

Neuere

Bauweisen und Bauwerke

aus Beton und Eisen.

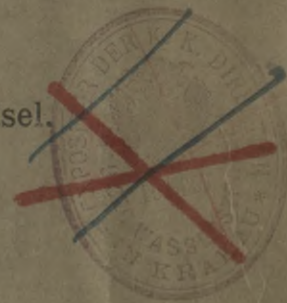
III. THEIL.

Fortsetzung des Berichtes über den Stand bei der Pariser Ausstellung
aus dem Gebiete des Wasserbaues.

(Mit 40 Textfiguren und einer Tafel.)

Der Expertenbericht über den Hauseinsturz in Basel.

(Mit 10 Textfiguren.)



IV. THEIL.

Die Durchbiegung und Einspannung von armierten Betonbalken und Platten.

(Mit 44 Textfiguren und drei Tafeln.)

Von

FRITZ VON EMPERGER

b. a. Bau-Ingenieur.



Wien 1902.

Verlag von Lehmann & Wentzel (Paul Krebs).

Druck von R. Spies & Co. in Wien.

Politechnika Krakowska
Biblioteka Główna



100000113529

Neuere

Bauweisen und Bauwerke

aus Beton und Eisen.

IV. THEIL.

Die Durchbiegung und Einspannung von armierten Betonbalken und Platten.

Von

FRITZ VON EMPERGER

b. a. Bau-Ingenieur.

44 Textfiguren.



Drei Tafeln.

Versuch in Lausanne 1894.

Wien 1902.

Verlag von Lehmann & Wentzel (Paul Krebs).

Druck von R. Spies & Co. in Wien.

Bauweisen und Bauwerke

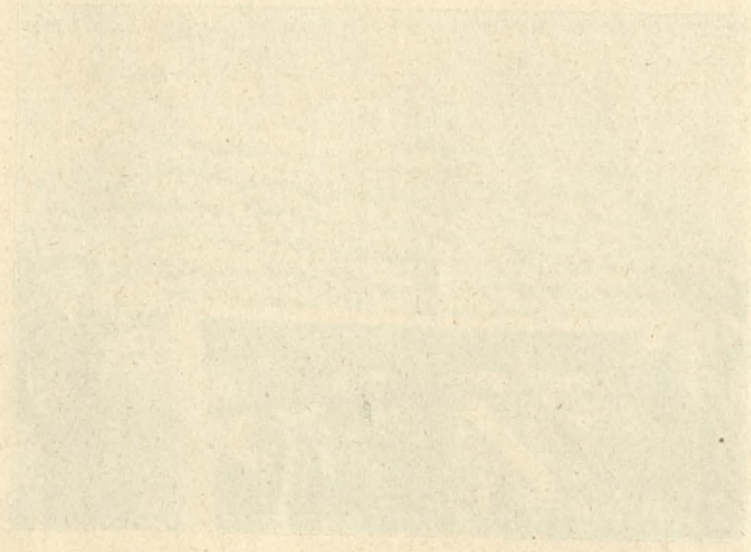
aus Beton und Eisen

IV. THEIL

Die Bauweise der Erhebung von stehenden Betonbalken und Platten



VI - 301106



Die Platte

Die Erhebung

Wien 1902

Verlag von Lehmann W. Neuberger (Hrsg.)

Die Bauweise der Erhebung

301-0-1218

Will man sich in zweifelhaften Fällen von der Tragfähigkeit eines Balkens überzeugen, so dient die Belastungsprobe dazu, seine Güte direct zu ermitteln. Diese Belastungen sollen in einem solchen Falle stets etwas größer sein, als die der Berechnung zugrunde liegende zulässige Nutzlast und kann man sich, wenn in dieser Zahl ihren dynamischen Wirkungen bereits Rechnung getragen wurde, mit dem $1\frac{1}{2}$ -fachen begnügen. Der Wert einer solchen Probe (resp. bei ausgedehnten Arbeiten von solchen Stichproben) liegt jedoch nicht so sehr in dem Umstand, dass das Tragwerk diese Last thatsächlich ertragen hat, da eine $1\frac{1}{2}$ -fache Sicherheit nichts Beruhigendes enthält, als vielmehr in dem Zusammenhang, der zwischen der Formänderung des Trägers und seinem Spannungszustand besteht und der uns die Möglichkeit bietet, aus dem Verlauf dieser Durchbiegungen auf die Güte der Träger weitergehende Schlüsse zu ziehen, sonst könnten wir uns ja in einer ähnlichen Lage wie ein Blinder befinden, der selbst am Rande eines Abgrundes in voller Sicherheit stehen bleiben wird.

Diese Umstände sind heute, wo man unter Hinweis auf bessere Materialien und die gesteigerte Erkenntnis ihrer Eigenschaften nur mit geringen Sicherheiten baut, schon deshalb von Bedeutung, weil es dann doppelt nöthig erscheint, sich derselben zu vergewissern.

Besonders wichtig aber ist beim Betoneisenbau der Nachweis, dass die erforderliche Sicherheit vorhanden ist, da einestheils versteckte Constructionsfehler in Frage kommen, andererseits aber eine Ueberlastung ohne sichtbare oder wenigstens ohne auffällige Anzeichen zum Bruche führen und eine Katastrophe entstehen kann. Ich gehe wohl nicht fehl, wenn ich sage, dass der Mangel einer verlässlichen Güteprobe bei dieser Art von Bauten ein Haupthindernis für ihre Verbreitung auf gewissen Gebieten war und ist. Die folgende Abhandlung ist ein Versuch, diesem Mangel wenigstens theilweise abzuhelfen, indem die Berechnung der Durchbiegung gegeben wird und jene Umstände besprochen werden, die zu Abweichungen Anlass geben.

Der erste Versuch, die Frage der Durchbiegung von armierten Balken rechnerisch zu lösen, stammt aus dem Jahre 1894, in welchem die Ingenieure Coignet und Tedesco ihren Bericht in der Société des ingénieurs civils de France veröffentlicht haben. Seit dieser Zeit sind auf diesem Gebiete nur kleinere Arbeiten zu verzeichnen, wie der Vorschlag von Tutein-Nolthenius auf Grund der holländischen Versuche 1896, die Durchbiegung der Monierplatten wie homogene Betonbalken zu behandeln.*)

Alle diese Arbeiten leiden unter der Auffassung, dass auch hier die Benützungsgrenze dadurch gegeben sein soll, wo die Proportionalität zwischen Belastung und Durchbiegung aufhört, während die Natur dieser Baustoffe es mit sich bringt, dass sich im Diagramme bald ein Bruch-

punkt einstellt, der der Begrenzung in Bezug auf die Zugfestigkeit des Betons entspricht.

Auch über diesen Punkt hinaus, der von vielen als Elasticitätsgrenze angesprochen wird, ist das Verhalten der Tragconstruction als ein elastisches zu bezeichnen.

Seit geraumer Zeit befasst sich, unterstützt durch Hennebique, der bekannte Gelehrte Rabut mit dieser Frage. Da uns die französische Presse seit 1898 mit der Ankündigung in Athem hält, dass diese bahnbrechenden Arbeiten demnächst erscheinen werden, so ist es für mich fast eine Enttäuschung gewesen, als die Veröffentlichung am 21. April 1902 in der französischen Akademie der Wissenschaften erschienen ist. Dieselbe enthält nämlich kein Beweismaterial,*), sondern nur sieben Gesetze, die lebhaft an die Offenbarung am Berge Sinai erinnern. Gegen die Richtigkeit der dort aufgestellten Principien lässt sich (abgesehen von dem unbestimmten Gesetz 1) wenig einwenden. So heißt z. B. das auf die vorliegende Frage bezügliche 7. Gesetz: „Die elastische Durchbiegung wächst rascher als die Belastung. Durch die fortschreitenden Sprünge vermindert sich der Querschnitt. Dieser scheinbare Abfall an E_b geschieht ohne eine thatsächliche Aenderung desselben“.

Man kann da nur sagen, dass es wahrscheinlich richtig gemeint ist. Es ist unendlich schwer, sich darüber zu äußern und beweist, dass sich diese Gesetze in der Kürze nicht darstellen lassen, gewiss aber nicht so ohne jede Illustrationsfacten der Fachwelt geboten werden sollten. Es freut mich, hier feststellen zu dürfen, dass die Veröffentlichung zweier großer Arbeiten bevorsteht, Considères hat Stäbe und Träger von 4 m Spannweite untersucht: während Rabut auch seinerseits auf eine an ihn gerichtete Anfrage die Veröffentlichung seines Versuchsmaterials in baldige Aussicht gestellt hat.

Sonst hat man sich vorzüglich mit doppelt armierten Balken befasst, so Lefort, Christoph u. a. Die erstgenannte Arbeit, von Coignet & Tedesco die mit Rücksicht auf den damaligen Stand unserer Erkenntnis die größte Anerkennung verdient, ist aber zu dem Schlusse gelangt, dass zwischen Rechnung und Beobachtung eine Uebereinstimmung nicht besteht, und hat versucht, dies aus Fehlern der Rechnung abzuleiten.

Von den dort angeführten Versuchen ist besonders auffällig, dass eine für eine Nutzlast von 180 kg/cm^2 berechnete Decke unter der $4\frac{1}{2}$ -fachen Nutzlast eine Durchbiegung von 15.2 mm haben sollte, während sich nur eine $\frac{1}{2} \text{ mm}$ nachweisen ließ. Bei einer Wiederholung der im folgenden angegebenen Rechnung ergibt sich jedoch auch für diesen Fall diese Zahl mit hinreichender Genauigkeit.

Wenn auch nicht geleugnet werden kann, dass die Durchbiegungen armerter Balken Nebeneinflüssen stark unterworfen sind und unsere Rechnung einerseits von ungenauen theoretischen Voraussetzungen und Annahmen abhängig bleibt, sowie andererseits die Güte der Ausführung nicht

*) „Zeitschrift d. Oesterr. Ing.- und Arch.-V.“ 1897, Seite 561, wo sie irrthümlicherweise als „dänische“ Versuche angesprochen werden.

*) Siehe „Génie Civil“ vom 3. Mai 1902.

berücksichtigt werden kann und endlich beim Betonbalken hindernd in Betracht kommt, dass die Durchbiegungen alle sehr kleine Größen sind, so ungewohnt klein, dass bei Leuten, die nach Eisenträgern zu urtheilen gewohnt sind, es nie an Meinungen gemangelt hat, die diese Größen für bedeutungslos hinstellen und gar erklären, dass zwischen den Durchbiegungen eines armierten und reinen Betonbalkens ein Unterschied nicht besteht, so ist es eine noch ärgere Uebertreibung, wenn man es so auffasst, als ob sich ein theoretischer Zusammenhang zwischen den Abmessungen des armierten Betonbalkens und seiner Durchbiegung überhaupt nicht herstellen ließe. Als ein Beispiel solcher Auffassung findet sich in der „Oesterr. Wochenschrift f. ö. B.“ Nr. 43 ex 1901 folgender Satz: „Die beiden Factoren des Productes ($E_b J_i$) sind von vornherein unbekante Größen. Bei dieser Sachlage ist es unmöglich, die Größe der Biegung directe zu berechnen.“

Dieses Citat diene auch in dem Sinne, wie verbreitet heute noch, wie in 1894, die Anschauung ist, dass die Durchbiegungen eines armierten Balkens direct und in vorhinein rechnerisch nicht bestimmt werden können, damit aber wären wir des einzigen und deshalb so wertvollen Maßstabes über die Güte dieser Tragconstruction beraubt.

A. Durchbiegungen.

Beim Eingehen in diese Frage dürfte man aber finden, dass diese Kleinheit sowie alle anderen hindernden Umstände keinesfalls die typischen Formen ihres Verlaufes zu verwischen imstande sind, und dass sich trotz der verschiedensten Einflüsse der Ausführung und Hindernisse bei der Messung für jeden solchen Balken im vorhinein ein denselben kennzeichnendes Diagramm bestimmen lässt, dessen Einhaltung wir als eine Gewähr für seine Güte ansehen können, während umgekehrt uns eine über ein gewisses Maß hinausgehende Abweichung auf begangene Fehler aufmerksam macht.

Um in diesen Durchbiegungs-Diagrammen, wovon sich in der Folge eine ganze Reihe dargestellt finden, zu lesen, bedarf es freilich wieder einer Theorie als Bindeglied zwischen den Abmessungen und Lasten einerseits und den Durchbiegungen andererseits, die ebenso unvermeidlicher Weise mit beiläufigen Annahmen behaftet sein muss, wenn dieselbe eine handliche Form bekommen soll. Verglichen mit der Spannungsrechnung liegt jedoch die Sache hier günstiger. Man ist wenigstens in der Lage, theoretische Bedenken zu dämpfen unter dem Hinweis, dass die vorgeschlagene Rechnung einen sichergestellten, leicht zu controlirenden empirischen Wert hat, indem die Fehler, soweit sie sich nicht gegenseitig beheben, in E_b (dem Formänderungs-Coëfficienten für Beton) ihren Unterschlupf finden, den man bereits mit Rücksicht auf den gewählten Rechnungsgang bestimmt hat und der somit in diesem Falle mehr den Charakter eines Coëfficienten trägt, als ein Träger einer von der Construction unabhängigen Betoneigenschaft zu sein. Unsere Aufgabe besteht also darin, den Wert dieses Coëfficienten zu bestimmen und nachzuweisen, dass dieser Wert von den Fehlern der Rechnung soweit unabhängig ist, dass er allgemein angewendet werden darf. Dies setzt freilich voraus, dass der Einfluss dieser Coëfficienten resp. seiner Schwankungen auf das Resultat nur ein geringer ist, was wir mit Bezug auf späteres, insbesondere für das Stadium II, als erwiesen ansehen.

Bezeichnen wir das Trägheitsmoment eines armierten Balkens, bezogen auf einen idealen Betonquerschnitt, mit einem über seine ganze Länge constanten E_b und J_i , so ergibt sich bei einer Spannweite l in cm eine Last Q in kg , seine Durchbiegung in cm nach der bekannten Formel

$$\delta = A \frac{Q l^3}{E_b J_i} \dots \dots \dots 1).$$

Auf den ersten Blick scheint es, als ob der Hauptfehler der Anwendung dieser Formel auf solche Balken — von den allgemeinen Voraussetzungen abgesehen — darin zu suchen ist, dass der Träger überhaupt kein constantes $E_b J_i$ besitzt. Wir werden jedoch einen Wahrscheinlichkeitsbeweis führen, dass dies bei armierten Balken angenommen werden kann. Es bestehen zunächst andere gewichtige Bedenken gegen die allgemeine Anwendung dieser Formel, die wir durch eine Reihe von Fehlrechnungen kennzeichnen wollen. Wenden wir sie z. B. auf eine gewöhnliche Betonplatte an, und zwar behufs späterem Vergleich auf die Platte Melans Nr. 22 *.) Dieselbe hatte eine Spannweite von 100 cm , war 10 cm hoch, 40 cm breit, ihr Betonquerschnitt war also $F_b = 400$, ihr Trägheitsmoment $J_b = 3333$. Sie bestand aus Beton, im Verhältnis 1:5 gemischt, und war ebenso wie die später besprochene Platte Nr. 23 ein Monat alt.

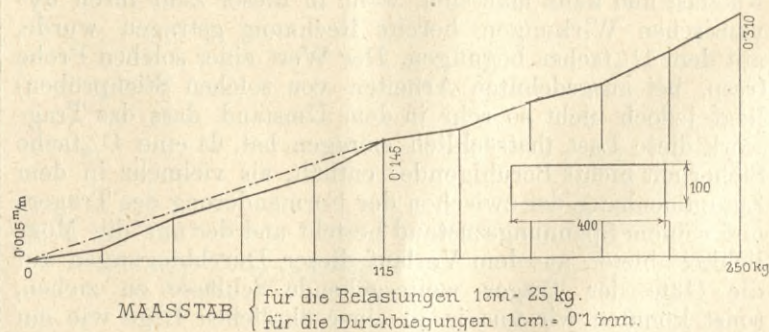


Fig. 1. Melans Versuch Nr. 22 ohne Eisen, Biegungs-Diagramm und Querschnitt.

Wir ersehen aus Fig. 1, wo sich ihr Biegungs-Diagramm dargestellt vorfindet, dass sich bei einem Belastungszuwachs von $\Delta Q = 115 \text{ kg}$ eine elastische Durchbiegung $\Delta \delta = 0,014$ gezeigt hat. Wir erhalten somit aus Gleichung 1)

$$E_b = \frac{\Delta Q}{\Delta \delta} \frac{l^3}{48 J_b} = \frac{115,000,000}{0,014 \times 48 \times 3333} = 51,300,$$

wobei bemerkt sein will, dass die älteren Platten derselben Mischung etwas höhere Resultate bis nahe an 100.000 mit freilich oft sehr großen, bleibenden Durchbiegungen ergeben haben. Nun ist bei der heutigen Kenntnis der Betoneigenschaften klar, dass diese Zahl der Formänderungs-Coëfficient des Betons nicht sein kann. Wir wissen weiters, dass das E_b für Druck (E_b^d) sich unter dem Einfluss des Alters und der Spannung nur wenig ändert, während dies bei E_b^z in höherem Maße der Fall ist, wie überhaupt das Verhalten des Zuggurtes sich in jeder Hinsicht, insbesondere in Bezug auf die hier ausschlaggebenden Dehnungen als ein grundverschiedenes vom Druckgurt darstellt. Bei den nicht armierten Betonplatten kommen aber gerade diese zur Geltung. Um dies rechnerisch zum Ausdruck zu bringen, ohne zu der ganz genauen Rechnung zu greifen, wie sie Sanders **) uns entwickelt, so hat schon im Jahre 1890 ***) Melan vorgeschlagen, für Zug und Druck zwei verschiedene E_b aufzustellen, die sich als Durchschnittswerte der richtigen parabolischen Spannungsbilder darstellen, und zwar in der Weise, dass man E_b^z als einen Theil von E_b^d in die Rechnung einführt, indem man $\frac{E_b^d}{E_b^z} = \mu$ setzt. Die Durchführung dieser Rechnung scheidert

*) Siehe Festschrift anlässlich ihres 50jährigen Bestandes. Verlag der technischen Hochschule in Brünn 1899.
 **) Onderzock naar de Theorie de Beton en Cement-ijker constructiën, Haag 1898.
 ***) Zeitschrift d. Oesterr. Ing. u. Arch.-Vereines 1900, Nr. 24, Seite 222.

jedoch an der Variabilität der Größe μ und an der bisherigen Unmöglichkeit, für diese Variabilität Gesetze zu finden. Erst die Arbeiten Bach's und Considère's geben uns durch ihren systematischen und zielbewussten Vorgang und durch die Mittel, die diesen Männern durch die Einsicht der maßgebenden Factoren zur Verfügung stehen, die Hoffnung, dass das Dunkel, in dem unsere heutigen Annahmen sich bewegen, sich bald etwas mehr lichten werde. μ scheint nicht nur mit Bezug auf Alter und Spannung schwankend, sondern auch in jedem speciellen Falle je nach der Herstellung ungewiss, so zwar, dass die ungenaue Rechnung mit $\mu = 1$, die zu dem landläufigen Begriff der „Biegungsfestigkeit“ führt, einen besseren Vergleichsmaßstab abgibt. Außerdem ist die experimentelle Ermittlung des „richtigen“ μ schwierig wegen dem Unterschied, der zwischen der Zugfestigkeit der reinen Zugversuche und jenen in der Biegung besteht, wenn er auch nicht so groß ist, wie uns ihn die Rechnung aus der „Biegungsfestigkeit“ ergibt.

Diese Verhältnisse sind in den Spannungsbildern Fig. 2 für einen reinen und in Fig. 3 für einen armierten Betonbalken dargestellt.

Wollen wir das μ berücksichtigen, so ergibt sich bei der reinen Betonplatte

$$z = d \frac{\sqrt{\mu}}{1 + \sqrt{\mu}} \text{ und } d - z = \frac{d}{1 + \sqrt{\mu}} \quad 2).$$

Mit Bezug auf E_b^d beträgt das Trägheitsmoment dieser Platte

$$J_b^d = \frac{(d-z)^3}{3} + \frac{z^3}{3\mu} = \frac{d^3}{3(1 + \sqrt{\mu})^2} \quad 3).$$

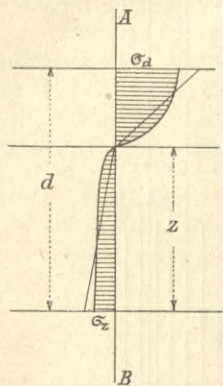


Fig. 2. Spannungen in einer Betonplatte.

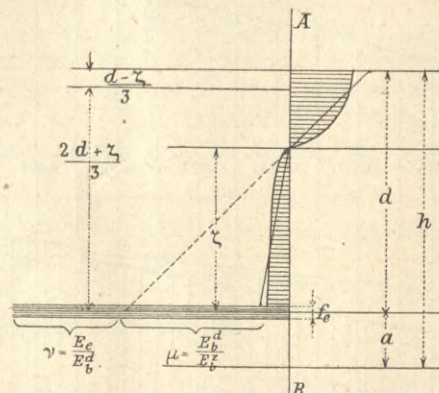


Fig. 3. Spannungen in einer armierten Betonplatte im Stadium II.

Betrachten wir nun einige besondere Werte von μ mit Bezug auf die erwähnte Platte Nr. 22 und ihre in Fig. 1 ausgewiesene Bruchlast von 250 kg + 88 kg Eigengewicht, so erhalten wir folgendes:

für $\mu = 9$ ist $z = \frac{3d}{4}$ $J_b^d = \frac{d^3}{48}$ $W^d = \frac{d^2}{12}$. Wir erhalten $E_b^d = 204.000$ und $E_b^z = 22.667$ und als Bruchspannung $\sigma_d = 22$, $\sigma_z = 7.5 \text{ kg/cm}^2$;

für $\mu = 4$ (entsprechend Fig. 2) ist $z = \frac{2d}{3}$ $J_b = \frac{d^3}{27}$ $W = \frac{d^2}{9}$. Ferner $E_b^d = 115.000$ und $E_b^z = 28.750$; endlich $\sigma_d = 16.6$, $\sigma_z = 8.3 \text{ kg/cm}^2$ u. s. w., während

für $\mu = 1$, $z = \frac{d}{2}$ $J_b = \frac{d^3}{12}$ $W = \frac{d^2}{6}$ ist, $E_b^z = E_b^d = 51.300$ und $\sigma_d = \sigma_z = 11 \text{ kg/cm}^2$ beträgt.

Nun kann man aus der letzten Zahl schließen, dass die Zugfestigkeit dieses Betons etwa 5.5 kg/cm^2 in Achterformen betragen hat, was uns einen Maßstab für die Er-

höhung derselben bei Biegung mit den erwogenen Möglichkeiten abgibt.

Am Schlusse dieser Abhandlung ist diese Parallele mit Hilfe der Versuche Considère's (Fig. 25) wiederholt. Hier ist das Diagramm der armierten Platte Melan's Nr. 23 in Fig. 3 dargestellt. Es ist dort für $\mu = 1$

$$z = \frac{d^2}{2(d + \nu f)} \quad 4)$$

sonst aber

$$z' = \frac{\mu}{\mu - 1} \left[d + \nu f - \sqrt{(d + \nu f)^2 - \frac{\mu - 1}{\mu} d^2} \right] \quad 5),$$

aus welcher Gleichung sich für μ, ν sehr groß, nahezu ∞ , resp. $E_b^z = 0$ die Gleichung ergibt:

$$\zeta = d + \nu f - \sqrt{\nu f(2d + \nu f)} \quad 6),$$

die von dem Verfasser seinerzeit direct abgeleitet wurde. Man sieht also hier ebenso wie bei der in der Folge gegebenen Gleichung für J , dass der Einfluss der μ zurücktritt, und wurde vom Verfasser in der „Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1897“ der Unterschied zwischen Gleichung 4) und 6) graphisch ermittelt und damit eine Methode zur Bestimmung der beiden Grenzlagen der neutralen Schicht gegeben.

In welcher Weise sich die Lagenänderung der neutralen Achse thatsächlich vollzieht, werden wir an der Hand des Versuches von Considère in Fig. 25 nochmals darlegen. Auch bei ihr ist es ebenso, wie bei den Spannungen unrichtig, anzunehmen, dass dieselbe plötzlich — selbst beim Auftreten von Sprüngen — aus einem Stadium in das andere übergeht, in dem die Zugwirkung des Betons, wenn überhaupt vorhanden, lange erhalten bleibt. Die in Gl. 6) gegebene Lage erscheint vielmehr als eine Grenzlage, der sich die neutrale Achse mit dem relativen Zurücktreten der Zugspannung immer mehr nähert. Außerdem halten sich einerseits die Vernachlässigung der Zugfläche unterhalb und andererseits der Theil der concaven Druckfläche oberhalb das Gleichgewicht und bewirken somit, dass dieses einfache Resultat auch für alle Zwecke als hinreichend genau anzusehen ist.

Mit Bezug auf E_e ist allgemein

$$J_1 = \frac{(d-z)^3}{3\nu} + \frac{z^3}{3\mu\nu} + F_e z^2 \quad 7).$$

Zur Beurtheilung dieser Gleichung ist festzuhalten, dass sich ν im Durchschnitt in den Grenzen von 20 bis 10 bewegt, aber für einen besonderen Fall als nahezu constant gelten kann. Dass ν jedoch von 2 sehr rasch bis 8 und höher ansteigt, so zwar, dass schon bei einer einigermaßen höheren Belastung man annehmen kann, dass das zweite Glied der Gl. 7), herrührend von der Zugwirkung des Betons, nur mehr Hundertstel darstellt, so zwar, dass seine Vernachlässigung auf die Rechnung selbst dann keinen Einfluss ausüben würde, wenn man es nicht in der Hand hätte, durch entsprechende Wahl von ν (resp. E_b^d) die Größe richtig zu stellen. Wir wollen nun aus Gl. 7) für $\mu = 1$ und für $\mu, \nu = \infty$ die beiden Grenzwerte entwickeln, wobei wir die Ableitung als bekannt voraussetzen.

Für $\mu = 1$ ist

$$J_1^I = J_b + m^2 \frac{F_e \nu F_b}{F_b + \nu F_e} = J_b + m x F_b \quad 8),$$

wenn m die Entfernung der beiden Schwerpunkte des Betons und Eisens und x die Verschiebung des Betonschwerpunktes infolge der Armierung in cm darstellt.

*) Bezüglich der Ableitung siehe zum Beispiel den Aufsatz Melan's in der „Zeitschrift“ 1890.

Für $\mu \cdot \nu = \infty$ ist

$$J_i^{\text{II}} = \frac{(d - \zeta)^3}{3} + \nu F_e \zeta^2 = \nu F_e \zeta \frac{2d + \zeta}{3} \quad 9)$$

Beide J sind auf Beton bezogen.

Wie bereits betont, können beide Annahmen $\mu = 1$ und $\mu \cdot \nu = \infty$ streng genommen nur als Grenzlagen und demgemäß für eine ganz genaue Berechnung als unrichtig angesehen werden, da einerseits die Gleichheit von E auf Zug und Druck nie sicher besteht und andererseits die Zugwirkung, wenn vorhanden, später zwar nicht mehr wächst, aber innerhalb der zulässigen Spannungen auch nicht abnimmt. Bei einer praktischen Lösung und bei einem allgemein brauchbaren Resultate handelt es sich jedoch nicht um eine absolute Genauigkeit, als vielmehr um den Nachweis, in welchen Grenzen diese einfachen Annahmen ohne nennenswerten Fehler zulässig sind. Dies zu untersuchen, soll einer der Nebenaufgaben der vorliegenden Abhandlung sein. Ueber die Größe der dabei begangenen Fehler und Abweichungen geben uns später die Fig. 1 der Tafel II mit Bezug auf die Bruchlasten, die Fig. 8b, 17c und 26b über die Spannungen und Dehnungen, die Fig. 17b und 22b über die Widerlagsverdrehungen und die übrigen Diagramme bei den Durchbiegungen Aufschluss.

