

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 45/46 (1905)
Heft: 25

Artikel: Biegungsversuche mit armierten Betonbalken von 15/30 cm Querschnitt
Autor: Mörsch, E.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-25547>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 12.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

INHALT: Biegungsversuche mit bewehrten Betonbalken. — Ein Studentenhause in Stuttgart. — Umbau der linksufrigen Zürichseebahn vom Hauptbahnhof Zürich bis Wollishofen. (Schluss). — Vom Elektrischen Bahnbetrieb in Nordamerika. — Miscellanea: Lokomotive mit Ventilsteuerung. VI. internat. Architektenkongress in London 1906. Monatsausweis über die Arbeiten am Rickentunnel. Schweizer, Techniker-Verband. Stadttheater in Zug. Schifffahrt auf dem Oberrhein. St. Stephans-Kathedrale in Budapest.

Durchschlag des Bosrucktunnels. Elektrizitätswerk Frauenfeld. Stadt- und Vorortbahnen in Hamburg. Elektrizitätswerk Schaffhausen. Güterbahnhof der Badischen Bahn bei Basel. — Konkurrenzen. — Preisausschreiben. — Nekrologie. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Schweizer, Ingenieur- und Architekten-Verein. Bernischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. Gesellschaft ehemaliger Studierender: Stellenvermittlung.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur unter der Bedingung genauester Quellenangabe gestattet.

Biegungsversuche mit bewehrten Betonbalken von 15/30 cm Querschnitt.

Aus: „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung.“

Von Prof. E. Mörsch in Zürich.¹⁾

Die Körper (Abb. 1), die zu den hier zu besprechenden Versuchen dienten, bestanden aus Beton von 1 Zement : 4 Rheinsand und -kies; sie wurden im Dezember 1902 hergestellt und drei Monate später an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart untersucht. Auf Vorschlag des Verfassers wurden sie der Biegung mit symmetrischer Doppelbelastung unterworfen, sodass innerhalb der Messlänge von 80 cm ein konstantes Moment ohne Querkraft vorhanden

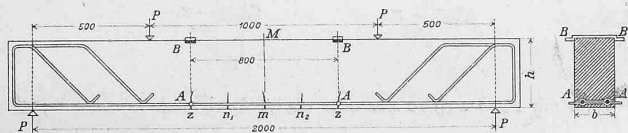


Abb. 1. Abmessungen und Armierung der Versuchskörper.

war. Es wurden dann ausser der Dehnung des Eisens noch die Verkürzung der obersten Betonfaser und die Durchbiegung innerhalb der Messlänge bei den verschiedenen Belastungsstadien gemessen, die je drei Minuten eingehalten wurden. Die Messung der Eisenverlängerungen erfolgte zwischen vorstehenden Zapfen A A, welche mit den Eiseneinlagen verschraubt waren. In den beiden äusseren Teilen der Balken waren die zwei Einlageeisen nach Abb. 1 abgebogen und noch eine Anzahl Bügel angeordnet, um die Wirkung der dort vorhandenen Querkraft P, also der Schub- und Hauptspannungen unschädlich zu machen, was auch insofern gelungen ist, als keine Risse zwischen den Auflagern und den Lasten P eingetreten sind.

Apparate so beschaffen waren, dass beide Beobachtungen nicht gleichzeitig am selben Körper gemacht werden konnten.

Die gezogene Seite der Balken erhielt einen Anstrich aus einer Mischung von geschlämmter Kreide mit Gummi arabicum, um die Risse leichter auffindbar zu machen. Die ersten Risse z wurden immer bei den Zapfen A bemerkt, offenbar weil dort die Zugzone des Betons geschwächt war, später wurden dann die Risse m, n₁ und n₂ innerhalb der Messlänge sichtbar, und zwar waren alle so fein, dass sie ohne den weissen Anstrich wahrscheinlich kaum aufgefunden worden wären.

Infolge des konstant bleibenden Moments und der Abwesenheit von Querkraften innerhalb der Messlänge ist man zu der Annahme berechtigt, dass innerhalb dieser Strecke die Querschnitte während der Deformation eben geblieben sind, zunächst so lange, als Risse im gezogenen Beton nicht aufgetreten sind, also im Stadium IIa.

Die Messungen im Stadium IIb, wo also einzelne Risse beobachtet wurden, geben bei der grossen Messlänge keine besondere Unregelmässigkeit gegenüber dem vorhergehenden Stadium, da ja die Wirkung des einzelnen Risses auf die Länge von 80 cm verteilt wird.

