannung wie die letzte zur Erzielung gleicher Sicherheit erfordert, geht deutlich aus den gegebenen Zahlen hervor.

10. Die *ersten Risse* sind entstanden bei Totalbelastungen von

7 t 7 t 4,5 t 5 t;

dieselben liegen bei Balken B und E unterhalb der Tragkraft für $\sigma_s = 1$ t und bei Balken C und F viel näher an dieser Tragkraft.

Das Auftreten von Rissen hängt von den Spannungen im Beton und nur indirekt von denjenigen im Eisen ab; das zweite Verfahren gibt keinen Anhaltspunkt über die Zugspannungen im Beton, da dieselben für alle Belastungsfälle gleich null angenommen werden. Das erste Verfahren erlaubt es, diese Spannungen zu berechnen, allerdings unter der irrigen Voraussetzung von elastischem Material mit konstantem Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton.

Es ergibt sich bei Balken	B	E	C	F
als Spannung im Beton vor dem Auftreten der ersten Risse $\sigma_{bz} =$	35,3	35,3	29,5	32,7 kg/cm ² ;
für dieselbe Phase ergibt dasselbe Verfahren eine Spannung im Eisen von	0,462	0,462	0,428	0,475 t/cm ² .

Diese Werte deuten auf eine gewisse Gleichmässigkeit der Spannungen im Beton beim Auftreten der ersten, durch Belastung des Balkens verursachten Risse. Die ersten Risse sind durch Beobachtung schwer zu finden, auch wenn der Balken gut beleuchtet und weiss angestrichen ist. Die Dehnungsmessungen und die Einsenkungen zeigen aber ziemlich deutlich den Beginn des Auftretens von Rissen an, weil die grossen Dehnungen im Beton dieser Phase unmittelbar vorangehen und eine Wiederholung der Belastung Risse zum Vorschein bringt.

Hiermit wären die direkten Schlussfolgerungen aus den äusseren Erscheinungen beim Versuche gezogen und es kann nun die Frage der Deformationen beim Versuche behandelt werden.

Die Deformationen innerhalb der Elastizitätsgrenze des Eisens.

11. Die *Längenänderungen* wurden sämtlich von der Anfangslast 0,5 t beobachtet und bei jeder Erhöhung der Last der Verlauf der Längenänderungen von 0,5 t bis zur oberen Grenze verfolgt.

Die Ablesungen rechts und links des Balkens sind nur bei genauer symmetrischer Lage der Krafteinwirkung untereinander gleich; eine auch geringe Excentrizität beeinflusst die Dehnungen; die Mittelwerte sind jedoch für die Symetrieebene massgebend. Die Messungen der *Verkürzungen* des *Beton* im Druckgurt an den Balken E, C und F zeigen ein befriedigendes Verhalten, aus welchem der Excentrizitätsfehler bei der Belastung bestimmt werden kann.

Für die Totalbelastungen von 3, 6, 9, 12 t ergibt sich (Δl in $\text{cm}/1000$ auf 15 cm)

Last in t	Balken E			Balken C			Balken F		
	Δl_{links}	Δl_{rechts}	Mittel	Δl_{links}	Δl_{rechts}	Mittel	Δl_{links}	Δl_{rechts}	Mittel
3	0,95	0,77	0,86	1,03	1,08	1,05	0,80	0,93	0,86
6	2,32	1,95	2,13	3,05	3,50	3,27	2,07	2,40	2,24
9	4,20	3,50	3,85	4,80	6,23	5,51	3,89	4,40	4,14
12	5,87	5,05	5,46	6,95	8,59	7,77	5,62	5,87	5,74
Mittl. Verhältniszahlen	107	93	100	90	110	100	95	105	100

Die *Dehnungen*, an den *Eisenstangen* gemessen, sind durch die exzentrische Lage der Belastung und ausserdem durch die nur einseitige Messung beeinflusst. Bei starker Armierung ist eine lokale exzentrische Wirkung der Kraft weniger zu befürchten, wie bei den schwachen Armierungen. Die Resultate für dieselben Laststufen wie vorhin, sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt. Die Armierungsstangen links tragen die Nummern 1 und 2, rechts die Nummern 3 und 4; 1 und 4 entsprechen den unteren geraden Stangen, 2 und 3 den darüber liegenden abgebogenen Stangen. Bei dem Vergleich der Resultate ist zu beachten, dass auch die kleinen Unterschiede in der Lage der Eisenstangen einen Einfluss auf die Dehnungen gehabt haben.

Es sei zuerst festgestellt, dass bei Balken E die exzentrische Wirkung der Belastung die gleichen Unterschiede beim Beton und beim Eisen hervorgebracht hat, nämlich $\pm 7\%$. Ausserdem ist bei Balken B und E der Unterschied der Dehnungen in den oberen abgebogenen und in den unteren geraden Eisenstangen derselbe, nämlich im Mittel $\pm 9\%$ der mittleren Dehnung der vier Stangen. Wir glauben aus diesen Zahlen den Schluss ziehen zu dürfen, dass die stark-armierten Stangen in ihren Dehnungen mit genügender Sicherheit beobachtet worden sind. Anders stellen sich die Dehnungen des Eisens in den Balken C und F; offenbar hat hier die Schwächung der Stangen durch die Stiftlöcher eine Excentrizität bewirkt, welche die absoluten Werte der Dehnungen bei einigen Stangen, jedoch nicht den Verlauf derselben, beeinträchtigt hat. Aus diesem Grunde wurden für diese Balken als mittlere Dehnungen nur die Maximaldehnungen berücksichtigt und die Excentrizität, welche die Betonlängenänderungen in der Wirkung der Belastung gezeigt haben, auch für die Eisendehnungen als massgebend angenommen. Somit sind die Stangen 1 und 2 bei Balken C und Stange 3 bei Balken F zur weiteren rechnerischen Behandlung dieser Balken berücksichtigt worden. Die so erzielten Resultate können nicht denselben Grad der Sicherheit haben, wie diejenigen der Balken B und E mit stärkerer Armierung.

In der nachfolgenden Tabelle auf Seite 38 und 39 sind die mittleren Dehnungen für die untere und obere Grenze jeder Laststufe zusammengestellt; anschliessend an die Dehnungen im Eisen sind mit einem Elastizitätskoeffizienten von 2100 t/cm^2 auch die Spannungen und Totalkräfte in der Armierung angegeben worden.

Dehnungen in den Eisenstangen in $\text{cm}/1000$ auf 15 cm und in Verhältniszahlen.

Last in t	Eisenstangen				Mittel aus 1—2 (links)	Mittel aus 2—4 (rechts)	Mittel aus 1—4 untere Stangen	Mittel aus 2—3 obere Stangen	Mittel aus 1, 2, 3, 4
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4					
Δl in $\text{cm}/1000$ auf 15 cm					Δl in Verhältniszahlen				
Balken B									
3	0,16	0,34	0,27	0,32	93	108	89	111	100
6	2,22	1,92	1,31	1,67	116	84	110	90	100
9	5,14	4,34	2,72	3,29	123	78	109	91	100
12	7,92	6,26	4,28	5,07	121	79	110	90	100
15	10,22	8,24	6,18	6,84	117	83	108	92	100
				Mittel (aus 6—15)	119	81	109	91	100
Balken E									
3	0,85	0,60	0,40	0,57	118	81	117	82	100
6	2,55	2,10	1,95	2,05	107	93	101	92	100
9	5,14	3,65	3,90	4,10	105	95	110	90	100
12	7,94	5,74	6,00	6,00	107	94	109	91	100
15	10,66	7,60	8,00	7,85	107	93	109	91	100
				Mittel	107	93	109	91	100
Balken C									
3	1,04	0,79	0,70	0,25	132	68	94	107	100
6	4,92	4,57	3,00	1,30	138	62	90	110	100
9	10,28	8,50	5,39	2,19	143	57	95	105	100
12	16,73	12,20	7,38	+0,45	158	42	94	107	100
				Mittel	148	52	93	107	100
Balken F									
3	0,31	0,30	0,50	0,20	94	106	76	122	100
6	1,11	1,14	2,20	0,57	90	110	67	144	100
9	5,30	2,37	8,27	3,14	81	119	88	112	100
12	10,50	4,70	14,54	6,44	84	116	94	106	100
				Mittel	84	116	90	110	100

Die Fig. 6 und 7 stellen graphisch den Verlauf der Δl im Beton und im Eisen dar; ausser den Totallängenänderungen wurden für jede Laststufe zum Teil die Δl der unteren Lastgrenze aufgetragen. Zu bemerken ist, dass vom Auftreten der ersten Risse an die verschiedenen Linien einen nahezu geradlinigen Verlauf haben. Die Verkürzungen des Beton sind hauptsächlich durch die Qualität desselben beeinflusst, weniger durch die Stärke der Armierungen; die Dehnungen im Eisen bei den Balken B und E zeigen nur geringe Unterschiede; der Einfluss der Mischung des Beton tritt nur in untergeordneter Weise auf.

in Eisen
Tabelle der Längenänderungen Δl in $\text{cm}/1000$ auf 15 cm gemessen.

Last in t	Armierungsstangen												Beton		
	Balken B			Balken E			Balken C			Balken F			E	C	F
	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	Δl	Δl
{ 1/2	0			0			0,04			0			0,02	0,04	0,04
{ 1	0,03	4	0,06	0,02	3	0,04	0,08	11	0,08	0,04	6	0,04	0,17	0,20	0,18
{ 1/2	0,01	1	0,02	0,02	3	0,04	0,24	34	0,24	0,06	9	0,06	0,04	0,06	0,07
{ 1 1/2	0,05	7	0,11	0,07	10	0,15	0,32	46	0,33	0,11	16	0,11	0,33	0,38	0,33
{ 1/2	0,03	4	0,06	0,15	22	0,34	0,35	50	0,35	0,12	17	0,12	0,09	0,12	0,09
{ 2	0,08	11	0,17	0,22	32	0,49	0,48	69	0,49	0,21	30	0,21	0,52	0,59	0,50
{ 1/2	0,08	11	0,17	0,31	44	0,67	0,50	71	0,50	0,21	30	0,21	0,13	0,18	0,18
{ 2 1/2	0,16	23	0,35	0,41	59	0,90	0,75	107	0,76	0,30	43	0,30	0,68	0,80	0,70
{ 1/2	0,14	20	0,30	0,44	63	0,96	0,60	86	0,61	0,32	46	0,33	0,14	0,23	0,25
{ 3	0,27	39	0,59	0,61	87	1,32	1,02	145	1,03	0,54	77	0,55	0,86	1,06	0,87
{ 1/2	0,24	34	0,52	0,63	90	1,37	0,72	103	0,73	0,40	57	0,40	0,11	0,29	0,25
{ 3 1/2	0,46	66	1,00	0,88	126	1,92	1,28	183	1,30	0,65	93	0,66	1,01	1,34	1,05
{ 1/2	0,37	53	0,81	0,76	109	1,66	0,98	140	0,99	0,43	61	0,43	0,15	0,37	0,33
{ 4	0,61	87	1,32	1,09	156	2,37	1,76	252	1,78	0,82	117	0,83	1,22	1,65	1,33
{ 1/2	0,51	73	1,11	0,89	127	1,93	1,23	176	1,25	0,54	77	0,54	0,22	0,48	0,37
{ 4 1/2	0,84	120	1,82	1,32	189	2,87	2,57	366	2,58	0,97	138	0,98	1,45	2,05	1,50
{ 1/2	0,67	96	1,46	1,02	146	2,22	1,66	237	1,68	0,68	97	0,69	0,29	0,57	0,40
{ 5	1,11	159	2,42	1,57	225	3,42	3,47	496	3,50	1,33	190	1,35	1,67	2,48	1,72
{ 1/2	0,98	140	2,13	1,13	162	2,46	2,01	287	2,03	0,82	117	0,83	0,32	0,81	0,45
{ 5 1/2	1,60	229	3,48	1,97	282	4,30	4,35	620	4,38	1,76	252	1,78	1,92	2,95	1,96
{ 1/2	1,02	146	2,22	1,27	182	2,76	2,31	330	2,33	1,04	149	1,06	0,42	0,84	0,53
{ 6	1,78	255	3,88	2,16	310	4,71	5,27	750	5,30	2,38	340	2,41	2,14	3,27	2,23
{ 1/2	1,06	152	2,31	1,33	190	2,88	2,63	375	2,66	2,02	288	2,04	0,45	0,92	0,71
{ 6 1/2	2,07	296	4,50	2,46	352	5,34	6,23	890	6,31	4,02	575	4,08	2,39	3,68	2,65
{ 1/2	1,19	170	2,58	1,44	206	3,12	2,89	413	2,92	1,96	280	1,98	0,53	0,98	0,67
{ 7	2,34	335	5,09	2,78	400	6,08	7,16	1020	7,32	4,88	697	4,95	2,63	4,07	2,91
{ 1/2	1,56	223	3,40	1,57	225	3,42	3,10	442	3,13	2,17	310	2,19	0,70	1,05	0,70
{ 7 1/2	3,19	457	6,95	3,23	464	7,05	7,87	1120	7,94	5,91	843	5,98	3,00	4,37	3,24
{ 1/2	1,60	229	3,48	1,61	231	3,52	3,55	506	3,57	2,38	340	2,41	0,72	1,09	0,73
{ 8	3,37	484	7,36	3,51	503	7,65	9,05	1290	9,14	6,90	985	6,97	3,20	4,85	3,55
{ 1/2	1,61	230	3,50	1,69	242	3,68	3,69	527	3,74	2,67	381	2,70	0,72	1,19	0,77
{ 8 1/2	3,56	510	7,75	3,81	546	8,30	9,72	1390	9,84	7,92	1130	8,00	3,43	5,20	3,86
{ 1/2	1,61	230	3,50	1,84	263	4,00	3,84	550	3,88	3,00	428	3,03	0,96	1,20	0,77
{ 9	3,87	552	8,40	4,20	602	9,17	10,45	1490	10,5	8,96	1280	9,05	3,85	5,51	4,15

Last in t	Armierungsstangen												Beton		
	Balken B			Balken E			Balken C			Balken F			E	C	F
	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	σ kg/cm ²	Z t	Δl	Δl	Δl
{ 1/2	1,71	245	3,72	1,96	281	4,27	4,17	595	4,22	3,55	506	3,57	0,98	1,30	0,82
{ 10	4,58	656	10,00	4,92	705	10,70	12,20	1740	12,40	11,30	1640	11,60	4,31	6,30	4,70
{ 1/2	1,75	250	3,80	2,06	295	4,48	4,53	650	4,60	4,35	620	4,38	1,03	1,37	0,87
{ 11	5,18	740	11,25	5,67	812	12,30	14,10	2020	14,30	13,60	1940	13,70	4,82	7,03	5,30
{ 1/2	1,87	268	4,09	2,16	309	4,70	5,01	715	5,07	5,32	760	5,37	1,18	1,47	0,95
{ 12	5,88	841	12,80	6,42	920	14,00	16,10	2300	16,30	15,70	2250	15,90	5,46	7,77	5,75
{ 1/2	1,95	279	4,25	2,23	320	4,87	5,48	782	5,55	6,20	884	6,25	1,16	1,83	0,95
{ 13	6,61	945	14,40	7,20	1030	15,60	18,00	2570	18,20	18,20	2600	18,40	5,92	8,82	6,26
{ 1/2	1,99	285	4,33	2,29	328	5,00							1,19		
{ 14	7,20	1030	15,60	7,86	1139	17,20							6,32		
{ 1/2	2,03	291	4,42	2,30	330	5,00							1,13		
{ 15	7,87	1130	17,20	8,53	1220	18,50							6,74		
{ 1/2	2,10	301	4,57	2,35	337	5,12							1,18		
{ 16	8,52	1220	18,50	9,19	1320	20,10							7,22		

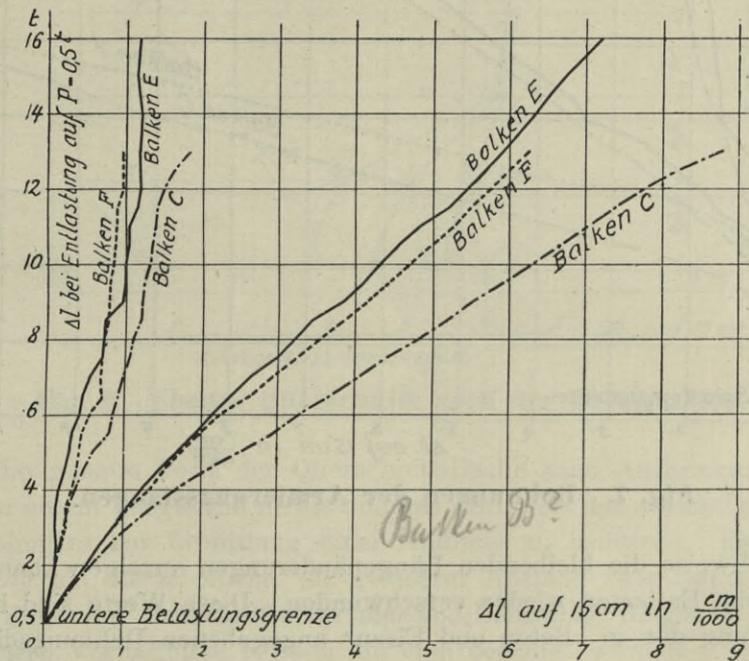


Fig. 6. Längenänderungen des Beton im Druckgurt.

12. Die *Verwertung der Dehnungsmessungen* sollte vor allem darin bestehen, die Spannungen und Kräfte im Eisen und im Beton zu berechnen. Dieselben sind für das Eisen bereits in vorstehender Tabelle eingetragen worden; beim Beton vermischen wir das einzuführende Verhältnis zwischen Dehnungen und Spannungen und die Lage der Nulllinie zur Ermittlung der Fläche der Druckgurtung.

Mehrere Berechnungsverfahren führen zu den Zahlen der Spannungen und inneren Kräfte und es wird von grosser Wichtigkeit sein, diese rein theoretischen Ergebnisse im Lichte der Versuchsergebnisse zu prüfen. — Eine einwandfreie Untersuchung dieser Verhältnisse stösst bei unregelmässigem Material, wie Beton, auf grosse Schwierigkeiten und es kann sich nur um eine Annäherung handeln, welche dazu beitragen soll, die Unzulässigkeit mancher Voraussetzungen zu beweisen und die Frage der Ermittlung der effektiven Spannungen im Eisen und im Beton bezüglich ihrer Bedeutung einigermaßen abzuklären.

Sämtliche Berechnungsverfahren gehen von der Voraussetzung aus, der vor der Belastung ebene Querschnitt bleibe nach Einwirkung derselben eben. Diese Hypothese trifft nicht zu; das verschiedene Verhalten des Beton gegen Zug und Druck, die abnormalen Dehnungen, welche in demselben entstehen, führen bereits zu diesem Schlusse. Experimentell lässt sich die Unzulässigkeit dieser Hypothese beweisen durch Messung der Längenänderungen an verschiedenen Strecken desselben Balkenelementes. Solche Messungen sind in der eidgen. Materialprüfungsanstalt im Jahre 1902 an der ersten Balkenserie durchgeführt worden. Die Resultate für die Druckgurtung sind vom Verfasser in „Beton und Eisen“ 1903 II. Heft mitgeteilt worden. An sieben Stellen links und rechts des Balkens wurden die Längenänderungen beobachtet; zuerst für eine erste Belastungsstufe bis 4 t, hierauf für eine zweite Belastungsstufe bis 6 t. Infolge der ungenügenden Zahl Spiegelapparate (4) mussten die Beobachtungen an den einzelnen Stellen nacheinander stattfinden, so

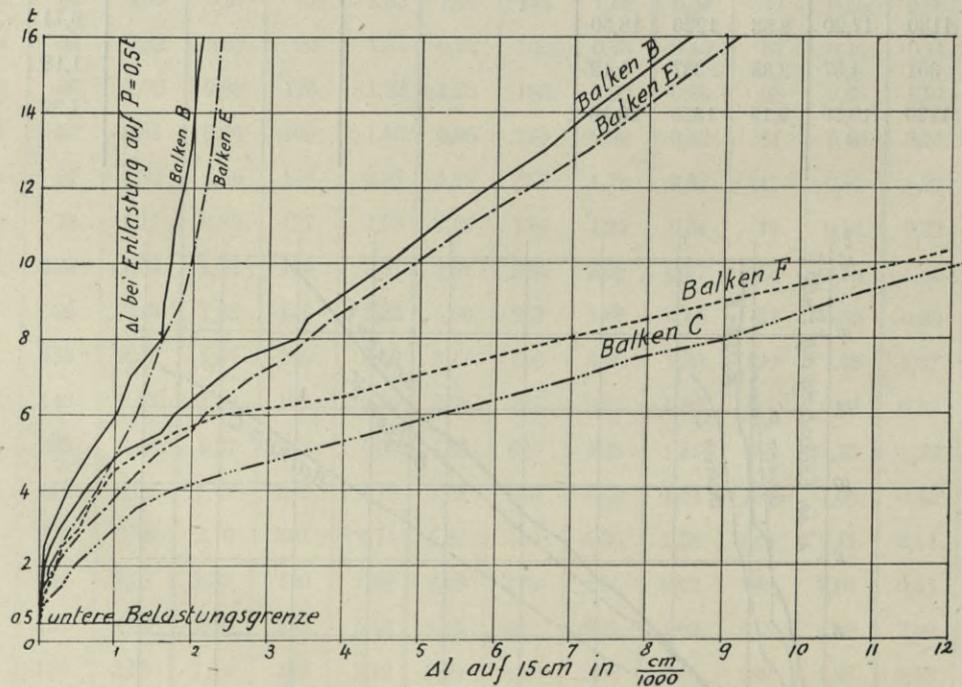


Fig. 7. Dehnungen der Armierungsstangen.

dass dieselben nur teilweise die bleibenden Längenänderungen anzeigen konnten. In der Hauptsache sind die Δl beim Entlasten wieder verschwunden. Diese Werte sind in den Fig. 8 und 9 welche eine Erweiterung der in „Beton und Eisen“ angegebenen Dehnungsdiagramme bedeuten, für die Druck- und Zuggurtung eingetragen worden. Die Zahlen entsprechen der Belastung; die mit Strich versehenen Zahlen entsprechen der Entlastung. Die Messung an der untersten Faser VII wurde zweimal durchgeführt, einmal im Anfang der Laststufe 1–4 t, zugleich mit der Messung an der Strecke I, ein zweites Mal am Schlusse, zugleich mit der Messung an der Strecke IV. Die Zahlen in Klammern entsprechen der ersten Beobachtung.

Ist der Verlauf der Δl in der Druckgurtung ein regelmässiger, obwohl nicht geradlinig, so ist hingegen das Verhalten der Dehnungen in der Zuggurtung höchst unregelmässig;

von der Erhaltung des ebenen Querschnittes ist durchaus nicht die Rede. Nur für kleine Zugspannungen in der Nähe der Nulllinie zeigt der Beton ein regelmässiges Verhalten; tiefer unten lässt sich gar keine Gesetzmässigkeit wahrnehmen. Die Messungen wurden an Stiften gemacht, welche im Beton befestigt waren; die Dehnungen in der Nähe der Armierungsstangen werden sich nach unseren Versuchen mit Zugprobekörpern annähernd decken mit den Dehnungen des Eisens.

Es geht aus diesen Tatsachen hervor, dass die Lage der Nulllinie nur durch Dehnungsmessungen an verschiedenen Stellen der Druckgurtung mit genügender Sicherheit bestimmt werden kann. Die Dehnungsmessungen in der Zugzone an dem Beton oder an den Armierungsstangen sind nicht geeignet, die Lage der Nulllinie festzustellen. Eine geradlinige Verbindung der entsprechenden Δl der Fasern I und VII in den Fig. 8 und 9 ergibt eine zu hoch gestellte Nulllinie, somit eine zu *kleine Höhe* der Druckgurtung. Ein Versuch, auf diesen Figuren solche Geraden zu ziehen, zeigt, dass der durch die geradlinige Verbindung der Δl der äusseren Fasern entstehende Fehler 50% des wirklichen Abstandes der Nulllinie von der Balkenoberkante betragen kann. Dazu ist zu bemerken, dass der untersuchte Balken eine Tragfähigkeit von 15,6 t gezeigt hat; die Belastungen von 4 und 6 t bewegten sich somit in der Nähe der sonst üblichen zulässigen Grenzen.

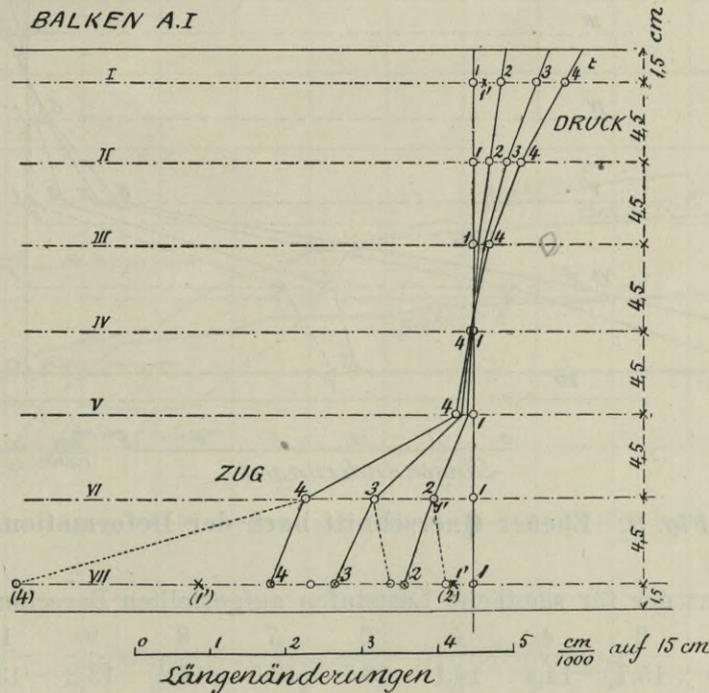
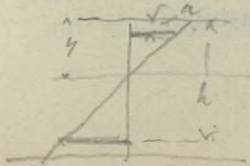


Fig. 8. Ebener Querschnitt nach der Deformation.

Da jedoch die genaue Form der Querschnittsfläche nach Aufbringung der Belastung unbekannt ist, bleibt zu einem Vergleiche nichts anderes übrig, als die unrichtige Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes zur Ermittlung einer Nulllinie zu benützen. Es entstehen dann eine *kleinere Druckgurtung als die wirkliche*, ein grösserer Abstand zwischen Zug- und Druckmittelpunkt und kleinere Zug- und Druckkräfte für dieselbe Belastung, hingegen grössere Druckspannungen im Beton. Diese Verhältnisse müssen jeweils beachtet werden.

13. Lage der Nulllinie. Für die Balken B, C und F sind gleichzeitig die Dehnungen im Eisen und die Verkürzungen im Beton beobachtet worden, s. Tabelle S. 38—39. Die Annahme der geradlinigen Dehnungslinie ergibt eine Lage der Nulllinie; ist Δl_b die Verkürzung des Beton, Δl_e die Dehnung des Eisens, gemessen in Abständen a und h von der Balkenoberkante, y der Abstand der Nulllinie von der Balkenoberkante,

$$\text{so ist } y = (h + a) \cdot \frac{\Delta l_b}{\Delta l_b + \Delta l_e}.$$



$$\Delta l_b + \Delta l_e = y - a : h - y$$

$$\Delta l_b + \Delta l_e = y - a : h - a$$

$$y = a + \frac{(h-a) \Delta l_e}{\Delta l_b + \Delta l_e} = (h-a) \frac{\Delta l_e}{\Delta l_b + \Delta l_e}$$

? Balken B
ist aber nicht
nicht bekannt
nicht bekannt

Es sei noch wiederholt, dass die nun ermittelten Lagen der Nulllinie mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen können; die y sind minimale Abstände von der Balkenoberkante.

14. Die *Kräfte und Spannungen* im Beton des Druckgurts können nun unter obiger Annahme der Lage der Nulllinie aus den Versuchen bestimmt werden, wenn man sich die Zugkräfte in dem Schwerpunkt der Eisenarmierungen konzentriert denkt. Im Anfang der Belastung tritt dieser Fall nicht zu, erst nach Auftreten von Rissen kann diese Voraussetzung als richtiger betrachtet werden. Die theoretische Balkenhöhe, die somit in die Rechnung eingeführt wird, ist zu gross; die Kräfte und Spannungen werden daher kleiner, als in Wirklichkeit, ausfallen. Es tritt somit durch dieses Vorgehen eine Korrektur der sonst zu hoch zu findenden Betonspannungen ein. Man muss sich beim armierten Beton öfters damit zufrieden geben, an Hand von Versuchen doch nur approximative Werte der Spannungen zu erhalten.

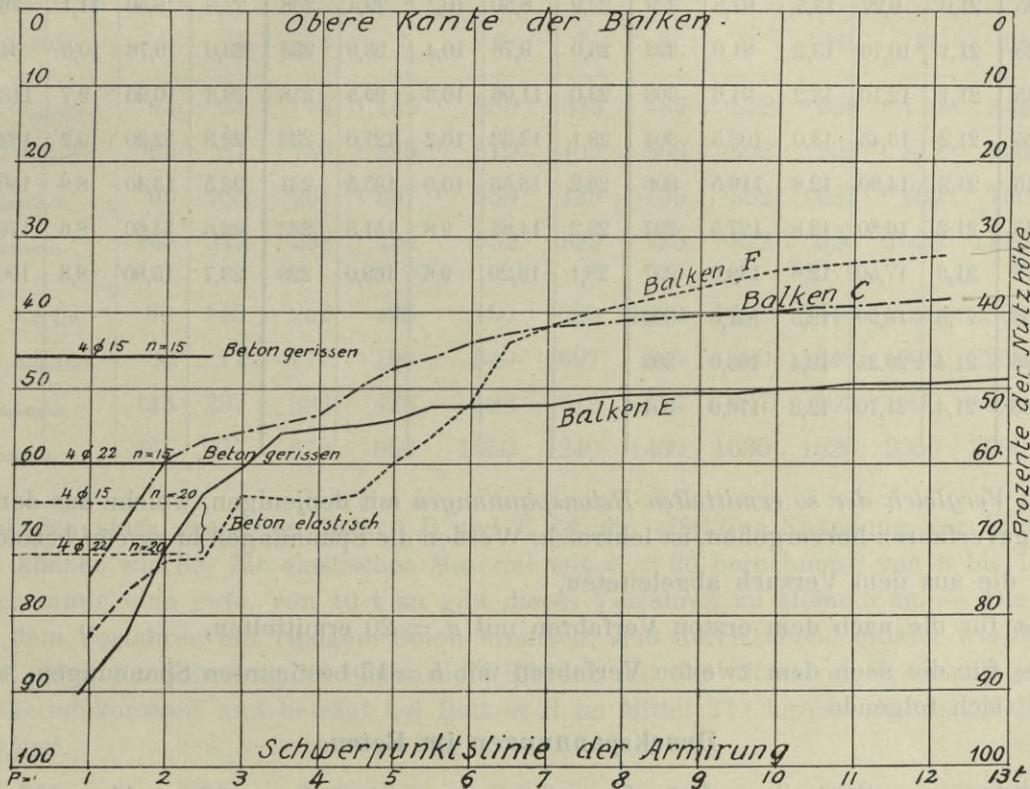


Fig. 10. Lage der Nulllinie in % der Nutzhöhe des Balkens.

Die nachfolgende Tabelle enthält von 2 zu 2 Laststufen die Zusammenstellung der Berechnung der Spannungen im Beton; das Biegemoment zwischen Anfangslast 0,5 t und Endlast der Stufe wurde durch die theoretische Balkenhöhe, d. h. durch den Abstand von Zug- zu Druckzentrum dividiert, um die Kraft zu erhalten.

Die Ordinate der Nulllinie von der Betonoberkante aus gemessen, ist zugleich die Höhe der Druckgurtung; die Maximal-Druckspannung im Beton wurde unter der Annahme einer geradlinigen Zunahme der Spannungen von der Nulllinie bis zur Balkenoberkante berechnet. Die bereits auf Tabelle Seite 38–39 gegebenen Δl des Beton ermöglichen die Ermittlung der Δl an Balkenoberkante und des mittleren Elastizitätskoeffizienten des Beton auf Druck, ohne Rücksicht auf den bleibenden Teil der Betonverkürzungen. Nach Auftreten der ersten Risse im gezogenen Teil des Beton ist das elastische Verhalten ziemlich konstant; wie zu erwarten, sind die Δl bei Balken C mit magerer Mischung wesentlich grösser, als bei den Balken E und F mit fetterer Mischung.

Kräfte und Spannungen im Beton des Druckgurtes.

Last in t	Moment in cm t v. 0,5 t Last an	Balken E					Balken C					Balken F				
		Abstand v. Zug- u. Druck- zentrum	Kraft im Beton	Höhe der Druck- gurtg.	Max. Druck- spanng. i. Beton	Elast. Modul berechnet aus Δ /	Abstand v. Zug- u. Druck- zentrum	Kraft im Beton	Höhe der Druck- gurtg.	Max. Druck- spanng. i. Beton	Elast. Modul berechnet aus Δ /	Abstand v. Zug- u. Druck- zentrum	Kraft im Beton	Höhe der Druck- gurtg.	Max. Druck- spanng. i. Beton	Elast. Modul berechnet aus Δ /
		cm	t	cm	kg/cm ²	t/cm ²	cm	t	cm	kg/cm ²	t/cm ²	cm	t	cm	kg/cm ²	t/cm ²
0,5	0															
2	45	19,4	2,32	18,5	12,5	322	21,4	2,10	15,2	13,8	310	20,1	2,23	19,3	11,6	312
3	75	20,3	3,68	15,7	23,4	357	21,9	3,42	14,2	24,1	294	20,8	3,60	17,1	21,0	322
4	105	20,7	5,06	14,4	35,2	372	22,0	4,78	13,6	35,2	272	20,8	5,04	17,2	29,3	293
5	135	20,8	6,48	14,1	46,0	354	22,5	6,00	12,0	50,0	251	21,2	6,35	15,8	40,2	306
6	165	20,9	7,88	13,7	57,6	345	22,8	7,22	11,2	64,5	242	21,9	7,53	13,9	54,0	309
7	195	21,0	9,27	13,5	67,8	329	22,9	8,50	10,7	79,4	238	22,8	8,50	11,1	76,6	324
8	225	21,1	10,70	13,2	81,0	322	23,0	9,76	10,4	93,8	233	23,0	9,76	10,3	94,5	322
9	255	21,1	12,10	13,2	91,6	303	23,0	11,06	10,3	99,5	218	23,3	10,90	9,7	113,0	324
10	285	21,2	13,45	13,0	103,5	304	23,1	12,33	10,2	121,0	233	23,3	12,20	9,2	132,0	330
11	315	21,2	14,90	12,8	116,5	306	23,2	13,55	10,0	135,5	231	23,5	13,40	8,9	150,5	330
12	345	21,2	16,30	12,8	127,5	297	23,2	14,85	9,8	151,5	232	23,6	14,60	8,6	170,0	340
13	375	21,3	17,50	12,6	139,0	297	23,1	16,20	9,6	169,0	229	23,7	15,80	8,3	190,0	345
14	405	21,3	18,90	12,5	151,0	300										
15	435	21,4	20,25	12,4	163,0	303										
16	465	21,4	21,70	12,3	176,0	307										

Ein Vergleich der so ermittelten Betonspannungen mit denjenigen, welche aus den üblichen Berechnungsverfahren hervorgehen, ist lehrreich. Werden die Spannungen in kg/cm² bezeichnet mit:

σ_{effektiv} für die aus dem Versuch abgeleiteten,

$\sigma_{\text{Beton elastisch}}$ für die nach dem ersten Verfahren mit $n = 20$ ermittelten,

$\sigma_{\text{Beton gerissen}}$ für die nach dem zweiten Verfahren mit $n = 15$ bestimmten Spannungen, so ergeben sich folgende

Druckspannungen im Beton.

Laststufe	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	t
<i>Balken E:</i> σ_{effektiv}	12,5	23,4	35,2	46,0	57,6	67,8	81,0	91,6	103,5	116,5	127,5	kg/cm ²
$\sigma_{\text{Beton elastisch}}$	12,2	20,3	28,4	36,5	44,7	52,7	60,8	—	—	—	—	„
$\sigma_{\text{Beton gerissen}}$	14,4	24,0	33,6	43,2	52,7	62,4	72,0	81,6	91,1	101,0	110,0	„
<i>Balken C:</i> σ_{effektiv}	13,8	24,1	35,2	50,0	64,5	79,4	93,8	99,5	121,0	135,5	151,5	„
<i>Balken F:</i> σ_{effektiv}	11,6	21,0	29,3	40,2	54,0	76,6	94,5	113,0	132,0	150,5	170,0	„
$\sigma_{\text{Beton elastisch}}$	13,2	22,0	30,8	39,7	48,5	57,2	66,0	75,0	83,7	92,6	101,0	„
$\sigma_{\text{Beton gerissen}}$	16,7	27,8	38,8	50,0	61,1	72,4	83,3	94,5	105,5	117,0	128,0	„

Das erste Verfahren stimmt besser im Anfang, hierauf das zweite; immerhin bleiben die Spannungen unter Annahme, der Beton sei rissig und n sei gleich 15, wesentlich unter den ermittelten effektiven Spannungen.

15. Die Kräfte und Spannungen im Eisen sind in Tabelle S. 38—39 enthalten; es handelt sich jetzt darum, diese Werte mit den nach den üblichen Verfahren berechneten zu vergleichen.

Das erste Verfahren für elastisches Material ermöglicht es, für das Eisen zwei Spannungen zu ermitteln, die erste unter Annahme der Mitwirkung des Beton als die n -fache Zugspannung des Beton, die zweite unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Beton; letztere ist für die Dimensionierung allein massgebend.

Das zweite Verfahren setzt voraus, der Beton sei rissig geworden und ergibt nur *eine* Spannung für das Eisen, welche für die Dimensionierung massgebend ist; diese letztere Spannung unterscheidet sich, wie später noch gezeigt wird, nur unwesentlich von der zweiten Spannung nach dem ersten Verfahren. Der Vergleich der Spannungen wird daher durchgeführt mit den berechneten σ für elastisches Material und mit den berechneten σ für rissigen Beton; wir vergleichen somit die Werte σ_{effektiv} , $\sigma_{\text{Beton elastisch}}$, $\sigma_{\text{Beton gerissen}}$ für die von 1 zu 1 t zunehmenden Laststufen, wobei die untere Belastungsgrenze 0,5 t ist.

Zugspannungen im Eisen.

Laststufe	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12 t	
<i>Balken B</i> : σ_{effektiv}	11	39	87	159	255	335	484	552	656	740	841	kg/cm ²
<i>Balken E</i> : σ_{effektiv}	32	87	156	225	310	400	503	602	705	812	920	„
$\sigma_{\text{Beton elastisch}}$	99	165	231	297	363	429	495	562	627	692	760	„
$\sigma_{\text{Beton gerissen}}$	145	242	338	435	532	629	725	822	920	1020	1110	„
<i>Balken C</i> : σ_{effektiv}	69	145	252	496	750	1020	1290	1490	1740	2020	2300	„
<i>Balken F</i> : σ_{effektiv}	30	77	117	190	340	697	985	1280	1640	1940	2250	„
$\sigma_{\text{Beton elastisch}}$	143	237	333	428	523	618	713	807	902	1000	1090	„
$\sigma_{\text{Beton gerissen}}$	287	477	670	860	1050	1240	1430	1630	1820	2050	2200	„

Bei den stark armierten Balken B und E ist die effektive Spannung vor Eintreten der Risse (7 t) kleiner wie die für elastisches Material mit $n = 20$ berechnete; von 8 bis 10 t ist die Uebereinstimmung eine gute, von 10 t an gibt dieses Verfahren zu kleine σ an. — Die Spannungen, nach dem Verfahren mit rissigem Beton ermittelt, sind durchgehend grösser wie die effektiv ermittelten. Von 4 t Belastung an bleibt die Differenz mit der effektiven Spannung jeder Laststufe annähernd konstant und beträgt bei Balken B im Mittel 270 kg/cm² und bei Balken E 180 bis 220 kg/cm².

Die schwächer armierten Balken C und F haben, wie früher angeführt, ein unregelmässiges Verhalten einiger Stangen gezeigt. Die angegebenen effektiven Spannungen sind die grösst beobachteten. Auch hier ist bis zum Eintritt der Risse (4,5 bis 5 t) die ermittelte Spannung für elastisches Material grösser wie die effektive; für höhere Belastungen bleibt die Spannung für elastischen Beton unter der effektiven. Der Verzicht auf die Mitwirkung des Beton führt bis 10 t zu Spannungen, welche grösser wie die effektiven sind; die höheren Belastungen von 11 und 12 t geben in Wirklichkeit Spannungen, welche mit den nach dem zweiten Verfahren berechneten gut übereinstimmen. Es ist aber anzunehmen, dass bereits im Eisen die Proportionalitätsgrenze überschritten war. Die Differenzen zwischen $\sigma_{\text{Beton gerissen}}$ und σ_{effektiv} nehmen, wie aus obigen Zahlen ersichtlich, mit zunehmender Belastung ab.

Es sei hervorgehoben, dass der Eintritt der Risse nicht ein plötzliches Steigen der Spannung im Eisen zur Folge hatte, wie nach den üblichen Berechnungsverfahren hätte vermutet werden können. Es kommen hier Wirkungen in Frage, welche später erörtert werden sollen. Für die Praxis sei nur bemerkt, dass die effektiven Spannungen innerhalb der vorkommenden Belastungen tiefer liegen, wie die berechneten.

Der Vergleich der beiden üblichen Berechnungsverfahren.

16. Die *beiden angewandten Berechnungsverfahren* gehen von Hypothesen aus, welche der Versuch nicht bestätigt hat; immerhin sind beide einfach und es kann die Frage gestellt werden, ob durch Aenderung des Verhältnisses n der Spannungen im Eisen und im Beton nicht eine bessere Uebereinstimmung erzielt werden kann. Ausserdem ist es von Wert, die Resultate beider Verfahren für verschiedene Armierungen zu vergleichen. Diese Aufgabe lässt sich ohne Schwierigkeit für den einfach armierten Balken von rechteckigem Querschnitt lösen.

Es sei h die Nutzhöhe des Balkens, Abstand des Schwerpunktes der Armierungsstangen von der Balkenoberkante; b die Breite des Balkens in cm,

F_e der Eisenquerschnitt in cm^2 ;

$\frac{F_e}{b} = a$ die Dicke der Armierung auf 1 cm Breite des Balkens reduziert;

$\frac{1}{m}$ der durch die Armierung dargestellte Bruchteil der Nutzhöhe, so dass $a = \frac{h}{m}$;

n das Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton;

$M_1 = \frac{M}{b}$ das auf 1 cm Balken- oder Plattenbreite reduzierte Biegemoment, in cm .

Am einfachsten ist die Aufgabe beim zweiten *Verfahren unter Verzicht auf die Zugfestigkeit des Beton* zu lösen.

Die Ordinate y der Nulllinie von der Balkenoberkante aus gemessen, ist bekanntlich (siehe deutsche Leitsätze):

$$y = \frac{n F_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{n F_e}} \right];$$

diese Formel verändert sich nach obigen Bezeichnungen in:

$$y = n a \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 m}{n}} \right] = h \cdot \frac{n}{m} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 m}{n}} \right] = a \cdot h$$

Die Berechnung wurde durchgeführt für

$n = 1, 10, 20, 30$ und 40 ; $m = 400, 200, 100, 33,3, 20$
entsprechend einer Armierung von $\frac{1}{4}, \frac{1}{2}, 1, 3, 5\%$
des Gesamt-Nutzquerschnittes des Beton ($b h$).

Es ergibt sich folgende Tabelle der *Lage der Nulllinie*, in % der Höhe h nach der Formel:

		$y = a h$					
		Armierung $m = 400$		200	100	33,3	20
		%	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	$\alpha = 6,5$			9,5	13,3	21,7	27,0 %
$n = 10$		20,0		27,0	35,8	53,1	61,5 „
$n = 20$		27,1		35,8	46,4	64,8	73,0 „
$n = 30$		32,0		41,7	53,7	71,1	79,5 „
$n = 40$		38,2		46,4	58,0	75,6	82,0 „

Diese Werte sind in *Fig. 11* aufgetragen und durch Kurven veranschaulicht worden.

Die *Druckspannung im Beton* ist dargestellt durch den Ausdruck $\sigma_b = \frac{2 M_1}{b y \left(h - \frac{y}{3} \right)}$

oder für $b = 1$ und $y = a h$
$$\sigma_b = \frac{M_1}{h^2} \cdot \frac{1}{a \left(1 - \frac{a}{3} \right)} = \delta \cdot \frac{M_1}{h^2}.$$

Es ergibt sich für die *Betonspannungen an der äussersten Faser der Druckgurtung*:

Armierung	$m = 400$	200	100	33,3	20
	% $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	$\delta = 32,8$	21,74	15,72	9,90	8,13
$n = 10$	10,72	8,13	6,33	4,76	4,08
$n = 20$	8,13	6,33	5,08	3,95	3,61
$n = 30$	6,99	5,56	4,54	3,69	3,42
$n = 40$	5,99	5,08	4,27	3,53	3,36

Die entsprechenden Kurven sind in *Fig. 13* eingezeichnet worden.

Die *Zugspannung im Eisen* ist gegeben durch die Formel:

$$\sigma_e = \frac{M_1}{F_e \left(h - \frac{y}{3} \right)} = \frac{M_1}{m \left(h - \frac{a h}{3} \right)} = \frac{M_1}{h^2} \cdot \frac{m}{\left(1 - \frac{a}{3} \right)};$$

diese Spannung ist mit dem Armierungsquerschnitt sehr verschieden; eine bessere Uebersicht wird deshalb erhalten durch die Bestimmung des *Abstandes von Zug- und Druckmittelpunkt* für m und n variabel und durch diejenige der *gesamten Zugkraft* in der Armierung.

Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt, in % der Nutzhöhe, nach dem Ausdruck $\frac{h - \frac{y}{3}}{h} 100$:

Armierung	$m = 400$	200	100	33,3	20
	% $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	97,8	96,8	95,6	92,8	91,0 %
$n = 10$	93,3	91,0	88,1	82,3	79,5 "
$n = 20$	91,0	88,1	84,5	78,4	75,7 "
$n = 30$	89,3	86,1	82,1	76,3	73,5 "
$n = 40$	87,3	84,5	80,7	74,8	72,7 "

Die auf 1 cm Balkenbreite reduzierte *Zugkraft im Eisen* ist

$$Z = \frac{M_1}{h - \frac{y}{3}} \text{ oder } Z = \frac{M_1}{h} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{a}{3} \right)} = \frac{M_1}{h} \cdot \zeta.$$

Der Wert $\zeta = \frac{1}{1 - \frac{a}{3}}$ ist in nachfolgender Tabelle gegeben:

$n = 1$	$\zeta = 1,022$	1,033	1,046	1,078	1,099
$n = 10$	1,072	1,099	1,135	1,215	1,258
$n = 20$	1,099	1,135	1,183	1,275	1,321
$n = 30$	1,120	1,160	1,218	1,311	1,360
$n = 40$	1,145	1,183	1,239	1,337	1,375

Die entsprechenden Kurven sind in der *Fig. 15* eingezeichnet worden.

Das erste *Verfahren*, welches ein *elastisches Verhalten des Beton ohne Risse* voraussetzt, kann in ähnlicher Weise behandelt werden. Unter Beibehaltung derselben Bezeichnungen, wie auf Seite 46, sei ferner e der Abstand von der Balkenunterkante zum Mittelpunkt der Armierungsstangen, so dass $h + e$ die gesamte Trägerhöhe darstellt.

Um zu einfacheren Ausdrücken zu gelangen, sei $e = 0,14 h$ gesetzt; zum Beispiel ist bei den vorliegenden Versuchen für $h = 26$ cm, $e = 3,65$, $h + e = 29,65$ cm Gesamträgerhöhe an Stelle von 30 cm.

Es ergibt sich nun für den Querschnitt des Balkens mit dem in Beton umgerechneten Querschnitt der Armierungsstangen, auf 1 cm Balkenbreite:

$$F_{\text{beton}}^* + n F_{\text{eisen}} = h + 0,14 h + n a = h \left(1 + 0,14 + \frac{n}{m} \right);$$

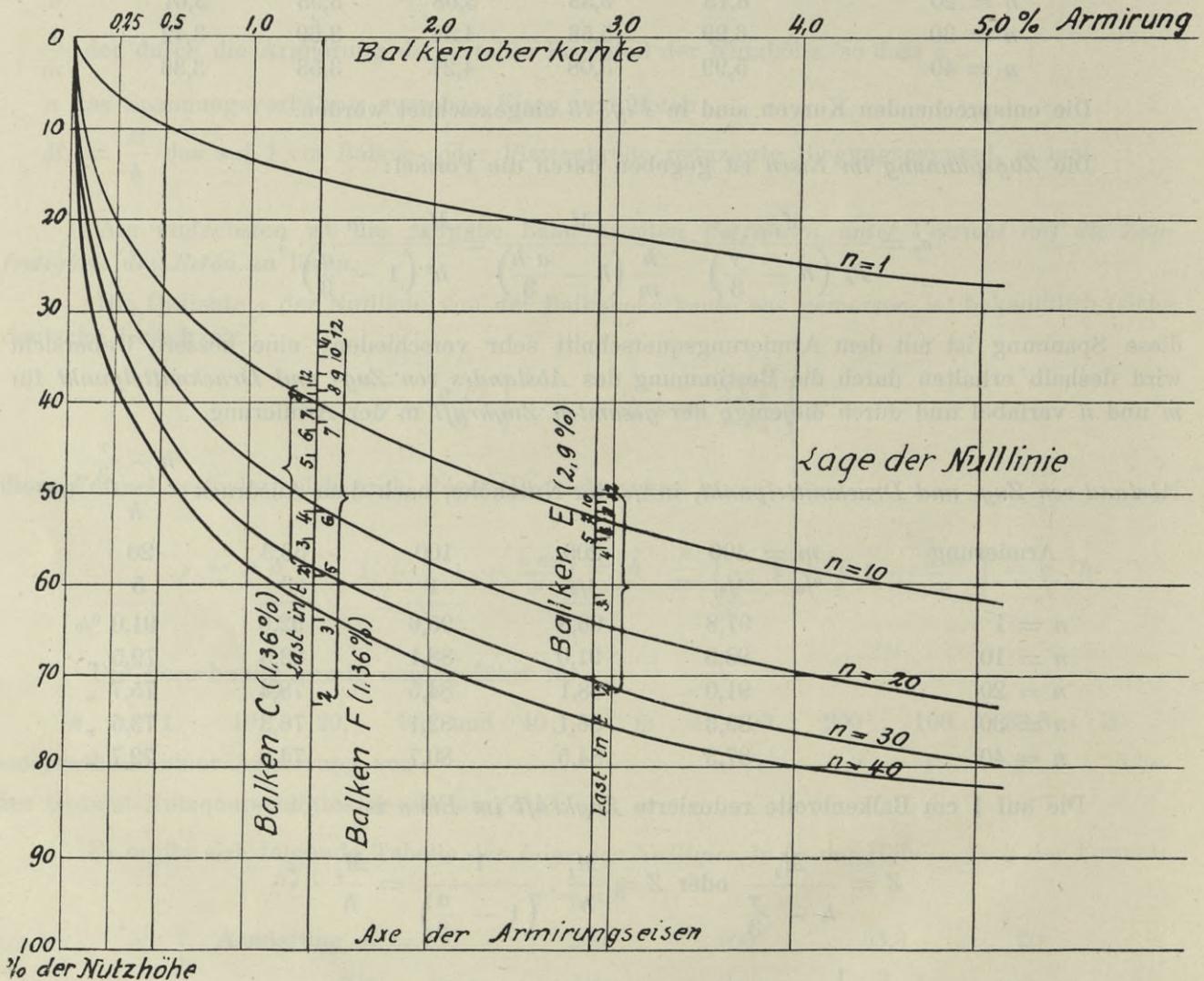


Fig. 11. Lage der Nulllinie. Beton des Zuggurts gerissen.

Statisches Moment S bezüglich Balkenoberkante:

$$S = \frac{(h + 0,14 h)^2}{2} + \frac{n h^2}{m} = h^2 \left(\frac{1,14^2}{2} + \frac{n}{m} \right).$$

* Streng genommen wäre hier der vom Eisen eingenommene Platz in Abzug zu bringen; nach der üblichen Berechnungsweise ist dies nicht geschehen.

Die Ordinate der Nulllinie $y = a h$ ist gegeben durch den Ausdruck:

$$y = h \frac{\left(\frac{1,14^2}{2} + \frac{n}{m}\right)}{1,14 + \frac{n}{m}} = h \cdot \frac{0,65 + \frac{n}{m}}{1,14 + \frac{n}{m}} = h \cdot a.$$

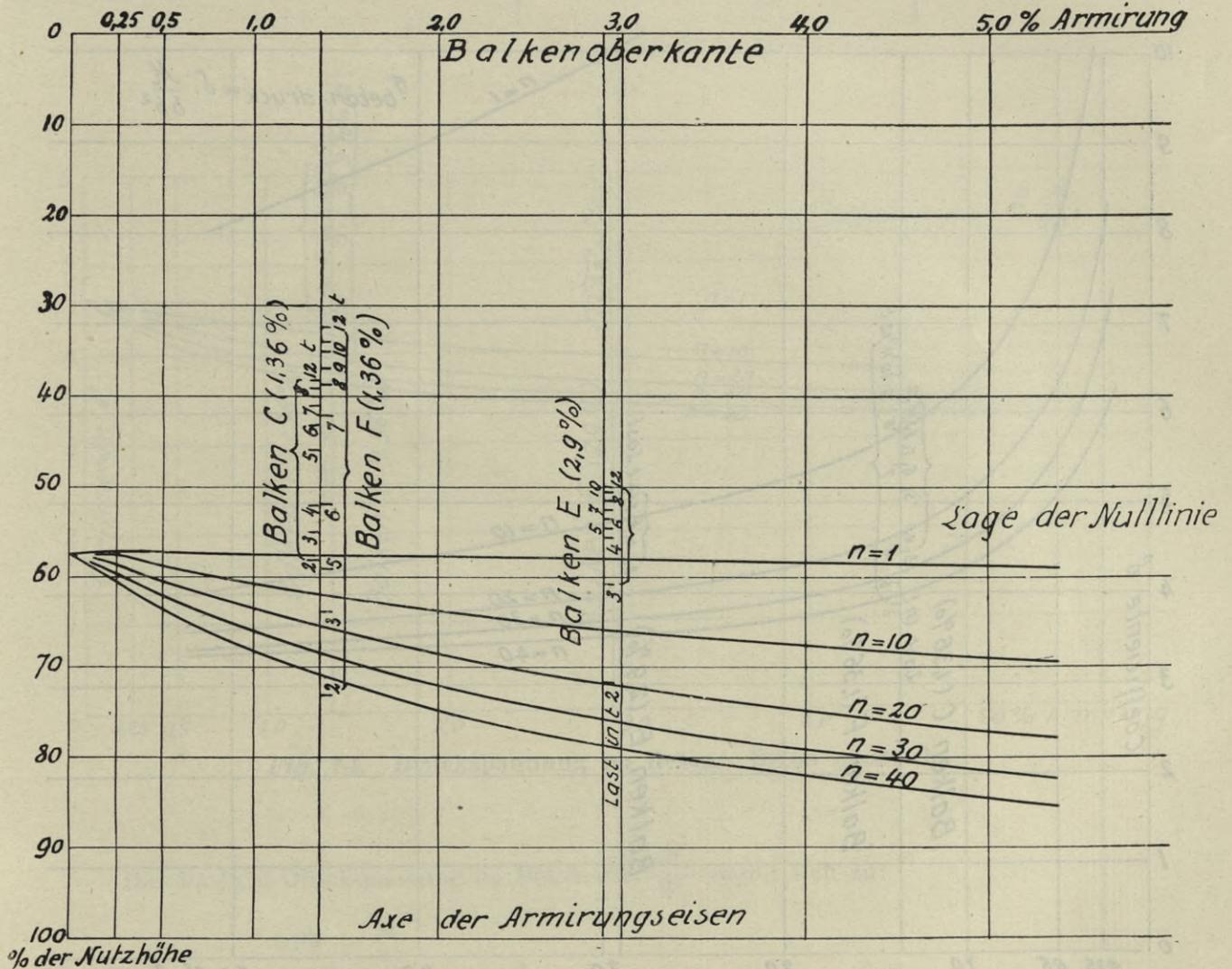


Fig. 12. Lage der Nulllinie. Beton elastisch.

Nachfolgende Tabelle gibt die Lage der Nulllinie, in % der Nutzhöhe h ausgedrückt.

Armierung	$m = 400$	200	100	33,3	20
	% $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	$a = 57,0$	57,2	57,4	58,0	58,8 %
$n = 10$		57,5	58,8	60,5	66,0 "
$n = 20$		58,8	60,5	63,5	72,0 "
$n = 30$		59,6	62,0	66,0	76,0 "
$n = 40$		60,5	63,5	68,3	79,0 "

Fig. 12 enthält die entsprechenden Kurven.

Die Ermittlung der Maximal-Spannungen im Beton in der gedrückten Gurtung erfordert die Kenntnis des Trägheits- und des Widerstandsmomentes. Das Trägheitsmoment bezüglich der Balkenoberkante J_0 kann aus dem statischen Momente leicht ermittelt werden zu:

$$J_0 = \frac{1,14}{3} h^3 + \frac{n}{m} \cdot h^3 = h^3 \left(\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} \right)$$

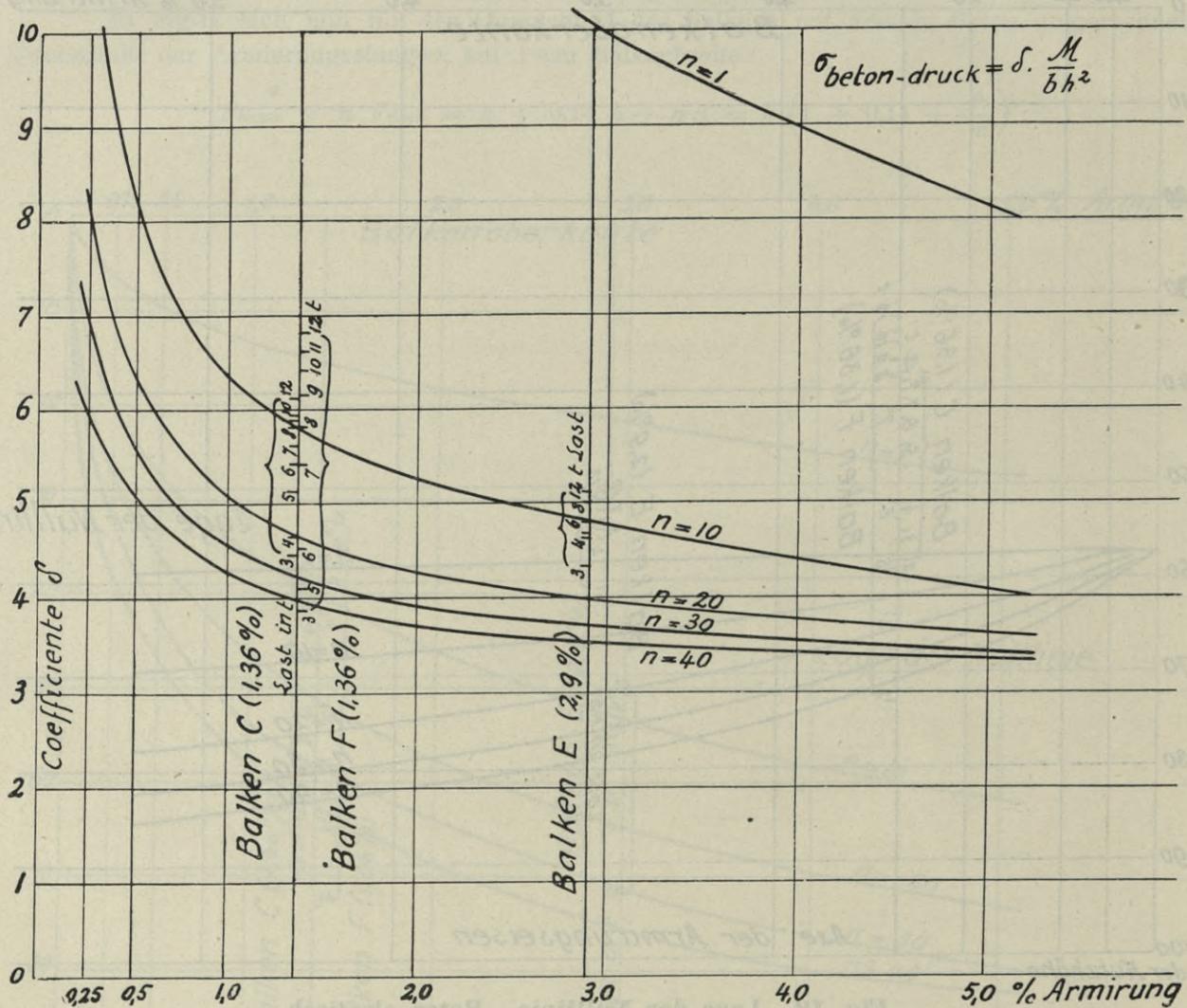


Fig. 13. Druckspannung im Beton. Beton des Zuggurts gerissen.