Die Gleichung 8) erlaubt uns, jene für Zug und Druck gleich groß angenommene Größe des E_b bei armierten Platten direct aus dem Diagramm zu ermitteln, obwohl nicht vergessen werden darf, dass die ganz minimalen Durchbiegungen am Anfang der Belastung Störungen aller Art

der Figur 1 angedeuteten Weise mit einem T-Eisen armiert ist.

Wir entnehmen der Fig. 4

$$\Delta Q = 647.8 - 242.2 = 405.6$$

$$\Delta = 0.061 - 0.043 = 0.018$$

also

$$A = \frac{\Delta Q}{\Delta} \frac{l^3}{48} = \frac{405.600.000}{48 \times 0.018} = 469.440.000$$

und dementsprechend aus Gleichung 11) $E_b = 103.150$.

Es ist dies eine etwas kleine, aber immerhin mögliche Zahl für E_b , die durch Einführung eines richtigen J_i mit einem der Spannungsstufe entsprechenden μ eine weitere Correctur erfahren dürfte. Sanders nimmt z. B. bei einer Spannung, entsprechend circa der doppelten zulässigen Last $\mu = 7-8$ an, welche Ziffer durch den am Schluss erörterten Versuch Considères bestätigt wird. Wir wollen uns auf die Einzelheiten dieser Frage schon deshalb nicht weiter einlassen, weil derselben noch zu wenig Thatensachenmaterial zugrunde liegt und auch, weil wir hier noch andere Umstände zu besprechen haben. Ein weiterer Punkt, den wir auch nur flüchtig in diese Besprechung einbeziehen, aber nicht um-

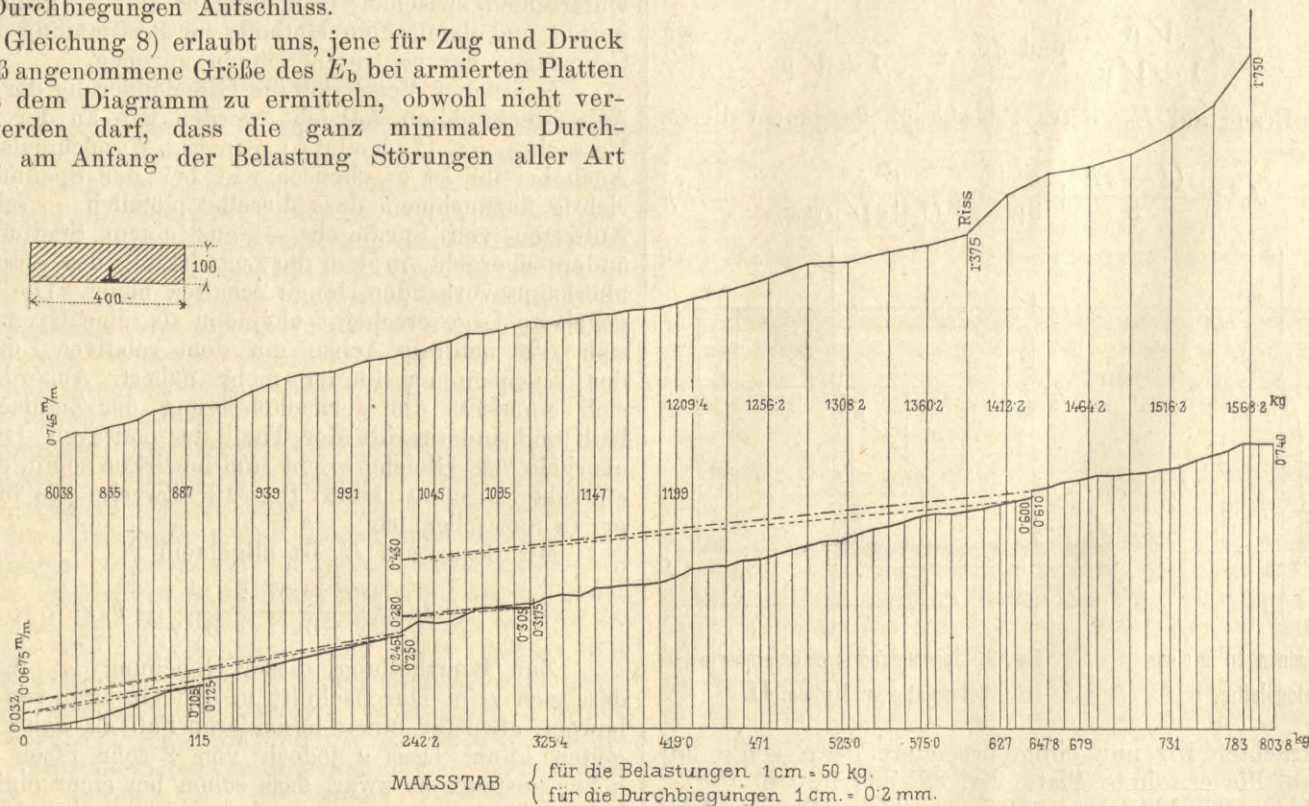


Fig. 4. Melans Versuch Nr. 23 mit T-Eisen 40—40—6 mm. Querschnitt und Biegungs-Diagramm.

ausgesetzt sind. Für ein freies Auflager und Last in der Mitte gilt die Gleichung

$$E_b J_1 = \frac{\Delta Q l^3}{\Delta \delta 48} = A \quad 10);$$

dies entspricht einer quadratischen Gleichung von E_b und ergibt dieselbe aufgelöst

$$E_b = \frac{A}{2 J_b} - \frac{F_e E_e}{2 F_b} - \frac{l^2 F_e E_e}{2 J_b} + \sqrt{\left(\frac{A}{2 J_b} - \frac{F_e E_e}{2 F_b} - \frac{l^2 F_e E_e}{2 J_b} \right)^2 + \frac{A F_e E_e}{F_b J_b}} \quad 11).$$

Wir wollen nun diese Rechnung auf Nr. 23 anwenden, einen weiteren Versuch Melans aus derselben Serie sonst völlig identisch mit Nr. 22, nur dass die Platte in der in

gehen können, ist die Frage des Zusammenhanges von Eisen und Beton und der zwischen beiden entstehenden Scherkräfte. Ein wesentlicher Unterschied zwischen dem reinen Betonbalken und dem armierten besteht darin, dass in dem ersteren oft von allem Anfange an große bleibende Senkungen eintreten, während der armierte Balken ein vom Anfang an elastisches Verhalten zeigt wie ein Eisenträger, und selbst in höheren Belastungsstadien sich nur geringfügige und unschädliche bleibende Senkungen nachweisen lassen, die sich wie Fig. 8 und 26 erweisen, nicht wiederholen, so lange man die einmal erreichte maximale Last nicht überschreitet. Es gilt dies doch nur dann, wenn der Zusammenhang zwischen beiden Materialien ein entsprechender ist. Deshalb ist hier Fig. 4 eingefügt, um ein Beispiel zu zeigen, wo auch ein armerter Betonbalken schon vom Anfange

an bedeutende bleibende Durchbiegungen zeigt. Man darf eben nicht vergessen, dass die Last zuerst auf den Betonbalken wirkt und erst von diesem durch Verdrehung seiner Querschnitte, also mittels Scherspannungen auf das Eisen übertragen wird. Das Eisen zeigt das Bestreben, den Beton an dieser Bewegung zu hindern, dass es bei der gleichzeitigen Durchbiegung den Anschein ergibt, als ob das Eisen aus den Widerlagern herausgezogen würde, wie dies z. B. thatsächlich bei einem zweiten Versuch in Lausanne, (der mit dem in Fig. 6 dargestellten congruent ist), in der Länge von 1 cm auf einer Seite constatirt wurde, wo dann später im Widerlager eine 5 cm lange Einschnürung des Rund Eisens gefunden wurde. Grössere bleibende Durchbiegungen sind als ein Zeichen des ungenügenden Verbandes zwischen Eisen und Beton anzusehen. Sie kommen mit zunehmender Größe und Concentration der Armatur in höherem Maße zur Geltung. Die Bruchlasten können dann nicht als Ausdruck der Druck- resp. Zugspannung, sondern der Scherspannung angesehen werden.

Eine diesbezügliche Rechnung für Nr. 23 ergibt zunächst unter Hinweis auf die von dem Schreiber dieses in der „Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines“ entwickelten (hier in Fig. 1 der Tafel II dargelegten) Principien, dass dieser und der folgende Träger so stark mit Eisen armirt waren, dass sein Bruch nicht mit dem Eisen zusammenhängt, sondern vielmehr ohne diesem Umstand von der Druckfestigkeit des Betons abhängen würde (siehe Fig. 1, Tafel II). Diese kann in beiden Fällen mit circa 200 kg/cm^2 rechnermäßiger Druckfestigkeit veranschlagt werden.

Platte Nr. 23 ist jedoch schon bei einer rechnermäßigen Druckspannung von 60 kg/cm^2 gebrochen.

Der Schreiber dieses hat in New-York 1894 *) unter anderem auch einen ähnlichen Versuch gemacht, in welchem das Eisen noch ungünstiger angeordnet war, und wo derselbe deshalb bestrebt war, den mangelnden Verband zwischen Beton und Eisen durch eine Reihe in Fig. 5 an-

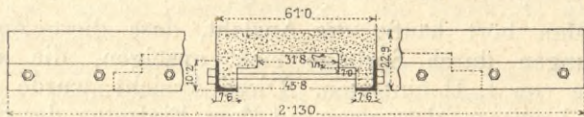


Fig. 5. Versuche in New-York 1894.

gedeuteter Querstäbe zwischen den beiden L-Eisen zu ersetzen. Doch auch diese Vorkehrung erwies sich als unzulänglich. Unter einer Last von $11.34 t$ in der Mitte war die Bewegung des Betons nach außen und des Eisens nach innen bereits eine sichtbare und bei $14.75 t$ wurden die Querstäbe abgeschert, so dass der in seine Elemente zerlegte Balken zerbrach. Ueber die durch diese Anordnungen vollkommen gestörten Verhältnisse, die sich zu einem Vergleich nicht eignen, gibt uns eine Spannungsberechnung Aufschluss, die in diesem Falle 112 kg/cm^2 Druck ergibt. Es hat sich also in diesem Falle nahezu die Hälfte, im vorherbeschriebenen Falle gar nur das Viertel der zu erwartenden Bruchlast eingestellt. Als ein beiderseits eingemauerter, tief verankerter Fenstersturz, wie der Versuch gedacht war, kann auch diese Anordnung entsprechende Resultate geben, seine Tragfähigkeit bleibt aber abhängig von der Größe der Verankerung.

Hiedurch ergibt sich aber auch für die Durchbiegungsberechnung die Schlussfolgerung, dass neben diesen Brucherscheinungen auch die elastischen und bleibenden Verschiebungen dieser beiden Materialien im Durchbiegungsdiagramm zum Ausdruck kommen. Die Mehrzahl unserer armirten Balken verlassen sich nur auf die Adhäsion allein, die zwischen dem Eisen und Beton besteht, wenn dieselbe

auch oft sehr klein wird, viel kleiner als sie Bauschinger nachgewiesen hat (45 kg/cm^2), so ist dieselbe trotzdem gewöhnlich groß genug, insbesondere da sie gewöhnlich (nach dem vierten Gesetz R a b u t s) größer ist wie die Scherfestigkeit des Betons selbst. Beweis dessen, dass die Loslösung des Eisens gewöhnlich nicht an seiner Oberfläche selbst, sondern an einer umhüllenden Fläche im Beton geschieht. Als Beispiel sei auf die Fig. 16 verwiesen, die zwei Formen der Abscherung darstellt. Die vorangehenden gewählten Beispiele, wo Walzprofile zur Trägerbildung ungenügende Resultate gegeben haben, sollten zu keiner unberechtigten Verallgemeinerung insbesondere auf das Gewölbe Anlass geben, wo gerade diese Lösung besondere Beachtung, ja meines Erachtens sogar den Vorzug vor anderen Methoden verdient. Ist es doch nicht einmal möglich, die hier angewandten Anschauungen auf den beiderseitig armirten Balken ohneweiters zu übertragen, so zwar, dass ich ausdrücklich bemerken muss: Die ganzen hier gegebenen Ableitungen gelten mit Bezug auf den doppelt armirten Träger nicht. Meine bisherigen Untersuchungen nach dieser Richtung ergaben mir, dass das Eisen im Druckgurt statisch in anderer Weise wirkt und verglichen mit dem einfach armirten Träger ganz vernachlässigt werden, ja sogar in größeren Mengen abträglich wirken kann. Bei der Unthunlichkeit, doppelte Armierungen bei wechselnden Inanspruchnahmen zu vermeiden, bedarf es besonderer Vorkehrungen, um diesem Element der Unsicherheit zu begegnen. Ich betrachte jedoch diese Studie noch nicht für abgeschlossen und habe mich entschlossen, diese Frage auf ihre Unterlage in der reinen Druckfestigkeit durch ein paar Säulenversuche zu studieren, deren Vornahme sich leider verzögert hat.

Wir beschränken uns also ausdrücklich auf den einfach armirten Balken, bei dem Eisen im Druckgurt höchstens zum Zwecke der besseren Herstellung der Bügel, wie in Fig. 10, angebracht ist.

Wenn wir also dieses Gebiet ins Auge fassen, so können wir den ganzen Verlauf einer Belastung bis zum Bruche in drei Stadien scheiden, die wir dann auch im Biegediagramme verfolgen wollen.

I. Stadium. Beginnend mit der Wirkung des vollen Betonquerschnittes, ist $\mu = 1$; steigt aber rasch zu höheren Ziffern an, so zwar, dass wir im

II. Stadium den Betonquerschnitt unter Zug ganz vernachlässigen können, da ein relativer Zuwachs an Zugspannung im Beton nicht mehr erfolgt. Bisher hat das E_q^d nur geringe Veränderungen erfahren, sobald dies der Fall ist oder im Eisen die Fließgrenze sich äußert, gelangen wir zum

III. Stadium, den Brucherscheinungen, die sich durch die Biegeungstheorie nicht mehr erklären lassen.

Ueber die Größe und Berechnung von J_i im Stadium I gibt uns die Gleichung 8) Aufschluss. Im Stadium II wird bei der Bestimmung der neutralen Achse nur der Druckgurt im Beton und das Eisen als Zuggurt wirksam angesehen. Gleichung 9).

Wir halten uns bei der Spannungsberechnung an die allereinfachste Näherungstheorie, die nicht nur die Geradheit des Querschnittes, sondern auch die directe Proportionalität zwischen Dehnung und Spannung auf Grund eines Durchschnittswertes von E_b für den ganzen Querschnitt in beiden Fällen voraussetzt und werden zwar versuchen, ihre Unzulänglichkeit aufzudecken, um jedoch zu dem vorläufigen Schluss zu gelangen, dass dieselbe den Anforderungen der Praxis nach Genauigkeit hinreichend Rechnung trägt und daher eine Erörterung dieser Frage hier umgangen werden kann.

Bezeichnen wir die wirksame Stärke einer Platte, d. i. den Abstand des Schwerpunktes, des Eisenquerschnittes

*) Transactions Am. Soc. C. E. 1895, XXXIV, Seite 552.

von der Oberfläche des Betons mit d , die Entfernung desselben bis zur neutralen Achse (im Stadium II) mit d_1 und endlich den Rest $d - d_1 = \zeta$, der unter Zug steht und demgemäß in der Rechnung nicht weiter beachtet wird, so erhalten wir aus der Gleichgewichtsbedingung der inneren Kräfte $b d_1^2 = 2 \nu F_e \zeta$ oder auf die Breitereinheit reducirt, wenn $\frac{F_e}{b} = f_e$ ist

$$d_1^2 = (d - \zeta)^2 = 2 \nu f_e \zeta \quad \dots \quad 12),$$

woraus sich die bereits citierte Gleichung 6) ableitet:
 $\zeta = d + \nu f - \sqrt{\nu f (2d + \nu f)}$.

Nun ist das Moment M gleich dem gesammten Zug, resp. gesammten Druck mal dem Abstände der beiden Kraftmittelpunkte

$$M = W_e \sigma_e = Z \left(\zeta + \frac{2}{3} d_1 \right) = F_e \sigma_e \frac{(2d + \zeta)}{3} \quad 13),$$

woraus sich das Widerstandsmoment berechnen lässt

$$W_e = \frac{F_e}{3} [3d + \nu f - \sqrt{\nu f (2d + \nu f)}] \quad 14)$$

und endlich J_1 mit Bezug auf Beton wie es in der Gleichung (9) bereits angeführt wurde, lautet:

$$J_1 = \nu W_e \zeta = \frac{\nu F_e}{3} (2d + \zeta) \zeta.$$

Dies ist wohl die einfachste Methode der Berechnung des Widerstands- und des Trägheits-Moments eines armierten Balkens im Stadium II.

Für die Durchbiegung kommt in Frage die Größe

$$E_b J_1 = \frac{F_e E_e}{3} (2d + \zeta) \zeta \quad \dots \quad 15).$$

In dieser Gleichung kommt die Variable E_b nur in der Größe ζ vor. Da uns die oben wiederholte Gleichung 6 sagt, dass aber auch dort der Einfluss derselben nur gering ist, so muss dies trotz der Abnahme von E_b^d durch einen mehr weniger geradlinigen Verlauf im Diagramm zum Ausdruck kommen, wenn J_1 als constant für den ganzen Balken gelten kann. Diese gerade Strecke im Diagramm zeigt uns aber weiter an, dass mit ihrem Auftreten bereits der hauptsächlichste Theil des Balkens unter dem Einflusse dieser Aenderungen steht, dass also auch hier die Voraussetzung eines constanten $J_1 E_b$ ihrer Berechtigung nicht entbehrt, da die Aenderung derselben gegen die Widerlager zu für die Größe σ ohne viel Einfluss bleibt.

Wir werden auf die Größe $J_1 E_b$ (in der Tafel I) nochmals zurückkommen und wollen zunächst die Frage des Ueberganges aus I in II besprechen.

Von dem Moment an, als das Stadium II sich nur auf einer noch kurzen Strecke in der Mitte des Trägers durch eine oft sehr bedeutende Verminderung des J_1 bei einem Anwachsen von $\mu \cdot \nu \approx \infty$ bemerkbar macht, so kann natürlich von einem constanten idealen Querschnitte der Balkens so lange nicht die Rede sein, als bis diese Aenderung sich über den größten Theil des Balkens ausgedehnt hat. Für dieses undefinierbare Uebergangsstadium lässt uns natürlich die Rechnung ganz im Stich. Die Durchbiegungen fangen nun ganz außer Verhältnis zu J_1^I zu wachsen an, da der Balken theilweise auch J_1^{II} hat. Würde man trotzdem die Rechnung durchführen, so würde man nur einen imaginären und wertlosen Durchschnittswert erhalten, der ein so rasches Sinken der Größe E_b ergibt, wie es bei Beton nach den directen Versuchen Bach's unmöglich zu treffen kann. Je später man sich der Unzulässigkeit einer solchen Rechnung bewusst wird, desto kleiner wird scheinbar E_b für den ganzen Balken. Das sagt z. B. Rabut in seinem eingangs citierten 7. Gesetz in ganz klarer Weise.

Auf diese Weise sind bekanntlich vom Hofrath Brik Werte bis hinab auf 42.000 ($\nu = 50$), ja sogar 34.000 für den ganzen Querschnitt (Zug und Druck) ausgerechnet worden.

Unter diesen Umständen ist es mit Genugthuung zu begrüßen, dass der Genannte sich die letzte Veröffentlichung *Considères* von seinem Assistenten hat ordentlich übersetzen lassen*), da er bis jetzt der Ansicht war, *Considère* zur Bestätigung dieser ungeheuerlichen Zahlen heranziehen zu können**), während ihm das alleinige Ausführungsrecht dieser neuen Sorte Beton für alle Zeiten gewahrt bleiben muss.***)

Wir werden darlegen, dass außer der anfänglichen Richtung nur jene durch das Stadium II gegebene Richtung der einzige verlässliche und bestimmte Theil des Diagrammes sei, während diese Uebergangsform zwischen I und II ebenso die zu III, dem Bruch, den verschiedensten Einflüssen unterworfen ist. Dies gilt insbesondere von dem Moment an, wo sich die Curve von der im Stadium II ermittelten Richtung abwendet. Aus diesem Stadium eine Berechnung von E_b abzuleiten, wäre natürlich ebenso unrichtig, da sich diese Brucherscheinungen örtlich äußern und ebenso wie vorher zu falschen Durchschnitten führen.

Unsere Aufgabe soll es sein, zu versuchen, die beiden Stadien gegen einander abzugrenzen.

Ich habe meines Wissens zuerst in der „Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines“ 1897 darauf hingewiesen — bei Besprechung der holländischen Versuche mit Monierplatten auf Seite 355 — dass uns hierüber der Zusammenhang zwischen Durchbiegung und Spannung, also das Durchbiegungs-Diagramm Aufschluss geben wird und ist die hier veröffentlichte Untersuchung als eine Durchführung der damals ausgesprochenen Vermuthung anzusehen, nachdem mir erst viel später das in Lausanne aufgenommene Spannungsdiagramm und anderes darauf bezügliches Material in die Hände gekommen ist, das leider bis jetzt unveröffentlicht geblieben war.

Man hört häufig die Ansicht, dass diese Zustandsänderungen durch Sprünge sich anzeigen, die an der Grenze von I, II eintreten. Diese Ansicht wurde in der Weise bewiesen, dass man mit dem Eintreten der Sprünge ein Zusammentreffen von Betonspannungen berechnet hat, die dieselben rechtfertigen, z. B. 15 oder 25 kg/cm² und

*) Uebersetzung von Ig. M. Blodnig im Verlag Lehmann & Wentzel.

**) Siehe „Neuere Bauweisen und Bauwerke“ II. Theil, Seite 15.

***) Zu meinem größten Bedauern muss ich im folgenden wiederholt auf die paradoxen Anschauungen und Arbeiten des Herrn Hofrath J. E. Brik zurückkommen. Mir scheint da jede zarte Rücksichtnahme unangebracht, wo die Gefahr vorliegt, dass unsere Technikerschaft mit diesen Auswüchsen identificiert werden könnte. Welchen wissenschaftlichen Schaden ein Mann in seiner Stellung durch einen Einbruch in ein ihm fremdes Gebiet ohne ernstliches Vorstudium anrichten kann, ist dadurch gekennzeichnet, dass z. B. der Baumaterialien-Ausschuss auf sein gedrucktes „Gutachten“ hin mit allen gegen meine Stimme Bestimmungen über die Inanspruchnahme von Betoneisen 1898 zum Beschlusse erhob, die er selbst und der ganze Ausschuss 1900 fast verdreifachen musste und gezwungen war von dem zuerst zugrunde gelegten Princip der „Sicherheit“ des Betons auf Zug abzugehen. Und doch ist diese Frage ein Gebiet, wo jeder Fachcollege ein wirkliches „Gutachten“ abgeben kann, wenn er nur den tadellosen Ausführungen der Praxis nachgeht. Wer in so einem klaren Falle der allgemeinen Praxis seine „ex offo“-Autorität als k. k. Hofrath entgegenstellen will, der leidet an einem bedenklichen Uebermaß von Selbstbewusstsein und hat von dem Begriffe „Gutachten“ eine so ungewöhnlich dehnbare Auffassung, die dasselbe vollkommen zu discreditieren imstande wäre. Hoffentlich dürfte dies meine Stellungnahme in dieser Angelegenheit genügend aufklären.

andere Zahlen mehr. Als diesbezügliche Beispiele sei insbesondere auf die in dem Gewölbebericht des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines enthaltenen Schlussfolgerungen und eine Arbeit in der „Allg. Bauzeitung“ 1901, Heft 2, verwiesen, beide Arbeiten aus der Feder des Herrn Hofrath Prof. J. E. Brik.

Was die Anwendung eines vollen Querschnittes bei Gewölben aus reinem Mauerwerk, resp. eines constanten J für verschiedene Belastungsstufen innerhalb des ganzen Bogens betrifft, so lässt sich gegen denselben nur das einwenden, was früher mit Bezug auf die „Biegungsfestigkeit“ der reinen Betonplatte gesagt wurde und was logisch aus diesen Untersuchungen mit armiertem Mauerwerk gefolgert werden kann, dass nämlich die Rechnung mit einem constanten, von der Spannung unabhängigen J nur als Näherung gelten kann. Ich kann daher auch den seinerzeit beim I. Gewölbebericht*) geführten Beweis über die Anwendbarkeit der Elasticitätstheorie und den dort abgeleiteten Elasticitätscoefficienten beim Mauerwerk nur einen begrenzten rechnungsmäßigen Wert beimessen. Insbesondere aber sollte man sich aus dem in der Folge dargelegten Thatsachenmaterial klar werden, dass es keinesfalls angeht, einen voll wirksamen Querschnitt so lange vorzusetzen, bis sichtbare Sprünge vorhanden sind. Beweise für die Unrichtigkeit dieser Anschauung lassen sich aus den Versuchen mit armiertem Beton ableiten. Zunächst enthält der Umstand, dass in einzelnen Fällen die berechneten Spannungen von der Höhe der vorausgesetzten Biegungsfestigkeit des Materials auch mit dem Auftreten von Rissen zusammentreffen, keine Beweiskraft, da dort ein bloßer Zufall vorliegen muss, dem durch die Wahl des E_b etwas nachgeholfen wurde. Bei anderen Fällen jedoch ergibt dieselbe Rechnung 100 und mehr kg/cm^2 , ohne dass sich Risse zeigen. Wir werden weiters wiederholt beweisen, dass die gleichmäßige Mitwirkung des Zugquerschnittes schon viel früher verloren geht, ehe sich sichtbare Risse zeigen und einzelne Zugrisse überhaupt die Zugwirksamkeit des ganzen Beton-Untergrurts nur wenig beeinträchtigen, die Tragkraft aber gar nicht beeinflussen.

Zunächst erscheint es nöthig, hier die Frage der Größe und des Einflusses von E_b an einem allgemeinen Fall zu erörtern, um aus dem Einfluss der Aenderung des E_b auf die Möglichkeit derselben zu schließen. Zu diesem Zwecke denken wir uns wie in Fig. 3 eine armierte Platte von der wirksamen Dicke d , die mit dem Eisenquerschnitt f_e pro lfd. cm armiert ist, und zwar wollen wir vier Fälle ins Auge fassen, d. h. Armaturen von 4%, 2.5%, 1.25% und 0.3% Eisen. Für diese wollen wir die für die Durchbiegung maßgebenden Größen $E_b J_1$ nach Gleichung 8 und 9 (15), resp. ihren reciproken Wert sowie jenen für die Spannung W aus Gleichung 8 und 14 bestimmen, unter Berücksichtigung einer Verminderung der E_b von 210.000 auf 140.000 und endlich auf 105.000 sowie die beiden Stadien entsprechend I (mit Zugquerschnitt $\mu = 1$) und II (ohne Zugquerschnitt $\mu \cdot \nu = \infty$).

Wir wollen die diesbezüglichen Gleichungen hier nochmals kurz recapitulieren.

Die Abmessungen, die wir der Rechnung zugrunde legen, sind:

$F_b = d = 10 \text{ cm}$, f_e in % ausgedrückt 0.03, 0.125, 0.25 und 0.4 cm , und, indem wir die untere Deckschicht a vernachlässigen, $m = \frac{d}{2} = 5 \text{ cm}$. Es ist $x = \frac{d \nu f_e}{2(d + \nu f_e)}$ und $\nu = 10, 15$ und 20 .