In den Abbildungen 2 bis 4 sind in beliebigem Massstabe die gemessenen Zusammendrückungen der obern Betonfasser und die Dehnungen der Eisen von einem Querschnitt aus aufgetragen; die eingeschriebenen Zahlen bedeuten Milliontel der Länge. Die Punkte zugehöriger Längenänderungen sind, entsprechend dem Ebenbleiben der Querschnitte, geradlinig miteinander verbunden²⁾, sodass die jeweilige Lage der neutralen Achse durch die Schnittpunkte dieser Verbindungslinien mit der den Querschnitt darstellenden Senkrechten gegeben ist.

Die Zahlen sind die Mittel aus je drei Versuchen.

Man sieht, dass die neutrale Achse umso tiefer liegt, je grösser die Eiseneinlage ist, dass sie aber bei allen drei Sorten von Probekörpern mit fortschreitender Belastung

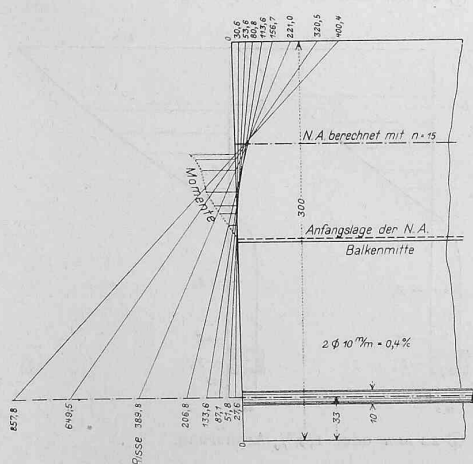


Abb. 2.

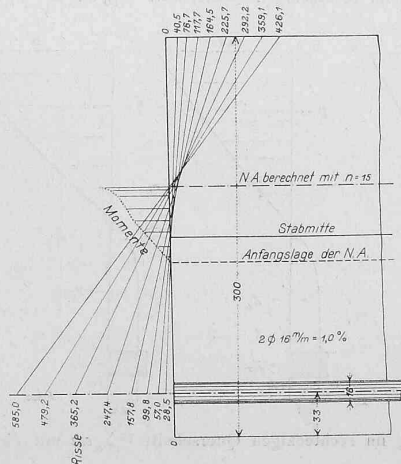


Abb. 3.

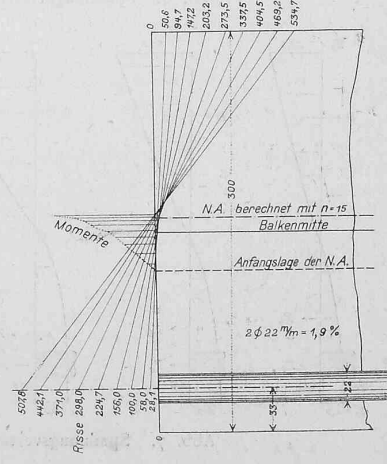


Abb. 4.

Je sechs Körper waren mit 2 φ 10 mm, bzw. 2 φ 16 mm und 2 φ 22 mm bewehrt und hiervon dienten jedesmal drei für die Messung der Eisendeckungen und drei für die Ermittlung der Verkürzungen der obersten Betonfasser, weil die

¹⁾ Mit gültiger Erlaubnis des Verfassers, Herrn Prof. E. Mörsch, sowie des Verlegers, Herrn Konrad Wittwer in Stuttgart, entnehmen wir das folgende Kapitel dem interessanten Buche, dem auf Seite 309 dieser Nummer von berufener Seite eine eingehende Würdigung zu Teil wird.

nach oben rückt. Ihre Anfangslage, also für Beanspruchungen nahe an Null, ergibt sich, wenn man in jeder Lage der neutralen Achse das zugehörige Moment auf einer Senkrechten zum Querschnitt aufträgt und diese Momentenkurve bis zum Schnitt mit der Querschnittsfläche verlängert. Die

²⁾ Der Einfluss des Eigengewichts auf das Biegemoment ist hierbei berücksichtigt worden. Obgleich an sich geringfügig, ergab sich erst dann eine befriedigende Uebereinstimmung der Spannungsverteilung im Querschnitt.

so erhaltene Momentenlinie gibt also ein Bild über die Beziehungen zwischen dem Biegemoment und der Verschiebung der neutralen Achse; sie ist in den Abbildungen 2 bis 4 punktiert eingezeichnet. Man sieht, dass ein Stadium I mit konstant bleibender Zug- und Druckelastizität des Betons nicht vorhanden ist, dass vielmehr schon bei den geringsten Belastungen ein Höherrücken der neutralen Achse eintritt.