Das Trägheitsmoment J_s in Bezug auf die Nulllinie ist:

$$J_s = J_0 - \left(1,14 + \frac{n}{m}\right) h \cdot \left(\frac{0,65 + \frac{n}{m}}{1,14 + \frac{n}{m}}\right)^2 h^2;$$

durch Einsetzung des Wertes für J_0 kommt:

$$J_s = h^3 \left[\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} - \left(1,14 + \frac{n}{m}\right) \frac{\left(0,65 + \frac{n}{m}\right)^2}{\left(1,14 + \frac{n}{m}\right)^2} \right] = h^3 \left[\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} - \frac{\left(0,65 + \frac{n}{m}\right)^2}{1,14 + \frac{n}{m}} \right]$$

Das Widerstandsmoment für Balkenoberkante W_0 ist gleich:

$$W_0 = \frac{J_s}{y} = h^2 \left[\frac{\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} - \frac{(0,65 + \frac{n}{m})^2}{1,14 + \frac{n}{m}}}{0,65 + \frac{n}{m}} \right] \cdot \frac{1,14 + \frac{n}{m}}{1,14 + \frac{n}{m}}$$

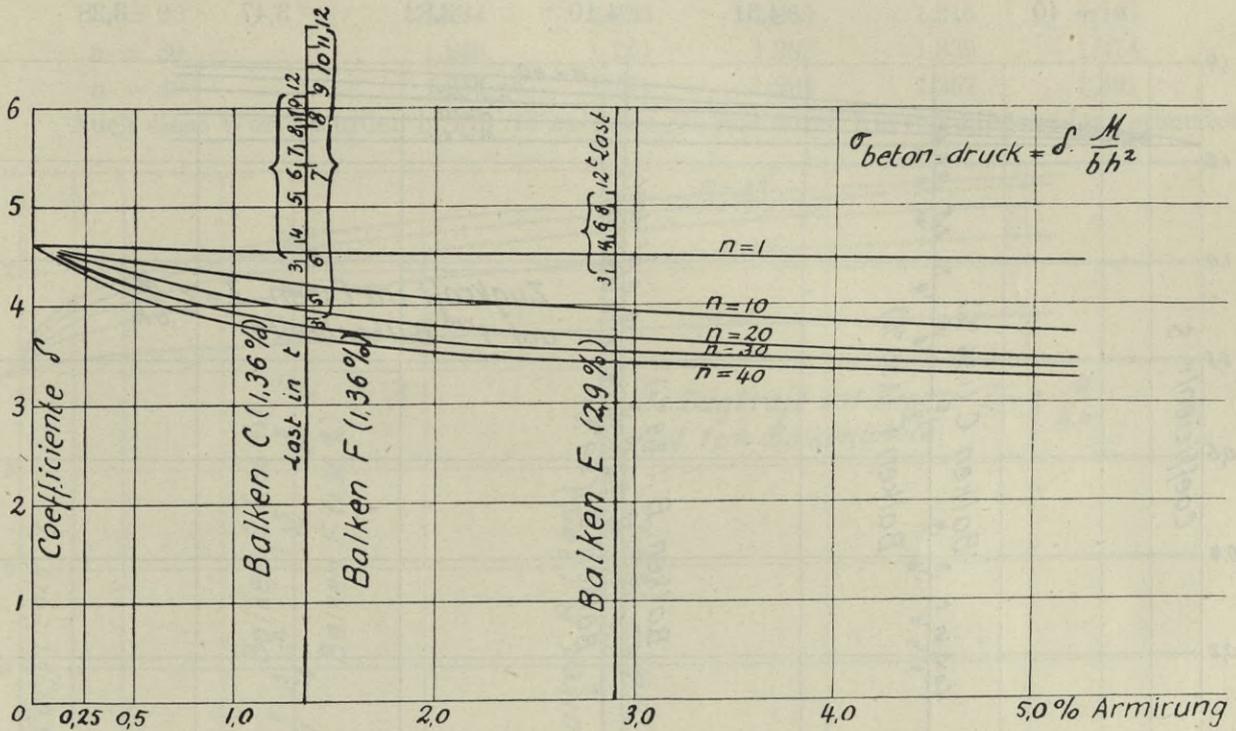


Fig. 14. Druckspannung im Beton. Beton elastisch.

Die Maximal-Druckspannung im Beton $\sigma = \frac{M_1}{W_0}$ ergibt sich zu:

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{h^2} \left[\frac{\frac{0,65 + \frac{n}{m}}{1,14 + \frac{n}{m}}}{\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} - \frac{(0,65 + \frac{n}{m})^2}{1,14 + \frac{n}{m}}} \right] = \frac{M_1}{h^2} \cdot \frac{0,65 + \frac{n}{m}}{\left(\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m}\right) \left(1,14 + \frac{n}{m}\right) - \left(0,65 + \frac{n}{m}\right)^2}$$

Bei der Ausrechnung des Nenners verschwindet der Wert $\left(\frac{n}{m}\right)^2$ und es kommt zuletzt als vereinfachter Ausdruck:

$$\sigma_{bd} = \frac{M_1}{h^2} \cdot \frac{0,65 + \frac{n}{m}}{0,1407 + 0,334 \cdot \frac{n}{m}} = \frac{M_1}{h^2} \cdot \delta$$

Auch hier bedeutet M_1 das auf 1 cm Balkenbreite reduzierte Biegemoment.

Die *Betondruckspannungen* an der äussersten Faser der Druckgurtung sind in folgender Tabelle als Koeffizienten δ des Wertes $\frac{M}{h^2}$ gegeben:

Armierung	$m = 400$		200	100	33,3	20
	%	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	$\delta = 4,61$	4,61	4,60	4,57	4,51	4,45
$n = 10$	4,53	4,45	4,45	4,32	3,95	3,74
$n = 20$	4,47	4,32	4,32	4,10	3,67	3,48
$n = 30$	4,37	4,19	4,19	3,95	3,52	3,36
$n = 40$	4,31	4,10	4,10	3,82	3,47	3,28

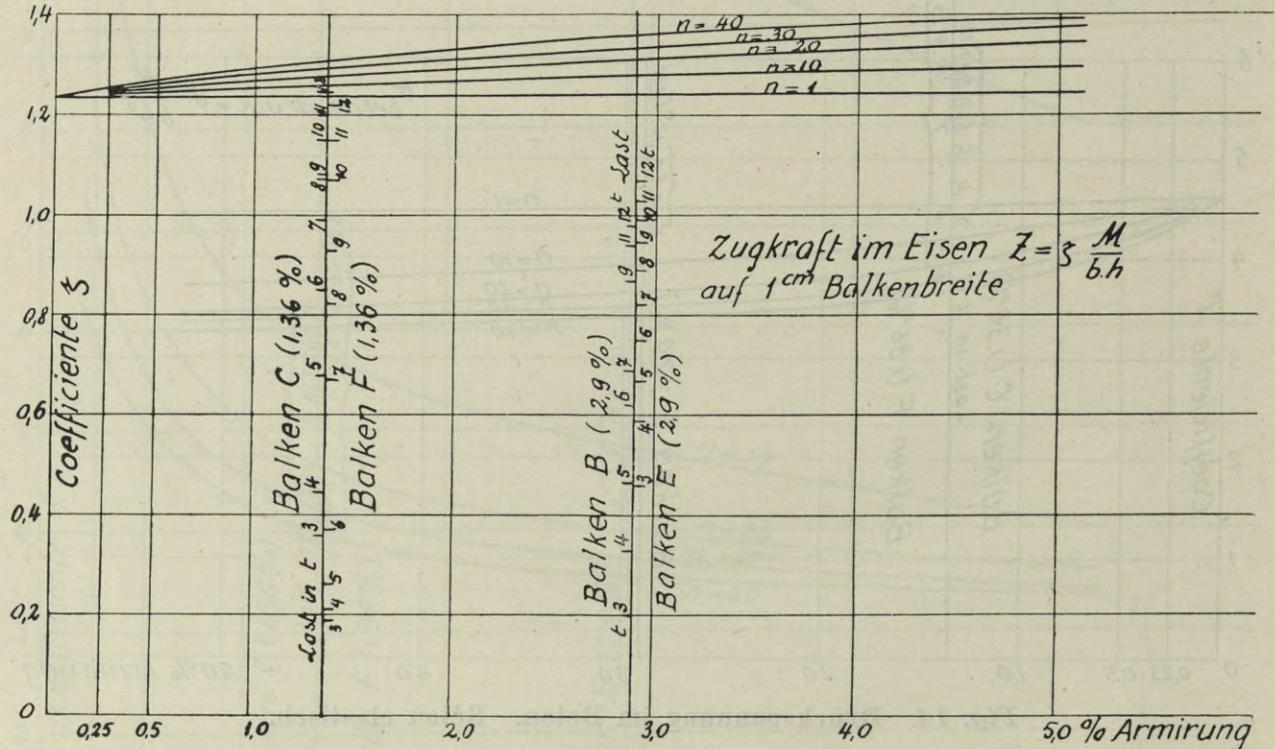


Fig. 15. Zugkraft im Eisen. Beton des Zuggurts gerissen.

Diese Werte wurden in *Fig. 14* aufgetragen und durch Kurven miteinander verbunden. Zu bemerken ist, dass für $m = \infty$, d. h. wenn keine Armierung vorhanden, der Wert $\delta = 4,62$ wird, also $\sigma = \frac{M}{h^2} \cdot 4,62$; in diesem Falle ist

$$y = 0,57 h, \quad W = \frac{(1,14 \cdot h)^2}{6}, \quad \sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{h^2} \cdot 4,62, \quad \text{wie vorhin.}$$

Der *Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt* für die Dimensionierung der Eiseneinlagen wird auch bei diesem Verfahren ohne Rücksicht auf die Mitwirkung des auf Zug beanspruchten Beton bestimmt; in diesem Fall ist wiederum dieser Abstand gegeben durch den Ausdruck $h - \frac{y}{3}$; in Prozenten der Nutzhöhe ausgedrückt, ergibt sich folgende Tabelle:

Armierung	$m = 400$		200	100	33,3	20
	%	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	81,0	80,9	80,8	80,7	80,7	80,4 %
$n = 10$	80,8	80,4	80,4	79,8	78,0	77,0 „
$n = 20$	80,4	79,8	79,8	78,8	76,0	74,3 „
$n = 30$	80,1	79,3	79,3	78,0	74,7	72,8 „
$n = 40$	79,8	78,7	78,7	77,3	73,7	71,9 „

Die auf 1 cm Balkenbreite reduzierte *Zugkraft im Eisen* ist auch hier, wie beim andern Verfahren, gegeben durch den Ausdruck $Z = \frac{M_1}{h} \cdot \frac{1}{1 - \frac{a}{3}} = \frac{M_1}{h} \cdot \zeta$.

In nachfolgender Tabelle sind die Koeffizienten $\zeta = \frac{1}{1 - \frac{a}{3}}$ enthalten.

$n = 1$	$\zeta = 1,235$	1,236	1,238	1,239	1,244
$n = 10$	1,238	1,244	1,253	1,282	1,299
$n = 20$	1,244	1,253	1,269	1,316	1,346
$n = 30$	1,248	1,261	1,282	1,339	1,374
$n = 40$	1,253	1,271	1,294	1,357	1,391

Auch diese Werte wurden in Fig. 16 aufgetragen und durch Kurven miteinander verbunden.

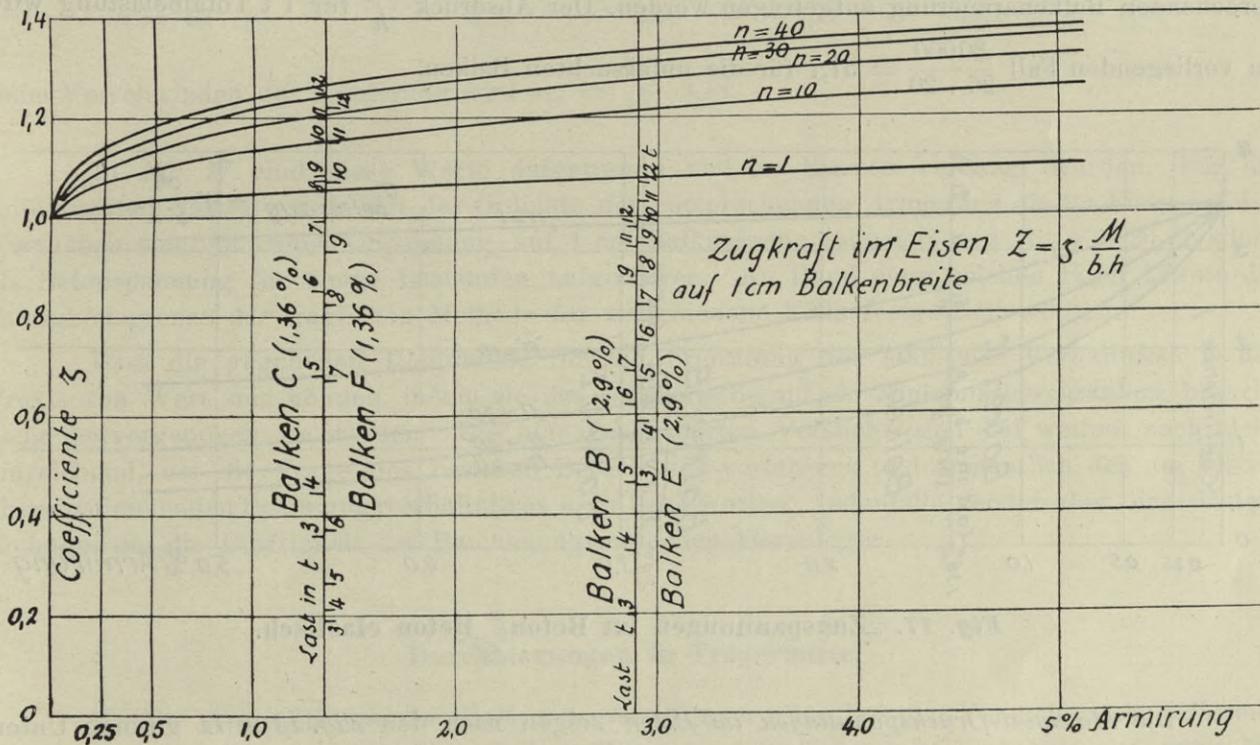


Fig. 16. *Zugkraft im Eisen. Beton elastisch.*

Zur Benutzung dieser graphischen Zusammenstellungen sei noch erwähnt, dass bei Balken B und E mit 4 Armierungsstangen von 22 mm Durchmesser, die auf 1 cm Breite reduzierte Dicke der Armierung sich auf $\frac{15,2}{20} = 0,76 \text{ cm} = 2,9\%$ der zu 26 cm angenommenen Nutzhöhe h stellt.

Bei Balken C und F mit 4 Armierungsstangen à 15 mm Durchmesser ist die auf 1 cm Balkenbreite reduzierte Dicke der Armierung $\frac{7,08}{20} = 0,354 \text{ cm}$ oder 1,36% der zu 26 cm angenommenen Nutzhöhe.

Aus diesen Diagrammen geht hervor, dass beide Verfahren um so grössere Unterschiede in der *Lage der Nulllinie* (s. Fig. 11 u. 12) ergeben, je schwächer die Armierung; bei der untersten Grenze ($F_e = 0$) ist der Unterschied gleich 0,57 der Nutzhöhe; die Armierung muss ca. 5% betragen, um dieselbe Lage der Nulllinie nach beiden Verfahren zu geben. Ein Vergleich der Versuchswerte wird für jede Belastung verschiedene Lagen der Nulllinie angeben; diese Verhältnisse sind für die untersuchten Balken auf der Ordinate der entsprechenden Armierung aufgetragen worden.

Die Grösse der *Zugkraft in der Armierung* ist nur zwischen engen Grenzen veränderlich (siehe Fig. 15 u. 16); auch hier tritt der grösste Unterschied bei schwacher Armierung auf.

Für $m = \infty$ ist im Ausdruck $Z = \frac{M_1}{h} \left(\frac{1}{1 - \frac{a}{3}} \right)$

$\alpha = 0$ und $Z = \frac{M_1}{h} \cdot 1$, nach dem Verfahren, welches Risse im Beton voraussetzt,

und $\alpha = 57\%$ und $Z = \frac{M_1}{h} \cdot 1,235$, nach dem Verfahren, welches elastisches Verhalten des Balkens für die Bestimmung der Nulllinie voraussetzt, jedoch bei der Ermittlung von Z im Eisen die Zugspannung im Beton vernachlässigt.

Auch hier sind die nach den Versuchen bestimmten Kräfte auf der Ordinate der entsprechenden Balkenarmierung aufgetragen worden. Der Ausdruck $\frac{M_1}{h}$ für 1 t Totalbelastung wird im vorliegenden Fall $\frac{30000}{26 \cdot 20} = 57,7$ für die untersuchten Balken.

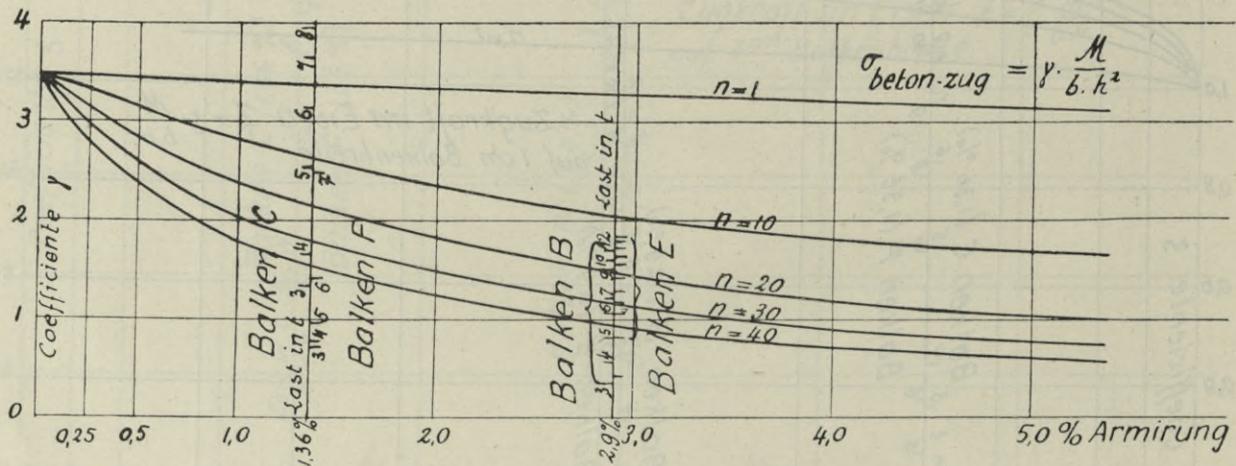


Fig. 17. Zugspannungen im Beton. Beton elastisch.

Die *Maximal-Druckspannungen im Beton* zeigen nach den Fig. 13 u. 14 geringe Unterschiede bei stärkeren Armierungen, hingegen gewaltige bei ganz schwachen Armierungen. Für $m = \infty$, d. h. wenn die Armierung verschwindet, gibt das Verfahren mit Rissen im Beton eine unendlich grosse Betonspannung und das Verfahren mit elastischem Material $\sigma_{bd} = \frac{M}{h^2} \cdot 4,62$.

Die Resultate der Versuche mit den untersuchten Balken wurden in den Figuren für verschiedene Lasten eingetragen. Zu bemerken ist, dass hier für die Total-Belastung $P = 1$,

$$\frac{M}{h^2} = \frac{30000}{20 \cdot 26^2} = 2,22 \text{ wird.}$$

Die Berechnungsmethode, welche ein Rissigwerden des Beton voraussetzt, erlaubt es nicht, für die Anfangsbelastungen, d. h. vor Auftreten von Rissen, einen Anhaltspunkt über die in der Zuggurtung herrschenden Spannungen zu erhalten. Das Verfahren, welches elastisches Material annimmt, gibt hingegen die *Zugspannung im Beton* an. Es ist wichtig, bei Balken rechteckigen Querschnittes für variable Armierung und für variables Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton den Verlauf dieser Spannungen graphisch darzustellen. Am besten werden diese σ_{bz} in der Höhe des Schwerpunktes der Armierungen berechnet; die Spannungen im Eisen nach diesem Verfahren sind dann das n -fache.

Wir erhalten mit den bereits eingeführten Bezeichnungen:

$$\sigma_{bz} = \sigma_d \cdot \frac{h-y}{y} = \sigma_d \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = \frac{M_1}{h^2} \cdot \delta \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = \gamma \cdot \frac{M_1}{h^2}.$$

Es ergibt sich für die *Zugspannungen des Beton in der Höhe des Armierungsschwerpunktes*:

Armierung	$m = 400$	200	100	33,3	20
	$\frac{0}{0}$ $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	$\gamma = 3,48$	3,44	3,39	3,27	3,12
$n = 10$	3,35	3,12	2,82	2,03	1,68
$n = 20$	3,13	2,82	2,36	1,43	1,04
$n = 30$	2,96	2,57	2,03	1,11	0,76
$n = 40$	2,81	2,36	1,77	0,91	0,61

beim Verschwinden der Armierung wird $\sigma_{bz} = \frac{M_1}{h^2} \cdot 3,48$.

In *Fig. 17* sind diese Werte aufgetragen und zu Kurven vereinigt worden. Für die untersuchten Balken wurde auf der Ordinate der entsprechenden Armierung die im Eisen bei den Versuchen wahrgenommene Spannung, auf 1 cm Balkenbreite reduziert und mit $n = 20$ dividiert, als Betonspannung für einige Laststufen aufgetragen. An Hand einer solchen Figur könnte die Gültigkeitsgrenze der fraglichen Methode für verschiedene Fälle festgestellt werden.

Dass die gegebenen Diagramme für die Ermittlung der statischen Verhältnisse in der Praxis von Wert sein können, indem sie das rechnerische auf ein Minimum beschränken, braucht nicht hervorgehoben zu werden. Die hier geschilderten Versuche sind bei weitem noch nicht hinreichend, um die Frage des besseren Berechnungsverfahrens und namentlich des am besten übereinstimmenden Spannungsverhältnisses n zu beantworten. Jedenfalls genügt aber diese Untersuchung, um die Dürftigkeit der Berechnungsmethoden klarzulegen.

Durchbiegungen in Trägermitte.

17. Die *Einsenkungen der Balken in der Mitte* wurden bei den Versuchen als Differenz der Beobachtungen an den Auflagerstellen (Mittel) und in Trägermitte erhalten und zwar bei verschiedenen Laststufen, nicht allein für die obere Grenze, sondern auch für kleinere Belastungen bis zur Anfangslast von 0,5 t. Die Tabelle S. 56 enthält in $\frac{\text{cm}}{1000}$ die beobachteten Durchbiegungen für die untere und obere Grenze der einzelnen von t zu t steigenden Belastungsstufen. Diese Werte sind in *Fig. 18* aufgetragen worden und zwar in zwei Masstäben, um innerhalb der unteren Belastungen (bis 4,5 t) den Verlauf der Durchbiegungskurve besser zu veranschaulichen; die bleibenden Einsenkungen nach der Entlastung sind in dieser Figur unberücksichtigt geblieben und sollen später näher erörtert werden.

Bevor die ersten Risse auftreten, ist das Wachsen der Einsenkung bedeutend kleiner wie nach Auftreten derselben, und ist es möglich, in jeder Durchbiegungskurve, so lange ein elastisches Verhalten des Eisens anzunehmen ist, zwei geradlinige Strecken zu unterscheiden: die eine bei kleinen Belastungen, welche die Tragfähigkeit des nicht armierten Balkens nicht überschreiten, die andere von der Belastung, welche den ersten Rissen annähernd entspricht, aufwärts. Diese beiden Strecken sind durch eine Kurve verbunden. Eine rechnerische Verfolgung der Gleichung der Einsenkungen auf diesen annähernd geraden Strecken würde im vorliegenden Falle nicht zu einem Resultate führen, welches durch hinreichende Versuchsergebnisse bestätigt werden könnte.

Einsenkungen in Trägermitte in $\text{cm}/1000$.

Last in t	22 mm Armierung		15 mm Armierung		Last in t	22 mm Armierung		15 mm Armierung	
	B	E	C	F		B	E	C	F
{ 0,5	0	0	0	0	{ 0,5	14,5	24	28,5	17
{ 1,0	2,5	1	2	1,5	{ 11	78	76,5	136,5	102
{ 0,5	0,5	2	1	1	{ 0,5	17	25,5	31	20,5
{ 2,0	6,0	6	4,5	5,5	{ 12	91	87,5	153	117,5
{ 0,5	2	4	2	1,5	{ 0,5	16,5	27,5	35,5	22,5
{ 3,0	12	12,5	11	8,5	{ 13	102	97,5	177	132
{ 0,5	3,5	7,5	5	1,5	{ 0,5	19,5	28,5	41	23,5
{ 4,0	17	22	21	13,5	{ 14	112,5	105,5	200	146
{ 0,5	4	9	10	3,5	{ 0,5	19,5	29,5		
{ 5,0	23	28,5	34	19,5	{ 15	121	115		
{ 0,5	6,5	11	14,5	4,5	{ 0,5	20,5	30		
{ 6,0	30,5	37	49	25,5	{ 16	133	122,5		
{ 0,5	9	13	21	7	{ 0,5	22	30,5		
{ 7,0	39	45	66	39	{ 17	143,5	131,5		
{ 0,5	11	18,5	23,5	10,5	{ 0,5	24	32,5		
{ 8,0	48,5	53	87,5	53,5	{ 18	156,5	141		
{ 0,5	11	23	25	12,5	{ 0,5	27,5	35		
{ 9,0	57	60,5	103	70	{ 20	184,5	162		
{ 0,5	14	23,5	26,5	15,5	{ 0,5	31	38		
{ 10,0	69	68	120,5	86,5	{ 22	210	186		

Die zu lösende Frage ist hauptsächlich: welche Trägheitsmomente und welche Dehnungskoeffizienten sind in die Formeln der Festigkeitslehre einzuführen? Ein Versuch, diese Verhältnisse rechnerisch zu untersuchen, zeigte, dass für die Belastung unterhalb der Tragfähigkeit des nicht armierten Betonbalkens jedenfalls der ganze Querschnitt des Beton zu berücksichtigen ist; für die höheren Belastungen nach Auftreten der ersten Risse hingegen, gibt die Bestimmung der Trägheitsmomente der Querschnitte ohne Zuggurtung aus Beton das entsprechende Wachsen der Einsenkung, wenn als Verhältnis der Spannungen in Eisen und Beton n kleiner wie 15, etwa gleich 10 angenommen wird.

Jedenfalls ist die Beurteilung der Tragfähigkeit eines Balkens aus der Grösse der Durchbiegung für eine bestimmte Belastung eine recht verwickelte Frage, wenn insbesondere berücksichtigt wird, dass ausser den Unregelmässigkeiten in den Dehnungsverhältnissen des Beton, sowohl auf Zug wie auf Druck beansprucht, noch das verschiedene Verhalten der Auflagerung und der nicht abgeklärten Einspannung hinzutritt. Die vorliegenden Versuche mit zwei konzentrierten Lasten in Trägermitte sind nicht mit den Verhältnissen in der Praxis genügend übereinstimmend, um weitere Schlüsse aus den Durchbiegungsmessungen zu ziehen. Nähere Anhaltspunkte werden im dritten Abschnitte dieser Mitteilungen für Balken bei verteilter Belastung zu finden sein.

Die remanenten Spannungen.

18. Der *Einfluss der Entlastung* ist in den vorigen Paragraphen nicht näher besprochen worden und es wurden jeweilen nur die Dehnungen und Einsenkungen von der ursprünglichen unteren Lastgrenze an berücksichtigt. Es ist aber eine bekannte Tatsache, dass bei armiertem Beton jede Entlastung bleibende Längenänderungen und Einsenkungen aufweist. Eine Besprechung dieser Verhältnisse wurde vom Verfasser 1902 in der „Schweizerischen Bauzeitung“ und 1903 in „Beton und Eisen“ veröffentlicht. Vielleicht ist die vermehrte Verwicklung der Deformations- und Spannungsverhältnisse, welche durch eine solche Berücksichtigung der bleibenden Formveränderungen entsteht, die Ursache der allgemeinen Vernachlässigung dieser Frage. Manche Belastungsproben werden auch heute noch in Prüfungsanstalten so ausgeführt, dass ein Zurückgehen auf die Anfangslast nur einmal am Schlusse des Versuches stattfindet. Scheinbar sind dann die Verhältnisse einfacher; für die Abklärung der wirklichen Vorgänge genügen aber ähnliche Versuche durchaus nicht; es ist notwendig, die Bedeutung der bleibenden Längenänderungen zu erörtern, sowohl wegen ihrer Grösse als auch zum besseren Verständnis einiger Spannungserscheinungen.

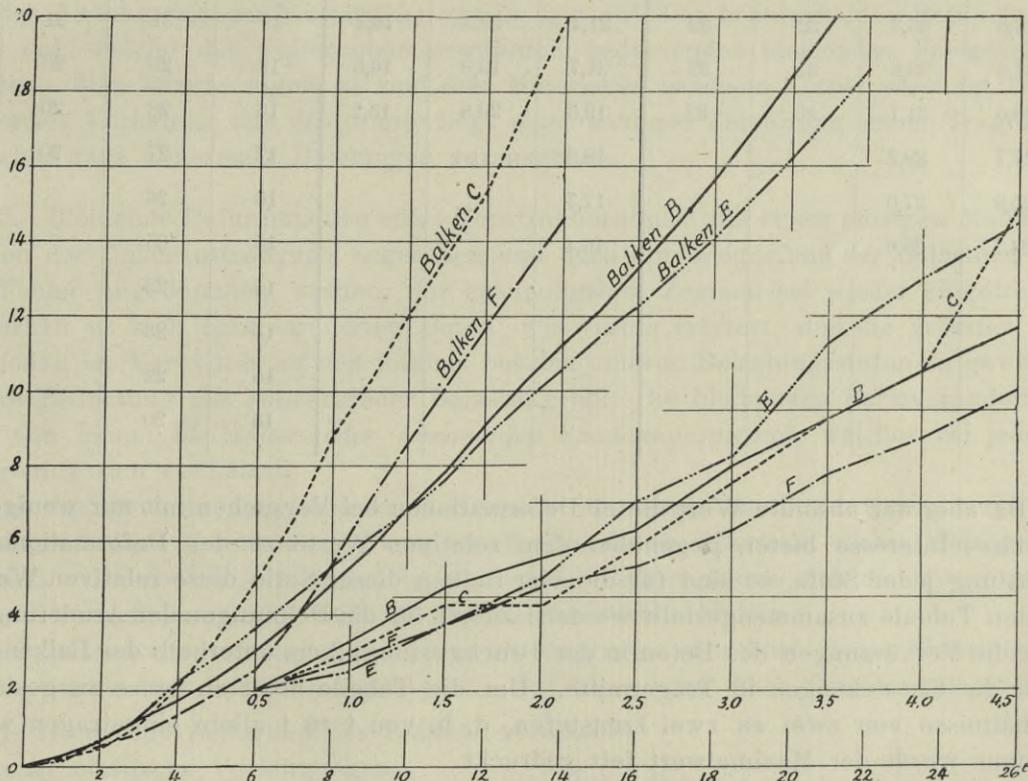


Fig. 18. Durchbiegungen in Balkenmitte.

Die Einflüsse der Entlastung bei jeder Laststufe wurden nur verfolgt durch zweimalige Wiederholung des Belastungsvorganges; eine oftmalige Wiederholung würde andere Resultate ergeben, namentlich einen grössern Teil von bleibenden Dehnungen. Es wäre möglich, für jede Laststufe eine Grenze für das Wachsen der remanenten Erscheinungen zu ermitteln; das könnte durch *Dauerversuche* erzielt werden. Solche Versuche erfordern aber, wenn die Zeit der Beobachter nicht ungebührlich lang in Anspruch genommen wird, Anordnungen, die nicht zu Gebote standen. Verschiedene Versuche der oftmaligen Wiederholung werden im dritten Abschnitte behandelt.

Bei den vorliegenden Versuchen sind die bleibenden Längenänderungen und Einsenkungen für die untere Belastungsgrenze von 0,5 t in den Tabellen auf Seite 38, 39 und 56 eingetragen

Verhältnis der bleibenden Deformationen beim Entlasten auf 0,5 t zu den Totaldeformationen jeder Laststufe in Prozenten.

Last in t	+ Δl im Eisen				- Δl im Beton			Einsenkungen in Trägermitte			
	B	E	C	F	E	C	F	B	E	C	F
2	37,5	68,2	73	57	17,3	20,4	18,0	8	33	22	18
3	52,0	72,2	59	60	16,3	21,7	28,7	17	32	18	18
4	60,8	69,6	56	53	12,3	22,4	24,8	21	34	24	11
5	60,4	65,0	48	51	17,4	22,8	23,3	17	32	29	18
6	57,4	59,0	44	44	19,6	25,7	23,7	21	30	30	18
7	50,8	51,6	40	40	20,1	24,1	23,0	23	29	32	18
8	47,5	45,8	39	35	22,5	22,5	20,6	23	35	27	20
9	41,7	43,8	37	34	24,9	21,8	18,6	19	38	24	18
10	37,3	39,8	34	31	22,7	20,7	17,4	20	35	22	18
11	33,8	36,3	32	32	21,4	19,5	16,4	19	31	21	17
12	31,8	33,6	31	32	21,7	19,0	16,5	19	29	20	17
13	29,6	31,1	30	32	19,6	20,8	15,2	16	28	20	17
14	27,7	29,2			18,9			17	27	20	16
15	25,9	27,0			17,7			16	26		
16	24,7	25,6			16,4			15	25		
17								15	23		
18								15	23		
20								15	22		
22								15	20		

worden. Da aber der absolute Wert dieser Deformationen bei Versuchen mit nur wenigen Balken ein sekundäres Interesse bietet, gegenüber dem relativen Werte zu den Deformationen für die obere Belastung jeder Stufe, so sind für die vier Balken dieser Serie diese relativen Werte in der vorstehenden Tabelle zusammengestellt worden: zuerst für die Dehnungen der Armierungsstangen, sodann für die Verkürzungen des Beton in der Druckgurtung, 2 cm unterhalb der Balkenoberkante, endlich für die Einsenkungen in Trägermitte. Um die Tabelle nicht zu gross zu gestalten, sind diese Verhältnisse von zwei zu zwei Laststufen, d. h. von t zu t allein eingetragen worden; in jeder Kolonne wurde der Maximalwert fett gedruckt.

Die *relativen, bleibenden Dehnungen des Eisens* sind in der Zuggurtung am grössten, und zwar erreichen sie ihr Maximum bei den unteren Laststufen, vor Auftreten der ersten Risse; sie nehmen bei steigender Belastung ab; nach den vorliegenden Versuchen wären die grössten relativen Dehnungen 73% und die kleinsten 25% der Totaldehnungen. Bei den Belastungen, welche der zulässigen Beanspruchung des Materials entsprechen, sind die *bleibenden Dehnungen des Eisens* annähernd die *Hälfte der totalen Dehnungen*; solche sind wohl der Berücksichtigung wert.

In der *Druckgurtung* ist der Betrag der *bleibenden* Verkürzungen Δl , wie zu erwarten, viel kleiner als in den Armierungsstangen der Zuggurtung; die grössten Werte des Verhältnisses treten weniger deutlich bei charakteristischen, niedrigen Belastungen auf. Mit zunehmender Belastung geht das Verhältnis der bleibenden Δl zu den totalen Δl langsam zurück; die extremen Werte sind 29% und 15%. Für die Belastungen, welche der zulässigen Beanspruchung des Materials entsprechen, sind die bleibenden Δl ca. ein Viertel der totalen Δl .

Die *Einsenkungen* als resultierende Wirkung der im ganzen Träger eintretenden Längenänderungen, zeigen ebenfalls einen bleibenden Teil bei der Entlastung, dessen Verhältnis zu den Totaleinsenkungen bei den Belastungen im Anfang leicht zunimmt bis zu einem Maximum, welches etwas oberhalb der die ersten Risse verursachenden Belastung des Balkens liegt; hierauf findet bei zunehmender Belastung eine Verminderung des Verhältnisses statt. Die grösste relative Durchbiegung beträgt 38 % der totalen, die geringste 15 %. Der Balken F hat bleibende Durchbiegungen ergeben, welche in annähernd konstantem Verhältnis zu den totalen Einsenkungen stehen. Für die zulässige Beanspruchung des Materials sind die bleibenden Einsenkungen ein Viertel bis ein Drittel der totalen.

Oberhalb der in der Tabelle angeführten Belastungen, nahe an der Tragfähigkeitsgrenze des Balkens, treten weitere bleibende Deformationen auf, die mit der Ueberschreitung der Streckgrenze im Eisen zusammenhängen und welche bei jedem eisernen Träger auch vorkommen. Diese letzten Deformationen sind durch die Tafel I veranschaulicht; sie werden hier nicht näher in Betracht gezogen; ihre Wirkung ist die endgültige Zerstörung des Balkens; die entsprechenden Risse schliessen bei der Entlastung nicht mehr zusammen.

Innerhalb der Belastungen, bei welchen die Dehnungen und Verkürzungen beobachtet wurden, war die Dehnung des Eisens eine elastische, die Verkürzung des Beton auf Druck, mit genügender Annäherung, auch elastisch; nur in dem auf Zug beanspruchten Beton treten Deformationen auf, welche die weiter oben erwähnten, bedeutenden bleibenden Formveränderungen verursachen. Man könnte sagen, es sind drei Materialien in einem Körper vereinigt: zwei zeigen ein elastisches Verhalten, das dritte unterliegt einer baldigen Zerstörung seiner Tragfähigkeit auf Zug, welcher ganz abnormale Dehnungen vorausgehen.

19. Bleibende Deformationen eines Konstruktionsteiles aus einem einzigen Material werden als Zeichen der Ueberanstrengung angesehen und nach der Wegnahme der Belastung kann ohne grossen Fehler angenommen werden, der spannungslose Zustand sei wieder eingetreten. Ganz anders verhält es sich beim armierten Beton; wie vorhin erörtert, sind die grössten bleibenden Deformationen im Verhältnis zu den totalen, bei den unteren Belastungsstufen zu gewärtigen und nimmt ihre Bedeutung mit zunehmender Belastung ab. Die bleibenden Formveränderungen sind begleitet von einem *bleibenden oder remanenten Spannungszustand*, welcher bei jeder höheren Belastungsstufe sich verändert.

Bei der direkten Zugprobe eines Körpers aus armiertem Beton treten bereits ähnliche, wenn auch einfachere Erscheinungen auf, welche im ersten Abschnitt dieses Heftes besprochen worden sind. Bei dem auf Biegung beanspruchten Balken lassen sich die komplizierteren Erscheinungen beim Belasten und Entlasten folgendermassen schildern:

Die Belastung verursacht im Beton des Zuggurtes sehr bald grosse Dehnungen, welche in der Hauptsache *bleibende* Dehnungen sind. Das Eisen wird diese Totaldehnungen mitmachen.

Die *erstmalige Belastung* des Balkens verursacht

im <i>Druckgurt</i>	elastische Verkürzungen	} des Beton
	sehr geringe bleibende Verkürzungen	
im <i>Zuggurt</i>	kleine elastische Dehnungen	} des Beton
	grosse bleibende Dehnungen	

elastische Dehnungen der Armierungsstangen, welche annähernd gleich sind den Totaldehnungen des auf Zug beanspruchten Beton.

Die *Entlastung* ist beeinflusst durch die bleibenden Dehnungen des Beton und des darin haftenden Eisens; es entstehen daher:

- in den Armierungsstangen: Zugspannungen;
- im Zuggurt aus Beton: Druckspannungen, verursacht durch das Eisen;
- im Druckgurt aus Beton: Druckspannungen, verursacht durch die Unmöglichkeit, den ursprünglichen Zustand wieder einzunehmen, wegen den bleibenden Dehnungen im Zuggurt.

Auffallend ist also das Auftreten von *Druckspannungen im Zuggurt* beim Entlasten, welche dennoch als *Dehnung* des Beton gegenüber dem ursprünglichen Zustande sich kennzeichnen. Die beobachteten Dehnungen beim Entlasten müssten im Beton aufgefasst werden als Differenzen der bleibenden Dehnung des spannungslosen Beton und der Verkürzung dieses Beton nach Einwirkung der in der Armierung auftretenden remanenten Kräfte. Nach welchem Gesetze die Druckspannungen nach dem Entlasten, auf den nicht ebengebliebenen Querschnitt des Balkens sich verteilen, kann an Hand der vorliegenden Versuche nicht näher untersucht werden. Es wären vor allem zahlreiche, gleichzeitige Messungen in verschiedenen Faserhöhen und eine bessere Kenntnis der Dehnungsverhältnisse auf Zug und Druck des Beton der betreffenden Balken notwendig; ob aber eine befriedigende Lösung dieser Frage bei den von Balken zu Balken sehr verschiedenen Eigenschaften des Beton möglich sein wird, muss bezweifelt werden.

Die hier geschilderten Zustände sind vor Auftreten der Risse ohne weiteres verständlich; nachdem aber Risse des Zuggurtes wahrgenommen sind, ist der Zustand ein anderer; die bleibenden Deformationen, verglichen mit den totalen, gehen langsam zurück. Die totalen Dehnungen im Eisen bleiben unterhalb derjenigen, welche der Belastung entsprechend (für $\sigma_{bz} = 0$) berechnet werden können. Erst gegen Ende des Versuches wachsen die Spannungen im Eisen und erreichen die berechneten Werte.

Einige Gründe können angeführt werden, welche das nicht sofortige rechnungsmässige Steigen der Dehnungen im Eisen erklären würden: man könnte annehmen, die berechnete Spannung trete an der Rissstelle im Eisen ein, werde aber zwischen zwei Rissen wieder verkleinert infolge Mitwirkung des Beton; im Eisen würden somit ganz verschiedene Spannungen von einem Punkte zum unmittelbar daneben liegenden auftreten. Die Dehnungsmessungen geben hierüber keinen direkten Aufschluss; im Anfang wird wohl eine ähnliche Erscheinung vorkommen; die wiederholte Belastung und Entlastung wird aber von den Rissstellen aus, wegen Unterschied in den Dehnungen, die Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen nach und nach erschöpfen, so dass zuletzt nur ein Reibungswiderstand zwischen diesen Materialien beim Entlasten und Belasten die Dehnungserscheinungen begleiten wird. Es ist dies bestätigt durch weitere Versuche, aus welchen deutlich hervorging, dass die Zone der ersten Risse bei Wiederholung der Belastung sich weiter als über die Länge erstreckt hat, innerhalb welcher die Biegemomente das Auftreten von Rissen verursachen konnten. Es muss die Haftfestigkeit nach und nach gegen die Auflager zu überwunden worden sein.

Als weitere Ursache könnte angeführt werden, dass in der Zuggurtung der Beton nahe an der Nulllinie noch eine Zugspannung aufnehmen kann, weil nicht gerissen. Offenbar handelt es sich aber hier um sehr geringe Zugkräfte, welche eine Erklärung für das Verhalten der Kräfte im Eisen nicht geben können.

Es muss also eine andere Ursache für die beobachteten, kleineren Spannungen im Eisen, wie die berechneten gesucht werden. Diese ist gegeben durch die beim Entlasten vorkommenden, bleibenden Dehnungen und Spannungen. Die Risse haben allerdings zur Folge, dass der Beton keine Zugspannungen mehr aufnehmen kann, jedoch nicht, dass seine vor dem Rissigwerden eingetretene, bleibende Dehnung verschwindet. Beim Entlasten schliessen die Risse derart, dass sie nur schwer wieder zu finden sind, und die Druckspannung im Beton, welche durch die remanente Zugkraft im Eisen verursacht ist, kann nach wie vor dem Auftreten der Risse vom Beton des Zuggurtes aufgenommen werden, sobald die Risse sich wieder geschlossen haben.

Wird der Balken wieder belastet, so treten innere Kräfte auf: zuerst zur Ueberwindung der Druckspannungen im Beton des Zuggurtes, sodann oder zugleich Spannungen im Eisen, zum Teil verursacht durch die elastische Dehnung des nun entlasteten, gedrückten Beton, zum Teil durch die darauffolgende, ungehinderte Wirkung der Belastung auf das Eisen als Zuggurt des Balkens; gleichzeitig öffnen sich die Risse wieder. Die Spannung, aus der beobachteten Dehnung der Armierungsstangen berechnet, gibt sogar, wenn von der ursprünglichen Ablesung bei Aufbringen der Initiallast ausgegangen wird, nicht die nach Auftreten der Risse wirklich eintretende Gesamt-

kraft in der Zuggurtung an, sondern es muss zu der so ermittelten Kraft, welche im Eisen wirkt, noch die bleibende oder remanente Kraft beim Entlasten *hinzugefügt* werden, welche als Druckkraft im Beton des Zuggurtes bei jeder Wiederholung der Belastung zu überwinden ist.

Es kann diese Folgerung an den untersuchten Balken geprüft werden und zwar für die Belastungsstufen oberhalb des Eintretens der Risse und vor dem Auftreten nicht elastischer Dehnungen im Eisen.

	Belastung	7	8	9	10	11	12 t
<i>Balken B:</i>	σ_{effektiv}	335	484	552	656	740	841 kg/cm ²
	$\sigma_{\text{remanent}} P = 0,5 \text{ t}$	170	229	230	245	250	268 „
	σ_{total}	505	713	782	901	990	1109 „
<i>Balken E:</i>	σ_{effektiv}	400	503	602	705	812	920 „
	$\sigma_{\text{remanent}} P = 0,5 \text{ t}$	206	231	263	281	295	309 „
	σ_{total}	606	734	865	986	1107	1229 „
	$\sigma_{\text{beton gerissen}}$	629	725	822	920	1020	1110 „
	Belastung	5	6	7	8	9 t	
<i>Balken C:</i>	σ_{effektiv}	496	750	1020	1290	1490	kg/cm ²
	$\sigma_{\text{remanent}} P = 0,5 \text{ t}$	237	330	413	506	550	„
	σ_{total}	733	1080	1433	1796	2040	„
	$\sigma_{\text{beton gerissen}}$	860	1050	1240	1430	1630	„

Die absoluten Zahlen bei Balken C und F sind, wie früher erwähnt, nicht so sicher wie diejenigen der Balken B und E.

Die stärker armierten Balken zeigen eine schöne Uebereinstimmung zwischen dem Wert für σ_{total} und $\sigma_{\text{beton gerissen}}$. Die effektive Spannung enthält bereits den Betrag für σ_{remanent} bei $P = 0,5 \text{ t}$; die Addition zu σ_{total} gibt also nicht eine Spannung im Eisen, sondern die Summe der effektiven Spannung im Eisen und der zu überwindenden Druckkraft im Beton des Zuggurtes, ausgedrückt in Eisenspannung.

Die Ueberwindung der remanenten Druckspannung im Beton des Zuggurtes beim Belasten hat eine Verlängerung des Beton und somit auch des Eisens zur Folge, ausser der darauffolgenden Dehnung des Eisens mit Wiederöffnen der Risse im Beton. Der erstere Teil der Dehnung lässt sich nicht sicher bestimmen, denn die Dehnungszustände des gedrückten Beton im Zuggurt reichen auf eine viel grössere Länge des Balkens als die beobachtete hin und zwar bis zu den Punkten rechts und links gegen die Auflager, in welchen die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton durch Wiederholung der Belastung nicht verschwunden ist. Es ist somit nahe an Balkenmitte, nach Auftreten der Risse, keineswegs eine parallele und gleiche Dehnung des Eisens und des Beton auf der Beobachtungsstrecke vorhanden. Die Stärke der Armierung wird diese Verhältnisse ebenfalls beeinflussen: bei schwacher Armierung ist eine kleinere Druckkraft beim Entlasten im Zuggurt vorhanden und somit eine kleinere Dehnung des Beton beim Belasten zur Ueberwindung der Druckkraft notwendig.

20. Die *Diagramme der Dehnungen beim Belasten und Entlasten* werden diese Verhältnisse noch näher beleuchten; es wurden zur Vereinfachung für jeden Balken zwei Belastungsstufen in Betracht gezogen, die eine weit unterhalb der ersten Risse (0,5 — 2,5 t), die andere oberhalb der ersten Risse (0,5—8,5 t) und sind die Dehnungen so aufgetragen, dass die letzte obere halbe Tonne nach ihrer ersten Wirkung in den Diagrammen erscheint. Die Zwischenablesungen von 0,5 bis 2,5, resp. 8,5 t sind gleichfalls aufgetragen worden; es entsteht eine Fläche, welche zwischen der Linie für steigende und derjenigen für abnehmende Belastung eingeschlossen ist. In den Fig. 19 und 21 sind die Diagramme des Dehnungsverlaufes der Laststufe 0,5—2,5 veranschaulicht; es geht aus denselben hervor, dass bei der Belastungsstufe vor Auftreten der Risse (2,5 t) die wiederholte Belastung (bis 2 t) einen nahezu geradlinigen Verlauf der Dehnungen im *Eisen* zeigt; die letzte halbe Tonne (2 — 2,5 t) gibt grössere Dehnungen und es tritt bei 2 t Last eine Ab-

lenkung der Dehnungslinie ein; beim Entlasten ist die Dehnungskurve annähernd geradlinig und schneidet auf der Horizontalen durch die Ursprungslast 0,5 t die Zunahme der remanenten Dehnung ab. Selbstverständlich werden Wiederholungen die Dehnungen nach und nach vergrößern; die Grenze hierfür würden nur Dauerversuche ergeben.

Die gleichzeitig aufgenommenen Verkürzungen des *Beton* im Druckgurt (Fig. 21) geben sowohl beim Belasten wie beim Entlasten einen nahezu geradlinigen Verlauf; immerhin lässt sich beim Wiederholen der Belastung nach Aufbringen der ersten halben Tonne und für den letzten Teil der Laststufe (2,0—2,5 t) eine geringe Ablenkung wahrnehmen; beim Entlasten ist zwischen 2,5 — 2 t die Änderung der Länge am geringsten, weiter unten etwas stärker. Diese Erscheinungen einer konvexen Linie beim Belasten und einer konkaven beim Entlasten sind bekannt. Die eingeschlossene Fläche zwischen beiden Linien ist bedeutend kleiner und regelmässiger in ihrer Ausdehnung beim gedrückten *Beton*, wie beim vom *Beton* beeinflussten *Eisen* des Zuggurtes.

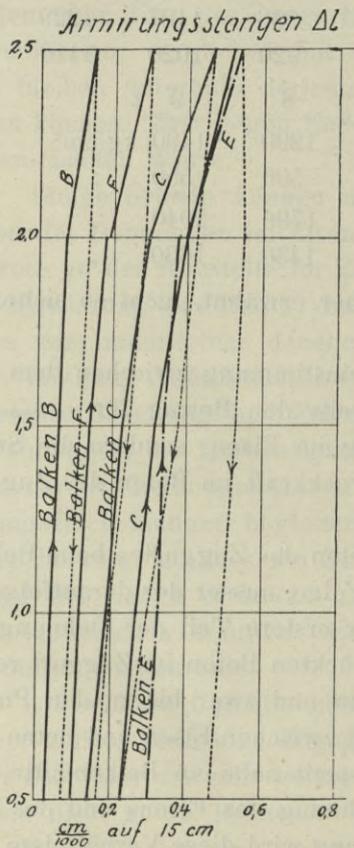


Fig. 19. Dehnungsdiagramm des Eisens für $P = 0,5 - 2,5$ t.

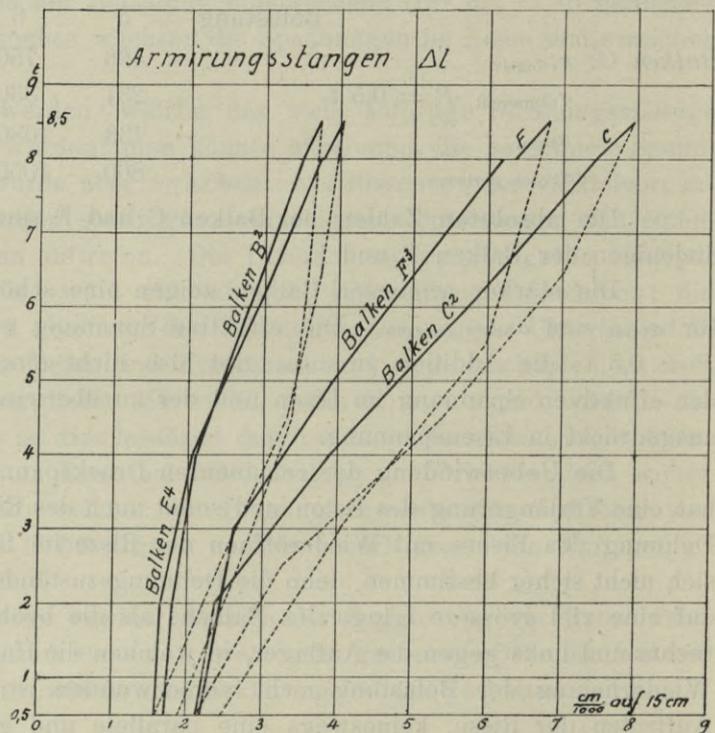


Fig. 20. Dehnungsdiagramm des Eisens für $P = 0,5 - 8,5$ t.

Oberhalb der Belastung, welche die ersten Risse hervorgebracht hat, sind die Längenänderungsdiagramme in folgender Weise charakterisiert (siehe Fig. 20 und 22). Die Dehnungen im *Eisen* sind auch veranschaulicht durch einen gebrochenen, konvexen Linienzug beim Belasten und konkaven beim Entlasten; diese Linien sind von Balken zu Balken verschieden, sie besitzen jedoch gemeinsame Eigenschaften. Beim Wiederholen der Belastung von 0,5 t an tritt zunächst eine sehr schwache Dehnung des Eisens ein, das ist der Beginn der Phase der Ueberwindung der remanenten Druckkräfte im *Beton* des Zuggurtes; hierauf wird die Kurve annähernd geradlinig bis zur bereits früher erreichten Belastung (8 t) steigen; die grösste relative Dehnung tritt ein für die noch nie aufgebrauchte Last 8 — 8,5 t. Auf dieser letzten Strecke sind die Dehnungslinien vom Anfangspunkt der Koordinaten aus, *konvergierend*; dieser letzte Teil der Dehnung vollzieht sich, als wäre das Verhalten der Dehnungen, von der unteren Grenze der Belastung (0,5 t) an, ein elastisches ohne remanente Wirkungen gewesen.

Das Entlasten wird im Anfang nur geringe Veränderungen in den Δl des Eisens hervorrufen, hierauf die relativ stärksten Δl und bei zwei Balken wieder schwächere Δl , kurz vor dem Entlasten auf 0,5 t. Gegenüber dem Diagramme der Dehnungslinien vor Auftreten der Risse ist die Zunahme der bleibenden Δl für $P = 0,5$ t nur eine geringe; in dem bereits gerissenen Teil des Beton treten selbstverständlich keine weiteren Dehnungen auf; die Zunahme rührt entweder von den noch nicht zerstörten Teilen des Beton gegen die Auflager her oder von der Unmöglichkeit für die Risse, sich ganz zu schliessen infolge der Staub- und Abbröckelungswirkung, welche die Ent- und Belastung an den Rissstellen begleitet.

Die Diagramme der gleichzeitigen Verkürzungen im *Beton* des Druckgurtcs zeigen nahezu geradlinigen Verlauf mit ganz geringem Zunehmen der Δl nach der Entlastung. Auch beim Beton entspricht die relativ grösste Verkürzung der letzten, noch nicht früher zur Wirkung gebrachten halben Tonne (8 — 8,5 t); die entsprechenden Strecken konvergieren gleichfalls, wie die Dehnungslinien des Eisens, gegen den Anfangspunkt der Koordinaten, als wäre keine remanente Spannung für diese Belastungszunahme wirksam.

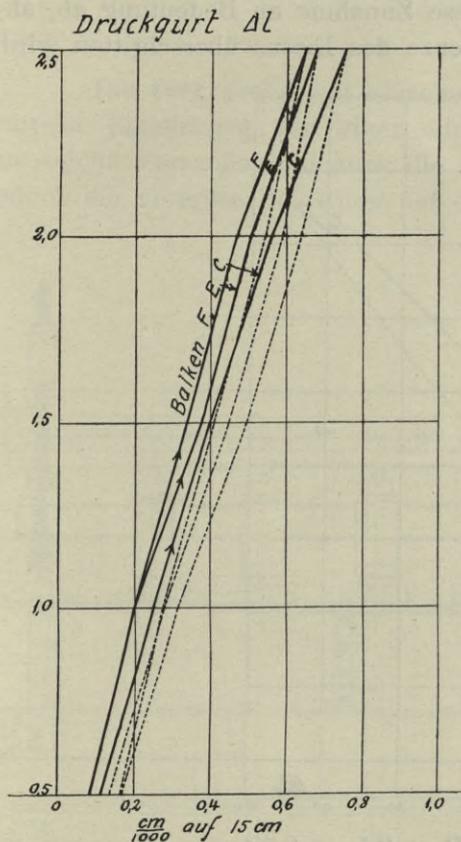


Fig. 21. Verkürzungsdiagramm des Beton für $P = 0,5 - 2,5$ t.

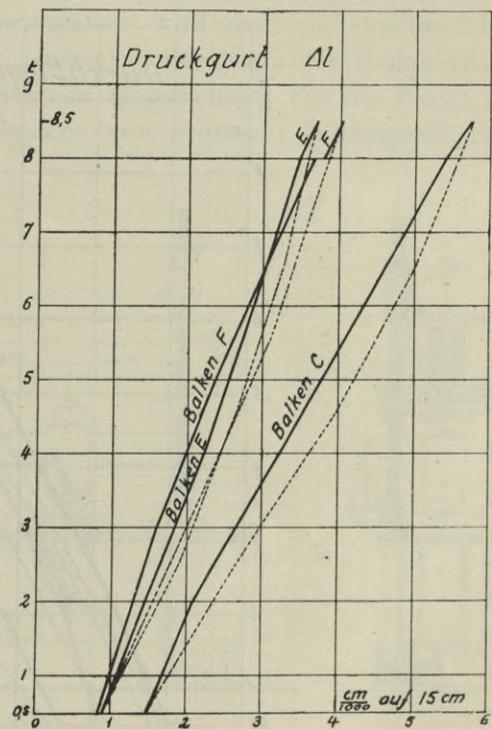


Fig. 22. Verkürzungsdiagramm des Beton für $P = 0,5 - 8,5$ t.

21. Die *Einsenkungen in Trägermitte* innerhalb der Belastungstufen 0,5—8,5 sind in der Fig. 23 veranschaulicht. Für die untere Laststufe 0,5—2,5 t sind die Messungen mit einem Apparat beobachtet worden, welcher nicht genügend scharfe Einsenkungen ergeben hat; für die höhere Laststufe ist der Verlauf ein zuverlässiger. Es hat sich herausgestellt, dass unterhalb 2,5 t die Einsenkungen von 0,5 t an bis 2 t geradlinig, zwischen 0,5 und 2,5 t eine Abbiegung im Sinne eines rascheren Wachsens der Durchbiegungen aufweisen. Für 0,5—8,5 t zeigt die aufwärtsgehende Durchbiegungslinie zwischen 0,5 und 2 t die kleinsten Δf ; die Einsenkungen nehmen von da an einen nahezu geradlinigen Verlauf, eine Abänderung in der Richtung dieser Linie tritt ein bei der erstmaligen Belastung von 8 auf 8,5 t. Die Einsenkungslinie beim Entlasten weicht nur wenig von einer Geraden ab.

Die letzte, zum ersten Mal aufgebrauchte halbe Tonne einer Belastungsstufe entspricht einer Einsenkungslinie, welche nahezu gegen den Anfangspunkt der Koordinaten konvergiert ($P = 0,5$ t, $f = 0$). Die Differenzen sind voraussichtlich auf die ungenügende Genauigkeitsgrenze der Einsenkungsmesser zurückzuführen. Bei den Laststufen vor Auftreten der Risse im Beton nehmen die bleibenden Durchbiegungen rascher zu, als nach Auftreten der Risse; die von den beiden Linien jeder Stufe für aufsteigende und abnehmende Belastung eingeschlossene Fläche schliesst annähernd bei der unteren Lastgrenze.

Die praktische Bedeutung der hier besprochenen Diagramme liegt darin, einen Vergleich bei Dehnungs- oder Einsenkungsmessungen in der Praxis zu ermöglichen, welche durch genügend zahlreiche Zwischenablesungen auch Dehnungs- oder Durchbiegungslinien liefern; nur muss bei diesem Vergleich mehr Gewicht auf den Verlauf der Linien gelegt werden, als auf die absolute Grösse der Deformationen. Auffallender Weise wird bei Wiederholung der Belastung unterhalb der Rissgrenze, der bleibende Teil der Δl oder Δf im Verhältnis zu den Totalwerten eine grössere Zunahme erfahren, als später oberhalb der Rissgrenze; diese Zunahme endet mit der Zugfestigkeit des Beton; von da an nimmt, wie früher erklärt worden ist, diese Zunahme an Bedeutung ab, abgesehen von den Belastungen, bei welchen die Elastizitätsgrenze des Eisens überschritten wird.

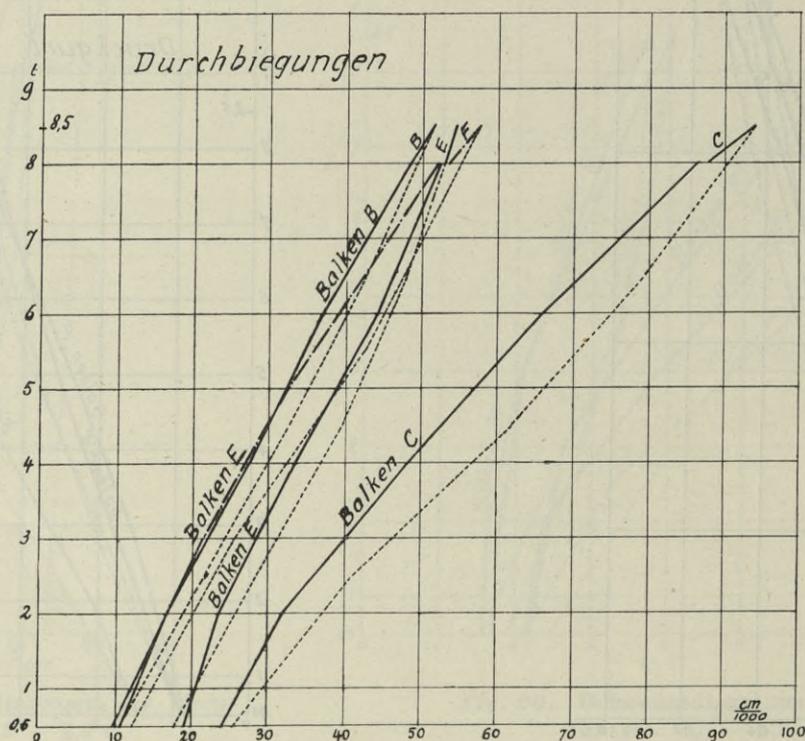


Fig. 23. Durchbiegungsdiagramm für $P = 0,5 - 8,5$ t.