Stadium I.

$$J_b = \frac{d^3}{12}, J_1 = J_b + m x F_b = \frac{d^3}{12} + \frac{d^3}{4} \cdot \frac{\nu f_e}{d + \nu f_e}$$

*) Siehe Bericht des I. Gewölbe-Ausschusses des Oesterr. Ing.- und Arch.-Vereines. Wien 1895, Seite 89.

$$W_d = \frac{J_b + m x F_b}{d + x} \quad W_z = \frac{J_b + m x F_e}{\nu(d - x)}$$

Stadium II.

$$\zeta = d + \nu f_e - \sqrt{\nu f_e(\nu f_e + 2d)}, W_z = F_e \frac{2d + \zeta}{3}$$

$$W_d = \nu \frac{W_z \zeta}{d - \zeta} \quad J_1 = \nu W_z \zeta = \nu F_e \frac{2d + \zeta}{3} \zeta$$

Diese Werte wurden berechnet und in dem beistehenden Grafikon, Tafel I, übersichtlich zusammengestellt und durch zusammenhängende Linien verbunden.

In den so erhaltenen Bildern ist außerdem eine strichpunktierte Verbindungslinie gezogen, die als Beispiel voraussetzt, dass beim Uebergang von I auf II sich gleichzeitig E_b resp. ν von 15 auf 20 ändert, obwohl, wie hervorgehoben werden muss, über die Art dieses Ueberganges von $\nu = 1$ bis ∞ über seine geringere oder größere Plötzlichkeit nicht ausreichende Beobachtungen vorliegen. Sicher ist bloß, dass, je größer der Unterschied zwischen den Größen in I und II ist, desto fühlbarer muss der Abfall werden, der durch den Verlust des Zugquerschnittes eintritt und sich durch eine namhafte Vergrößerung der Durchbiegung und Vermehrung der Spannung im Eisenquerschnitt kennzeichnet. Bei zu kleinen Armierungen kann dieser Abfall, wenn z. B. irgend ein anderer kleiner Fehler hinzutritt, ohne ein eigentliches Verschulden zur Katastrophe werden. Ich verweise diesbezüglich auf die im Grafikon, Fig. 2 der Tafel I dargestellten Werte der Armatur 0.3%. In diesem Fall sehen wir, dass die Steigerung von $\frac{1}{E_b J_1}$ bei $E_b = 140.000$ (das ist als

Maßstab für $\frac{\Delta \sigma}{\Delta Q}$ die Richtungsänderung im Durchbiegungsdiagramm) das Dreifache beträgt und bei W_z in Fig. 3 (das ist der Maßstab für die Richtungsänderung im Spannungsdiagramm $\frac{\Delta \sigma_z}{\Delta Q}$ und für die Spannungshöhe selbst) unter das Fünftel herabsinkt, die Spannung also sich verfünffacht wie die Fig. 5 links der Tafel I dies darstellt.

Daraus geht wohl hervor, dass bei Platten zu niedrige Armaturen, als unverlässlich, nicht verwendet werden sollten. Bei Rippenplatten liegen die Sachen insofern günstiger, als wohl die für das Stadium II berechneten Werte auch dort zutreffen, dagegen aber das Stadium I, entsprechend dem geänderten Querschnitt, kleinere Werte ergibt, die also denjenigen von II näher sind. Als Beispiel sind die Werte von Gorinchem, das 0.3% Armatur hat, in die Fig. 5 der Tafel I eingezeichnet und sei insbesondere auf das von der Firma Ast & Co. einer Belastungsprobe unterzogene sogenannte hohe Object*) (Fig. 21—23) verwiesen, das nur mit 0.19% Eisen armiert war und so folgende Werte hatte: für Stadium I und $\nu = 10$ ist $W = 2000$; im Stadium II und $\nu = 20$ $W = 718$, also auch hier ein Abfall auf das Drittel und ist dies bei dem dort stattgefundenen unregelmäßigen Brucherscheinungen als Erklärungsgrund mitzubeherrückichtigen. Da ein derartiger Abfall von W auch dort als unzulässig zu bezeichnen ist, so scheint dadurch die Verwendung des Beton-Eisenträgers für leichte Fußböden eingeschränkt. Jedenfalls aber sollte man schon mit Rücksicht darauf die Berechnung der zulässigen Last in jedem Fall nur mit Bezug auf die Tragkraft des Stadiums II vornehmen.

Mit Rücksicht auf Verlässlichkeit und Sicherheit gilt in der Fachwelt dieses Princip so ziemlich allgemein als feststehend, wenn auch einige Bauunternehmer es vorziehen, mit Hilfe des Stadiums I ihren Kunden möglichst wenig

*) Siehe weiter unten und „Allg. Bauzeitung“ 1901, Heft 2.

Eisen, aber mehr „rechnungsmäßige“ Sicherheit zukommen zu lassen.

Um darzuthun, wie die Zugwirkung des Betons aus dem Diagramme selbst nur durch wiederholte Belastung verschwinden kann, haben wir am Ende ein Diagramm (Fig. 26) angeschlossen und bemerken, dass dasselbe Princip erst kürzlich wieder von der Expertise in Basel ausgesprochen worden ist und ich keinen Fachmann kenne (ich nenne z. B. Rabut und Considère), der sich aus Sicherheitsrückichten nicht ausdrücklich dafür ausgesprochen hat.

Es muss daher wirklich überraschen, in der angeblich für amtliche Belehrung der technischen Organe bestimmten „Oesterr. Wochenschrift für öffentlichen Bau-dienst“, S. 400, Heft 21 ex 1902, P. Christophe deshalb abfällig kritisiert zu lesen, weil er sich auch dieser Auf-fassung anschließt. Der betreffende Kritikaster sagt:

„Unseres Erachtens sollte jedoch ein solcher Zustand (damit ist das Stadium II ohne Zugquerschnitt gemeint) niemals als zulässig angesehen werden, und sind wir daher der Anschauung, dass bei der Berechnung derartiger Constructionen zu allererst die Untersuchung der Anstrengung des Betons auf Zug ange-stellt werden soll. Die Gründe hiefür sind: jeder Riss bildet eine örtliche Unterbrechung der Continuität des Trägers und eine örtliche Verkleinerung des Quer-schnittes, wodurch dortselbst plötzliche Spannungsänderungen auftreten müssen.“

Die Logik dieser Zeilen, dass man durch einen nach-weislich unsicheren Rechnungs-gang den Beton vor dem „niemals zulässigen“ Zustand des Zersprungenseins bewahren kann, hat etwas Berückendes in seiner Gedankentiefe, da dieser „niemals zulässige“ Zustand ohne die geringste Ge-fahr eintreten kann, ja eintreten muss.

Kennzeichnend für die Tragweite dieses Urtheils ist der Umstand, dass derselbe Autor seine eigene Rechnung (mit $\mu = 1$) erst auf Grund der Resultate je nach Bedürfnis für statthaft erklärt, selbst wenn kein Sprung eintritt (siehe: „Bauweise und Bauwerke“ II. Theil, S. 14), indem er dort sagt: „Die Anwendung dieser Be-

zu helfen wissen durch eine „nicht ganz ungeschickte Um-gehung“ solcher Hindernisse. Leider sterben jene Leute, wie z. B. die k. k. Redaction, nicht aus, die ihm so etwas auch glauben.

Nicht einmal die anscheinend nur deshalb angeführte Beobachtung über die Rissbildung, weil sie, wenn richtig, für den kritisierten Vorgang spreche, zeigt von einer hinreichenden Einsicht in dieses Wissensgebiet. Sie lässt nur vermuthen, dass der Autor etwas ähnliches bei „verletzten“ Eisenträgern anzunehmen gewohnt ist. Wir werden gleich experimentell nachweisen, dass ein Beton-Eisenträger größere Verkleinerung seines Querschnittes, als dies ein Sprung mit sich bringt, ohne Schaden zu ertragen vermag. Die Signatur dieser „hervorragenden“ Kritik lässt über das Signum derselben keinen Zweifel übrig.

Wir werden nunmehr die zahlenmäßige Größe von E_b in Betracht ziehen und nachzuweisen versuchen, dass E_b im Stadium I, je nach Qualität und Alter des Betons bei armierten Balken, mit circa 210.000 für den Ge-sammtquerschnitt angenommen werden kann und nach dem Bach'schen Gesetz beim Stadium II im Druckgurt auf 140.000 bis 105.000, nicht viel tiefer, herabsinkt. Bei der Kleinheit der betreffenden Durchbiegungen im Stadium I machen sich dort Nebeneinflüsse aller Art geltend. Es sind die Zahlen, wie gesagt, keineswegs verlässlich, ebenso wie E_b im Anfang bedeutenden Schwankungen ausgesetzt ist, die Durand-Claye und kürzlich erst Coignet als zwischen 300.000 und 100.000 gelegen bestimmt haben, wobei jedoch auch Werte wenigstens rechnungsmäßig bis 800.000 vorkommen. Trotzdem genügt als Durchschnittswert für unsere Zwecke die Annahme $E_b = 210.000$ resp. $\nu = 10$.

Wir verweisen diesbezüglich auf die folgenden Biegungs-Diagramme, möchten aber doch auch die Original-zahlen hier nochmals in Erinnerung rufen, wie sie Bach in der „Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure“ 1895 bis 1897 veröffentlicht hat, und bedienen uns hiebei einer von Sanders in „De Ingénieur“ 1898 zuerst aufgestellten Tabelle.

Tabelle I. Die Elasticitäts-Coëfficienten von Beton.

Nr.	Untersuchte Beton bestand aus					m	constantes E_d	Werte des E_d' , variabel mit der Druckspannung σ in kg/cm^2										
	Cement	Sand		Schotter				nach Prof. Schüle für σ^m	8	16	24	32	40	48	56	64	72	80
		Donau	Eppin-ger	Kalk-stein	Donau-gerölle													
1	1	—	—	—	—	1.09	250.000	207	195	188	183	179	176	174	172	170	168	
2	1:1.5	1.5	—	—	—	1.11	356.000	283	262	251	243	237	223	229	225	222	220	
3	1:3	3	—	—	—	1.15	315.000	231	208	196	187	181	176	172	169	166	163	
4	1:4.5	4.5	—	—	—	1.17	229.000	161	143	133	127	122	118	115	113	111	109	
5	1:7.5	2.5	—	—	5	1.14	298.000	223	202	191	184	178	173	170	167	164	162	
6	1:7.5	—	2.5	5	—	1.16	457.000	328	293	275	263	253	246	240	236	231	227	
7	1:11	5	—	—	6	1.14	280.000	209	190	179	172	167	163	160	157	154	152	
8	1:9	3	—	6	—	1.16	380.000	272	244	229	219	211	205	199	195	192	189	
9	1:15	5	—	—	10	1.16	217.000	156	139	130	125	120	117	114	111	109	108	
10	1:15	—	5	10	—	1.20	367.000	242	211	194	184	175	169	164	160	156	153	

rechnungsmethode ist dann als unstatthaft zu betrachten, wenn deren Ergebnis für den Zugwiderstand des Betons Anstrengungen ergeben, welche dessen Festigkeit (welche?) übersteigen.“ Der Leser ist gebeten, festzuhalten, dass also die eine Rechnung (mit $\mu = 1$) unstatthaft, die andere (mit $\mu = \infty$) niemals zulässig ist, und wenn er dann verwundert fragt, was er nun thun soll, so erhält er die Antwort aus den Arbeiten des Autors, in denen er für den ganzen Querschnitt so niedrige E_b resp. so hohe ν (bis 50) annimmt, bis sich die gewünschte niedrige Zugspannung ergibt und so wieder statthaft und zulässig werde. Ja, man muss sich

so zwar, dass die Zusammendrückung eines Stabes von der Länge λ nach Schüle $\Delta \lambda = \frac{\sigma_d^m}{E_d} \lambda$ oder aber mit variabelm $E = \frac{\sigma_d}{E_d'} \lambda$ ist.

Gleichzeitig vollzieht sich jedoch im Zuggurt ein rasches Sinken von E_b , sobald der Beton jene Dehnungen überschritten hat, bei denen er sonst reißt, und ermöglicht dies und die durch das Eisen bewirkte gleichmäßige Vertheilung der Dehnungen dem Beton, ganz bedeutende Dehnungen des

Eisens mitzumachen, ohne zu reißen. Die Dehnungen vollziehen sich durch spannungslose Verschiebungen, also ohne Zunahme an Spannung, örtlich sogar unter Spannungsverlust, ohne dass dabei Sprünge sichtbar werden müssen, ebenso wie man die Gesamtlast eines Körpers spannungslos am Boden ruhen lassen kann, ohne sie abzuheben. Will man dies in die Rechnung einbeziehen, so muss man dies durch einen separaten E_b^d für Druck und E_b^z für Zug thun, eine Idee, die durch eine glänzende Reihe von Autoren ausgebildet, von Sanders am vollkommensten dargestellt wurde. Doch gibt auch diese Rechnung gerade wegen der nicht gesetzmäßig feststehenden Variabilität der E_b^z keinen sicheren Anhaltspunkt für das Auftreten von Sprüngen, weil bei denselben andere Ursachen oft ausschlaggebend sind.

Diese Rechnung wird bei aller wissenschaftlicher Bedeutung, die ihr innewohnt, doch auch wieder nur als eine umständlichere Durchschnittsrechnung bezeichnet werden können, wie sie nur bei einer einzelnen Firma hohen Wert hat, die wie die Amsterdamer Cement-Eisenwerke, damit gleichzeitig eine genaue Kenntnis der verwendeten Materialien verbindet; für die Allgemeinheit dagegen, die schon bei der Feststellung der das Material bestimmenden Coefficienten zu beiläufigen Annahmen gezwungen ist, verliert diese Genauigkeit im Zusammenhalt mit den anderen Annäherungen an Wert und erscheinen Näherungsrechnungen, wie die vorliegend durchgeführte, oder die von Barkhausen, Coignet & Tedesco Ostenfeld, Ritter, Thullie u. a. vorgeschlagenen, vorzuziehen. Ueber die Vor- und Nachteile dieser Methoden werden wir uns an anderer Stelle ausführlich aussprechen, da dies sonst den Stoff der Abhandlung ins ungemessene erweitern würde.

Was das Auftreten von Sprüngen anlangt, so ist ihr Zusammenhang mit der Zugfestigkeit kein so einfacher wie bei einem Körper aus einem Stoff. Selbst bei einfachem Zug- oder Druckversuch wird das Verhalten durch Hinzutreten eines zweiten Materiales mit höherem E wesentlich geändert; so verweise ich auf Theorien über die Vertheilung der Zugspannungen im Eisenquerschnitt, mit Rand- und Kernstahl, und auf einen Versuch Kick's, wo ein Kalksteinwürfel durch eine Kupferhülle unter Druckerscheinung große Plasticität zeigte, sowie auf den ganz analogen Fall der mit Beton gefüllten Boje bei Considère. Eben solche Erscheinungen der Anschmiegung des Betons an die Eisen-
dehnungen liegen hier vor und hängt demgemäß das Auftreten von Sprüngen als Zeichen des Verlustes dieser Wechselwirkung und nicht so sehr von einer besonders abgegrenzten Materialeigenschaft ab, wie die reine Zugfestigkeit eine ist, als vielmehr von dem Zusammenhang zwischen Beton und Eisen, d. h. von der gesammten Querschnittsanordnung und ihrer specifischen Querdehnung. Auch bei den einfachen Festigkeiten sind es die Scherspannungen, die zu den ersten Anzeichen und der endlichen Zerstörung führen. Hier werden diese Scherspannungen von dem Eisen am Auftreten gehindert und erst nach Ueberwindung dieses Hindernisses treten Sprünge auf.

Thatsache ist, dass bei den Versuchen Sprünge oft in den verschiedensten Stadien der Belastung auftreten. Oft am Beginn, oft erst knapp vor dem Bruch, und dass man sie also zunächst auf ihre Ursachen scheiden muss in solche von Temperatur- und anderen Nebeneinflüssen, wie der Abbindung herrührende, wenn nicht directe Verletzungen vorliegen. Sie können aber auch durch Setzungen und Verdrehungen des Auflagermauerwerkes entstehen. Es ist das eine heimtückische Quelle, weil sie so schwer nachweisbar ist, und deshalb besondere Vorsicht in der Herstellung der Unterlager von armierten Balken und Platten gerathen erscheinen lässt. Solche Risse sind als ein Anzeichen von Anfangsspannungen anzusehen und sind deshalb die einge-

tretenen bleibenden Senkungen zu beobachten. Verglichen mit den berechneten elastischen Durchbiegungen erhalten wir einen Maßstab für die dadurch erzeugten Spannungen und können uns so über die Zulässigkeit derselben entscheiden. Es ist das eine Beobachtung, die bis jetzt immer unterlassen wurde, indem man sich immer auf das Erscheinen von Rissen als Warner verlassen hat. Rein statische Risse können wir uns in der Art entstanden denken, dass der Beton den Dehnungen des Eisens nicht mehr folgen kann, indem er nicht mehr imstande ist, die Zugkraft durch die Scherspannungen auf das Eisen zu übertragen, also zunächst peripherisch abgeschert wird, und indem sich dann diese Risse nach außen sichtbar fortpflanzen. Besonders deutlich tritt dies bei den am Schlusse dieser Abhandlung citirten 40 Versuchen mit Monierplatten hervor, die von den Amsterdamer Cement-Eisen-Werken ohne Anwendung von Bügeln gemacht wurden und von welchen in der folgenden Fig. 15 einige Bruchformen derselben dargestellt sind, wobei man sich auch den Mangel der hiebei unterbliebenen Bügel vor Augen halten muss, die die Verbindung zu einer gemeinsamen Scherfläche gefördert hat.

Eine ähnliche Erscheinung zeigt sich als Folge der von Hennebique eingeführten Anordnung der abgebogenen Stäbe, indem sich z. B. bei dem Wiener Versuch von Ast & Co. (siehe Tafel III, Fig. 4) und auch sonst häufig die ersten Anzeichen äußerlich anstatt an der am meisten gezogenen Untersicht an den Seitenflächen der Rippen, senk-

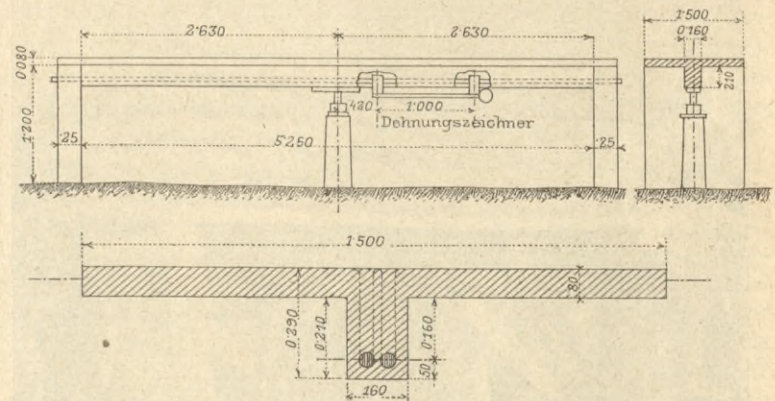


Fig. 6. Versuch in Lausanne 1894. Ansicht und Querschnitt.

recht zu den abgebogenen Rundeisen zeigen. Dort endlich, wo wie z. B. bei Matrai, Möller, Koenen u. a. das Eisen in besonders fester Weise im Widerlager verankert sich vorfindet, tritt, unter der Gegenwirkung des gespannten Eisens, eine Aufwärtsbewegung desselben im Beton ein, die ein locales Zerdrücken, auch ein Zerspalten desselben zur Folge hat und sich äußerlich durch horizontale Längssprünge in der Mitte der Seitenflächen der Rippen ersichtlich macht, so zwar, dass sich seitliche Ausbauchungen zeigen. Verletzungen am Betonuntergurt endlich haben auf das Biegungsdiagramm nur einen geringen und auf seine Tragfähigkeit so gut wie gar keinen Einfluss. Sie bedingen bloß eine locale Mehrbeanspruchung des Eisens, die bei einer Erhöhung der Belastung ebenso wenn auch erst später eingetreten wäre. Keinesfalls soll aber damit gesagt werden, dass deshalb das Auftreten von Sprüngen als etwa Ungefährliches anzusehen ist, denn nur dann kann man dieselben als bedeutungslos ansehen, wenn sie etwas zerstört haben, was für die Tragkraft sowieso keine Bedeutung hatte, was in jedem einzelnen Falle erst nachzuweisen ist.

Zum Beweise des zuletzt Gesagten wollen wir unsere Beispielsammlung mit einem Objecte einleiten (Fig. 6—8), dessen Zugquerschnitt von vornherein zu dem Zwecke zerstört wurde, um eine directe Spannungsmessung am Eisen zu ermöglichen (Fig. 6). Wir wollen erweisen, dass

dieser Eingriff an dem typischen Verlaufe des Biegungsdiagrammes fast gar nichts geändert hat und dieser Versuch nicht so, wie einige Autoren behauptet haben, einfach wertlos geworden ist, sondern gerade wegen dieser Verbindung besondere Beachtung und Wiederholung verdient, die, wie ich soeben erfahre, Herr Prof. Schüle in Zürich vorzunehmen sich die dankenswerte Aufgabe gestellt hat, der auch bei dem Versuch von 1894 mitgewirkt hat.

Der Versuch wurde 1894 in Lausanne von de Mollins, einem Vertreter Hennebiques, ausgeführt und die Spannungsmessung von zwei Fränkelschen Apparaten besorgt. Der Beton wurde aus 300 kg pro 1 m³ Sand und Schotter hergestellt und war bei der Probe etwas über 11 Monate alt. Die Abmessungen sind in Fig. 6 ersichtlich, außerdem wären anzuführen: $d = 24 \text{ cm}$, $F_b = 1536 \text{ cm}^2$, $F_e = 14.137 \text{ cm}^2$, $m = 16.83 \text{ cm}$, $l = 5.26 \text{ m}$, $J_e = 73962 \text{ cm}^3$,

$$f_e = \frac{F_e}{150} = 0.094 \text{ cm.}$$

Es entspricht dies einer Armatur von 0.39% Eisen, mit Bezug auf die wirksame Betondicke d .

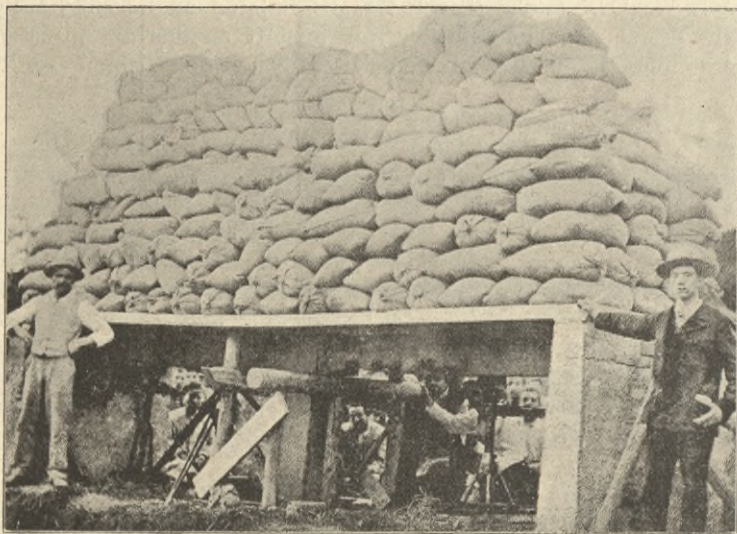


Fig. 7. Lausanne. Last 18.100 kg.

Wir entnehmen dem Diagramm Fig. 8 a, dass die Belastung bis 7000 kg getrieben wurde und dann eine vollständige Entlastung eine bleibende Einsenkung von 1/2 mm ergeben hat, dass also die Armaturen, trotzdem sie damals Hennebique horizontal und noch nicht abgebogen anordnete, tadellos gearbeitet haben. Wir sehen an diesem Beispiel weiters, dass eine so bedeutende Ueberschreitung der zulässigen Last (1600 kg/cm²) an dem elastischen Verhalten der Träger nichts anderes zu ändern vermochte als eine geringe Verschiebung der beiden kennzeichnenden Richtungen.

Führen wir die Rechnung zuerst mit Bezug auf die erste Belastungsstufe durch, so erhalten wir aus Gleichung 8, resp. 11 wie zuvor $E_b = 215.000$.

In dem beistehenden Biegungsdiagramm Fig. 8 ist $E_b = 210.000$, resp. $\nu = 10$ eingezeichnet und

zur Orientierung noch $\frac{\delta}{Q}$ für $r = 15$ und 20 angegeben.

$$\text{Für } \nu = 10 \text{ ist } J_1 = 110630 \frac{\delta}{Q} = 0.000082,$$

$$\text{für } \nu = 15 \quad J_1 = 109147 \frac{\delta}{Q} = 0.000124,$$

$$\text{für } \nu = 20 \quad J_1 = 107781 \frac{\delta}{Q} = 0.000224$$

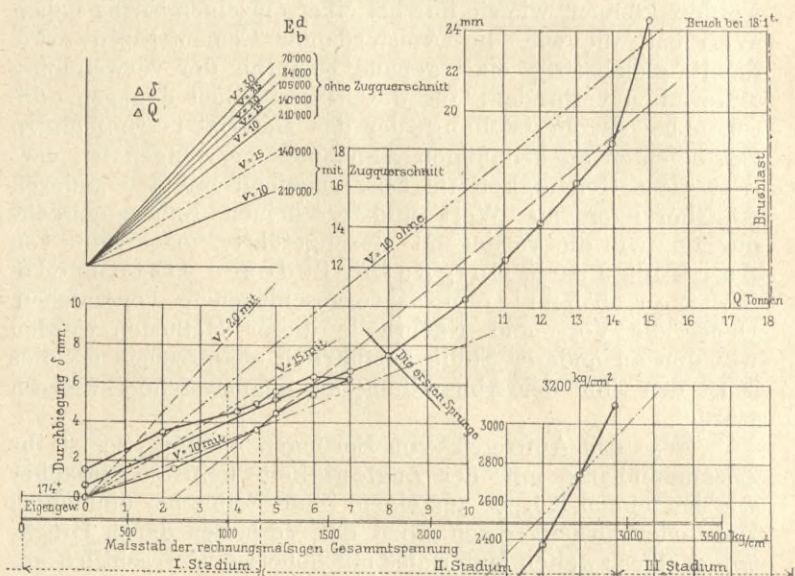
mit Bezug auf Eisen.

Zur Beurteilung des II. Stadiums sind, um die Zeichnung nicht zu verwirren, die betreffenden Strahlen separat oberhalb herausgezeichnet und zwar für $\nu = 10, 15, 20, 25$ und 30.

Im Stadium II ist

$\nu = 10$	$\zeta = 18.16$	$\frac{\delta}{Q} = 0.000159$
15	17.05	0.000173
20	15.96	0.000188
25	15.46	0.000195
30	14.93	0.000204

a) Biegungs-Diagramm.



b) Spannungs-Diagramm

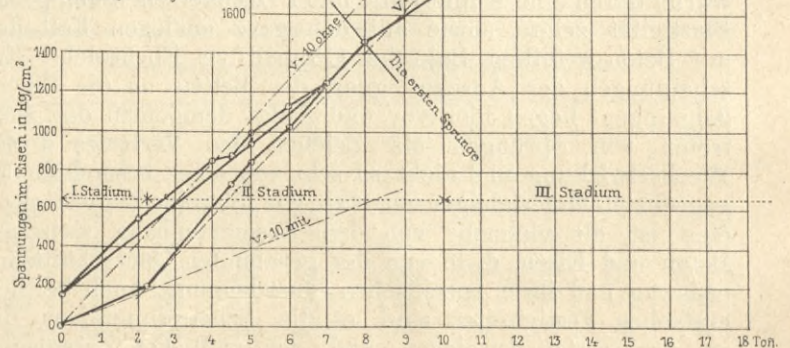


Fig. 8. Versuch in Lausanne.