Bei der schwachen Armierung von 0,4% ($2 \Phi 10 \text{ mm}$)

Moment die Neutralachse sich asymptotisch einer Grenzlage nähern wird, die nicht viel von der berechneten abweicht, wenigstens solange das Stadium IIb oder die Streckgrenze des Eisens nicht überschritten wird. Wir können also feststellen, dass die beobachtete Lage, vermittelt zwischen den im Stadium IIa und IIb befindlichen Querschnitten, mit der nach den „Leitsätzen“ berechneten übereinstimmt.

Die genaue Lage der neutralen Achse in den Querschnitten, wo Risse sich gebildet haben, wird man wohl

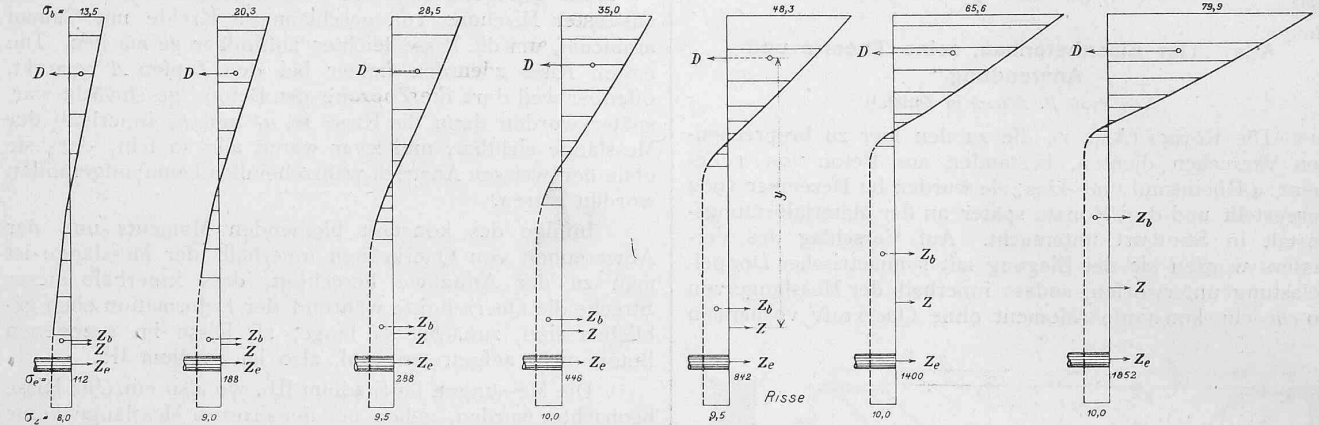


Abb. 5. Spannungsverteilung im rechteckigen Querschnitt $15/30 \text{ cm}$ mit $F_e = 2 \Phi 10 \text{ mm}$ oder 0,4% Armierung.

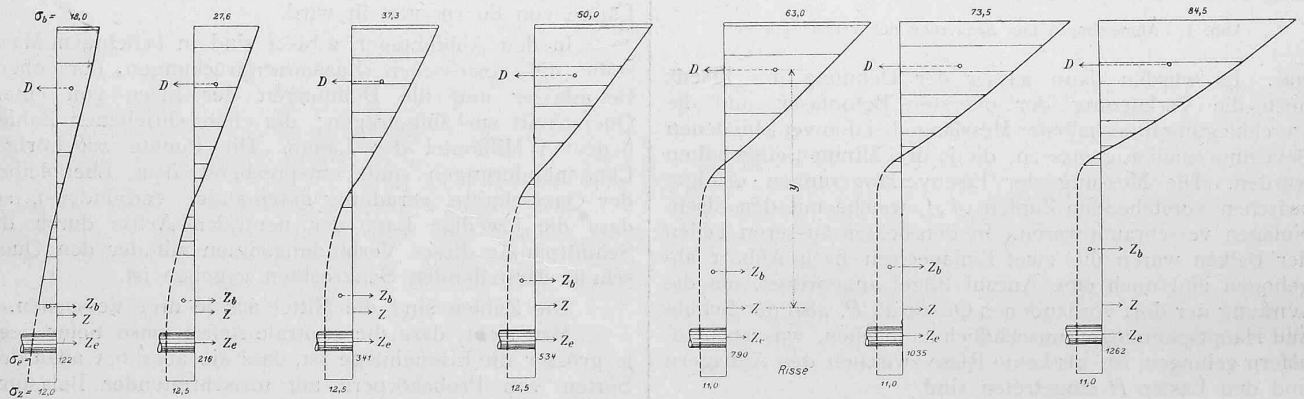


Abb. 6. Spannungsverteilung im rechteckigen Querschnitt $15/30 \text{ cm}$ mit $F_e = 2 \Phi 16 \text{ mm}$ oder 1,0% Armierung.