Leider sind die durchgeführten Versuche noch nicht genügend, um die Diagramme der verschiedenen Phasen der Belastung so zu charakterisieren, dass daraus mit voller Sicherheit der Zustand der erprobten Deckenteile in der Praxis festgestellt werden könnte.

Es werden auch die bleibenden Deformationen, herrührend von den vor der Probe wirksamen Belastung, von den Messapparaten nicht angezeigt werden. Die zu erhaltenden Diagramme der Durchbiegungen und Dehnungen wären jeweils als Teildiagramme aufzufassen, welche um den Wert der remanenten Δl oder Δf von dem Koordinatenanfangspunkt abstehen. Nur die zum ersten Mal aufgebrauchte Belastung wird eine Strecke des Verlaufes ergeben, welche unabhängig von den bleibenden Δl oder Δf ist. Innerhalb früher erreichten Belastungen ist der scheinbare Verlauf der Δl und Δf annähernd geradlinig.

III. Resultate der Untersuchung von armierten Betonbalken T förmigen Querschnittes auf Biegung durch verteilte Belastung.

1. Einleitung.

Die Biegeprobe mit einzelnen Trägern in Prüfungsanstalten wird meistens durchgeführt mittelst Einwirkung von einer oder zwei konzentrierten Lasten in der Nähe der Balkenmitte; für solche Versuche sind auch die üblichen Festigkeitsmaschinen eingerichtet. Für die Praxis ist jedoch die verteilte Belastung auf die ganze Länge des Balkens von grösserer Wichtigkeit und

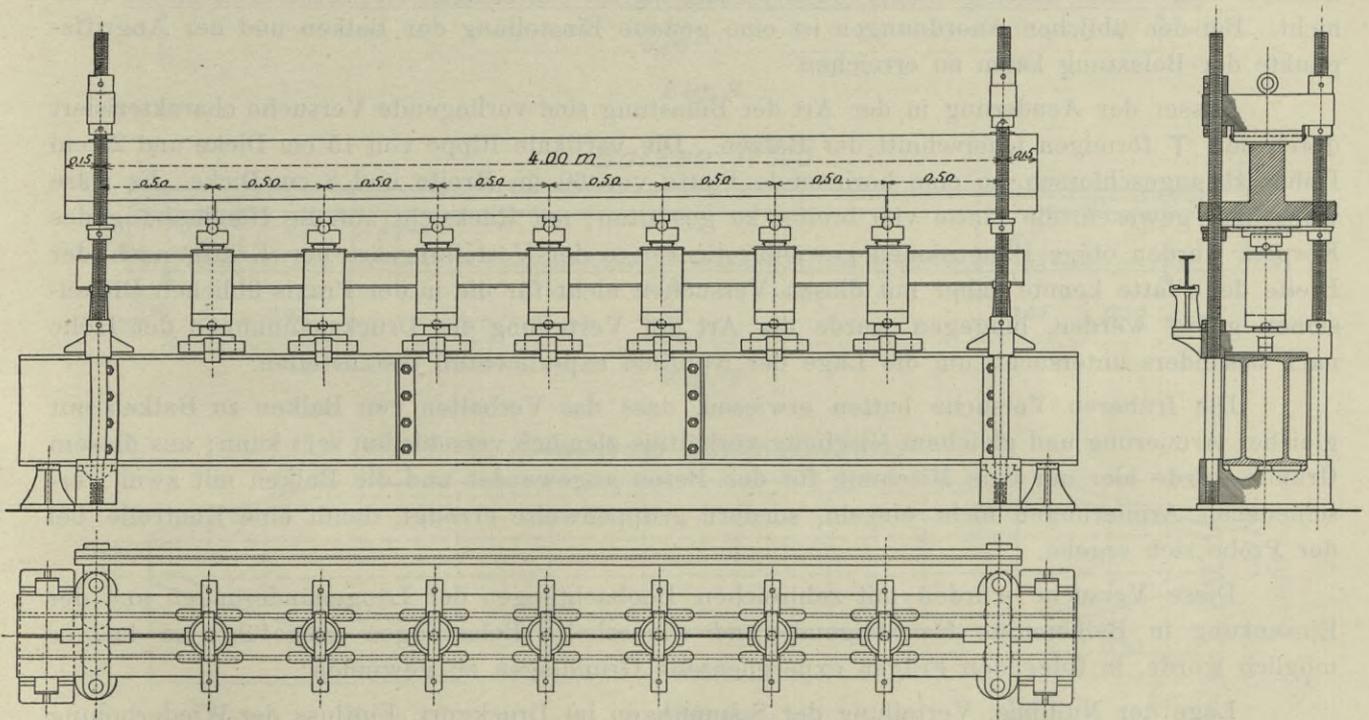


Fig. 1. Anordnung eines Balkens auf der Biegemaschine für verteilte Belastung.

allgemeinerer Geltung. Es wurde daher bereits im Jahre 1902 bei der Aufstellung eines Programmes für die Untersuchung des armierten Beton in der Schweiz die Ausführung einer für Biegeproben mit verteilter Belastung geeigneten Maschine vorgesehen; nach Beratung mit der Firma J. Amsler-Laffon & Sohn in Schaffhausen wurde 1903 von dieser eine zweckentsprechende Biegemaschine gebaut, welche programmgemäss für 4 m Stützweite der Probekbalken, an sieben Stellen die gleiche Belastung auszuüben vermag; der Abstand der Angriffspunkte kann verändert werden;

bei den vorliegenden Versuchen betrug derselbe konstant 50 cm bei 4 m Stützweite und 4,30 m Balkenlänge; somit war die doppelte konzentrierte Last gleich der gleichmässig verteilten Belastung auf den laufenden Meter. Als Hauptmerkmale dieser Maschine (siehe *Fig. 1*) seien noch folgende erwähnt:

1. Der Balken ruht oben auf Schneiden und wird von unten belastet; jede Schneide ist in einem Rahmen eingefasst, welcher am unteren Teile pendeln kann; die Längenänderungen des an seinen Enden gestützten Zuggurtes können somit ohne Störung der inneren Spannungen stattfinden.

2. Die Einzellasten wirken mittelst Pressen mit eingeschliffenen Kolben, also ohne Dichtung und Reibung; als Flüssigkeit wird Rizinusöl verwendet. Die Lagerung jeder Presse ist unten mit einer Stahlkugel, oben mit zwei senkrecht zu einander liegenden Kippvorrichtungen durchgeführt; jeder Cylinder kann somit nur in seiner Axe eine Kraft ausüben und die Möglichkeit eines seitlichen Stützens des Balkens am Angriffspunkte der Einzellasten ist ausgeschlossen; vier Bolzen mit Spiralfedern am Fusse jedes Cylinders geben den letzteren, in unbelastetem Zustande, die vertikale Stellung. Die Einzellasten werden mittelst Quecksilbersäulen an Skalen abgelesen; die eine Skala geht bis 3 t und genügte bei den zu besprechenden Versuchen, die andere geht bis 18 t für jede Presse, entspricht somit einer Gesamtlast von rund 126 t.

Die beschriebene Anordnung, welche auf *Fig. 1* und auch aus den Tafeln II bis VII ersichtlich ist, erfordert eine grosse Sorgfalt bei der Lagerung des zu erprobenden Balkens, damit sämtliche Kräfte möglichst genau in der Symetrieebene zu liegen kommen; eine Verdrehung des Balkens zeigt recht bald, ob diese Grundbedingung für einen guten Versuch erfüllt ist oder nicht. Bei den üblichen Anordnungen ist eine genaue Einstellung der Balken und der Angriffspunkte der Belastung kaum zu erreichen.

Ausser der Aenderung in der Art der Belastung sind vorliegende Versuche charakterisiert durch den T förmigen Querschnitt der Balken. Die vertikale Rippe von 15 cm Dicke und 25 cm Höhe ist angeschlossen an eine horizontale Platte von 60 cm Breite und 8 cm Dicke. Es wäre wünschbar gewesen, die Platte viel breiter zu gestalten; mit Rücksicht auf die Handhabung des Körpers wurden obige Dimensionen gewählt; die Frage der Verteilungsart der Kräfte nach der Breite der Platte konnte daher mit diesen Versuchen nicht für die in der Praxis üblichen Dimensionen gelöst werden, hingegen wurde die Art der Verteilung der Druckspannungen der Höhe nach besonders untersucht, um die Lage der Nulllinie experimentell festzustellen.

Die früheren Versuche hatten erwiesen, dass das Verhalten von Balken zu Balken mit gleicher Armierung und gleichem Mischungsverhältnis ziemlich verschieden sein kann; aus diesem Grunde wurde hier nur eine Mischung für den Beton angewendet und die Balken mit zwei verschiedenen Armierungen nicht einzeln, sondern gruppenweise erzeugt, damit eine Kontrolle bei der Probe sich ergebe.

Diese Versuche wurden mit zahlreichen Beobachtungen der Längenänderungen und der Einsenkung in Balkenmitte für steigende und wiederholte Belastungen ausgeführt, so dass es möglich wurde, in folgenden Fragen experimentelle Grundlagen zu gewinnen:

Lage der Nulllinie, Verteilung der Spannungen im Druckgurt, Einfluss der Wiederholung der Belastungen, Einfluss des Alters, Auftreten der Risse, Verlauf der Durchbiegungen, bleibende Formveränderungen, Bedeutung der üblichen zulässigen Spannungen für Eisen und Beton.

Die direkte Beobachtung der Dehnungen an den Armierungsstangen wurde bei diesen Versuchen nicht vorgenommen, da diese Dehnungen nicht gleichzeitig wie die anderen Längenänderungen hätten gemessen werden können und die vorhandenen Spiegelapparate für die Messungen an der Druckgurtung gerade ausreichten. Auf dem eingetretenen Wege waren sicherere Beobachtungen zu erwarten.

2. Die Versuchskörper.

Zur Untersuchung gelangten zwei Serien von Körpern mit denselben äusseren Abmessungen und der gleichen Betonmischung. Die Form ist aus den *Fig. 2 bis 5* ersichtlich; die 8 cm dicke Platte ist gegen das Auflager an beiden Enden bis auf eine Dicke von 20 cm abgeschrägt worden, um die Balken leichter in den Endrahmen der Biegemaschine aufzulagern. Zur Armierung wurden 4 Rundeisen von 15 mm Durchmesser für die eine Hälfte, und ebensoviel von 22 mm für die andere Hälfte der Träger verwendet.

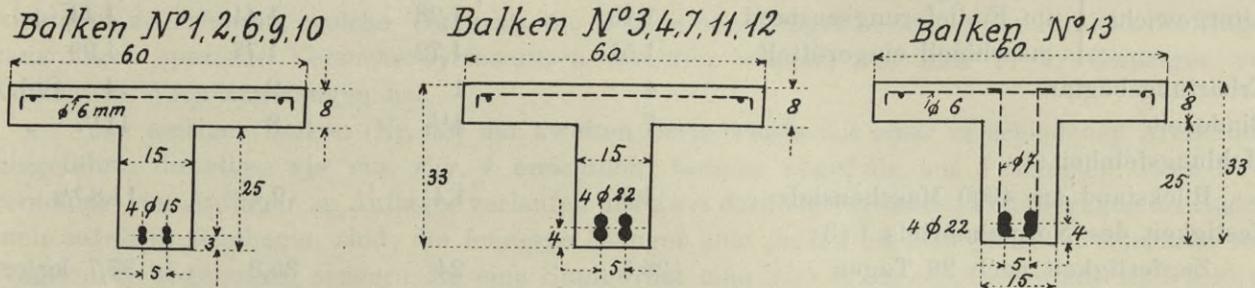


Fig. 2.

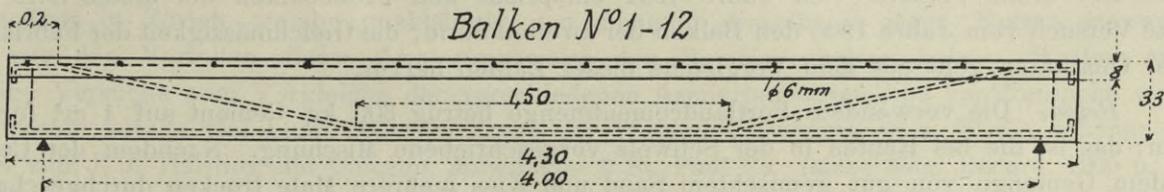


Fig. 3.

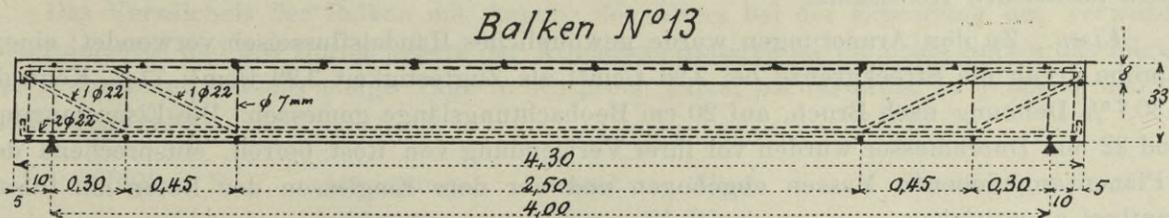


Fig. 4.

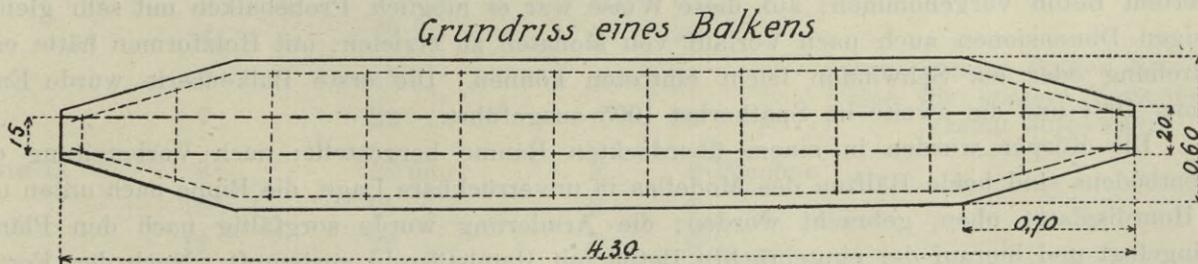


Fig. 5.

Die Materialien sind gekennzeichnet durch folgende Resultate der damit unternommenen Versuche:

Kies und Sand. Es wurde das in Zürich verwendete, aus dem See herrührende Material für Eisenbeton genommen; Siebversuche ergaben für die Mischung von Sand und Kies im Mittel als Rückstand auf Siebe mit runden Löchern in Gewichtsprozenten

Durchmesser der Sieblöcher	15—8	2	1,5	1,0	0,5	< 0,5 mm
Rückstand	18,4	39,0	3,7	8,8	17,3	12,8 %

Das Litergewicht betrug 1,755 kg; in 1 dm³ waren ca 300 cm³ Hohlräume.

Cement. Zwei Portlandcementsorten schweizerischer Herkunft kamen zur Verwendung; die 28-tägige Normenprobe mit dieser Handelsware wurde zwei Mal vorgenommen und ergab folgende Resultate:

	<i>Marke E.</i>		<i>Marke A.</i>		
	1. Versuch	2. Versuch	1. Versuch	2. Versuch	
Spezifisches Gewicht	3,02	3,01	3,16	3,15	
Glühverlust	3,94	4,10	1,06	1,10 %	
Litergewicht	maschinell eingestäubt	0,92	0,98	1,10	1,21 kg
	im Einlieferungszustand	1,15	1,26	1,41	1,44 „
	maschinell eingerüttelt	1,51	1,72	1,77	1,99 „
Erhärtungsbeginn	1	1	2	4 Std.	
Bindezeit	7	4 ¹ / ₂	8	11 ¹ / ₄ „	
Mahlungsfeinheit:					
Rückstand am 4900 Maschensieb	1,2	1,4	9,4	11,8 %	
Festigkeit des Normalmörtels 1:3:					
Zugfestigkeit nach 28 Tagen	26,5	24	35,9	37,7 kg/cm ²	
Druckfestigkeit nach 28 Tagen	278	245	452	438 „	

Der erste Versuch vom Jahre 1904 entspricht den Probekörpern der ersten Serie; der zweite Versuch vom Jahre 1905 den Körpern der zweiten Serie; die Gleichmässigkeit der Fabrikation beider Qualitäten geht aus dem Vergleiche dieser Zahlen hervor.

Beton. Die verwendete Portlandcementmenge betrug 300 kg Cement auf 1 m³ fertigen Beton; das ist die bei Bauten in der Schweiz vorgeschriebene Mischung. Nachdem der Cement mit dem Gemenge von gut gemischtem Sand und Kies mehrere Male trocken durchgeschaufelt war, wurde das Wasser hinzugegossen und der Beton wiederholt durchgearbeitet, bis zu einer ziemlich plastischen Konsistenz.

Eisen. Zu den Armierungen wurde gewöhnliches Handelsflusseisen verwendet; eine Zerreissprobe ergab die Streckgrenze bei 2,96 t/cm²; als Zugfestigkeit 3,99 t/cm²; 71 % Kontraktion und 30,7 % Dehnung nach Bruch, auf 20 cm Beobachtungslänge gemessen. Die Eisenstangen von 15 und 22 mm Durchmesser wurden vor ihrer Verwendung von Rost befreit, entsprechend den in den Plänen angegebenen Massen abgebogen und vor dem Eingiessen des Beton mit flüssigem Cementbrei angestrichen.

Die *Erzeugung der Probekörper* wurde in einer aus zwei Teilen bestehenden Form aus armiertem Beton vorgenommen; auf diese Weise war es möglich, Probekörper mit sehr gleichmässigen Dimensionen auch nach Verlauf von Monaten zu erzielen; mit Holzformen hätte eine Verdrehung oder ein Schwinden leicht eintreten können. Die erste Balkenserie wurde Ende Sommer 1904 und die zweite im Spätherbst 1905 ausgeführt.

Die Körper wurden in einem überdeckten Raume hergestellt; nach Vorbereitung des Cementbodens sind beide Hälften des Modelles in unverrückbare Lage, die Rippe nach unten und die Hourdisplatte oben, gebracht worden; die Armierung wurde sorgfältig nach den Plänen hineingelegt und hierauf der eingebrachte Beton mit Handstösseln gestampft. Nach der Fertigstellung wurde die Oberfläche der Platte geebnet.

Aus dem gleichen Beton wurden zugleich zwei Prismen von 12×12×36 cm Abmessungen für jeden Balken hergestellt, um eine direkte Prüfung der Festigkeit des Beton zu ermöglichen.

Die *Anordnung der Armierung* ist für sämtliche Balken der ersten Serie und vier Balken der zweiten Serie aus den *Fig. 2, 3 und 5* ersichtlich. Zwei Stangen laufen auf die ganze Balkenlänge geradlinig und sind an ihren Enden aufwärts hakenförmig abgebogen; über diesen Stangen, deren Mittellinien 5 cm von einander abstehen und 30, resp. 40 mm über Rippenunterkante liegen, bestehen zwei Rundeisenstangen desselben Durchmessers, welche in Balkenmitte auf 1,50 m Länge horizontal verlaufen und von da an, nach der Balkenplatte zu, abgebogen sind; diese Stangen laufen

geradlinig schief bis in 20 cm Abstand vom Balkenende; von da an sind die Stangen wieder horizontal abgebogen und enden mit kleinen Haken nach unten. Die 6 mm starken Drähte in Längs- und Querrichtung der Platte, wie in den *Fig. 2 bis 5* eingezeichnet, dienen dazu, den Druckgurt beim Lagern und beim Transport der Balken gegen Bruch zu sichern.

Von der sonst üblichen Anordnung von Bügeln wurde bei diesen Balken Umgang genommen, hauptsächlich zur Vereinfachung der Konstruktion an den Balkenenden und um die Scheerfestigkeit des Beton etwas genauer ermitteln zu können. Dass die Weglassung der Bügel von Einfluss auf die Tragfähigkeit sein werde, war von vornherein klar; es schien jedoch bei den Versuchen wichtiger, zu erfahren, welche Tragkraft die Balken ohne Bügel besitzen; der Einfluss der Bügel kann durch spezielle Versuche systematisch ermittelt werden, wie dies F. v. Emperger vor Kurzem in Wien angefangen hat.

Ein einziger Balken (Nr. 13) der zweiten Serie wurde mit einer verschiedenen Armierung ausgeführt; dieselbe, wie aus *Fig. 4* ersichtlich, besteht ebenfalls aus 4 Stangen, deren zwei geradlinig von Auflager zu Auflager verlaufen und zwei darüber liegenden, welche gegen die Enden nach aufwärts abgebogen sind; die letzteren Stangen sind jedoch nicht in gleichem Abstände von Trägermitte abgebogen, sondern die eine Stange hat eine 2,50 m lange, die zweite eine 3,40 m lange, gerade Strecke symetrisch zur Balkenmitte; die Enden sind hakenförmig umgebogen. Diese Anordnung entspricht annähernd den Vorschlägen der HH. Prof. E. Mörsch und Ing. R. Maillart in Zürich, welche unabhängig von einander dieselbe in ihren Bauten angewendet und von den Vorteilen dieser Armierungsweise den Beweis erhalten haben. Weitere anderwärtige Versuche zum Vergleiche der verschiedenen Armierungsarten sind veröffentlicht worden und werfen bereits viel Licht über die Frage der Wahl des Systems, so z. B. die schönen Versuche von J. J. Harding der Chicago, Milwaukee & St. Paul Co. (siehe Eng. Record. 1905 p. 544). Die Beibehaltung derselben Armierungsart bei allen bis auf einen Träger sollte hier die Möglichkeit geben, andere Probleme zu lösen.

Das Verzeichnis der Balken mit Angabe des Alters bei der Erprobung des verwendeten Portlandcementes und des Durchmesser der Armierungsstangen ist für beide Serien das folgende; da die Probe eines Balkens einige Tage in Anspruch nahm, ist das Alter in Wochen und nicht in Tagen angegeben.

Serie I.	Balken No.	Armierung	Cement	Alter	Bemerkungen
	1	15 mm	E	65 Wochen	
	2	15 "	E	67 "	
	3	22 "	E	56 "	
	4	22 "	E	53 "	
	6	15 "	A	55 "	} zwei gleiche Balken No. 7 u. 8 sind für spätere Versuche im Freien aufbewahrt.
	7	22 "	A	56 "	
Serie II.	9	15 mm	E	6 Wochen	
	10	15 "	E	6 "	
	11	22 "	E	6 ¹ / ₂ "	
	12	22 "	E	6 "	
	13	22 "	E	6 ¹ / ₂ "	spezielle Armierung nach <i>Fig. 4</i> .

3. Die Durchführung der Versuche.

In der Einleitung wurde die Biegemaschine, auf welcher die Balken erprobt worden sind, kurz geschildert; der annähernd 800 kg schwere Körper, welcher von der Erzeugung an auf einem gedeckten Cementboden im Schatten aufbewahrt wurde, ist mit grosser Vorsicht in den Maschinen-saal, mit der Rippe nach oben, gebracht und bei der Handhabung so unterstützt worden, dass nur positive Momente, d. h. wie in der normalen Belastungsart, auftreten konnten. Mittelst Lauf-

krahn wurde der Balken in die Maschine eingebracht und auf die vertikal gestellten Pressen genau symetrisch aufgelegt. Durch Heben der Kolben, auf welchen nun der Balken ruhte, wurde an der Skala der Pumpe der Druck einer Presse entsprechend dem Eigengewicht ermittelt; dieses Heben konnte nur bei ausbalancierter Lage des Balkens eintreten. Die Ablesungen für die einzelnen Balken und die entsprechenden Balkengewichte sind die folgenden:

Balken No.	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>6</u>	<u>7</u>	<u>9</u>	<u>10</u>	<u>11</u>	<u>12</u>	<u>13</u>
auf eine Presse	110	110	120	115	115	115	107	110	115	115	115 kg
Balkengewicht	770	770	840	805	805	805	749	770	805	805	805 „
Raumgewicht	2,23	2,23	2,43	2,33	2,33	2,33	2,18	2,23	2,33	2,33	2,33 „

Das Letztere ist unter Annahme eines Volumens von $0,346 \text{ m}^3$ pro Balken ermittelt worden; kleine Unterschiede in der totalen Balkenlänge und in der Betondicke waren trotz der getroffenen Massregeln unvermeidlich und geben eine Erklärung für die gefundenen Unterschiede im Raumgewicht, welche nicht durch die Differenz in dem Armierungsquerschnitt ihre Ursache haben.

Die als Auflager dienenden Schneiden oder Stahlwalzen von 5 cm Durchmesser konnten hierauf satt an der Balkenrippe festgelegt und der Druck in den Cylindern sodann erhöht werden, um ein Anliegen zwischen Balken und Auflager zu sichern. Als untere Belastungsgrenze wurde bei allen Balken $0,150 \text{ t}$ pro Presscylinder angenommen. Das Eigengewicht wurde durch $0,110 \text{ t}$ im Mittel ausgeglichen; es blieb somit eine Belastung von nahezu 40 kg auf einen Cylinder, oder 80 kg auf den laufenden Meter Balken als Ursprungslast ruhen. Durch die Art der Erprobung wurde erreicht, dass als *untere Grenze eine kleinere Belastung wie die vom Eigengewicht allein gewirkt hat*; dieser Vorteil ermöglichte es, die Untersuchung bei den unteren Belastungsstufen mit grösserer Sicherheit als sonst üblich und näher an den spannungslosen Zustand der Balken durchzuführen.

Mit steigender Belastung kommt bei ca. 300 kg Druck auf einen Cylinder ein Heben der Endauflagerungsrahmen vor, bis dieselben am unteren Teil satt anliegen; um diese, für die Versuche störende, vertikale Bewegung zu vermeiden, wurden die Rahmen in unverrückbarer Lage auf das Untergestell der Maschine unten anliegend festgehalten; ein Pendeln dieser Rahmen konnte trotzdem, der Längenänderung des Untergurtes entsprechend, stattfinden.

Die *Beobachtungen* während dem Versuche bestanden in Messung von *Längenänderungen* Δl im Druckgurt des T Balkens und in Messung von vertikalen Bewegungen in Trägermitte und an den Trägerenden; die Differenz zwischen dem Mittel der Ablesungen an den Enden und der Ablesung in der Mitte ergab die *Einsenkung*.

Die Längenänderungen Δl wurden rechts und links des Druckgurtes an 3 Stellen mittelst Bauschinger'scher Spiegelapparate derart beobachtet, dass im Abstände von je $7,5 \text{ cm}$ von der Balkenmitte Stahlstifte in einem vorgebohrten Loche im Beton eingelassen und mit raschbindendem Cement verkittet wurden. Die Beobachtungslängen von 15 cm waren horizontal, die eine in $1,5 \text{ cm}$ Abstand der äussersten Kante der Platte, die zweite 5 cm weiter von dieser Kante abstehend, beide an der äusseren Fläche des Balkenhourdis. Eine dritte Strecke befand sich auf der Innenseite der Platte, nahe an der Mittelrippe; bei einigen Balken war die zweite Strecke tiefer in der Höhe der dritten Strecke, nur nach auswärts verlegt. Die *Fig. 6 und 7* geben über die genaue Lage der Messtrecken für jeden Balken Aufschluss. Wegen der festen Lage der Stiften im Beton wird jeweilen die Dehnung oder Verkürzung nicht an der Oberfläche des Beton, sondern in der Höhe der die Bewegung der Spiegel verursachenden Stahlfeder beobachtet. Die Anordnung der Spiegelapparate ist übrigens in den beiliegenden Tafeln V und VI zu ersehen.

Die Spiegelapparate erlauben Ablesungen in $\frac{1}{100000} \text{ cm}$, wobei die letzte Stelle geschätzt wird; im Folgenden werden die Messungen wie in den vorigen Abschnitten in $\frac{1}{1000} \text{ cm}$ angeführt.

Die *Durchbiegungen* oder vertikalen Bewegungen sind mittelst 3 Tasterapparaten beobachtet worden, welche an einem seitlichen I Balken angeschraubt sind und die Ablesungen durch Mikrometertrommel auf $\frac{\text{cm}}{1000}$ ermöglichen. Die Ablesung erfordert jeweilen ein Stellen des

in vorliegender Mitteilung nur teilweise Verwertung finden konnte. Die grössten bei einer Laststufe beobachteten Werte sind diejenigen, welche den weiteren Ausführungen zu Grunde gelegt wurden und auch in den Tabellen angeführt sind. Für oftmalige Wiederholungen der Belastungen ist das Wachsen der Deformationen auch durch Eintragen der Beobachtungen vor und nach der Wiederholungsphase angegeben worden.

Zum besseren Verständnis der Belastungen und ihrer Wirkung auf die Balken sei bemerkt, dass die Skala der Maschine jeweilen den *Druck auf eine Presse* anzeigte; es sei derselbe mit P in t bezeichnet. Diesem Druck entspricht:

eine *gleichmässig verteilte Belastung* $2 P = p$ auf den laufenden Meter,

in *Balkenmitte ein Maximalbiegemoment* $\frac{2 P \times 4^2}{8} = 4 P$ in $m t$ oder $400 P$ $cm t$;

die *Scheerkraft* beträgt: am Auflager $3,5 P$ in t ;
 zwischen dem letzten und vorletzten Cylinder $2,5 P$ „ ;
 zwischen dem 2. und dem 3. Cylinder $1,5 P$ „ ;
 zwischen dem 3. und dem 4., mittleren Cylinder $0,5 P$ „ .

Vor der Ausführung des Versuches wurde der Balken mit einem Ueberzug von Gyps oder Weisskalk versehen, um die Risse leichter zu erkennen. Nach Aufbringen jeder höheren Belastung wurde der Balken sorgfältig untersucht und die aufgetretenen Risse mit Bleistift gezeichnet bis an der Stelle, wo der Riss aufhörte; hier ist die entsprechende Belastung der Cylinder hinzugeschrieben worden. Bei Wiederholung der Belastung sind die zuerst bemerkten Risse von den später auftretenden durch Unterstreichen der Belastung unterschieden worden. Nach Abschluss des Versuches wurden die Risse noch mit Tusch ausgezogen, zur besseren photographischen Aufnahme.

In den beigelegten Tafeln sind bei jedem Balken alle aufgetretenen Risse und die entsprechenden Belastungen ersichtlich; damit wird ein vollständiges Bild der bis zum Bruch des Balkens vorkommenden Zerstörung des Beton gewonnen; in Wirklichkeit aber würden nach Entlastung manche Risse nicht mehr oder nur mit grosser Mühe zu finden sein; es sind dies Risse, die nicht direkt mit der definitiven Zerstörung des Balkens in Verbindung stehen und sehr oft bei Belastungsproben nicht entdeckt werden oder unbeachtet bleiben. Die Angabe der Belastung lässt über die Gefährlichkeit der verschiedenen Risse keinen Zweifel aufkommen.

4. Die Erscheinungen beim Versuch der Balken.

Das Verhalten der Balken beim Versuch war im Anfang nur wenig verschieden; nach Erreichung einer Belastung zwischen $\frac{1}{3}$ und $\frac{1}{4}$ der Bruchlast traten die ersten Risse an der Zuggurtung auf; bei höheren Lasten oder bei Wiederholung derselben Last vermehrte sich die Zahl der Risse und dehnten sich dieselben zugleich gegen die Druckgurtung aus; ihre Richtung war annähernd senkrecht zu den Armierungsstangen. — Eine weitere Zunahme der Belastung führte nach und nach zu neuen Rissen, wobei hauptsächlich schiefe Risse gegen die Auflager zu verzeichnen waren. Bei den älteren Balken der Serie I, bis auf einen einzigen, konnte die Belastung so hoch steigen, dass die Streckgrenze im Eisen überschritten und infolgedessen durch Erweiterung der Risse in Trägermitte die Druckgurtung dünner wurde, bis ein Zerdrücken derselben eintrat; beim letzten Balken der Serie I hingegen und bei allen Balken der zweiten Serie wurde der Bruch durch Abscheerung an den Enden herbeigeführt, bevor die Spannung in den Armierungsstangen die Streckgrenze erreicht hatte, denn die mittleren Risse erweiterten sich vor dem Bruch nur unbedeutend. Da die Einzelheiten beim Bruch von Balken zu Balken verschieden sind, soll eine kurze Beschreibung des Verhaltens der einzelnen Versuchskörper hier folgen:

Serie I. Balken No. 1. Die ersten Risse traten bei $P = 0,55 t$ pro Cylinder auf; dieselben erstreckten sich in ziemlich regelmässigen Abständen auf die halbe Länge des Balkens symmetrisch zur Mitte.

Die Wiederholungen der Belastung wurden bei $P = 0,75$ t vorgenommen mit Pausen von 10 bis 20 Minuten; die Last blieb eine Nacht auf den Balken wirkend. Wie die Last $P = 1,65$ t erreicht war, erweiterten sich die mittleren Risse rasch und setzten sich bis in die Druckplatte fort; $1,75$ t pro Cylinder war die höchste erreichbare Belastung; es trat der Bruch ein durch Verlängerung der Eisen, lokale Zerdrückung des Beton und Zurückgehen der Belastung.

Balken No. 2. Bei diesem, dem vorigen gleichen Balken traten die ersten Risse bei der Last $P = 0,65$ t wie früher in nahezu gleichen Abständen auf. Die Wiederholungen wurden bei der Last $0,75$ t auf einem Cylinder vorgenommen in Zeiträumen von 5 bis 30 Minuten. Die gleiche Last blieb auf dem Balken zwei Mal je 15 Stunden während der Unterbrechung über Nacht. In diesen längeren Pausen ging zwar die Belastung annähernd um ein Drittel zurück. Bei weiterer Belastung erfolgte der Bruch in der Mitte, und zwar nach Erreichen einer Maximallast $P = 1,75$ t auf einen Cylinder; die Zertrümmerung beim Bruch dehnte sich auf eine etwas kürzere Länge, wie bei Balken No. 1, aus.

Balken No. 3. In diesem stärker armierten Balken kamen die ersten Risse bei $P = 0,75$ t vor, näher gegen die Auflager, als bei den vorigen schwächer armierten Balken. Erst bei $P = 0,9$ t traten Risse in grösserer Zahl und in gleichmässigem Abstände auf. Bei $1,35$ t wurden Wiederholungen vorgenommen in Zeiträumen von 5 bis 30 Minuten (10 Wiederholungen in 5 Minuten Intervall, darauffolgend eine Pause von 30 Minuten u. s. w.) mit einer einmaligen 15-stündigen Unterbrechung. Bei steigender Last nahmen die Risse zu und einige erweiterten sich; bei $2,7$ t traten auch kleine horizontale Risse an den Enden auf, eine Erscheinung, welche bei den schwächeren Balken nicht beobachtet wurde. Die Bruchbelastung betrug $3,05$ t und wurde der Bruch durch Erweiterung der Risse in der Mitte, Zerdrückung der Druckplatte und Abscheeren des Beton längs der geradlinigen Armierung bewirkt.

Balken No. 4. Die ersten Risse traten, wie bei Balken No. 3, bei $P = 0,75$ t, jedoch in grösserer Zahl auf. Die Wiederholung der Belastung in Intervallen von 5 und 30 Minuten wurde bei der Last $P = 1,35$ t durchgeführt; es kam hierbei eine nächtliche Unterbrechung der Probe vor. Bei $2,55$ t erweiterten sich die Risse an den Enden und es bildeten sich auch horizontale Risse längs den geradlinigen Armierungsstangen.

Der Bruch trat bei 3 t maximaler Last ein, durch Erweitern der mittleren Risse und Zerdrücken der Platte des Druckgurtes, wobei grössere Stücke sich loslösten. Die Zahl der Risse ist etwas grösser wie beim vorigen Balken; sie verteilen sich gleichmässig auf der mittleren Balkenlänge.

Balken No. 6. Dieser Balken mit 15 mm Armierung wurde mit dem Cement A hergestellt, welcher höhere Festigkeiten als Cement E der 4 besprochenen Balken besass. Die ersten Risse traten bei $P = 0,55$ t auf; eine Wiederholung der Belastung und Entlastung wurde sofort vorgenommen und zwar wie früher in Zeiträumen von 5 bis 30 Minuten mit einer einmaligen nächtlichen Unterbrechung. Bei gesteigerter Belastung kam ein ähnliches Bild der Risse wie bei Balken No. 1 mit gleichmässiger Verteilung zum Vorschein. Der Bruch erfolgte bei $1,75$ t pro Cylinder durch Ueberschreitung der Streckgrenze im Eisen in Trägermitte und Zerdrückung des Druckgurtes. Das Verhalten des Balkens an den Enden war ein tadelloses.

Balken No. 7. Dieser Balken mit 22 mm Armierung und Cement A zeigte die ersten Risse bei $P = 0,75$ t, wie die Balken No. 3 und 4 gleicher Stärke. Diese Risse waren näher an den Auflagern, als bei 3 und 4. Die Wiederholung der Belastung wurde gleich nach Auftreten der ersten Risse vorgenommen, wobei eine einmalige Unterbrechung über Nacht stattfand. Eine zweite Serie der Wiederholung der Belastungen und Entlastungen fand bei $P = 0,9$ t statt mit Vermehrung der Anzahl Risse. Bei $2,25$ t Cylinderdruck trat eine Erweiterung des in der Nähe des einen Auflagers befindlichen schiefen Risses ein, ferner kamen horizontale, auch in die Platte hineinreichende Risse hinzu. Die Last $P = 2,5$ t verursachte ein Gleiten des geradlinige

Eisens am rechten Ende; nach Entlastung auf 0,150 t konnte nur noch eine maximale Belastung $P = 2,42$ t erreicht werden. Neben dem Gleiten der Eisenstangen trat auch ein Abscheeren des Beton ein, unter gleichzeitigem Rückgang der Belastung.

II. Serie. Die Balken der zweiten Serie, nur 1½ Monat alt, zeigten ein anderes Verhalten wie die früheren, sei es durch eine kleinere Last beim Auftreten der Risse und beim Bruch, sei es durch die Erscheinungen bei letzterem.

Balken No. 9. Die Risse traten bei $P = 0,45$ t ein; bei 0,75 t Last fanden Wiederholungen der Belastungen und Entlastungen analog den bei No. 1 gemachten statt. Die Zahl der hier auftretenden Risse ist nahezu die doppelte derjenigen bei den älteren Balken; ihre Verteilung längs der Rippe ist auch eine gleichmässige. Die maximale Belastung erreichte 1,55 t und es erfolgte der Bruch am rechten Auflager durch Gleiten der geradlinigen Eisenstangen und Abscheerung des Beton.

Balken No. 10. Der Vorgang bei der Belastung war derselbe wie beim Balken No. 9; die ersten Risse wurden beobachtet unter einer Last $P = 0,45$ t; die Wiederholungen sind dann sofort vorgenommen worden. Die zuerst aufgetretenen Risse sind auf der Tafel VI unterstrichen. Die tieferen Risse befinden sich eher an den Enden als in der Mitte.

Bei 0,75 t Last zeigten sich schiefe Risse ganz in der Nähe der Auflager; horizontale Risse wurden von 1,25 t an beobachtet. Bei steigender Belastung verlängerten sich die Risse bis in die Platte und der Bruch trat ein unter der Last $P = 1,55$ t, durch Abscheerung des Beton in der Nähe des linken Auflagers in horizontaler Richtung längs der geradlinigen Armierungsstangen.

Balken No. 11. Dieser und die folgenden Balken mit 22 mm Armierung zeigten noch deutlicher die abscheerende Wirkung der Kräfte. Bei 0,6 t traten die ersten Risse auf, ziemlich gleichmässig auf ca. 3 m Länge verteilt. Die Wiederholungen wurden bei 1,2 t wie bei Balken No. 4 vorgenommen mit einer einmaligen Unterbrechung über Nacht. Bei 0,75 t wurden bereits schiefe Risse an den Auflagern bemerkt, welche sich bei höheren Belastungen verlängerten; es konnte die maximale Belastung von 2,1 t einmal erreicht, bei Wiederholung derselben der Druck jedoch nur auf 2,0 t gesteigert werden; der Bruch trat ein am linken Auflager durch horizontale Abscheerung des Beton nahe an den geradlinigen Armierungsstangen und zwischen Rippe und Druckplatte des Balkens. Es ist bei diesem Balken auf die eigentümliche Erscheinung der Kreuzung von Rissen aufmerksam zu machen; die zuerst eingetretenen entsprechen den Dehnungen des Zuggurtes, die zuletzt vorgekommenen der Einwirkung der Scheerkräfte.

Balken No. 12. Die ersten Risse traten bei der Last $P = 0,6$ t in der Mittelpartie der Rippe auf; bei 0,9 t wurden Risse in schiefer Richtung in der Nähe der Auflager bemerkt. Bei 0,9 t und bei 1,2 t Last sind Wiederholungen der Belastung vorgenommen worden; die letzteren bewirkten eine Erweiterung der Endrisse längs dem Anschluss von Rippe mit Platte; es konnte eine maximale Belastung $P = 1,95$ t erreicht werden, bei welcher eine Abscheerung des Beton längs der geradlinigen Armierung am rechten Balkenende eintrat und ein neuer, grosser Riss in schiefer Richtung sich abzweigte; zugleich trat eine Abscheerung des Beton längs der Trennungsfläche zwischen Rippe und Druckplatte am rechten Auflager ein.

Balken No. 13. Dieser Balken mit einer besonderen Anordnung der Armierung, welche in *Fig. 4* gezeichnet und auf Tafel VII mittelst gestrichelten Linien am Balken selbst ersichtlich ist, zeigte ein von den vorigen Balken abweichendes Verhalten bezüglich der Erscheinungen vor dem Bruch.

Bei 0,6 t traten, wie bei den vorhergehenden Balken, die ersten Risse auf, und zwar auf die gerade Länge der Armierungen ziemlich gleichmässig verteilt. Bei 0,9 t wurden schiefe Risse beobachtet; Wiederholungen der Belastung und Entlastung wurden bei 0,6, 0,9 und 1,2 t vorgenommen.

Bei 1,65 t traten schiefe Risse auf, gegen die Unterkante der Zuggurtung sich ausdehnend (die ersten Risse gingen dagegen von dieser Kante aus), wie durch Pfeile auf der Tafel VII an-

gedeutet. Bei 1,95 t Last trat auf der rechten Seite des Balkens unter ca. 30° gegen die Horizontale ein grosser Riss ein, welcher bis in die Druckplatte sich erstreckte; ein ähnlicher Riss, symmetrisch zur Mitte, trat hernach auch auf der linken Seite auf; diese Risse verlängerten sich gewölbeförmig gegen die Balkenmitte. Es konnte eine maximale Belastung $P = 2,4$ t erreicht werden; ein neuer Riss entstand links ebenfalls in schiefer Richtung, welcher in die Platte hineinreichte und den Bruch herbeiführte.

Die besondere Armierung des Balkens No. 13 zeigt offenbar, dass der Beton an den Enden besser widerstanden hat, weil die Stangen nicht gleichzeitig, sondern successive abgebogen wurden. Trotz zahlreicher kleiner Risse, die mit der Dehnung der Armierungsstangen in Verbindung stehen, haben sich die Balkenenden auf die Länge der Abbiegungen der Eisenstangen gut verhalten und der Bruch trat erst ein, als die Scheerkräfte die für solche Beanspruchung nicht versteifte mittlere Partie des Balkens zerstörten.

In folgender Tabelle sind die Resultate dieser Versuche zusammengestellt:

1. Serie.

Alter im Mittel 56 Wochen.

Balken No.	Armierung mm	Belastung bei den ersten Rissen pro lfd. Meter		Belastung beim Bruch pro lfd. Meter		Art des Bruches
		beobachtet t	effektiv t	beobachtet t	effektiv t	
1	15	1,10	0,88	3,50	3,28	in der Mitte, durch Biegemoment
2	15	1,30	1,08	3,50	3,28	" "
3	22	1,50	1,28	6,10	5,88	" "
4	22	1,50	1,28	6,00	5,78	" "
6	15	1,10	0,88	3,50	3,28	" "
7	22	1,50	1,28	5,00	4,78	am Ende, durch Scheerkräfte.

2. Serie.

Alter 6 Wochen.

9	15	0,90	0,68	3,10	2,88	am Ende, durch Scheerkräfte
10	15	0,90	0,68	3,10	2,88	" "
11	22	1,20	0,98	4,20	3,98	" "
12	22	1,20	0,98	3,90	3,68	" "
13	22	1,20	0,98	4,80	4,58	im Drittel, durch Scheerkräfte.

Von den an der Skala beobachteten Belastungen ist das Eigengewicht des Balkens, im Mittel 0,220 t auf den laufenden Meter, in Abzug gebracht und somit die effektive Belastung erhalten worden; diese Korrektur ist namentlich für die schwach armierten Balken von Bedeutung.

5. Der Sicherheitsgrad der Balken gegen Zerstörung.

Bevor die Fragen der beim Versuch aufgetretenen Spannungen untersucht werden, ist es von grösserer Wichtigkeit, eine Antwort auf die Frage der effektiven Sicherheit der untersuchten Balken gegen Zerstörung zu geben. Zu diesem Zwecke ist nach üblichen Berechnungsverfahren die zulässige Tragfähigkeit der Träger festzustellen und hieraus das Verhältnis zur effektiven Tragkraft zu ermitteln. Zwei Verfahren kommen hier in Anwendung: nach dem ersten, in der Schweiz üblichen wird für die Bestimmung der Spannungen im Beton derselbe als *elastisches Material* auf Zug und Druck vorausgesetzt; für die Spannungen im Eisen wird von der Zugkraft des Beton ganz abgesehen. Das zweite, in Deutschland vorgeschriebene Verfahren, setzt die Zugbeanspruchung des Beton von vornherein gleich null, aber für den auf Druck beanspruchten Beton wie für das Eisen die Annahme von elastischen Materialien voraus; beim letzteren Verfahren ist somit das Vorhandensein von *Rissen im Zuggurt* zu Grunde gelegt.

Die Berechnungen geben für beide Armierungsarten die folgenden Resultate; das Verhältnis der Spannungen im Eisen und im Beton wird mit n bezeichnet, d. h. es wird die Berechnung durchgeführt unter der Annahme, der Balken bestehe ganz aus Beton und der Eisenquerschnitt sei durch den n -fachen Betonquerschnitt ersetzt.

1. Material elastisch, $n = 20$.

	Balken mit 15 mm	Balken mit 22 mm
	Armierung	
Bruttoquerschnitt	855 cm ²	855 cm ²
n -facher Eisenquerschnitt F_e	141 „	304 „
Gesamtquerschnitt	996 cm ²	1159 cm ²
Abstand der Nulllinie von Druckgurtoberkante $y =$	13,9 cm	15,9 cm
Trägheitsmoment für die Nulllinie $J =$	122252 cm ⁴	150022 cm ⁴
Widerstandsmoment für die Druckgurtung $W_o =$	8795 cm ³	9435 cm ³
„ „ „ Zuggurtung $W_u =$	6401 „	8773 „
Höhe des Druckmittelpunktes über Nulllinie	10,1 cm	11,8 cm
Abstand zwischen Schwerpunkt des Eisens und Druckmittelpunkt des Beton $h_{ZD} =$	26,2 cm	24,9 cm
Nutzhöhe des Balkens $h =$	30 cm	29 cm

Die Belastung P in t auf eine Presse oder $p = 2 P$ auf den laufenden Meter Balken ergibt folgende Maximalspannungen in den Balken:

$$\begin{aligned} \text{Beton des Druckgurttes } \sigma_{bd} &= \frac{M}{8795} = \frac{400000 P}{8795} = 45,5 \cdot P & \frac{M}{9435} = \frac{400000 P}{9435} = 42,4 \cdot P \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Beton des Zuggurttes } \sigma_{bz} &= \frac{400000 P}{6401} = 62,5 \cdot P & \frac{400000 P}{8773} = 45,6 \cdot P \text{ „} \\ \text{Zugkraft im Eisen in t } Z &= \frac{M}{26,2} = \frac{400 P}{26,2} = 15,27 \cdot P & \frac{M}{24,9} = \frac{400 P}{24,9} = 16,06 \cdot P \text{ t} \\ \text{Spannung im Eisen } \sigma_e &= \frac{15,27 P}{7,08} = 2,157 \cdot P & \frac{16,06 P}{15,2} = 1,056 \cdot P \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

Gehen wir aus von der zulässigen Spannung im Beton des Druckgurttes $\sigma_{bd} = 35 \text{ kg/cm}^2$ und im Eisen der Armierungsstangen $\sigma_e = 1,000 \text{ t/cm}^2$, Ansätze, welche für obiges Berechnungsverfahren in der Schweiz üblich sind, so ergibt sich als *zulässige Tragkraft* der Balken:

$$\begin{aligned} \text{wenn die Betonspannung massgebend:} & P = 0,769 \text{ t} & P = 0,825 \text{ t} \\ \text{wenn die Eisenspannung massgebend:} & P = 0,464 \text{ t} & P = 0,947 \text{ t} \end{aligned}$$

Die Beanspruchung auf Abscheerung wird in einem besonderen Abschnitt behandelt werden. Die verschiedenen Werte für die zulässige Tragkraft des Balkens, pro Cylinder ausgedrückt, werden als Nenner der Bruchbelastung die entsprechenden Sicherheitsgrade ergeben; in einer Tabelle sind diese Resultate gleichzeitig mit denjenigen für das zweite Verfahren zusammengestellt worden.

2. Der Beton in der Zuggurtung ist gerissen, $n = 15$.

	Balken mit 15 mm	Balken mit 22 mm
	Armierung	
Nutzhöhe zwischen Druckgurtoberkante und Schwerpunkt der Armierungsstangen $h =$	30 cm	29 cm
Querschnitt des Eisens	7,08 cm ²	15,2 cm ²
Abstand der Nulllinie von Druckgurtoberkante $h =$	8,7 cm	12,0 cm
Abstand des Druckmittelpunktes von der Nulllinie	5,8 cm	8,67 cm
Abstand zwischen Zug- und Druckmittelpunkt $h_{ZD} =$	27,1 cm	25,7 cm

Sicherheitsgrad gegen Bruchbelastung.

Balken No.	Armierung 4 \circ 15 mm				Armierung 4 \circ 22 mm			
	Elastisches Material		Zuggurt gerissen		Elastisches Material		Zuggurt gerissen	
	massgebende σ in kg/cm ²		massgebende σ in kg/cm ²		massgebende σ in kg/cm ²		massgebende σ in kg/cm ²	
	$\sigma_{bd} = 35$	$\sigma_e = 1000$	$\sigma_{bd} = 40$	$\sigma_e = 1000$	$\sigma_{bd} = 35$	$\sigma_e = 1000$	$\sigma_{bd} = 40$	$\sigma_e = 1000$
<i>1. Serie.</i> Alter im Mittel 56 Wochen.								
1	2,13	3,55	2,33	3,43				
2	2,13	3,55	2,33	3,43				
6	2,13	3,55	2,33	3,43				
3					3,57	3,11	3,55	3,01
4					3,52	3,06	3,49	2,96
7					2,91	2,52	2,88	2,45
<i>2. Serie.</i> Alter im Mittel 6 Wochen.								
9	1,88	3,11	2,05	3,01				
10	1,88	3,11	2,05	3,01				
11					2,42	2,10	2,40	2,04
12					2,24	1,94	2,22	1,89
13					2,78	2,42	2,76	2,35
Sicherheitsgrad gegen Auftreten der ersten Risse.								
<i>1. Serie.</i>								
1, 6	0,57	0,95	0,62	0,92				
2	0,70	1,16	0,77	1,12				
3, 4, 7					0,78	0,68	0,77	0,66
<i>2. Serie.</i>								
9, 10	0,44	0,73	0,48	0,71				
11, 12, 13					0,60	0,52	0,59	0,50

Zugkraft im Eisen für eine Belastung P in t auf einen Cylinder:

$$Z = \frac{400 P}{27,1} = 14,76 P \quad \frac{400 P}{25,7} = 15,56 t$$

Spannung im Eisen $\sigma_e = \frac{Z}{7,08} = 2,085 P \quad \frac{Z}{15,2} = 1,024 P \text{ t/cm}^2$

Maximal-Druckspannung im Beton $\sigma_{bd} = 56,77 P \quad = 48,18 P \text{ kg/cm}^2$

Als zulässige Spannungen werden bei diesem Verfahren die üblichen Ansätze $\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/cm}^2$ für Beton und $\sigma_e = 1 \text{ t/cm}^2$ für die Armierungsstangen angenommen.

Je nachdem die eine oder die andere Spannung für die Ermittlung der *zulässigen Tragkraft* der Balken zu Grunde gelegt wird, ergibt sich für die entsprechende Last auf einen Cylinder:

wenn die Betonspannung massgebend: $P = 0,7046 t \quad P = 0,8302 t$
 wenn die Eisenspannung massgebend: $P = 0,4796 t \quad P = 0,9766 t$

Diese Resultate sind etwas ungünstiger für den Beton, hingegen etwas günstiger für das Eisen.

In vorstehender Tabelle sind die Sicherheitsgrade nach den beiden Methoden, entsprechend der erreichten Bruchlast, eingetragen worden und zwar je nachdem die Spannung im Beton oder diejenige im Eisen bei der Dimensionierung massgebend war; diese Tabelle gibt selbstverständlich nur die erreichten Sicherheitsgrade bei den Balken der ersten Serie, welche in der Mitte durch die Biegemomente zum Bruche kamen; für die anderen Balken war die Scheerkraft massgebend und ist eine besondere Berechnung weiter angegeben.

In gleicher Tabelle ist das Verhältnis zwischen der zulässigen Tragfähigkeit der Balken und der Belastung, bei welcher die ersten Risse eingetreten sind, enthalten und als Sicherheitsgrad gegen Auftreten dieser Risse bezeichnet.

Um diese Resultate in richtiger Weise beurteilen zu können, ist es notwendig, die *Festigkeitsverhältnisse der verwendeten Materialien* zum Vergleiche heranzuziehen. Die Armierungen bestehen aus *Flusseisen*, wie es im Handel erhältlich ist und welches den schweizerischen Normen bezüglich Bruchfestigkeit und Dehnung entspricht; Kontrollproben (siehe auch S. 38) ergaben:

	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung nach Bruch
	σ	β	auf 20 cm gemessen λ
Durchmesser 22 mm:	2,96 t/cm ²	3,99 t/cm ²	30,7 %
„ 15 mm:	{ 3,27 3,00 "	{ 4,62 4,05 "	{ 29,8 32,1 "

Der *Beton* mit 300 kg Cement auf 1 m³ wurde geprüft an Prismen von 12 × 12 × 36 cm, welche sowohl auf Biegung wie nachträglich auf Druck erprobt worden sind; eine Serie Prismen, in der Längsaxe belastet, diente zugleich zu Längenänderungsmessungen; die letzteren sollen bei Anlass der Ermittlung der Spannungen in den Balken behandelt werden. Es wurden auch einige Prismen nach dem Balkenversuch von dem Druckgurt abgetrennt und der Druckprobe unterworfen.

Die ermittelten Resultate sind die folgenden, wobei zu bemerken ist, dass als Zugfestigkeit des Beton die Hälfte der mit der gewöhnlichen Biegeformel gefundenen Biegezugfestigkeit in die Tabelle eingetragen wurde; mit hinreichender Genauigkeit darf dieses Verhältnis angenommen werden. Die Bruchstücke der Biegeprobe mit einem Prisma ergeben zwei Druckfestigkeitszahlen; hier wurde das Mittel eingetragen. Die Druckprobe geschah zwischen zwei senkrecht zur Prismenaxe aufgelegten 12 cm breiten Stahlplatten ohne vorheriges Ausarbeiten von Würfeln; die gepressten Stücke verhalten sich wie Würfel, indem die hervortretenden Enden sich vor dem Bruch abtrennen.

Zug- und Druckfestigkeit des Beton.

Balken No.	<i>Spezielle Prismen</i>			<i>Bruchstücke aus dem Balken</i>			Mittlere Druck- festigkeit β_d	Scheinbarer Sicherheitsgrad für die zulässige Spannung	
	Zug- festigkeit β_z	Druck- festigkeit \perp zur Axe β_d	Druck- festigkeit \parallel zur Axe β_d'	Würfel	Würfel	Prismen \parallel zur Axe 8 cm dick			
								35 kg/cm ² 40 kg/cm ²	
<i>1. Serie.</i> Alter im Mittel 56 Wochen.									
1	35,4	291	270	294	281	—	284	8,1	7,1
2	33,0	273	255	294	(364)	—	274	7,8	6,9
3	32,7	292	285	274	297	(226)	287	8,2	7,2
4	28,0	234	220	227	247	—	232	6,6	5,8
6	28,4	251	274	—	—	—	262	7,5	6,5
7	30,2	267	250	—	—	265	261	7,5	6,5
<i>2. Serie.</i> Alter 6 Wochen.									
9	13,6	131	118	—	—	—	125	3,6	3,1
10	13,5	116	104	—	—	—	110	3,1	2,7
11	9,0	129	102	—	—	—	116	3,3	2,9
12	11,4	108	93	—	—	—	100	2,9	2,5
13	11,0	140	108	—	—	—	124	3,5	3,1

Die Unterschiede der Festigkeiten innerhalb einer Serie sind nicht bedeutend; die eher geringe Festigkeit des Beton für die Balken der 2. Serie ist wohl dadurch zu erklären, dass diese Körper gegen Ende des Herbstes 1905 erzeugt worden sind und die kühle Temperatur einen ungünstigen Einfluss auf den Erhärtungsvorgang ausübte; im vorliegenden Falle ist dies eher von Nutzen gewesen, denn der Unterschied im Verhalten der Balken der beiden Serien trat noch auffallender auf. Daraus kann wohl der Schluss gezogen werden, dass die sonst vorgeschriebene Druckfestigkeit von 160 kg/cm² im Minimum nach 28 Tagen durch ungünstige Witterungsverhältnisse und Verwendung einer ziemlich plastischen Konsistenz nicht erreicht wird und daher eine viel grössere Zeit vor dem gänzlichen Ausschalen, namentlich aber vor dem Belasten unter solchen Verhältnissen ausgeführter Bauten in armiertem Beton als bei normalen Festigkeitsverhältnissen des Beton, notwendig ist.

Der Balken No. 13 wurde 4 Tage vor der Probe in den geheizten Maschinenraum eingebracht und es ist wahrscheinlich, dass dies genügt hat, um die Festigkeitsverhältnisse etwas zu verbessern.

Werden nun die mitgeteilten Resultate der Materialproben verglichen mit den Resultaten des Sicherheitsgrades gegen Bruchbelastung, so gehen einige wichtige Schlüsse daraus hervor:

Bei den Balken, welche in ihrer Mitte infolge der Biegemomente (Balken No. 1, 2, 3, 4 und 6) zerstört wurden, ist die Streckgrenze des Eisens massgebend für den Sicherheitsgrad gegen Bruch;

die Druckfestigkeit des Beton ist nicht von Belang in Bezug auf das Eintreten des Bruches; bei den Balken mit kleinerer Armierung konnte im Eisen eine nur wenig höhere Spannung auftreten, wie bei den stärker armierten Balken;

die grösste Gefahr des Bruches bei den untersuchten Balken lag in dem ungenügenden Widerstand gegen die Scheerkräfte, der zur Folge hatte, dass die Sicherheit gegenüber der aus den Biegemomenten ermittelten, zulässigen Tragfähigkeit bei den stärker armierten Balken auf ein gefährliches Mass von nur ca. 2 abgenommen hat;

die oft peinliche Einhaltung einer bestimmten berechneten Druckspannung im Beton hat, wie aus den Tabellen hervorgeht, keine Begründung; die Tragkraft hängt vor allem von der Streckgrenze im Eisen und von dem Widerstand der Balkenenden gegen Abscheerung ab.

Das Auftreten der ersten Risse im Zuggurt steht mit der Dehnungsfähigkeit des Beton in engem Zusammenhang; von den beiden behandelten Verfahren für die Ermittlung der Spannungen lässt das eine den Konstrukteur ganz im Unklaren über die wahrscheinliche Grenze der Tragkraft des Balkens vor dem Auftreten der Risse, indem dieses Verfahren von der Existenz der Risse ausgeht. Das andere Verfahren kann in keiner Weise Anspruch auf die genaue Ermittlung der Zugspannungen im Beton machen, wenn man die Resultate der Proben des II. Teiles dieses Heftes berücksichtigt; immerhin ist es von Wichtigkeit, bei den vorliegenden Versuchen sich Rechenschaft zu geben, ob zwischen der rechnermässigen Spannung im Beton des Zuggurtes und der durch Versuche ermittelten Zugfestigkeit des Beton ein gesetzmässiges Verhältnis besteht.

Die Berechnung der Balken nach dem Verfahren für elastisches Material führte zu Spannungen des Beton an der Aussenkante des Zuggurtes von 62,5 P resp. 45,6 P in kg/cm^2 für die beiden Arten Armierung.

Auf Seite 75 sind die Lasten p auf den laufenden Meter angeführt, welche den ersten beobachteten Rissen entsprechen, wobei $p = 2 P$ in t .