Wir ersehen aus dem Diagramm, dass sich der Einfluss des Verlustes des Zugquerschnittes, resp. das Sinken der E_b für über 4.5 t hinaus stark bemerklich macht, während dann die Curve eine neue ganz bestimmte Richtung einschlägt. Wenn wir aus den im vorhinein gezogenen Strahlen jenen herausuchen, der dieser Richtung entspricht, so sehen wir, dass wir mit Rücksicht auf das Alter der Construction ein $\nu = 10$, resp. $E_b = 210.000$ zu Grunde legen sollen, und dass im weiteren Verlauf E_b bis 100.000 sinkt. Bei 8 t, entsprechend einer Eisenspannung von 1600 kg/cm², zeigen sich die ersten Sprünge. Nach 12 t treten bereits Brucherscheinungen auf, die aber erst bei 14 t, wie man behauptet wegen der hohen Fließgrenze des stahlartigen Materials, überwiegen und bei 18.1 t, in einem anderen Versuche bei 23 t,

zum Bruche führen. Will man dieses Biegungsdiagramm schematisch darstellen, so kann man es durch eine gebrochene Linie, wie in Fig. 8, ersetzen, die aus der bereits erwähnten Linie mit vollem Zugquerschnitt mit $\nu=10$ besteht und einer zweiten deren Richtung im Stadium II einem $\nu=10$ entspricht. Diese kann jedoch nicht durch den Ursprung gezogen werden, sondern bedarf eine entsprechende Verschiebung, wie sie uns die Fig. 8 anzeigt.

Der hier behandelte Fall bietet uns die seltene Gelegenheit, die aus der Biegung berechneten E_b auf ihre Richtigkeit insofern zu prüfen, als auch die Spannungen in den Eisenstäben ermittelt wurden und somit die Möglichkeit sich darbietet, zu sehen, welche E_b diesen Spannungszahlen entsprechen. Wir wollen zunächst die aus der Durchbiegung ermittelten E_b benutzen; dieselben sind, wie bereits betont wurde, Durchschnittswerte für den ganzen Balken, dürften daher mit Bezug auf den Mittelquerschnitt als Maximum unter Umständen zu kleine Werte darstellen. Denken wir uns z. B. das E_b innerhalb des Balkens im Stadium II großen Schwankungen ausgesetzt, so müsste dieser Durchschnittswert für die Berechnung des ungünstigsten Mittelquerschnittes nicht passend, sondern viel zu groß sein. Je näher die Werte aber übereinstimmen, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass die Werte E_b nur in engen Grenzen sich bewegen, d. h. in jenen, wie sie *Bach* ermittelt hat, und dass die Annahme einer constanten E_b für den ganzen Balken selbst während einer Belastungsperiode halbwegs gerechtfertigt erscheint.

Wir haben in dem Diagramm der Zugspannungen, Fig. 8b, nun dieselben zwei Linien eingezeichnet, die in dem Durchbiegungsdiagramm enthalten sind. Das Moment für den beobachteten Querschnitt beträgt

$$M = Q \frac{x}{2} \frac{l-x}{l} = Q \frac{355 \times 171}{2 \times 526} = 57.2 Q,$$

da der Querschnitt, wie Fig. 6 zeigt, nicht in der Mitte liegt. Für dieses Moment sind nun die Spannungen berechnet worden. Für das Stadium I ist $\nu=10$ bezogen auf Eisen, $J_1=11063.0$ und $W_z=720.0$, während für $\nu=15$ $W_z=470$, für $\nu=20$ $W_z=350$ wird, also rapid fällt.

Die Zeichnung zeigt, dass sich die registrierte Spannung in der ersten Belastungsstufe zwar mit der Rechnung für $\nu=10$ vollkommen deckt, aber die Mitwirkung des Zugquerschnittes verschwindet rascher als sonst, weil ja die Verletzungen am Untergurt in dieser Hinsicht nicht ohne Einfluss auf den davon betroffenen Querschnitt bleiben können, während der Einfluss der Verletzung hier und auch in anderen Fällen auf die Durchbiegungen nur gering ist und auf die Bruchlast, also auf die endgiltige Tragkraft der Balken gar nicht erwiesen werden konnte. Es scheint dies von Bedeutung, da eine solche Verletzung, wie die hier absichtlich angebrachte, beim Ausschalen, besonders bei einem zu raschen Ausschalen häufig genug vorkommt und dies ja auch sonst eine Möglichkeit ist, die nicht übergangen werden sollte.

Für das Stadium II ist das Widerstandsmoment für $\nu=10, 15, 20$ $W_z=311.7, 306.6, 301.5$, also gerade im Gegensatz zu den vorher citierten Zahlen nahezu constant zu nennen (siehe auch Tafel I, Fig. 4). Wir haben also bei dieser Rechnung den nicht zu unterschätzenden Vortheil, dass selbst ein Fehlgriff in E_b keinen nennenswerten Schaden anrichtet.

Wie das Diagramm Fig. 8b zeigt, vollzieht sich der Uebergang nach II auffallend früh und rasch. Die Periode, in welcher sich die in Fig. 8b beobachtete Balkenmitte schon im Stadium II befindet, ist der übrige Theil des Balkens jedoch noch nicht so weit, und kennzeichnet sich dies in dem längeren Stadium I im Biegungs-Diagramm Fig. 8a, resp. durch ein Uebergangsstadium. Die Verminderung, die die Gesamtspannung in so einem Falle durch das Auftreten von I erfährt, ist so geringfügig, dass man sehr wohl

diese übersehen und die Berechnung, wie es thatsächlich geschieht, nur nach II vornehmen kann. In der Fig. 8b kann man für $\nu=10$ die Uebereinstimmung der Rechnung und der Beobachtung beurtheilen, wobei freilich nicht vergessen werden darf, dass man den Beobachtungen des Fränkel'schen Dehnungszeichners für die höheren Spannungen keine Genauigkeit zuschreiben darf.

Wenn man weiters dieses Resultat der Sicherheit wegen verallgemeinert, so scheint es berechtigt, diese Spannungsrechnung mit Bezug auf II als die allein maßgebende zu bezeichnen, selbst auf die zulässigen Lasten, während bei der Durchbiegungsrechnung es auch hier nicht genügt, nur das Stadium II zu berücksichtigen, ja fast das Umgekehrte der Fall ist, indem dieses Stadium nur bei einer Ueberschreitung der zulässigen Lasten deutlich in Erscheinung tritt. Während bei der Spannungsrechnung die genaue Uebereinstimmung vor der Frage der Einfachheit unter Wahrung der Sicherheit zurücktreten kann, so ist umgekehrt bei der Durchbiegung die thunlichste Genauigkeit erforderlich wegen dem Vergleich mit den auftretenden Durchbiegungen. Deshalb erfordern beide Rechnungen eine verschiedene Behandlung. Dies wird gewöhnlich übersehen. Das ist der Grund, dass so zahlreiche Fehlrechnungen auf diesem Gebiet angestellt worden sind.

So glaubten die bereits eingangs citierten Autoren *Coignet* und *Tedesco* in den „Comptes rendus“ S. 349 (Paris 1894) in dem erörterten Fall des Versuches in Lausanne, dass die Rechnung dreimal so große Zahlen ergibt wie der Versuch. Die Erklärung liegt darin, dass ihre Rechnung nach ihrer Annahme zwar auch mit $\nu=10$ aber für das Stadium II durchgeführt ist, während sie, abgesehen von einem Lapsus mit dem Eigengewicht den Umstand außer acht lassen, dass zunächst das Stadium I zum Vergleich hätte herangezogen werden müssen.

Ebenso wird der bereits eingangs erwähnte Fall, wo der anscheinend unerklärliche Unterschied gleich das Dreifache beträgt, sofort erklärlich, wenn wir bemerken, dass dieser Versuch nur 0.11% Eisenarmierung hatte, also der Unterschied der Werte nach Stadium I und II jenen riesigen Abstand hatte, wie ihn die Fig. 1 bis 4 der Tafel I für diese Fälle niedriger Armatur vorführen, was die obgenannten Widersprüche vollauf rechtfertigt.

Bei der Aufstellung dieses Diagrammes im vorhinein handelt es sich darum, jene Strecke zu bestimmen, während welcher das Stadium I anhält, bevor die steile Linie des Stadium II abzweigt. Dieser Punkt, abhängig von dem Verlauf, welchen das μ nimmt und der Größe der Adhäsion und den Scherwiderstand des Betons, ist leider als nicht feststehend anzusehen, wenigstens konnte mit dem wenigen vorhandenen Material keine feste Regel für die Verschiebung der Tangente $\frac{\delta}{Q}$ II, entsprechend dem Eingreifen von I, aufgestellt werden. Es ist hiefür aber wenig Aussicht vorhanden, weil hier jene Betoneigenschaften maßgebend sind, die einerseits variabel, andererseits bis zu einem gewissen Grad in ihrem Vorhandensein unverlässlich genannt werden müssen, dieser Punkt dürfte daher auch in gewissen Sinne in Zukunft variabel bleiben.

Untersuchen wir aber tadellose Ausführungen mit Bezug auf jene Eisenspannung, die dieser Verschiebung (im Stadium II ohne Zugquerschnitt) entspricht, so schwankt die Lage im Durchbiegungs-Diagramm zwischen jenem Q = dem Eigengewicht (das ist der Nullpunkt unseres Diagrammes z. B. Fig. 20) bis zu einer Spannung von 700 kg/cm^2 (siehe Fig. 8), Verhältnisse, die bei wiederholter Belastung einer und derselben Platte einer Aenderung unterworfen sind. Während die am Ende angeführten Plattenversuche die niedrigen Zahlen ergeben so zeigen die Rippenplatten mit geringem Percentsatze

Eisen und besserem oder älterem Beton hohe Ziffern der Einflüsse des Stadiums I. Bei hohen Percentsätzen Eisen und bei jungem Beton geht oft das Stadium I ganz verloren, ebenso bei wiederholten Ueberlastungen (Fig. 26) jedoch immer ohne merkbare Einbuße an Tragkraft, da diese Mitwirkung des Betons vor dem Bruch im Stadium III so wie so wieder verloren geht, wie dies alle hier dargestellten Diagramme klar erweisen.

Wollen wir jedoch ein Diagramm im vorhinein bestimmen, so wird aus dem vorliegenden Materiale, getragen von dem Bestreben nach Einfachheit, folgende empirische Regel vorgeschlagen, um wenigstens als Vergleichsmaßstab zu dienen: Man ziehe zunächst die Linie $\frac{\delta}{Q}$ für I und bestimmt sich jene Last, die inclusive dem Eigengewicht eine Eisenspannung von 500 kg/cm^2 (ohne Beton im

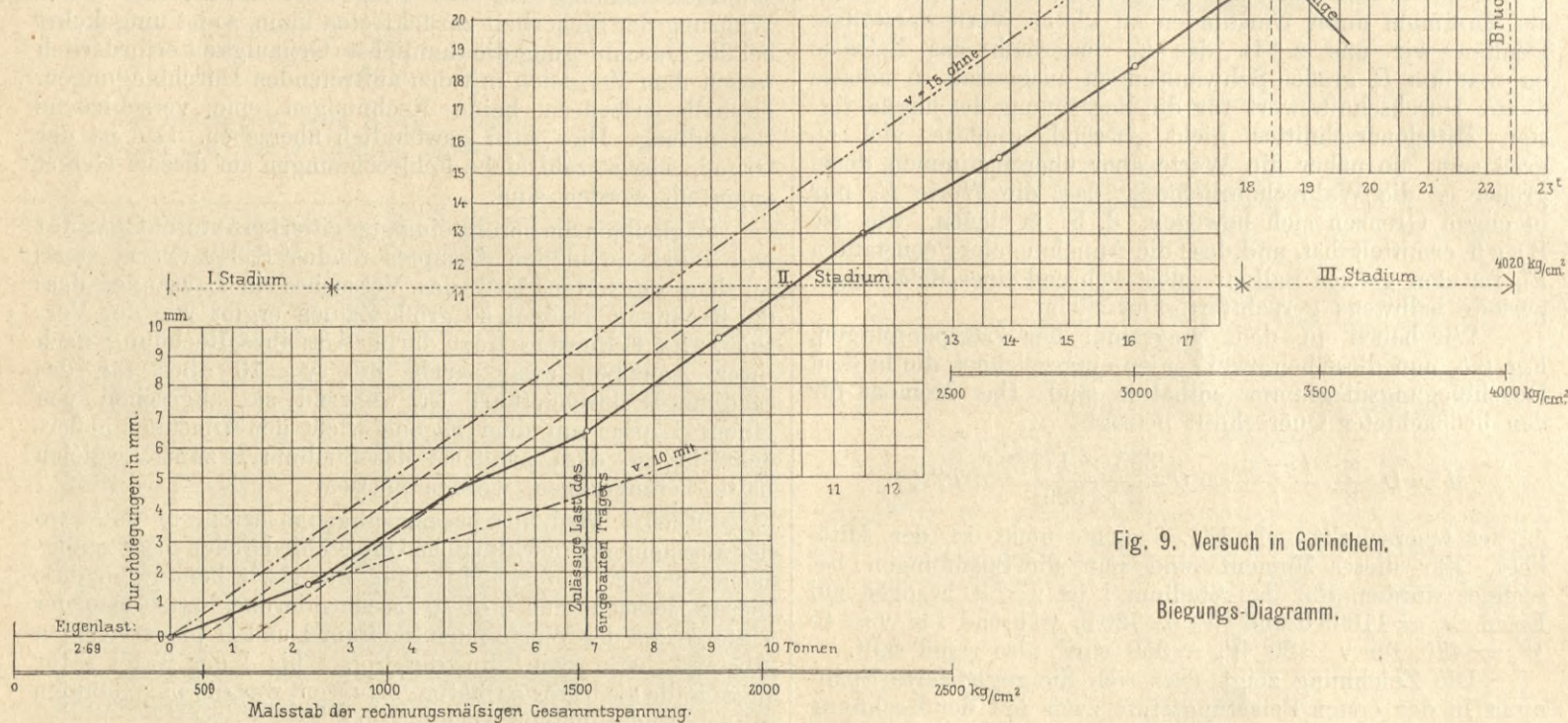


Fig. 9. Versuch in Gorinchem.

Biegungs-Diagramm.

Untergurt) hervorbringt, also die halbe zulässige Belastung und zieht die Linie $\frac{\delta}{Q}$ für II von dieser als Anfangspunkt. Die Verschneidung beider gibt uns die voraussichtliche Curve der Durchbiegung des Balkens, von welcher derselbe innerhalb einer Belastungsprobe nur um ein geringes abweichen soll, und wobei die Richtungsverhältnisse für II als besonders charakteristisch anzusehen sind. Wir wollen auf diesen empirischen Vorschlag noch später zurückkommen und zunächst dies an ein paar weiteren Versuchen erproben.

Wir bemerken nochmals, dass die geringe Durchbiegung im Stadium I später wieder verloren geht, so als ob ein solches Stadium überhaupt nicht dagewesen wäre. Diese Erscheinung hat daher auf die Tragfähigkeit des Balkens keinen Einfluss. Es ist daher ganz falsch, aus den kleinen Durchbiegungen des Stadiums I allein schon vorteilhafte Schlüsse auf die Tragfähigkeit der Balken zu ziehen, wie es umgekehrt unrichtig erscheint, aus dem etwas früheren Auftreten von II Abträgliches urtheilen zu wollen, wie beides z. B. am Diagramm, Fig. 14 oder 20, ersichtlich ist. Hier müssen die Details der Anordnung und das Alter des Betons die Erklärung liefern und erlauben ganz gut zu unterscheiden, was sich darauf und was sich auf eine schlechte Herstellung des Betons zurückführen lässt.

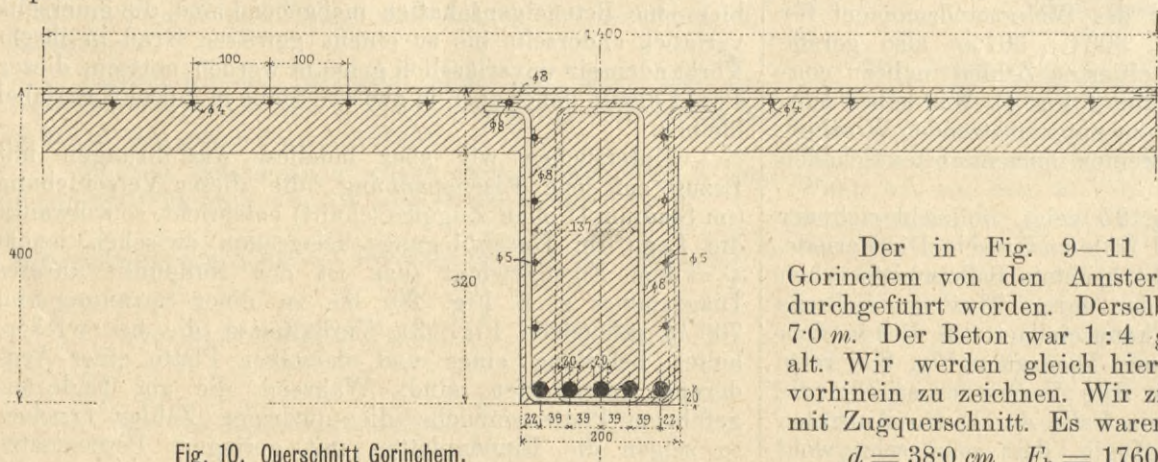


Fig. 10. Querschnitt Gorinchem.

Der in Fig. 9—11 dargestellte Versuch ist in Gorinchem von den Amsterdamer Cement-Eisen-Werken durchgeführt worden. Derselbe hatte eine Spannweite von 7.0 m. Der Beton war 1:4 gemischt, aber erst ein Monat alt. Wir werden gleich hier versuchen das Diagramm im vorhinein zu zeichnen. Wir ziehen zuerst die Richtungslinie mit Zugquerschnitt. Es waren dort folgende Abmessungen:

$$d = 38.0 \text{ cm} \quad F_b = 1760 \text{ cm}^2 \quad F_e = 15.71 \text{ cm}^2$$

$$m = 26.73 \text{ cm} \quad J_b = 223495 \text{ cm}^4 \quad f_e = 0.1122 \text{ cm}$$

$$b = 1.40 \text{ m} \quad \frac{f_e}{d} = 0.3\%$$

Hieraus berechnet sich im Stadium I für $\nu = 10$, resp. $E_b = 210.000$, $J_1 = 326.509$ und

$$\frac{\delta}{Q} = \frac{5}{384} \frac{l^3}{E_b J_1} = 0.000065.$$

Diese Linie zeigt sich in der Figur 9 in voller Uebereinstimmung mit der ersten Stufe. Wir begrenzen sie entsprechend einer Spannung von 500 kg/cm^2 . Das Widerstandsmoment mit Bezug auf Eisen berechnet sich nach Gleichung 14: im Stadium II ist $W_e = 545.6$ und $W\sigma = 545.6 \times 500 = M = \frac{Q 700}{8}$ und hieraus $Q = 3115 \text{ kg}$

verwendeten Eisenmaterials hat in den vorerwähnten zwei Fällen 5000 bis 6000 kg/cm^2 , in den folgenden Fällen 3600 bis 4000 kg/cm^2 Zugfestigkeit betragen. Das Bestreben, die Tragfähigkeit dieser Balken durch die Anwendung eines stahlartigen Materials zu heben, ist ja ein naheliegendes. In bescheidener Grenze z. B. durch eine Erhöhung der zulässigen Spannungen um 10% , lässt sich dagegen wohl nichts einwenden. Inwieweit dies aber in höherem Maße möglich ist, dafür liegen überzeugende Beweise noch nicht vor, ja kann ich mich der Meinung nicht entschlagen, dass die daran geknüpften Hoffnungen sich werden ebenso wenig realisieren lassen, wie z. B. bei dem Ransome'schen Material. Es ist möglich, dass in dieser Wechselwirkung das Eisen einerseits eine Erhöhung in seiner Fließgrenze erfährt, die den Unterschied der Eisensorten in dieser Hinsicht vermindert, und andererseits die Betoneigenschaften



Fig. 11. Gorinchem. Last 22400 kg.

weniger Eigengewicht 2695 ergibt 420 kg als Abscisse und Anfangspunkt der Linie für II.

Suchen wir nun diese im II. Stadium. Der gute, jedoch junge Beton lässt uns $\nu = 15$ vermuthen. Wir berechnen nun das neue $J_i = \nu W_e \zeta$ und finden $\frac{\Delta \delta}{\Delta Q} = 0.000138$.

Diese Linien wurden dementsprechend eingezeichnet und zeigen eine hinreichende Uebereinstimmung mit der Richtung der thatsächlichen Durchbiegungen, nur tritt hier wie im vorigen Fall das Stadium II etwas später, bei 620 kg/cm^2 , ein. Das Stadium III tritt gleichzeitig mit den ersten Sprüngen bei 3000 kg/cm^2 auf. Wenn man bedenkt, dass hier ein härteres, stahlartiges Eisenmaterial angewendet wurde und sich außerdem im Obergurt, wie der Querschnitt Fig. 11 zeigt, auch Eisen befand, so kann die Uebereinstimmung der beiden Richtungen vollkommen befriedigen. In der Rechnung wurde zwar das Eisen im Obergurt aus den erwähnten Gründen nicht berücksichtigt, doch hatte dies hier bei der geringen Menge in keinem Falle viel ausgemacht.

Leider liegen in keinem der behandelten Fälle Versuche mit dem Eisenmaterial vor. Die Zugfestigkeit des

und sonstige Nebenumstände die Bruchgrenze mit bestimmen. Man darf wohl die Hoffnung aussprechen, dass diese Frage bald ihre experimentelle Beantwortung finden möge. Deshalb sei bemerkt, dass hier — in den beiden vorgeführten Fällen ist von einem nicht weiter definierten stahlartigen Materiale die Rede — der Bruch bei einer rechnermäßigen Spannung $\sigma = 4025 \text{ kg/cm}^2$ erfolgte, was sich aus der Gleichung.

$$\frac{(22.400 + 2695) 700}{8} = 545.6 \times \sigma$$

ergibt (siehe Fig. 1 der Tafel II). Wie ersichtlich, steht der Steigerung der Zugfestigkeit des Eisens von ca. 40% kein neuer weiterer Zuschuss von Bruchfestigkeit gegenüber.

Das Auftreten derartiger hoher (rechnermäßiger) Spannungen, die bei einem Walzträger ausgeschlossen sind, sind ein großer ökonomischer Vortheil des gut gebauten Beton-Eisenträgers, indem derselbe bei 3600 bis 4200 rechnermäßiger Zugspannung, selten etwas tiefer, zum Bruch kommt. Sie rechtfertigen die auf diesem Gebiete angewendeten Sicherheiten. Es mag immerhin erwägens-

wert sein, inwieweit man vielleicht in diesen Bruchspannungen rechnermäßig (also nur imaginär) zu größeren Zahlen gelangt, als sie bei den großen bleibenden Zusammenrückungen und Dehnungen des Stadiums III tatsächlich auftreten. Es ist dies jedoch die notwendige Folge jeder auf das Bruchstadium ausgedehnten Berechnung. Nur ist hier aber der empirische Wert der Rechnung, der uns durch Einsetzen dieser Ziffer durchaus verlässliche Bruchzahlen liefert, unlegbar, ja dieselbe ist verlässlicher, als dies bei einigermaßen hohem Walzträger zutrifft, wo der Fall nicht selten ist, dass die Rechnung einen Bruch bei 4000 kg/cm^2 voraussetzt, der Versuch jedoch 3000 , selbst 2500 kg/cm^2 als jene Zahl ergibt, über die hinaus er keine Mehrlast verträgt. Es sind also jene

mehr die Zugfestigkeit des Eisens sondern die maximale Druckfestigkeit des Betons für die Tragfähigkeit ausschlaggebend wird, so wollen wir noch einen Fall einer hohen Armatur mit $\frac{f}{d} = 2.3\%$ untersuchen. Der betreffende Versuch (Fig. 12 und 13), dessen Durchführung ich der freundlichen Unterstützung der bekannten Wiener Beton-Firma Pittel & Brausewetter in ihrer Fabrik in Weißenbach a. T. bei Wien verdanke, hatte eine Spannweite von 3.00 m , der hiebei verwendete Beton war $1:5$ gemischt und 27 Tage alt. (Fig. 12.)

$$d = 18 \quad F_b = 624 \quad F'_e = 20.8 \text{ cm}^2$$

$$l = \quad J_b = 27.590 \quad f_e = 0.416.$$

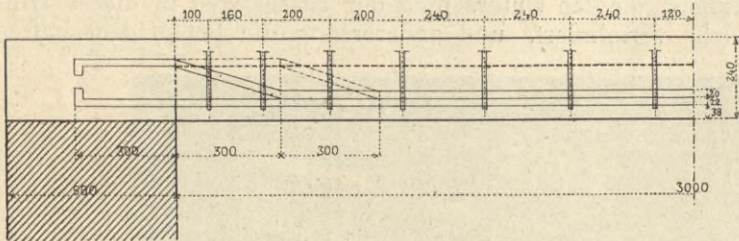


Fig. 12. Weißenbach. Ansicht und Querschnitt.

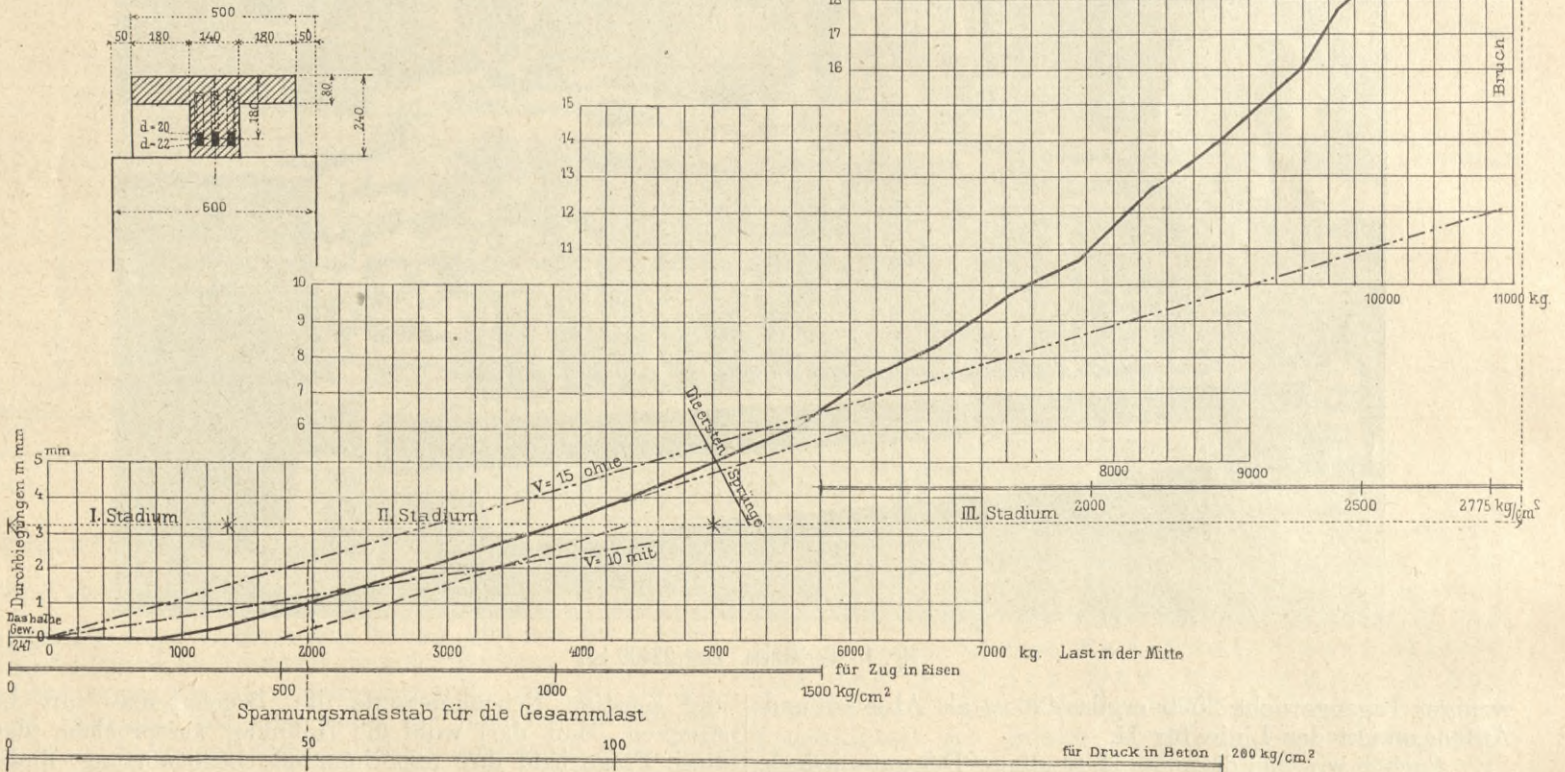


Fig. 13. Versuch von Pittel & Brausewetter in Weißenbach. Biegungs-Diagramm.