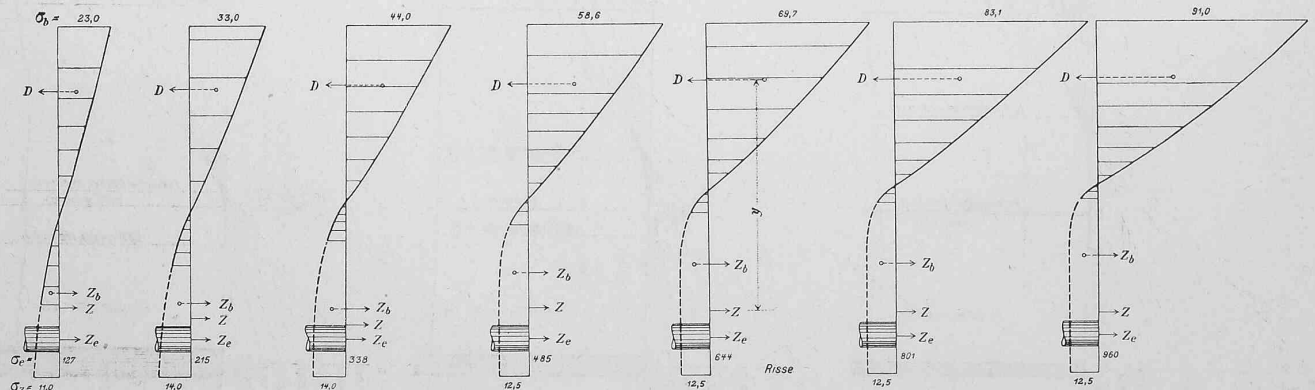


Abb. 7. Spannungsverteilung im rechteckigen Querschnitt $15/30 \text{ cm}$ mit $F_e = 2 \Phi 22 \text{ mm}$ oder 1,9% Armierung.

fällt die Anfangslage fast genau mit der Plattenmitte zusammen, während sie bei den stärkeren Armierungen von 1,0% ($2 \Phi 16 \text{ mm}$) und 1,9% ($2 \Phi 22 \text{ mm}$) ziemlich unter die Plattenmitte fällt. In allen drei Fällen stimmt sie mit der nach den schweizerischen Normen mit $n = 20$ berechneten nahezu überein. Die höchste (gemessene) Lage der Neutralachse deckt sich dagegen sehr gut mit der nach den deutschen „Leitsätzen“ mit $n = 15$ berechneten.

Aus der punktierten Linie der Momente kann man mit Sicherheit schliessen, dass mit weiter zunehmendem

nie mit Sicherheit experimentell nachweisen können; bei grösseren Messlängen erhält man eben nur eine vermittelte Lage.

Die in Rede stehenden Versuche geben einen sehr lehrreichen Ueberblick über die Spannungsverteilung im Balkenquerschnitt während des Stadiums II. Da die Querschnitte bei der getroffenen Anordnung des Versuchs innerhalb der Messlänge eben bleiben müssen, kann man aus den Abbildungen 2 bis 4 für jede beliebige Querschnittsstelle die spezifische Längenänderung der Fasern angeben; mit

Hilfe der Elastizitätsversuche, die früher mit gleich altem Beton derselben Zusammensetzung angestellt wurden, sind wir aber im stande, für jede Deformation die zugehörige Spannung anzugeben. Wir können also (Abbildungen 5 bis 7) auf einer den Querschnitt darstellenden senkrechten Geraden als Ordinaten die den Deformationen entsprechenden Spannungen auftragen und erhalten so zunächst für die Druckzone eine Spannungsfläche, deren Inhalt gleich der Druckkraft D ist, welche durch den Schwerpunkt dieser Fläche hindurchgeht. Das Biegemoment M ist bekannt, wir erhalten also den Abstand y der Zugkraft Z , die bei reiner Biegung gleich der Druckkraft D sein muss, aus der Gleichung

$$y = \frac{M}{D}.$$

Die Zugkraft Z setzt sich aus zwei Komponenten zusammen, nämlich aus der Zugkraft Z_e des Eisens, die aus der gemessenen Dehnung ϵ_e des Eisens und dessen früher bestimmtem Elastizitätsmodul (2160000 kg/cm^2) berechnet werden kann, und aus einer Zugkraft Z_b , welche die Resultierende aller Zugspannungen des Betons unterhalb der neutralen Schicht vorstellt. Aus den bekannten Angriffspunkten von Z und Z_e lässt sich auch der Angriffspunkt von Z_b bestimmen. Die Zugkraft Z_b müsste also gleich dem Inhalt der Zugspannungsfläche des Betons sein und sollte durch ihren Schwerpunkt hindurchgehen.