Es ergibt sich hieraus folgende Zusammenstellung:

1. Serie. Alter im Mittel 56 Wochen.	Balken No.	1	2	6	3	4	7
	Armierung	4 \circ 15 mm			4 \circ 22 mm		
Berechnete Zugspannung im Beton bei den ersten Rissen:		27,5	33,7	27,5	29,2	29,2	29,2 kg/cm^2
Ermittelte Zugfestigkeit des Beton an Prismen:		35,4	33,0	28,4	32,7	28,0	30,2 „
2. Serie. Alter im Mittel 6 Wochen.	Balken No.	9	10	11	12	13	
	Armierung	4 \circ 15 mm		4 \circ 22 mm			
Berechnete Zugspannung im Beton bei den ersten Rissen:		21,8	21,8	22,3	22,3	22,3 kg/cm^2	
Ermittelte Zugfestigkeit des Beton an Prismen:		13,6	13,5	9,0	11,4	11,0 „	

Die Resultate sind für sämtliche Balken der ersten, älteren Serie von auffallender Uebereinstimmung; bei den Balken der zweiten Serie hingegen ist der Unterschied ein ganz bedeutender. Eine Erklärung hierfür liefern die Längenänderungsmessungen, welche mit dem Beton der 2. Serie vorgenommen wurden; die Δl sind viel grösser ausgefallen als bei den Versuchen mit dem ein Jahr alten Beton; es ist somit wahrscheinlich, dass in der Zuggurtung das jüngere, sehr dehnbare Material durch die Armierungsstangen sich weiter dehnen konnte, ohne rissig zu werden, als dies bei dem Beton

der ersten Balkenserie möglich war und als dies seiner effektiven Zugfestigkeit in einem nicht armierten Prisma entsprach. Das Verhältnis $n = 20$, welches sich hier für die älteren Serien zu bewähren scheint, kann unmöglich für ein ganz verschiedenes Material gelten. Man könnte daraus den Schluss ziehen, dass der günstige Einfluss der Armierungseisen bei dem Verzögern des Rissigwerdens von Beton sich bei geringer Festigkeit dieses letzteren Materials besser bemerkbar macht. Immerhin treten aber beim Belasten die Risse dennoch viel früher ein bei Beton von geringem Alter oder Festigkeit als bei Beton mit normaler oder höherer Festigkeit.

Es wird oft diesen ersten Rissen nicht viel Bedeutung beigemessen; die Durchsicht der beigelegten Tafeln No. II bis VII zeigt aber, dass bei der Wiederholung der Belastung, bei welcher die ersten Risse aufgetreten sind, dieselben sich auf eine Länge ausdehnen, welche viel grösser ist wie die den Maximalmomenten entsprechende. Aus dieser Erscheinung und ähnlichen Vorgängen bei anderen Versuchen muss der Schluss gezogen werden, dass die Rissbildung unmittelbar der Ueberwindung der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen vorangeht und somit die Zerstörung des Balkens weiter vorgeschritten ist, als dies aus den Rissen allein zu schliessen wäre. Das Verfahren der Berechnung von Balken unter der Annahme, das Material sei elastisch, gibt eine gute Annäherung für die Belastung, bei welcher die ersten Risse auftreten, wenn bei mehrere Monate altem Beton die Zugfestigkeit desselben als Grenze für das Auftreten der Risse angenommen wird.

6. Scheerkräfte und Scheerspannungen.

Die erprobten Balken sind zum Teil durch die ungenügende Festigkeit auf Abscheerung zum Bruche gekommen. Welche Spannungsverhältnisse treten bei diesen Balken durch die *Scheerkräfte* auf? Eine einwandfreie Methode zur Lösung dieser Frage gibt es nicht und der Konstrukteur ist auf rohe Annäherungen hingewiesen, insbesondere, um die Verteilung der Scheerkraft zwischen den nach dem Druckgurt abgebogenen Armierungseisen und dem Beton festzustellen. Kurz vor dem Bruche ist aber diese Frage dadurch vereinfacht, dass die Spannungen in den Armierungsstangen mit hinreichender Annäherung bestimmt werden können.

Im Folgenden wird vorausgesetzt, dass die gerade verlaufenden Stangen an der Uebertragung von Scheerkräften nicht teilnehmen; dass ferner die abgebogenen Stangen wegen der Ueberwindung der Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton nur durch ihre Endverankerung noch halten und wie ein Hängewerk wirksam sind, welches als Seilpolygon für bestimmte konzentrierte Belastungen, in unserem Falle Scheerkräfte der äusseren Felder, aufgefasst werden kann. Die Differenz zwischen der totalen Scheerkraft nahe an den Auflagern, und dem vom Hängewerk der abgebogenen Armierungsstangen aufgenommenen Teil der Scheerkraft muss von dem Beton aufgenommen werden; dessen Beanspruchung nimmt von den Auflagern gegen die Mitte ab; ihr grösster Wert wird erhalten an den Auflagern, indem die Kraft durch die der theoretischen Balkenhöhe entsprechende Querschnittsfläche der Rippe dividiert wird. In dieser Weise ist für die einzelnen Balken die Scheerspannung vor dem Bruche ermittelt worden; es handelt sich hier um Vergleichszahlen, die um so mehr berechtigt sind, als das Fehlen von Bügeln die Aufgabe erleichtert.

Die Kraft in den Armierungsstangen unmittelbar vor dem Bruch der Balken, welche nicht in der Mitte zerdrückt, sondern an einem Ende abgescheert werden, wird unter Voraussetzung eines Abstandes von Zug- und Druckmittelpunkt

$$\text{für die Balken mit schwacher Armierung von } 33 - 3 - \frac{8}{3} = 27,3 \text{ cm}$$

$$\text{„ „ „ „ starker „ „ } 33 - 4 - \frac{8}{3} = 26,3 \text{ „ ermittelt.}$$

Eine Last P in t auf einen Cylinder ergibt in den beiden abgebogenen Armierungsstangen

$$\text{eine Zugkraft } \frac{Z}{2} = \frac{400 \cdot P}{2 \times 27,3} = 7,326 P, \quad \text{resp. } \frac{400 P}{2 \times 26,3} = 7,604 P.$$

Dieselbe Kraft $\frac{Z}{2}$ in den schiefen Teilen der Stange wirkend, kann durch eine Scheerkraft $\frac{Z}{2} \cdot \sin \alpha$ hervorgebracht, gedacht werden, wenn α die Neigung der Stangenendfelder über der Horizontalen bedeutet.

Für die Balken No. 1 bis 12 beider Serien mit ähnlicher Anordnung der Armierung ergibt sich $\sin \alpha = 0,20$ und somit für die von den abgebogenen Armierungsstangen übertragene Scheerkraft

$$1,465 P \text{ resp. } 1,521 P;$$

beim Balken No. 13 ist $\sin \alpha = 0,45$ und die von den abgebogenen Armierungsstangen übertragene Scheerkraft

$$3,422 P$$

d. h. für jede Stange

$$1,711 P \text{ in } t.$$

Das bessere Verhalten des letzteren Balkens ist bereits aus diesen Zahlen erklärlich.

Die Gesamtscheerkraft am Auflager beträgt für 7 Cylinder $3,5 P$; der auf Abscheerung beanspruchte Beton hat somit eine Scheerkraft aufzunehmen, welche beträgt:

bei den Balken No. 1 bis 12	2,035 resp. 1,979 P
bei dem Balken No. 13 vom Auflager bis 0,35 m, hiervon	0,078 „
zwischen 0,35 und 0,50 m vom Auflager	1,789 „
„ 0,50 und 0,80 „ „ „	0,789 „
„ 0,80 und 1,00 „ „ „	2,500 „
„ 1,00 und 1,50 „ „ „	1,500 „

Die fettgedruckte Stelle ist die gefährliche, von da sind auch die Bruchrisse ausgegangen.

Die Scheerspannung τ in t/cm^2 kann annähernd erhalten werden, wenn die vom Beton aufgenommene Scheerkraft gleichmässig verteilt wird auf eine Fläche, welche die Dicke der Rippe als Breite und als Höhe den Abstand des Armierungsschwerpunktes von der Unterkante der Druckplatte hat, also hier für die beiden Armierungsarten: $22 \times 15 = 330$ resp. $21 \times 15 = 315 cm^2$; die Scheerspannungen sind dann in kg/cm^2

für die Balken No. 1 bis 12	6,17 P	6,28 P
für den Balken No. 13 an der gefährlichen Stelle		7,94 P

Es ergibt sich als *Scheerspannungen* unmittelbar vor dem Bruch:

1. Serie.

Balken No.	mit 4 \circ 15 mm	Balken No.	mit 4 \circ 22 mm
1	10,1 kg/cm^2	3	18,5 kg/cm^2
2	10,1 „	4	18,2 „
6	10,1 „	7	15,0 „

2. Serie.

9	8,9 „	11	12,5 „
10	8,9 „	12	11,5 „
		13	18,2 „

Die nicht fettgedruckten Spannungen konnten bei der Probe insofern ausgehalten werden, als die Bruchursache in der Zunahme der Biegemomente war; die fettgedruckten Zahlen hingegen entsprechen Scheerspannungen, welche zu hoch waren und den Bruch verursachten; bei Balken 13 ist das Vorhandensein eines kleinen Bügels von Vorteil gewesen, um die Brucherscheinung zu verzögern. Es geht aus obigen Zahlen hervor, dass die als zulässig erachtete Scheerspannung von $4 kg/cm^2$ nach den provisorischen Normen des Schweiz. Ing.- und Arch.-

Vereins eher zu hoch als zu klein ist, denn der Sicherheitsgrad bei 6 Wochen altem Beton schwankt zwischen 2 und 3 und erreicht bei dem 1 Jahr alten Balken 6 annähernd 4.

In welcher Weise das Vorhandensein von Bügeln den Widerstand gegen Abscheerung begünstigt, kann nur durch spezielle Versuche abgeklärt werden und es wird auf die systematisch unternommenen Versuche des Hrn. v. Emperger verwiesen.

Es sei in diesem Abschnitt noch auf die Bedingung hingewiesen, welche die Armierungsstangen zu erfüllen haben, um dem Balken die vorausgesetzte Tragkraft zu verleihen; ihre Enden müssen sicher verankert sein, sei es durch Haken, sei es durch Befestigung an Endrahmen oder Bügel. Die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton wird bei zunehmender Last recht bald bis nahe an den Auflagern in den geraden und in den abgebogenen Armierungsstangen überwunden; nur die Endverankerung erlaubt dem Eisen eine höhere Spannung anzunehmen und dauernd auszuhalten, sonst geht die Beanspruchung des Eisens sehr rasch zurück. Bei den vorliegenden Versuchen kam es vor, dass die geradlinigen Armierungsstangen an den Enden versagten; ihre Beanspruchung ging zurück auf Kosten der nun viel mehr beanspruchten abgebogenen Stangen; auf diese Weise geriet 50% der Armierung ausser Wirkung und der Bruch musste dadurch beschleunigt werden.

Die Scheerfestigkeit des Beton ist eine geringe, welche mit der Zugfestigkeit desselben verglichen werden kann; wenn aber beim armierten Beton auf diese Zugfestigkeit keine Rücksicht genommen wird, so sollte aus ähnlichen Gründen auf die Scheerfestigkeit verzichtet, d. h. die Armierung so angeordnet werden, dass die Scheerkräfte vollständig übertragen würden durch auf Zug beanspruchtes Eisen und auf Druck beanspruchten Beton.

Durch diese Bemerkungen rückt die Frage der geeigneten Verstärkung der Balken zur Uebertragung von Scheerkräften in den Vordergrund; die Frage der Verstärkung zur Aufnahme von Biegemomenten kann einigermaßen als gelöst betrachtet werden, da hier nur die Streckgrenze des Eisens eine Hauptrolle spielt.

7. Die Messungen während den Versuchen.

Im vorigen Kapitel sind die Resultate der Bruchbelastung der einzelnen Balken besprochen worden; die grösste Arbeit bei den Versuchen bestand aber in der Beobachtung der Längenänderungen im Druckgurt an 6 Stellen mittelst Bauschinger'schen Spiegelapparaten, der Durchbiegungen in Trägermitte und der vertikalen Bewegungen an den Trägerenden. Das so erzielte Zahlenmaterial ist viel zu umfangreich, um hier wiedergegeben zu werden; manche Beobachtungen der Zwischenbelastungen einer Laststufe dienten eher zur Kontrolle der Resultate als zur direkten Verwertung bei der Ausarbeitung des Versuchsmaterials; beim Wiederholen einer Belastung sind wohl die Zwischenablesungen von Wert, um den Verlauf der Aenderungen in dem Balken zu kennzeichnen, aber von grösserer Wichtigkeit sind die ersten und die letzten Ablesungen einer Wiederholungsserie.

Aus den erwähnten Gründen sind in den folgenden Tabellen nur diejenigen Beobachtungen eingetragen worden, welche charakteristisch sind, die dem Anfang und dem Ende einer Laststufe, dem Anfang und dem Ende einer Wiederholungsserie entsprechen und zwar von der ursprünglichen Ablesung bei der ersten Einwirkung der Anfangskraft $P = 0,150$ t auf einen Cylinder ausgehend. Diese Tabellen enthalten somit die Gesamtlängenänderungen Δl und Durchbiegungen f und die bei der Anfangslast jeder Stufe beobachteten bleibenden Δl und f ; durch Differenz lässt sich der elastische Teil dieser Werte somit für jede Belastungsstufe ermitteln.

Die Längenänderungen sind an 6 Strecken eines Balkens, in den Tabellen mit a, b, c, d, e, f bezeichnet, gemessen worden; die Strecke a und ihre symmetrische f, c und ihre symmetrische d sind bei allen Balken gleich angeordnet; die Strecke b und ihre symmetrische e

sind in den Balken der 1. Serie nach *Fig. 6*, in den Balken der 2. Serie nach *Fig. 7* angeordnet worden. Bei der 1. Serie ergaben sich 4 Ablesungen in gleicher Höhe und daraus die Möglichkeit, in die Unterschiede der Δl von der Axe des Balkens, nach rechts und links gehend, einen Einblick zu erhalten. Da jedoch die vier Ablesungen recht bald durch Zunahme der Belastung Dehnungen und nicht Verkürzungen anzeigten und somit die gemessene Strecke in den Zuggurt fiel, wurden in der 2. Serie von Versuchen nur zwei der Apparate, nahe an der Mittelrippe in gleicher Lage wie früher, beibehalten und die zwei aussen stehenden nicht unter der Druckgurtplatte, sondern an den Seitenflächen derselben angebracht; damit war es möglich, den Verlauf der Verkürzungen in zwei Höhenlagen des Druckgurtes weiter zu verfolgen. — Es sei noch daran erinnert, dass bei Dehnungsmessungen die Beobachtung sich auf die ideelle Linie bezieht, deren Aenderungen durch die Spiegeldrehung gemessen wird; dies ist somit die Berührungslinie der Feder des Spiegelapparates. Die Ordinaten der beobachteten ideellen Strecken ausserhalb des Balkenquerschnittes sind in Bezug auf die Mitte der Druckgurtoberkante folgende:

	vertikaler Abstand	horizontaler Abstand
Strecken <i>a</i> und <i>f</i>	1,5 cm	± 33,8 cm
„ <i>b</i> „ <i>e</i> 1. Serie	11,8 „	± 28,5 „
„ <i>c</i> „ <i>d</i>	11,8 „	± 10,0 „
„ <i>b</i> und <i>e</i> 2. Serie	6,5 „	± 33,8 „

Die Dehnungen sind sämtlich auf 15 cm Längenabstand der im Beton befestigten Stifte gemessen worden.

Die Ablesungen der symmetrisch gelegenen Strecken bei derselben Belastung stimmen nicht ganz überein, ein Umstand, welcher auf kleine Unterschiede in der Dicke der Druckplatte oder in der genauen Lage der Armierungseisen oder in der Homogenität des Materiales zurückzuführen ist.

Für die unmittelbare Anwendung der Versuchsergebnisse sind die arithmetischen Mittel der Ablesungen der symmetrisch gelegenen Strecken berechnet und in die Tabellen eingetragen worden. Bei der ersten Balkenserie ist eine Mittelzahl aus den Ablesungen *a* und *f* bestimmt, die zweite aus den Ablesungen *b*, *c*, *d*, *e*; bei der zweiten Balkenserie sind die Mittel aus *a* — *f*, *b* — *e* und *c* — *d* eingetragen worden.

Die *Einsenkung* in Balkenmitte wurde als Differenz der vertikalen Bewegung der Balkenmitte und des arithmetischen Mittels der vertikalen Verschiebung der Auflagerpunkte erhalten und nur in dieser Form in die Tabellen eingetragen.

Die Hauptmerkmale beim Versuche eines Balkens sind in die betreffende Tabelle als Bemerkungen eingeschrieben.

Die Verkürzungen sind mit dem — Zeichen, die Verlängerungen mit dem + Zeichen versehen; das Wort Dehnung wird im Sinne von Längenänderung hie und da gebraucht; es bedeutet ebensowohl Verkürzungen wie Verlängerungen.

Die eingeschriebenen Belastungen sind die an der Skala der Biegemaschine abgelesenen; die effektive Belastung auf den Balken ist um die Grösse des entlastenden Eigengewichtes des Balkens zu vermindern, somit um $P = 0,110$ t auf einen Cylinder. Die ursprüngliche Belastung beträgt somit nicht 0,150 t, sondern 0,040 t; da aber die gemessenen Dehnungen immer auf die Belastung $P_{\max} - P_{\min}$ sich beziehen, ist der Gebrauch der Tabellen ohne Korrektur der Belastungszahlen auch richtig.

Die Tabellen No. 1 bis 11 enthalten somit die wichtigsten Resultate der vorgenommenen Versuche und dienen als Grundlage für die weiteren Ausführungen dieses Teiles.

Die Kolonne über Lage der Nulllinie wurde der Vollständigkeit wegen auch in die Tabellen aufgenommen; ihre Besprechung folgt erst im nächsten Abschnitt.

Tabelle No. 1.

Balken No. 1. Armierung 4 Rundeisen à 15 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 21. Juni 1904.

Ausführung der Probe: 21.—23. Sept. 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:							Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen	
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:				
	a	b	c	d	e	f	a und f	b, c, d, e			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
{ 0,150	+0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	+0,005	0,00	—	0,000	
{ 0,250	-0,18	+0,02	+0,01	-0,06	-0,09	-0,10	-0,14	-0,03	14,60	0,026	
{ 0,150	-0,06	+0,10	+0,06	-0,01	-0,01	0,00	-0,03	+0,04	5,91	0,007	
{ 0,350	-0,41	+0,25	+0,18	-0,19	-0,25	-0,25	-0,33	0,00	11,80	0,063	
{ 0,150	-0,11	+0,22	+0,15	-0,01	-0,02	-0,05	-0,08	+0,09	6,35	0,023	
{ 0,450	-0,69	+0,52	+0,40	-0,24	-0,31	-0,45	-0,57	+0,09	10,30	0,124	4 Stunden Pause
{ 0,150	-0,22	+0,72	+0,67	+0,47	+0,39	-0,22	-0,22	+0,56	5,15	0,104	
{ 0,550	-1,10	+1,41	+1,20	+0,60	+0,40	-0,97	-1,04	+0,90	7,04	0,283	die ersten Risse
{ 0,150	-0,28	+0,83	+0,77	+0,60	+0,50	-0,30	-0,29	+0,67	4,98	0,139	
{ 0,650	-1,39	+1,74	+1,58	+0,98	+0,66	-1,24	-1,32	+1,24	6,80	0,367	
{ 0,150	-0,34	+0,91	+0,84	+0,71	+0,57	-0,35	-0,35	+0,76	4,75	0,154	
{ 0,750	-1,68	+2,10	+1,89	+1,27	+0,95	-1,52	-1,60	+1,55	6,74	0,447	Bei 0,750 t: 15 Std. Pause und 10 mal. Wiederholung.
{ 0,150	-0,45	+0,88	+0,86	+0,90	+0,63	-0,44	-0,45	+0,82	5,15	0,175	
{ 0,750	-1,80	+2,13	+1,98	+1,54	+1,07	-1,62	-1,71	+1,68	6,70	0,481	
{ 0,150	-0,47	+0,90	+0,88	+0,89	+0,65	-0,48	-0,48	+0,83	5,28	0,182	
{ 0,850	-2,08	+2,37	+2,21	+1,78	+1,28	-1,90	-1,99	+1,91	6,76	0,550	
{ 0,150	-0,49	+0,99	+0,92	+0,99	+0,72	-0,54	-0,52	+0,91	5,25	0,198	
{ 0,950	-2,33	+2,73	+2,56	+2,12	+1,58	-2,19	-2,26	+2,25	6,66	0,638	
{ 0,150	-0,51	+1,02	+1,00	+1,06	+0,77	-0,56	-0,54	+0,96	5,21	0,208	
{ 1,050	-2,67	+3,13	+2,96	+2,59	+1,93	-2,50	-2,59	+2,65	6,60	0,727	
{ 0,150	-0,67	+1,01	+1,00	+1,16	+0,85	-0,59	-0,63	+1,01	5,50	0,209	
{ 1,150	-3,08	+3,47	+3,34	+3,01	+2,27	-2,81	-2,95	+3,02	6,59	0,816	
{ 0,150	-0,75	+1,07	+1,09	+1,21	+0,91	-0,63	-0,69	+1,07	5,55	0,219	
{ 1,250	-3,40	+3,84	+3,75	+3,42	+2,60	-3,13	-3,27	+3,40	6,55	0,888	
{ 0,150	-0,80	+1,10	+1,20	+1,28	+1,00	-0,60	-0,70	+1,15	5,40	0,221	
{ 1,350	-3,77	+4,20	+4,27	+3,92	+3,01	-3,48	-3,63	+3,85	6,50	0,976	
{ 0,150	-0,90	+1,13	+1,30	+1,38	+1,09	-0,70	-0,80	+1,23	5,44	0,232	
{ 1,450	-4,17	+4,62	+4,80	+4,46	+3,43	-3,82	-4,00	+4,33	6,45	1,066	
{ 0,150	-1,10	+1,36	+1,51	+1,61	+1,30	-0,80	-0,95	+1,45	5,58	0,249	
{ 1,550	-4,68	+5,25	+5,45	+5,21	+4,10	-4,24	-4,46	+5,00	6,35	1,265	
1,750											Bruch des Balkens in der Mitte.

Tabelle No. 2.

Balken No. 2. Armierung 4 Rundeisen à 15 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 28. Juni 1904.

Ausführung der Probe: 12.—14. Oktober 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:							Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen	
	Beobachtete Strecken					Mittel aus:					
	a	b	c	d	e	f	a und f	b, c, d, e			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000	
{ 0,150	+0,03	-0,17	-0,18	+0,15	+0,15	-0,09	-0,03	-0,01	17,00	0,004	
{ 0,250	-0,13	-0,18	-0,18	+0,14	+0,15	-0,24	-0,19	-0,02	13,00	0,032	
{ 0,150	-0,01	-0,17	-0,18	+0,11	+0,15	-0,12	-0,07	-0,02	15,90	0,005	
{ 0,350	-0,33	-0,07	-0,08	+0,01	+0,03	-0,36	-0,35	-0,03	12,40	0,067	
{ 0,150	-0,04	-0,15	-0,17	+0,09	+0,14	-0,13	-0,09	-0,02	14,70	0,010	
{ 0,450	-0,53	+0,01	0,00	-0,07	-0,03	-0,50	-0,52	-0,02	12,20	0,103	
{ 0,150	-0,10	-0,10	-0,16	+0,11	+0,24	-0,24	-0,17	+0,02	13,00	0,025	
{ 0,550	-0,80	+0,12	+0,03	-0,04	+0,10	-0,78	-0,79	+0,05	12,50	0,152	
{ 0,150	-0,22	+0,56	+0,57	+0,82	+1,01	-0,36	-0,29	+0,74	4,40	0,087	
{ 0,650	-1,23	+1,30	+1,34	+1,22	+1,36	-1,22	-1,23	+1,31	6,50	0,303	die ersten Risse
{ 0,150	-0,10	+0,77	+0,82	+1,05	+1,24	-0,28	-0,19	+0,97	3,20	0,122	
{ 0,750	-1,36	+1,79	+1,90	+1,75	+1,88	-1,33	-1,35	+1,83	5,90	0,414	fortgesetzte Wieder- holung dieser Be- lastung $1\frac{1}{2}$ Tag lang mit Unter- brechung während 2 Nächten.
{ 0,150	-0,53	+0,57	+0,84	+0,55	+1,33	-0,37	-0,45	+0,82	4,50	0,162	
{ 0,750	-1,85	+1,71	+2,08	+1,51	+2,29	-1,52	-1,69	+1,89	6,40	0,458	
{ 0,150	-0,61	+0,52	+0,82	+0,54	+1,33	-0,46	-0,54	+0,80	5,80	0,167	
{ 0,850	-2,17	+1,87	+2,26	+1,69	+2,45	-1,79	-1,98	+2,07	6,50	0,513	
{ 0,150	-0,63	+0,53	+0,81	+0,56	+1,33	-0,54	-0,59	+0,81	5,80	0,179	
{ 0,950	-2,45	+2,16	+2,60	+2,00	+2,73	-2,05	-2,25	+2,37	6,50	0,588	
{ 0,150	-0,63	+0,62	+0,92	+0,71	+1,38	-0,48	-0,56	+0,91	5,40	0,189	
{ 1,050	-2,73	+2,64	+3,22	+2,61	+3,21	-2,34	-2,54	+2,92	6,20	0,680	
{ 0,150	-0,61	+0,75	+1,08	+0,86	+1,53	-0,49	-0,55	+1,06	5,00	0,211	
{ 1,150	-3,01	+3,10	+3,80	+3,17	+3,71	-2,56	-2,79	+3,45	6,10	0,782	
{ 0,150	-0,56	+0,90	+1,24	+0,61	+1,68	-0,46	-0,51	+1,10	4,80	0,218	
{ 1,250	-3,29	+3,64	+4,46	+3,25	+4,28	-2,79	-3,04	+3,91	6,10	0,870	
{ 0,150	-0,51	+1,04	+1,38	+0,72	+1,81	-0,39	-0,45	+1,24	4,20	0,226	
{ 1,350	-3,55	+4,15	+5,08	+3,76	+4,79	-3,04	-3,30	+4,44	5,90	0,955	
{ 0,150	-0,51	+1,14	+1,47	+0,75	+1,89	-0,38	-0,45	+1,31	4,10	0,227	
{ 1,450	-3,85	+4,61	+5,66	+3,92	+5,26	-3,31	-3,58	+4,86	5,90	1,034	
{ 0,150	-0,61	+1,15	+1,49	+0,51	+1,90	-0,46	-0,54	+1,26	4,70	0,233	
{ 1,550	-4,32	+5,04	+6,14	+4,19	+5,67	-3,69	-4,01	+5,26	5,90	1,118	
{ 0,150	-0,93	+1,51	+2,03	+0,51	+2,33	-0,82	-0,88	+1,59	5,20	0,271	
{ 1,650	-4,96	+5,74	+7,92	+4,26	+6,60	-4,34	-4,65	+6,13	5,90	1,246	
1,750											Bruch des Balkens i. d. Mitte

Tabelle No. 3.

Balken No. 3. Armierung 4 Rundeseisen à 22 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 22. September 1904.

Ausführung der Probe: 18.—21. Oktober 1905

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:							Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen	
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:				
	a	b	c	d	e	f	a und f	b, c, d, e			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000	
{ 0,150	-0,18	+0,03	+0,03	0,00	+0,01	+0,02	-0,08	+0,02	9,80	-0,003	
{ 0,300	-0,18	+0,10	+0,11	-0,06	-0,03	-0,22	-0,20	+0,03	11,30	0,018	
{ 0,150	+0,05	+0,17	+0,19	-0,09	-0,05	+0,03	+0,04	+0,06	-19,10	-0,003	
{ 0,450	-0,42	+0,42	+0,41	-0,26	-0,25	-0,43	-0,43	+0,08	10,20	0,072	
{ 0,150	+0,05	+0,28	+0,31	-0,07	-0,04	0,00	+0,03	+0,12	-1,90	0,003	
{ 0,600	-0,65	+0,55	+0,55	-0,23	-0,21	-0,76	-0,71	+0,16	9,90	0,107	
{ 0,150	+0,04	+0,64	+0,78	+0,32	+0,42	+0,08	+0,06	+0,54	0,20	0,035	2 1/2 Stunden Pause.
{ 0,750	-0,95	+1,21	+1,36	+0,37	+0,50	-1,08	-1,02	+0,86	7,10	0,198	die ersten Risse
{ 0,150	-0,01	+0,72	+0,97	+0,40	+0,53	-0,10	-0,06	+0,65	2,40	0,058	
{ 0,900	-1,33	+1,43	+1,65	+0,54	+0,70	-1,57	-1,45	+1,08	7,40	0,281	
{ 0,150	-0,14	+0,76	+1,06	+0,34	+0,47	-0,25	-0,20	+0,66	3,80	0,075	
{ 1,050	-1,77	+1,64	+1,90	+0,67	+0,82	-2,05	-1,91	+1,26	7,70	0,361	
{ 0,150	-0,26	+0,77	+1,10	+0,33	+0,45	-0,37	-0,32	+0,66	4,90	0,085	
{ 1,200	-2,21	+1,85	+2,15	+0,82	+0,98	-2,52	-2,37	+1,45	7,70	0,441	
{ 0,150	-0,39	+0,73	+1,11	+0,31	+0,45	-0,48	-0,44	+0,65	5,70	0,090	
{ 1,350	-2,65	+2,06	+2,43	+0,98	+1,15	-3,00	-2,83	+1,66	8,00	0,514	fortgesetzte Wieder- holung dieser Be- lastung 1 1/2 Tag lang mit Unter- brechung während 2 Nächten.
{ 0,150	-1,29	+0,48	+1,33	+0,27	+0,41	-1,12	-1,21	+0,62	8,30	0,121	
{ 1,350	-3,59	+1,86	+2,73	+1,16	+1,33	-3,66	-3,63	+1,77	8,40	0,560	
{ 0,150	-1,36	+0,41	+1,28	+0,22	+0,38	-1,17	-1,27	+0,57	8,60	0,122	
{ 1,500	-3,96	+1,97	+2,85	+1,22	+1,41	-4,05	-4,01	+1,86	8,50	0,616	
{ 0,150	-1,37	+0,39	+1,24	+0,21	+0,35	-1,15	-1,26	+0,55	8,70	0,118	
{ 1,650	-4,29	+2,15	+3,02	+1,36	+1,55	-4,43	-4,36	+2,02	8,50	0,670	
{ 0,150	-1,50	+0,39	+1,24	+0,22	+0,35	-1,27	-1,39	+0,55	8,90	0,125	
{ 1,800	-4,71	+2,36	+3,23	+1,55	+1,71	-4,87	-4,79	+2,21	8,50	0,729	
{ 0,150	-1,57	+0,40	+1,25	+0,24	+0,36	-1,30	-1,44	+0,56	8,90	0,130	
{ 1,950	-5,13	+2,60	+3,52	+1,77	+1,90	-5,32	-5,23	+2,45	8,50	0,803	
{ 0,150	-1,64	+0,43	+1,27	+0,25	+0,40	-1,39	-1,52	+0,59	8,90	0,138	
{ 2,100	-5,56	+2,87	+3,81	+2,00	+2,13	-5,76	-5,66	+2,70	8,50	0,878	
{ 0,150	-1,71	+0,42	+1,26	+0,24	+0,42	-1,47	-1,59	+0,59	9,10	0,144	
{ 2,250	-6,07	+3,10	+4,10	+2,22	+2,35	-6,27	-6,17	+2,94	8,50	0,962	
{ 0,150	-1,81	+0,43	+1,27	+0,25	+0,41	-1,53	-1,67	+0,59	9,20	0,152	
{ 2,400	-6,57	+3,37	+4,43	+2,47	+2,54	-6,77	-6,67	+3,20	8,50	1,040	
{ 0,150	-1,83	+0,45	+1,28	+0,27	+0,44	-1,61	-1,72	+0,61	9,20	0,160	
{ 2,550	-7,00	+3,63	+4,75	+2,72	+2,75	-7,22	-7,11	+3,46	8,50	1,115	
{ 0,150	-1,98	+0,49	+1,32	+0,29	+0,47	-1,71	-1,85	+0,64	9,20	0,167	
{ 2,700	-7,51	+3,90	+5,11	+2,97	+2,97	-7,72	-7,62	+3,74	8,40	1,194	
{ 0,150	-2,04	+0,60	+1,41	+0,34	+0,55	-1,77	-1,91	+0,73	9,00	0,180	
{ 2,850	-8,03	+4,28	+5,55	+3,32	+3,31	-8,24	-8,14	+4,12	8,30	1,290	
{ 0,150	-2,54	+1,69	+2,78	+1,57	+1,69	-2,36	-2,45	+1,93	7,30	0,243	
{ 3,000	-9,04	+5,75	+7,58	+5,13	+4,89	-9,22	-9,13	+5,84	7,80	1,446	
3,050											Bruch des Balkens in der Mitte.

Tabelle No. 4.

Balken No. 4. Armierung 4 Rundeisen à 22 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 27. September 1904.

Ausführung der Probe: 2.—4. Oktober 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:						Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen		
	Beobachtete Strecken									Mittel aus:	
	a	b	c	d	e	f	a und f	b, c, d, e			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000		
{ 0,150	+0,03	+0,02	+0,02	0,00	+0,01	0,00	+0,02	+0,01	2,50	-0,002	
{ 0,300	-0,22	+0,18	+0,19	-0,16	-0,18	-0,23	-0,23	+0,01	11,40	0,037	
{ 0,150	+0,06	+0,08	+0,07	+0,03	+0,04	0,00	+0,03	+0,06	-8,80	0,000	
{ 0,450	-0,44	+0,27	+0,27	-0,12	-0,15	-0,50	-0,47	+0,07	10,50	0,070	
{ 0,150	+0,04	+0,22	+0,21	+0,19	+0,19	0,00	+0,02	+0,20	0,36	0,012	
{ 0,600	-0,73	+0,50	+0,51	+0,08	+0,05	-0,87	-0,80	+0,29	9,10	0,124	
{ 0,150	+0,02	+0,48	+0,44	+0,50	+0,52	-0,10	-0,04	+0,48	2,30	0,048	
{ 0,750	-1,11	+0,98	+0,95	+0,56	+0,56	-1,35	-1,23	+0,76	7,90	0,221	die ersten Risse
{ 0,150	+0,02	+0,70	+0,53	+0,68	+0,66	-0,10	-0,04	+0,64	2,10	0,063	
{ 0,900	-1,43	+1,27	+1,24	+0,90	+0,87	-1,74	-1,59	+1,07	7,60	0,298	
{ 0,150	+0,01	+0,73	+0,64	+0,83	+0,81	-0,15	-0,07	+0,75	2,40	0,076	
{ 1,050	-1,75	+1,64	+1,59	+1,28	+1,21	-2,21	-1,98	+1,43	7,50	0,381	
{ 0,150	-0,03	+0,84	+0,76	+0,96	+0,91	-0,22	-0,13	+0,84	2,90	0,091	
{ 1,200	-2,12	+1,95	+1,94	+1,66	+1,49	-2,68	-2,40	+1,76	7,40	0,456	
{ 0,150	-0,07	+0,91	+0,83	+1,06	+0,98	-0,28	-0,18	+0,95	3,10	0,101	
{ 1,350	-2,53	+2,25	+2,30	+2,00	+1,78	-3,18	-2,86	+2,08	7,50	0,533	fortgesetzte Wiederholung dieser Belastung $1\frac{1}{2}$ Tag lang mit Unterbrechung während einer Nacht.
{ 0,150	-0,70	+0,81	+0,79	+1,03	+0,93	-0,57	-0,64	+0,89	5,80	0,121	
{ 1,350	-3,19	+2,24	+2,36	+2,13	+1,87	-3,55	-3,37	+2,15	7,80	0,570	
{ 0,150	-0,76	+0,78	+0,78	+1,03	+0,93	-0,60	-0,68	+0,88	6,00	0,121	
{ 1,500	-3,56	+2,38	+2,52	+2,31	+2,00	-4,00	-3,78	+2,30	7,90	0,625	
{ 0,150	-0,90	+0,70	+0,72	+0,93	+0,83	-0,76	-0,83	+0,79	6,80	0,129	
{ 1,650	-4,06	+2,44	+2,65	+2,49	+2,06	-4,65	-4,36	+2,41	8,10	0,699	
{ 0,150	-1,06	+0,59	+0,65	+0,85	+0,72	-0,92	-0,99	+0,70	7,50	0,131	
{ 1,800	-4,58	+2,55	+2,81	+2,58	+2,16	-5,15	-4,86	+2,52	8,30	0,767	
{ 0,150	-1,25	+0,55	+0,62	+0,82	+0,67	-1,08	-1,17	+0,67	8,00	0,141	
{ 1,950	-5,13	+2,74	+3,03	+2,82	+2,31	-5,75	-5,44	+2,73	8,30	0,844	
{ 0,150	-1,33	+0,56	+0,62	+0,83	+0,66	-1,17	-1,25	+0,67	8,20	0,151	
{ 2,100	-5,56	+3,00	+3,30	+3,13	+2,56	-6,28	-5,92	+2,99	8,30	0,923	
{ 0,150	-1,32	+0,61	+0,69	+0,88	+0,72	-1,20	-1,26	+0,73	8,00	0,154	
{ 2,250	-6,00	+3,31	+3,65	+3,50	+2,86	-6,80	-6,40	+3,33	8,30	1,002	
{ 0,150	-1,31	+0,72	+0,67	+0,92	+0,80	-1,23	-1,27	+0,78	7,90	0,167	
{ 2,400	-6,39	+3,62	+4,00	+3,86	+3,21	-7,35	-6,87	+3,67	8,20	1,108	
{ 0,150	-1,36	+0,83	+0,86	+1,00	+0,89	-1,35	-1,36	+0,89	7,70	0,179	
{ 2,550	-6,87	+3,96	+4,38	+4,26	+3,56	-8,00	-7,44	+4,04	8,20	1,182	
{ 0,150	-1,33	+0,90	+0,94	+1,10	+0,96	-1,38	-1,36	+0,98	7,50	0,183	
{ 2,700	-7,27	+4,28	+4,75	+4,68	+3,90	-8,52	-7,90	+4,40	8,10	1,261	
{ 0,150	-1,65	+1,53	+1,57	+1,72	+1,54	-1,75	-1,70	+1,59	6,80	0,220	
{ 2,850	-8,03	+5,18	+5,72	+5,76	+4,81	-9,45	-8,74	+5,37	7,90	1,377	
3,000										Bruch des Balkens in der Mitte.	

Tabelle No. 5.

Balken No. 6. Armierung 4 Rundeisen à 15 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 4. Oktober 1904.

Ausführung der Probe: 26.—28. Oktober 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:						Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen		
	Beobachtete Strecken									Mittel aus:	
	a	b	c	d	e	f	a und f	b, c, d, e			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
{ 0,150	+0,01	+0,06	+0,05	-0,03	-0,05	+0,02	-0,02	+0,01	8,40	-0,005	
{ 0,250	-0,18	+0,07	+0,09	-0,06	-0,07	-0,13	-0,16	+0,01	10,90	0,019	
{ 0,150	-0,01	+0,14	+0,16	-0,15	-0,10	-0,03	-0,02	+0,01	8,40	-0,007	
{ 0,350	-0,36	+0,22	+0,26	-0,16	-0,16	-0,32	-0,34	+0,04	10,70	0,044	
{ 0,150	-0,05	+0,22	+0,27	-0,12	-0,11	-0,05	-0,05	+0,06	6,20	-0,005	
{ 0,450	-0,58	+0,41	+0,47	-0,21	-0,22	-0,56	-0,57	+0,11	9,90	0,073	die ersten Risse
{ 0,150	-0,25	+1,05	+1,14	+0,64	+0,61	-0,23	-0,24	+0,86	3,80	0,050	
{ 0,550	-1,15	+1,76	+1,97	+1,14	+0,97	-1,17	-1,16	+1,46	5,90	0,205	fortgesetzte Wieder- holung dieser Be- lastung 1 Tag lang mit Unterbrechung während einer Nacht.
{ 0,150	-0,46	+1,23	+1,00	+0,80	+0,66	-0,47	-0,47	+0,92	5,00	0,073	
{ 0,550	-1,40	+2,02	+1,92	+1,49	+1,22	-1,45	-1,43	+1,66	6,30	0,250	
{ 0,150	-0,48	+1,21	+0,99	+0,80	+0,66	-0,53	-0,51	+0,92	5,20	0,080	
{ 0,650	-1,69	+2,21	+2,19	+1,74	+1,41	-1,78	-1,74	+1,89	6,40	0,310	
{ 0,150	-0,56	+1,24	+0,94	+0,88	+0,73	-0,61	-0,59	+0,95	5,40	0,104	
{ 0,750	-2,08	+2,64	+2,54	+2,19	+1,81	-2,24	-2,16	+2,29	6,50	0,420	
{ 0,150	-0,67	+1,30	+0,89	+0,85	+0,72	-0,77	-0,72	+0,94	5,90	0,122	
{ 0,850	-2,48	+3,06	+2,89	+2,58	+2,19	-2,65	-2,57	+2,68	6,40	0,516	
{ 0,150	-0,73	+1,33	+0,77	+0,85	+0,80	-0,76	-0,75	+0,94	6,10	0,132	
{ 0,950	-2,87	+3,49	+2,14	+2,91	+2,63	-3,05	-2,96	+2,79	6,80	0,608	
{ 0,150	-0,81	+1,42	+0,87	+0,79	+0,84	-0,81	-0,81	+0,98	6,20	0,162	
{ 1,050	-3,22	+3,94	+2,31	+3,15	+3,04	-3,37	-3,30	+3,11	6,80	0,713	
{ 0,150	-0,89	+1,46	+0,74	+0,01	+0,88	-0,85	-0,87	+0,77	7,00	0,165	
{ 1,150	-3,58	+4,38	+2,41	+2,54	+3,46	-3,75	-3,67	+3,20	7,00	0,799	
{ 0,150	-0,88	+1,54	+0,62	-0,06	+0,92	-0,85	-0,87	+0,75	7,00	0,173	
{ 1,250	-3,87	+4,89	+2,54	+2,78	+3,89	-4,06	-3,97	+3,52	7,00	0,886	
{ 0,150	-0,81	+1,69	+0,57	+0,89	+0,97	-0,77	-0,79	+1,03	6,00	0,175	
{ 1,350	-4,13	+5,47	+2,74	+4,27	+4,37	-4,36	-4,25	+4,21	6,70	0,975	
{ 0,150	-0,78	+1,92	+0,41	+0,99	+1,11	-0,75	-0,77	+1,11	5,70	0,185	
{ 1,450	-4,41	+6,16	+2,96	+4,70	+4,88	-4,60	-4,51	+4,68	6,60	1,063	
{ 0,150	-0,83	+2,50	+0,75	+1,07	+1,33	-0,75	-0,79	+1,66	4,80	0,199	
{ 1,550	-4,78	+7,27	+2,50	+5,01	+5,52	-4,91	-4,85	+5,08	6,50	1,147	
{ 0,150	-1,40	+5,62	+1,28	+2,40	+3,88	-1,54	-1,47	+3,29	4,70	0,302	
{ 1,650	-5,65	+11,20	+1,63	+6,76	+8,79	-6,03	-5,84	+7,09	6,20	1,362	
1,750											Bruch des Balkens i. d. Mitte.

Tabelle No. 6.

Balken No. 7. Armierung 4 Rundeisen à 22 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 7. Oktober 1904.

Ausführung der Probe: 2.—3. November 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:							Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen	
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:				
	a	b	c	d	e	f	a und f	b, c, d, e			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
{ 0,150	0,00	+0,03	0,00	-0,01	-0,01	-0,04	-0,02	0,00	11,80	0,004	
{ 0,300	-0,20	+0,07	+0,06	-0,05	-0,06	-0,26	-0,23	+0,01	11,40	0,035	
{ 0,150	-0,01	+0,06	+0,05	0,00	-0,02	-0,06	-0,04	+0,02	8,40	0,002	
{ 0,450	-0,48	+0,28	+0,27	-0,20	-0,22	-0,49	-0,49	+0,03	11,20	0,077	
{ 0,150	-0,11	+0,21	+0,17	+0,14	+1,03	-0,17	-0,14	+0,39	4,20	0,020	
{ 0,600	-0,83	+0,57	+0,52	+0,04	+0,03	-0,88	-0,86	+0,29	9,20	0,134	
{ 0,150	-0,10	+0,68	+0,55	+0,28	+0,30	-0,16	-0,13	+0,45	3,80	0,055	
{ 0,750	-1,11	+1,06	+0,91	+0,39	+0,41	-1,20	-1,16	+0,69	8,00	0,224	die ersten Risse
{ 0,150	-0,31	+0,82	+0,48	+0,17	+0,29	-0,22	-0,27	+0,44	5,40	0,065	fortgesetzte Wieder-
{ 0,750	-1,35	+1,18	+0,82	+0,35	+0,51	-1,25	-1,30	+0,72	8,10	0,240	holung 1 Tag lang
{ 0,150	-0,35	+0,78	+0,46	+0,15	+0,28	-0,26	-0,31	+0,42	5,90	0,069	mit Unterbrechung
{ 0,900	-1,65	+1,27	+0,90	+0,44	+0,59	-1,62	-1,64	+0,80	8,40	0,292	während einer Nacht.
{ 0,150	+0,14	+1,40	+0,86	+0,65	+0,67	-0,02	+0,06	+0,90	0,90	0,077	fortgesetzte Wieder-
{ 0,900	-1,15	+1,93	+1,36	+0,95	+1,03	-1,37	-1,26	+1,32	6,50	0,314	holung dieser Be-
{ 0,150	+0,14	+1,43	+0,91	+0,66	+0,72	-0,01	+0,07	+0,93	0,80	0,082	lastung $\frac{1}{2}$ Tag lang
{ 1,050	-1,41	+2,10	+1,54	+1,12	+1,21	-1,66	-1,54	+1,49	6,80	0,370	mit Unterbrechung
{ 0,150	+0,12	+1,50	+1,05	+0,76	+0,82	-0,02	+0,05	+1,03	1,00	0,095	während einer Nacht.
{ 1,200	-1,70	+2,40	+1,88	+1,44	+1,51	-1,98	-1,79	+1,81	6,60	0,441	
{ 0,150	+0,12	+1,57	+1,17	+0,84	+0,92	+0,02	+0,07	+1,12	0,90	0,144	
{ 1,350	-2,01	+2,68	+2,24	+1,75	+1,82	-2,37	-2,19	+2,12	6,70	0,527	
{ 0,150	+0,11	+1,59	+1,19	+0,86	+0,96	+0,03	+0,07	+1,15	0,90	0,115	
{ 1,500	-2,33	+2,92	+2,51	+2,01	+2,07	-2,70	-2,52	+2,38	6,80	0,595	
{ 0,150	+0,03	+1,63	+1,26	+0,91	+1,00	-0,02	+0,01	+1,20	1,40	0,127	
{ 1,650	-2,68	+3,14	+2,76	+2,29	+2,33	-3,03	-2,86	+2,63	6,90	0,675	
{ 0,150	+0,03	+1,64	+1,29	+0,94	+1,04	-0,01	+0,01	+1,23	1,40	0,130	
{ 1,800	-3,02	+3,37	+3,00	+2,54	+2,57	-3,37	-3,20	+2,87	6,90	0,743	
{ 0,150	-0,01	+1,67	+1,31	+0,95	+1,08	-0,01	-0,01	+1,25	1,60	0,139	
{ 1,950	-3,40	+3,58	+3,23	+2,78	+2,82	-3,72	-3,56	+3,10	7,00	0,816	
{ 0,150	0,00	+1,67	+1,32	+0,97	+1,12	-0,01	-0,01	+1,27	1,60	0,140	
{ 2,100	-3,74	+3,80	+3,47	+3,05	+3,07	-4,07	-3,91	+3,35	7,00	0,891	
{ 0,150	-0,05	+1,69	+1,34	+0,97	+1,14	-0,02	-0,04	+1,28	1,80	0,143	
{ 2,250	-4,13	+4,05	+3,73	+3,30	+3,33	-4,47	-4,30	+3,60	7,10	0,969	
{ 0,150	-0,11	+1,70	+1,35	+1,00	+1,17	-0,07	-0,09	+1,31	2,20	0,150	
{ 2,400	-4,54	+4,27	+3,97	+3,55	+3,62	-4,86	-4,70	+3,85	7,20	1,044	
2,550	-4,48	+4,46	+4,15	+3,75	+3,81	-5,22	-4,85	+4,04	7,10	1,113	
2,420											Bruch des Balkens am Auflager.

Tabelle No. 7.

Balken No. 9. Armierung 4 Rundeisen à 15 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 13. Oktober 1905.

Ausführung der Probe: 23.—24. November 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:									Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:					
	a	b	c	d	e	f	a und f	b und e	c und d			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
{ 0,150	+0,02	0,00	-0,02	+0,02	-0,01	-0,20	-0,09	-0,01	0,00	7,10	-0,004	
{ 0,250	-0,28	-0,15	-0,04	+0,03	-0,16	-0,26	-0,27	-0,16	-0,01	13,80	0,035	
{ 0,150	-0,18	-0,09	+0,04	+0,10	-0,08	-0,18	-0,18	-0,09	+0,07	11,50	0,015	
{ 0,350	-0,84	-0,36	+0,17	+0,10	-0,35	-0,72	-0,78	-0,36	+0,14	10,80	0,105	
{ 0,150	-0,47	-0,16	+0,18	+0,19	-0,15	-0,40	-0,44	-0,16	+0,19	9,40	0,049	die ersten Risse
{ 0,450	-1,47	-0,52	+0,48	+0,41	-0,51	-1,29	-1,38	-0,52	+0,45	9,50	0,210	
{ 0,150	-0,57	-0,17	+0,21	+0,20	-0,22	-0,54	-0,56	-0,20	+0,21	9,30	0,070	
{ 0,550	-2,04	-0,64	+0,77	+0,68	-0,70	-1,87	-1,95	-0,67	+0,73	9,10	0,317	
{ 0,150	-0,77	-0,20	+0,25	+0,26	-0,27	-0,72	-0,75	-0,24	+0,26	8,90	0,093	
{ 0,650	-2,62	-0,76	+1,05	+1,01	-0,83	-2,42	-2,52	-0,80	+1,03	8,80	0,420	2 Stunden Pause
{ 0,150	-0,33	+0,28	+0,60	+0,61	+0,13	-0,32	-0,33	+0,21	+0,61	4,50	0,104	fortgesetzte Wieder- holung dieser Be- lastung 1 1/2 Tag lang mit Unter- brechung während 2 Nächten.
{ 0,750	-2,83	-0,54	+1,70	+1,64	-0,65	-2,64	-2,74	-0,60	+1,67	7,90	0,535	
{ 0,150	-2,30	-1,67	-0,46	-0,39	-1,61	-2,25	-2,28	-1,64	-0,43	19,20	0,227	
{ 0,750	-4,70	-2,38	+0,62	+0,51	-2,30	-4,47	-4,59	-2,34	+0,57	11,70	0,643	
{ 0,150	-2,32	-1,72	-0,57	-0,50	-1,65	-2,34	-2,33	-1,69	-0,54	19,70	0,221	
{ 0,850	-5,23	-2,59	+0,72	+0,58	-2,47	-4,99	-5,11	-2,53	+0,65	11,40	0,713	
{ 0,150	-2,40	-1,79	-0,55	-0,54	-1,72	-2,45	-2,43	-1,76	-0,55	19,60	0,221	
{ 0,950	-5,82	-2,80	+0,97	+0,76	-2,69	-5,55	-5,69	-2,75	+0,87	11,20	0,797	
{ 0,150	-2,49	-1,87	-0,60	-0,58	-1,82	-2,59	-2,54	-1,85	-0,59	19,90	0,235	
{ 1,050	-6,49	-3,08	+1,11	+0,95	-2,97	-6,24	-6,37	-3,03	+1,03	11,60	0,903	
{ 0,150	-2,57	-1,90	-0,65	-0,59	-1,89	-2,69	-2,63	-1,90	-0,62	19,50	0,245	
{ 1,150	-7,12	-3,26	+1,37	+1,18	-3,17	-6,87	-7,00	-3,22	+1,28	10,80	1,009	
{ 0,150	-2,65	-1,92	-0,67	-0,56	-1,93	-2,74	-2,70	-1,93	-0,62	19,00	0,259	
{ 1,250	-7,83	-3,49	+1,64	+1,46	-3,40	-7,57	-7,70	-3,45	+1,55	10,60	1,127	
{ 0,150	-2,79	-2,03	-0,68	-0,62	-2,05	-2,89	-2,84	-2,04	-0,65	19,20	0,276	
{ 1,350	-8,67	-3,85	+1,88	+1,65	-3,73	-8,41	-8,54	-3,79	+1,77	10,50	1,253	
{ 0,150	-3,07	-2,22	-0,77	-0,73	-2,27	-3,19	-3,13	-2,25	-0,75	19,30	0,304	
{ 1,450	-9,76	-4,37	+2,03	+1,77	-4,25	-9,51	-9,64	-4,31	+1,90	10,50	1,398	
{ 0,150	-3,32	-2,39	-0,83	-0,80	-2,42	-3,40	-3,36	-2,41	-0,82	19,20	0,328	
{ 1,550	-10,74	-4,83	+2,20	+1,94	-4,67	-10,45	-10,60	-4,75	+2,07	10,60	1,504	
1,550												Bruch des Balkens am Auflager.

Tabelle No. 8.

Balken No. 10. Armierung 4 Rundeisen à 15 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 17. Oktober 1905. Ausführung der Probe: 29. November — 1. Dezember 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:									Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:					
	a	b	c	d	e	f	a und f	b und e	c und d			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
{ 0,150	-0,06	-0,02	-0,02	-0,02	-0,04	-0,05	-0,06	-0,03	-0,02	11,50	0,003	
{ 0,250	-0,34	-0,14	-0,01	-0,03	-0,20	-0,34	-0,34	-0,17	+0,02	11,50	0,040	
{ 0,150	-0,32	-0,13	+0,12	-0,01	-0,08	-0,23	-0,28	-0,11	+0,06	9,70	0,021	
{ 0,350	-0,97	-0,38	+0,30	-0,02	-0,34	-0,78	-0,88	-0,36	+0,14	10,00	0,112	
{ 0,150	-0,48	-0,19	+0,19	+0,03	-0,18	-0,45	-0,47	-0,19	+0,11	9,91	0,048	die ersten Risse
{ 0,450	-1,59	-0,52	+0,59	+0,24	-0,54	-1,40	-1,50	-0,53	+0,42	9,20	0,214	fortgesetzte Wiederholung dieser Belastung einen Tag lang mit Unterbrechung während einer Nacht.
{ 0,150	-1,47	-0,98	-0,22	-0,51	-0,99	-1,59	-1,53	-0,99	-0,37	15,70	0,109	
{ 0,450	-2,53	-1,27	+0,20	-0,21	-1,34	-2,55	-2,54	-1,31	-0,01	11,80	0,283	
{ 0,150	-1,55	-1,02	-0,23	-0,51	-1,03	-1,67	-1,61	-1,03	-0,37	15,40	0,110	
{ 0,550	-2,99	-1,42	+0,34	-0,09	-1,53	-3,04	-3,02	-1,48	+0,13	11,30	0,349	
{ 0,150	-1,59	-1,06	-0,22	-0,51	-1,09	-1,80	-1,70	-1,08	-0,37	15,20	0,126	
{ 0,650	-3,51	-1,54	+0,61	+0,14	-1,72	-3,60	-3,56	-1,63	+0,38	10,60	0,452	
{ 0,150	-1,69	-1,11	-0,24	-0,55	-1,18	-1,98	-1,84	-1,15	-0,40	14,80	0,135	
{ 0,750	-4,07	-1,69	+0,89	+0,38	-1,93	-4,21	-4,14	-1,81	+0,64	10,40	0,556	
{ 0,150	-1,88	-1,19	-0,25	-0,59	-1,33	-2,18	-2,03	-1,26	-0,42	14,70	0,148	
{ 0,850	-4,67	-1,84	+1,16	+0,59	-2,18	-4,90	-4,79	-2,01	+0,88	10,10	0,661	
{ 0,150	-1,97	-1,23	-0,27	-0,57	-1,44	-2,35	-2,16	-1,34	-0,42	14,70	0,169	
{ 0,950	-5,34	-2,02	+1,45	+0,83	-2,48	-5,65	-5,50	-2,25	+1,14	10,00	0,777	
{ 0,150	-1,99	-1,22	-0,23	-0,56	-1,44	-2,44	-2,22	-1,33	-0,40	14,00	0,175	
{ 1,050	-5,97	-2,15	+1,73	+1,09	-2,70	-6,31	-6,14	-2,43	+1,41	9,80	0,891	2 Stunden Pause.
{ 0,150	-2,77	-1,75	-0,53	-0,96	-2,08	-3,30	-3,04	-1,92	-0,75	15,10	0,229	
{ 1,150	-7,20	-2,79	+1,67	+0,89	-3,45	-7,66	-7,43	-3,12	+1,28	10,20	1,032	
{ 0,150	-2,82	-1,74	-0,48	-0,91	-2,12	-3,35	-3,09	-1,93	-0,70	14,80	0,247	
{ 1,250	-7,93	-2,98	+1,97	+1,09	-3,78	-8,46	-8,20	-3,38	+1,53	10,00	1,153	
{ 0,150	-2,97	-1,84	-0,52	-0,91	-2,26	-3,54	-3,26	-2,05	-0,72	15,00	0,262	
{ 1,350	-8,79	-3,27	+2,23	+1,30	-4,18	-9,39	-9,09	-3,73	+1,77	10,00	1,279	
{ 0,150	-3,39	-2,09	-0,60	-1,01	-2,58	-4,00	-3,70	-2,34	-0,81	15,10	0,316	
{ 1,450	-9,71	-3,60	+2,47	+1,47	-4,63	-10,39	-10,05	-4,12	+1,97	10,00	1,448	
1,450												Bruch des Balkens an einem Auflager.

Tabelle No. 9.

Balken No. 11. Armierung 4 Rundeisen à 22 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 20. Oktober 1905.

Ausführung der Probe: 6.—8. Dezember 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:									Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:					
	a	b	c	d	e	f	a und f	b und e	c und d			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
0,150	-0,02	-0,05	-0,02	-0,04	-0,03	-0,03	-0,03	-0,04	-0,03	—	0,002	
0,300	-0,40	-0,28	-0,05	-0,08	-0,27	-0,49	-0,45	-0,28	-0,07	14,70	0,058	
0,150	-0,14	-0,20	+0,04	-0,08	-0,10	-0,22	-0,18	-0,15	-0,02	31,50	0,020	
0,450	-1,15	-0,72	+0,25	-0,35	-0,56	-1,06	-1,11	-0,64	-0,05	13,30	0,145	
0,150	-0,55	-0,32	+0,12	-0,03	-0,25	-0,57	-0,56	-0,29	+0,05	11,90	0,073	
0,600	-1,90	-1,04	+0,44	-0,31	-0,95	-1,88	-1,89	-1,00	+0,07	12,10	0,267	die ersten Risse fortgesetzte Wieder- holung dieser Be- lastung einen Tag lang mit Unter- brechung während einer Nacht.
0,150	-1,30	-0,96	-0,40	-0,51	-0,97	-1,33	-1,32	-0,97	-0,46	20,30	0,102	
0,600	-2,70	-1,71	-0,07	-0,79	-1,69	-2,68	-2,69	-1,70	-0,43	15,10	0,298	
0,150	-1,51	-1,09	-0,47	-0,55	-1,13	-1,58	-1,55	-1,11	-0,51	19,10	0,121	
0,750	-3,37	-2,14	-0,12	-0,86	-2,11	-3,43	-3,40	-2,13	-0,49	14,90	0,382	
0,150	-1,67	-1,25	-0,53	-0,62	-1,25	-1,81	-1,74	-1,25	-0,58	19,30	0,136	
0,900	-4,20	-2,61	-0,11	-0,92	-2,55	-4,20	-4,20	-2,58	-0,52	14,50	0,474	
0,150	-1,84	-1,39	-0,57	-0,69	-1,47	-2,03	-1,94	-1,43	-0,63	20,50	0,153	
1,050	-5,10	-3,22	-0,14	-1,04	-3,15	-5,17	-5,14	-3,19	-0,59	14,70	0,579	
0,150	-2,09	-1,58	-0,66	-0,77	-1,74	-2,31	-2,20	-1,66	-0,72	21,90	0,174	
1,200	-6,21	-3,97	-0,23	-1,14	-3,84	-6,23	-6,22	-3,91	-0,69	15,00	0,700	
0,150	-4,18	-3,37	-2,34	-2,04	-3,64	-4,38	-4,28	-3,51	-2,19	29,30	0,266	19 mal. Wiederholung dieser Belastung mit Pause über Nacht.
1,200	-8,10	-5,59	-1,87	-2,38	-5,60	-8,10	-8,10	-5,60	-2,13	17,70	0,787	
0,150	-4,13	-3,34	-2,32	-2,03	-3,65	-4,38	-4,26	-3,50	-2,18	29,50	0,268	
1,350	-8,76	-5,98	-1,85	-2,39	-5,96	-8,80	-8,78	-5,97	-2,12	17,10	0,870	
0,150	-4,30	-3,47	-2,31	-2,08	-3,80	-4,53	-4,42	-3,64	-2,20	29,80	0,274	
1,500	-9,60	-6,52	-1,82	-2,44	-6,48	-9,63	-9,62	-6,50	-2,13	16,90	0,963	
0,150	-4,51	-3,62	-2,37	-2,15	-4,12	-4,79	-4,65	-3,87	-2,26	31,30	0,309	
1,650	-10,75	-7,33	-1,96	-2,61	-7,31	-10,80	-10,78	-7,32	-2,28	17,10	1,109	
0,150	-4,91	-3,91	-2,51	-2,30	-4,41	-5,12	-5,02	-4,16	-2,41	30,70	0,396	
1,800	-12,04	-8,20	-2,24	-2,90	-8,13	-12,06	-12,05	-8,17	-2,57	17,00	1,392	
0,150	-5,52	-4,42	-2,77	-2,61	-5,05	-5,75	-5,64	-4,74	-2,69	32,80	0,471	
1,950	-13,55	-9,29	-2,61	-3,33	-9,25	-13,56	-13,56	-9,27	-2,97	17,30	1,621	Pause über Mittag.
2,100	-15,37	-10,66	-3,22	-3,88	-10,60	-15,39	-15,38	-10,63	-3,55	17,70	1,887	
2,100												Bruch des Balkens am Auflager.