Sicherheiten, die wir beim Eisenträger als selbstverständlich voraussetzen und auf Grund welcher wir sie anderwärts verlangen, in dem angenommenen Maße dort gar nicht vorhanden. Der Umstand, dass beim Bruch das Eisen nur selten tatsächlich zerrissen wurde, lässt schließen, dass hier wie auch beim I-Träger die rechnermäßigen Zugfestigkeiten durch die übergroßen Dehnungen auf der Zugseite am Auftreten gehindert werden was beim Eisen durch den Zustand des Fließens im ganzen Querschnitt gekennzeichnet wird, während hier der Druckgurt zerstört wird.

Da sich die Spannungs- und Bruch-Verhältnisse bei armierten Trägern mit Erhöhung der Percente der Armaturen radical ändern, wie uns dies die Fig. 1 der Tafel II, sowie die beiden Spannungsmaßstäbe bei Fig. 6 und 7 in Tafel II vor Augen führen, indem bei denselben dann nicht

Das Widerstandsmoment für $v=15$ im Stadium II ergibt sich $W=305$ und demgemäß für die maximale Belastung $\left(11.039 + \frac{494}{2}\right) \frac{300}{4} = 305 \sigma$ also als Bruchspannungen $\sigma_e = 2775$ und $\sigma_b = 231 \text{ kg/cm}^2$. (Siehe Fig. 1, Tafel II.)

Die Figur 13 zeigt uns das Biegungsdiagramm. Dasselbe unterscheidet sich in seinem Verlauf von den früher gegebenen nur durch eine noch concavere Form, als Folge der starken Armatur zusammen mit dem jungen Beton. Die Erscheinung, dass das Diagramm eigentlich erst bei 850 kg einsetzt, ist von mir wiederholt beobachtet worden, so z. B. bei einem von Bastine in Leipzig durchgeführten Versuch. Ich möchte dies entweder auf Anfangsspannungen, herrührend von der Montage, oder auf die Träg-

heit der verwendeten Messvorrichtung zurückführen. Es spielen hier bei der Kleinheit der Dimensionen alle möglichen sonst ganz verschwindende Umstände eine ausschlaggebende Rolle, wie z. B. die Temperatur des Abbindens und beim Versuch, bleibende Zusammenrückungen, ja oft die ganz bedeutend verschiedenen Anfangswerte von E_b^d und E_b^z , da jedes von der Herstellung dermaßen abhängig ist, dass es nicht überraschen kann, wenn der Beginn auf der Druckseite oft kleinere E ergibt wie auf der Zugseite, u. a. m. Nach einem kurzen Anlauf, der dem Stadium I entspricht, folgt das Stadium II mit $\nu = 15$. Dasselbe wird aber bald gestört und der Umstand, dass der Beton mager (1 : 5) und verhältnismäßig jung (kaum ein Monat alt) war, kommt deutlich zum Ausdruck. Wir

ihres Gleichen findet.*) Wir wollen hoffen, dass dieses Beispiel von Gemeinsinn Nachahmung finden möge und recht viele Firmen veranlasse, die heute nur Versuche zu Annoncenzwecken machen, ähnliche gründliche Arbeiten vorzunehmen und zu veröffentlichen. Dieselbe umfasst Versuche (Fig. 14, 15 und 16) mit 40 Platten von 2.00 m Spannweite, alle 10 cm stark, $d = 9$ cm mit fünferlei Armierungen $f_e = 0.125, 0.143, 0.167, 0.2$ und 0.25 ; in Procenten von d ausgedrückt umfasst dies 1.37% bis 2.78%, vier Sorten Beton, 1 : 2; 1 : 2 : 2; 1 : 3; 1 : 3 : 3, endlich zwei Altersstufen von einem Monat und drei Monaten. Diese höchst wertvollen Resultate sind in der beistehenden Tabelle II wiedergegeben.

Den in Post 11 und 12 aus den Bruchversuchen mit

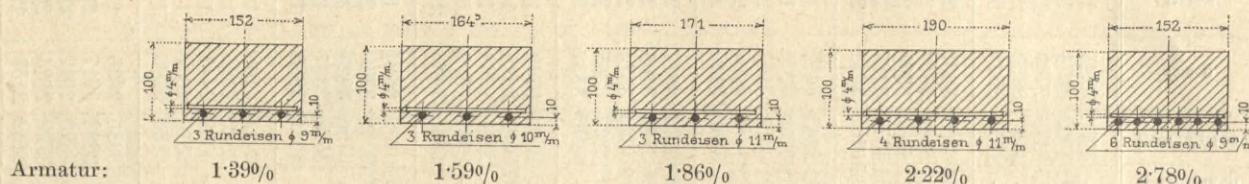


Fig. 14. Querschnitt der Amsterdamer Versuche.

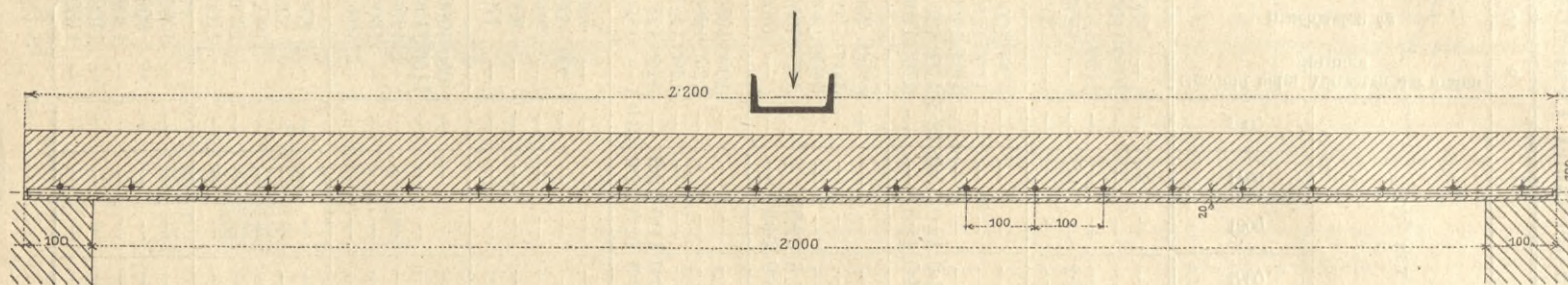


Fig. 15. Längsschnitt.

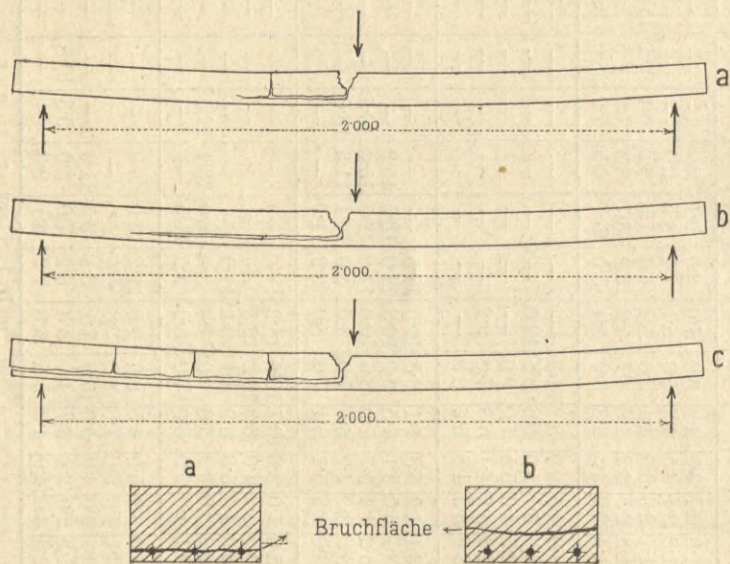


Fig. 16. Bruchbild mit Schererscheinungen.

werden ähnliche Erscheinungen bei den Plattenversuchen später feststellen. Auch hier stellt sich das Stadium III gleichzeitig mit den ersten Sprüngen ein nur etwas früher als bisher bei einer Eisenspannung von 1400 kg/cm^2 .

Es ist schließlich versucht worden, ein Biegediagramm wie vorhin im vorhinein festzustellen und dieses in der Figur 14 entsprechend der Ordinate bei 500 kg/cm^2 eingezeichnet. Wir sehen, dass auch hier sich der junge Beton durch ein früheres Auftreten von II — unbeschadet der Richtung — bemerkbar macht.

Wir wollen diese Beispielsammlung mit einer geradezu epochalen Leistung schließen, die die Fachwelt den Amsterdamer Cement-Eisen-Werken verdankt, und die nur in den Arbeiten ihrer engeren Landsleute im Jahre 1896/7

Hilfe der Rechnung ermittelten Materialeigenschaften wären jene gegenüber zu stellen, die man direct festgestellt hatte.

Das in Frage kommende Eisen hatte, wie bereits erwähnt, eine Zugfestigkeit von $3600-4000 \text{ kg/cm}^2$. Es stimmt daher mit den in der Tabelle Post 12 gegebenen Resultaten soweit überein, dass man die aus Probestäben ermittelte Zugfestigkeit dieser Rechnung, und zwar, wie wir aus Fig. 1 der Tafel II ableiten werden, nur bei geringen Armaturen (1.39%), zugrunde legen kann.

Die Versuche mit Beton von genau derselben Zusammensetzung bei den Versuchen hat folgendes ergeben:

Tabelle III. Die Betoneigenschaften in kg/cm^2 der Amsterdamer Versuche:

	Beton: 1 : 2		1 : 2 : 2		1 : 3		1 : 3 : 3	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
Nach 1 Monat:	37.8	155	28.6	192	17.0	70	—	55
	37.7	200	31.5	199	17.2	87	4.8	40
	42.5	253	27.8	171	13.0	97	6.3	50
	35.6	202	22.0	220	18.1	76	12.1	148
	35.8	186	27.3	191	10.6	50	14.1	59
	32.0	205	29.0	221	17.5	72	8.2	68
Mittelwert	36.9	200	27.7	199	15.6	75.3	7.4	70
Nach 3 Monaten:	44.1	230	33.0	300	16.7	95	16.6	124
	40.4	224	35.7	265	17.5	115	13.5	124
	34.2	224	34.5	270	21.6	87	10.5	123
	47.1	255	29.0	295	16.7	108	19.6	143
	44.9	267	28.1	216	21.1	87	19.0	84
	32.8	281	33.0	200	19.1	—	12.5	125
Mittelwert	40.6	247	32.2	257.7	18.8	78.5	15.3	120.5

*) Tijdschrift van het k. Institut von Ingenieurs 96, 97.

Diese Versuche wurden alle unter genau denselben Bedingungen erstellt, wie die Probekörper. Sie wurden mit Hand und nicht mit einem Hammerapparat gerammt und sind an der Luft erhärtet.

Hieraus geht zunächst hervor, dass die Druckfestigkeit des Mörtels im allgemeinen eine geringere ist als die des Betons, was sich nur durch den besseren Verband der Theile im Beton erklären lässt.

Auf dieselbe Quelle führt uns eine andere Erscheinung zurück. Zwischen einem Beton 1:2:2 und einem solchen 1:3:3 besteht nur der Unterschied, dass der erstere 25% der letztere 16.7% Cement zu demselben Volumen Sand und Schotter enthält. Dies kann doch unmöglich an den Eigenschaften und dem Verhalten bei Druck viel ändern. Wenn wir trotzdem einen radicalen Abfall bei diesen Ziffern bei den Druckversuchen finden, so ist das ebenso nur auf die durch die 8% Cement vermehrte Adhäsion zurückzuführen. Diese Adhäsion und die damit zusammenhängende Scherfestigkeit im Beton kommt aber bei der Biegung in ganz anderer Weise in Wirkung, so z. B. tritt sie dort bei 1:6 sogar an den in Fig. 16 dargestellten Weise auf der Zugseite auf; eine Wirkungsweise, die bei Zugproben gar nicht in Frage kommt. Ebenso erklärt es sich, dass während bei den Sorten 1:2 und 1:2:2 zwischen der direct ermittelten Druckfestigkeit und jener aus den Biegeproben berechneten (siehe natürlich die hohen Armaturen) eine durchaus hinreichende Uebereinstimmung besteht, dies bei Beton 1:3, resp. 1:3:3 nicht vorhanden ist. Es zeigt dies nur, dass die veränderte Inanspruchnahme dem Beton gestattet, höhere Druckkräfte aufzunehmen, als bei einem Druckwürfel, ohne dass eine Abscherung eintritt. Auf eine Unrichtigkeit der Rechnung braucht hieraus nicht geschlossen zu werden. Es ist das jedoch insofern sehr wichtig als man auch in dem Nachweis einer hohen Druckfestigkeit des Betons auf diesem Wege nicht bestehen sollte. Es ist daher in der Folge bei niedrigen Armaturen, wo ein Beton 1:6 Verwendung finden kann, und wo dieser Druckfestigkeit so nur eine secundäre Bedeutung zukommt, die Garantie einer Druckfestigkeit von nur 50 kg nach 28 Tagen in Vorschlag gebracht, weil diese Zahl die rechnungsmäßige Anwendung von bis zu 200 kg/cm² rechtfertigt und weiters bei hohen Armaturen, wo jedoch nur fettere Betone am Platz sind, 200 kg/cm² vorgesehen. In beiden Fällen jedoch sind diese Versuche auf sonst streng analoge Bedingungen bezüglich Schottermaterial und Luftlagerung bezogen gedacht.

Vom Standpunkte unserer Untersuchung sind folgende graphische Darstellungen derselben entnommen worden. Zunächst in Fig. 2 bis 5 der Tafel II sind die Versuche mit gleichem Beton und mit einer Armierung dargestellt, die von 1.37% ($\frac{h}{80}$) zu 2.78% ($\frac{h}{40}$) ansteigt, um zu zeigen, wie die zunehmende Armatur die Einbiegung beeinflusst. In den Fig. 3 und 4 finden sich außerdem die Richtungslinien für das Stadium II mit $\nu = 15$ resp. 20 eingezeichnet. Hier und im folgenden darf nicht übersehen werden, dass neben den festgestellten primären Gesetzen noch secundäre Wechselwirkungen laufen, die oft nicht unbeachtet bleiben sollen, so z. B. ergibt ein genaues Studium der beigedruckten ausführlichen Tabelle, dass die vermehrte Armatur über 2.0% hinaus nicht mehr in dem Maße wirkt und so den relativen Eindruck eines Abfalls macht, wie anderseits der bessere Beton (1:3 verglichen mit 1:2) bei niedrigen Armaturen die Eisenwirkung vergleichsweise von 3800 auf 4000 kg/cm² (siehe in Fig. 1, Tafel II) zu heben imstande ist. Was endlich die ersten Brucherscheinungen betrifft, so sind dieselben sorgfältig in der Rubrik Nr. 9, resp. unter den Bemerkungen der Tabelle angeführt. Es lässt dies ersehen, dass sie sich bei niedrigen Armaturen auf der Zugseite, bei mittleren auf der Druckseite und endlich bei hohen Ar-

maturen als Abscherungen (Fig. 15) äußern und dass die Grenzen dieser Wirkung sich mit der zunehmenden Güte des Betons aufwärts verschieben. Jene extremen Fälle, in welchen die Schubwirkung die Zerstörung des Körpers lange schon vor Eintreten der maximalen Druckspannungen besorgt, wurde eingangs gedacht.

In den folgenden zwei Bildern, Fig. 6 und 8 der Tafel II, sind nun jeweilig dieselbe Armatur (und zwar nur die beiden Grenzfälle $\frac{1}{40}$ — $\frac{1}{80}$) für verschiedene Betonsorten gleichen Alters (nahezu 3 Monate) zusammengestellt. In Fig. 6 ist die eine niedrige Armatur von 1.39% ($\frac{1}{80}$ mit Bezug auf h) zusammengefasst. Da dort die Bruchlast durch die Eigenschaften des Eisens bedingt wird, kommt der Umstand, welchen Beton man angewendet hat, in der Tragfähigkeit des Trägers nicht zum Ausdruck und leitet von diesem Erfahrungssatz (da die Praxis fast durchwegs nur noch kleinere Armaturen anwendet) *Hennebique* seine Regel ab, die ihn zur Anwendung eines mageren Betons von 1:5 bis 1:6 bei Trägern veranlasst hat. Als einziger Unterschied macht sich bei den mageren Sorten das frühere Auftreten von Zugrissen bemerkbar. In Fig. 7 dagegen, wo die Eigenschaft des Betons entsprechend der hohen Armierung von 2.78% die Bruchlast bestimmt, tritt dieser Unterschied einschneidend hervor. Zur Kennzeichnung der diesbezüglichen Verhältnisse findet sich unterhalb Fig. 6 und 7 ein Spannungsmaßstab für Druck im Beton und für Zug im Eisen, bezogen auf das Stadium II, dargestellt, aus dem man die Verschiebung entnehmen kann. Bezeichnend und bis zu einem gewissen Grade überraschend ist das Verhältnis von Mörtel zum Beton, indem sich letzterer für diesen Zweck als das durchwegs bessere Material erwiesen hat. Die Erklärung hiefür wurde bereits oben bei Besprechung der Tabelle III gegeben und rührt die gegentheilige Meinung daher, dass man alles nur nach den Zugproben zu beurtheilen gewohnt ist, die man hier mit Unrecht auch als Qualitätsproben ansieht. Ueberblicken wir die beiden Figuren, so zeigt sich uns der Mörtel 1:3 als der relativ schlechteste Begleiter des Eisens sowohl was Bruchlast, als auch was Durchbiegung betrifft, während der Beton 1:4 sich als die beste Combination ergibt. Die Eigenschaften des Betons erscheinen durch den dabei verwendeten Mörtel bedingt und kann es wohl nicht schaden, bei dieser Gelegenheit darauf aufmerksam zu machen, welcher himmelweiter Unterschied zwischen dem oft nicht genug scharf auseinandergehaltenen Begriffe Mörtel 1:4 und Beton 1:2:2 besteht und wie nutzlos es ist, schablonenmäßig nur die Mischungsverhältnisse festzuhalten. Die Menge des Cements thut es allein nicht. Der Mörtel 1:2 und der Beton 1:6 zeigen im Biegungs-Diagramme überraschende Uebereinstimmung in ihren elastischen Eigenschaften. Ich kann aber auch nicht umhin, bei dieser Gelegenheit vor der Generalisierung solcher Beobachtungen warnen, und gleichzeitig allen Praktikern dringend rathen, sich die Erfahrung und die richtige Erkenntnis ihres besonderen Materials auf dem von den Amsterdamer Cement-Eisenwerken vorgezeichnete Wege zu erwerben. Das ist der richtige, ja der einzige Weg zu einer Vollkommenheit auf diesem Gebiete, der leider nur selten und nicht systematisch befolgt wurde, und als dessen Folgen sich jene großen Lücken in unserer Erkenntnis auf diesem Gebiete zeigen, die oft die Sicherheit unseres Urtheils in Frage stellen. Ich kann es nur als einen glücklichen Zufall ansehen, dass es mir möglich war, hier die discordantesten Versuche zu einem halbwegs einheitlichen Bilde zu vereinigen.

Die Fig. 8 und 9 endlich sollen uns den Einfluss des Alters vor Augen führen. Es sind zu diesem Zweck die Armaturen $\frac{1}{80}$ und $\frac{1}{40}$ getrennt vorgeführt und für dieselben die vier Diagramme für Beton 1:4 und 1:6 für ein Monat und drei Monat Alter dargestellt. Hier gibt der jüngere Beton in Fig. 8, also selbst bei $\frac{1}{80}$ Eisen, merkbar geringere Bruchlasten als nach drei Monaten, indem bei seiner ge-

ringen Scher- und Druckfestigkeit das Eisen nicht so zur Geltung kommen kann. Besonders auffällig ist jedoch die Zunahme an E_b , die, ebenso wie alle Betoneigenschaften in dem Zeitraum zwischen dem ersten bis zum dritten Monate, noch eine bedeutende ist. In den Fig. 8 und 9 der Tafel II finden sich außerdem die der Armatur entsprechenden Richtungsstrahlen für $\frac{\delta}{Q}$ des Stadiums I $\nu = 10$, in II $\nu = 10, 15$ und 20 eingezeichnet, außerdem ist für $\nu = 15$, d. i. jene Größe des E_b , die als ein Durchschnitt für alle Fälle der Ungewissheit gelten kann, die Verschiebung entsprechend der angegebenen empirischen Regel eingezeichnet. Dieselbe zeigt, dass bei diesen Versuchen diese Verschiebung in dem erwarteten Maße nur bei Beton 1:4 stattgefunden hat, und zwar bei leichten Armaturen im höheren Maße. Wir dürfen freilich nicht vergessen, dass diese Platten ohne Bügel hergestellt wurden, obwohl es nicht einmal in einer bestimmten Weise als erwiesen anzusehen ist, dass die Bügel im günstigen Sinne wirken, und die gegentheilige Meinung, dass Balken ohne Bügel besser sind, nicht ohne Berechtigung dasteht. Die Betonzugwirkung ist gering und fehlt insbesondere bei jungem Beton und Mörtel fast vollständig dort, wo gleichzeitig hohe Armaturen angewendet sind und wo daher der Unterschied zwischen J_I und J_{II} ohnedies nur ein geringer ist, um einem anscheinend continuierlichen Verlauf der Diagramme Platz zu machen, so zwar, dass jene Fachcollegen, die in den Bruchpunkt der Stadien I und II die Sprünge und die Elasticitätsgrenze verlegen möchten, vergeblich nach dem einen wie dem anderen suchen werden. Diese Uebertragungen aus dem reinen Eisenbau, denen man nur zu deutlich das Bestreben anmerkt, anscheinend Selbstverständlichem eine wissenschaftliche Begründung zu geben, haben hier keine Berechtigung. In den hier früher vorgeführten Beispielen sind die Sprünge einmal bei stahlartigem Material bei 1600 das anderemal bei 3300 kg/cm^2 eingetreten, ebenso sehen wir bei Eisen einmal 1400, das anderemal nahezu 4000 kg/cm^2 als rechnermäßige Begleitspannung. Dabei ist noch bemerkenswert, dass die beiden ersteren Fälle mit niedrigen, die beiden letzteren mit hohen Armaturen versehen waren. Wenn man auch aus dem geringen Material wahrscheinlich noch nicht das Gesetz von den Nebenursachen trennen kann, so wird meines Erachtens eben deswegen die Erkenntnis desselben nicht sehr wertvoll sein und darf man schon jetzt sagen, dass die Zugsprünge keinen Anhalt für den statischen Zustand eines Balkens liefern, so sehr auch dies der landläufigen Logik widerspricht. Es sei diesbezüglich auf den Versuch in Lausanne, auf den 31. Versuch in Amsterdam und das sogenannte „hohe“ Object in Wien verwiesen, dass selbst ein von vornherein gesprungener Balken statisch correcte Resultate liefern kann. Ich kann daher der Meinung, dass das Auftreten von Rissen als eine „charakteristische Zahl“, maßgebend für die Größe der Biegungsfestigkeit anzusehen ist, nicht beistimmen. Diese Biegungsfestigkeit beim Anriss hat höchstens innerhalb enger Grenzen bestimmter Ausführungen einer Firma eine Bedeutung, und gereicht natürlich jenen Firmen, die es thun, zur hohen Ehre, weil sie damit ein Vertrauen in ihre Ausführungen setzen, das ich von einem allgemeinen Standpunkte nicht theilen kann und das ich für unbegründet hart ansehe, wenn es ohne jeden Beigeschmack von Reclame als Regel durchgeführt werden würde. Um ein endgiltiges Urtheil über die Lage der Elasticitätsgrenze äußern zu können, bedürfte es noch eingehender Experimente zur Feststellung der Wechselwirkungen, zur genauen Trennung der bleibenden Durchbiegungen von den elastischen und den gesonderten Nachweis ihres ersten deutlichen Auftretens auf der Zugseite im Eisen bei niedriger Armatur und auf die Druckseite im Beton bei hoher Armatur. Heute scheint

es höchstens erlaubt, die Vermuthung auszusprechen, dass die Elasticitätsgrenze am Ende des Stadiums II sich befindet und das dieses bei den niedrigen Armierungen mit der Fließgrenze des Eisens zusammenfällt. Aber wie bereits bemerkt, erfahren die Eigenschaften des Eisens in dieser Combination eine Aenderung, insbesondere eine Hebung der Fließgrenze an 3000 kg/cm^2 heran scheint wahrscheinlich. Beim Betonobergurt, der bei hohen Armierungen ausschlaggebend ist, ist man auf die von Bach ermittelten, oben angegebenen Eigenschaften angewiesen, d. h. unter Berücksichtigung der in Fig. 2 und 3 illustrierten Verhältnisse, die im Biegungs-Diagramm ihren Abklatsch finden, so dass der Anfang des Stadiums III bis auf 1400 kg/cm^2 herabsinkt.

Wenn wir auch das Auftreten des Stadiums I, resp. die Verschiebung des Stadiums II als eine Regel ansehen dürfen, die mit der guten Bauweise Hand in Hand geht, so ist doch die Sache nur in der Weise zu berücksichtigen, dass man nicht etwa aus den geringen Einbiegungen in I ein Zeichen besonderer Güte ableiten darf. Das Grafikon Fig. 8 a) und b) lehrt uns, dass diese erste Form der Diagramme zwar verloren geht, die Curve jedoch bei einer späteren weiteren Ueberlastung nahezu am selben Punkte wieder einsetzt, was als ein Zeichen anzusehen ist, dass sie nichts an Tragfähigkeit, nichts an Elasticität eingebüßt hat.

Wir können diese Betrachtungen nicht schließen, ohne nicht auf einen weiteren Zusammenhang hingewiesen zu haben, der zwischen den theoretischen Formeln und den Versuchsergebnissen besteht, dem die Fig. 1 auf der Tafel II gewidmet ist. Die in der Tabelle der Versuchsergebnisse der Amsterdamer angehängte Spannungs-Rubrik 12 wurde nach der bereits erwähnten Formel berechnet. Obwohl natürlich für jede Betonsorte ein besonderes ν zu wählen wäre, so wurde doch, um einen gemeinsamen Maßstab für alle zu haben, ein einheitliches $\nu = 15$ angenommen, doch erfährt selbst durch ein variables ν das Bild keine wesentliche Störung.

Die Darstellung dieser Bruchspannungen geschah nun in Fig. 1 der Tafel II in der Weise, dass man die jeweilige rechnermäßige Bruchspannung im Eisen als Ordinate zu den jeweiligen Armaturen als Abscissen eingetragen hat, um jene Spannungen, die die Theorie voraussetzt, vergleichen zu können mit jenen, die die Theorie aus den Bruchlasten herausrechnet.

Welche Bruchspannung setzt die Theorie voraus, die von der Berücksichtigung des Zugquerschnitts im Beton völlig absieht?