Nun sind aber die Dehnungen des Betons auf der Zugseite durch Elastizitätsversuche nur so weit gedeckt, als in den Abbildungen 5 bis 7 die Linie der Zugspannungen ganz ausgezogen ist; der weitere mutmassliche Verlauf ist gestrichelt dargestellt.

Wenn es gelingt, dieser Linie einen solchen Verlauf zu geben, dass

1. die von ihr begrenzte Fläche $= Z_b$ ist,
2. ihr Schwerpunkt mit der Kraft Z_b zusammenfällt, und
3. die früher beobachtete Zugfestigkeit gleichartigen Betons nicht wesentlich überschritten wird,

so ist mit Sicherheit zu schliessen, dass der mutmassliche Verlauf der Linie der Betonzugspannungen dem tatsächlichen entspricht. Wie aus den Abbildungen 5 bis 7 hervorgeht, ist diese Uebereinstimmung in einer bei den schwankenden Verhältnissen des Betons ganz zufriedenstellenden Weise erzielt worden, auch für die höheren Belastungen, als schon einzelne Risse aufgetreten waren.

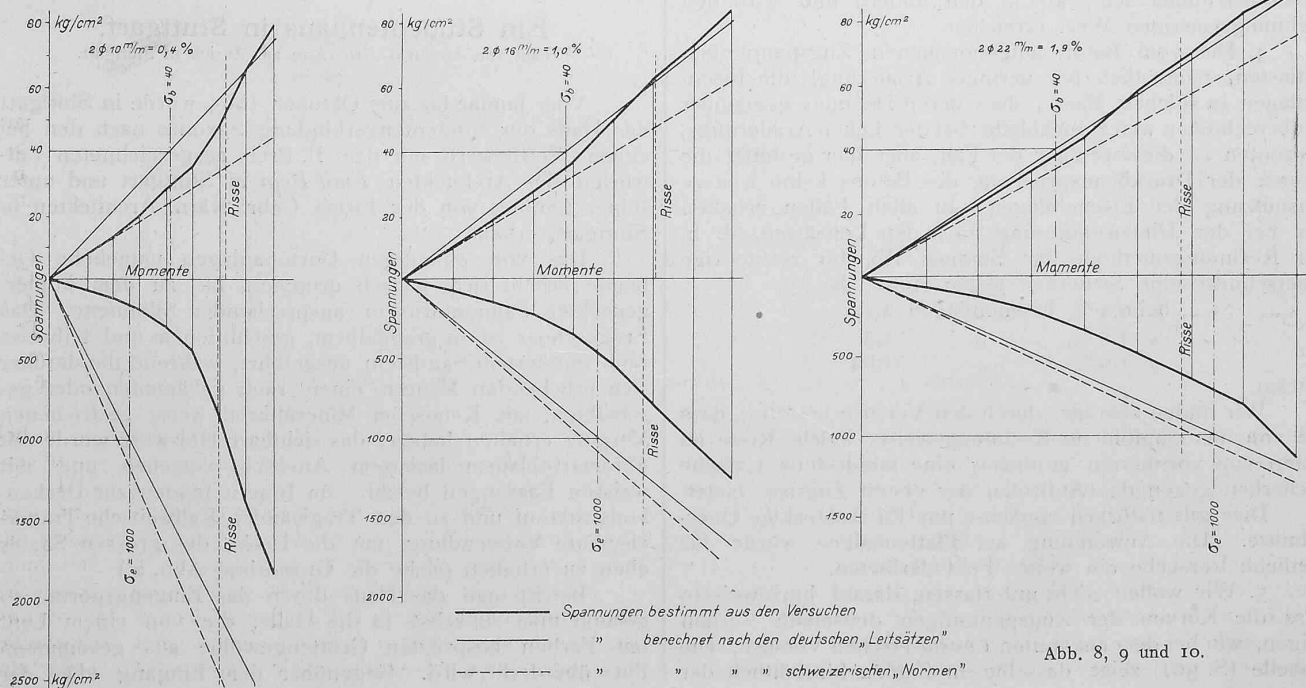
Die nachfolgende Tabelle gibt Aufschluss über die Grössen M , D , Z , Z_e , Z_b ; aus den letzten Spalten ist zu ersehen, wie weit das berechnete Z_b mit dem aus der mut-

masslichen Gestalt der Zugspannungsfläche des Betons ermittelten Wert übereinstimmt.