Tabelle No. 10.

Balken No. 12. Armierung 4 Rundeisen à 22 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 3. November 1905.

Ausführung der Probe: 13—14. Dezember 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:									Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:					
	a	b	c	d	e	f	a und f	b und e	c und d			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
{ 0,150	0,00	-0,01	0,00	0,00	-0,02	0,00	0,00	-0,02	0,00	—	0,001	
{ 0,300	-0,43	-0,23	-0,04	-0,06	-0,27	-0,42	-0,43	-0,25	-0,05	13,04	0,042	
{ 0,150	-0,29	-0,17	0,00	-0,13	-0,15	-0,20	-0,25	-0,16	-0,07	15,40	0,019	
{ 0,450	-1,25	-0,64	+0,06	-0,31	-0,65	-1,03	-1,14	-0,65	-0,13	13,10	0,127	
{ 0,150	-0,60	-0,38	-0,08	-0,21	-0,40	-0,50	-0,55	-0,39	-0,15	18,70	0,038	die ersten Risse
{ 0,600	-2,26	-1,21	-0,01	-0,46	-1,17	-1,87	-2,07	-1,19	-0,24	13,30	0,231	} fortgesetzte Wiederholung dieser Belastung während einigen Stunden.
{ 0,150	-1,27	-0,75	-0,55	-0,20	-0,91	-1,04	-1,16	-0,83	-0,38	19,10	0,070	
{ 0,600	-2,85	-1,47	-0,41	-0,43	-1,76	-2,55	-2,70	-1,62	-0,42	14,00	0,278	
{ 0,150	-1,32	-0,75	-0,59	-0,18	-1,07	-1,26	-1,29	-0,91	-0,39	18,50	0,083	
{ 0,750	-3,59	-1,84	-0,43	-0,46	-2,15	-3,22	-3,41	-2,00	-0,45	13,60	0,359	
{ 0,150	-1,68	-1,01	-0,71	-0,31	-1,35	-1,65	-1,67	-1,18	-0,51	18,60	0,115	
{ 0,900	-4,77	-2,51	-0,59	-0,63	-2,82	-4,25	-4,51	-2,67	-0,61	13,80	0,468	} 10 mal. Wiederhol. dieser Belastung mit Pause über Nacht.
{ 0,150	-3,40	-2,15	-1,61	-1,01	-2,59	-3,06	-3,23	-2,37	-1,31	20,30	0,179	
{ 0,900	-6,34	-3,56	-1,46	-1,24	-3,92	-5,47	-5,91	-3,74	-1,35	15,00	0,522	
{ 0,150	-3,49	-2,29	-1,70	-1,06	-2,70	-3,23	-3,36	-2,50	-1,38	21,00	0,184	
{ 1,050	-7,12	-4,03	-1,56	-1,32	-4,33	-6,17	-6,65	-4,18	-1,44	15,00	0,600	
{ 0,150	-3,68	-2,50	-1,77	-1,16	-2,88	-3,40	-3,54	-2,69	-1,47	22,30	0,195	
{ 1,200	-8,24	-4,73	-1,74	-1,51	-4,99	-7,15	-7,70	-4,86	-1,63	15,00	0,701	} 10 mal. Wiederhol. dieser Belastung mit Pause über Mittag.
{ 0,150	-4,68	-3,19	-2,19	-1,51	-3,60	-4,35	-4,52	-3,40	-1,85	21,70	0,264	
{ 1,200	-9,42	-5,56	-2,21	-1,93	-5,77	-8,23	-8,83	-5,67	-2,07	15,50	0,782	
{ 0,150	-4,85	-3,33	-2,26	-1,60	-3,75	-4,49	-4,67	-3,54	-1,93	22,20	0,270	
{ 1,350	-10,45	-6,21	-2,38	-2,09	-6,36	-9,15	-9,80	-6,29	-2,24	15,50	0,880	
{ 0,150	-5,24	-3,62	-2,43	-1,76	-4,04	-4,81	-5,03	-3,83	-2,10	22,50	0,301	
{ 1,500	-12,05	-7,28	-2,70	-2,46	-7,35	-10,56	-11,31	-7,32	-2,58	15,70	1,031	
{ 0,150	-5,78	-4,04	-2,59	-2,01	-4,45	-4,25	-5,02	-4,25	-2,30	34,00	0,358	
{ 1,650	-13,92	-8,54	-3,20	-2,91	-8,40	-12,29	-13,11	-8,47	-3,06	15,60	1,268	
{ 0,150	-7,26	-5,21	-3,24	-2,56	-5,35	-5,41	-6,34	-5,28	-2,90	31,30	0,500	
{ 1,800	-16,38	-10,37	-3,01	-3,71	-9,91	-14,35	-15,37	-10,14	-3,36	16,20	1,581	
1,950												Bruch des Balkens am Auflager.

Tabelle No. 11.

Balken No. 13. Armierung 4 Rundeisen à 22 mm.

Erzeugung des Probekörpers: 13. November 1905.

Ausführung der Probe: 26.—27. Dezember 1905.

Belastung t pro Cylinder	Längenänderungen Δl in $\frac{1}{1000}$ cm auf 15 cm Länge:									Lage der Nulllinie y in cm	Durch- biegungen in Balken- mitte cm	Bemerkungen
	Beobachtete Strecken						Mittel aus:					
	a	b	c	d	e	f	a und f	b und e	c und d			
0,150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	—	0,000	
{ 0,150	-0,04	-0,02	-0,02	+0,01	-0,04	-0,05	-0,05	-0,03	-0,01	14,00	0,004	
{ 0,300	-0,43	-0,24	-0,03	+0,01	-0,31	-0,48	-0,46	-0,28	-0,01	14,30	0,046	
{ 0,150	-0,21	-0,12	+0,03	0,00	-0,21	-0,21	-0,21	-0,17	+0,02	27,70	0,013	
{ 0,450	-1,11	-0,61	+0,10	-0,04	-0,74	-1,11	-1,11	-0,68	+0,03	14,40	0,115	
{ 0,150	-0,34	-0,22	+0,01	+0,01	-0,41	-0,48	-0,41	-0,32	+0,01	24,30	0,027	die ersten Risse
{ 0,600	-1,83	-1,02	+0,17	+0,01	-1,28	-1,96	-1,90	-1,15	+0,09	14,20	0,199	16 mal. Wiederhol. dieser Belastung mit Pause über Mittag.
{ 0,150	-0,62	-0,38	+0,01	+0,04	-0,69	-0,97	-0,79	-0,54	+0,03	17,30	0,051	
{ 0,600	-2,10	-1,17	+0,22	+0,06	-1,51	-2,43	-2,27	-1,34	+0,14	13,70	0,233	
{ 0,150	-0,73	-0,46	-0,05	+0,01	-0,80	-1,10	-0,92	-0,63	-0,02	17,40	0,056	
{ 0,750	-2,86	-1,63	+0,18	+0,07	-2,02	-3,20	-3,03	-1,83	+0,13	14,10	0,310	
{ 0,150	-1,03	-0,72	-0,19	-0,15	-1,16	-1,46	-1,25	-0,94	-0,17	21,70	0,072	
{ 0,900	-3,80	-2,22	+0,08	0,00	-2,73	-4,24	-4,02	-2,48	+0,04	14,50	0,415	15 mal. Wiederhol. dieser Belastung mit Pause über Nacht.
{ 0,150	-2,42	-1,91	-1,07	-0,85	-2,51	-2,96	-2,69	-2,21	-0,96	29,50	0,138	
{ 0,900	-5,06	-3,31	-0,72	-0,67	-3,94	-5,50	-5,28	-3,63	-0,70	17,50	0,462	
{ 0,150	-2,42	-1,91	-1,06	-0,89	-2,55	-2,97	-2,70	-2,23	-0,98	30,20	0,138	
{ 1,050	-5,70	-3,67	-0,68	-0,64	-4,32	-6,21	-5,96	-4,00	-0,66	16,70	0,530	
{ 0,150	-2,41	-1,84	-0,70	-0,79	-2,54	-2,96	-2,69	-2,20	-0,75	29,00	0,146	
{ 1,200	-6,42	-4,07	-0,35	-0,52	-4,80	-7,06	-6,74	-4,44	-0,44	16,10	0,624	13 mal. Wiederhol. dieser Belastung mit Pause über Mittag.
{ 0,150	-3,40	-2,61	-1,20	-1,33	-3,50	-4,05	-3,73	-3,06	-1,27	29,30	0,198	
{ 1,200	-7,61	-4,97	-0,91	-1,14	-5,86	-8,32	-7,97	-5,42	-1,03	17,30	0,691	
{ 0,150	-3,59	-2,77	-1,32	-1,46	-3,70	-4,29	-3,94	-3,24	-1,39	29,60	0,206	
{ 1,350	-8,58	-5,59	-1,02	-1,27	-6,55	-9,41	-9,00	-6,07	-1,15	16,90	0,781	
{ 0,150	-3,93	-3,02	-1,55	-1,61	-4,00	-4,62	-4,28	-3,51	-1,58	29,30	0,231	
{ 1,500	-9,77	-6,35	-1,21	-1,48	-7,49	-10,65	-10,21	-6,92	-1,35	16,90	0,897	
{ 0,150	-4,52	-3,51	-1,73	-1,91	-4,50	-5,21	-4,87	-4,01	-1,82	29,80	0,264	
{ 1,650	-11,30	-7,40	-1,58	-1,84	-8,60	-12,21	-11,76	-8,00	-1,71	17,10	1,028	
{ 0,150	-5,06	-3,92	-2,00	-2,16	-4,91	-5,66	-5,36	-4,42	-2,08	30,00	0,297	
{ 1,800	-12,93	-8,48	-2,00	-2,17	-9,78	-13,86	-13,40	-9,13	-2,09	17,20	1,167	
{ 0,150	-5,79	-4,52	-2,43	-2,44	-5,40	-6,16	-5,98	-4,96	-2,44	30,80	0,339	
{ 1,950	-14,90	-9,88	-2,63	-2,62	-11,13	-15,56	-15,23	-10,51	-2,63	17,60	1,331	
{ 0,150	-7,74	-6,17	-3,47	-3,21	-6,60	-7,46	-7,60	-6,38	-3,34	32,70	0,486	
{ 2,100	-18,55	-12,59	-4,07	-3,78	-13,59	-18,61	-18,58	-13,09	-3,93	18,40	1,719	
{ 0,150	-11,34	-9,17	-5,68	-4,49	-8,84	-10,16	-10,75	-9,01	-5,09	32,40	0,752	
{ 2,250	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2,276	
2,400												Allmähliges Zurück- gehen der Belastung und Gleiten der Eisen an den Enden; Bruch auf der linken Hälfte des Balkens.

8. Die Lage der Nulllinie.

Die Lage der Nulllinie lässt sich aus den beobachteten Längenänderungen ableiten und zwar mit viel grösserer Sicherheit, wie bei Messungen am Zuggurt, wegen dem Nichteckenbleiben der Querschnitte im Letzteren nach der Deformation. Die Lage der Nulllinie wurde als Abstand y von der Ausserkante des Druckgurtes ermittelt und in die Tabellen No. 1 bis 11 in cm eingetragen. Wird mit Δl_1 die Längenänderung 1,5 cm unter Oberkante Druckgurt, mit Δl_2 die Längenänderung k Centimeter tiefer bezeichnet, so ist die Ordinate der Nulllinie

$$y = 1,5 + k \cdot \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 - \Delta l_2}$$

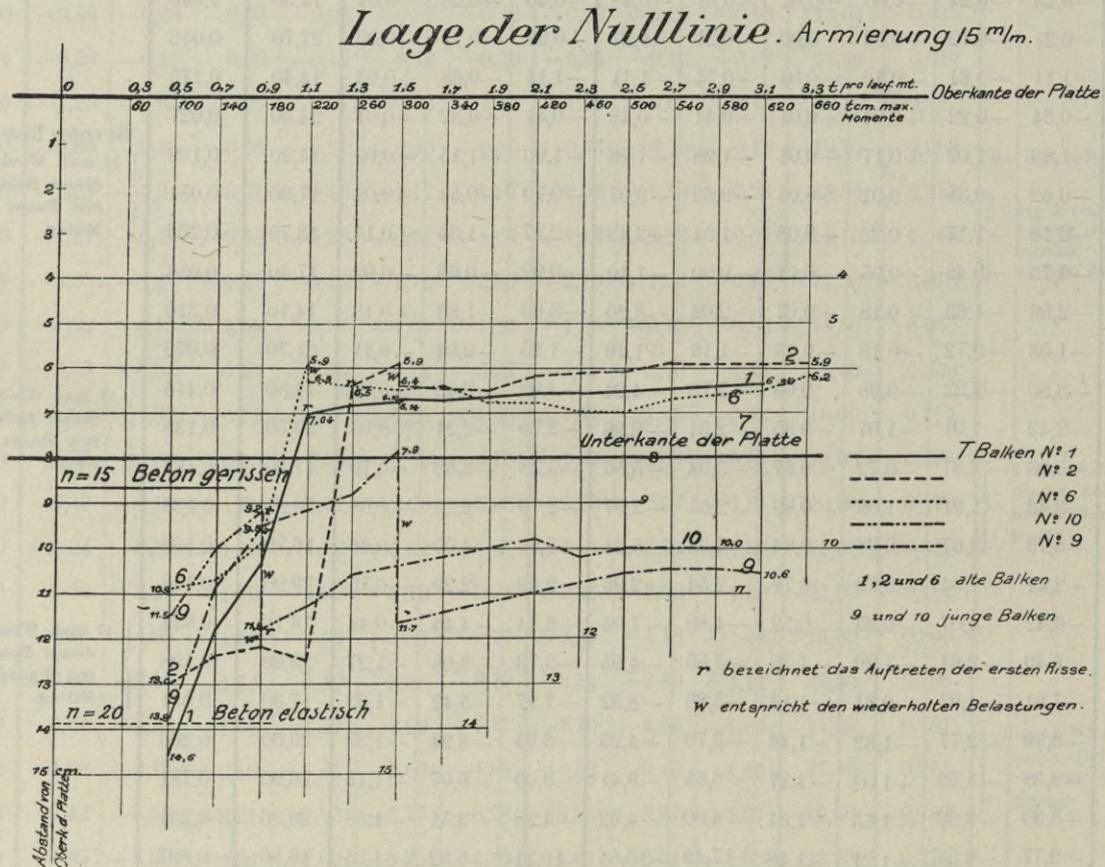


Fig. 8.

Δl_1 ist als Mittel aus 2 Ablesungen bekannt; Δl_2 ist bei den Balken der 1. Serie aus 4 Ablesungen mit $k = 10,3$ cm bestimmt und bei den Balken der 2. Serie aus 2 Ablesungen mit $k = 10,3$ resp. 2 mit $k = 5$ cm zu ermitteln. Es sind somit überzählige Beobachtungen, welche kleine Unterschiede in der Grösse y ergeben. Hier wurde in folgender Weise vorgegangen: bei den Balken der 1. Serie sind die vier Ablesungen in gleicher Höhe zur Berechnung eines Mittelwertes Δl_2 herangezogen worden; bei den Balken der 2. Serie wurden die Ablesungen für $k = 5$ cm als massgebend für die Bestimmung der Δl_2 angenommen, weil die entsprechenden Strecken in gleicher Ebene liegen, wie die für Δl_1 beobachteten Längenänderungen.

Zur Prüfung dieses Vorgehens wurden für eine Anzahl Balken die Werte y nicht allein, wie soeben besprochen, ausgerechnet, sondern unter der Annahme, Δl_2 sei nur aus den beiden mittleren Ablesungen der Strecken c und d bestimmt; bei den beiden Balkenserien sind dann die Werte k dieselben, gleich $10,3$ cm. Aus den nachfolgenden Zahlen ist der Unterschied in den

nach beiden Annahmen ermittelten Ordinaten der Nulllinie zu ersehen; eine absolute Genauigkeit in dieser Ermittlung von y kann nicht erzielt werden, da die Verkürzungslinie des Beton im Druckgurt nicht vollkommen geradlinig verläuft; immerhin zeigt dieser Vergleich, dass grosse Differenzen nicht vorhanden sind.

Balken No. 1.

	$P = 0,25$	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,15	1,35 t
1. Bestimmung $y =$	14,60	11,80	10,30	7,04	6,80	6,74	6,76	6,66	6,59	6,50 cm
2. Bestimmung	14,60	11,80	10,30	7,04	6,81	6,70	6,65	6,56	6,47	6,35 „

Balken No. 9.

1. Bestimmung $y =$	13,8	10,8	9,5	9,10	8,80	7,90	11,4	11,2	10,8	10,5 „
2. Bestimmung	11,4	10,23	9,26	9,00	8,82	7,92	10,65	10,47	10,22	10,04 „

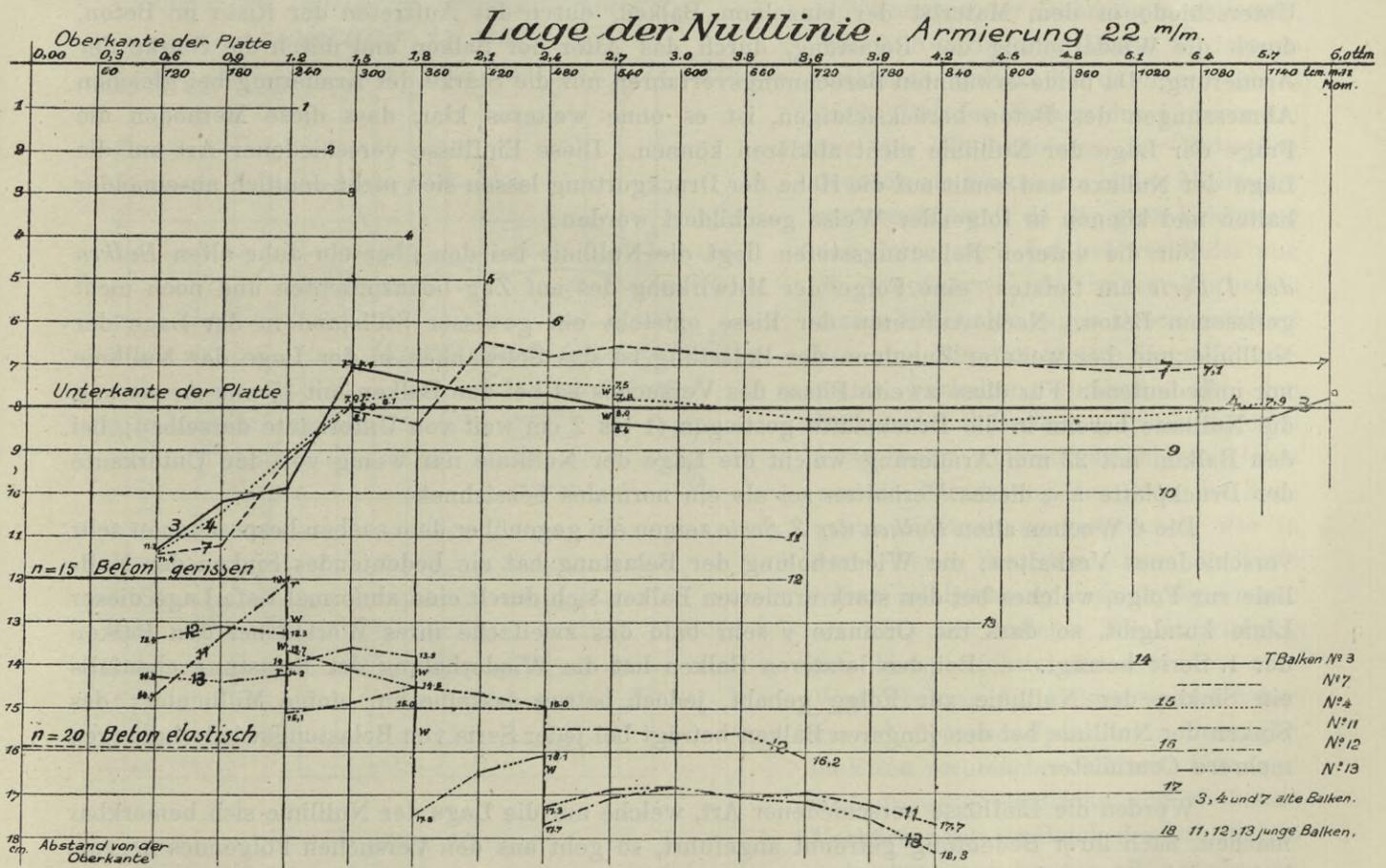


Fig. 9.

Die angenommenen Werte y nach der 1. Bestimmung sind eher etwas grösser, wie die der 2. Bestimmungsart entsprechenden. Die Differenz bedeutet eine ganz geringe Vergrößerung der Höhe des Druckgurt und somit der in Letzterem wirkenden Druckkraft. Nur bei Balken No. 13 traten grössere Aenderungen ein, wohl zu Folge des verschiedenen Verhaltens des Beton in der Druckplatte und des Beton in der Rippe.

Der Verlauf der Nulllinie für die einzelnen Balken bei der oberen Grenze jeder Belastungsstufe geht aus den Fig. 8 und 9 hervor; in der ersteren sind die Balken mit 15 mm, in der zweiten die Balken mit 22 mm Armierung enthalten. Zum richtigen Verständnis dieser Figuren sei erwähnt,

dass nach den üblichen Berechnungsmethoden nur eine bestimmte Lage der Nulllinie für dieselben Verhältnisse von Armierung, Betonmischung und Betonquerschnitt ermittelt wird und zwar wie auf Seite 76 abgeleitet wurde:

	bei den Balken mit 15 mm Armierung	22 mm Armierung
für $n = 20$, Beton elastisch	$y = 13,9$	15,9 cm
für $n = 15$, Beton des Zuggurts gerissen	$y = 8,7$	12,0 „

innerhalb der beobachteten Belastungsstufen hat sich y als sehr veränderlich erwiesen;

es beträgt das	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum
bei der 1. Serie	$y = 5,9$	14,6	6,4	11,4 cm
bei der 2. Serie	$y = 7,9$	11,7	12,1	18,3 „

Von einer auch nur annähernden Uebereinstimmung mit der Berechnung ist hier nicht die Rede.

Die Lage der Nulllinie wird beeinflusst durch die Grösse der Belastung, durch die kleinen Unterschiede in dem Material der einzelnen Balken, durch das Auftreten der Risse im Beton, durch die Wiederholung der Belastung, durch das Alter der Balken und durch die Stärke der Armierung. Da beide erwähnten Berechnungsverfahren nur die Stärke der Armierung bei gleichen Abmessungen des Beton berücksichtigen, ist es ohne weiteres klar, dass diese Methoden die Frage der Lage der Nulllinie nicht abklären können. Diese Einflüsse verschiedener Art auf die Lage der Nullaxe und somit auf die Höhe der Druckgurtung lassen sich nicht deutlich auseinander halten und können in folgender Weise geschildert werden:

Für die unteren Belastungsstufen liegt die Nulllinie bei den über ein Jahr alten *Balken der 1. Serie* am tiefsten, eine Folge der Mitwirkung des auf Zug beanspruchten und noch nicht gerissenen Beton. Nach Auftreten der Risse entsteht ein gewisser Stillstand in der Lage der Nulllinie und bei weiterer Zunahme der Belastung ist das Schwanken in der Lage der Nulllinie nur unbedeutend. Für diese zweite Phase des Versuches ist bei den Balken mit 15 mm Armierung die Nulllinie bereits in die Druckplatte gestiegen (1 bis 2 cm weit von Unterkante derselben), bei den Balken mit 22 mm Armierung weicht die Lage der Nulllinie nur wenig von der Unterkante der Druckplatte ab; dieses Verhalten sei als ein normales bezeichnet.

Die 6 Wochen alten *Balken der 2. Serie* zeigen ein gegenüber dem soeben besprochenen sehr verschiedenes Verhalten; die Wiederholung der Belastung hat ein bedeutendes Sinken der Nulllinie zur Folge, welches bei den stark armierten Balken sich durch eine abnormal tiefe Lage dieser Linie kundgibt, so dass die Ordinate y sehr bald das zweifache ihres Wertes bei den Balken der 1. Serie beträgt. — Bei den letzteren Balken hat die Wiederholung der Belastung ebenfalls ein Sinken der Nulllinie zur Folge gehabt, jedoch betrug dasselbe nur einige Millimeter; das Sinken der Nulllinie bei den jüngeren Balken beträgt bei jeder Serie von Belastungswiederholungen mehrere Centimeter.

Werden die Einflüsse verschiedener Art, welche auf die Lage der Nulllinie sich bemerkbar machen, nach ihrer Bedeutung getrennt angeführt, so geht aus den Versuchen Folgendes hervor:

Die *Unterschiede in dem Betonmaterial* derselben Serie haben nur kleine Abweichungen in der Lage der Nulllinie verursacht;

die *Grösse der Belastung* hat vor Auftreten der ersten Risse ein Steigen der Nulllinie bewirkt; nach dieser Erscheinung übte die Erhöhung der Belastung bei den Balken der 1. Serie nur einen geringen Einfluss auf die Werte y aus; bei den Balken der 2. Serie war dieser Einfluss grösser, jedoch sehr unregelmässig;

die *Wiederholung der Belastung* verursacht ein Sinken der Nulllinie, welches hauptsächlich bei den jüngeren Balken beobachtet wurde;

das *Alter der Balken* hat eine bedeutende Wirkung auf die Lage der Nulllinie, welche die anderen Einflüsse weit übertrifft; frische Betonbalken zeigen eine tiefer liegende Nulllinie, als bereits gut erhärtete Balken;

die Stärke der Armierung hat bei den über 1 Jahr alten Balken nicht einen so grossen Einfluss auf y , wie aus den Berechnungsverfahren geschlossen werden könnte; der schwächeren Armierung entspricht auch die geringere Druckgurthöhe y . Bei den 6 Wochen alten Balken ist der Unterschied in der Lage der Nulllinie nach der Armierung ein grösserer, als nach den Berechnungsverfahren.

Welchen Umständen ist das verschiedene Verhalten der beiden Balkenserien zuzuschreiben?

Wie kann bei steigender oder wiederholter Belastung ein Sinken der Nulllinie stattfinden?

Ein Steigen der Nulllinie wurde bei den Balken mit rechteckigem Querschnitte bereits beobachtet und hat seine Begründung in dem rascheren Wachsen der Dehnungen im Zuggurt als der Verkürzungen im Druckgurt. Ein nachheriges Sinken der Nulllinie bei grösserer oder bei wiederholter Belastung ist begleitet von einer Zunahme der Verkürzungen im Beton des Druckgurt, sowie von einer Zunahme der Trägerdurchbiegung, wie aus den entsprechenden Fig. 14–17

und 28–31 ersichtlich; gleichzeitig wird wohl auch in den Armierungsstangen ein Wachsen der Dehnungen eintreten, jedoch in geringerer Masse, so dass ein Sinken der Nullaxe hierdurch ermöglicht wird. Bei den Balken der 1. Serie hat nur die Wiederholung der Belastung deutlich ein Sinken um einige Millimeter verursacht, weil da die gute Erhärtung des Beton auch bei höherer Belastung ein annähernd elastisches Verhalten dieses Materiales gegen Druck gesichert hat, und ein für unsere Begriffe normales Verhalten vorliegt. Bei den Balken der 2. Serie aus frischem, noch nicht sehr widerstandsfähigem Beton war die Mitwirkung des Beton im Zuggurt nicht so ausgesprochen wie in der 1. Serie; die Spannungen im Eisen haben infolgedessen rascher die Grenze erreicht, bei welcher die Mitwirkung des Beton effektiv verschwindet; eine Wiederholung der Belastung hat daher nur unbedeutende Spannungsänderungen im Eisen verursachen können; hingegen sind grössere elastische und bleibende Verkürzungen im Beton des Druckgurt wahrgenommen worden. Wir stehen da

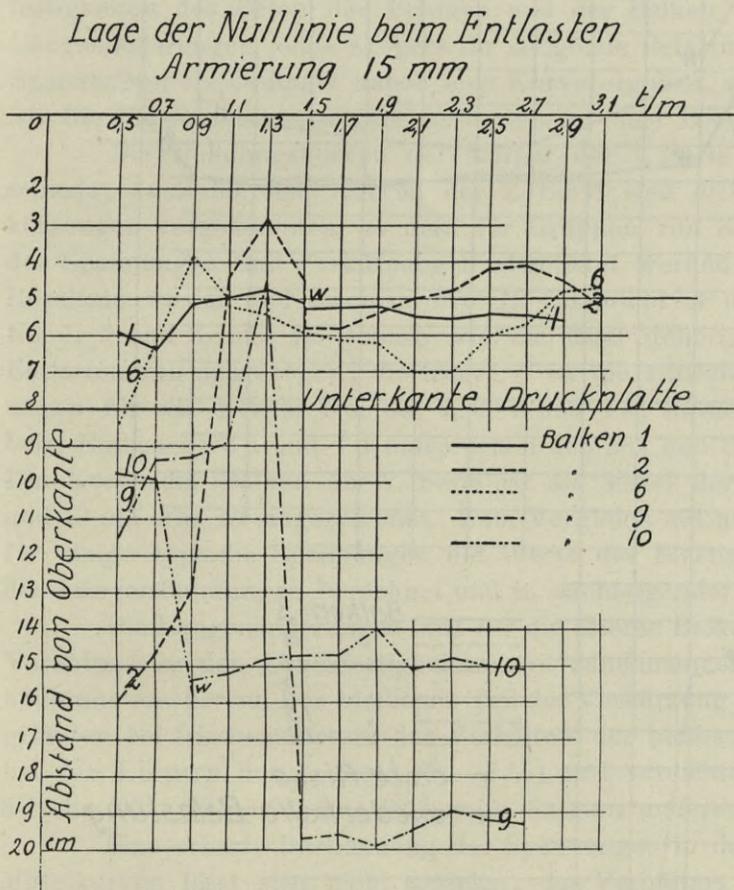


Fig. 10.

vor der merkwürdigen Tatsache, dass die Wiederholung derselben Belastung eine grössere Fläche und Höhe des Druckgurt und zugleich grössere Spannungen in demselben erzeugt. Es hängen diese Erscheinungen mit dem *plastischen* Verhalten des Beton zusammen. — Bei weiterem Steigen der Belastung tritt nur eine unwesentliche Aenderung in der Lage der Nulllinie ein. Zum besseren Verständnis dieser verwickelten Frage ist der Verlauf der Druckspannungen und der Balken-Durchbiegungen zu vergleichen.

Beim *Entlasten der Balken* auf die Anfangslast von 0,150 t sind bleibende Verkürzungen wahrgenommen worden, welche in den Tabellen No. 1 bis 11 eingetragen sind. Solche Werte können gleichfalls benutzt werden, um eine Lage der Nulllinie nach jeder Belastungsstufe für die inneren Spannungen und bleibenden Längenänderungen im Balken zu bestimmen. Es muss

hier auf den Umstand aufmerksam gemacht werden, dass nach der Entlastung nur ein Teil der Δl dem elastischen Verhalten des Beton entspricht und der übrige Teil der spannungslosen Verkürzung des Beton zuzuschreiben ist. Für die oberen Lastgrenzen trifft dies auch zu, das Verhältnis der bleibenden, spannungslosen Δl ist jedoch ein weit kleineres, wie bei den unteren Grenzen der einzelnen Laststufen.

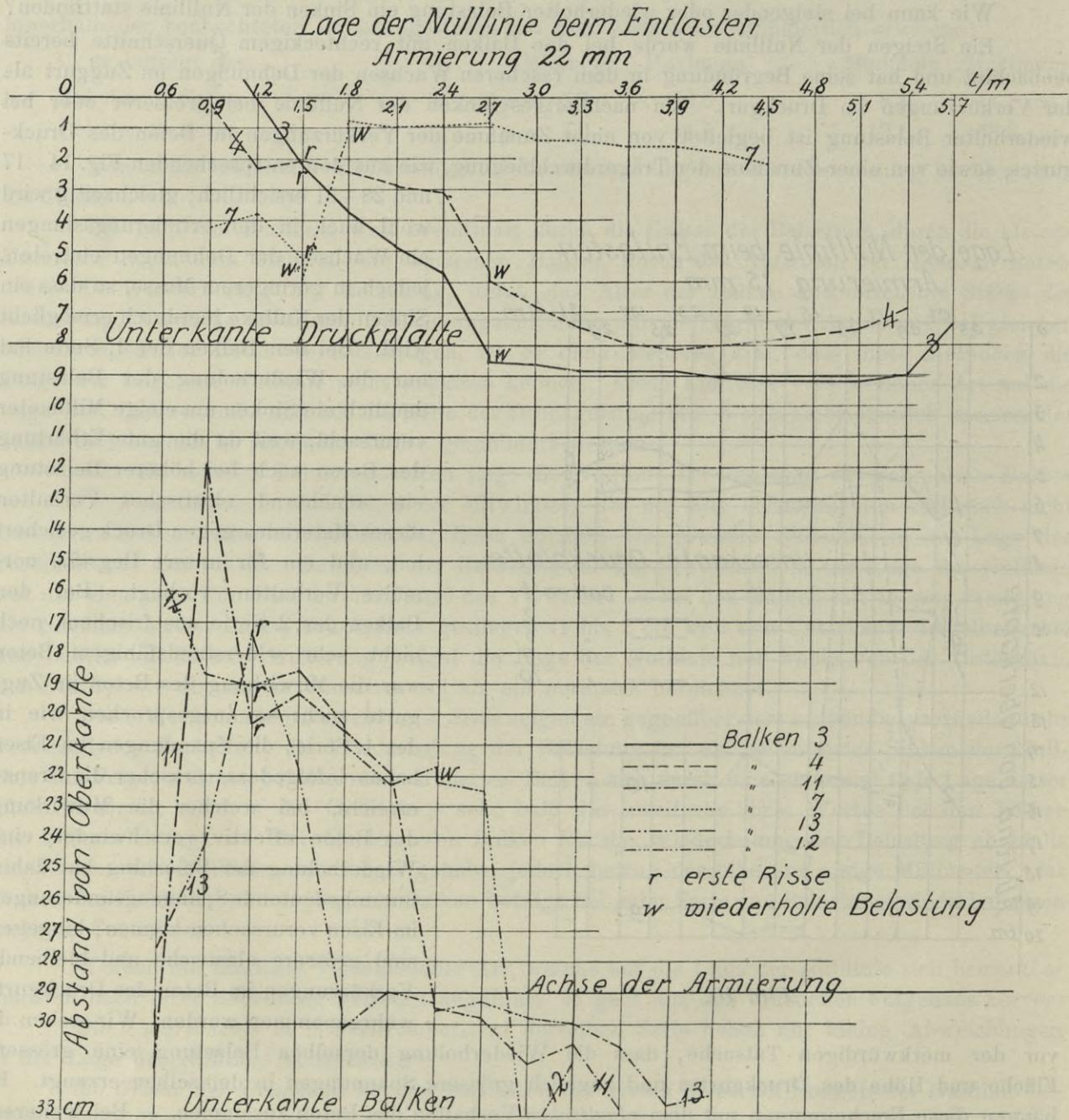


Fig. 11.

Eine graphische Darstellung der Lage der Nulllinie bei der Entlastung zeigt Fig. 10 für die Balken mit 15 mm und Fig. 11 für die Balken mit 22 mm Armierung. Die schwacharmierten Balken der 1. Serie haben für höhere Belastungen eine Nulllinie in der Dicke der Druckplatte liegend, bei den stark armierten Balken zeigt No. 7 ein von den anderen Balken verschiedenes Verhalten für die Belastungen über 0,75 t pro Cylinder.

Die Balken der 2. Serie zeigen ein bedeutendes Sinken der Nulllinie, als würden die remanenten Druckspannungen in der oberen Platte sich viel gleichmässiger verteilen, als die Totalspannungen bei belasteten Balken.

9. Die Verhältnisse zwischen Längenänderungen und Druckspannungen im Beton.

Die Balkenversuche haben ein reichhaltiges Beobachtungsmaterial von Beton-Verkürzungen und Dehnungen zur weiteren Behandlung der Frage der Spannungsverteilung bei bestimmten Belastungen geliefert. Nur bedarf es eines Schlüssels, um die Δl des Beton in Spannungen zu übersetzen. Es wurde im vorliegenden Falle der folgende Weg zur Lösung dieser Frage eingeschlagen: An gleichzeitig mit den Balken erzeugten Betonprismen und an zwei aus der Druckplatte der Balken herausgearbeiteten Prismen sind auf der Werder'schen Festigkeitsmaschine Druckversuche mit Längenänderungsmessungen ausgeführt worden. Es wurde bereits mitgeteilt, dass die Druckfestigkeiten des Beton der Prismen und der Balken eine gute Uebereinstimmung zeigten. Die Längenänderungen jedes Körpers für steigende Belastungen als Abscissen mit den entsprechenden Spannungen als Ordinate haben eine Kurve ergeben, welche für alle Versuche gezeichnet worden ist. Die Elastizitätsmessungen wurden bis zu einer Belastung nahe an der Bruchgrenze fortgeführt.

Die Dehnungskurven der Körper der 1. Serie zeigten untereinander nur geringe Unterschiede; auch bei den Kurven der 2. Serie sind nicht wesentliche Abweichungen in den Verkürzungen vorgekommen, so dass für Gruppen von Körpern und Balken je eine mittlere Kurve der Spannungen und Verkürzungen abgeleitet werden konnte. Die *Fig. 12* und *13* geben diese Resultate wieder und zwar in *Fig. 12* entspricht *A* den prismatischen Körpern zu den Balken No. 1, 2 und 3, und ist ebenso wie die dazu gehörige Kurve für die Verkürzungen nach dem Entlasten voll ausgezogen; die Kurve *B* ist die mittlere Linie der Längenänderungen und Spannungen für die Körper No. 3a, 4, 6, 7 und 7a; dieselbe wurde punktiert, ebenso wie diejenige beim Entlasten; 3a und 7a entsprechen den aus den Balken 3 und 7 herausgearbeiteten Prismen. Die Kurve der Balken der 2. Serie ist als Mittel der Kurven für die Balken No. 9, 10, 11, 12 und 13 auf *Fig. 13* eingezeichnet. Zum Vergleich mit anderwärtigen Elastizitätsmessungen wurden für einige typische Spannungen die Werte des Elastizitätskoeffizienten für den elastischen Teil der Längenänderungen berechnet und in nachfolgender Tabelle eingetragen.

Die Längenänderungen sind für die älteren Balken die kleinsten, sie stehen in umgekehrtem Verhältnis zu den Druckfestigkeiten; mit zunehmender Beanspruchung nimmt auch die Längenänderung rascher zu. Der bleibende Teil der Verkürzung ist am kleinsten bei dem älteren Beton, am grössten bei frischem Beton; das Verhältnis der bleibenden Verkürzungen blieb ziemlich konstant bei den Körpern der 1. Serie (5 — 7 %) und erreichte bei den Körpern der 2. Serie das 7- bis 8-fache (30 — 40 %); daraus ist bereits ein ganz anderes Verhalten der beiden Serien zu erwarten.

Eine scharfe Bestimmung der Spannungen in den Versuchsbalken an Hand der erwähnten Mittelkurven lässt sich nicht erzielen; das Verhältnis der Spannungen für gleiche Δl zwischen den Körpern der Gruppen A und B beträgt ca. 1,2 : 1; innerhalb einer Gruppe sind Differenzen von 5 % wahrgenommen worden, somit ist die Druckspannung in einem Balken bei einer gegebenen Belastung wohl nicht auf eine grössere Genauigkeit als ca. $\pm 10\%$ zu berechnen. Das sind Umstände, welche mit dem Wesen des Beton und seiner Verarbeitung zusammenhängen; ein besseres Uebereinstimmen der Resultate darf nicht erwartet werden.

Immerhin geben die mittleren Längenänderungskurven die Möglichkeit, den Verlauf der Spannungen und Druckkräfte im Druckgurt richtig zu verfolgen, auch wenn die absoluten Werte einer Korrektur durch Multiplizieren mit einem Koeffizienten zwischen 0,90 und 1,10 bedürfen. Der eingeschlagene Weg machte es auch möglich, bei der oberen Belastungsgrenze den bleibenden Teil der Verkürzung zu berücksichtigen und nach der Entlastung auf die ursprüngliche Last die effektive Spannung, abgesehen von dem bleibenden, spannungslosen Teil der Verkürzung, annähernd zu schätzen.

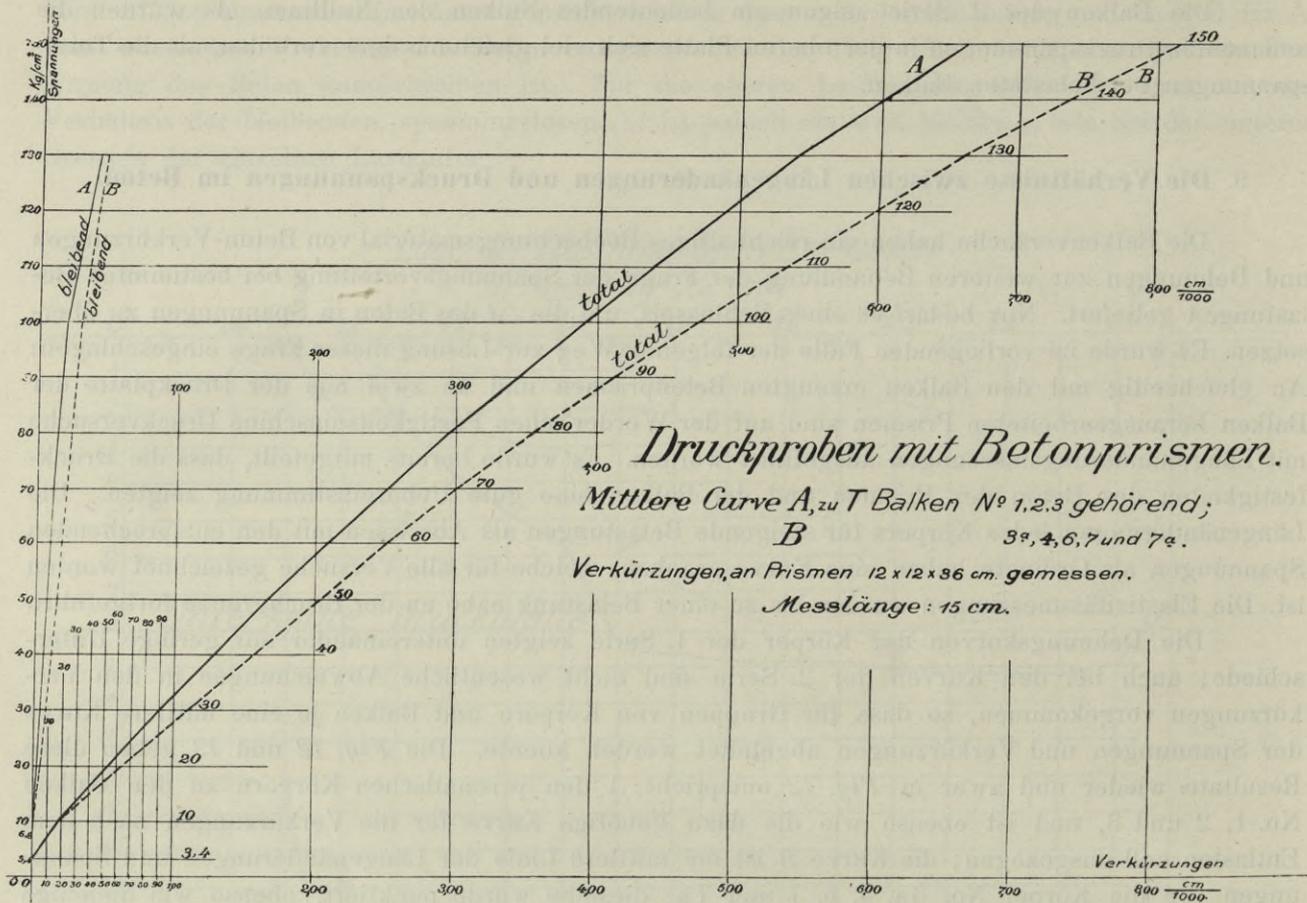


Fig. 12.

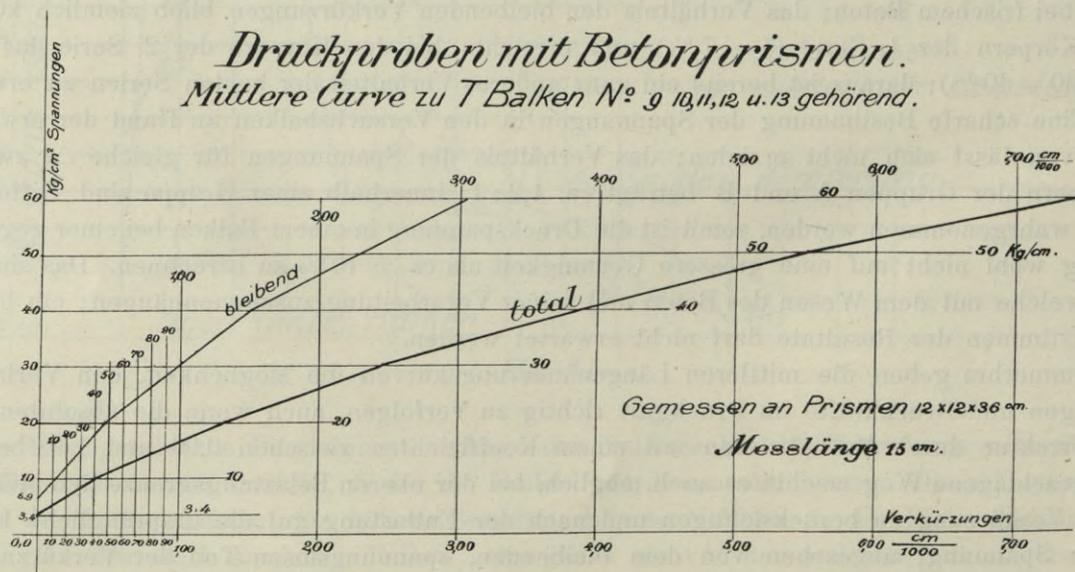


Fig. 13.

Spannungen und Verkürzungen im Beton, an Prismen ermittelt.

1. Serie (No. 1, 2, 3, 4, 6 und 7).

Druckspannung in kg/cm ²	Gruppe A (No. 1, 2, 3)					Gruppe B (No. 3 a, 4, 6, 7, 7 a)				
	Δl			$\frac{\Delta l_{\text{bleib.}}}{\Delta l_{\text{total}}}$ in %	E für $\Delta l_{\text{elast.}}$ t/cm ²	Δl			$\frac{\Delta l_{\text{bleib.}}}{\Delta l_{\text{total}}}$ in %	E für $\Delta l_{\text{elast.}}$ t/cm ²
	total	bleibend	elastisch			total	bleibend	elastisch		
	cm/100000 auf 15 cm					cm/100000 auf 15 cm				
3,4	0	0	0	—	470	0	0	0	—	410
10	19	0	19	—		20	0	20	—	
20	53	2	51	3,8	417	63	5	58	7,9	349
30	90	4	86	4,4		110	8	102	7,3	
40	128	6	122	4,7	375	158	12	146	7,6	320
50	166	8	158	4,8		203	15	188	7,3	
60	208	10	198	4,8	340	250	18	232	7,2	265
70	250	12	238	4,8		300	21	279	7,0	
80	294	14	280	4,8	340	354	24	330	6,8	265
90	344	17	327	4,9		412	27	385	6,6	
100	392	20	372	5,1	340	472	30	442	6,4	265
110	440	27	413	6,1		538	35	503	6,5	
120	490	34	456	6,9	340	598	41	557	6,9	265
130	542	42	500	7,7		660	46	614	7,0	
140	600					736				
150	664					813				

2. Serie (No. 9, 10, 11, 12 und 13).

3,4	0	0	0	0						
10	40	12	28	30	268					
20	130	46	84	35,4	242					
30	244	98	146	40,2	163					
40	386	148	238	38,4	159					
50	550	228	322	41,4	129					
60	742	304	438	41,0						

10. Der Verlauf der Verkürzungen im Druckgurt.

Von den beobachteten Strecken wurden zur graphischen Darstellung des Verlaufes der Längenänderungen nur diejenigen in der Nähe der Druckgurtoberkante benutzt; es sind die entsprechenden Mittelwerte der Δl der Strecken a und f bei jedem Balken als Abscissen und die dazugehörige Last, ausgedrückt in t auf 1 laufenden Meter oder in t. cm als Moment in Balken-

mitte, als Ordinate aufgetragen worden. Die Fig. 14, 15, 16 und 17 enthalten sowohl für die obere Lastgrenze jeder Stufe, wie für die untere Lastgrenze in gleicher Höhe, die Kurven der Δl , welche als Dehnungskurven bezeichnet werden können, wenn dem Worte Dehnung der allgemeinere Sinn von positiver oder negativer Längenänderung gegeben wird. Jeder Balken ist durch eine besondere Punktierung gekennzeichnet; die Wiederholung der Belastung wurde durch ein *w* hervorgehoben. Für die Belastungsstufen innerhalb der üblichen Tragfähigkeit sind die Fig. 15 und 17 in grösserem Massstab gezeichnet worden. Die Fig. 14 und 15 entsprechen den älteren Balken, d. h. der 1. Serie, die Fig. 16 und 17 den jüngeren Balken, d. h. der 2. Serie; Balken mit verschiedener Armierung kommen auf derselben Figur zur Darstellung.

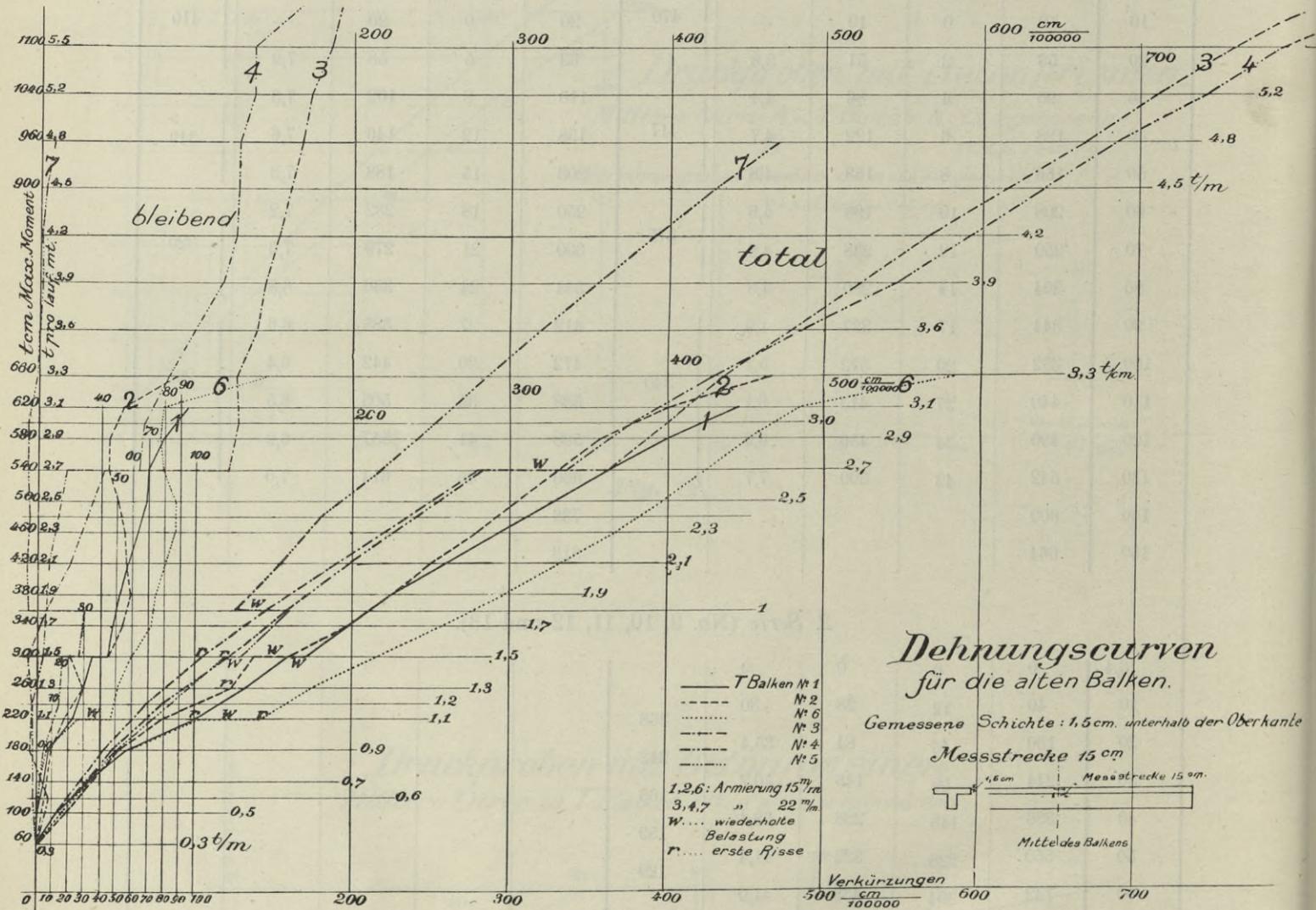


Fig. 14.

Aus der graphischen Darstellung geht Folgendes hervor:

Balken der 1. Serie. Bis $P = 0,45$ t pro Cylinder wachsen die Δl annähernd geradlinig; bei den schwacharmierten Balken No. 1, 2, 6 sind die Δl grösser wie bei den starkarmierten 3, 4 und 7. Es treten dann die ersten Risse der Balken No. 1, 2, 6 ein und von da an hat jeder Balken ein verschiedenes Verhalten. Von den Balken 3, 4 und 7 zeigen 3 und 4 ein gleichmässiges Verhalten beinahe bis zum Eintreten des Bruches; der Balken 7 hingegen zeigt von $P = 0,90$ t pro Cylinder an, einen ganz verschiedenen Verlauf der Δl , welche weit hinter den entsprechenden Werten für Balken 3 und 4 bleiben.

Die Wiederholung der Belastung hatte bei 5 Balken eine Zunahme der Δl zur Folge, nur bei No. 7 gingen die Δl zurück. Dieser Balken ist auch der einzige der ganzen Serie, welcher durch die Scheerkraft zum Bruche gebracht wurde; die Anhaltspunkte sind noch nicht genügend, um eine Erklärung des eigentümlichen Verhaltens dieses Balkens zu geben.

Es sei noch bemerkt, dass die Unterschiede in den einzelnen Linien ihren Grund auch darin haben, dass die Wiederholung der Belastung nicht bei allen Balken für dieselbe Belastung vorgenommen wurde. In absoluter Grösse lässt sich der Einfluss der Wiederholung bei der Mehrzahl der Balken mit 20 bis 30% der vorher eingetretenen Längenänderung der beobachteten Faser bewerten. Solche Zunahmen sind vorgekommen innerhalb der als zulässig geltenden Tragkraft der Balken; Dauerversuche der Be- und Entlastung würden diese Verhältnisse noch verschlimmern.

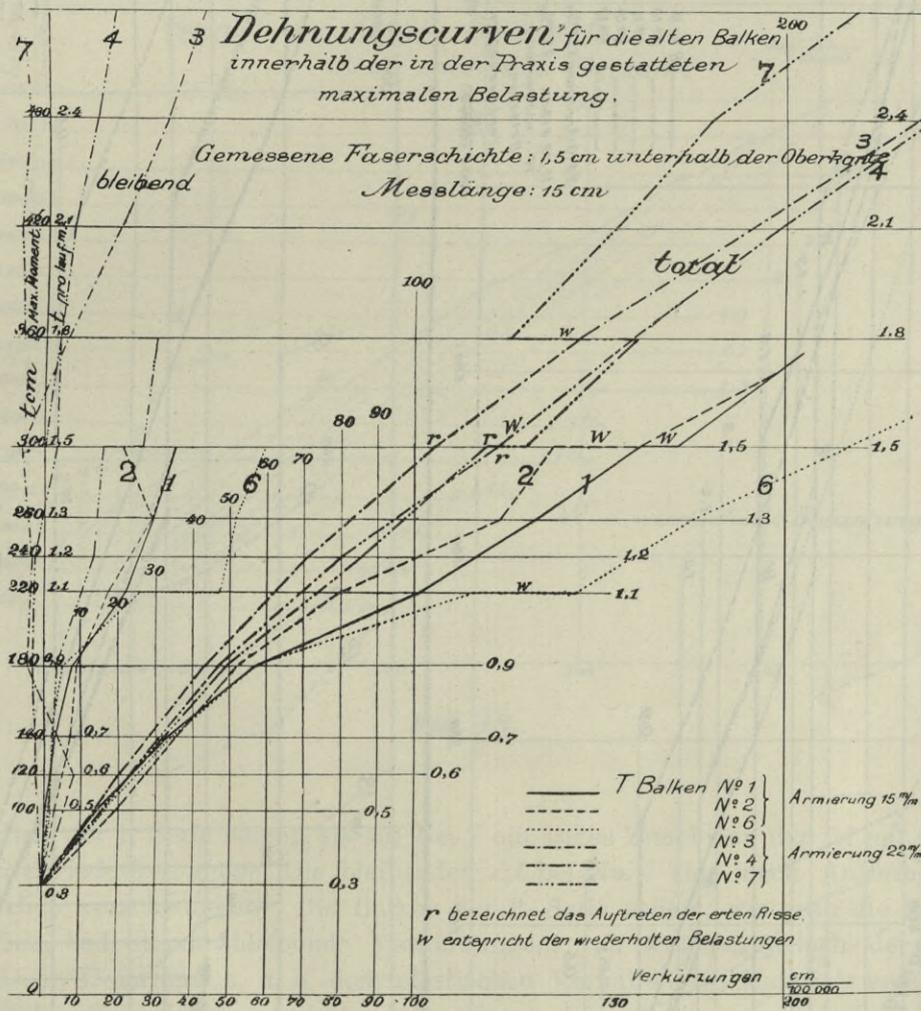


Fig. 15.

Balken der 2. Serie. Auch hier ist das Wachsen der Δl bis Auftreten der ersten Risse ein gleichmässiges; die Dehnungen sind etwas grösser bei den schwacharmierten Balken 9 u. 10 als bei den starkarmierten 11, 12 und 13. Die Grenze für das regelmässige Verhalten liegt für 9 und 10 bei $P = 0,45$ t pro Cylinder, für 11, 12, 13 bei $P = 0,60$ t. Oberhalb dieser Grenzen hat die Wiederholung der Belastung eine auffallend hohe Wirkung auf die Zunahme der Δl gehabt, welche je nach den Balken um 40 bis 60% der vor der Wiederholung beobachteten Längenänderung gestiegen ist; hier treten innerhalb der zulässigen Tragkraft von Balken

Dehnungscurven für die jungen Balken.
 Gemessene Faserschichte: 15 cm. unterhalb der Oberkante. Messstrecke: 15 cm.

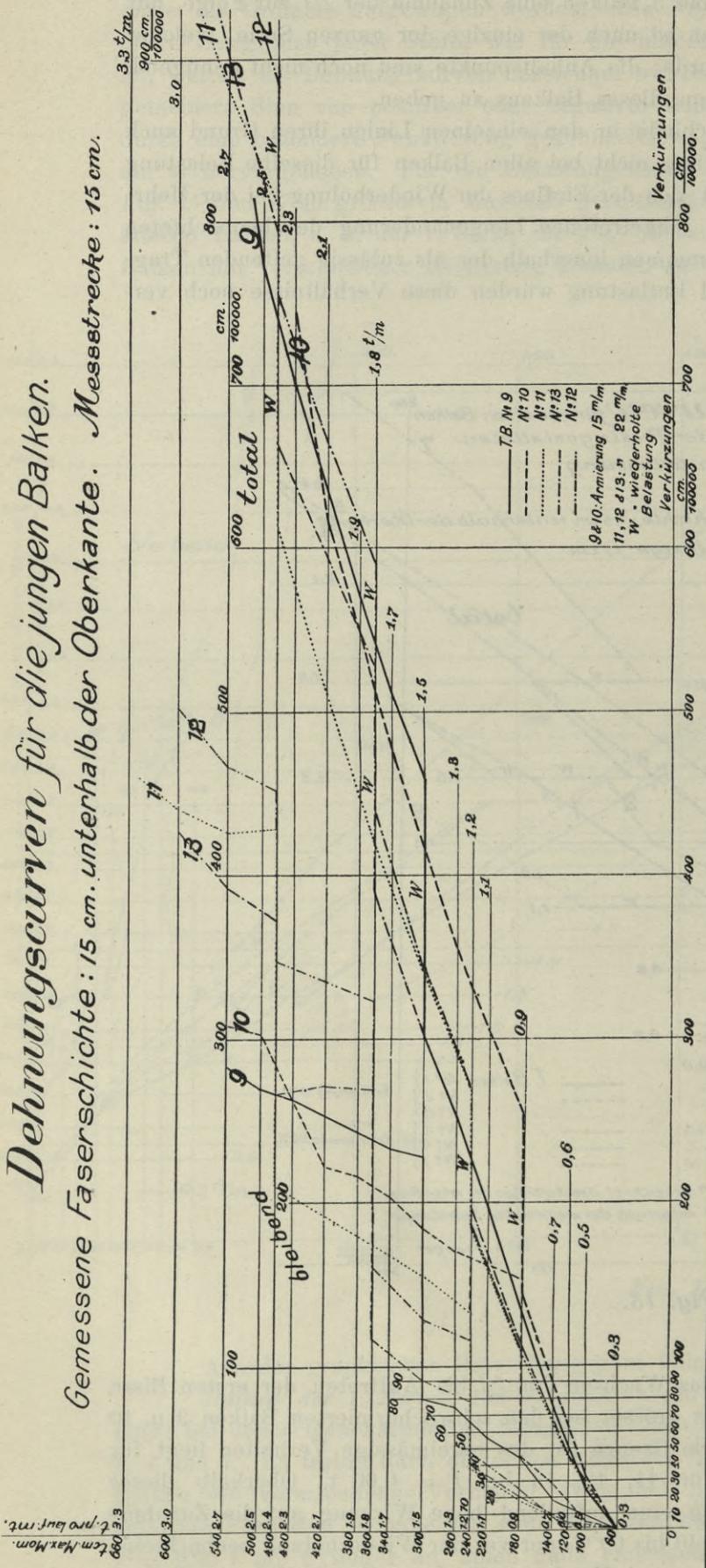


Fig. 16.