Das Verhältnis der Randspannungen für Zug (σ_e) und Druck (σ_b) ist gegeben durch die Abstände von der neutralen Achse, also für $\nu = 15$ durch die Gleichung:

$$\frac{\sigma_e}{15 \sigma_b} = \frac{\zeta}{d_1} = \frac{d + 15f - \sqrt{15f(15f + 2d)}}{-15f + \sqrt{15f(15f + 2d)}}$$

Siehe diesbezüglich Fig. 3 und die Gleichungen 6 und 12.

Denken wir an eine durch die Qualität des Betons bestimmte maximale Druckfestigkeit, z. B. $\sigma_b = 200 kg/cm^2$, so ergibt obige Gleichung nach einem bestimmten Gesetz abnehmende Werte von σ_e , abhängig von $\frac{f}{d}$, sobald ν gegeben ist. Es lässt sich σ_e als Function von $\frac{f}{d}$ darstellen. In der Figur ist dies zunächst für $\nu = 10, 15, 20$ durchgeführt und ergibt jedes ν eine dort eingezeichnete Curve der maximalen Eisenspannungen für eine gegebene Armierung. Andererseits aber können diese Curven eine gewisse Maximal-Eisenzugspannung nicht überschreiten; dieselbe ist für gewöhnliches Eisen mit 3800 kg/cm^2 eingesetzt. Durch die Verschneidung dieser zwei Linien ist ein Gesetz für die Höhe im Verlauf der Bruchspannungen und somit auch

der Bruchlasten gegeben, abhängig von der jeweiligen Größe der Armierung $\frac{f}{d}$.

Wir wollen nun sehen, wie das bei den vorliegenden Versuchen zutrifft. Zu diesem Zwecke sind in derselben Figur die berechneten Bruchspannungen im Eisen für eine ganze Reihe von Versuchen eingetragen, zunächst die hier bereits besprochenen. Von den Amsterdamer Versuchen sind nur die drei Monate alten Platten, 20 an der Zahl, eingezeichnet und die mit gleichem Beton hergestellten, zu einem kontinuierlichen Linienzug verbunden. Auch hier tritt eine auffällige Scheidung je nach dem Mörtel ein, u. zw. Gruppen 1:2 und 1:2:2 einerseits und 1:3 und 1:3:3 andererseits.

Die Resultate mit 1:3 Mörtel (also auch 1:3:3 Beton) stimmten recht gut mit dem überein, was die Curve für 200 kg/cm^2 Druckfestigkeit und $\nu = 20$ voraussetzt, was somit ein weiterer Beweis für die Richtigkeit dieser Annahmen ist. Bei Mörtel 1:2 jedoch kann man, um Uebereinstimmung zu erzielen, 300 kg/cm^2 mit $\nu = 10$ voraussetzen, was dort eingezeichnet ist. Doch auch dann verläuft die Curve immer noch etwas flacher und gibt uns also trotz aller Schwankungen in der Betonfestigkeit einen Maßstab, ob und wie wir bei Durchführung der Berechnung ungenau waren. Die Abweichung für den Fall der Versuche mit 1:2 resp. 1:4 scheint anzudeuten, dass die geradlinige Abgrenzung der Spannungsfigur (Fig. 3), wie sie diese Rechnung voraussetzt, bei fettem Mörtel nicht mehr zulässig ist. Für praktische Zwecke hat aber selbst diese Ungenauigkeit sehr wenig zu bedeuten, ja ich möchte fast sagen: sie ist weniger, als was man erwartet. Dies soll uns aber keineswegs abhalten, nach einer genaueren und thunlichst einfachen Formel zu suchen. Aus der Figur ist ersichtlich, dass zwischen ν einerseits und der gewählten Größe von σ_b eine gewisse Wechselwirkung besteht, so zwar, dass $\nu = 10$ und $\sigma_b = 300 \text{ kg/cm}^2$ sowie $\nu = 15$ und $\sigma_b = 250$ nahezu gleiche Resultate liefern, was unserer sonstigen Annahme $\nu = 15$ entspricht. Hieraus geht allgemein hervor, dass die Erhöhung der Druckfestigkeit bei älteren Platten sich mit der Verminderung von ν theilweise wieder ausgleicht. Es ist in der Figur die Umrechnung auf ein anderes ν in ein paar Fällen angedeutet. In der Figur 1 sind des weiteren noch einige andere Bruchversuche mit Monierplatten der besseren Uebersicht wegen eingezeichnet, welche der Leser sich nach seinem Bedürfnisse ergänzen und ausgestalten kann. Eingezeichnet finden sich dort noch drei Versuche von Bausehinger (1887) zwei Versuchsmittel aus den holländischen Versuche von Tutein-Nolthenius (1896) und je zwei Versuche von Hanisch und Spitzer (1902), wobei die letzteren freilich nur Biegezugfestigkeiten beim Anriss vorstellen. Der meines Wissens einzige abweichende Versuch ist der mythische Versuch Nr. 8 in Berlin 1884.

Uns würde eine eingehende Besprechung dieser Frage hier zu weit führen. Hier war nur nöthig nachzuweisen, dass der von uns benützte ungenaue, aber sehr einfache Rechnungsgang zur Spannungsberechnung, der uns in vieler Hinsicht als Basis diente, nicht geradezu als falsch oder „niemals zulässig“ erklärt werden kann und dass auf dieser Grundlage also weitergebaut und die Berechnung der Durchbiegung eines armierten Balkens in der ange-deuteten Weise gelöst werden kann. Es sollte damit aber auch gezeigt werden, wie nöthig es ist, sich beim Bau die Gewissheit zu verschaffen, dass die angenommenen Materialeigenschaften, insbesondere die Druckfestigkeit beim Beton, auch thatsächlich vorhanden ist.

B. Einspannung.

Wenn wir nun das Feld des reinen Versuchswesens verlassen und uns praktischen Verhältnissen zuwenden und fragen, welche Anwendung lassen die gewonnenen Resultate

hierauf zu, so muss es uns zunächst auffallen, dass die Praxis der freiaufliegenden Balken so gut wie unbekannt ist und dieselbe sich des Vortheiles der Einspannung fast nie entschlagen kann. Wenn wir trotzdem im Vorangehenden unsere Betrachtungen auf den freiaufliegenden Balken beschränkt haben, so geschah es, weil wir in denselben die einzige richtige Grundlage für eine ungetrübte Erkenntnis der Durchbiegungsgesetze gesehen haben. Es gilt dies in demselben Sinne wie man z. B. im Säulenbau von der Säule mit Spitzenlagern ausgeht, obwohl dieselbe in der Praxis unmöglich ausgeführt werden kann. Eine vollständige Erkenntnis begnügt sich jedoch nicht mit der Aufdeckung des gesetzmäßigen Zusammenhanges, sondern bedarf noch der Ergänzung über die Einflüsse der praktischen Ausführung. Auch hier besteht zwischen Säulen und Trägern ein bemerkenswerter Parallelismus. In der Praxis erweisen die extremen Fälle der vollkommen freien Auflagerung und der vollkommenen Einspannung als undurchführbar, ja bestimmte, darauf abzielende Vorrichtungen, sobald man in das Gebiet der Bruchlasten übergreift, als wirkungslos. Nach der Theorie sollte man die Tragkraft eines Trägers und einer Säule durch vollkommene Einspannung verdoppeln, resp. vervierfachen, thatsächlich liegt jedoch deren Tragfähigkeit gewöhnlich in der Mitte zwischen dem frei Vorhandenen und dem theoretisch Erreichbaren, so zwar, dass man von einem „halb“eingespannten Zustand sprechen kann.

Wenn wir nun an einem Träger den Grad seiner Einspannung ermitteln wollen, so können wir hierzu, außer seiner Bruchlast, noch die Durchbiegung, die Spannung und endlich die Verdrehung am Widerlager verfolgen. Eine gleichförmig vertheilte Last vorausgesetzt, bestehen hiefür folgende bekannte Regeln:

	frei aufliegend	halb eingespannt	ganz eingespannt
Moment in der Mitte	$\frac{Ql}{8}$	$\frac{Ql}{12}$	$\frac{Ql}{24}$
Durchbiegung in der Mitte	$\frac{5}{384} \frac{Ql^3}{E_b J_1}$	$\frac{3}{384} \frac{Ql^3}{E_b J_1}$	$\frac{1}{384} \frac{Ql^3}{E_b J_1}$
Moment am Auflager	0	$\frac{Ql}{24}$	$\frac{Ql}{12}$
Verdrehungswinkel am Auflager	$\frac{Ql^2}{34 E_b J_1}$	$\frac{Ql^2}{48 E_b J_1}$	0

Eine theoretische Untersuchung, welcher Grad der Einspannung vorausgesetzt werden kann, scheint hier wenig Wert zu besitzen, da die Voraussetzung einer exacten Länge und Einspannung durch das Material selbst und seine Herstellung illusorisch gemacht wird, indem Störungen auftreten können, die nicht nur viel größer wie die minimalen statischen Bewegungen sind, sondern sich von diesen weder scheiden noch auf ihren Ursprung nachweisen lassen.

Wenn man im Eisenbau häufig so weit geht, Gebilde von recht fragwürdigem Zusammenhang einer theoretisch einheitlichen Berechnung zu unterziehen, die einen vollkommenen Zusammenhang der Theile voraussetzt, so steht dort der Fehler, der hieraus entstehen muss, in keinem solchen Missverhältnis zu den berechneten Größen wie hier. Das Resultat kann wenigstens als ein Maßstab der thatsächlichen Spannung gelten. Die Rechnung, die z. B. ein eisernes Gespärre und die damit vernieteten Säulen als ein Stück ansieht, krankt auch ohne Zweifel an dem Umstand, dass der Stoß an dem Gesimseck nicht in der vollkommenen Weise hergestellt werden wird, wie dies die Rechnung voraussetzt und empfiehlt es sich auch dort, an eine Beweglichkeit zu denken, besonders wenn sich dieselbe für gewisse Theile statisch ungünstig geltend macht. Eine Berechnung basiert auf der Elasticitätstheorie, und ein vollkommener Zusammenhang führt hier schon deshalb zu

falschen Resultaten, weil ihre Giltigkeit mit der Elasticitätsgrenze auf Zug begrenzt ist und also über das Stadium I hinaus falsch wird. Da aber das Stadium I oft tief unter den zulässigen Lasten sein Ende hat, so müssen diesbezügliche Rechnungen nicht nur als fehlerhaft bei Seite geschoben werden, sondern sind auch wegen ihrer unnöthigen Complicirtheit zu vermeiden. Man fährt also besser, wenn man den ganzen monolithischen Beton-Eisenbau sich in seine Theile zerlegt denkt und jeden einzelnen Bestandtheil mit Rücksicht auf größte und kleinste Einspannung, die er erfahren kann, berechnet. Zwei Mauern mit dem darauf liegenden armierten Balken jedoch in der Weise zu behandeln, dass dieselben einem zusammenhängenden Mauerwerksbogen gleich zu achten sind, geht jedoch auch dann nicht an, wenn man an den Ecken für die Uebertragung der Zugkräfte in einer entsprechenden Weise durch Eisen gesorgt hätte. Dass aber eine einfache Mauer dieser Function gewachsen wäre ohne besondere Vorkehrungen, das kommt gar nicht in Frage und ist eine einheitliche Rechnung hier ebensowenig nöthig, als wie die Einbeziehung der Widerlager in die Berechnung eines Gewölbes. Anstatt also mit solchen kurzlebigen Voraussetzungen „genau“ zu rechnen, deren Bestand selbst im Anfang keinesfalls gesichert ist, empfiehlt es sich, entweder die Rechnung mit zwei Grenzwerten der möglichen Einspannung durchzuführen oder aber einen Mittelwert anzunehmen und die Schwankungen hievon dem Conto „Sicherheit“ zu überweisen. Ist der armierte Träger entsprechend eingemauert und verankert oder, was denselben Effect erzielt, belastet, so kann man ihn als halb eingespannt ansehen, und muss dieses als den baumechanisch ungünstigsten Fall selbst dann voraussetzen, wenn beim Träger keine Vorkehrungen hiefür vorhanden sind. Die Mauer aber muss man immer mit Rücksicht auf die Folgen dieser halben Einspannung construieren, also auch dann, wenn keine Vorkehrungen getroffen wurden, die die Einspannung beim Träger sichern. Ob und wie viel von dieser Einspannwirkung sich bis auf der Bruchspannung hinauf erhält, ist in erster Linie von der Construction der Verbindung beider Elemente abhängig und kann heute noch als eine offene Frage angesehen werden, obwohl man allgemein geneigt ist, dies für unwahrscheinlich zu halten. Versuche, die eine Erhöhung der Bruchlast um 50% durch Einspannung bei größeren Spannweiten erzielt hätten, sind mir nicht bekannt. Aus den noch nicht veröffentlichten Arbeiten des II. Gewölbe-Ausschusses des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines sei angeführt, dass sich diese Einspannung sehr wohl aus der Bruchlast von kleinen Platten mit Zwickelinspannung (Versuchsweite 1.50 m zwischen I-Trägern) nachweisen lässt und ja auch in der Praxis bei ähnlichen Bautheilen ganz allgemein vorausgesetzt wird.

Während also die Spannungen nach dem Moment $\frac{Ql}{12}$ zu berechnen wären, so gilt für die Bruchlast höchstens $\frac{Ql}{10}$, besser $\frac{Ql}{8}$ als Regel.

Um für unsere weitere Erörterung einen Maßstab zu haben, so werden wir in folgendem eine mittlere Größe, und zwar die sogenannte „halbe“ Einspannung als vorhanden annehmen und nachzuweisen suchen, ob und wie viel der Versuch von dieser Annahme abweicht, um so zu ermitteln, was wir bei der Berechnung der Spannung voraussetzen sollen und wie wir Durchbiegungen bei Versuchen im Gebäude selbst beurtheilen können.

Wir wollen nun auch sehen, wie andere sich über diese Frage äußern. Viel ist es nicht, denn die meisten behelfen sich mit allgemeinen Redensarten, ohne sich an den Kern dieser Frage heranzuwagen. Doch kann es gerade vom Standpunkte der Praktiker unmöglich gleichgiltig sein,

ob ein Balken durch seine Nutzlast ein einfaches Moment $\frac{Ql}{8}$ oder $\frac{2}{3}$ desselben oder sogar nur $\frac{1}{3}$ davon ertragen soll. Diese Frage lässt unter Umständen jede Berechnung wertlos erscheinen. Am weitesten gehen diesbezüglich eine Reihe von Unternehmern, wie z. B. die Amsterdamer, deren Zahl im Zunehmen begriffen ist, die ihrer Rechnung $\frac{Ql}{8}$

zugrunde legen und so die Einspannung gar nicht berücksichtigen. Als ein Gegensatz hiezu sei einer unserer competentesten Collegen angeführt, der in der „Zeitschrift“ Nr. 5 ex 1902, auf Seite 79, sagt: „Bei dieser Bauweise kommt der Balken nicht anders wie eingespannt zur Wirkung und bei der Verbindung mit einem Betonwiderlager ist die Einspannung (richtige Querschnittsverhältnisse vorausgesetzt) eine nahezu vollkommene“. Leider fehlt in seiner Abhandlung ein genauer Nachweis, woher er diese Meinung ableitet, und thun wir besser, sein Versuchsmaterial abzuwarten. Vielleicht liegt dem eine andere Auslegung zugrunde, als der Text vermuthen lässt, da derselbe Autor bereits selbst einmal an dem Monierbogen beim Versuch des I. Gewölbe-Ausschusses im Gegensatz zu der angenommenen vollkommenen Einspannung nachgewiesen hat, dass dies nicht zutreffend war. Zweifellos zeigen selbst freiaufliegende Balken erst bei höheren Lasten deutliche Verdrehungen, so z. B. bei dem in Fig. 14 dargestellten ist die Verdrehung bis 1 t absolut nicht messbar gewesen und erst bei 5 t unter gleichzeitigem Abheben vom Widerlager deutlich aufgetreten. Es ist dies wohl auf die Zusammendrückung der Unterlage und Adhäsion zurückzuführen. Leider ist eine diesbezügliche Beobachtung von mir durch einen Unfall wertlos geworden und, was ich umso mehr bedauere, als es die einzige mir bekannte Beobachtung bei einem freiaufliegenden Balken war. Es liegen noch die Beobachtungen vor, die bei dem sogenannten niederen Objecte (Tafel III) der Versuche von Ast & Co. gemacht wurden. Bei der Besprechung dieser Versuche rechnet der Herr Hofrath Brik*) dasselbe als vollkommen eingespannt, indem er für alle Belastungsstadien die Gleichung $\delta = \frac{1.01 Q^2}{384 E_b J_b}$ benützt, re-

spective $\tau = \frac{0.01 Q^2}{24 E_b J_b}$ setzt. Alle thatsächlich auftretenden Verdrehungen betrachtet dieser Autor als „Störungen“ seiner Rechnung.

Untersuchen wir dieselben jedoch im Vergleich zu einer Rechnung, die aus der Größe der Verdrehungen den Grad der noch vorhandenen Einspannung ableiten will, so finden wir, dass bei einem halbeingespannten Träger $\tau = \frac{Q^2}{48 E_b J_1}$ sein müsste.

Fassen wir zunächst ein niederes Belastungsstadium ins Auge, wo wir das J_1 , obwohl auch hier nur mit geringer Genauigkeit, mit $\nu = 10$ und dem vollen Zugquerschnitt in Rechnung setzen können, so gelangen wir für die zweite Belastungsstufe (Sandhöhe von 60 cm) zu einer Last von 1050 kg/m², resp. $Q = 12.860$ kg. Zu $J_1 = 407.656$ mit $E_b = 210.000$ erhalten wir $\tau = 2' 45''$, $2\tau = 5' 30''$. Die diesbezüglichen Beobachtungen sagen

	Rippe 2	Rippe 3
α	0' 15'	4' 30''
β	1' 10''	0' 45''
	1' 25''	5' 15'

Wir sehen bei Rippe 3 eine volle Uebereinstimmung, während die Rippe 2 gar nicht stimmt. Bei der nächsten, der dritten Belastungsstufe ist $Q = 19.300$ und wurde beobachtet:

*) „Bauweisen und Bauwerke“, H. Theil, und „Allg. Bauzeitung“ 1901, Heft 2.

	Rippe 2	Rippe 3
α	1' 35"	5' —"
β	1' —"	1' 3"
	$\alpha + \beta = 2' 35"$	$6' 30"$

während die Rechnung 4' 15", also $2\tau = 8' 30"$ ergibt.

Gehen wir nun auf die letzte, die fünfte Belastungsstufe über, so ist:

	Rippe 2	Rippe 3
α	9' 30"	9' 35"
β	2' 40"	5' 30"
	$\alpha + \beta = 12' 10"$	$15' 5"$

während die Rechnung für 2α ohne Zugquerschnitt für $\nu = 20$, $2\alpha = 40'$ ergibt, also anscheinend zunehmende Abweichungen zwischen Rechnung und Versuch. Jedenfalls muss α von der mangelnden Constanz der Größe $E_b J_1$ am Auflager mehr und länger beeinflusst werden als die Größe δ .

Diese Rechnung ist eigentlich nur deshalb hier angeführt worden, um zu zeigen wie viel es oft bei einer Untersuchung darauf ankommt, mit welchen Mittel man sie führt. Diese Zahlen sagen uns gar nichts und lassen gewiss nicht vermuthen, dass dieselben (wie das weiter unten nachgewiesen ist) durch eine andere Brille besehen, eine ganz bestimmte Auskunft über die Größe dieser „Störungen“ geben. Wir werden darauf im Zusammenhange nochmal zurückkommen und wollen jetzt drei Beispiele nach der Reihe anführen, wo die Versuche nicht frei aufliegend, sondern in fester Verbindung mit dem Widerlager ausgeführt worden sind.

Als erstes wollen wir die in Tafel III ausführlich dargestellten Belastungsprobe von Ast & Co. in Wien das sogenannte „Niedrige Object“ besprechen.*) Dieselbe hatte folgende Abmessungen:

$$d = 34.2, F_b = 3480, F_e = 28.28, b = 245$$

$$m = 25.2, J_b = 241.560, f_e = 0.115, \frac{f}{d} = 0.336\%$$

Die Belastung war eine gleichmäßig vertheilt.

Stadium I.

$$\nu = 10 \quad E_b = 210.000 \quad J_1 = 407.656.$$

Ein frei aufliegender Träger würde zeigen:

$$\frac{\delta_{mm}}{Q^t} = \frac{500^3 \cdot 10}{384 \times 210.000 \times 407.656} = 0.019,$$

$$\text{derselbe halb eingespannt } \frac{\delta}{Q} = 0.0114,$$

$$\text{derselbe ganz eingespannt } \frac{\delta}{Q} = 0.0038.$$

Stadium II.

$$\text{Bei } \nu = 20, \quad E_b = 105.000, \quad J_1 = 412.377, \quad \zeta = 23.73,$$

$$\text{frei auflagernd } \frac{\delta}{Q^t} = 0.03759,$$

$$\text{halb eingespannt} = 0.02256,$$

$$\text{vollkommen eingespannt } \frac{\delta}{Q} = 0.00752.$$

In Fig. 17a sind die Biegungs-Diagramme der vier Rippen (Punkt 1, 2, 3 und 4) und die zwei oben berechneten Richtungslinien für „halbe“ Einspannung mit und ohne Zugquerschnitt eingetragen. Wir sehen, dass die Richtungen von den beobachteten Durchbiegungen eingehalten werden und rechnen zur Beurtheilung der Verschiebung des Stadiums II die Ordinate von 500 kg/cm^2 und sehen nun, dass die

*) „Bauweisen und Bauwerke“, II. Theil, und „Allg. Bauzeitung“ 1901, Heft 2.

beobachteten Durchbiegungen mit dieser empirischen Regel so ziemlich übereinstimmen.

$$\text{Hiebei ist nach Gleichung 8) } W_e = F_e \times \frac{2d + \zeta}{3} = 28.28 \times 30.73 = 869.0, \text{ dies entspricht für}$$

$$869 \times 500 = \frac{Q \cdot 500}{12}$$

$$Q = 10.430 \text{ kg} - \text{Eigengewicht (4000).}$$

Die diesbezügliche Ordinate, wo regelmäßig das Stadium II abbiegen soll, ist $6.43 t$.

a) Biegungs-Diagramm.

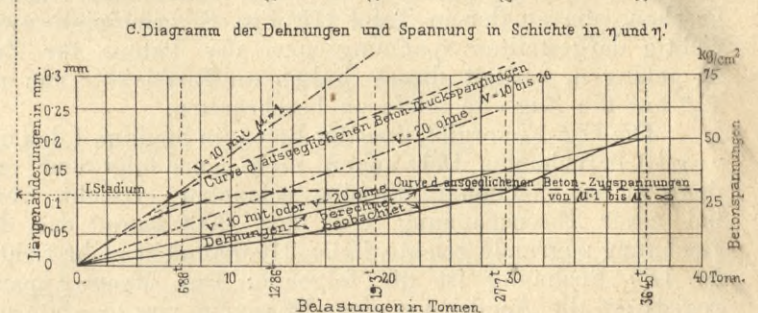
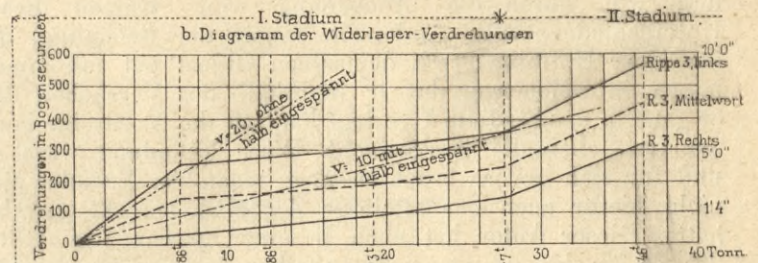
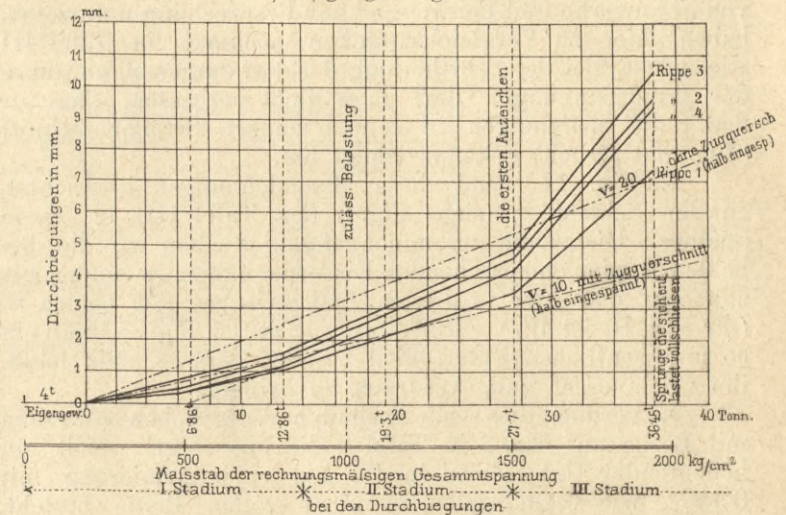


Fig. 17. Das „niedrige“ Object, Wien.

Gleich unterhalb finden sich in Fig. 17b die Widerlags-Verdrehungen, die wir schon einmal berechnet haben, graphisch in Bogensekunden als Ordinaten für dieselben Abscissen dargestellt und jene Größen theoretisch ermittelt, die für eine halbe Einspannung im Stadium I resp. II sich nach Gleichung $\tau = \frac{Q l^2}{48 J_i E_b}$ einstellen sollten. Wir sehen, dass sich hier das Stadium II logischerweise erst nach einem viel längeren Stadium I mit ziemlicher Genauigkeit nachweisen lässt und glauben, wenn wir die Richtigkeit der übrigen Annahmen als erwiesen annehmen können, demgemäß sagen zu dürfen, dass dieses Object tatsächlich eine „halbe“ Einspannung gezeigt hat und das Moment an der Mauer in allen Belastungsstufen $\frac{Ql}{24}$ betragen hat, also die Hälfte von

der theoretisch berechneten Größe, die von Brik mit $\frac{0.99 Q l}{12}$ angegeben wird. Es haben jedoch diesem nur von der Belastung abhängigen Moment je nach dem Stadium und entsprechend der verschiedenen Größe von $J E_b$ in I und II verschiedene Verdrehungen entsprochen, die ebenso wie die Durchbiegungen plötzlich anwachsen.

Die Rippe 3 des niedrigen Objectes, die in der Tafel III eine ausführliche Darstellung gefunden hat, wurde, wie erwähnt, in der Schichte η einer Beobachtung ihrer Betondehnungen unterworfen. Herr Hofrath Prof. Brik hat diese Beobachtungen in der „Allg. Bauz.“ 1901, Heft 2, ausgewertet und finden sich die Resultate derselben, die wir im II. Theil von „Bauwerke und Bauweisen“ zur Besprechung unterzogen haben, hier zu Vergleichszwecken nochmals in Tafel III wiederholt. Bei der Beurtheilung der dort dargestellten Curve der Randspannungen darf man nicht vergessen, dass er damit die Spannungen in seinem ganzen Betonquerschnitt (Zug und Druck) gekennzeichnet hat.

In Fig. 17c sind diese Betondehnungen beobachtet, in der Schichte η (siehe Fig. 5 der Tafel III) in einem analogen Diagramm zusammengefasst. Suchen wir die den beiden Stadien entsprechenden Eisenspannungen, so finden wir zunächst, dass hier in diesem Fall zwischen den beiden W (für $\nu = 10$ ist $W_I = 1836$, für $\nu = 20$ ist $W_{II} = 1830$) ein so unwesentlicher Unterschied besteht, dass es nicht lohnt, ihn zeichnerisch zum Ausdruck zu bringen.