Hinsichtlich der hohen Lage von Z_b bei den Körpern starker Armierung ist zu beachten, dass an der Betonfläche die Querschnitte der Eisen in Abzug zu bringen sind. Alle Zahlen beziehen sich auf 1 cm Breite.

Moment M	D aus der Zeich- nung	$Z_e = F_e \cdot E_e \cdot \epsilon_e$	$y = \frac{M}{D}$	$Z_b = \frac{M}{Z - Z_e}$	Z_b aus der Zeich- nung	Bemer- kung
Armierung 2 Φ 10 mm = 0,4 %.						
1992	96	$0,105 \cdot 2,16 \cdot 51,8 = 12 \text{ kg}$	20,7 cm	84 kg	85 kg	
2826	134	$0,105 \cdot 2,16 \cdot 87,1 = 20$	21,0 »	113 »	117 »	
3659	180	$0,105 \cdot 2,16 \cdot 133,6 = 30$	20,2 »	150 »	148 »	
4492	218	$0,105 \cdot 2,16 \cdot 206,8 = 47$	20,6 »	171 »	165 »	
5326	254	$0,105 \cdot 2,16 \cdot 389,8 = 88$	20,9 »	166 »	171 »	erste Risse
6159	323	$0,105 \cdot 2,16 \cdot 649,5 = 147$	19,2 »	176 »	180 »	
6992	388	$0,105 \cdot 2,16 \cdot 857,8 = 195$	18,1 »	193 »	200 »	
Armierung 2 Φ 16 mm = 1,0 %.						
2833	148	$0,268 \cdot 2,16 \cdot 57,0 = 33 \text{ kg}$	19,1 »	115 »	98 »	
4083	213	$0,268 \cdot 2,16 \cdot 99,8 = 58$	19,2 »	155 »	140 »	
5333	269	$0,268 \cdot 2,16 \cdot 157,8 = 91$	19,8 »	178 »	165 »	
6583	339	$0,268 \cdot 2,16 \cdot 247,4 = 143$	19,4 »	196 »	190 »	
7833	388	$0,268 \cdot 2,16 \cdot 365,2 = 212$	20,1 »	176 »	171 »	erste Risse
9083	442	$0,268 \cdot 2,16 \cdot 479,5 = 278$	20,5 »	164 »	180 »	
10333	512	$0,268 \cdot 2,16 \cdot 585,0 = 338$	20,3 »	174 »	181 »	
Armierung 2 Φ 22 mm = 1,9 %.						
3673	200	$0,507 \cdot 2,16 \cdot 58,7 = 65 \text{ kg}$	18,4 »	135 »	100 »	
5340	273	$0,507 \cdot 2,16 \cdot 100,0 = 110$	19,5 »	163 »	137 »	
7007	343	$0,507 \cdot 2,16 \cdot 156,0 = 171$	20,4 »	172 »	163 »	
8673	456	$0,507 \cdot 2,16 \cdot 224,7 = 245$	19,0 »	211 »	191 »	erste Risse
10340	527	$0,507 \cdot 2,16 \cdot 298,0 = 327$	19,6 »	200 »	196 »	
12007	603	$0,507 \cdot 2,16 \cdot 371,0 = 407$	19,9 »	196 »	201 »	
13673	685	$0,505 \cdot 2,16 \cdot 442,1 = 485$	20,0 »	200 »	199 »	

Die weniger gute Uebereinstimmung für die ersten Belastungszustände bei starker Armierung könnte durch Anfangsspannungen im Beton infolge Schwindens erklärt werden. Die direkt gemessene Zugfestigkeit des Betons 1 : 4 wurde bei den zur Elastizitätsmessung verwendeten Körpern zu 8,8 bis 10,1 kg/cm^2 gefunden; es ist jedoch eine etwas grössere Zugfestigkeit bei Biegung in Verbindung mit der Eiseneinlage nicht überraschend, da hier jede exzentrische Beanspruchung ausgeschlossen ist und ein einzelner schwacher Querschnitt nur einen geringen Einfluss



auf das Messungsergebnis haben kann. Ein kleiner Fehler in D ist bei den unsichern elastischen Verhältnissen des Betons leicht möglich und bedingt grosse Aenderungen der Lage und Grösse von Z_b .