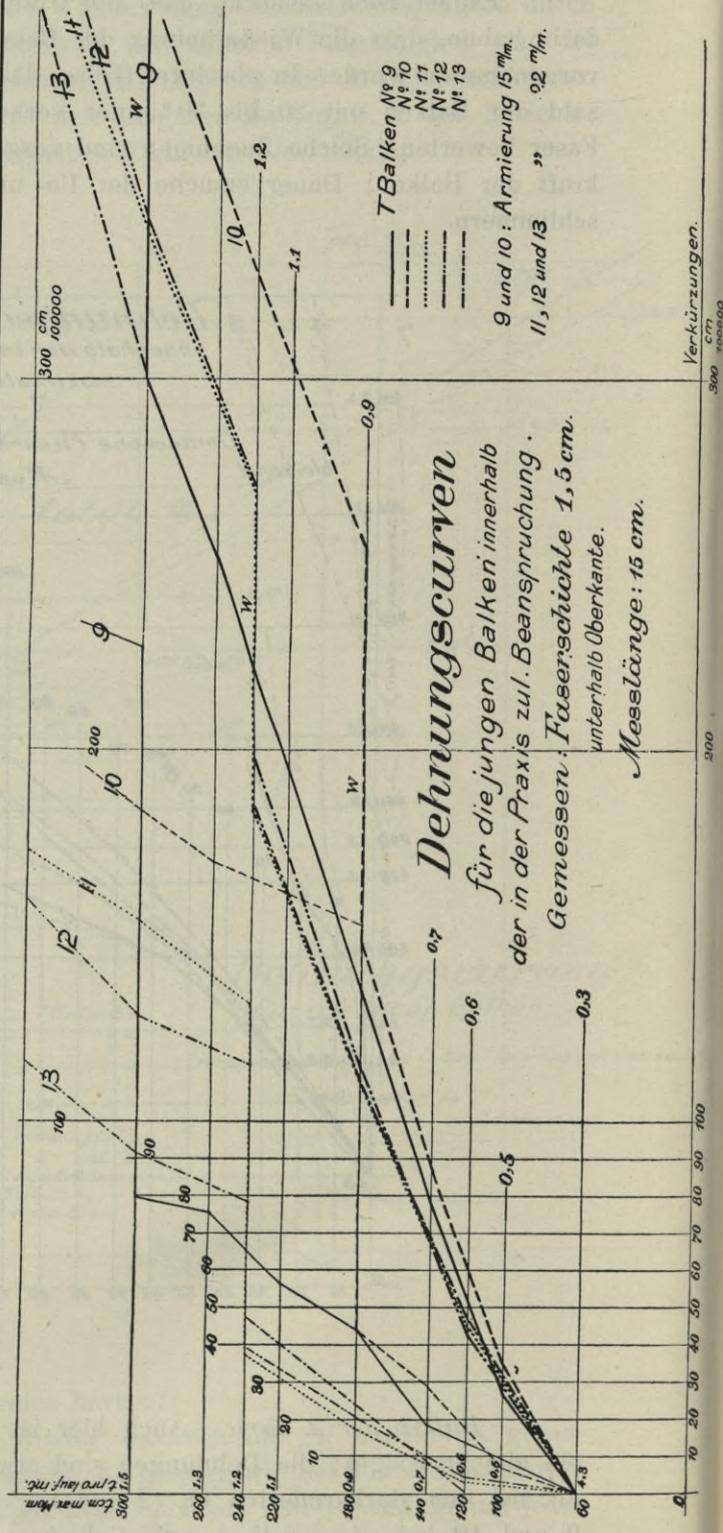


Fig. 17.

Dehnungscurven
 für die jungen Balken innerhalb
 der in der Praxis zul. Beanspruchung.
 Gemessen: Faserschichte 1,5 cm.
 unterhalb Oberkante.
 Messlänge: 15 cm.

zu Balken Unterschiede auf und es kann als eine schöne Uebereinstimmung bezeichnet werden, wenn unterhalb $P = 0,9 \text{ t}$ die Balken 11 und 12 so wenig von einander variieren. Wenn in Betracht gezogen wird, dass jede Serie von Wiederholungen der Belastung einen hohen Betrag im Wachsen der Δl bedeutet, dass z. B. bei Balken No. 13 mit 3 Serien von Wiederholungen, nach der Einwirkung von $P = 1,2 \text{ t}$, 40 % der Gesamtverkürzung von Wiederholungen derselben Belastungen und nur 60 % vom Wachsen der Belastung herrühren, so kommt man zum Schlusse, dass sehr wenig Aussicht vorhanden ist, die Frage der Dehnungs- und Spannungsverhältnisse in Balken aus armiertem Beton rechnermässig jemals zu lösen.

In feineren Linienzügen sind die Verkürzungen für den auf die Anfangslast nach jeder Laststufe entlasteten Balken eingetragen worden.

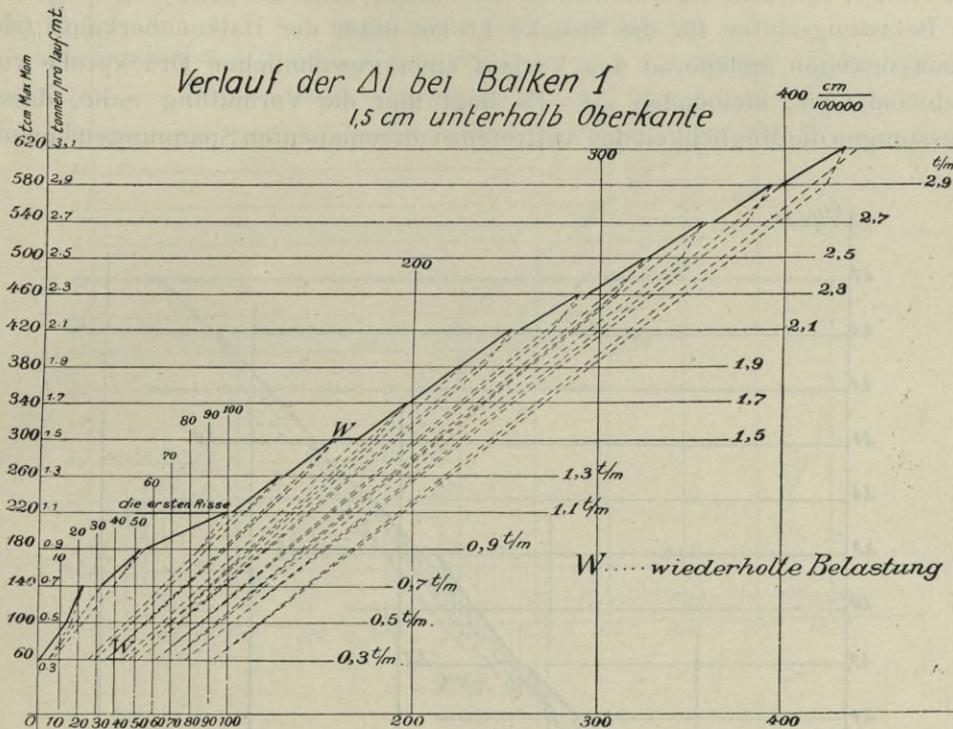


Fig. 18.

Die Balken der 1. Serie zeigen bis auf No. 7 ein stetes Zunehmen der Δl mit der Belastung und mit den Lastwiederholungen. Die bleibenden Δl bei No. 7 sind nach Aufbringen der Last $P = 0,9 \text{ t}$ gänzlich verschwunden. Die Balken der 2. Serie zeigen, wie auch die entsprechenden Betondruckproben, bedeutende bleibende Verkürzungen, von welchen jedoch der grössere Teil der spannungslosen Deformation, d. h. dem plastischen Verhalten des Materials entspricht. Diese Linien haben mehr einen dokumentarischen Charakter.

In ähnlicher Weise könnten die Längenänderungen in den anderen beobachteten Fasern zur Darstellung gelangen; das Zahlenmaterial hierfür liefern die Tabellen No. 1 bis 11.

Innerhalb der einzelnen Belastungsphasen bietet auch der Verlauf der *Dehnungslinie* Interesse; Fig. 18 zeigt den Verlauf für die Strecke *a* im Balken No. 1; jeder Strecke entspricht ein ähnliches Diagramm; stark ausgezogen sind die Umrisslinien; Entlastungs- und Belastungslinien sind punktiert dargestellt. Auffallend ist, wie früher im zweiten Teil erwähnt, dass oberhalb der ersten Risse das Linienstück entsprechend der zum ersten Mal wirksamen Mehrbelastung von $P = 0,1 \text{ t}$ jeder Stufe gegen die Anfangslage der Messstrecke ($\Delta l = 0$) konvergiert; jede Wiederholung erhöht den Wert der Δl , so dass die effektiv erhaltene Dehnungskurve nicht, wie

in den früheren Figuren, zwischen den Serien von Wiederholungen eine stetige Linie bildet, sondern wie in *Fig. 18* eine treppenförmige Gestalt annimmt. Durch Vermehrung der Zwischenphasen würde nach und nach die treppenförmige Linie in eine kontinuierliche übergehen.

Eine grössere Zahl von Zwischenablesungen hätte eine gegen die y -Axe konvexe Linie beim Belasten und eine konkave beim Entlasten ergeben, wie im II. Teil zur Darstellung gebracht wurde. Die eingetragenen punktierten Geraden geben nicht genau den wirklichen Verlauf an.

Beim Entlasten ist immer die oberste Strecke des Diagramms ziemlich steil; diese Linienstücke der einzelnen Phasen laufen annähernd parallel mit dem Verlauf beim ersten Aufbringen der Last zwischen $P = 0,15$ und $P = 0,25$ t. Diese Erscheinung steht wahrscheinlich mit der Zusammendrückung des Beton im Zuggurt in Beziehung.

Balken No. 7, mit dem eigentümlichen Verhalten, zeigt als Dehnungsdiagramm innerhalb der einzelnen Belastungsstufen für die Strecke 1,5 cm unter der Balkenoberkante (siehe *Fig. 19*) trotz Unregelmässigkeiten annähernd den Verlauf einer gewöhnlichen Druckprobe von Beton mit beinahe verschwindenden, bleibenden Δl . Es liegt hier die Vermutung nahe, dass ein Gleiten der Armierungsstangen die Möglichkeit des Auftretens von remanenten Spannungen beeinträchtigt hat.

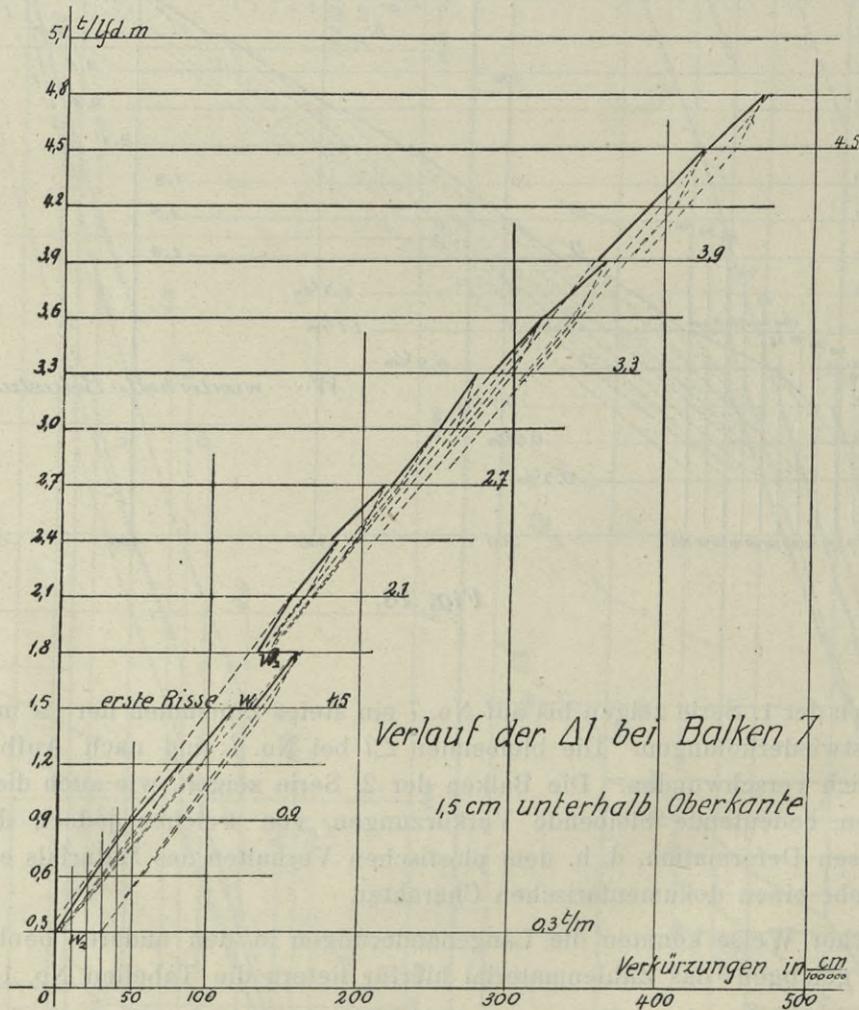


Fig. 19.

Von den Balken der 2. Serie ist nur für No. 9 ein ähnliches Dehnungsdiagramm der einzelnen Belastungsstufen für die Strecke 1,5 cm unter Balkenoberkante in *Fig. 20* wiedergegeben. Der Unterschied mit den früheren liegt in der Grösse der bleibenden Dehnungen vor dem Auftreten der Risse und in der Bedeutung der Wiederholung derselben Belastung; die gleiche Zunahme der Längenänderung ist hier sowohl bei der unteren wie bei der oberen

Lastgrenze wahrnehmbar. Die Zunahme der elastischen Längenänderungen bei der Wiederholung der Belastung ist gegenüber derjenigen der bleibenden Δl eine sehr geringe, wohl ein Zeichen, dass diese Einwirkung das Zerstörungswerk im Balken stark fördert.

Aus den Dehnungskurven der Balken beider Serien *Fig. 14–17* bestätigt sich diese Zunahme der bleibenden Δl bei Wiederholung der Belastungen auch bei den unteren Lastgrenzen jeder Stufe. Die Δl sind auf der Horizontalen der oberen Lastgrenze aufgetragen worden, aber die so entstandenen Linien entsprechen alle derselben Belastung $P = 0,15$ t auf einen Cylinder.

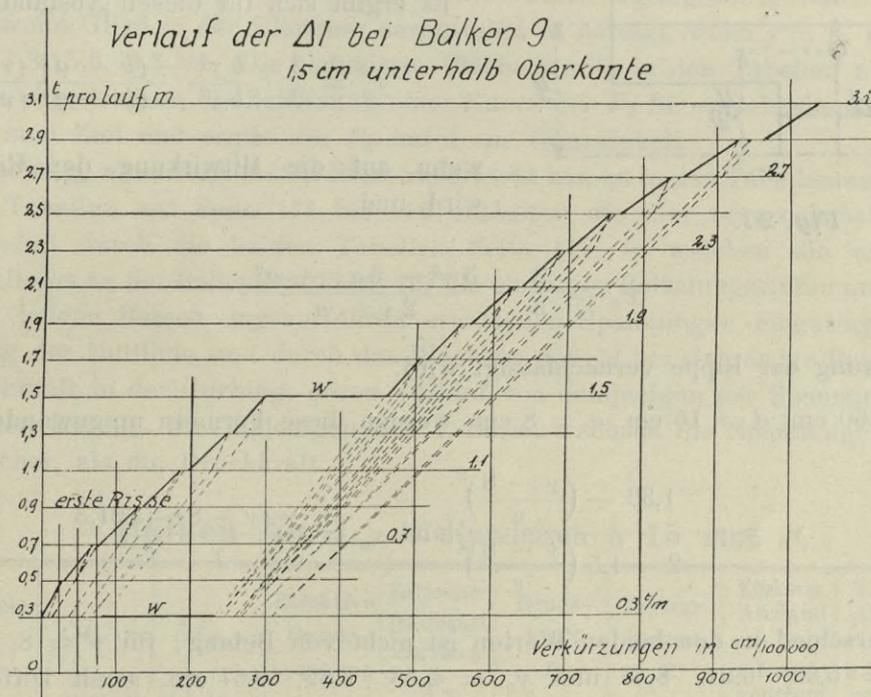


Fig. 20.

11. Die inneren Kräfte und Spannungen beim Versuch.

Die Ermittlung der Druckspannungen im Beton bei den einzelnen Belastungsphasen wurde für die Oberkante der Druckgurtung durchgeführt; aus der Lage der Nulllinie und dem Mittel der Δl in 1,5 cm Abstand von dieser Aussenkante konnte die maximale Längenänderung der äussersten Faser als proportional zunehmend berechnet werden; die Kurven der Druckversuche mit Betonprismen haben sodann mit der hier möglichen Annäherung die den Δl_{max} entsprechenden Spannungen in kg/cm^2 geliefert. Diese Werte sind in den 5 ersten Kolonnen der folgenden Tabellen enthalten.

Die Lage der Nulllinie und die grösste Druckspannung gestatten sodann die Ermittlung der Gesamtkraft in der Druckgurtung; die Division des entsprechenden Biegemomentes durch diese Kraft gibt einen effektiven Hebelsarm h_{zd} , oder den effektiven Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt. Als theoretischen Abstand oder Trägerhöhe h'_{zd} , ein Wert, welcher zur Ermittlung der Kräfte in den Eisenarmierungen benutzt wird, nehmen die üblichen Berechnungsverfahren den Abstand zwischen Druckmittelpunkt und Schwerpunkt der Armierungen an; dieser Wert ist für die wirkliche Lage des Druckmittelpunktes ebenfalls berechnet und in die folgenden Tabellen eingetragen worden. Das Verhältnis der beiden Werte $h_{zd} : h'_{zd}$ wurde in % des theoretischen Abstandes h'_{zd} von Zug- und Druckmittelpunkt in eine weitere Kolonne eingesetzt.

Die Bestimmung des Druckmittelpunktes geschah unter der Annahme einer linearen Verteilung der Betonspannungen von der Nulllinie aus. Schneidet diese Linie die Druckplatte, so ist der Druckmittelpunkt im oberen Drittel der Druckgurtung; liegt die Nulllinie unterhalb der Druckplatte, so lässt sich der Druckmittelpunkt wie folgt bestimmen:

Es seien nach *Fig. 21*: b und a die Breite und Dicke der Platte, d die Dicke der Rippe, y der Abstand der Nulllinie von Balkenoberkante, y_D der Abstand des Druckmittelpunktes von der Nulllinie.

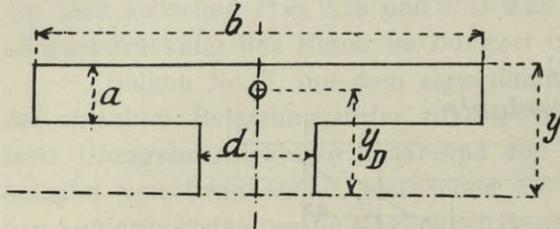


Fig. 21.

Es ergibt sich für diesen Abstand der Ausdruck:

$$y_D = \frac{2}{3} \cdot \frac{b y^3 - (b - d) (y - a)^3}{b y^2 - (b - d) (y - a)^2},$$

wenn auf die Mitwirkung der Rippe gerechnet wird, und

$$y'_D = \frac{2}{3} \cdot \frac{3 y^2 - 3 a y + a^2}{2 y - a},$$

wenn die Mitwirkung der Rippe vernachlässigt wird.

Für $b = 60$ cm, $d = 15$ cm, $a = 8$ cm, werden diese Formeln umgewandelt in:

$$y_D = y \cdot \frac{1,33 - \left(\frac{y-8}{y}\right)^3}{2 - 1,5 \left(\frac{y-8}{y}\right)^2} \text{ und } y'_D = \frac{y(y-8) + 21,3}{y-4}$$

Der Unterschied in den beiden Werten ist nicht von Belang; für $y = 8, 10, 12$ cm z. B. ergibt sich $y_D = 5,33, 6,81, 8,46$ und $y'_D = 5,33, 6,89, 8,67$ cm, somit Differenzen von 0, 0,08, 0,21 cm in der theoretischen Trägerhöhe; in den Tabellen ist der Ausdruck y'_D berücksichtigt worden.

Die beiden Abstände zwischen Zug- und Druckmittelpunkt lassen sich durch folgende Ausdrücke darstellen: wenn M das Biegemoment bedeutet, D die effektive Druckkraft in der Gurtung, h die Nutzhöhe des Balkens, so ist

$$h_{zd} = \frac{M}{D} \text{ und } h'_{zd} = h - y + y_D.$$

Die nach den beiden üblichen Berechnungsverfahren ermittelten Spannungen sind früher (siehe Seite 76 und 77) bestimmt worden; der Vergleich mit denselben wird in den Tabellen auf Seite 117 gegeben. Zu den nachfolgenden Tabellen sind jedoch die Werte für h'_{zd} , welche bei der Dimensionierung des Eisens nach den beiden Verfahren angewendet werden, die folgenden:

	Armierung 4 \circ 15 mm	4 \circ 22 mm
Beton elastisch, $n = 20$	$h_{zd} = 26,2$	24,9
Beton rissig, $n = 15$	27,1	25,7

Als Biegemomente sind nur diejenigen eingetragen, welche von der Anfangslast 0,15 t auf einen Cylinder durch weitere Belastung erzeugt werden. Für jede Laststufe ist nur die grösste Längenänderung berücksichtigt worden mit Ausnahme der Laststufen, bei welchen eine oftmalige Wiederholung der Belastung stattgefunden hat und aus diesem Grunde zwei Werte der Spannungen angegeben sind.

Die Druckkraft D beträgt, wenn σ die Spannung an der Aussenkante des Balkens bezeichnet: für den Fall, dass $y < a$, d. h. dass die Nulllinie die Druckplatte schneidet,

$$D = \frac{\sigma \cdot y \cdot b}{2} = F_R \cdot \sigma;$$

für den Fall, dass $y > a$, d. h. dass die Nulllinie die Rippe schneidet,

$$D = \frac{1}{2} \left(\sigma + \sigma \cdot \frac{y-a}{y} \right) b a + \sigma \cdot \frac{(y-a)^2 d}{2y} = \left[b a \left(1 - \frac{a}{2y} \right) + \frac{d (y-a)^2}{2y} \right] \sigma = F_R \cdot \sigma$$

wenn mit F_R die für dieselbe Spannung σ reduzierte Querschnittsfläche des Druckgurtes bedeutet.

Der Fehler, welcher gemacht wird bei Nichtberücksichtigung der Mithülfe des Rippenteiles, ist durch das zweite Glied in der Klammer dargestellt; es beträgt, wenn $y = 8, 10, 12, 14, 16$ cm, der Fehler 0, 1, 3, 5,6, 8,3 %. Die reduzierte Fläche wurde in den Tabellen nach der genauen Formel ermittelt eingetragen; die Zeichnung einer Kurve der F_R für verschiedene Werte der y führt am schnellsten zum Ziel und ergibt die F_R auf 1 cm² Genauigkeit.

Die Belastung, welche die ersten Risse verursacht hat, ist in den Tabellen angegeben worden.

Die 11 Tabellen auf Seite 111 bis 116 enthalten die hier besprochenen Resultate; sie sind vervollständigt durch die beiden Tabellen Seite 117, in welchen die effektiven Druckspannungen des Beton an der Balkenoberkante für die einzelnen Belastungsstufen und für alle Träger, sowie die nach beiden Berechnungsverfahren ermittelten Spannungen eingetragen sind. Durch die Verschiebung der Nulllinie und durch das Wachsen der Δl bei steigender Belastung entstehen Werte der Druckkraft in der Gurtung, deren Verlauf von demjenigen der Spannungen verschieden ist. Bei normalen Balken, wie diejenigen der 1. Serie, wachsen die Spannungen namentlich im Anfang viel rascher, als die Druckkraft.

Balken No. 1. 4 Rundeisen à 15 mm.

Be- lastung P auf 1 Presse t	Nulllinie y cm	Δl_{a-f} cm/100000	Δl_{max} auf 15 cm	Effektive Druck- spannung σ_b kg/cm ²	Reduzierter Querschnitt des Beton F_R in cm ²	Druck- kraft D in t	Biegun- gs- moment M in cmt	Effektiver Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h_{zD}	Theoret. Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h'_{zD}	$\frac{h_{zD}}{h'_{zD}}$
0,15										
0,25	14,60	14	16	9,2	371	3,41	40	11,7	26,5	44
0,35	11,80	33	38	15,8	328	5,17	80	15,4	26,1	59
0,45	10,30	57	67	23,8	298	7,10	120	16,9	26,9	63
0,55	7,04	104	132	41,2	211	8,69	160	18,4	27,7	66
0,65	6,80	132	169	51,1	204	10,68	200	18,7	27,7	67,5
0,75	6,74	160	205	58,4	202	11,80	240	20,3	27,8	73
	6,70	171	220	62,8	201	12,62	240	19,0	27,8	68
0,85	6,76	199	259	72,0	203	14,62	280	19,2	27,8	69
0,95	6,66	226	292	80,0	200	16,00	320	20,0	27,8	72
1,05	6,60	259	335	88,8	198	17,58	360	20,5	27,8	74
1,15	6,59	295	382	98,6	198	19,72	400	20,4	27,8	73
1,25	6,55	327	424	108,0	196	21,17	440	20,8	27,8	75
1,35	6,50	363	478	120,0	195	23,40	480	20,5	27,8	74
1,45	6,45	400	520	127,5	193	24,61	520	21,1	27,8	76
1,55	6,35	446	584	137,5	190	26,12	560	21,5	27,9	77

Balken No. 2. 4 Rundeisen à 15 mm.

Be- lastung P auf 1 Presse t	Nulllinie y cm	Δl_{a-f} cm/100000	Δl_{max} auf 15 cm	Effektive Druck- spannung σ_b kg/cm ²	Reduzierter Querschnitt des Beton F'_R in cm ²	Druck- kraft D in cm	Biegungs- moment M in cmt	Effektiver Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h_{zD}	Theoret. Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h'_{zD}	$\frac{h_{zD}}{h'_{zD}}$
0,15										
0,25	13,00	19	22	11,6	347	4,02	40	10,0	26,6	38
0,35	12,40	35	40	16,8	338	5,68	80	14,1	26,6	53
0,45	12,20	52	59	21,7	335	7,27	120	16,5	26,7	62
0,55	12,50	79	90	30,8	339	10,43	160	15,3	26,6	57,5
0,65	6,50	123	160	47,9	195	9,34	200	21,5	27,8	77
0,75	5,90	135	181	54,0	177	9,56	240	25,1	28,0	90 <small>1. Risse.</small>
0,75	6,40	169	221	63,4	192	12,18	240	19,7	27,9	71
0,85	6,50	198	257	72,0	195	14,04	280	20,0	27,8	72
0,95	6,50	225	292	80,0	195	15,60	320	20,6	27,8	74
1,05	6,20	249	329	87,0	186	16,19	360	22,2	27,9	79,5
1,15	6,10	279	370	95,5	183	17,48	400	22,8	28,0	81
1,25	6,10	304	404	102,5	183	18,76	440	23,5	28,0	84
1,35	5,90	330	442	111,0	177	19,64	480	24,5	28,0	87
1,45	5,90	358	480	119,0	177	21,06	520	24,7	28,0	88
1,55	5,90	401	537	133,0	177	23,54	560	23,8	28,0	85
1,65	5,90	465	624	143,5	177	25,40	600	23,6	28,0	84

Balken No. 3. 4 Rundeisen à 22 mm.

0,15										
0,30	11,30	20	23	11,9	318	3,78	60	15,9	25,7	62
0,45	10,20	43	50	19,5	296	5,77	120	20,8	25,9	80
0,60	9,90	71	84	28,7	289	8,29	180	21,4	25,9	83
0,75	7,10	102	129	40,5	213	8,62	240	27,8	26,6	104 <small>1. Risse.</small>
0,90	7,40	145	182	54,2	222	12,03	300	24,9	26,5	94
1,05	7,70	191	237	67,0	231	15,48	360	23,3	26,4	88
1,20	7,90	237	293	80,0	237	18,96	420	22,1	26,4	84
1,35	8,00	283	348	91,2	240	21,89	480	21,9	26,3	83
1,35	8,40	363	442	110,5	252	27,85	480	17,2	26,2	66
1,50	8,50	401	487	120,0	255	30,60	540	17,6	26,2	67
1,65	8,50	436	530	128,3	255	32,72	600	18,3	26,2	70
1,80	8,50	479	582	136,4	255	34,78	660	19,0	26,2	72,5
1,95	8,50	523	635	145,0	255	36,97	720	19,5	26,2	74
2,10	8,50	566	687	153,6	255	39,17	780	19,9	26,2	76
2,25	8,50	617	749	162,3	255	41,39	840	20,3	26,2	77
2,40	8,50	667	810	171,3	255	43,68	900	20,8	26,2	79
2,55	8,50	711	863	179,9	255	45,87	960	20,9	26,2	80
2,70	8,40	762	927	189,4	252	47,73	1020	21,4	26,2	82
2,85	8,30	814	994		249		1080		26,4	
3,00	7,80	913	1132		234		1140			

Balken No. 4. 4 Rundeisen à 22 mm.

Be- lastung P auf 1 Presse t	Nulllinie y cm	Δl_{a-f}	Δl_{max}	Effektive Druck- spannung σ_b kg/cm ²	Reduzierter Querschnitt des Beton F_R in cm ²	Druck- kraft D in t	Biegungs- moment M in cmt	Effektiver	Theoret.	$\frac{h_{zD}}{h'_{zD}}$
		cm/100000	auf 15 cm					Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h_{zD}	Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h'_{zD}	
0,15										
0,30	11,4	23	26	12,0	320	3,84	60	15,6	25,7	61
0,45	10,5	47	55	18,2	302	5,50	120	21,8	25,8	84,5
0,60	9,1	80	96	27,3	269	7,34	180	24,5	26,1	94
0,75	7,9	123	152	39,3	247	9,71	240	24,7	26,4	94
0,90	7,6	159	198	49,3	228	11,24	300	26,7	26,5	101 1. Risse.
1,05	7,5	198	248	59,7	225	13,43	360	26,8	26,5	101
1,20	7,4	240	301	70,5	222	15,65	420	26,8	26,5	101
1,35	7,5	286	357	81,0	225	18,22	480	26,3	26,5	99
1,35	7,8	337	417	91,2	234	21,34	480	22,5	26,4	85
1,50	7,9	378	467	100,0	237	23,70	540	22,8	26,4	86
1,65	8,1	431	529	109,5	243	26,61	600	22,5	26,3	85,5
1,80	8,3	486	593	119,5	249	29,76	660	22,2	26,2	85
1,95	8,3	544	665	131,5	249	32,74	720	22,0	26,2	84
2,10	8,3	592	722	139,7	249	34,79	280	22,4	26,2	85
2,25	8,3	640	782	148,5	249	36,98	840	22,7	26,2	87
2,40	8,2	687	840	157,7	245	38,64	900	23,3	26,3	89
2,55	8,2	744	911	166,5	245	40,79	960	23,5	26,3	89
2,70	8,1	790	970	175,3	243	42,60	1020	24,9	26,3	95
2,85	7,9	874	1080		237		1080		26,4	

Balken No. 6. 4 Rundeisen à 15 mm.

0,15										
0,25	10,9	16	19	10,5	310	3,26	40	12,3	26,8	46
0,35	10,7	34	40	15,0	306	4,59	80	17,4	26,8	65
0,45	9,9	57	67	24,2	289	6,99	120	17,2	26,9	64
0,55	5,9	116	156	40,0	177	7,08	160	22,6	28,0	81 1. Risse.
0,55	6,3	143	188	47,5	189	8,98	160	17,8	27,9	64
0,65	6,4	174	227	55,5	192	10,66	200	18,8	27,9	67
0,75	6,5	216	281	66,5	195	12,97	240	18,5	27,8	67
0,85	6,4	257	336	76,8	192	14,75	280	19,0	27,9	68
0,95	6,8	296	380	84,5	204	17,24	320	18,6	27,7	67
1,05	6,8	331	425	92,0	204	18,77	360	19,2	27,7	69
1,15	7,0	367	464	98,5	210	20,68	400	19,3	27,7	70
1,25	7,0	397	505	105,2	210	22,09	440	19,9	27,7	72
1,35	6,7	425	548	112,0	201	22,51	480	21,3	27,8	77
1,45	6,6	451	583	117,8	198	23,32	520	22,3	27,8	80
1,55	6,5	485	630	125,8	195	24,53	560	22,8	27,8	82
1,65	6,2	584	770	144,7	183	26,91	600	22,3	27,9	80

Balken No. 7. 4 Rundeisen à 22 mm.

Be- lastung P auf 1 Presse t	Nulllinie y cm	ΔI_{a-f} cm/100000	ΔI_{max} auf 15 cm	Effektive Druck- spannung σ_b kg/cm ²	Reduzierter Querschnitt des Beton F_R in cm ²	Druck- kraft D in t	Biegungs- moment M in cmt	Effektiver Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h_{zD}	Theoret. Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h'_{zD}	$\frac{h_{zD}}{h'_{zD}}$
0,15										
0,30	11,4	23	26	12,0	320	3,84	60	15,6	25,7	61
0,45	11,2	49	57	18,5	316	5,85	120	20,5	25,7	80
0,60	9,2	86	103	28,7	272	7,81	180	23,0	26,0	88
0,75	8,0	116	143	37,5	240	9,00	240	26,7	26,3	101
0,75	8,1	130	159	40,8	243	9,91	240	24,2	26,3	1. Risse. 92
0,90	8,4	164	200	49,5	251	12,42	300	24,2	26,2	92
0,90	6,5	126	164	42,0	195	8,19	300	36,6	26,8	137
1,05	6,8	154	198	49,0	204	10,00	360	36,0	26,7	135
1,20	6,6	179	232	56,5	198	11,19	420	37,6	26,8	140
1,35	6,7	219	282	66,5	201	13,37	480	35,9	26,8	134
1,50	6,8	252	323	74,5	204	15,20	540	35,5	26,7	133
1,65	6,9	286	365	82,0	207	16,97	600	35,4	26,7	133
1,80	6,9	320	409	89,5	207	18,53	660	35,6	26,7	133
1,95	7,0	356	453	97,2	210	20,41	720	35,3	26,7	132
2,10	7,0	391	498	104,5	210	21,95	780	35,5	26,7	133
2,25	7,1	430	545	113,5	213	24,18	840	34,8	26,6	131
2,40	7,2	470	593	119,5	216	25,81	900	34,9	26,6	131
2,55	7,1	485	615	123,0	213	26,20	960	36,7	26,6	138

Balken No. 9. 4 Rundeisen à 15 mm.

0,15										
0,25	13,8	27	30	8,3	359	2,98	40	13,4	26,5	51
0,35	10,8	78	91	13,2	308	4,07	80	19,7	26,6	74
0,45	9,5	138	164	23,0	279	6,42	120	18,7	27,0	69
0,55	9,1	195	234	29,1	269	7,83	160	20,4	27,1	1. Risse. 75
0,65	8,8	252	304	34,5	261	9,00	200	22,2	27,1	82
0,75	7,9	274	338	36,3	237	8,60	240	27,9	27,4	102
0,75	11,7	459	527	49,0	326	15,97	240	15,0	26,7	56
0,85	11,4	511	589	51,8	320	16,58	280	16,9	26,7	63
0,95	11,2	569	656	55,0	316	17,38	320	18,4	26,7	69
1,05	11,6	637	732	59,7	324	19,34	360	18,6	26,7	70
1,15	10,8	700	811	69,3	308	21,34	400	18,7	26,8	70
1,25	10,6	770	896	72,5	304	22,04	440	20,0	26,8	75
1,35	10,5	854	996	78,5	302	23,71	480	20,2	26,8	75
1,45	10,5	964	1124	84,5	302	25,52	520	20,4	26,8	76
1,55	10,6	1060	1238	90,5	304	27,33	560	20,5	26,8	76

Balken No. 10. 4 Rundeisen à 15 mm.

Be- lastung P auf 1 Presse t	Nulllinie y cm	Δl_{a-f} cm/100000	Δl_{max} auf 15 cm	Effektive Druck- spannung σ_b kg/cm ²	Reduzierter Querschnitt des Beton F_R in cm ²	Druck- kraft D in t	Biegungs- moment M in cmt	Effektiver Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h_{zD}	Theoret. Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h'_{zD}	$\frac{h_{zD}}{h'_{zD}}$
0,15										
0,25	11,5	34	39	10,0	322	3,22	40	12,4	26,7	46
0,35	10,0	88	104	17,0	291	4,95	80	16,2	26,9	60
{ 0,45	9,2	150	179	24,3	272	6,61	120	18,2	27,0	67
{ 0,45	11,8	254	291	33,2	328	10,89	120	11,0	26,7	1. Risse 41
0,55	11,3	302	347	37,0	318	11,77	160	13,6	26,7	51
0,65	10,6	356	415	41,5	304	12,62	200	15,8	26,8	59
0,75	10,4	414	484	45,6	300	13,68	240	17,5	26,8	65
0,85	10,1	479	563	50,5	293	14,80	280	18,9	26,9	70
0,95	10,0	550	646	54,5	291	15,86	320	20,2	26,9	75
1,05	9,8	614	725	59,0	286	16,87	360	21,3	26,9	79
1,15	10,2	743	870	70,1	296	20,75	400	19,3	26,9	72
1,25	10,0	820	965	75,5	291	21,97	440	20,0	26,9	74
1,35	10,0	906	1065	81,4	291	23,69	480	20,3	26,9	75
1,45	10,0	1005	1182	87,5	291	25,46	520	20,4	26,9	76

Balken No. 11. 4 Rundeisen à 22 mm.

0,15										
0,30	14,7	45	50	11,2	372	4,17	60	14,4	25,5	56,5
0,45	13,3	111	125	19,4	352	6,83	120	17,6	25,6	69
{ 0,60	12,1	189	216	27,5	333	9,16	180	19,6	25,7	76
{ 0,60	15,1	269	299	33,8	377	12,74	180	14,1	25,5	1. Risse. 55
0,75	14,9	340	378	39,5	375	14,81	240	16,2	25,5	63,5
0,90	14,5	420	468	44,5	369	16,42	300	18,3	25,5	72
1,05	14,7	514	573	51,0	372	18,97	360	19,0	25,5	74,5
{ 1,20	15,0	622	692	57,0	376	21,43	420	19,6	25,5	77
{ 1,20	17,7	810	885	71,2	411	29,26	420	14,4	25,4	57
1,35	17,1	878	962	75,5	404	30,50	480	15,7	25,4	62
1,50	16,9	962	1054	80,5	401	32,28	540	16,7	25,4	66
1,65	17,1	1078	1182	87,4	404	35,31	600	17,0	25,4	67
1,80	17,0	1205	1321	95,0	403	38,29	660	17,2	25,4	68
1,95	17,3	1356	1420	102,5	406	41,62	720	17,3	25,4	68
2,10	17,7	1538	1680		411		780		25,4	

Balken No. 12. 4 Rundeisen à 15 mm.

Be- lastung P auf 1 Presse t	Nulllinie y cm	Δl_{a-f} cm/100000	Δl_{max} auf 15 cm	Effektive Druck- spannung σ_b kg/cm ²	Reduzierter Querschnitt des Beton F_R in cm ²	Druck- kraft D in t	Biegungs- moment M in cmt	Effektiver Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h_{zD}	Theoret. Abstand von Zug- u. Druck- zentrum h'_{zD}	$\frac{h_{zD}}{h'_{zD}}$
0,15										
0,30	13,4	43	48	11,0	353	3,88	60	15,5	25,6	61
0,45	13,1	114	129	19,7	348	6,86	120	17,5	25,6	68
{ 0,60	13,3	207	233	29,5	352	10,38	180	17,3	25,6	68
{ 0,60	14,0	270	302	34,3	362	12,42	180	14,5	25,5	1. Risse. 57
0,75	13,6	341	383	39,7	356	14,13	240	17,0	25,6	66
{ 0,90	13,8	451	497	46,8	359	16,80	300	17,9	25,5	70
{ 0,90	15,0	591	656	55,5	376	20,87	300	14,4	25,5	56,5
1,05	15,0	665	739	59,5	376	22,37	360	16,1	25,5	63
{ 1,20	15,0	770	856	69,5	376	26,13	420	16,1	25,5	63
{ 1,20	15,5	883	978	76,5	383	29,30	420	14,3	25,5	56
1,35	15,5	980	1084	82,2	383	31,48	480	15,3	25,5	60
1,50	15,7	1131	1250	91,5	386	35,32	540	15,3	25,5	60
1,65	15,6	1311	1451	104,5	384	40,13	600	15,0	25,5	59
1,80	16,2	1537	1692		392		660		25,4	

Balken No. 13. 4 Rundeisen à 22 mm.

0,15										
0,30	14,3	46	51	11,4	366	4,17	60	14,4	25,5	56,5
0,45	14,4	111	124	19,3	368	7,10	120	16,9	25,5	66
{ 0,60	14,2	190	212	27,3	365	9,96	180	18,1	25,5	71
{ 0,60	13,7	227	255	31,0	358	11,10	180	16,2	25,6	1. Risse. 63
0,75	14,1	303	339	36,5	363	13,25	240	18,1	25,5	71
{ 0,90	14,5	402	448	43,5	369	16,05	300	18,7	25,6	73
{ 0,90	17,5	528	578	51,5	409	21,06	300	14,2	25,4	56
1,05	16,7	596	655	55,5	399	22,14	360	16,3	25,4	64
{ 1,20	16,1	675	744	60,5	391	23,66	420	17,8	25,4	70
{ 1,20	17,3	793	869	70,5	405	28,55	420	14,7	25,4	58
1,35	16,9	900	988	76,8	401	30,80	480	15,6	25,4	61
1,50	16,9	1021	1121	84,2	401	33,76	540	16,0	25,4	63
1,65	17,1	1176	1290	93,5	404	37,77	600	15,9	25,4	63
1,80	17,2	1340	1468	103,3	405	41,84	660	15,8	25,4	62
1,95	17,6	1523	1664		410		720		25,4	
2,10	18,4	1858	2023		419		780		25,4	

Vergleich der berechneten und effektiven max. Spannungen im Beton.

Belastung P auf eine Presse t	Berechnete Spannungen		Effektive Spannungen				
	Beton elastisch $n = 20$	Beton rissig $n = 15$	Balken der 1. Serie			Balken der 2. Serie	
			1	2	6	9	10
0,15	Anfangslast		Armierung 4 \circ 15 mm				
0,25	4,5	5,7	9,2	11,6	10,5	8,3	10,0
0,35	9,1	11,3	15,8	16,8	15,0	13,2	17,0
0,45	13,6	17,0	23,8	21,7	24,2	23,0	{ 24,3 33,2
0,55	18,2	22,7	41,2	30,8	{ 40,0 47,5	29,1	37,0
0,65	22,7	24,8	51,1	47,9	55,5	34,5	41,5
0,75	27,3	34,1	{ 58,4 62,8	{ 54,0 63,4	66,5	{ 36,3 49,0	45,6
0,85	31,8	39,7	72,0	72,0	76,8	51,8	50,5
0,95	36,4	45,4	80,0	80,0	84,5	55,0	54,5
1,05	41,0	51,1	88,8	87,0	92,0	59,7	59,0
1,15	45,5	56,8	98,6	95,5	98,5	69,3	70,1
1,25	50,0	62,4	108,0	102,5	105,2	72,5	75,5
1,35	54,6	68,1	120,0	111,0	112,0	78,5	81,4
1,45	59,2	73,8	127,5	119,0	117,8	84,5	87,5
1,55	63,7	79,5	137,5	133,0	125,8	90,5	
1,65	68,2	85,2		143,5	144,7		
1,75	72,8	90,8					

Belastung P auf eine Presse t	Berechnete Spannungen		Effektive Spannung					
	Beton elastisch $n = 20$	Beton rissig $n = 15$	Balken der 1. Serie			Balken der 2. Serie		
			3	4	7	11	12	13
0,15	Anfangslast		Armierung 4 \circ 22 mm					
0,30	6,4	7,2	11,9	12,0	12,0	11,2	11,0	11,4
0,45	12,7	14,4	19,5	18,2	18,5	19,4	19,7	19,3
0,60	19,1	21,7	28,7	27,3	28,7	{ 27,5 33,8	{ 29,5 34,3	{ 27,3 31,0
0,75	25,4	28,9	40,5	39,3	{ 37,5 40,8	39,5	39,7	36,5
0,90	31,8	36,1	54,2	49,3	{ 49,5 42,0	44,5	{ 46,8 55,5	{ 43,5 51,5
1,05	38,2	43,4	67,0	59,7	49,0	51,0	59,5	55,5
1,20	44,5	50,6	80,0	70,5	56,5	{ 57,0 71,2	{ 69,5 76,5	{ 60,5 70,5
1,35	50,9	57,8	{ 91,2 110,5	{ 81,0 91,2	66,5	75,5	82,2	76,8
1,50	57,2	65,0	120,0	100,0	74,5	80,5	91,5	84,2
1,65	63,6	72,3	128,3	109,5	82,0	87,4	104,5	93,5
1,80	70,0	79,5	136,4	119,5	89,5	95,0		103,3
1,95	76,3	86,7	145,0	131,5	97,2	102,5		
2,10	82,7	93,9	153,6	139,7	105,5			
2,25	89,0	101,2	162,3	148,5	113,5			
2,40	95,4	108,4	171,3	157,7	119,5			
2,55	101,8	115,6	179,9	166,5	123,0			
2,70	108,1	122,9	189,4	175,3				
2,85	114,4							
3,00	120,8							

Die Durchsicht dieser Tabellen ist lehrreich und liefert einige wichtige Schlussfolgerungen.

Die *Druckspannungen* in Balkenoberkante, welche auch in *Fig. 22* und *23* dargestellt sind, wachsen nicht allein mit zunehmenden Lasten, sondern auch durch Wiederholung derselben Belastung. Von Beginn des Versuches an erscheinen die erreichten Spannungen wesentlich grösser, wie die nach den üblichen Verfahren berechneten. Die Differenzen sind viel grösser für die älteren Balken der 1. Serie als für die jüngeren Balken der 2. Serie. Unter sich zeigen die Balken gleicher Armierung einer Serie eine befriedigende Uebereinstimmung. Die beiden Berechnungsverfahren sind ebenso wenig in der Lage, auch nur approximativ die Spannungen im Druckgurt anzugeben.

Max. Spannungen im Druckgurt in kg/cm^2

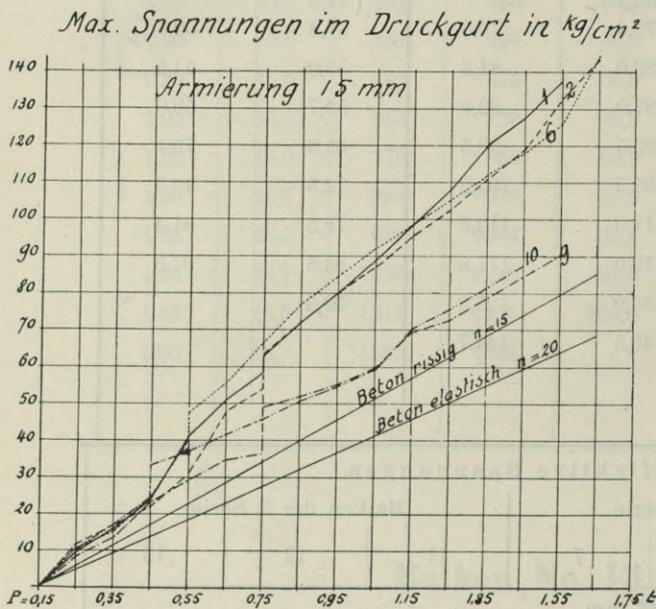


Fig. 22.

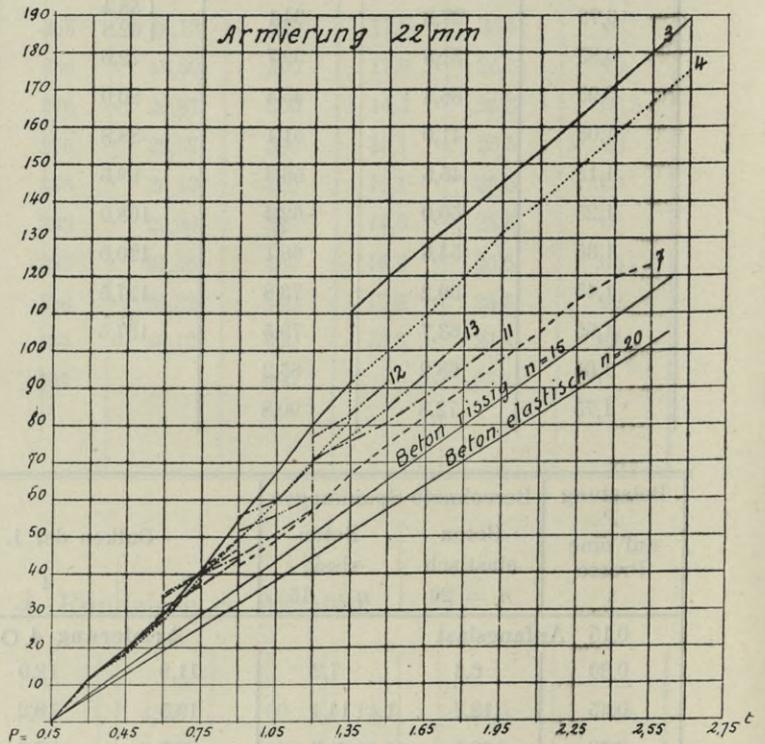


Fig. 23.

Ein Bild der hier in Betracht kommenden Unterschiede geht aus folgender Zusammenstellung hervor; wird die nach der in der Schweiz üblichen Methode berechnete Druckspannung im Beton als Einheit = 100 gesetzt, so ergeben sich nachstehende *relative Druckspannungen im Beton* bei drei Belastungsphasen: die eine unterhalb dem Auftreten der ersten Risse, die zweite bei der gewöhnlichen Tragkraft des Balkens für ca. 1 t/cm² Beanspruchung des Eisens, die dritte gegen Ende des Belastungsversuches.

Balken mit 15 mm Armierung.

Belastung <i>P</i> in t	Methode		1. Serie:			2. Serie:	
	schweiz.	deutsche	1	2	6	9	10
0,35	100	124	174	185	165	145	187
0,55	100	124	227	170	220	160	203
1,45	100	124	216	202	199	143	148

Balken mit 22 mm Armierung.

Belastung P in t	Methode		1. Serie:			2. Serie:		
	schweiz.	deutsche	3	4	7	11	12	13
0,45	100	114	154	143	146	153	155	152
1,20	100	114	180	158	127	{128 160	{156 172	{136 158
1,80	100	114	195	171	128	134		148

Der Balken No. 7 hat, wie früher erwähnt, infolge des Verschwindens der bleibenden Längenänderungen nach Auftreten der ersten Risse und namentlich nach den Wiederholungen der Last $P = 0,9$ t ein abnormales Verhalten gezeigt; aber auch für diesen Balken sind die Spannungen im Beton grösser, als die nach den üblichen Methoden berechneten.

Die Ueberschreitungen der effektiven Spannung zeigen unter einander nicht hinreichende Uebereinstimmung, um mit Sicherheit einen Koeffizienten bestimmen zu können, welcher die übliche Methode einheitlich zu korrigieren erlauben würde; eine Korrektur erscheint aber als dringend geboten.

Totalkraft im Druckgurt in t.

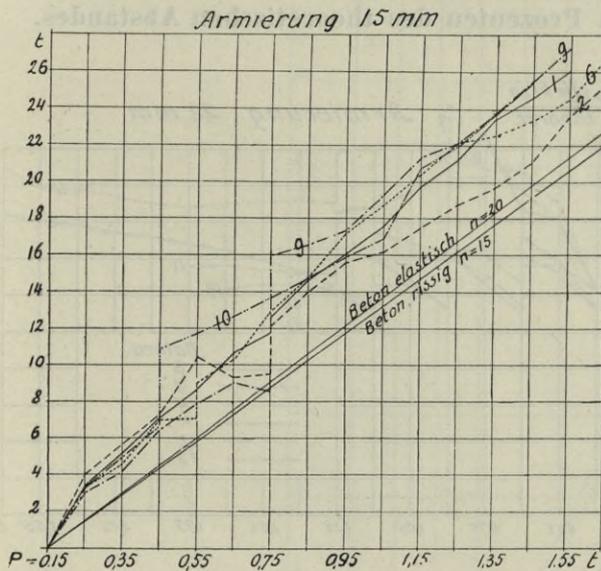


Fig. 24.

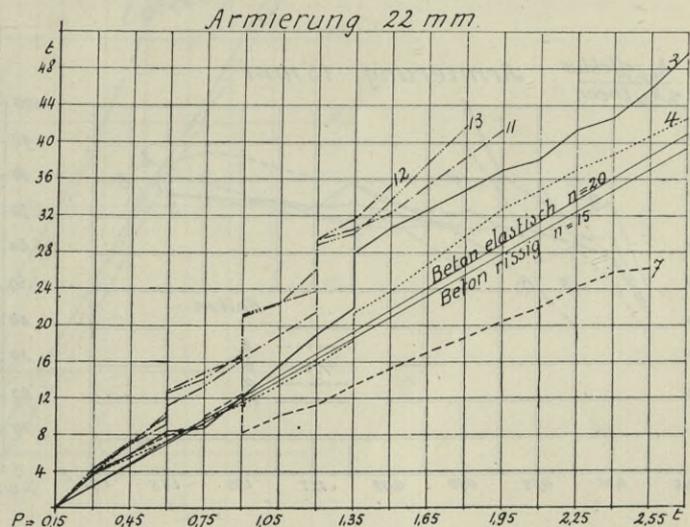


Fig. 25.

Die Druckkräfte in der oberen Gurtung (siehe auch die Darstellung in Fig. 24 und 25) sind bei allen Balken, ausser No. 7, grösser, wie die nach dem Berechnungsverfahren ermittelten; es ergibt sich daher das eigentümliche Resultat, dass durch Division des entsprechenden Biegemomentes mit der Druckkraft ein Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt erhalten wird, der viel kleiner ist, wie derjenige des Armierungsschwerpunktes vom Druckzentrum. Hieraus geht hervor, dass bei der oberen Grenze der einzelnen Belastungsstufen, vor und nach Auftreten der Risse, neben der vom Eisen aufgenommenen Kraft, eine Mitwirkung des Betonzuggurtes noch stattfindet, dass ferner diese Zugkraft im Beton über den ganzen Querschnitt der Zuggurtung so verteilt ist, dass eine Verschiebung des Mittelpunktes der Zugkräfte nach oben eintritt, infolge dessen eine Verkleinerung der theoretischen Trägerhöhe und eine Mehrbeanspruchung des Beton im Druckgurt.

Diese vom Beton übernommene Zugkraft rührt nur vor Auftreten der Risse teilweise von der Zugfestigkeit des Beton her, zum andern Teil ist diese Zugkraft durch die remanenten Dehnungen des Eisens beim Entlasten verursacht und als eine zu überwindende Druckkraft im Beton aufzufassen. Nach Auftreten der Risse im Beton kommt allein diese letztere Kraft in Betracht. Durch Zunahme und Wiederholung der Belastung treten bleibende oder remanente Spannungen und Dehnungen im Eisen hervor, welche eine Mitwirkung des Beton des Zuggurtes allerdings zur Folge haben, jedoch die Druckspannungen im Druckgurt wesentlich erhöhen, weil zugleich eine Verschiebung der Resultierenden der Zugkräfte entsteht.

Bei Beginn des Versuches vor Auftreten der Risse sind, wie zu erwarten, die Differenzen im effektiven und theoretischen Abstand von Zug- und Druckzentrum die grössten. Die in Prozenten des theoretischen Abstandes h'_{zd} (Mitwirkung des Beton auf Zug ganz ausgeschlossen) ausgedrückten effektiven Werte von h_{zd} zeigen einen unregelmässigen Verlauf: zuerst ein Steigen von den ersten Belastungen an, dann ein Sinken und gegen das Ende des Versuches wiederum ein langsames Steigen. Die Fig. 26 und 27 geben ein Bild dieses Verlaufes für die gleicharmierten Balken, aus welchem hauptsächlich der so grosse Einfluss der Wiederholung der Belastung zu Tage tritt, namentlich bei den Balken der 2. Serie im Alter von $1\frac{1}{2}$ Monat.

Balken No. 7 mit dem abnormalen Verhalten wurde auf Fig. 27 nur bis $P = 0,9$ t eingetragen.

Effektiver Abstand von Zug- und Druckzentrum in Prozenten des theoretischen Abstandes.

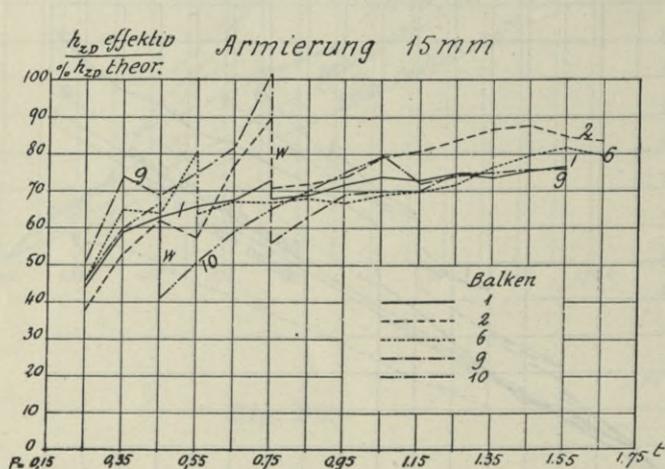


Fig. 26.

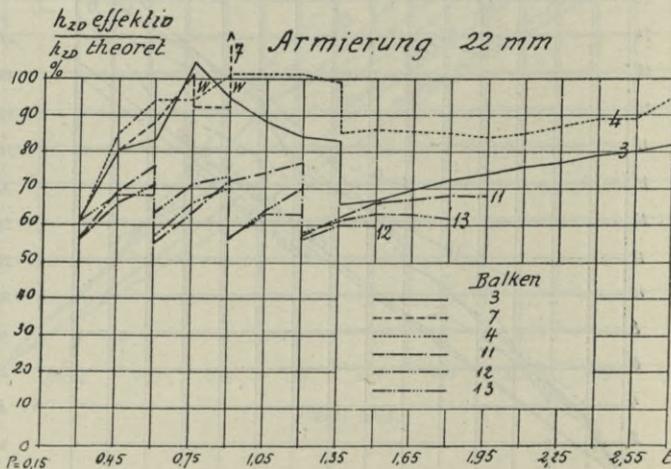


Fig. 27.

Die T Balken haben gegenüber den Balken rechteckigen Querschnittes viel grössere Unterschiede zwischen den aus der Beobachtung ermittelten und den berechneten Spannungen im Druckgurt ergeben; dieser Mangel an Uebereinstimmung der effektiven und berechneten inneren Kräfte und Spannungen rührt von der sehr starken Verschiebung der Resultierenden der Zugkräfte im Zuggurt her. Es geht hieraus hervor, dass die noch so sorgfältig wie möglich bestimmte Lage der Nulllinie nicht genügt, um die inneren Spannungsverhältnisse abzuklären, wegen dem sehr verschiedenen Verhältnis der Kraftverteilung im Zuggurt in Eisen und Beton. Es tritt bei einem Vergleich noch der Umstand hinzu, dass die verteilte Belastung auch hier einen anderen Einfluss gehabt hat, wie die konzentrierten Lasten bei den im II. Teil besprochenen Balken. Zur besseren Veranschaulichung sind in den Fig. 22 bis 25 neben den max. Spannungen im Beton und Kräfte im Druckgurt für die beiden Armierungsverhältnisse auch die Linien der nach den üblichen Berechnungsverfahren ermittelten Werte aufgetragen worden.