Es verdient dies schon deshalb hervorgehoben zu werden mit Bezug auf Fig. 3 in Tafel I, die uns zeigt, welcher bedeutender Unterschied in W , bei einer Armierung mit 0.34% , wie vorliegenden, in einer vollen Platte besteht, und wie durch die Anordnung von Rippen dieser Unterschied entfällt. Andererseits wegen der Rechnung, die der Herr Hofrath Brik demselben Object hat zukommen lassen, in welcher er das W innerhalb des Versuches, den er ganz in das Stadium I verlegt hat, mit der Verdreifachung der Last ebenfalls verdreifacht. Diese Erfindung wäre an und für sich gewiss beachtenswert, wenn der Erfinder sich nicht hierfür auch das alleinige Ausführungsrecht gewährt hätte. Dieser Autor hat eben in einer großen Variabilität des E_b für den ganzen Betonbalken den einzigen Ausweg gesehen, um zu der in Tafel III, Fig. 6, principiell zwar richtig dargestellten Spannungscurve des Betons für Zug zu gelangen, anstatt dieses Sinken an Elasticität nur auf E_q^z auf die Zugseite allein zu beschränken.

Die Fig. 17c ergibt, dass der Beton im Stadium I den mit $\nu = 10$ berechneten Dehnungen nicht ganz folgt und erst dann in der Zeichnung dieselbe scheinbar erreicht, wenn bei einer Eisenspannung von über 2000 kg/cm^2 das der Rechnung zugrunde gelegte $E_a = 210.000$ nicht mehr richtig ist. Die Rechnung ist die folgende: Der Manet-Apparat registriert die Aenderung einer Messlänge von $\lambda = 505 \text{ mm}$. Demgemäß wäre die derselben zugrunde liegende Eisen-

$$\sigma_e = E'_e \frac{\Delta \lambda}{\lambda} = 4158 \Delta \lambda \text{ in } \text{kg/cm}^2.$$

Nun ist aber auch

$$\sigma_e = \frac{M}{W_e} = \frac{Q l}{12 W_e} = \frac{Q}{44}$$

und somit

$$\Delta \lambda = \frac{M \lambda}{W_e E_e} = \frac{Q}{182.950},$$

welches eingezeichnet wurde. Es sei nur hervorgehoben, wie wenig diese Größe von E_b abhängt.

Mit Bezug auf den nachgewiesenen Unterschied zwischen den beobachteten Betondehnungen im Stadium I und der Gleichung sei noch auf die Versuche Jollys und die Ungleichmäßigkeiten verwiesen, mit welchen sich die Dehnungen

im Beton vertheilen dürften. Dafür ist z. B. der Umstand Zeuge, dass innerhalb der Messlänge (siehe Fig. 5, Taf. III), trotzdem dies die Balkenmitte war, kein Sprung eingetreten ist.

Wenn wir den Verlauf der Eisenspannungen in der Schichte η betrachten, die 6 cm oberhalb der Untersicht des Balkens liegt, so verlaufen dieselben rechnermäßig in beiden Stadien ebenso wie die Rechnungen gleichmäßig, da ja $W_I = W_{II}$ ist.

Sonst könnte man wohl eine ähnliche gebrochene Linie erwarten, wie wir es aus den Resultaten des Dehnungszeichners bei dem Versuch in Lausanne (Fig. 9), oder bei Considère (Fig. 25) ermittelt haben. Hier tritt jedoch, wie erwähnt eine kleine Abweichung zutage. Wir sehen im Stadium I ein Zurückbleiben der Betondehnung gegenüber der Rechnung, unterlassen es aber, bei einer uncontrolierten Beobachtung eine Erklärung zu versuchen, da ja möglicherweise es sich um eine Ausnahme oder um einen Fehler handeln kann. Das Naheliegendste ist es diesen Unterschied innerhalb des Stadium I durch ein anderes kleineres ν zu erklären. Das Stadium II vollzieht sich völlig parallel, um endlich beim Abnehmen von E_e die Rechnung zu überholen. Ueberblicken wir die Beobachtung in den Fig. 17 a, b und c, so sehen wir mit Bezug auf die Abgrenzung der Stadien eine Abstufung, indem das Diagramm a der Durchbiegungen als Resultat des ganzen Trägers ein längeres Stadium I zeigt, wie das eben erörterte Diagramm c der Trägermitte und endlich das Stadium I bei den Beobachtungen der Widerlagerverdrehungen im Diagramm b dieses am längsten vorhält, da dort die Aenderungen im J am spätesten zum Ausdruck kommen. Da aber gerade diese Widerlagerverdrehung mit dem dazu gehörigen Drehmoment bei der Beurtheilung der Standfestigkeit der Mauern eine wichtige Rolle spielt, wäre dies ein sehr günstiger Umstand, der freilich erst auf seine Verlässlichkeit zu prüfen wäre. Noch viel später als bei einem halb eingespannten Träger sollte meines Erachtens das Stadium II bei einem freiaufhängenden die Widerlager erreichen. Dies war der Zweck meiner Beobachtung bei den in Fig. 13 dargestellten Versuchen, die ich hoffentlich bald werde wiederholen können.

In Fig. 17c finden sich auch die Betonspannungen dargestellt. Wollen wir die Betonspannungen aus den bekannten Dehnungen und den angenommenen ν und Grenzscheiden entwickeln, so müssen wir natürlich die beiden Gurte separat betrachten. Denken wir zunächst an eine zur neutralen Achse symmetrisch gelegene Druckschichte η' , so ist entsprechend obiger Gleichung $\sigma_b = \frac{Q}{V \times 44}$, also für I = $\frac{Q}{440}$, für II = $\frac{Q}{880}$. Diese beiden sind in Fig. 17c eingezeichnet und müssen entsprechend der wahrscheinlichen Lage von Stadium I zu einer ausgeglichenen Curve der Druckspannungen verbunden gedacht werden.

Wollen wir die Zugspannungen darstellen, so entspricht dem Stadium I $\mu \cdot \nu = 10$, also ebenso wie früher $\sigma_z = \frac{Q}{440}$ dem Stadium II $\mu \cdot \nu = \infty$, also $\sigma_z = 0$. Dies gibt, in einen einheitlichen Verlauf zusammengefasst, einen gebrochenen Linienzug mit $\sigma_z = 30.0$ als Horizontale, die in der Figur entsprechend einem gedachten Uebergang zu einer Curve zusammengefasst ist, deren localer Verlauf selbstredend durch Ungleichmäßigkeiten und völligen Entlastungen herrührend von Sprüngen gestört sein muss. In der eingezeichneten ideellen Form kann sie uns nur ein Laboratoriumsversuch, wie der Considères liefern, auf den wir am Ende noch zurückkommen werden.

Das nächste Beispiel, das wir einer Besprechung unterziehen wollen, ist ein von Martenstein & Josseaux

nach System Hennebique für die Baupolizei in Magdeburg hergestelltes Probe-Object (Fig. 18, 19 und 20). Dasselbe ist typisch für eine ganze Reihe derartiger Proben, von denen man wohl annehmen darf, dass die Hoffnung, ein solcher kontinuierlicher Träger mit drei Feldern von der angezeigten Unterstützung werde ein besonders gutes Resultat geben, für die Wahl desselben entscheidend war. Uns soll der Fall in zweifacher Richtung als Probe dienen. Erstens um zu erfahren, ob und inwieweit auch hier eine „halbe“ Einspannung vorhält und zweitens wie diese Einspannung und Anordnung in der Bruchlast zum Ausdruck kommt.

Fig. 18 gibt uns folgende Abmessungen:

$$b = 340 \text{ cm}, \quad d = 55 \text{ cm}, \quad m = 32.29 \text{ cm},$$

$$F_b = 5900 \text{ cm}^2, \quad J_b = 1,296.610, \quad F_e = 45.76,$$

$$f_e = 0.1346, \quad \frac{f}{d} = 0.24\%$$

Der Beton (1:5) war vier Monate alt.

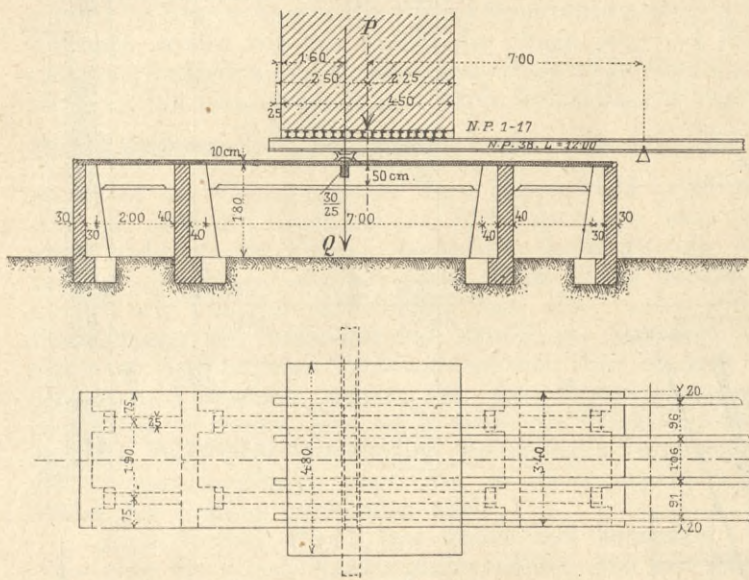


Fig. 18. Versuch in Magdeburg.

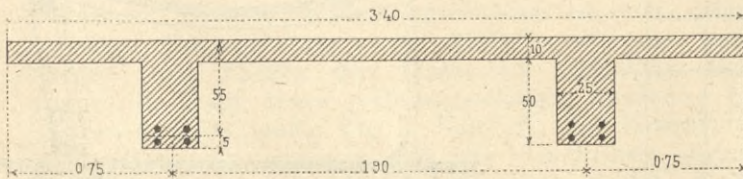


Fig. 19. Magdeburg. Querschnitt.

Im Stadium I ist für $v = 10$ $J_1 = 2,288.902 \text{ cm}^4$ (Beton) und man findet $\frac{\Delta \delta}{Q} = 0.0000558$ bei „halber“ Einspannung.

Im Stadium II ist für $v = 15$ ist $\zeta = 41.6$. $J_1 = 1,457.870$ und somit $\frac{\Delta \delta}{\Delta Q} = 0.00022$ für ein freies Auflager und $= 0.00013$ bei „halber“ Einspannung. Beide Strahlen finden sich in der Figur 20 eingezeichnet, um zu zeigen, wie gering die Abweichung von der Annahme $v = 15$ und halber Einspannung ist.

Es kann kein Zweifel bestehen, dass dieser Vorgang hier vom Standpunkte der Theorie als eine rohe Näherung bezeichnet werden muss und dass derselbe unter Berücksichtigung der Nebenöffnungen einer Verfeinerung fähig ist, besonders wenn dieselben auch als belastet gedacht werden müssen. Doch damit wäre ja noch strenger Anforderung entsprochen. Sind doch auch die Stützen mit dem Träger verbunden, so zwar, dass der einfachste Fall des Hochbaues

allein schon einen ganzen Berg von Rechnungen zu übersteigen erfordert würde, dessen Ende gar nicht abzusehen ist, wenn man die den beiden Stadien entsprechenden verschiedenen J in Betracht ziehen will. Die Compliciertheit und die damit verbundene unvermeidliche Unbrauchbarkeit und Unverständlichkeit darf doch nicht Selbstzweck sein. Deshalb scheint mir der Nachweis von Wert, dass auch hier die Annahme einer „halben“ Einspannung eine für praktische Zwecke hinreichende Genauigkeit zeigt.

Wir können mit Bezug auf das in der Folge bis zum Bruch nachgewiesene Einspannungsmoment sagen, dass wir uns diese Rechnung immer ersparen können wenn wir voraussehen, dass dieselbe kleinere Werte liefert als die angenommene halbe Einspannung und dass wir einfacher und ebenso genau unter Verzicht auf die Continuität jede einzelne Spannweite als halb eingespannt ansehen können.

Betrachten wir endlich in dem vorliegenden Versuch die Größe der erzielten Bruchlast. Bezogen auf ein freies Auflager und auf die Bruchspannung im Eisen von 3800 kg/cm^2 , so kann dieselbe wie folgt berechnet werden:

Aus Gleichung 8 ergibt sich $\zeta = 40.28$. Hieraus ermittelt sich

$$W_e = F_e \frac{2d + \zeta}{3} = 2292$$

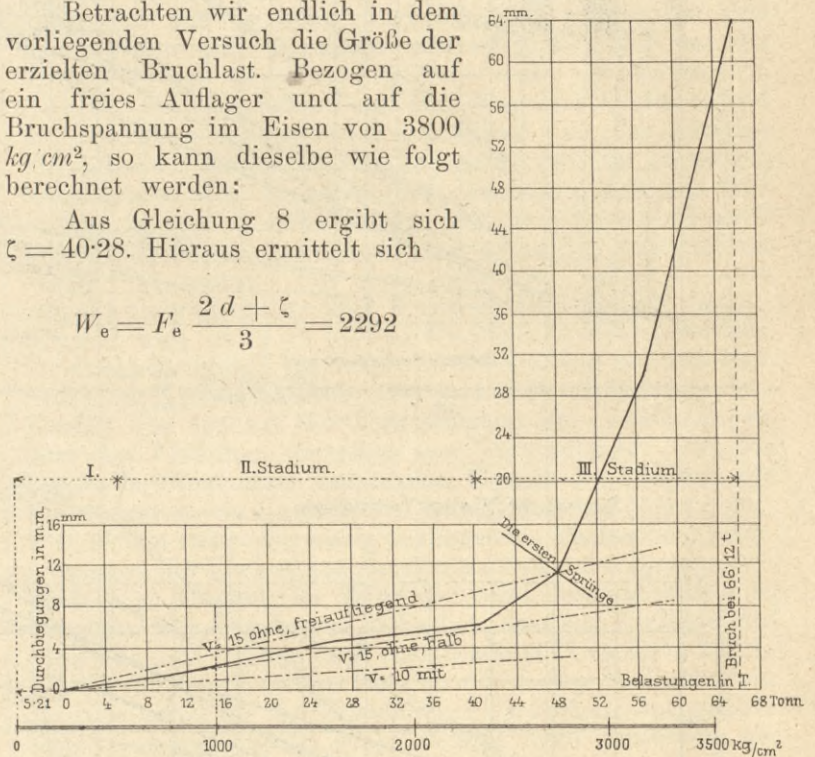


Fig. 20. Magdeburg. Biegungs-Diagramm.

und wir können nun die Gleichungen aufstellen:

$$W_e \sigma = 2292 \times 3800 = \frac{Q \cdot 700}{4}$$

Dies ergibt $Q = 49.77$ als Bruchlast für den Fall einer freien Auflagerung.

Thatsächlich hat bei der gewählten Art der Einspannung dieselbe $66.19 +$ halbes Eigengewicht (5.21) $= 71.31 \text{ t}$ betragen. Dies entspricht einer Zunahme von fast 40% , was immerhin als viel anzusehen ist. Es erscheint fraglich, ob selbst diese Zunahme das Recht, als eine allgemeine Regel zu gelten, beanspruchen darf. Im Falle dies richtig wäre, würde dies vollauf rechtfertigen, wenn nun Hennebique und andere Unternehmer und Behörden wie z. B. das Wiener Stadtbauamt, in der Regel ein Moment $\frac{Ql}{10}$, das ist eine Zunahme von 25% , annehmen,

während andere zwar mit $\frac{Ql}{8}$ rechnen, aber höhere Spannungen für zulässig halten, oder nach dem Stadium I rechnen, was dann auf dasselbe hinauskommt.

Da diese Abnahme von $\frac{Ql}{12}$ auf $\frac{Ql}{10}$ und tiefer doch erst im Bruchstadium in Erscheinung tritt, so erscheint

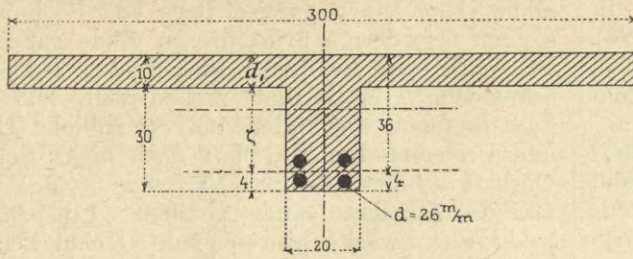


Fig. 21. Wien. Querschnitt des „hohen“ Objectes.

a) Biegungs-Diagramm.

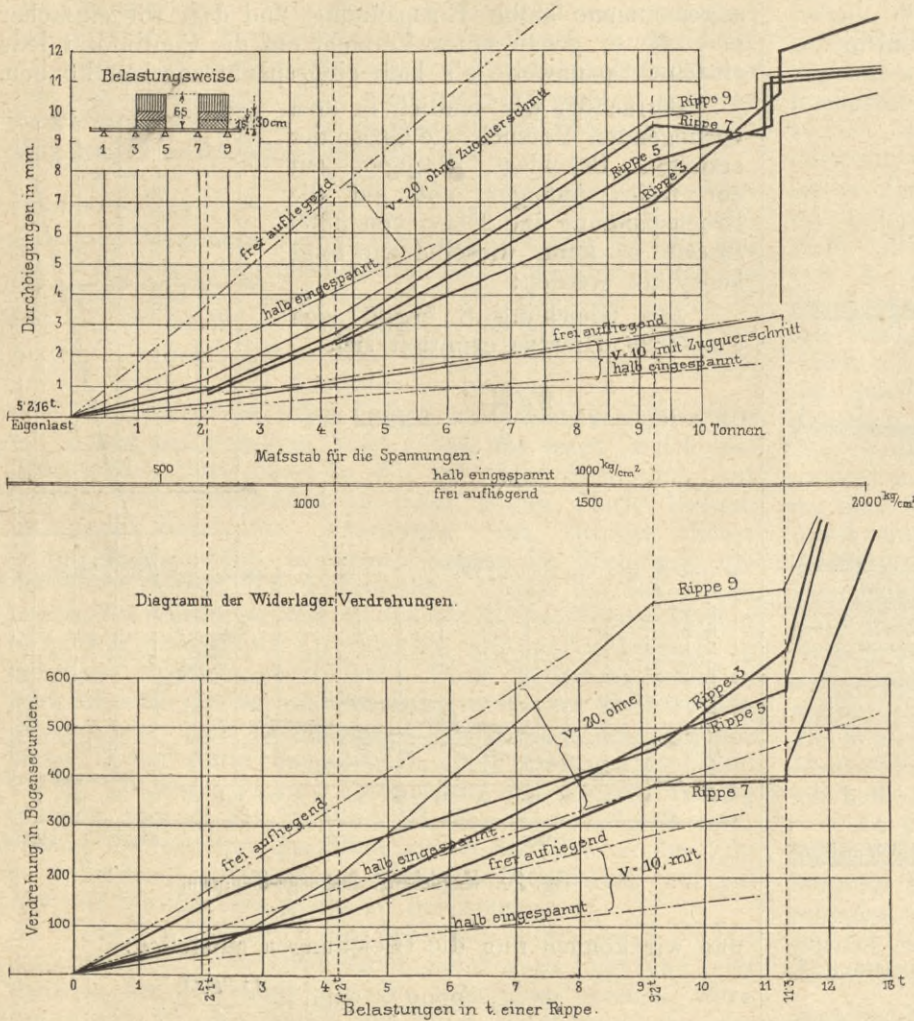


Fig. 22. Das „hohe“ Object.

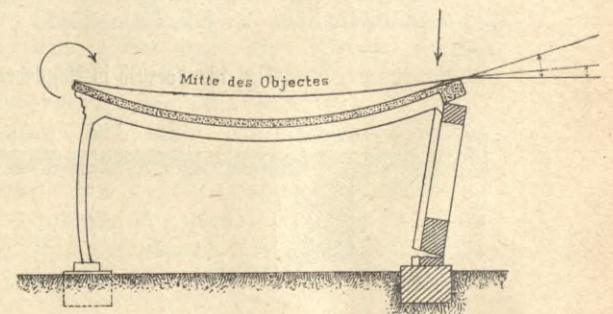
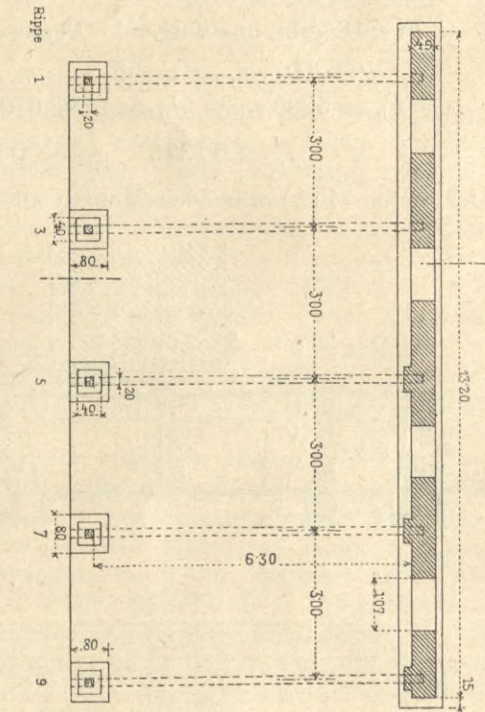
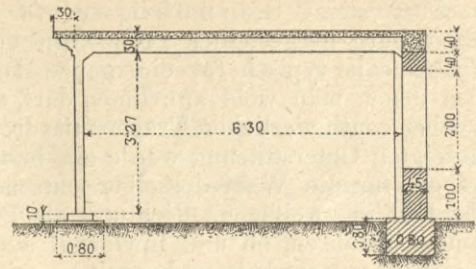


Fig. 23. Grundriss u. Querschnitt des „hohen“ Objectes.

trotzdem die Annahme $M = \frac{Ql}{12}$ nicht ohne Berechtigung. In Magdeburg ist als zulässige Last 700 kg pro m^2 bei einem Eigengewicht von 223 kg pro m^2 in Vorschlag gebracht worden. Gegenüber der Bruchlast inclusive Eigengewicht von 3000 kg pro m^2 ist das eine dreifache Sicherheit. Es sei hier nur hervorgehoben, dass dies jene Sicherheit ist, wie sie die Praxis ziemlich allgemein anwendet, wobei freilich gewöhnlich die Taktik befolgt wird, wenn man nicht direct viel größere Sicherheiten herausrechnet, so doch dies nicht eingestehen zu wollen. Wenn wir Fig. 20 ansehen, so ist dort ersichtlich, dass dieser zulässigen Last von $23.8 m^2 \times 700 = 16.6 t$ entsprechen die ihrerseits mit Bezug auf das Stadium II und $\frac{Ql}{12}$ das Eisen rechnermäßig in II mit circa $1100 kg/cm^2$ beanspruchen.

In dem Bestreben schließlich, durch einen abnormen Fall das zu beleuchten, was wir aus den bis jetzt

citirten Fällen als Regel erkannt haben, sei noch der zweite Versuch von E. Ast & Co., das in Fig. 21, 22 und 23 dargestellte „hohe“ Object, besprochen. Die tragende Rippenplatte liegt einerseits auf einer Ziegelmauer „frei“ auf, ist andererseits jedoch mit einer armierten Betonsäule fest verbunden. Wir stellen damit dem eben besprochenen Maximum an Befestigung ein Minimum an Einspannung gegenüber, wie es diese Firma in höchst anerkennenswerter Weise den thatsächlichen Verhältnissen der Praxis nachgebildet hat. Man hat schon wiederholt die Beobachtung gemacht, dass diese „freien“ Auflager ohne besondere Vorkehrungen zu ihrer Erhaltung nicht verlässlich sind, gerade so wie die Spitzen- oder Zapfenlagerung bei Säulenversuchen einer besonderen Sorgfalt bedarf, ohne der man die „halbe“ Einspannung einfach nicht los wird, eine Beobachtung, die durch den Hinweis analoger Erfahrung französischer Spezialisten des Beton-Eisenbaues, wie Bied bei Oberböden und Mesnager bei Balkenbrücken ergänzt werden mag. Selbst die eventuelle Zerstörung erfolgt nicht immer

dort, wo die Rechnung ein „freies“ Auflager vermuthet, sondern sehr oft tiefer im Mauerquerschnitt. Leider liegen auch hier auf der Seite der Mauer keine Beobachtungen vor, die ein Urtheil gestatten, wie dort das einseitige Freilager functioniert hat. Für die andere Seite aber zeigen uns die Richtungslinien, Fig. 22 *b*, dass dort eine halbe Einspannung vorhanden war. Der vorliegende Fall ist der denkbar complicierteste, Nicht nur ist der Percentsatz der Armierung ein so auffallend geringer, es ist auch die Entfernung der Rippen eine ungewöhnlich große, gleich der $7\frac{1}{2}$ -fachen Rippenhöhe und fast der halben Spannweite, während es als eine beachtenswerte Regel gilt, mit der Breite nicht über die sechsfache Höhe und das Drittel der Spannweite hinauszugehen. Endlich besteht das Object aus drei ganzen und zwei halben Rippen mit einer in Fig. 22 *a* rechts oben angedeuteten Anordnung der Belastung. Denke ich mir dieselbe auf vier Rippen vertheilt, so wird die halbe Trägerrippe 9 viel mehr, die halbe Trägerrippe 1 viel weniger Last erhalten. Es sind daher im vorliegenden Diagramm diese Rippen als nicht maßgebend bei Seite zu lassen. Ehe wir zur Besprechung der Fig. 22 schreiten, stellen wir uns wieder die Frage, wie viel Einspannung hat sich bis an die Bruchlast erhalten? Im Stadium II ist $W = 702$. Ein solcher Träger würde freiaufhängend tragen:

$$702 \times 3800 = \frac{Q \times 630}{8}, \text{ daraus ergibt sich } Q = 33.876$$

abzüglich des Eigengewichtes einer Rippe $5.216 = 28.66 t$. Nun hat aber die Bruchlast nur $18.7 t$ betragen, also nur etwas mehr als die Hälfte derjenigen Last, die ein frei aufliegender Träger ergeben hätte. Trotz dieses Resultates können wir zunächst nachweisen, dass eine nachweisbare Einspannung hier bestanden hat, obwohl es immerhin bei einem so complicierten Problem und bei dem Mangel an ähnlichen Versuchen schwer ist eine Entscheidung mit Sicherheit zu treffen. Man muss daher die Möglichkeit zugestehen, dass diese anscheinend regelmäßigen Vorgänge auf Fehler zurückzuführen sind, die in dieser regelmäßigen Weise zur Geltung gekommen sind.

Auch Hofrath Brik hat diesen Fall behandelt. Es wäre aber die reinste Raumverschwendung, sich mit dieser Arbeit zu befassen. Er nimmt ohne jede Berechtigung $\nu = 50$ an, was hier im Stadium II in diesen „niemals zulässigen“ Zustand freilich unschädlich ist, und gelangt zu einer Eisenspannung von 2643 kg/cm^2 , die seiner Theorie vom Fließen des Eisens als Grundlage dient, obwohl als Folge dieser rechnermäßigen Spannung hier in diesem Falle (siehe Fig. 1, Tafel II) ein Einsturz gar nicht nothwendig erscheint und nur von Leuten geglaubt werden kann, denen ein Einblick in dieses Gebiet gänzlich fehlt. In derselben rein theoretischen, ganz verkehrten Weise ist auch die Durchbiegung berechnet.

Die Abmessungen für eine Rippe des „hohen“ Objectes sind unter Hinweis auf Fig. 21 die folgenden:

$$b = 300 \text{ cm}, \quad d = 36 \text{ cm}, \quad m = 27.67 \text{ cm}, \\ F_b = 3600 \text{ cm}^2, \quad J_b = 270.000 \text{ cm}^2, \quad F_e = 21.24;$$

$$f_e = 0.0708, \quad \frac{f}{d} = 0.19\%$$

Im Stadium I für $\nu = 10$ ist $J_1 = 523.326$ eine dementsprechende $\frac{\delta}{Q} = 0.00018$ für „halbe“ Einspannung, bei freier Auflagerung $= 0.0003$.