In den Abbildungen 8 bis 10 sind die Versuchsergebnisse in folgender Weise graphisch dargestellt.

Als Abszissen sind die auf die ganze Messlänge konstanten Momente, als Ordinaten nach oben die aus den beobachteten Verkürzungen der obersten Faser und der bekannten Elastizitätskurve berechneten obern Randspannungen σ_b des Betons und als Ordinaten nach unten die aus den gemessenen Dehnungen der Eisen mit dem Elastizitätsmodul $E_e = 2,16 \cdot 10^6$ berechneten Eisenspannungen σ_e . So entstehen die mit starken Linien gezeichneten Kurven. Die Punkte, von wo ab Risse beobachtet wurden, stimmen oben und unten deshalb nicht genau miteinander überein, weil beide Kurven die Mittel von je drei Versuchen sind, und weil die Verkürzungen und die Verlängerungen nicht zugleich an einem Körper gemessen werden konnten. In die Figuren sind weiter eingezeichnet: mit schwächeren Linien die nach den Leitsätzen des Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine mit $n = 15$ für die betreffenden Momente berechneten Spannungen des Betons und des Eisens; dasselbe mit gestrichelten Linien für die Rittersche Methode oder nach den schweizerischen Normen mit $n = 20$. Die so entstandenen Bilder sind sehr lehrreich und liefern in augenfälliger Weise die nachstehenden Ergebnisse:

1. Zunächst zeigt sich die bekannte Tatsache, dass für Plattenarmierungen, die unter der den Leitsätzen angepassten von 0,75% liegen, die Ausnützung der zulässigen Eisenspannungen für das aufzunehmende Moment massgebend ist, bei höher liegenden Armierungen ist die Grenze durch die zulässige Druckbeanspruchung gegeben.

2. Nach den „Leitsätzen“ berechnet sich die Druckbeanspruchung des Betons grösser, als sie bei der zulässigen Belastung tatsächlich auftritt; bei sehr starker Armierung stimmt der Rechnungswert fast genau mit dem gemessenen überein. Die Berechnung nach den schweizerischen Normen ergibt die Druckbeanspruchung kleiner, als sie beobachtet wurde. Im Stadium IIb, nach Auftreten der Risse, stimmt das nach den „Leitsätzen“ berechnete σ_b befriedigend mit dem gemessenen (auf die Messlänge vermittelten) überein.

3. Die rechnermässige Beanspruchung des Eisens ist weit grösser als die tatsächlich beobachtete; dies gilt natürlich nur bis zum Auftreten der Risse, denn von da an wird die Eisenspannung in den gerissenen Querschnitten wesentlich höher sein, als in den andern und wird den rechnermässigen Wert erreichen.

4. Die vom Beton aufgenommenen Zugspannungen entlasten, namentlich bei geringer Armierung, die Eiseneinlagen in solchem Masse, dass deren Dehnung gegenüber der berechneten weit zurückbleibt; bei den hohen Armierungsprozenten ist dies weniger der Fall, aber hier gestattet die Grenze der Druckbeanspruchung des Betons keine weitere Ausnützung der Eiseneinlagen. In allen Fällen erhalten wir bei der Dimensionierung nach den Leitsätzen, d. h. der Rechnungsmethode für Stadium IIb, für rechteckige Querschnitte eine Sicherheit gegen Risse, die

bei 0,4 % Eiseneinlagen	2,12,
„ 1,0 % „	1,5
„ 1,9 % „	1,64

beträgt.

Wir finden also hier durch den Versuch bestätigt, dass die von uns empfohlene Rechnungsweise, welche Risse im Beton von vornherein annimmt, eine mindestens 1,5fache Sicherheit gegen das Auftreten der ersten Zugrisse bietet.

Dies gilt natürlich zunächst nur für rechteckige Querschnitte. Die Anwendung auf Plattenbalken würde für ähnliche Versuche ein weites Feld darbieten.