12. Die Durchbiegungen in Trägermitte.

Die vertikalen Bewegungen wurden an den Enden der Balken unter den Auflagerschnitten und in der Mitte beobachtet und durch Differenz aus der Ablesung in der Mitte und dem Mittel derjenigen an den Enden die absolute Durchbiegung festgestellt. Die Tabellen Seite 85 bis 95 enthalten die Durchbiegungen f sowohl für die obere, wie für die untere Lastgrenze jeder

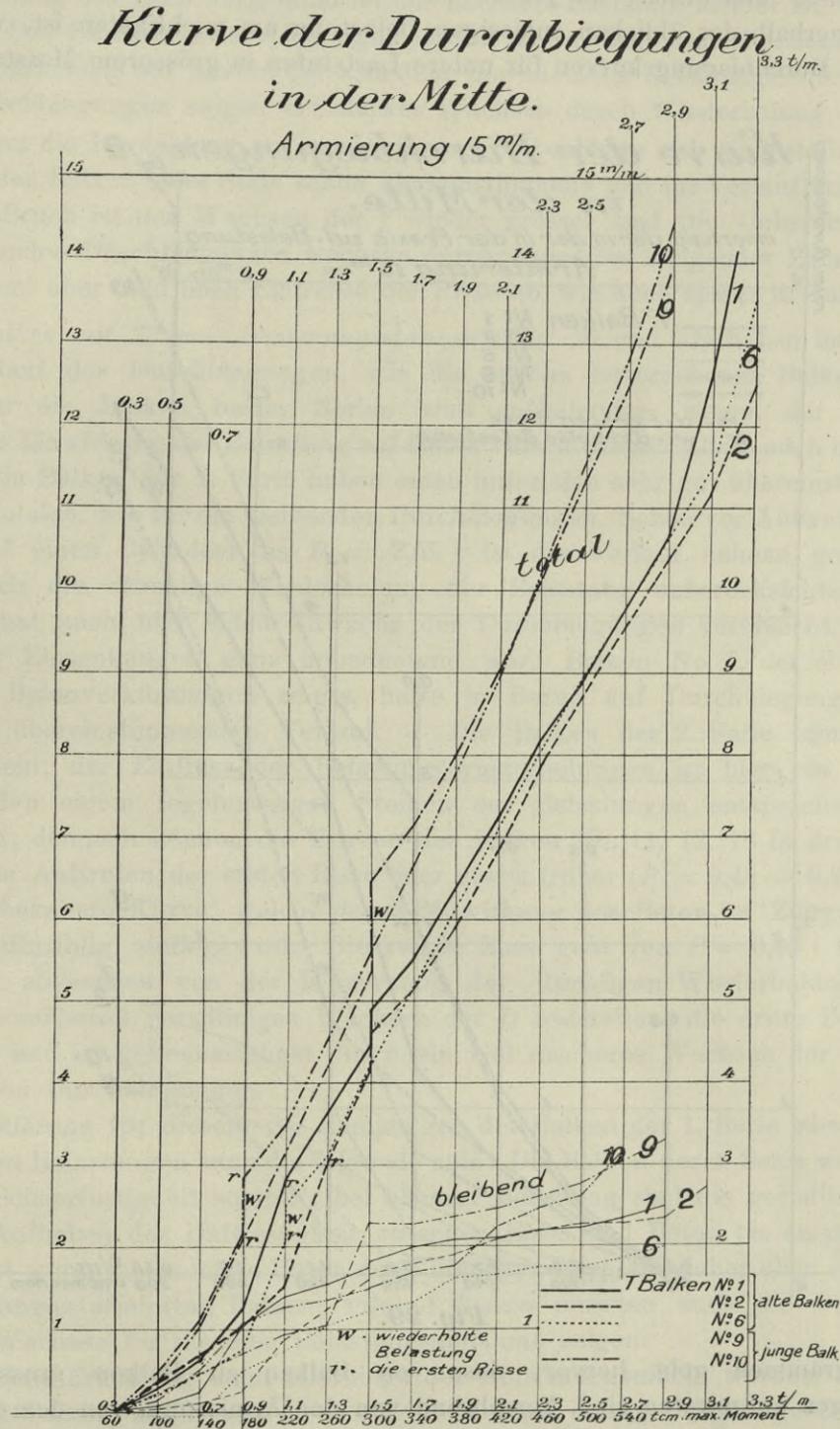


Fig. 28.

Stufe. Wir haben somit eine totale Durchbiegung f_t und eine bleibende Durchbiegung f_{bl} zu unterscheiden. Die Differenz, d. h. die elastische Durchbiegung wurde nicht speziell angegeben. In den Fig. 28 bis 31 sind die Kurven der Durchbiegungen eingetragen worden; die Abscissen sind

als Belastungen pro laufenden Meter und als Biegemomente in Trägermitte, von der Belastung 0 an gerechnet, bezeichnet; die Ordinaten stellen die Einsenkungen dar. Jedem Balken entspricht ein anderer Strich; die Linien der f_t sind stark, diejenigen der f_{bt} dagegen schwach gezeichnet worden.

In Fig. 28 und 30 sind die Durchbiegungen bis nahe an der Bruchgrenze für die beiden Armierungsverhältnisse ersichtlich; da jedoch für die praktischen Bedürfnisse der Verlauf der Durchbiegungen innerhalb der üblichen zulässigen Belastung am wichtigsten ist, wurden in den Fig. 29 und 31 die Durchbiegungskurven für untere Laststufen in grösserem Masstabe dargestellt.

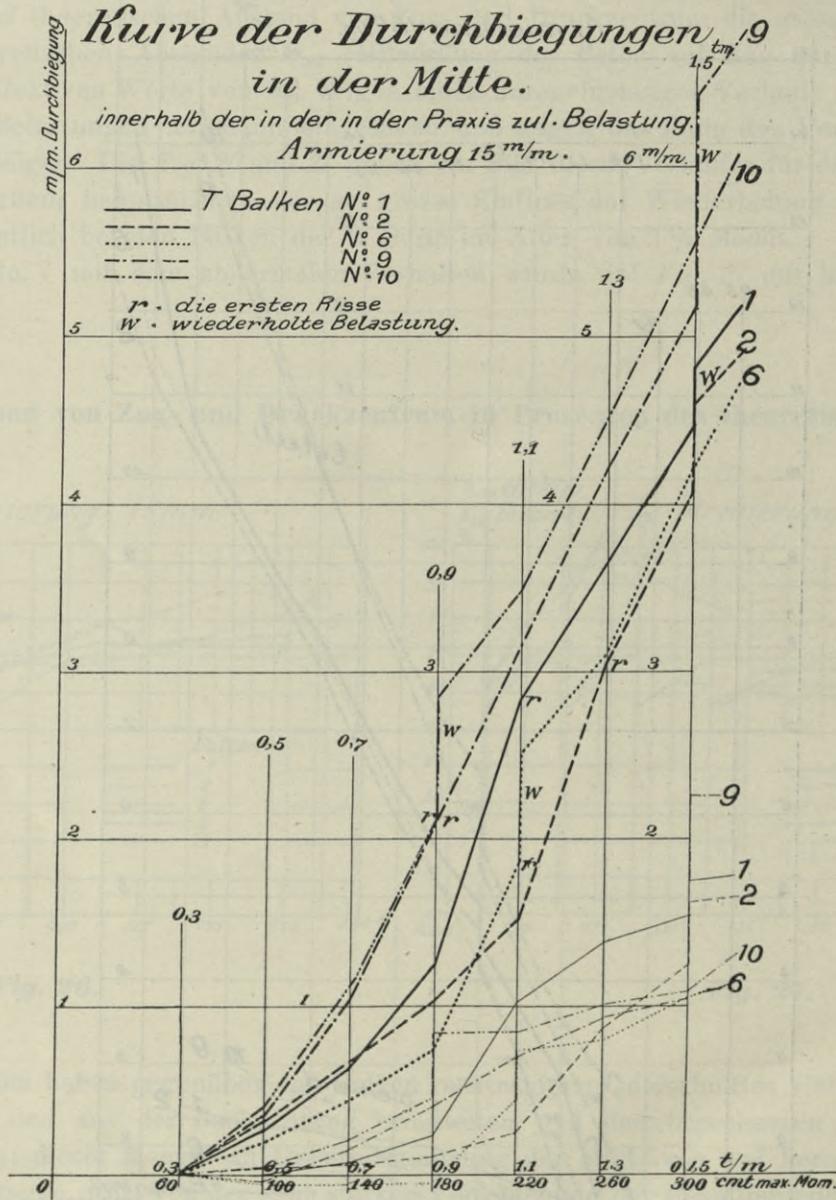


Fig. 29.

Aus diesen Diagrammen geht hervor, dass von Balken zu Balken grosse Unterschiede in den Einsenkungen aufgetreten sind, herrührend von der Armierung, von dem Alter des Beton, von dem wechselartigen Verhalten dieses Materials, von dem Auftreten der Risse und von der Wiederholung der Belastung. Ein der Zunahme der Belastungen entsprechender, geradliniger Verlauf ist auch unterhalb der in der Praxis üblichen Lastgrenzen nicht vorhanden; unter solchen Umständen erscheint die Möglichkeit einer rechnerischen Bestimmung der Durchbiegungen illusorisch.

Die *Balken mit 15 mm Armierungsstangen* (Fig. 28 und 29) weisen von Anfang des Versuches an bedeutende Unterschiede in den Durchbiegungen auf; die über ein Jahr alten Balken der 1. Serie haben geringere Durchbiegungen, als diejenigen der 2. Serie. Unmittelbar vor dem Auftreten der Risse zeigt die Kurve ein rasches Wachsen der f_t . Durch Wiederholung der Belastung wachsen die Durchbiegungen f_t und f_{bl} in der Weise, dass die Zunahme bei darauffolgender Erhöhung der Belastung, d. h. bei der nächsten Laststufe kleiner ist, wie vor der Wiederholungsserie. Das Bild der Durchbiegungen deutet darauf hin, dass die Zunahme der f_t und f_{bl} durch die Wiederholung auf Kosten der Zunahme der nächsten Belastungsstufen erfolgt. Auch die bleibenden Durchbiegungen zeigen ein starkes Wachsen durch Wiederholung der Belastung.

Nachdem die Rissbildung auf eine grössere Balkenlänge sich eingestellt hat, erscheinen die Einsenkungen der Balken einer Serie schön übereinstimmend und ihr Verlauf annähernd geradlinig; kurz vor dem Bruch ist das Wachsen der f wieder grösser und die Uebereinstimmung weniger gut. Die bleibenden Durchbiegungen wachsen durchgehend bei steigender Belastung; ihre relative Bedeutung nimmt aber bald nach Eintreten der Risse ab, wie auch später in Tabellen gezeigt wird.

Die *Balken mit 22 mm Armierungsstangen* (Fig. 30 und 31) haben im Allgemeinen den ähnlichen Verlauf der Durchbiegungen, wie die soeben besprochenen Balken, nur ist hier der Unterschied für die Balken beider Serien weit auffallender; wegen der grösseren inneren Kräfte weist die Einwirkung der Belastung auf Beton verschiedenen Alters auch bedeutendere Unterschiede auf. Die Balken der 1. Serie haben einen unter sich sehr gut übereinstimmenden Verlauf, sowohl für die totalen, wie für die bleibenden Durchbiegungen. Schon vor Auftreten der ersten Risse ($P = 0,6$ t auf einen Cylinder) bis $P = 2,55$ t ist der Verlauf nahezu geradlinig, wenn die Störungen durch die oftmalige Wiederholung der Belastung unberücksichtigt bleiben. Diese Wiederholung hat auch hier einen Zuwachs der Durchbiegungen verursacht, welcher jedoch in den bleibenden Einsenkungen ganz unbedeutend war. Balken No. 7, der ein so verschiedenes Verhalten der Betonverkürzungen zeigte, hatte in Bezug auf Durchbiegungen einen mit den andern Balken übereinstimmenden Verlauf. — Die Balken der 2. Serie stimmen mit einander ordentlich überein; der Einfluss der Belastungswiederholungen ist hier ein beträchtlicher und beeinträchtigt den einem regelmässigen Steigen der Belastungen entsprechenden Verlauf der Durchbiegungen; dennoch können die Kurven der Balken No. 11, 12, 13 in drei Zonen eingeteilt werden; bis zum Auftreten der ersten Risse oder etwas früher ($P = 0,45 - 0,6$ t auf eine Presse) haben wir die bekannte Kurve, welche durch Mitwirkung des Beton im Zuggurt im Anfang am flachsten und allmählig steiler wird. Die zweite Zone geht von $P = 0,45$ t bis $P = 1,35$ t auf einen Cylinder; abgesehen von der Einwirkung der oftmaligen Wiederholung der Belastungen lässt sich ein annähernd geradliniges Wachsen der f_t feststellen; die dritte Zone entspricht den höheren Lasten und ist gekennzeichnet durch ein viel rascheres Wachsen der annähernd geradlinig verlaufenden Durchbiegungen.

Eine Erklärung für diesen, von demjenigen der Balken der 1. Serie abweichenden Verlauf der f_t bei höheren Belastungen kann die folgende sein: Die Balken der 2. Serie wurden infolge ihrer ungenügenden Scheerfestigkeit zerstört; bei höherer Belastung sind die geradlinigen Armierungsstangen durch Aufheben der Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton bis an den Endhaken vom Beton abgetrennt worden; die letzte Phase des Versuches entsprach daher eher einem mit nur zwei abgebogenen Stangen armierten Balken; infolge dessen mussten auch die Durchbiegungen ein weit rascheres Wachsen für dieselbe Belastungszunahme zeigen.

Gegen diese Erklärung kann allerdings der Einwand gemacht werden, dass Balken No. 7 der 1. Serie und Balken No. 9 und 10 der 2. Serie auch infolge ungenügender Scheerfestigkeit zerstört worden sind und für diese Balken die Durchbiegungskurven eine deutliche dritte Zone nicht zeigen. Aus den Tafeln II bis VII ist aber ersichtlich, dass Balken No. 10, 12, 13 an den Enden eine andere Art der Zerstörung erfahren haben wie die Balken No. 7, 9 und 10, bei welchen der festere Beton (Balken No. 7) oder die für dieselbe Betonmasse kleinere Armierung (Balken No. 9 und 10) bis unmittelbar vor dem Bruch eine Mitwirkung der geraden Armierungsstangen ermöglicht haben soll.

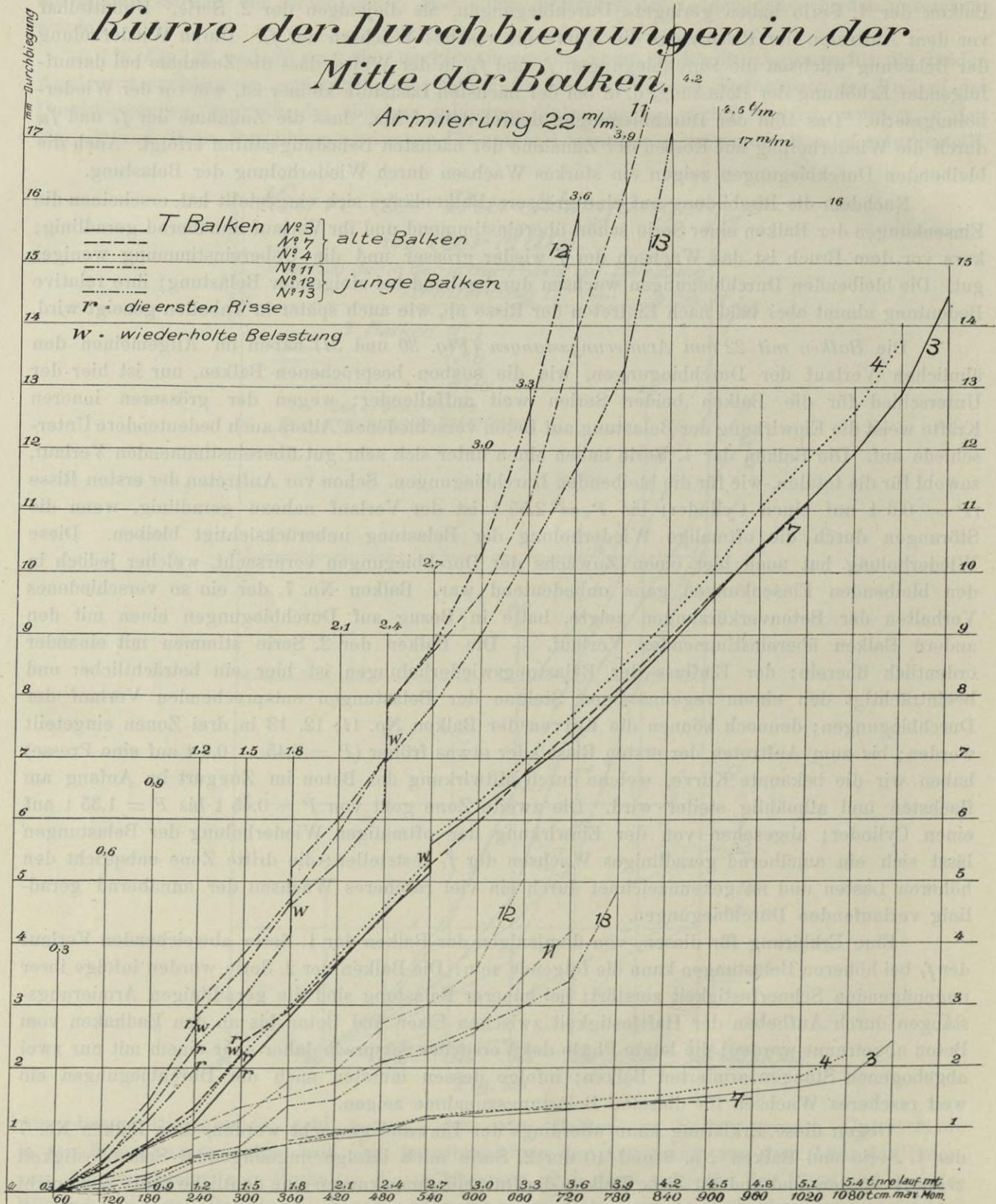


Fig. 30.

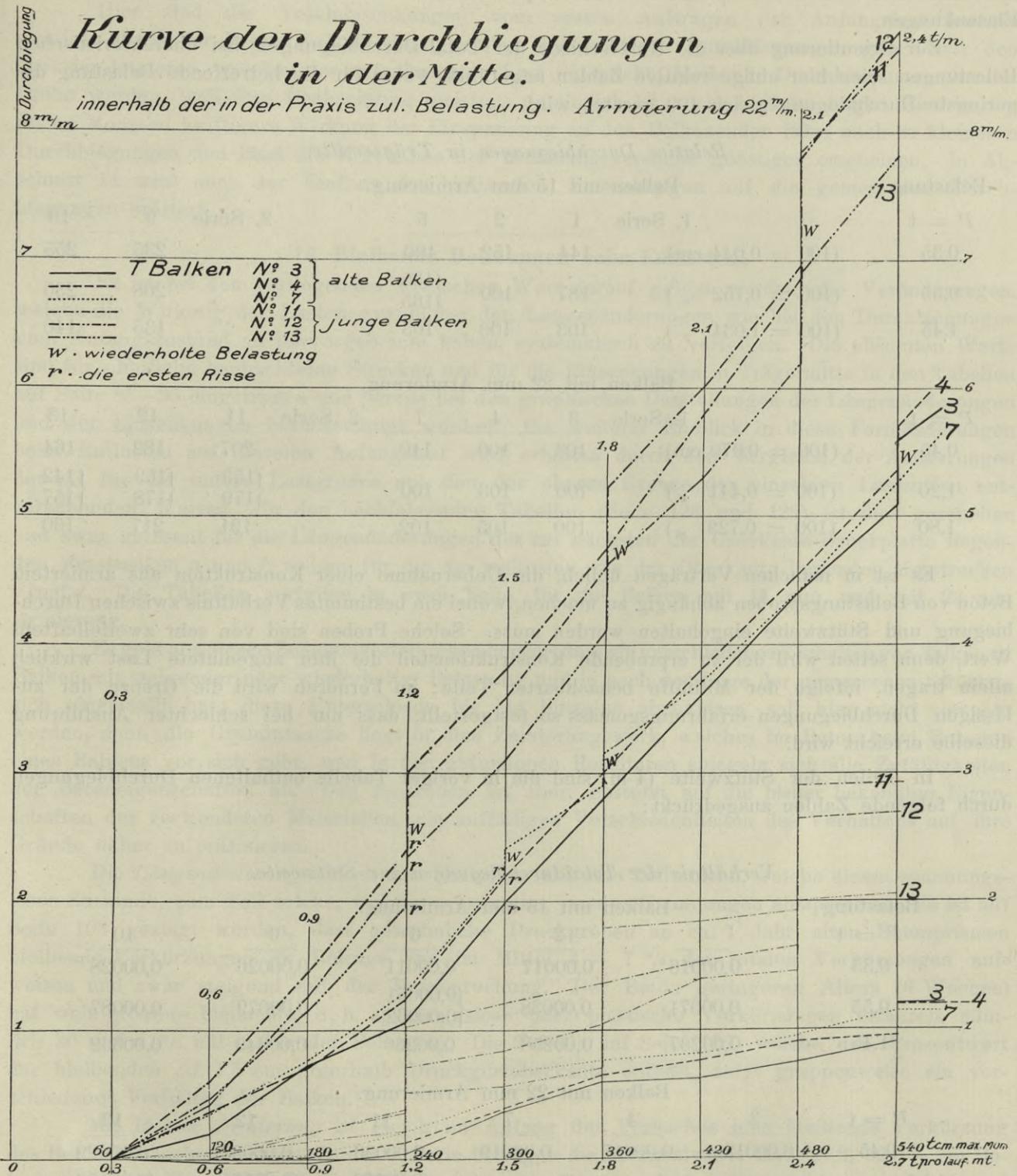


Fig. 31.

In welcher Weise die verschiedene Armierungsart des Balkens No. 13 sich gekennzeichnet hat, geht aus *Fig. 30* hervor; der Verlauf der Durchbiegungen ist demjenigen der in anderer Art armierten Balken No. 11 und 12 ähnlich; jedoch hatte Balken No. 13 durchgehend kleinere Einsenkungen.

Zur Orientierung über die Unterschiede der Total-Durchbiegungen bei charakteristischen Belastungen seien hier einige relative Zahlen angeführt, wobei für die betreffende Belastung die geringste Durchbiegung gleich 100 gesetzt wird.

Relative Durchbiegungen in Trägermitte.

Belastung $P = t$		Balken mit 15 mm Armierung.						
		1. Serie	1	2	6	2. Serie	9	10
0,35	(100 = 0,044 cm)		144	152	100		235	255
0,55	(100 = 0,152 „)		187	100	$\left\{ \begin{matrix} 135 \\ 165 \end{matrix} \right.$		208	230
1,45	(100 = 1,034 „)		103	100	103		135	140

Belastung $P = t$		Balken mit 22 mm Armierung.							
		1. Serie	3	4	7	2. Serie	11	12	13
0,45	(100 = 0,070 cm)		103	100	110		207	182	164
1,20	(100 = 0,441 „)		100	103	100		$\left\{ \begin{matrix} 159 \\ 179 \end{matrix} \right.$	$\left\{ \begin{matrix} 159 \\ 178 \end{matrix} \right.$	$\left\{ \begin{matrix} 142 \\ 157 \end{matrix} \right.$
1,80	(100 = 0,729 „)		100	105	102		191	217	160

Es ist in manchen Verträgen üblich, die Uebernahme einer Konstruktion aus armiertem Beton von Belastungsproben abhängig zu machen, wobei ein bestimmtes Verhältnis zwischen Durchbiegung und Stützweite eingehalten werden muss. Solche Proben sind von sehr zweifelhaftem Wert, denn selten wird der zu erprobende Konstruktionsteil die ihm zugemutete Last wirklich allein tragen, infolge der Mithülfe benachbarter Teile; im Ferneren wird die Grenze der zulässigen Durchbiegungen erfahrungsgemäss so festgestellt, dass nur bei schlechter Ausführung dieselbe erreicht wird.

In Teilen der Stützweite (4 m) sind die in voriger Tabelle enthaltenen Durchbiegungen durch folgende Zahlen ausgedrückt:

Verhältnis der Totaldurchbiegungen zur Stützweite.

Belastung $P = t$		Balken mit 15 mm Armierung.				
		1	2	6	9	10
0,35		0,00016	0,00017	0,00011	0,00026	0,00028
0,55		0,00071	0,00038	$\left\{ \begin{matrix} 0,00051 \\ 0,00062 \end{matrix} \right.$	0,00079	0,00087
1,45		0,00267	0,00258	0,00266	0,00349	0,00362

Belastung $P = t$		Balken mit 22 mm Armierung.					
		3	4	7	11	12	13
0,45		0,00018	0,00017	0,00019	0,00036	0,00032	0,00029
1,20		0,00110	0,00114	0,00110	$\left\{ \begin{matrix} 0,00175 \\ 0,00197 \end{matrix} \right.$	$\left\{ \begin{matrix} 0,00175 \\ 0,00195 \end{matrix} \right.$	$\left\{ \begin{matrix} 0,00156 \\ 0,00173 \end{matrix} \right.$
1,80		0,00182	0,00192	0,00186	0,00348	0,00395	0,00292

Bei stärkerer Armierung fallen in der Nähe der zulässigen Belastung die Durchbiegungen grösser aus, wie bei schwächer armierten Balken; die Mithülfe des Beton ist im letzteren Falle eine grössere. In der Praxis zeigen Unterzüge mit breitem, darüber liegendem Hourdis eher das

Verhalten der Balken mit kleiner Armierung, und ist dann ein Verhältnis von $\frac{1}{600}$ bis $\frac{1}{800}$ der Stützweite für die zulässigen Durchbiegungen bereits einer Ueberanstrengung der Konstruktion entsprechend.

Hier sind die Totaleinsenkungen vom ersten Auftragen der Anfangslast berücksichtigt; die in der Praxis bei Belastungsproben beobachteten Durchbiegungen geben nur den Teil der letzteren, welcher der aufgebrachten Last entspricht; bleibende Durchbiegungen vor der Probe werden, weil ihre Beobachtung meistens unmöglich ist, nicht berücksichtigt. Eine in den ersten Monaten kräftigere Wirkung der Einspannung an den Balkenenden führt auch zu kleineren Durchbiegungen und lässt die Ergebnisse der Belastungsversuche günstiger erscheinen. In Abschnitt 14 wird noch der Einfluss der bleibenden Einsenkungen auf die gemessenen Durchbiegungen erörtert.

13. Bleibende Dehnungen beim Entlasten.

Es ist bei den vorliegenden Versuchen Wert darauf gelegt worden, die Veränderungen, welche die Wirkung der Lasten sowohl bei den Längenänderungen wie bei den Durchbiegungen vom Anfangszustand an hervorgebracht haben, systematisch zu verfolgen. Die absoluten Werte sind für sämtliche beobachteten Strecken und für die Einsenkungen in Trägermitte in den Tabellen auf Seite 85—95 eingetragen und bereits bei den graphischen Darstellungen der Längenänderungen und der Einsenkungen berücksichtigt worden. Ein weiterer Einblick in diese Formänderungen beim Entlasten auf dieselbe Anfangslast wird erhalten durch den Vergleich der Aenderungen der Δl für die untere Lastgrenze mit den der oberen Grenze der einzelnen Laststufen entsprechenden Werten. In den nachfolgenden Tabellen (Seite 128 und 129) ist dies geschehen und zwar getrennt für die Längenänderungen der am nächsten der Oberkante-Druckplatte liegenden Messtrecken a und f , sodann für die am weitesten von der Oberkante liegenden Messtrecken c und d . Die Tabellen zerfallen in zwei Teile, für die Balken mit 15 mm und mit 22 mm Armierung.

Es geht aus diesen Zusammenstellungen hervor, dass ein verschiedenes Verhalten von Balken zu Balken mit steigender oder wiederholter Belastung und je nach der Lage der gemessenen Strecken sich eingestellt hat; diese Unterschiede bis ins Einzelne abzuklären, soll hier nicht versucht werden, denn die Grundursache liegt in dem Zerstörungswerk, welches im Beton beim Belasten eines Balkens vor sich geht, und in den gefundenen Resultaten spiegeln sich alle Zufälligkeiten der Betoneigenschaften ab. Das Bestreben ist aber, gestützt auf die bisher bekannten Eigenschaften der verwendeten Materialien, die auffälligen Verschiedenheiten des Verhaltens auf ihre Gründe näher zu präzisieren.

Die *Längenänderungen* nach dem Entlasten sind zum Teil solche, welche einem spannungslosen Zustande, zum Teil solche, welche remanenten, inneren Spannungen entsprechen. Es ist auf Seite 103 gezeigt worden, dass gewöhnliche Druckproben an ca. 1 Jahr alten Betonprismen bleibende Verkürzungen im Betrage von im Mittel 4 — 7 % der totalen Verkürzungen aufweisen und zwar steigend mit der Beanspruchung. Der Beton geringeren Alters (6 Wochen) hat weit grössere bleibende, d. h. spannungslose oder plastische Verkürzungen erfahren, nämlich 30 und 41% mit steigender Belastung. Die Tabelle auf Seite 128, welche den Prozentwert der bleibenden Δl 1,5 cm unterhalb Druckgurtoberkante enthält, zeigt gruppenweise ein verschiedenes Verhalten der Balken.

Mit *15 mm Armierung* ist gleich im Anfang des Versuches eine bleibende Verkürzung des Beton beobachtet worden; in der 1. Serie betragen die Maximalwerte 26,4, 27,3, 32,8% bei Belastungen, welche annähernd der Bildung der ersten Risse im Beton entsprechen; es tritt hierauf ein Sinken bei zunehmender Last ein, welches bei Balken No. 2 viel auffallender wie bei No. 1 und 6 ist. Die bleibenden Δl sind durchgehend grösser wie bei den Druckproben von Prismen; folglich entsteht im Druckgurt der Balken beim Entlasten ein remanenter Spannungszustand, welcher mit der Wirkung der Armierungsstangen beim Entlasten zusammenhängt. Die Wiederholung der Belastung hatte eine Steigerung des Verhältnisses der bleibenden Δl zur Folge.

Bleibende Längenänderungen beim Entlasten auf $P = 0,15\text{ t}$, $1,5\text{ cm}$ unterhalb Oberkante der Druckplatte, in % der totalen Δl .

Obere Grenze der Laststufe t	Balken mit 15 mm Armierung					Obere Grenze der Laststufe t	Balken mit 22 mm Armierung					
	1. Serie			2. Serie			1. Serie			2. Serie		
	1	2	6	9	10		3	4	7	11	12	13
0,25	3,5	15,7	12,5	33,3	12,7	0,30	—	—	8,7	6,7	—	10,9
0,35	9,1	20,1	5,9	23,3	31,8	0,45	—	—	8,3	16,2	21,8	18,9
0,45	14,5	17,3	8,8	31,8	{ 31,4 60,1	0,60	—	—	16,3	{ 28,6 49,2	{ 26,6 42,9	{ 21,5 34,8
0,55	21,8	21,5	{ 20,6 32,8	28,8	53,2	0,75	—	3,5	{ 11,2 20,6	45,6	37,6	30,4
0,65	21,9	23,6	29,3	29,8	47,7	0,90	4,2	2,6	18,9	41,5	{ 37,0 54,5	{ 31,2 50,1
0,75	{ 21,8 26,4	{ 10,2 26,6	27,2	{ 12,1 49,8	44,5	1,05	10,4	3,5	—	37,8	50,5	45,8
0,85	24,1	27,3	28,1	45,5	42,4	1,20	13,5	5,4	—	{ 35,2 52,6	{ 46,1 51,0	{ 39,6 46,9
0,95	23,0	26,4	25,2	42,6	39,2	1,35	{ 15,6 33,3	{ 6,3 19,2	—	48,5	47,6	43,7
1,05	20,8	22,5	24,3	39,8	36,2	1,50	31,5	18,0	—	45,9	44,5	42,1
1,15	21,5	19,8	23,6	37,6	41,0	1,65	27,8	19,1	—	43,2	38,5	41,5
1,25	21,1	16,8	21,8	35,2	37,6	1,80	28,0	20,4	—	41,6	41,4	40,1
1,35	19,3	13,6	18,6	33,3	36,1	1,95	27,5	21,5	0,3	41,5		39,1
1,45	20,0	12,5	17,1	32,6	36,5	2,10	26,8	21,2	0,2			40,8
1,55	21,2	13,4	16,3			2,25	25,6	19,7	0,9			
1,65		18,9	25,2			2,40	25,1	18,5	1,9			
						2,55	24,2	18,3				
						2,70	24,3	17,2				
						2,85	23,4	19,4				
						3,00	26,6					

Die 2. Serie mit 15 mm Armierung zeigt bedeutend höhere Prozentwerte der bleibenden Δl , welche auch im Anfang des Versuches mit zunehmender Last wachsen, um nach der Wiederholung der Belastung ihren Höchstwert 49,8 und 60,1% zu erreichen. Es tritt hierauf ein Sinken dieser Werte ein, welche zum Schluss immer noch 32,6 resp. 36,5% betragen. Bei dem frischeren Beton sind allerdings diese Werte grösser wie bei den Balken der 1. Serie; aber gegenüber den Druckproben mit Betonprismen ist der Unterschied für die Prozente der bleibenden Δl sehr klein. Es kann hieraus geschlossen werden, dass der Beton in einem noch etwas plastischen Zustand sich befindet und beim Entlasten in dem Druckgurt die remanenten *Spannungen* nur eine untergeordnete Rolle spielen.

Die Balken mit 22 mm Armierung hatten ein von dem soeben besprochenen verschiedenes Verhalten. In der 1. Serie (Alter über 1 Jahr) ist im Anfang der bleibende Teil der Verkürzungen bei Balken 3 und 4 verschwindend und sehr klein bei Balken 7. Da Letzterer ein unregelmässiges Verhalten gezeigt, kommt derselbe hier nicht weiter zur Besprechung. Die Balken 3 und 4 haben bis zur Wiederholung der Belastung $P = 1,35\text{t}$ nur geringe relative bleibende Δl ; das Maximum wird nach der Wiederholung dieser Last erreicht und beträgt 33,3 resp. 21,5%; hierauf bleiben die Werte nahezu konstant bei Balken 4 und nehmen langsam ab bei Balken 3, um zuletzt 26,6 und 19,4% zu betragen.

Zur Aufklärung des Verhaltens bei den niedrigen Laststufen muss ein Vergleich mit dem Spannungszustand im Balken vor dem Versuche gemacht werden. Die durch das Trocknen und Schwinden des Beton innerhalb Jahresfrist verursachten inneren Spannungen konnten nicht gleichmässig auf den Querschnitt des Balkens sich verteilen; die Armierungseisen verhinderten in der Rippe das Zusammenziehen und zwar in weit wirksamerer Weise bei den Balken mit 22 mm Armierungsstangen als bei den schwächer armierten Balken. Es herrschte daher wohl schon bei Beginn

Bleibende Längenänderungen beim Entlasten auf $P = 0,15 t$, 11,8 cm unterhalb Oberkante der Druckplatte, in % der totalen Δl .

Obere Grenze der Laststufe t	Balken mit 15 mm Armierung					Obere Grenze der Laststufe t	Balken mit 22 mm Armierung					
	1. Serie			2. Serie			1. Serie			2. Serie		
	1	2	6	9	10		3	4	7	11	12	13
0,25	—	undeutlich	—	0	100	0,30	200	100	—	43	0	100
0,35	—		—	50	43	0,45	75	86	67	40	54	67
0,45	100	undeutlich	55	42	{ 26 3700	0,60	75	69	135	{ 72 107	{ 63 91	{ 11 21
0,55	62		{ 59 55	29	—285	0,75	63	63	{ 65 61	104	87	—15
0,65	54	57	49	25	—97	0,90	60	60	{ 52 68	112	{ 84 97	{ —427 +137
0,75	{ 49 49	{ 53 44	42	{ 36 —75	—62	1,05	52	53	63	107	96	149
0,85	43	39	36	—83	—53	1,20	46	48	57	{ 104 103	{ 90 90	{ 171 123
0,95	40	34	34	—63	—37	1,35	{ 39 35	{ 45 42	53	103	86	121
1,05	36	31	32	—57	—28	1,50	31	38	48	103	81	117
1,15	33	31	24	—48	—59	1,65	27	33	45	99	75	107
1,25	31	28	21	—40	—46	1,80	25	28	43	94	87	100
1,35	30	28	24	—37	—41	1,95	23	25	40	91		93
1,45	28	27	24	—39	—41	2,10	22	22	38			85
1,55	29	25	33			2,25	20	22	35			
1,65		26	46			2,40	18	21	34			
					Zug bei der oberen, Druck bei der unteren Grenze.	2,55	17	22				
						2,70	17	22				
						2,85	18	30				
						3,00	33					

des Versuches Druckspannung im Obergurt, und die ersten Belastungen und Entlastungen waren nicht im Stande, die bereits vorhandenen remanenten Spannungen anzuzeigen; sondern die beobachteten Δl entsprachen dem elastischen Verhalten des Zuggurtes; erst später nach Auftreten der Risse und durch Wiederholung der Belastung traten, wegen der fortschreitenden Zerstörung des Beton im Zuggurt, weitere bleibende Spannungen auf.

Die *Balken der 2. Serie mit 22 mm Armierung* zeigen auch im Anfang kleinere Prozentwerte der Δl wie die Balken 9 und 10 mit 15 mm Armierung; rasch nehmen aber diese Werte zu, sowohl wegen Zunahme der Belastung wie durch die Wiederholung derselben. Die max. Prozentwerte betragen 52,6, 54,5 und 50,1; gegen Ende der Belastungsprobe sind noch 41,5, 41,4, 40,8% bleibende Δl vorhanden, Werte, welche grösser sind wie die entsprechenden Werte der schwächer armierten Balken 9 und 10. Auch hier ist das Betonmaterial wegen ungenügender Erhärtung beim Entlasten bleibend spannungslos verkürzt worden; die remanenten Spannungen sind infolge stärkerer Armierung etwas grösser wie bei Balken 9 und 10; immerhin stehen dieselben gegenüber denjenigen bei den gut erhärteten Balken der 1. Serie bedeutend zurück.

Es wird annähernd der Betrag der remanenten Spannungen erhalten, wenn bei den Balken der 1. Serie 5 bis 7%, bei den Balken der 2. Serie 30—40% von dem Prozentwert der Δl_{bl} in Abzug gebracht werden. Dadurch wird die Tabelle ein ganz anderes Aussehen erhalten.

Die *bleibenden Längenänderungen 11,8 cm unterhalb Oberkante* der Druckplatte sind in obiger Tabelle zusammengestellt; wie aus den Tabellen Seite 85—95 zu ersehen, handelt es sich bei den Balken der 1. Serie um Zugbeanspruchung und bei den Balken der 2. Serie um Druckbeanspruchung. Es ist auch hier notwendig, die einzelnen Balken gruppenweise näher zu besprechen.

Balken mit 15 mm Armierung, 1. Serie. Bei den unteren Belastungen liegt die Nulllinie annähernd in der Höhe der beobachteten Strecke; die bleibenden Δl lassen sich nur undeutlich ermitteln; hierauf bis annähernd beim Auftreten der ersten Risse sind die grössten Prozentwerte vorhanden, welche bei zunehmender Belastung allmählig abnehmen und für $P = 1,55$ t 29, 25 und 33% betragen. Die Balken gleicher Armierung der *2. Serie* zeigen bald beim Entlasten einen Wechsel der Beanspruchung: für die obere Grenze der Belastung ist Druck vorhanden, für die untere Grenze Zug. Es entspricht dies einem sehr grossen Schwanken der Nulllinie innerhalb einer Belastungsstufe. Bis unmittelbar vor dem Bruch besteht dieser Wechsel in der Beanspruchungsweise; der Wiederholung der Belastung ist diese Erscheinung unmittelbar gefolgt. Eine Erklärung für dieses Verhalten ist wahrscheinlich in der weitergreifenden Zerstörung des Beton des Zuggurtes zu suchen.

Balken mit 22 mm Armierung, 1. Serie. Gleich zu Beginn des Versuches sind die Prozentwerte der Δl_{bl} am grössten und nehmen bei Balken No. 3 und 4, mit zunehmender Belastung und bei Wiederholung der Belastung regelmässig ab, um zuletzt für $P = 2,7$ t 17 und 22% zu betragen. Balken 7 zeigt für $P = 0,9$ t beim Wiederholen der Belastung ein abnormales Steigen des Prozentwertes und behält bis zuletzt höhere Werte.

In der *2. Serie* der Balken mit 22 mm Armierung tritt ein unregelmässiges Verhalten der bleibenden Verkürzungen namentlich für die unteren Laststufen ein; diese Δl sind von $P = 0,9$ t an bei allen Balken sehr gross, als würde die am Anfang des Versuches eingetretene Verkürzung des Beton beim Entlasten entweder noch vergrössert werden (Balken 11 und 13), oder sich nur wenig mit steigender Belastung verändern (Balken 12). In welchem Masse es sich hier um spannungslose Verkürzungen des Beton oder um remanente Spannungen handelt, lässt sich nicht genau feststellen. Jedenfalls ist aber die beim Entlasten noch tätige Spannung bedeutend grösser, wie in 1,5 cm Abstand der Druckgurtoberkante.

Bei den Balken mit 15 mm Armierung konnten die gedehnten Eisenstangen durch ihre Druckwirkung beim Entlasten in 11,8 cm Abstand von Druckgurtoberkante einen Wechsel im Sinne der Beanspruchung des Beton verursachen; bei den Balken mit 22 mm Armierung hingegen war die Dehnung der Eisen für gleiche Lasten wie vorhin eine kleinere, und die Nulllinie lag tiefer sowohl bei den oberen wie bei den unteren Grenzen der Laststufen.

14. Die bleibenden Durchbiegungen beim Entlasten.

Die *bleibenden Durchbiegungen* beim Entlasten sind in Prozenten der totalen Durchbiegungen in Tabelle Seite 131 eingetragen; sie stellen die Resultierenden der im ganzen Balken beim Versuch auftretenden Deformationen dar und zeigen daher für die einzelnen Probekörper einen ziemlich regelmässigen Verlauf, in folgender Weise gekennzeichnet: Steigen des Prozentwertes bei den unteren Laststufen; Erreichen eines Maximums unter einer Belastung, welche mit dem Auftreten der Risse annähernd übereinstimmt; Abnehmen bei weiteren Zunahmen der Belastung. Die oftmalige Wiederholung der Belastung hat durchgehend ein Steigen der bleibenden Durchbiegungen zur Folge gehabt, welches ganz von der fortschreitenden Zerstörung des Beton herrührt.

Die Prozentwerte betragen bei Balken

	mit 15 mm Armierung					mit 22 mm Armierung					
	1	2	6	9	10	3	4	7	11	12	13
im Maximum %	38,0	35,5	29,2	35,1	38,5	21,6	21,7	27,3	34,2	34,1	29,8
gegen Schluss d. Probe für höhere Belastungen	21,6	22,1	17,3	21,6	21,8	17,2	17,1	17,5	28,5	31,5	25,3

Bleibende Durchbiegungen in Trägermitte beim Entlasten auf $P = 0,15$ t, in % der totalen f .

Obere Grenze der Laststufe t	Balken mit 15 mm Armierung					Obere Grenze der Laststufe t	Balken mit 22 mm Armierung					
	1. Serie		2. Serie				1. Serie			2. Serie		
	1	2	6	9	10		3	4	7	11	12	13
0,25	—	12,5	—	11,4	7,5	0,30	—	—	11,3	3,5	2,4	8,7
0,35	11,1	7,5	—	14,3	18,7	0,45	—	—	2,6	13,8	14,9	11,3
0,45	18,5	9,7	—	23,3	{ 22,4 38,5	0,60	2,8	9,7	14,9	{ 27,2 34,2	{ 16,4 25,2	{ 13,6 21,8
0,55	36,6	16,4	{ 24,5 29,2	22,2	31,4	0,75	17,7	21,7	{ 24,6 27,1	31,6	23,2	18,0
0,65	38,0	28,5	25,8	22,2	27,8	0,90	20,7	21,3	{ 23,5 24,5	28,6	{ 24,5 34,1	{ 17,3 29,8
0,75	{ 34,8 36,2	{ 29,5 35,5	24,6	{ 19,5 35,1	24,3	1,05	20,8	19,9	22,0	26,4	30,6	26,1
0,85	33,2	33,1	23,6	31,1	22,3	1,20	19,3	19,9	21,5	{ 24,8 33,8	{ 27,8 32,5	{ 23,4 28,6
0,95	31,2	30,5	21,7	27,6	21,7	1,35	{ 17,5 21,6	{ 18,9 21,4	27,3	30,8	30,5	26,3
1,05	28,6	27,8	26,0	26,0	19,6	1,50	19,8	19,4	19,3	28,4	29,2	25,8
1,15	25,6	26,9	20,6	24,3	22,2	1,65	17,5	18,5	18,9	27,8	28,2	25,6
1,25	24,6	25,2	19,5	22,8	21,4	1,80	17,2	17,1	17,5	28,5	31,5	25,3
1,35	22,6	23,8	17,9	22,4	20,5	1,95	16,2	16,7	17,1	29,1		25,3
1,45	21,6	22,1	17,3	21,6	21,8	2,10	15,7	16,3	15,7			28,4
1,55	19,7	20,8	17,2			2,25	14,9	15,3	14,7			38,5
1,65	32,8	21,5	22,0			2,40	14,6	15,1	14,3			
						2,55	14,3	15,1				
						2,70	13,9	14,5				
						2,85	13,9	16,6				
						3,00	16,8					

Mit zunehmendem Alter sind die maximalen und die gegen Schluss des Versuches auftretenden bleibenden Durchbiegungen unter sich wenig verschieden bei Balken mit schwacher Armierung. Der Gesamt-Unterschied im Wechsel der bleibenden Durchbiegungen ist grösser bei den Balken mit 15 mm Armierung und nur gering bei den stärker armierten Balken. Es haben drei Balken der 1. Serie, No. 3, 4 und 6, bei Beginn des Versuches keine bleibenden Durchbiegungen gezeigt; diese Erscheinung steht wohl in Verbindung mit einem nicht zu beobachtenden inneren Spannungszustand, veranlasst durch Schwinden des Beton.

Auch diese Versuche zeigen, dass bei Belastungsproben die Verhältnisse der bleibenden zu den totalen Durchbiegungen einen Rückschluss auf den Belastungszustand eines Konstruktionsteiles nicht erlauben, weil die effektiven totalen Durchbiegungen, inkl. Eigengewicht, sich in der Praxis der Beobachtung entziehen und die möglichen Beobachtungen allein Differenzen ergeben, welche beinahe nur elastisch sind. Folgendes Beispiel wird diese Verhältnisse näher erläutern.

Beispiel. Es sollen in einer Baute gleiche Balken, wie die untersuchten, für eine Totalbelastung gleich dem doppelten Eigengewicht, verwendet werden; die Totalbelastung entspricht nach den üblichen Berechnungen der Spannung 1000 kg/cm² in den Armierungseisen. Nach der Ausführung werden Belastungsproben vorgenommen, die einen nach einem Jahre (1. Serie), die andern nach 6 Wochen (2. Serie), einmal durch Aufbringen der einfachen Nutzlast, sodann durch Aufbringen der anderthalbfachen Nutzlast.

Die Durchbiegungen lassen sich aus den Versuchsergebnissen ermitteln, allerdings unter dem erschwerenden Umstande, dass für alle unteren Belastungsstufen Entlastungen stattgefunden haben.

Armierung der Balken:	15 mm	22 mm
Zulässige Totalbelastung für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$	$P = 0,464 \text{ resp. } 0,480$	$0,947 \text{ resp. } 0,980 t$

Wir gehen von den cursivgedruckten Zahlen für Beton rissig und $n = 15$ aus.

Es beträgt: das Eigengewicht	0,240 t	0,490 t
die Nutzlast	0,240 t	0,490 t
die $1\frac{1}{2}$ -fache Nutzlast	0,360 t	0,735 t

Die Anfangslast $P = 0,15 \text{ t}$ entspricht in Wirklichkeit, nach Abzug des Balkengewichtes, einer effektiven Last $P = 0,04 \text{ t}$, für welche auch unsere Versuche den entsprechenden Teil der Durchbiegung nicht angeben; es sei daher von der obigen Belastung das Eigengewicht mit $0,04 \text{ t}$ in Abzug gebracht und es seien die Durchbiegungen für die so korrigierten Werte aus den Durchbiegungslinien entnommen.

Vergleichende Durchbiegungen in cm.

		<i>Einfache Nutzlast.</i>										
Es ergibt sich für die Balken		1	2	6	9	10	3	4	7	11	12	13
Durchbiegung des Eigengewichtes	f_e	0,063	0,067	0,044	0,105	0,112	0,107	0,124	0,134	0,298	0,278	0,233
„ der Totalbelastung	f_t	0,315	0,210	0,272	0,360	0,395	0,385	0,402	0,390	0,610	0,625	0,550
„ bleibend b. Entlasten	f_{bl}	0,117	0,050	0,075	0,080	0,091	0,062	0,075	0,081	0,150	0,140	0,185
„ nach Abzug von	f_e	0,252	0,143	0,228	0,255	0,283	0,278	0,278	0,256	0,312	0,347	0,317
„ n. Abzug von	$f_e + f_{bl}$	0,135	0,093	0,153	0,175	0,192	0,216	0,203	0,175	0,162	0,207	0,132
		<i>$1\frac{1}{2}$-fache Nutzlast.</i>										
Durchbiegung des Eigengewichtes	f_e	0,063	0,067	0,044	0,105	0,112	0,107	0,124	0,134	0,298	0,278	0,233
„ der Totalbelastung	f_t	0,412	0,365	0,375	0,475	0,512	0,560	0,570	0,525	0,860	0,880	0,790
„ bleibend b. Entlasten	f_{bl}	0,150	0,110	0,095	0,100	0,105	0,120	0,120	0,115	0,295	0,270	0,207
„ nach Abzug von	f_e	0,349	0,298	0,331	0,370	0,400	0,453	0,446	0,391	0,562	0,602	0,557
„ n. Abzug von	$f_e + f_{bl}$	0,199	0,188	0,236	0,270	0,295	0,333	0,326	0,276	0,267	0,332	0,350

Die vom Eigengewicht herrührenden Durchbiegungen können nicht beobachtet werden und kommen ohne weiteres in Abzug von den Durchbiegungen für Totalbelastung, um die nachträglich messbaren f zu erhalten. Das wären die grössten wahrnehmbaren Einsenkungen, wenn für die dem Eigengewicht entsprechende Last die f durch das Belasten nicht verändert würden; aus dem Verlauf der Durchbiegungen geht aber hervor, dass die f_e annähernd um den vollen Betrag der bleibenden Durchbiegung bei der oberen Laststufe zugenommen haben; in Wirklichkeit ist somit die zu messende Durchbiegung annähernd gleich $f_t - f_e - f_{bl}$; diese Werte sind in den obigen Zusammenstellungen eingetragen worden. Zuletzt werden somit Durchbiegungen gemessen, welche nur die Hälfte oder ein Drittel der effektiven Einsenkungen betragen und in einer Weise, welche das Verhältnis der bleibenden Veränderungen kaum zum Vorschein bringt. Bei starker Armierung sind diese Differenzen mit den effektiven f ausgeprägter wie bei schwacher Armierung.

Die Zunahme der Nutzlast um 50% hat unter den angenommenen Verhältnissen eine Zunahme der Durchbiegungen zur Folge, welche bei vollständig elastischem Material 25% der totalen f und 50% der zu messenden f der Nutzlast betragen würde: die effektiven Zunahmen sind

	bei Balken	1	2	6	9	10	3	4	7	11	12	13
für f_{total}	%	31	74	38	32	30	45	42	32	41	41	44
für $f_{beob.} = f_t - f_e - f_{bl}$	„	47	102	54	54	54	54	59	58	64	61	165

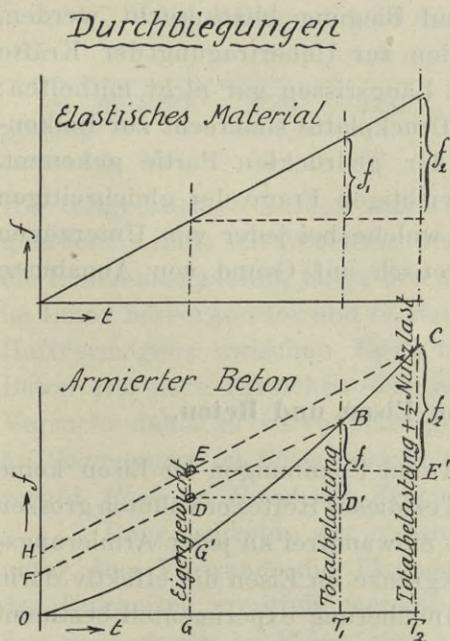


Fig. 32.

In nebenstehender Fig. 32 ist der geschilderte Vorgang beim Messen der Durchbiegungen für Belastungsproben der Praxis veranschaulicht; $O G' B C$ ist die Linie der Einsenkungen; $O G$ entspricht dem Eigengewicht, $O T_1$ der totalen Last, $O T_2$ dem Eigengewicht plus $1\frac{1}{2}$ fache Nutzlast; $T_1 B$ und $T_2 C$ sind die totalen Einsenkungen f_t , $O H$ und $O F$ die entsprechenden bleibenden Einsenkungen beim Entlasten; $B D'$ und $C E'$ sind die bei der Probe zu beobachtenden Durchbiegungen. Der obere Teil der Figur entspricht dem Verhalten eines Balkens aus wirklich elastischem Material.

Da innerhalb einer Belastungsstufe der Verlauf der Durchbiegungen beim Belasten und Entlasten nur wenig von einer geraden Linie abweicht, ist es auch erklärlich, dass eine scheinbare Uebereinstimmung der Zunahme der gemessenen Einsenkungen $f_t - f_{bl} - f_e$ mit denjenigen eines Balkens aus elastischem Material vorhanden ist, mit Ausnahme der Balken No. 2 und 13, bei welchen oftmalige Wiederholungen der Belastungen ein abweichendes Verhalten herbeigeführt haben. Solchen angenäherten Uebereinstimmungen ist es wohl zuzuschreiben, dass die An-

nahme eines elastischen Materials für den armierten Beton sich so verbreiten konnte.

15. Verteilung der Spannungen in der Druckgurtplatte nach der Breite zu.

Eine noch nicht gelöste Frage ist die Art des Verlaufs der Spannungen in der Druckgurtplatte von der Axe der Rippe nach Aussen. In dieser Beziehung ist das vorliegende Material durchaus nicht geeignet, hier Klarheit zu schaffen. Einige Anhaltspunkte liefern die gemessenen Längenänderungen der Balken der 1. Serie in 11,8 cm Abstand von Oberkante-Druckplatte.

Die Tabellen auf Seite 85—95 geben Aufschluss über die Verteilung der Δl in vier Punkten: zwei in $\pm 28,5$ cm Abstand von Balkenaxe, zwei in ± 10 cm Abstand dieser Axe. Da jedoch bei den Belastungsproben die beobachteten Strecken b, c, d, e Dehnungen, entsprechend einer Zugbeanspruchung im Beton, bereits kurz vor Eintreten der Risse im Balken gezeigt haben, so sind die beobachteten Unterschiede für die Ermittlung der Verteilung der Druckspannungen nach der Breite zu nicht anwendbar. In der Nähe der Rippe sind die Mittelwerte grösser wie weiter seitwärts; ausserdem ist eine excentrische Wirkung der Kräfte in 11,8 cm Abstand von Oberkante des Balkens stärker vorhanden, wie in der Nähe der Druckplatte-Oberkante.

Die Versuchsbalken, welche hier behandelt worden sind, erhielten eine viel zu geringe Breite des Druckgurttes, um auch bei zahlreicheren beobachteten Strecken die Verteilung der Spannungen nach der Breite experimentell abklären zu können; zur Lösung dieser Frage wären besondere Versuche und Vorrichtungen notwendig.

Es ist zu vermuten, dass die Verteilung der Druckspannungen nach der Breite zu bei gleich-
armierten T Balken derselben Abmessungen, mit Qualität und Alter des Beton wesentlich anders
sein wird; die plastische Eigenschaft des frischen Beton kann der Uebertragung der Druck-
spannungen nach der Breite zu nur hindernd entgegenwirken und ein Abscheeren des Beton
parallel zur Balkenrichtung leicht veranlassen, wie dies bei Druckversuchen von Prismen vor-
kommt, in welchen nur ein Teil der Basisflächen direkt belastet wird. Beim T Balken entsteht
die Belastung der Druckplatte durch die Scheerkräfte längs dem Anschluss von Rippe und Platte,
also in einer den soeben erwähnten direkten Druckversuchen ähnlichen Art.

Es kann auch für die Verteilung der inneren Kräfte nicht gleichgültig sein, in welcher
Richtung die Druckplatten, welche noch als Hourdis direkt auf Biegung beansprucht werden,
armiert sind. Armierungsstangen parallel zur Balkenrippe werden zur Uebertragung der Kräfte
der Platte als Druckgurt nur wenig und gegen die Bildung von Längsrissen gar nicht mithelfen;
diese letzteren können am besten durch Armierungseisen in der Druckplatte senkrecht zur Balken-
rippe vermieden werden; dadurch wird eine Verbreiterung der gedrückten Partie gehemmt.
Diese Frage hängt aber mit der noch ungelösten, auch sehr wichtigen Frage der gleichzeitigen
Beanspruchung der Platten auf Druck und Biegung zusammen, welche bei jeder von Unterzügen
getragenen Decke vorkommt und vorderhand nur ganz theoretisch auf Grund von Annahmen
gelöst wird, welche nicht abgeklärt sind.

16. Spannungen im Eisen, Zusammenwirken von Eisen und Beton.

Bei den vorliegenden Versuchen ist auf die Dehnungen und Spannungen im Eisen keine
spezielle Rücksicht genommen worden, einerseits wegen der im II. Teil dieses Heftes erwähnten grossen
Schwierigkeit, dieselben ohne teilweise Zerstörung des Balkens einwandfrei an jeder Armierungs-
stange zu messen, andererseits, weil bei der Erreichung der Streckgrenze im Eisen die effektiv darin
wirkende Kraft ohne direkte Messung doch mit hinreichender Annäherung experimentell bestimmt
werden kann.

Die üblichen Berechnungsmethoden stimmen bezüglich der im Eisen wirkenden Kräfte
annähernd überein; es werden ohne weiteres solche Spannungen ermittelt, die eine Mitwirkung
des Beton auf Zug ganz ausschliessen. In welchem Verhältnis die für die zulässigen Belastungen
wirklichen Spannungen im Eisen zu den der Dimensionierung zu Grunde gelegten stehen, hat
bei weitem nicht diejenige Bedeutung, wie beim Beton des Druckgurtes; denn es geht aus dem
II. Teil hervor, dass die effektiven Spannungen im Eisen *unterhalb* der für die Dimensionierung
berechneten liegen, zwar nur bis nahe an der Streckgrenze des Metalles, wo sie letzteren Wert
erreichen. Die Gründe dafür sind die entlastende Mitwirkung des Beton im Zuggurt bei den
unteren Laststufen, sodann das Auftreten remanenter Spannungen im Eisen beim Entlasten,
welche den Beton des Zuggurtes auf Druck beanspruchen; beim Belasten müssen diese Druck-
spannungen im Zuggurt zuerst überwunden werden, und nur die Differenz der von der Belastung
hervorgebrachten Zugkraft wirkt direkt auf das Eisen. Sind die Spannungen im Eisen so hoch
gestiegen, dass bleibende Δl in demselben durch Erreichen der Streckgrenze entstehen, dann ist
die effektive Mitwirkung des Beton des Zuggurtes zu Ende.

Nach dem mitgeteilten Beobachtungsmaterial des II. Teiles dieses Heftes und den gegebenen
Erläuterungen darf wohl diese Frage unter normalen Verhältnissen als gelöst betrachtet werden.

Zwei weitere Umstände sind aber bei unseren Versuchen mit T Balken zum Vorschein
gekommen:

1. eine Ausdehnung der Balkenlänge, auf welcher gleich nach Auftreten der ersten Risse
solche sich verteilt haben, und
2. das Zerstören eines Balkens der 1. Serie (No. 7), sowie sämtlicher Balken der 2. Serie durch
Abscheerung an den Enden, bevor die Streckgrenze des Eisens in Balkenmitte erreicht war.

Diese Erscheinungen führen auch dazu, der Frage der effektiven Spannungen im Armierungseisen nur eine untergeordnete Bedeutung zuzuschreiben, gegenüber der grossen Gefahr einer ungenügenden Haftfestigkeit und Verankerung der Enden der Eisenstangen im Beton.

Die ersten Risse sind durch die Biegemomente hervorgerufen; ihr Auftreten auf einer Balkenlänge, innerhalb welcher diese Momente an den Enden bereits stark abgenommen haben, deutet darauf hin, dass die Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen überwunden, und die Kräfte im Eisen sich in gleicher Grösse gegen die Balkenenden fortpflanzen.

Wird diese Balkenlänge, innerhalb welcher die ersten Risse nach einigen Wiederholungen der Belastungen sich verteilen, gemessen, so ergibt sich:

	bei Balken mit 15 mm					bei Balken mit 22 mm Armierung					
	1	2	6	9	10	3	4	7	11	12	13
ca. m	2,20	2,20	2,50	3,00	2,90	2,40	2,20	2,50	3,00	2,90	2,80
oder in % der Stützweite	55	55	62	75	72	60	55	62	75	72	70

Die fettgedruckten Zahlen entsprechen den Balken, welche wegen ungenügender Scheerfestigkeit gebrochen sind; ein Wachsen der Lasten hat diese zerstörende Wirkung der Haftfestigkeit gegen die Enden ausgedehnt, längs den abgebogenen Stangen annähernd senkrecht zu ihrer Richtung Risse im Beton hervorgerufen und zuletzt auch horizontale Risse bewirkt, unter vollständiger Aufhebung des Haftvermögens zwischen Eisen und Beton. Die Ansicht, nach welcher diese Haftfestigkeit zum Beton erst nach Erreichen der Streckgrenze im Eisen überwunden wird, ist durch vorliegende Versuche dahin zu vervollständigen, dass *Wiederholungen der Belastung bereits im Stande sind, bei Spannungen im Eisen, welche tief unter der Streckgrenze liegen, die Haftfestigkeit zu zerstören, sobald Risse im Beton des Zuggurtes entstehen.*

Dem Auftreten der ersten Risse wird, wie früher erwähnt, wenig Bedeutung beigemessen, unter dem Vorwand, die Eisenquerschnitte seien ohne Rücksicht auf die Mitwirkung des Beton des Zuggurtes ermittelt worden. In Wirklichkeit ändern diese ersten Risse wohl nicht viel an den Spannungen im Eisen, aber sie sind das Zeichen für das beginnende Lösen von Beton und Eisen im mittleren Teile des Balkens und für die Ausdehnung der Zerstörung im Beton des Zuggurtes gegen die Balkenenden zu.