5. Wir wollen nicht unterlassen, darauf hinzuweisen, dass die Kurven der Zugspannungen denselben Verlauf zeigen, wie bei dem bekannten *Considère*schen Versuch. Die Tabelle (S. 301) zeigt dasselbe in Zahlen hinsichtlich der

Verteilung der Zugkraft Z auf die Kräfte Z_e und Z_b . Während Z und Z_e mit fortschreitendem Moment zunehmen, bleibt Z_b nach Erreichung eines Höchstwertes, von kleinen Schwankungen abgesehen, fast konstant. Wir konstatieren also in Uebereinstimmung mit *Considère* die gleiche Kraftverteilung zwischen Eisen und Beton bei Zugbeanspruchung, aber mit dem Unterschied, dass bei den hier durchgeführten Versuchen, dank der peinlichen Sorgfalt, die Zugrisse im Beton viel früher gefunden wurden. Trotz der nachgewiesenen Risse bleibt aber die Spannungsverteilung dieselbe und die Zugkraft Z_b erleidet keine wesentliche Verminderung. Wie können wir uns diese Erscheinung erklären, wenn die von *Considère* zu Hilfe genommene Duktilität des gezogenen Betons versagt?

Nach den Versuchsprotokollen entstanden zuerst Risse an den Zapfen A , hierauf innerhalb der Messlänge die Risse n und später Riss m . Da die Querkraft innerhalb der Messlänge gleich Null ist, so treten im Stadium I und IIa auf dieser Strecke keinerlei Haftspannungen auf. Sobald aber beim Uebergang zum Stadium IIb in einem Querschnitt ein Riss auftritt, wird dort das Eisen stärker beansprucht und es wird in den anschliessenden Querschnitten die Haftfestigkeit bezw. der Gleitwiderstand zum vollen Betrag für die Spannungsausgleichung zwischen Beton und Eisen in Wirkung treten müssen. Nehmen wir nach Versuchen von Bach einen Gleitwiderstand von 33 kg/cm^2 an, so erhalten wir z. B. für die Probekörper mit $2 \phi 16 \text{ mm}$ eine Strecke von

$$\frac{15 Z_b}{2 \cdot 3,14 \cdot 1,6 \cdot 33} = \frac{15 \cdot 180}{207} = 8,1 \text{ cm},$$

welche erforderlich ist, um den Beton wieder in die Spannung zu setzen, welche er vorher gehabt hat. Selbst der gerissene Beton bremst also gewissermassen infolge des Gleitwiderstands an den Eiseneinlagen und infolge der noch vorhandenen Zugfestigkeit der zwischen den Rissen gelegenen Stücke die Dehnungen des Eisens. Auf diese Weise ergibt sich immer noch ein nahezu konstanter Wert Z_b auch nach Auftreten der Risse und ferner die Erscheinung der Duktilität des Betons, die aber in Wirklichkeit nicht vorhanden sein muss.

Wir wollen hiermit nicht behaupten, dass *Considère* die Risse bei seinen Versuchen übersehen hätte, wollen aber andererseits noch bemerken, dass man auch von unsern Versuchskörpern Betonstücke von 20 bis 40 cm Länge zwischen den Rissen hätte herausnehmen können, welche noch die volle Zugfestigkeit hätten aufweisen müssen.

Ein Studentenhaus in Stuttgart.

Erbaut von Architekt *Emil Rein* aus Zürich in Stuttgart.

Vom Januar bis zum Oktober 1905 wurde in Stuttgart das Haus der Studentenverbindung Saxonia nach den bei einem Wettbewerb mit dem II. Preis ausgezeichneten Entwürfen des Architekten *Emil Rein* in Stuttgart und unter seiner Leitung von der Firma Gebr. Kärn, Architekten in Stuttgart, erbaut.

Das von anmutigen Gartenanlagen umgebene Gebäude erhebt sich hübsch gruppiert bis zu dem kupfergedeckten Fahnenurm in ansprechender Silhouette. Das Erdgeschoss ist in graugelbem, geschliffenem und teilweise rauh bossiertem Sandstein ausgeführt, während die darüber sich erhebenden Mauern einen rauh gekämmten oder geschleibten, mit Keimscher Mineralfarbe weiss gestrichenen Verputz erhalten haben; das sichtbare Holzwerk wurde mit ultramarinblauem lasiertem Anstrich versehen und mit weissen Fassungen belebt. Im Innern fanden zur Deckenkonstruktion und zu den Tragwänden Kallweitsche Trägerelemente Verwendung, um die Decke des grossen Saales eben zu erhalten (siehe die Grundrisse Abb. 2.)

Betritt man das Haus durch das Eingangsportal, so gelangt man zunächst in die Halle, die von einem bunt mit Farben bespritzten Grottengewölbe aus gekämmtem Putz überdeckt wird. Gegenüber dem Eingang über der