Die Biegemomente, da wo die äussersten Risse auftreten, sind 30 bis 60 % kleiner wie in Balkenmitte; das Verhalten des Beton ändert sich jedoch an solchen Stellen nur wenig von demjenigen in Balkenmitte und das Aufwärtsbiegen eines Teiles der Armierungsstangen, und die daraus folgende höhere lokale Beanspruchung durch die Biegemomente bei kleinerem Querschnitt der Armierungseisen im unteren Teile der Zuggurtung genügt nicht, um die Ausdehnung der Rissbildung gegen die Enden zu erklären.

Die bleibende Längenänderung im Beton des Zuggurtes wird beim Entlasten durch die Rückwirkung des eingeschlossenen Armierungseisens nur teilweise verschwinden; der Balken behält eine bleibende Durchbiegung mit Zugspannungen im Eisen und Druckspannungen sowohl im Beton des Zuggurtes, wie im Beton des Druckgurtes. Bei erneuter Belastung wird die Druckspannung des Beton im Zuggurt überwunden, und die bereits vorhandenen Risse öffnen sich wieder; im Druckgurt hingegen tritt eine *Zunahme* der Druckspannungen hervor.

Zwei Bedingungen sind jedoch für dieses Verhalten notwendig: zuerst keine bleibenden spannungslosen Dehnungen im Eisen, sodann eine intakte Verankerung der Stangen an ihren Enden.

Bei Flusseisen ist innerhalb der zulässigen Grenzen der Beanspruchung die erste Bedingung erfüllt; eine Zufälligkeit oder unrichtige Ausführung kann zur Folge haben, dass die zweite Bedingung nicht erfüllt wird. Es folgt dann, dass das Eisen bis an den Endhaken durch ungenügende Haftfestigkeit zum Beton von demselben gelöst wird; kleine Bewegungen treten hierauf ein, welche das Zusammenziehen beim Entlasten verhindern, und dennoch hält der Balken längere Zeit, bevor der Bruch eintritt. In solchen Fällen gibt es kaum bleibende Druckspannungen im Beton oberhalb der Grenze, bei welcher die Verankerung leicht erschüttert ist; hingegen sind die

bleibenden Zugdehnungen im Beton beim Entlasten grösser. Ein solches Verhalten wird wohl die Aufklärung der Erscheinungen bei Balken No. 7 sein.

Eine Verbesserung zur Vermeidung solcher Verschwächungen könnte darin bestehen, die überragenden Balkenteile grösser wie bei den vorliegenden Versuchen zu machen; 15 cm Balkenlänge ausserhalb der Auflagerepunkte ist eine zu kurze Strecke, um eine lokale Beschädigung der Verankerungsstellen sicher zu verhüten.

Die obigen Bemerkungen gelten vor allem für die über ein Jahr alten Balken der 1. Serie; die Balken der 2. Serie mit den auffallend hohen bleibenden Verkürzungen des auf Druck beanspruchten Beton haben, wie nach den vorigen Erläuterungen zu erwarten, wegen dem plastischen Verhalten des Materials im Druckgurt viel kleinere Ueberschreitungen der Druckspannungen gegenüber den rechnermässig, ohne tätige Mitwirkung des Beton des Zuggurtes, ermittelten gezeigt.

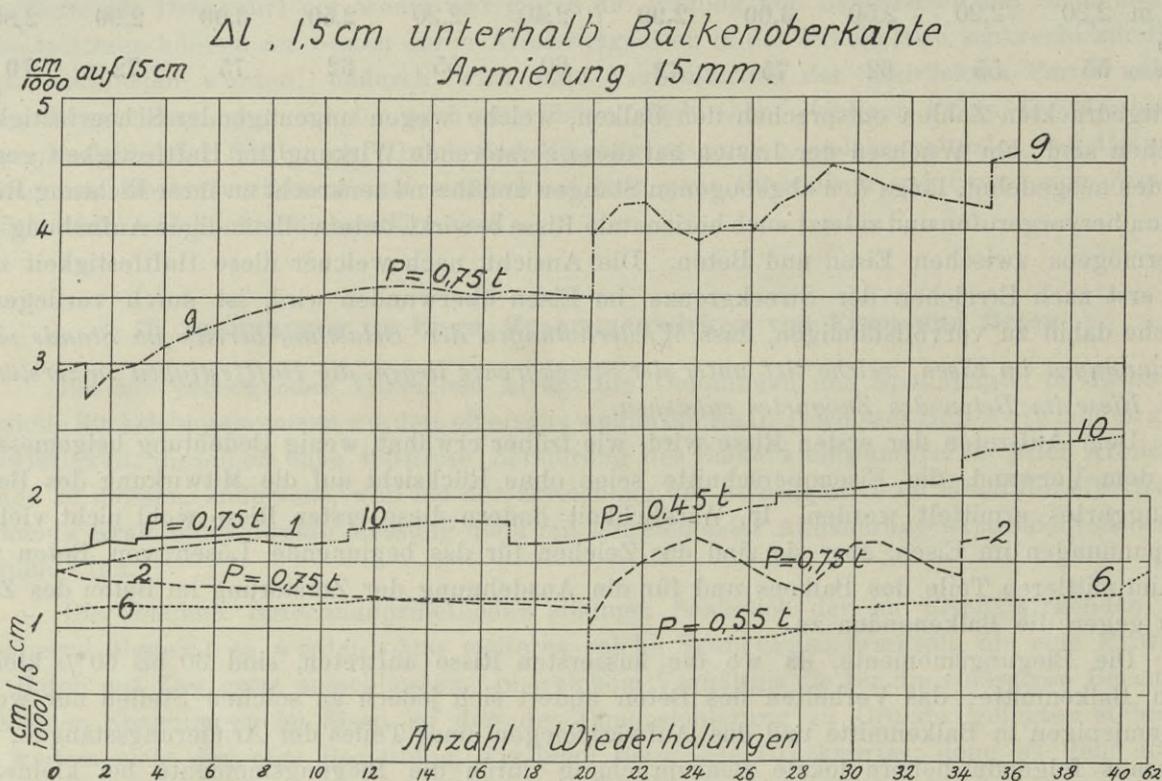


Fig. 33. Einfluss der wiederholten Belastung auf die Längenänderungen.

Die Wiederholung der Belastung hat hauptsächlich die bleibenden Dehnungen im Beton des Zuggurtes gegen die Balkenenden zu erweitert, den Prozentwert derselben vergrössert und infolge dessen sowohl Druckkräfte wie max. Druckspannungen im Beton des Druckgurtes erhöht. Je besser die Verankerungsverhältnisse an den Enden sind, desto auffallender ist diese Zunahme der durch das Wiederholen der Belastung vorkommenden Mehrspannungen im Druckgurt. Wie in Fig. 22 und 23 ersichtlich, sind die Balken No. 1, 2, 6, 3, 4, welche in der Mitte zum Bruche kamen und somit an den Enden am besten sich verhielten, diejenigen Balken, bei welchen die Druckspannungen am auffallendsten oberhalb der nach den üblichen Verfahren berechneten liegen.

17. Verlauf der Längenänderungen und Einsenkungen bei wiederholten Belastungen.

Die besprochenen Erscheinungen bei den verschiedenen Laststufen an beiden Balkenserien haben bereits den grossen Einfluss der Wiederholungen der Belastungen auf die Lage der Nulllinie, auf die Druckspannungen im Beton, auf die Gesamtdruckkraft des Obergurtes, auf die bleibenden Deformationen und auf die raschere Zerstörung des Beton im Zuggurt und des Haftvermögens des eingeschlossenen Eisens erkennen lassen. Dieser Einfluss ist ein viel nachteiliger

bei Balken aus frischem, noch einigermaßen plastischem Beton (2. Serie) als bei Balken aus gut erhärtetem Beton, so dass bereits die Schlüsse gezogen werden können:

Es ist bei stark wechselnder Inanspruchnahme von Konstruktionsteilen eine längere Erhärtungszeit vor der Benützung solcher Teile angezeigt;

eine solche Art der Beanspruchung vermindert wesentlich die Vorteile des armierten Beton, so dass ein grösserer Sicherheitsgrad bei der Dimensionierung anzuwenden wäre.

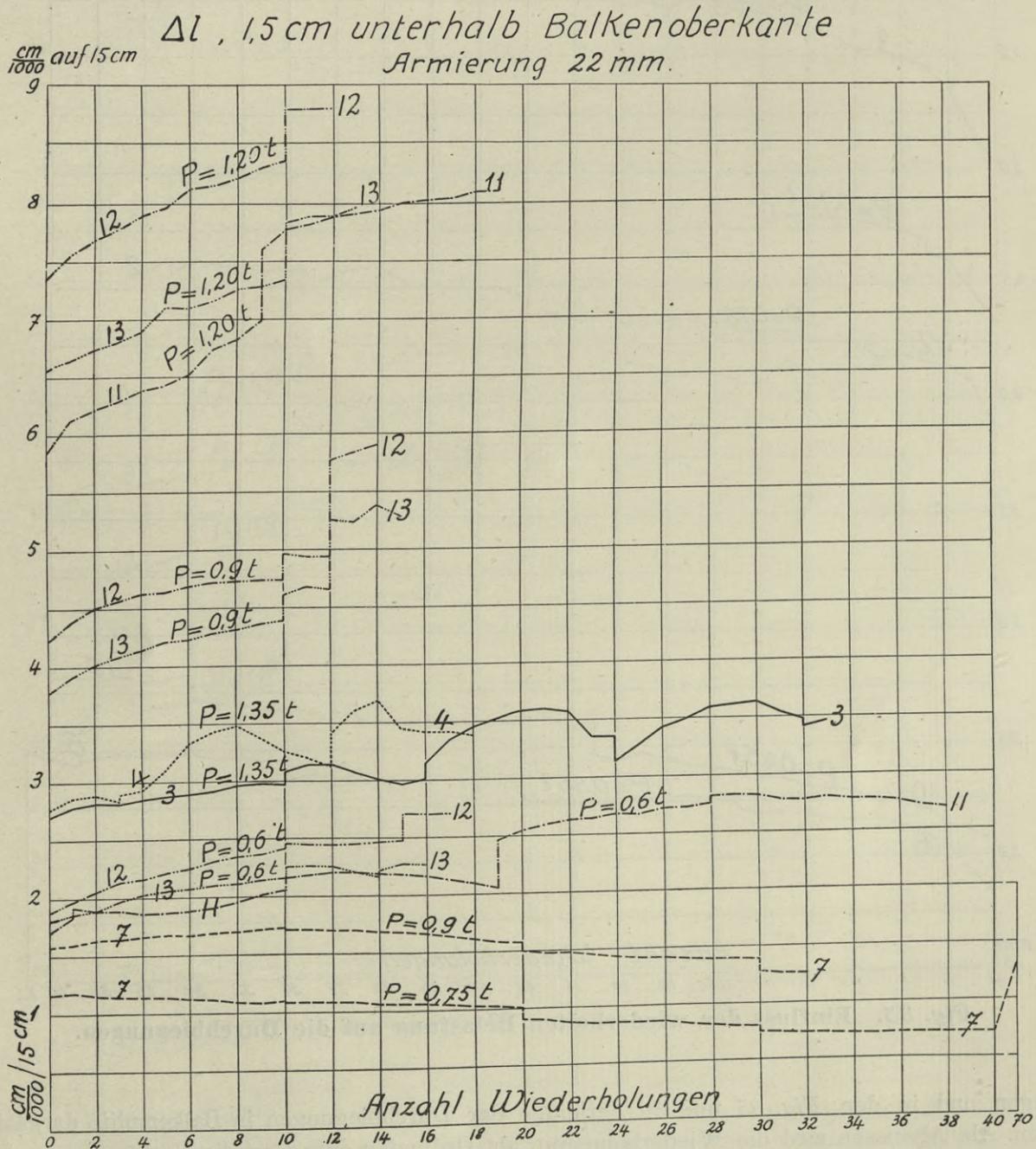


Fig. 34. Einfluss der wiederholten Belastung auf die Längenänderungen.

In welcher Weise sind nun die Änderungen in den Längen- und Durchbiegungsmessungen bei der Wiederholung der Belastungen aufgetreten? Diese Frage lässt sich für die vorliegenden Versuche durch Berücksichtigung der Zwischenablesungen während jeder Serie von Wiederholungen beantworten. Zu diesem Zwecke ist in den Fig. 33 und 34 der Verlauf der Δl bei den Wieder-

Durchbiegungen - Armierung 15 mm.

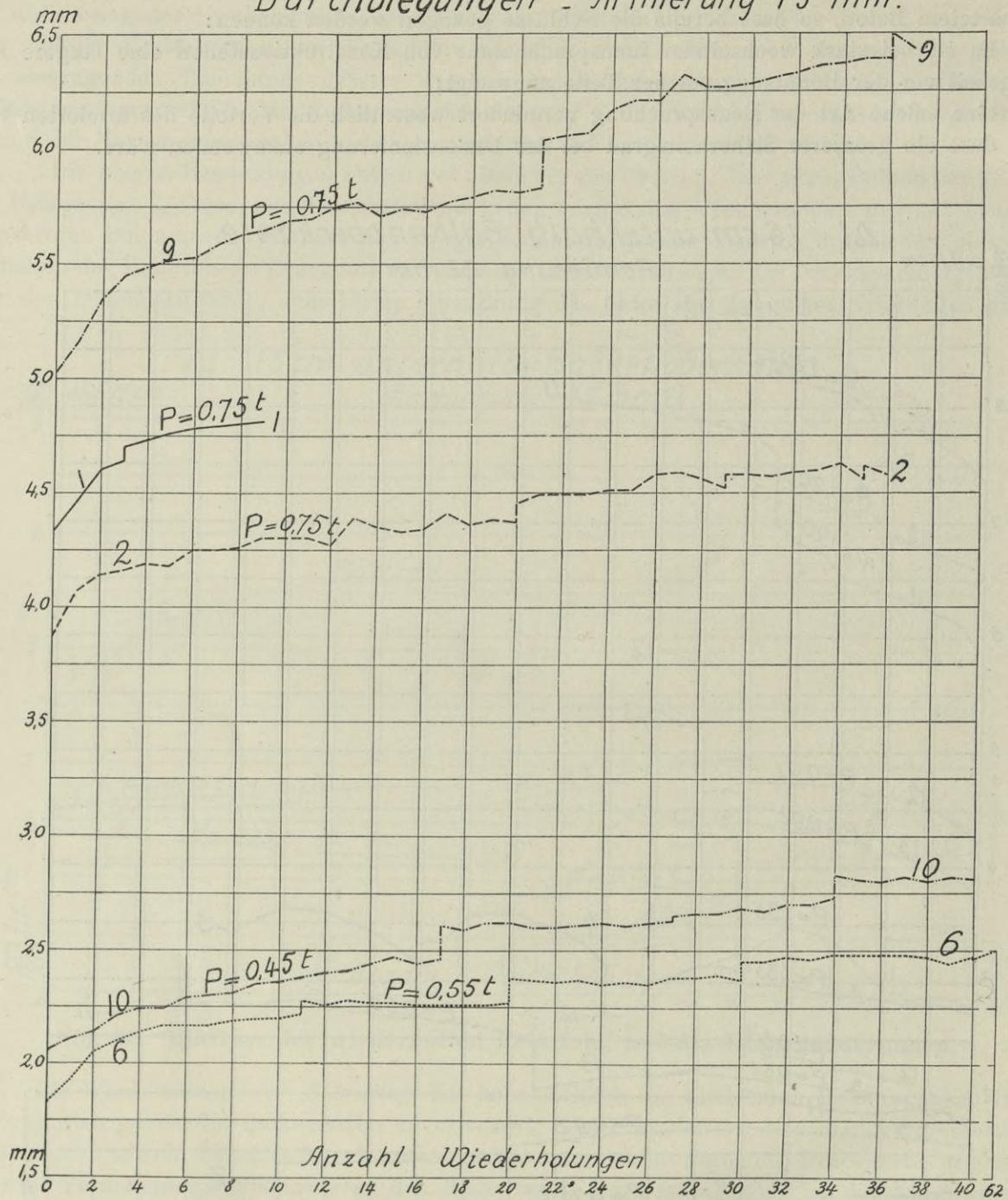


Fig. 35. Einfluss der wiederholten Belastung auf die Durchbiegungen.

holungen und in den Fig. 35 und 36 derjenige der Durchbiegungen in Balkenmitte dargestellt worden. Als Abscissen sind die Wiederholungen, als Ordinaten entweder die Verkürzungen Δl in cm/1000 auf 15 cm Messlänge für die Strecken in 1,5 cm Abstand von Balkenoberkante, oder die Durchbiegungen in mm aufgetragen.

Die Belastungswiederholungen wurden jeweils in Intervallen von 5 Minuten vorgenommen und nach einer Anzahl solcher Wiederholungen trat eine Pause von 30 Minuten bis mehrere Stunden ein, innerhalb welcher Zeit die Last auf die obere Grenze der Laststufe belassen wurde; daher rühren die ziemlich starken Zunahmen der Deformationen bei diesen Unterbrechungen.

Durchbiegungen - Armierung 22 mm.

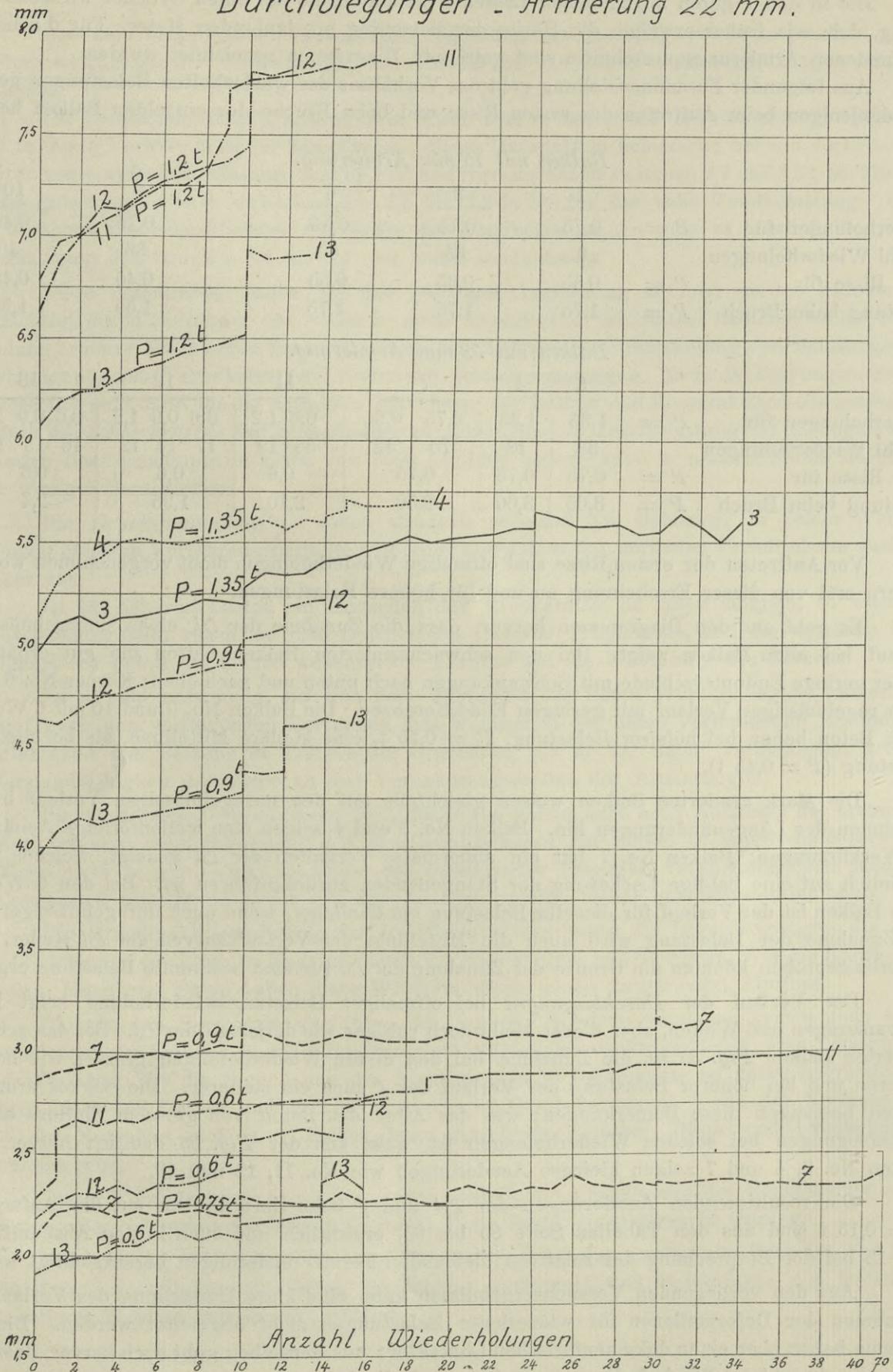


Fig. 36. Einfluss der wiederholten Belastung auf die Durchbiegungen.

Die in den Figuren angegebenen Lasten P bedeuten die auf einen Cylinder wirksame Belastung, d. h. wie früher erwähnt, die Hälfte der Belastung pro laufenden Meter. Für die beiden verschiedenen Armierungsquerschnitte sind getrennte Diagramme gezeichnet worden.

Aus folgender Zusammenstellung geht das Verhältnis der wiederholten Belastungen gegenüber denjenigen beim Auftreten der ersten Risse und beim Bruche der einzelnen Balken hervor.

Balken mit 15 mm Armierung.

		1	2	6	9	10
Wiederholungen für	$P =$	0,75	0,75	0,55	0,75	0,45 t
Anzahl Wiederholungen		9	35	62	36	40
Erste Risse für	$P =$	0,55	0,65	0,55	0,45	0,45 „
Belastung beim Bruch	$P =$	1,75	1,75	1,75	1,55	1,55

Balken mit 22 mm Armierung.

		3	4	7	11	12	13
Wiederholungen für	$P =$	1,35	1,35	0,75 0,9	0,6 1,2	0,6 0,9 1,2	0,6 0,9 1,2 t
Anzahl Wiederholungen		33	18	70 32	38 19	17 14 12	16 15 13
Erste Risse für	$P =$	0,75	0,75	0,75	0,6	0,6	0,6 „
Belastung beim Bruch	$P =$	3,05	3,00	2,50	2,10	1,95	2,4 „

Vor Auftreten der ersten Risse sind oftmalige Wiederholungen nicht vorgenommen worden, sondern erst von dieser Erscheinung an und für höhere Belastungen.

Es geht aus den Diagrammen hervor, dass die Zunahme der Δl einen unregelmässigen Verlauf bei allen Balken zeigt. Bei den schwacharmierten Balken hatten die gut erhärteten Körper geringe Endunterschiede mit Schwankungen nach unten und nach oben; Körper No. 6 zeigt einen regelmässigen Verlauf mit geringen Enddifferenzen. Die Balken No. 9 und 10 mit 6 Wochen altem Beton haben bei höherer Belastung, $P = 0,75$ t, eine steilere Mittellinie, als bei niedriger Belastung ($P = 0,45$ t).

Die stark armierten Balken weisen gleichfalls auf den unregelmässigen Verlauf in den Zunahmen der Längenänderungen hin. Balken No. 3 und 4 zeigen eine wellenförmige Aenderung der Verkürzungen; Balken No. 7 hat ein abnormales Verhalten der Δl gezeigt, welches wahrscheinlich auf eine baldige Lockerung der Stangenenden zurückzuführen ist. Bei den 6 Wochen alten Balken ist der Verlauf für dieselbe Belastung ein ähnlicher, wenn auch unregelmässiger. Mit der Zunahme der Belastung wird auch die Mittellinie der Verlaufskurven der Δl steiler. Nur Dauerbiegeproben könnten die Grenze der Zunahme der Δl für eine bestimmte Belastung ergeben.

Der Verlauf der *Durchbiegungen* bei oftmaliger Belastungswiederholung zeigt kleine Schwankungen und Wellen, aber dieser bleibt doch ruhiger wie derjenige der Δl . Bei den schwach armierten Balken *Fig. 35* ist die Zunahme bei den ersten Wiederholungen grösser wie bei den späteren und bei höherer Belastung der Verlauf der f auch ein steilerer. Die stärker armierten Balken bestätigen diese Bemerkungen; wie das Alter des Beton von grossem Einfluss auf die Durchbiegungen bei solchen Wiederholungen ist, geht aus der *Fig. 36* deutlich hervor. Die Balken No. 3, 4 und 7 zeigen kleinere Aenderungen wie No. 11, 12 und 13.

Die resultierenden Aenderungen der Δl und f beim Zurückgehen auf die Anfangslast $P = 0,15$ t sind aus den Tabellen Seite 85 bis 95, ersichtlich und auch in den Abschnitten 14 und 15 bei der Besprechung der relativen bleibenden Formveränderungen berücksichtigt worden.

Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen kann eine klare Darstellung des Verlaufs der Zunahmen der Deformationen für wiederholte Belastungen nicht abgeleitet werden. Die Diagramme haben eher einen dokumentarischen Charakter; aus denselben geht auch hervor, dass nicht allein die *Anzahl* der Wiederholungen, sondern auch die *Dauer* derselben zu berücksichtigen wäre.

18. Schlussfolgerungen.

Aus dem besprochenen Versuchsmaterial sollen hier nur einige wichtige Schlüsse gezogen werden, welche bei der Projektierung und Ausführung von Bauten in armiertem Beton Beachtung verdienen.

Die *zulässigen Beanspruchungen* im Eisen sind in Bezug auf den erreichbaren Sicherheitsgrad in ihrem Verhältnis zu der Streckgrenze dieses Materials zu bemessen; bei den vorkommenden Werten von σ_e zwischen 1000 und 1200 kg/cm² und Streckgrenzen zwischen 2,7 und 3,2 t bei Flusseisen ist die grösst erreichbare Sicherheit die 2,2 bis 3,2-fache für die volle Totalbelastung. Beträgt das Eigengewicht beispielsweise die Hälfte der Totalbelastung, so wäre es möglich, die Nutzlast vor Eintreten des Bruches 3,4 bis 5,4 mal höher anzunehmen.

Diese Verhältnisse treten nur bei günstiger Ausführung auf und werden bedeutend beeinträchtigt durch Belastung des Beton in noch ungenügend erhärtetem Zustand, ferner bei Verwendung ärmerer Mischungen dieses Materials, durch oftmalige Wiederholung von Belastungen und durch ungenügende Verankerung der Enden der Armierungsstangen. Nicht die Biegemomente in Balkenmitte sind dann für die definitive Zerstörung der Balken und Konstruktionsteile massgebend, sondern die *Scheerkräfte*. Der Sicherheitsgrad gegenüber der Totalbelastung für die angenommene zulässige Beanspruchung im Eisen von 1000 bis 1200 kg/cm² kann in solchen Fällen leicht auf 2 oder weniger herabsinken.

Die *Druckspannungen im Beton* stimmen während der Belastung in keiner Weise mit den nach üblichen Verfahren ermittelten überein und fallen bei normalen Verhältnissen wesentlich grösser aus.

Ist bei höheren Lasten ein Erreichen der Streckgrenze im Eisen möglich, so wächst die Druckspannung sehr rasch mit dem Oeffnen der Risse in Trägermitte, und die wirkliche Druckfestigkeit des Beton hat keinen wesentlichen Einfluss auf die Zerstörung des Balkens.

Es ist sehr notwendig, auf eine hohe Festigkeit des Beton Wert zu legen; immerhin erscheint nach den vorliegenden Versuchen dies weniger in der damit verbundenen Erhöhung der Tragfähigkeit des Balkens in Trägermitte begründet, als in der damit verbundenen grösseren Widerstandsfähigkeit des Beton an den Verankerungsstellen der Armierungen.

Die *bleibenden Deformationen beim Entlasten* haben auch *nach* Auftreten der ersten Risse im Zuggurtbeton eine *Entlastung der Armierungsstangen* zur Folge, so lange die Streckgrenze im Eisen nicht erreicht wird; im Beton des Druckgurtes hingegen veranlassen diese bleibenden Deformationen eine *Zunahme der Druckspannungen*, welche bisher unberücksichtigt blieb.

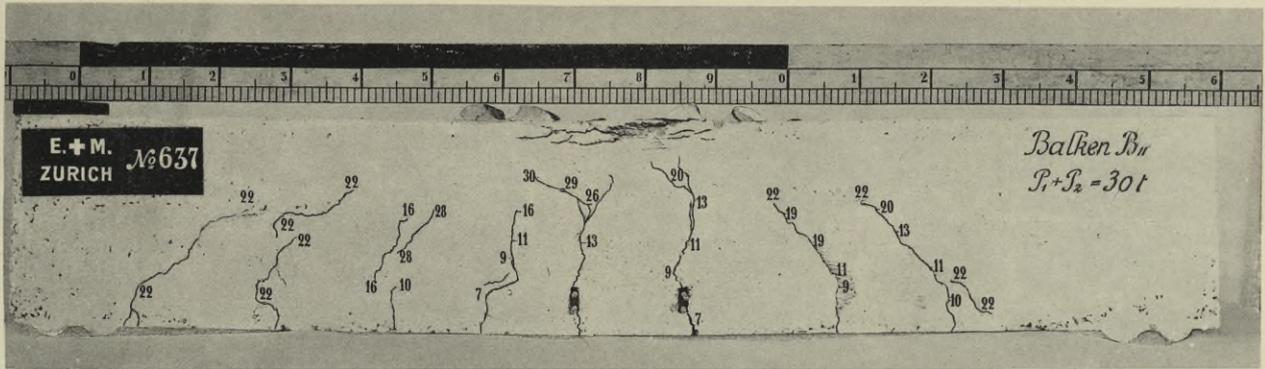
Die *oftmalige Wiederholung der Belastungen* vergrössert die Durchbiegungen, die Anzahl und Ausdehnung der Risse im Zuggurt, sowie die Spannungen im Druckgurt. Auf die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton haben diese Wiederholungen einen *zerstörenden* Einfluss.

Die *üblichen Berechnungsverfahren* der inneren Spannungen geben keinen auch nur annähernd richtigen Einblick in die wirklichen Verhältnisse des armierten Beton; eine Vereinfachung dieser Verfahren für die Berechnung der Abmessungen in Balkenmitte ist daher begründet, z. B. dadurch, dass bei Platten und Balken rechteckigen Querschnittes die Lage der Nulllinie in der Mitte der Nutzhöhe und in T Balken beim Anschluss zwischen Rippe und Druckplatte angenommen wird.

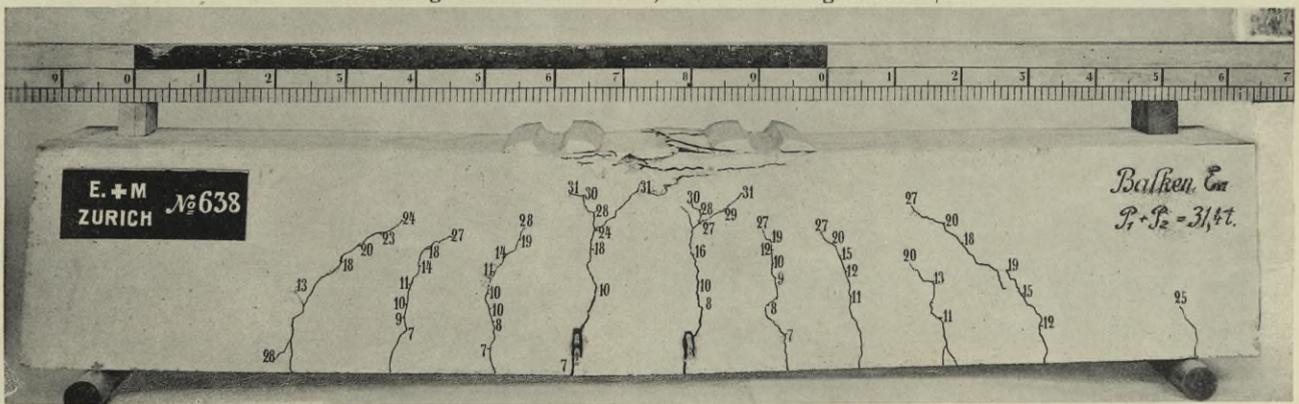
Dieser Vereinfachung gegenüber sollten jedoch die Verhältnisse der Verankerung und die Ermittlung der Scheerbeanspruchung *in jedem Falle sorgfältig* untersucht werden.

Von grösster Wichtigkeit für eine Konstruktion ist das genügende Erhärten des Beton; die Frist zum Ausschalen sollte nach Tunlichkeit verlängert und Belastungen von Belang erst nach einigen Monaten aufgebracht werden.

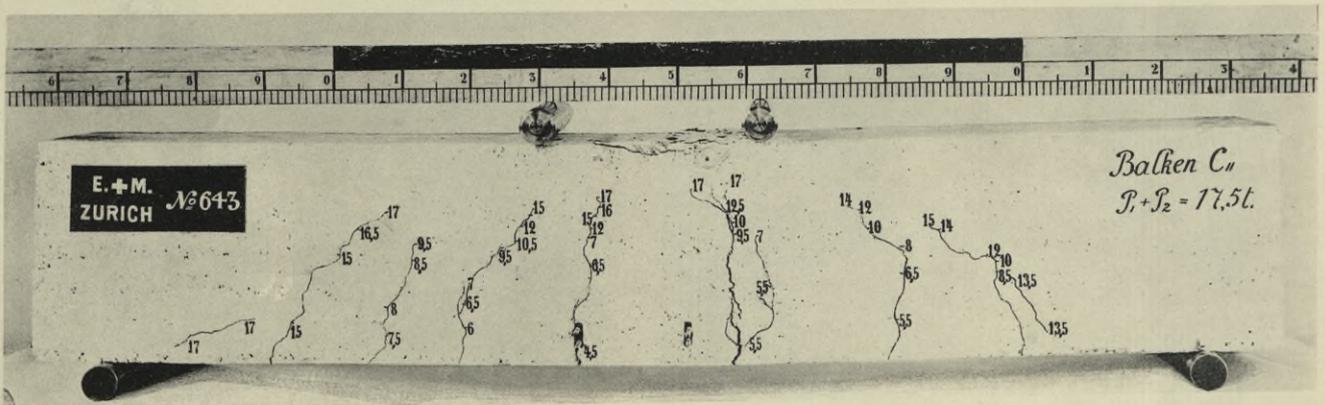




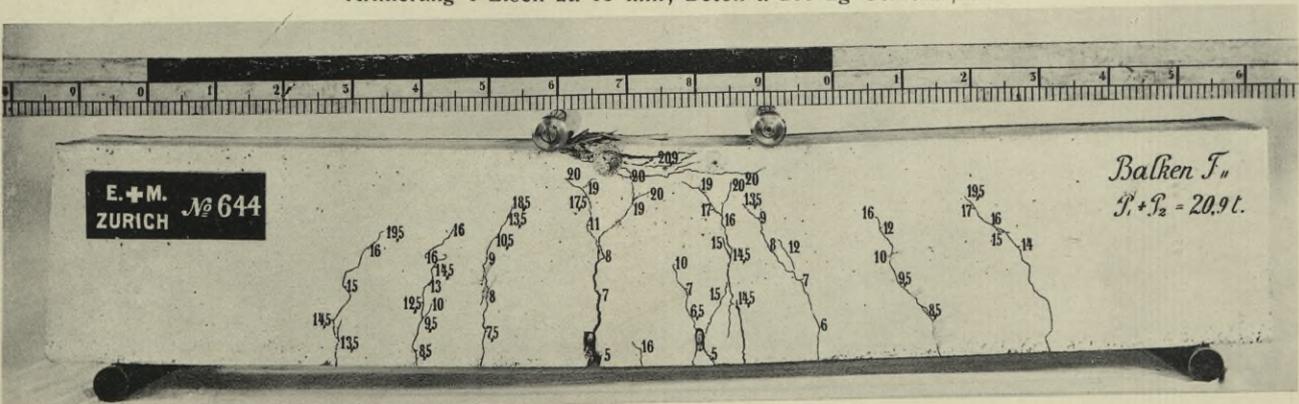
Armierung 4 Eisen zu 22 mm; Beton à 200 kg Cement /m³.



Armierung 4 Eisen zu 22 mm; Beton à 500 kg Cement /m³.

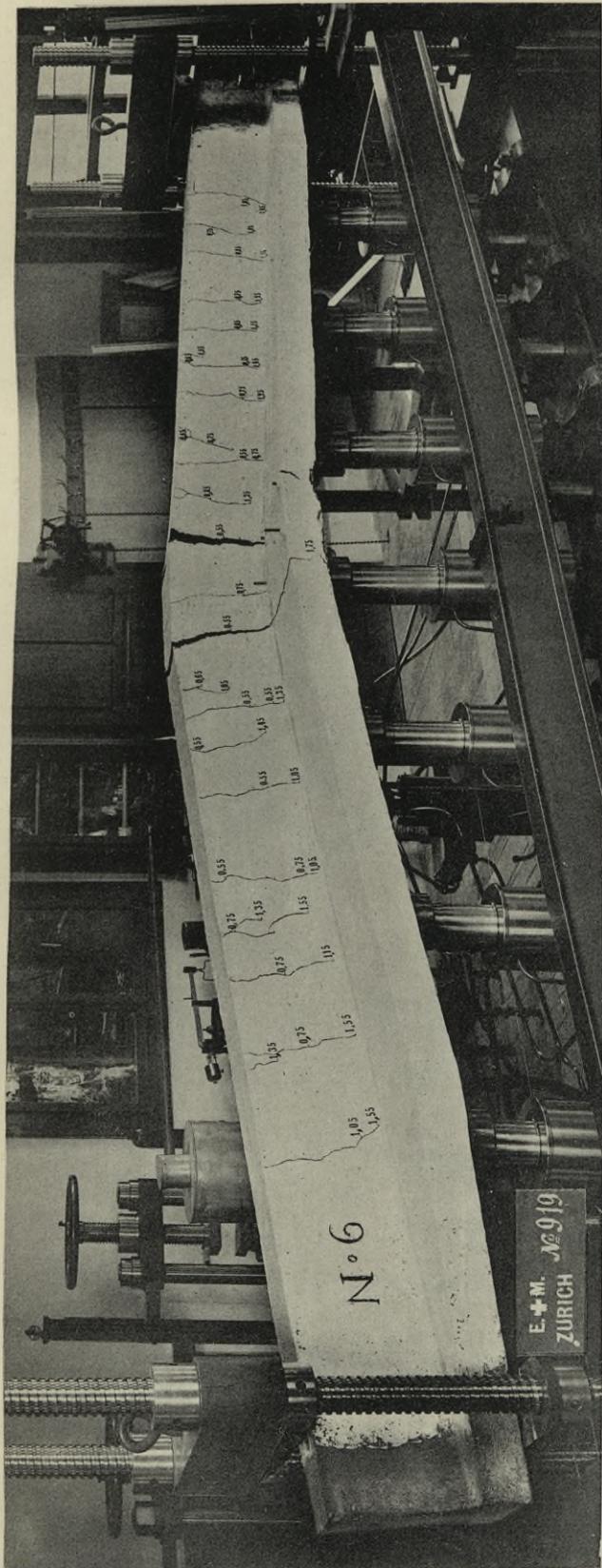


Armierung 4 Eisen zu 15 mm; Beton à 200 kg Cement /m³.

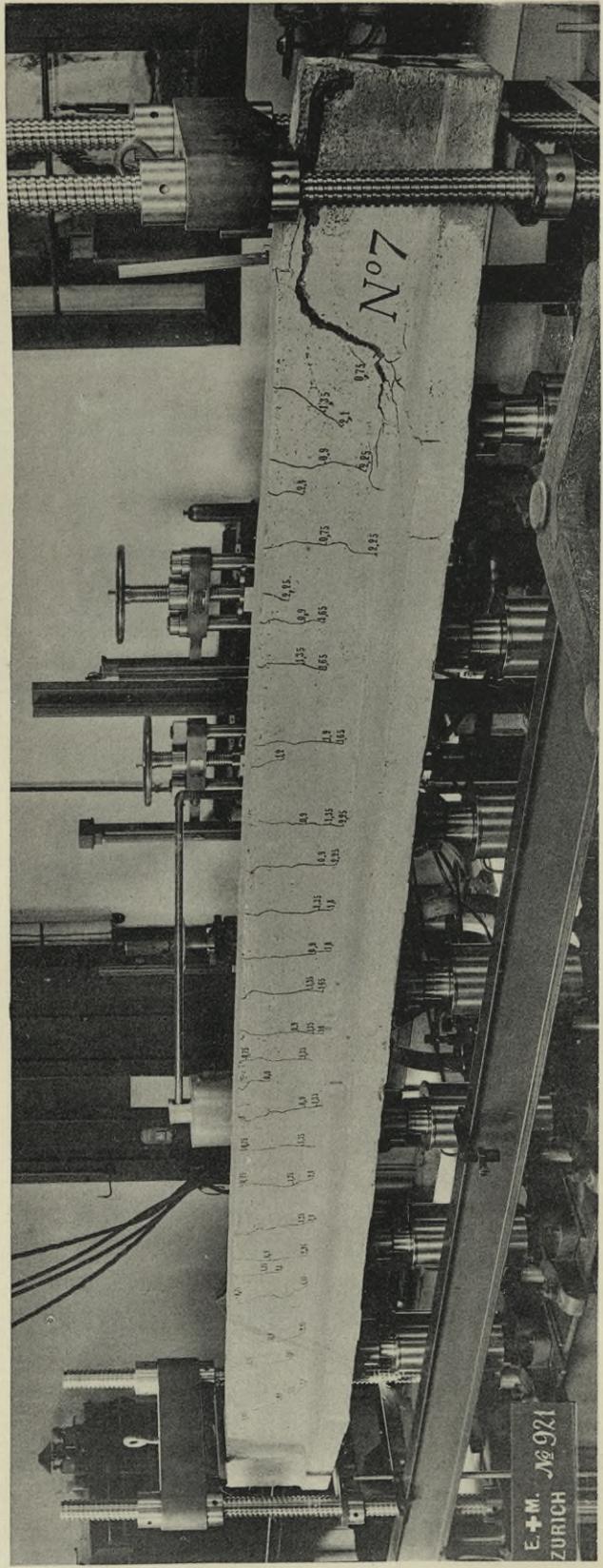


Armierung 4 Eisen zu 15 mm; Beton à 500 kg Cement /m³.

II. Biegungsversuche mit armierten Betonbalken rechteckigen Querschnitts.

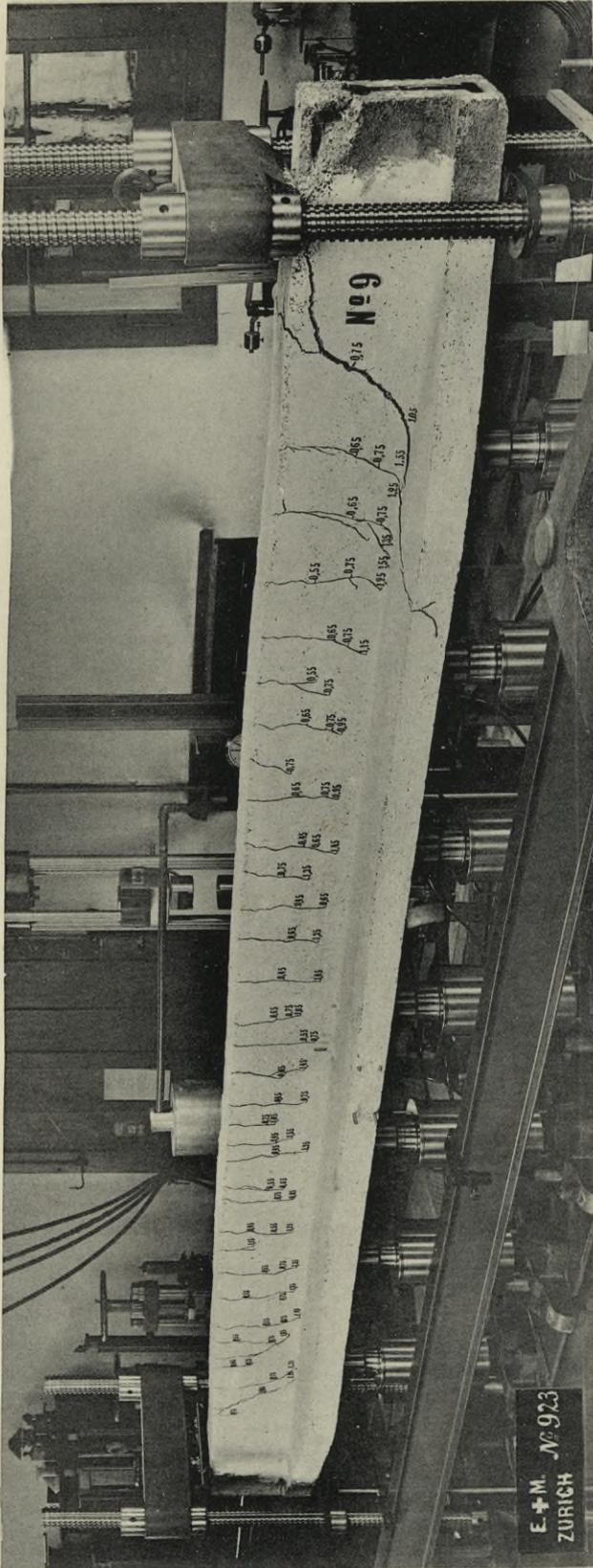


Balken No. 6. Armierung 4 Eisen zu 15 mm, Alter 55 Wochen.

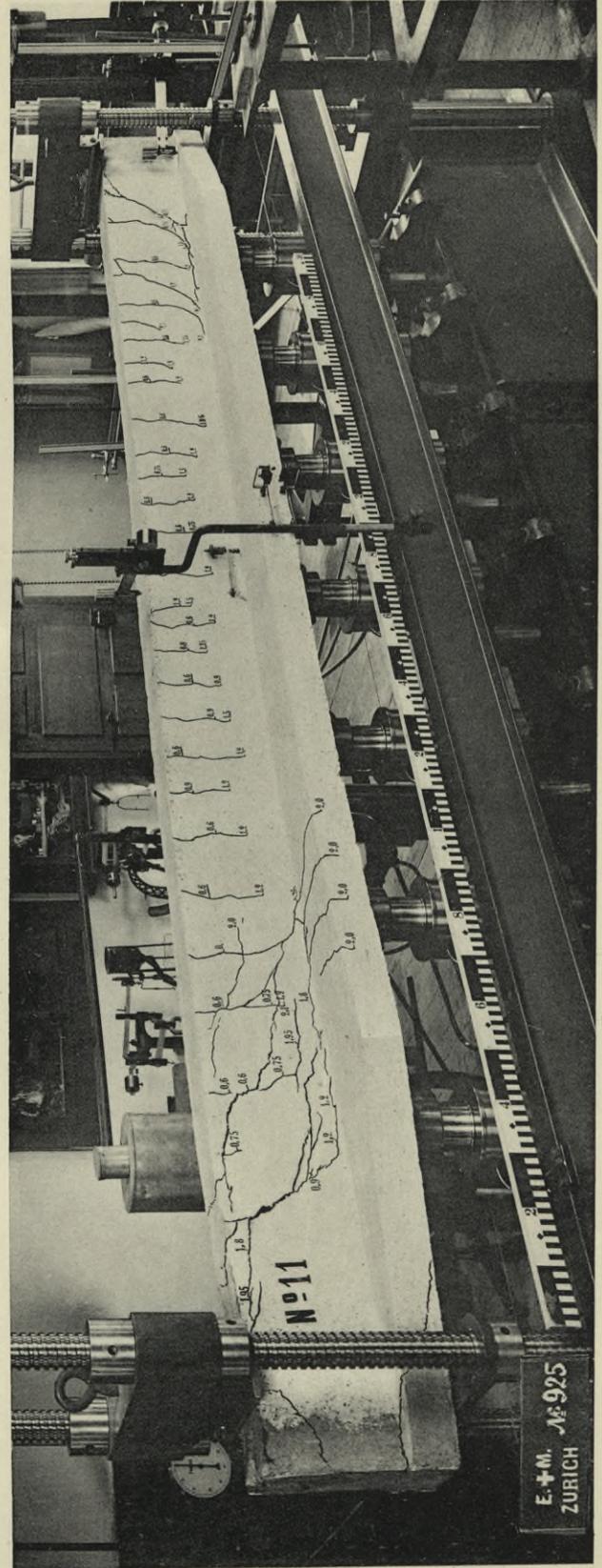


Balken No. 7. Armierung 4 Eisen zu 22 mm, Alter 56 Wochen.

III. Biegungsversuche mit T Balken und verteilter Belastung.

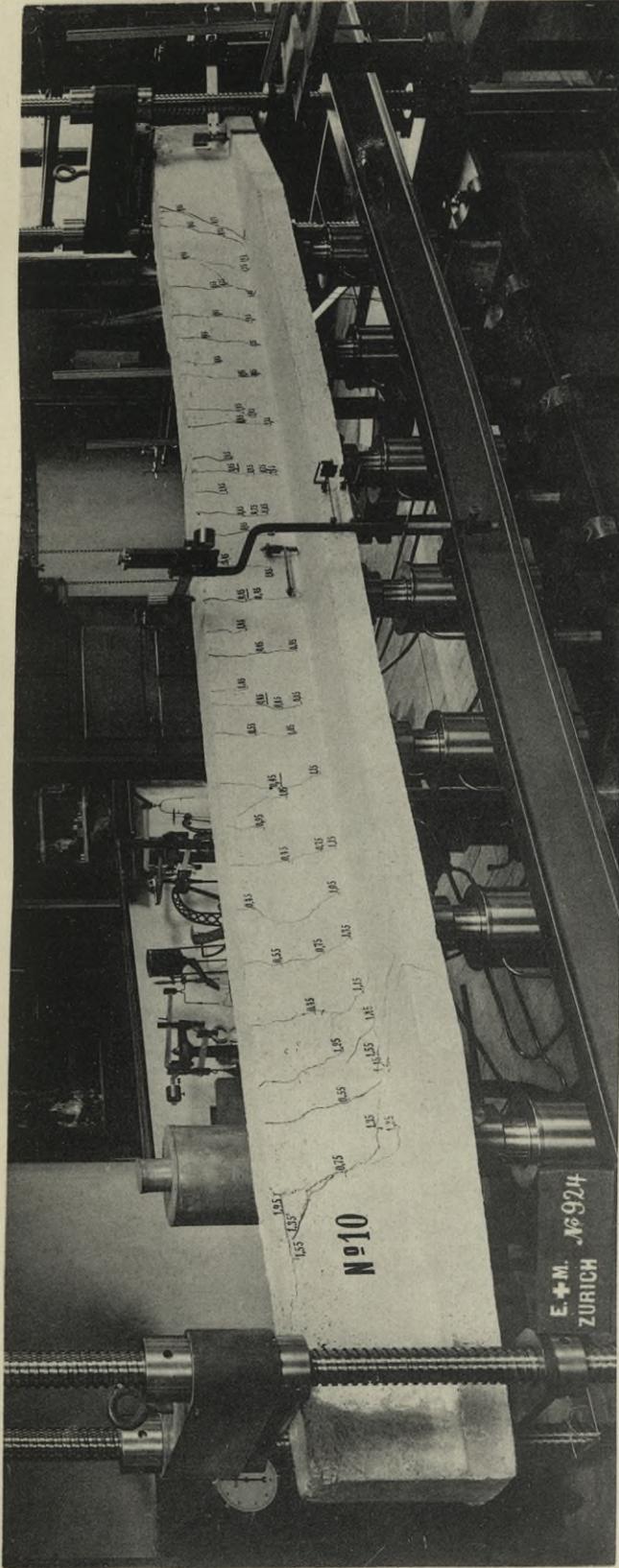


Balken No. 9. Armierung 4 Eisen zu 15 mm, Alter 6 Wochen.

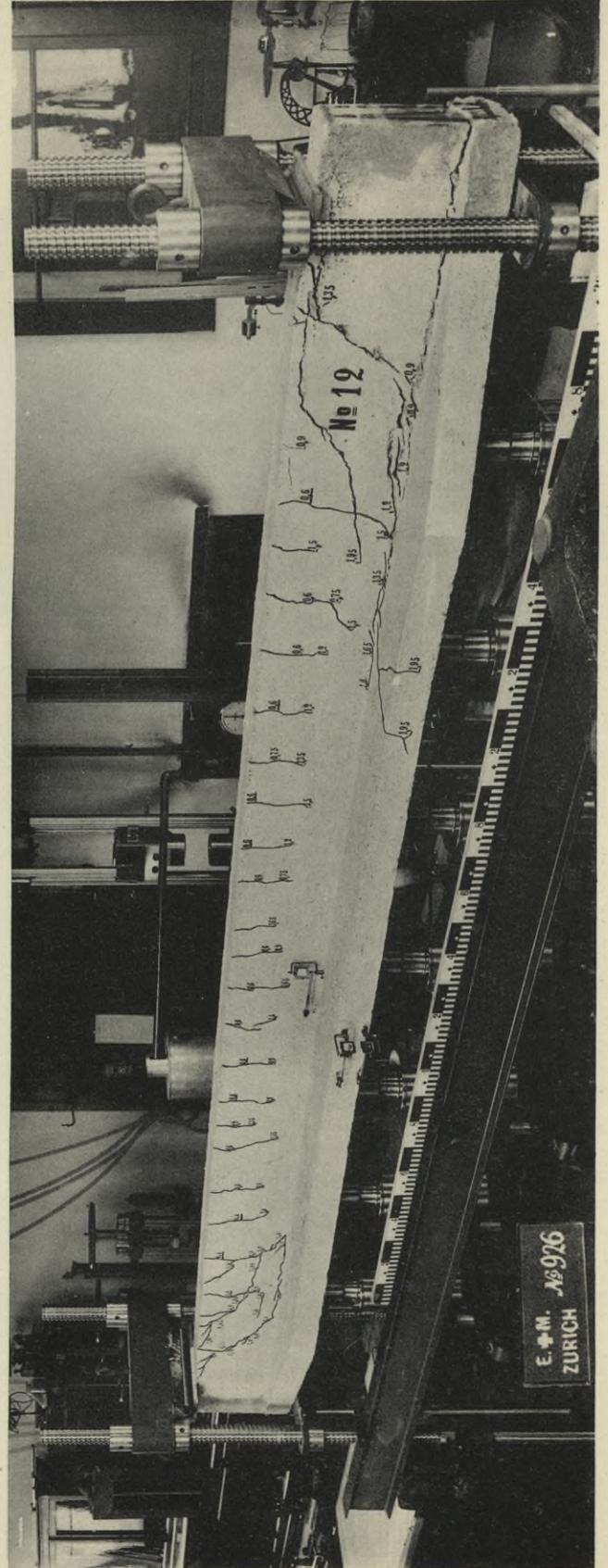


Balken No. 11. Armierung 4 Eisen zu 22 mm, Alter 6 1/2 Wochen.

III. Biegungsversuche mit T Balken und verteilter Belastung.

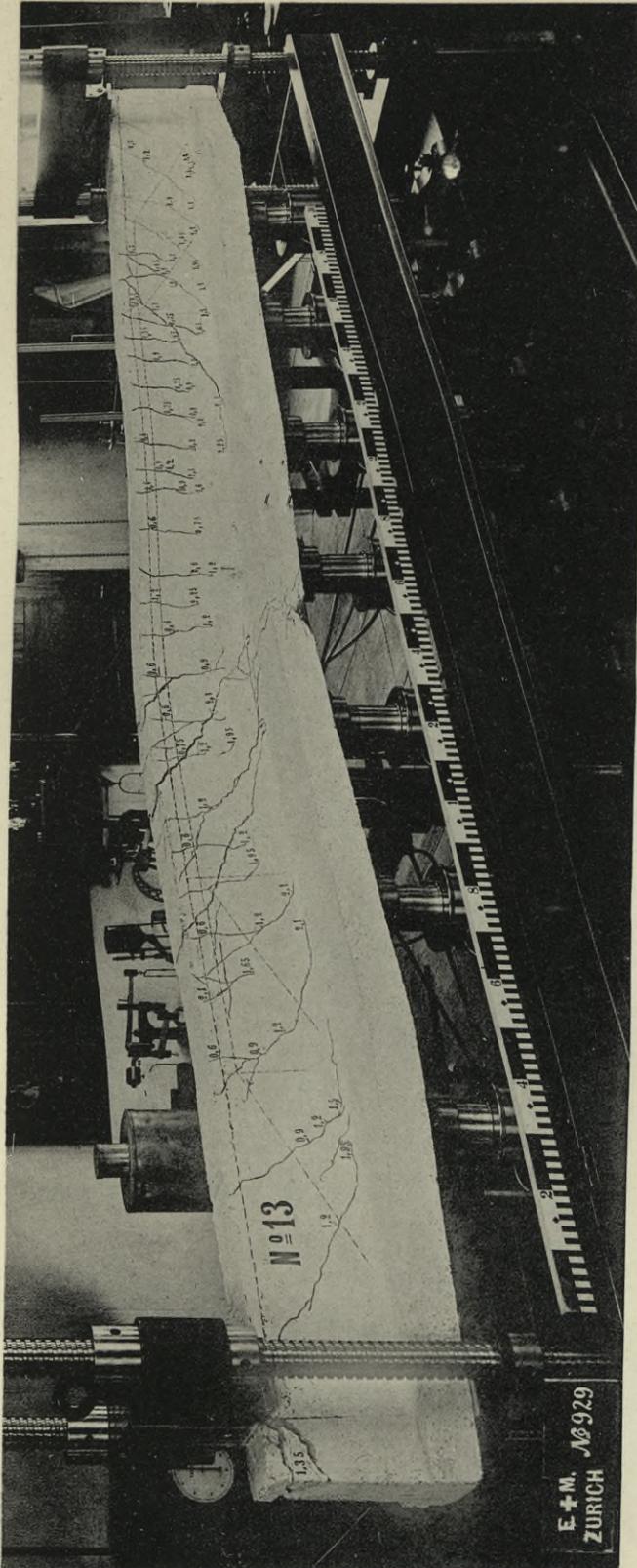


Balken No. 10. Armierung 4 Eisen zu 15 mm, Alter 6 Wochen.

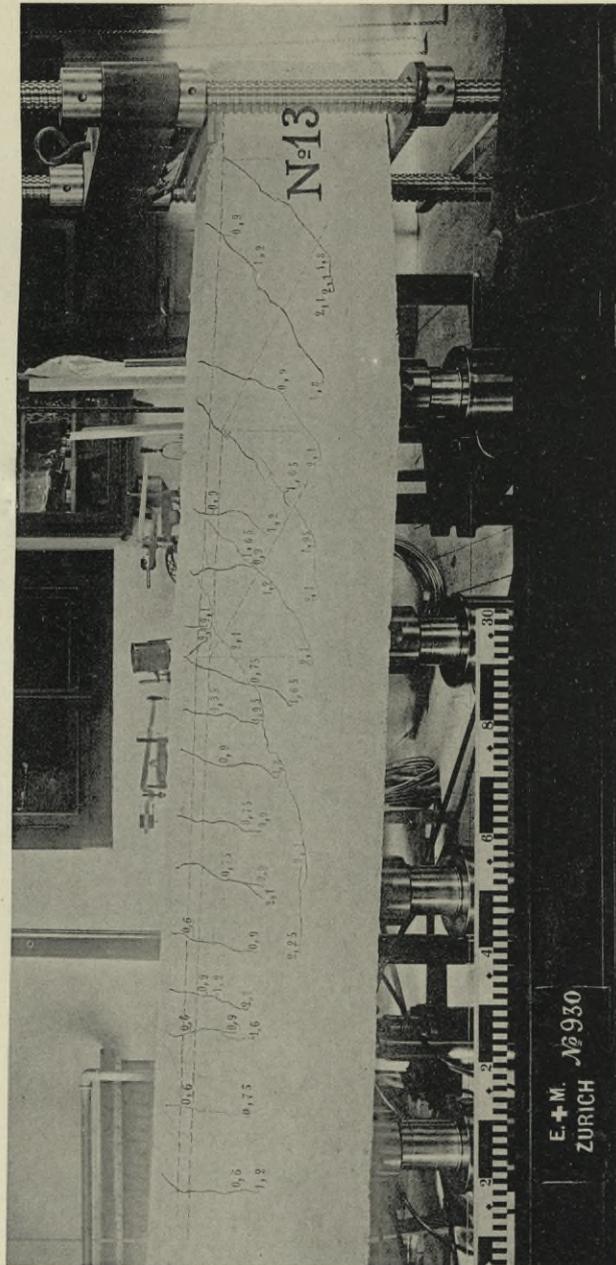


Balken No. 12. Armierung 4 Eisen zu 22 mm, Alter 6 Wochen.

III. Biegungsversuche mit T Balken und verteilter Belastung.



Balken No. 13. Armierung wie punktiert, 4 Eisen zu 22 mm; Alter $6\frac{1}{3}$ Wochen.



Balken No. 13. Detail der rechten Hälfte.

III. Biegungsversuche mit T Balken und verteilter Belastung.

MITTEILUNGEN
DER EIDG. MATERIALPRÜFUNGSANSTALT IN ZÜRICH.

11. Heft

(Sonderabdruck aus den Beiträgen zur Geologie der Schweiz,
Geotechnische Serie, IV. Lieferung, nebst Beilagen).

Resultate
der
technologischen Untersuchung
der
schweizerischen Tone

mit 12 Textfiguren, 4 graphischen Darstellungen und 2 Farbentafeln

bearbeitet von

Privatdozent **B. Zschokke**
Adjunkt der Eidgen. Materialprüfungsanstalt
nebst 3 Beilagen.

Geschichtliche Mitteilungen,
statistische Angaben und wirtschaftliche Betrachtungen

über die

schweizer. Tonwarenindustrie

mit 10 Textfiguren

von

Ingenieur Dr. **Rob. Moser**, Zürich.

Selbstverlag der Anstalt.
In Kommission bei **E. Speidel**, Zürich IV.

Zürich

Druck von Aschmann & Scheller
1907.



G. 16.

16.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301078

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301079

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw.

18317

524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301080

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000315558

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000315559

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000315560

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300969