Im Stadium II für $\nu = 20$ ist

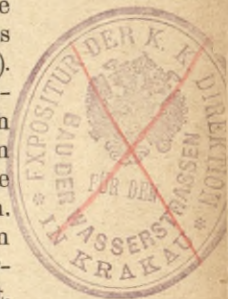
$$J_1 = 382.100 \text{ und } \frac{\Delta \delta}{\Delta Q} = 0.00096$$

für halbe Einspannung, bei freier Auflagerung $= 0.00159$. Außerdem ist unterhalb der Maßstab der Gesamtspannungen für beide Annahmen eingetragen. Derselbe zeigt uns den Zusammensturz bei 1765 , resp. 2647 kg/cm^2 kurz

bei Spannungen, wo ohne ein Hinzutreten eines anderen Umstandes ein Zusammensturz nicht eintritt. Betrachten wir das Diagramm der Rippen 3, 5, 7 im Vergleich mit den angegebenen Richtungen I und II, so ergibt sich schon gleich nach der ersten Belastung der Eintritt in das Stadium II. Vergleichen wir nun die Linien für freiaufhängend und halb eingespannt in II, so ergibt sich ziemlich deutliche Einhaltung der halben Einspannung. In der Pause nach der dritten Belastungsstufe erfolgte ein gewaltsamer Ausgleich der ungleichmäßig vertheilten Belastungen von Rippe 1 und 9. Im Diagramm *b* derselben Figur ist es noch deutlicher ersichtlich, von wo aus der mit diesen Ausgleich verbundene Sprung ausgegangen sein muss. Während nämlich sich die übrigen Rippen auch dort ziemlich regelmäßig verhalten, ist der halbe Träger 9 überlastet und zeigt dementsprechend abnorme Durchbiegungen von allem Anfang an, die meiner Meinung nach von einer Torsion durch die auf denselben wirkende Last entstanden sind und die von dem Normalen weit abweichen, wie sie die übrigen Träger zeigen. Sie sind uns daher gleichzeitig ein Beispiel, wie man Fehler aus dem Diagramm erkennen und ihre Ursachen nachweisen kann. Wenn wir das sonstige Verhalten der Träger überblicken, so ist dasselbe in beiden Diagrammen (Fig. 23 *a* und *b*) ein tadelloses, besonders aber wichtig scheint es, festzustellen, dass die Decke auch nach dem Sturz bis auf den Sprung, den sie in der angegebenen Weise, ausgehend von der Rippe 9, erhalten hatte und der auch hier ihr Verhalten nicht beeinflusst hat, intact blieb. Wo liegen da also die Gründe für dieses Ereignis? Im Träger nicht, sondern es leitet sich auch diese Katastrophe, wie meistens auf diesem Gebiete, ohne Zweifel aus der Art der Unterstüzung ab. Leider liegen über das Verhalten derselben nur Vermuthungen vor, die bereits im Sinne einer bestimmten Theorie des Fließens des Eisens lauten, die Hofrath Brik aufgestellt hat (siehe oben). Wir wollen daher die einzig vorliegenden Thatsachen, Beobachtungen der Verdrehung der Säulenköpfe am eingespannten Widerlager, untersuchen. Wir finden diese Daten unterhalb in der Figur 23 *b* eingetragen und sehen, dass sich auch hier die Säulen bis auf 9 genau nach dem Stadium II verdreht haben. Die Verdrehung derselben muss aber in diesem Stadium schon als eine große, die der Ecksäule bei 9 jedoch als eine gefährliche bezeichnet werden, denen dieselbe nicht gewachsen ist.

Brik rechnet diese Momente mit $\frac{Ql}{320}$ heraus. Es dürfte aber nach dem Diagramm *b* immer mindestens $\frac{Ql}{24}$ betragen haben.

Es ist nun weder die Säule, noch die Mauer diesen Kräften gewachsen gewesen und zeigt uns der Einsturz jenen Wendepunkt an, wo die Widerlagerverdrehung die in Fig. 23 unten gezeichneten Folgen hervorgebracht hat. Dabei hat sich die Säule entsprechend dem Moment verbogen und diese Biegung gegen die Mauer zu als Schub geäußert, wie dies Fig. 23 darstellt. Da die Mauer außerdem, falls der Träger sich abgehoben hat, excentrisch beanspruchte wurde, so kann man gewiss nicht sagen, dass da ein Mangel an Erklärungsgründen für den Unfall herrscht, so dass man denselben auf innere Vorgänge zurückführen muss. Der Sprung, der sich bei Beginn der Versuche einstellte, ausgehend von der überlasteten Rippe 9, entspringt jedenfalls auch nur einer Widerlagsverdrehung und gibt wohl auch Zeugnis von der geringen Widerstandskraft der Stützen, die solchen Verdrehungen zugänglich gewesen sind, wie es die fortgesetzten Verdrehungen nach der Längs- und Querrichtung andeuten und die Sprünge an und für sich vermuthen lassen. Ob dieselben auch mit größeren Anfangsspannungen im Eisen verbunden waren, ist nicht mehr festzustellen.



Halten wir bei der Mauer das „unvermeidliche“ Spannungsmoment zusammen mit der dem schwachen Träger entsprechenden großen Widerlagsverdrehung vor Augen, dazu noch excentrische Belastung und Horizontal-schub, so scheint es wohl ausgeschlossen, dass dieselbe einem solchen concentrischen Angriff widerstehen hätten können.

Dies zeigt uns aber auch, wo der schwache Punkt bei unseren Deckenconstructionen häufig zu suchen ist. Da nützt es gar nichts, die Decke stärker zu machen und selbst eine zehnfache Sicherheit für sie vorzuschreiben, so lange die Stützen nicht in demselben Verhältnisse mit ihrer Festigkeit und Sicherheit Schritt hält. Diese Umstände sind umso schwerwiegender, als Unfälle, ausgehend von einer Säule, stets zu einer Katastrophe werden. Ich erinnere an den Einsturz des Ireland-Gebäudes in New-York *) mit gusseisernen Säulen und die jüngste Katastrophe in der Aeschenvorstadt in Basel, während selbst eine Explosion im 3. Stock der „Adler“-Fahrradwerke, die nach *Hennebique* in Frankfurt hergestellt war und die den ganzen oberen Theil zerstörte, die darunter befindlichen Oberböden unberührt ließ. Aus diesem ergibt sich folgerichtig, dass Säulen überhaupt eine größere Sicherheit und sehr vorsichtige Behandlung verlangen, besonders aber aus armiertem Beton, wo die Verbindung zwischen allen Theilen eine so innige ist, dass der Einsturz einer Säule das ganze wie ein Kartenhaus mitreißen kann.

Es kann nicht unerwähnt bleiben, dass durch Anordnung von Consolen ähnlich wie bei gusseisernen Säulen und entsprechender Lagerung man die Stützen von den Oberböden völlig unabhängig machen kann und es gibt genug Fälle, wo sich dieser Vorgang einer gesicherten freien Auflagerung unbedingt empfiehlt.

Was nun die Frage der Sicherheiten betrifft, so bekommt man über diese Frage erst dann ein vollständiges Bild, wenn man sich über den Rechnungsgang einigt, aus dem man dieselben und die zulässigen Spannungen ableitet. Zunächst halten wir, wie wir bereits begründet haben dafür, dass sich die Spannungsrechnung auf das Stadium II ohne Berücksichtigung des Stadiums I beziehen soll.

Wenn wir damit allen guten Ausführungen eine bedeutende rechnungsmäßige Erniedrigung unter der nur imaginären zulässigen Spannung von 1000 kg/cm^2 zuweisen, so lässt sich dies baumechanisch rechtfertigen, indem dieses Minus an Spannung selbst bei tadelloser Ausführung wenigstens theilweise verloren gehen kann und dann, dass dieser Vortheil bei Ueberlastungen, gegen die Bruchlast zu, bestimmt verloren geht. Wir haben bereits so oft von zulässigen Lasten und Spannungen gesprochen, dass wir nicht umhin können, diesen Begriffen etwas näher zu treten.

Was zunächst die Belastungsannahmen betrifft, die man der Rechnung zugrunde legt und von denen ausgehend man die „Sicherheit“ rechnet, so laboriert man da meiner Meinung nach ganz allgemein im Hochbau unter einer unrichtigen und für die Güte der Ausführung schädlichen Auffassung, indem man an gewissen Sicherheitszahlen slavisch festhält, ohne die Art der Belastung zu berücksichtigen. Bessere Anschauungen finden sich diesbezüglich nur im Brückenbau, wie z. B. bei unserer Brückenverordnung aus dem Jahre 1887 mit variablen zulässigen Spannungen. Besonderes Interesse beanspruchen jedoch die amerikanischen Vorschriften, wegen ihrer Einfachheit die bei der Spannungs- und Sicherheitsrechnung die Eigenlasten nur mit dem halben Betrag in Anschlag bringen, so zwar, dass eine Construction, die nur ihre Eigenlast zu tragen hat, nur auch eine halbe Sicherheit aufweist und benöthigt. Es ist damit indirekt eine variable zulässige Spannung resp. Sicherheit gegeben, trotz der scheinbar fixen Zahl abhängig vom Verhältnis der Eigenlast zur Nutzlast. Eine wenn auch etwas übertriebene

*) Bauwerke und Bauweisen I. Theil.

Ausnahme bilden die Vorschriften von Frankfurt a. M., die das Eigengewicht + zehnfacher Nutzlast der Rechnung zugrunde zu legen vorschreiben, und diese Bruchlast — *horibile dictu* — als Probelast vorschreiben.

Durch den sonst üblichen Vorgang, dass man für die Eigen- und die Nutzlast dieselbe Sicherheit fordert, werden gerade die besseren und solideren Constructionen benachtheiligt, ja ökonomisch unmöglich gemacht.

Sofern wir nun auch an dem Gewohnten festhalten und die rechnungsmäßige Bruchspannung des Eisens mit circa 4000 kg/cm^2 , die des Betons mit 200 kg/cm^2 ansetzen, so ergeben sich für eine vierfache Sicherheit 1000 kg/cm^2 resp. 50 kg/cm^2 als zulässige Spannungen, wobei man letztere aus einer, wie ich glaube unberechtigten Vorsicht immer etwas niedriger ansetzt. Ich bezeichne so eine pauschalierte Vorsicht für unberechtigt für jene Ausführungen, wo man sich versichert, dass der Beton thatsächlich auch eine entsprechende Druckfestigkeit hat, dort jedoch, wo man dies nicht thut, ist 30 kg/cm^2 begreiflich, ja eigentlich immer noch zu hoch. Das Widerstreben, bei der Biegung höhere Ziffern zu gebrauchen, rührt daher, dass man einerseits dieselbe Zahl festhalten möchte, die man sonst bei Druck zuzulassen gewohnt ist, andererseits thatsächlich glaubt, dass die Resultate aus kleinen Würfeln sich immer bei der Biegung verwenden lassen. Wir haben bereits darauf hingewiesen, welcher Abstand diesbezüglich besteht, der ebenso groß wie bei Zugversuchen werden kann.

Die durch vielfache Uebung geheiligte Unsitte, Spannungen ohne den dazu gehörigen Rechnungsgang anzugeben, wollen wir nicht mitmachen, da solche Zahlen auf jenen Gebieten, wo die Rechnung noch so wenig feststeht, wie dem vorliegenden, allem Unfug Thür und Thor öffnen. Die diesbezüglich dem Schreiber dieses untergekommenen Ungeheuerlichkeiten in der Rechnung, die nur den Zweck hatten, solchen einseitigen Vorschriften formell zu entsprechen und die thatsächlichen Verhältnisse zu verschleiern, soll der Mantel der Nächstenliebe zudecken, da solche „Vorschriften“ nur jene Behandlung erfahren haben, die sie verdienen.

Es kommen hier, wie auch sonst, zwei verschiedene Anschauungen über die Art der Bestimmung des „Zulässigen“ zum Austrag und hat man sich zu entscheiden, ob man dieselbe aus der Bruchlast mittels einer „Sicherheit“ ableitet oder aus der Spannung an der Elasticitätsgrenze (oder jene Grenze, die ihre Stelle vertritt) ohne Rücksicht darauf, was nachher geschieht. Die letztere Form setzt ein proportionales Anwachsen voraus, ist also nur so anwendbar, wenn man sich den Träger wenigstens vom Anfang bis zu der betreffenden Grenze in demselben Stadium II vorstellt. Im Stadium I hat der Ausdruck „zulässige Spannung“ nur dann eine Berechtigung, wenn für jeden einzelnen Fall variable Zahlen angegeben werden.

Da wir jedoch aus dem Rechnungsgang für das Stadium II auch die Bruchlast ableiten, so befinden sich hier beide Auffassungen auf einer gemeinsamen Unterlage. Wir brauchen uns daher über die Lage der Elasticitätsgrenze nicht weiter den Kopf zu zerbrechen und können die zulässigen Lasten und Spannungen aus den Bruchlasten und Spannungen ableiten. Um jedoch zu diesen zu gelangen, bedarf es weiters noch der Bestimmung des Grades jener Einspannung, den man als vorhanden annehmen kann. Hier ist es, wo die beiden Auffassungen collidieren. Aus den vorangehenden Untersuchungen geht hervor, dass unter niedrigen Lasten, also innerhalb der Stadien I und II, die Einspannung ein maßgebendes Moment $\frac{Ql}{12}$ in der Mitte zur Folge hat. Wir wissen aber weiter, dass dieses im Stadium III bis auf $\frac{Ql}{8}$ herab-

sinken kann. Demgemäß bedeutet die im vorangehenden gebrachte Zahl 1000 kg/cm^2 mit $\frac{Ql}{12}$ keinesfalls immer eine vierfache Sicherheit gegen Bruch. Ich will nicht behaupten, dass unter Umständen nicht eine geringere Sicherheit anwendbar ist, ja möglicherweise sich jene erwähnte dreifache zu einer allgemeinen Praxis herausbilden dürfte. Wir wollen aber die dreifache Sicherheit als dasjenige festhalten, worunter man keinesfalls gehen sollte, obwohl dies leider nur zu häufig geschieht. Ich würde eine Verminderung selbst unter 4 nur mit Rücksicht auf das Eigengewicht in der erörterten Weise als empfehlenswert ansehen, muss aber Vorschläge und Vorschriften, die eine bis zehnfache Sicherheit enthalten, als zwecklos bezeichnen, die nur durch den Mangel jeglicher Controle hervorgebrachte Furcht gerechtfertigt werden können. Für die eigentliche Spannungsrechnung hat natürlich diese Halbierung des Eigengewichtes keine Anwendung. Sie gilt nur als eine einfache Regel, um die tatsächlich zulässige Spannung entsprechend dem Verhältnis von Eigengewicht und Nutzlast zu regeln.

Der Grund, weswegen viele Betoneisenbauten eine so geringe Sicherheit aufweisen, so dass ich unter Umständen bis $1\frac{1}{2}$ vorgefunden habe, ist auf den Unfug zurückzuführen, den ich soeben gekennzeichnet habe und der außerdem noch mit der ja sehr wichtigen „Platten“-Wirkung und Rechnung im Stadium I getrieben wird. Wenn man die gewöhnliche Art der Unterstützung in Betracht zieht, so sollte man eigentlich immer nur die Bruchlast der frei aufliegenden Balken in Betracht ziehen. So wird in dem Expertenbericht über die Katastrophe in Basel der Umstand hervorgehoben, dass auf Grund von gekreuzten Eisenstäben, wie sie jede Monierplatte enthält, ein Plattenmoment von $\frac{Ql}{32}$ der Rechnung zugrunde gelegt wurde! Diese Bestrebungen, die doch nur darauf hinauslaufen, durch schöne Rechnungen hohe Sicherheiten am Papier für oft recht zweifelhafte Objecte zu erzielen, hat die Amsterdamer veranlasst, mit ihrer Probe ganz aus dem Hause hinauszurücken und so mit der Bruchlast eine unzweifelhafte Probe der Güte für den Bauherrn zu schaffen, vor der jede unsolide Concurrenz zurückschrecken wird.

Ein Zusammengreifen von Belastungs- und Bruchversuch erscheint als das sicherste Mittel unrichtige Annahmen zu vermeiden und direct zu ermitteln, wie sich aus dem Versuch die uns unbekanntes Größen, also insbesondere die Größe der Hinausschiebung des Stadiums II ergeben. Es sei deshalb der musterhafte Vorgang, der von den Amsterdamer Cement-Eisen-Werken beim Baue der Wilhelms-Kasernen in Gorinchem (Holland) eingehalten wurde, hier ausführlich angeführt. Es ist zur Orientierung der Grundriss dieser Bauwerke hier beige gedruckt. Die größte dort vorkommende Spannweite war 7.0 m , die geforderte Nutzlast betrug 700 kg pro m^2 . Um den Bauherrn über die Tragfähigkeit vollkommen zu orientieren, wurde außer der gewöhnlichen Belastungsprobe noch ein Trägerexemplar (Fig. 9—12) gleichzeitig und gleichmäßig mit den übrigen im Hofe hergestellt und einer Bruchprobe unterzogen, mit der Bedingung, dass selbst eine dreifache Nutzlast keine Brucherscheinung zeigen dürfe.

Die Figur 11 zeigt uns das Object unter der dreifachen Nutzlast. Da die Fläche hier 9.8 m^2 betragen hat, so ist $3 \times 700 \times 9.8 - (\text{Eigengewicht}) 2695 = 17.888 \text{ kg}$ aufgebracht worden. Etwas höher zeigten sich die ersten Sprünge und bei ca. 23.000 trat der Bruch ein.

Die geforderte Nutzlast betrug $9.8 \text{ m}^2 \times 700 = 6860 \text{ kg}$
 Eigengewicht 2695 „
 Gesamtlast 9555 kg .

Diese Gesamtlast entspricht für Stadium II $\nu = 15$, $W = 545.5$ und mit „halber“ Einspannung $M = \frac{Ql}{12}$

$$\sigma \times 545.5 = \frac{9555}{12} \times 700 \quad \sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Dieselbe Last ergibt, wie aus den in Fig. 9 angegebenen Spannungsmaßstab ersichtlich, mit Bezug auf das freiaufhängende Probestück jedoch 1530 kg cm^2 im Eisen. Wie bereits erwähnt, sind dort, trotzdem die Probe

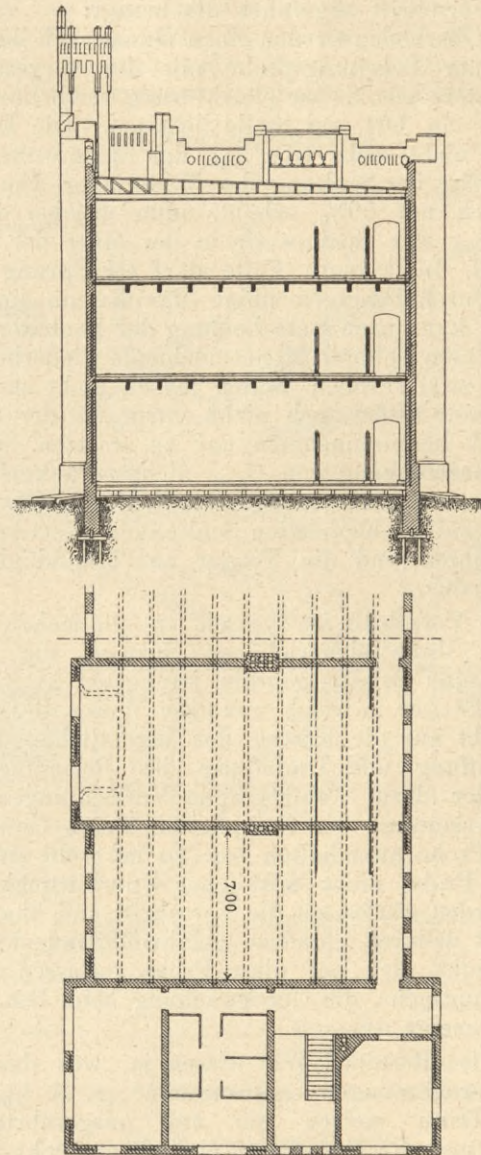


Fig. 24. Die Wilhelms-Kaserne in Gorinchem. Grundriss und Querschnitt.

erst einen Monat alt war, die regelmäßigen Erscheinungen bezüglich der Reihenfolge von I und II deutlich aufgetreten, während dies sonst erst bei höherem Alter des Betons erreicht wird.

Wenn auch hier der Gleichmäßigkeit wegen die Rechnung mit $\frac{Ql}{12}$ durchgeführt wurde, so sei bemerkt, dass

die Amsterdamer mit $\frac{Ql}{8}$ rechnen. Da dieselben aber ihr J nach S a n d e r s bestimmen, was einen Mittelwert zwischen dem I. und II. Stadium ergibt, so gleichen sich im vorliegenden Fall die Methoden zu nahezu demselben Resultate aus.

In allen citierten Fällen sehen wir (excl. Fig. 8), dass der Uebergang von I nach II innerhalb der zulässigen Last beginnt und demgemäß eine $1\frac{1}{2}$ fache Probelast uns bereits

ein vollständiges Bild über die statistischen Verhältnisse der Träger geben kann. Doch scheint ein noch weiteres Hinausschieben von I als in den vorliegend dargestellten Fällen nicht ausgeschlossen.

Wenn wir uns schließlich auf Grund der hier dargelegten Erfahrungen fragen, wie hat eine Belastungsprobe zur Uebernahme einer solchen Arbeit beschaffen zu sein, so wollen wir zuerst die bestehenden Vorschriften besprechen, um zu sehen, wie sich die Praxis diese Frage zurechtgelegt hat.

Als ein typisches Beispiel dieser Art sei eine französische Bauvorschrift angeführt, die besagt:

„Alle Oberböden werden einen Monat nach ihrer Fertigstellung einer Belastungsprobe mit der vorgeschriebenen Nutzlast unterzogen. Diese gleichförmig vertheilte Last wird 24 Stunden an Ort und Stelle belassen. Die Einsenkung darf hiebei nicht mehr wie $\frac{1}{1500}$ der Spannweite betragen, nach Abschlag der Senkung der Widerlager. Die Last wird hierauf noch um 50% erhöht, unter welcher die Durchbiegung $\frac{1}{1000}$ der Spannweite in der Mitte der Platte betragen darf. In keinem Falle darf ein Sprung eintreten. Falls die Durchbiegungen obige Maxima um ein Geringes übertreffen, kann nach Entscheidung der Bauleiter der Versuch nach einem weiteren Monat nochmals wiederholt werden. Mehr wie zwei Proben finden jedoch nicht statt und ist, falls die zweite Probe auch nicht entsprach, der Oberboden unweigerlich herauszunehmen und zu ersetzen. Sollte endlich die Durchbiegung von $\frac{1}{1500}$ nicht zurückgehen, so ist durch einen neuen Belastungsversuch der Nachweis zu erbringen, dass diese bleibenden Senkungen allein vom Mauerwerk herrühren und die Träger an Tragfähigkeit nichts eingebüßt haben.“

Diese Vorschrift ist typisch in vielfacher Hinsicht; zunächst in ihrer übertriebenen Strenge, die für alle Oberböden eine Belastungsprobe strengster Art vorschreibt. Man bedenke nur, in welcher unnützer Weise dies die Kosten erhöht. Nicht nur die Kosten der eigentlichen Probe, wie die Beschaffung und Umladung des Belastungsmaterials und aller der dazu nothwendigen Vorrichtungen, sondern auch die Arbeitszeit der Commission, deren Gewissen eine grausame Probe auszuhalten hat. Es ist wohl anzunehmen, dass diese Probe nicht mit jener Unerbittlichkeit durchgeführt werden dürfte als die Vorschrift sich den Anschein gibt. Sie ist dadurch geradezu gefährlich, indem der Eigentümer glaubt, sich auf diese Probe verlassen zu können und die Hauptsache, die Ueberwachung beim Bau, außeracht zu lassen geneigt ist.

Und das Resultat! Wir wissen ja, was das wert ist. Viele Unternehmungen „garantieren“ z. B. $\frac{1}{600}$ Durchbiegung. Dann weisen sie am ausgeführten Object $\frac{1}{4000}$ nach und die Corona ist einfach entzückt über diese „Tragfähigkeit.“ Diese Ziffer kann man aber, wenn auch gewiss nicht als ein schlechtes Zeichen, so doch ebenso wenig ohne ein Studium der Dimensionen, in dem Sinne deuten, so lange man sich nicht über den Verlauf der Durchbiegungen Rechnung gegeben hat.

In Tabelle IV sind die gewonnenen Resultate der besprochenen Versuche von diesem Gesichtspunkte aus zusammengestellt.

Wir sehen hier Träger, bei denen die Erreichung der vorgeschriebenen Grenze von $\frac{1}{1000}$ schon eine gefährliche Erscheinung genannt werden kann; Träger, die also nach dieser Vorschrift noch als entsprechend angesehen werden würden, können an den gefährlichsten organischen Fehlern leiden, und andere wieder, wo ein Ueberschreiten der vorgeschriebenen Zahl keine Bedeutung hat, ja selbst bei der besten Herstellung unvermeidlich ist. Diese Regel sagt uns also gar nichts. Eine „Garantie“ aber von $\frac{1}{600}$ oder ähnlichen, dem Unternehmer völlige Freiheit gebenden Ziffern

Tabelle IV. Die Durchbiegungen unter den zulässigen Lasten und einer Last entsprechend 1500 kg/cm^2 .

Versuch in	$\frac{f}{d}$ Ar- matur in %	l Spann- weite in m	δ Durch- biegung in mm bei 1000 kg/cm^2	$\frac{l}{1000}$ in mm	$\frac{\delta}{1500}$ Durch- biegung in mm bei 1500 kg/cm^2	$\frac{l}{1500}$ in mm	Alter in Mo- naten
1 Hohes Object,	0.19	6.30	1.1 bis 3.0*	4.2	3.6 bis 9.2	6.3	3
2 Magdeburg . .	0.24	7.00	2.5	4.7	4.1	7.0	3
3 Gorinchem . .	0.30	7.00	3.2	4.7	6.5	7.0	3
4 Niedrig. Object	0.36	5.00	1.7 bis 2.5	3.3	3.5 bis 4.9	5.0	3
5 Lausanne . .	0.39	5.26	3 4 4.3	3.5	6.3	5.3	11 $\frac{1}{2}$
6 Amster- 1:6 dam 1:4	1.39	2.00	2.0 1.7	1.3	3.8 2.8	2.0	3
7 Weißenbach .	2.30	3.00	3.2 1.0*)	2.0	6.0 2.4*)	3.0	nahezu 1
8 Amster- 1:6 dam 1:4	2.78	2.00	4.2 2.0*) 3.0 1.1*)	1.3	6.3 3.0*) 4.4 2.2*)	2.0	3

*) Entsprechend den für die zulässigen Lasten maßgebenden 50 kg/cm^2 Druck im Beton, resp. bei 75 kg/cm^2 .

grenzt ihrer sachlichen Inhaltslosigkeit wegen an Schwindel. Sie ist nur da, um uns irre zu führen. Um zu urtheilen, müssen wir das Biegungsdiagramm des Trägers kennen. Erst dieses, und insbesondere das Einhalten der Richtungslinie für das Stadium II, gibt uns die Gewissheit des richtigen Zusammenarbeitens von Beton und Eisen, und dort, wo mehrere Versuche vorliegen, auch einen Maßstab über die Güte der Herstellung des Betons. Schon deshalb aber ist es nöthig, über die zulässige Last bei der Belastungsprobe hinauszugehen, um das Verhalten in diesem Stadium zu ermitteln. Ist diese Last richtig und nicht zu hoch bestimmt, so hat selbst eine Spannung wie von 1500 kg/cm^2 im Eisen, resp. 75 Druck im Beton keine Ueberanspruchung zu bedeuten, die abträgliche bleibende Folgen hinterlassen und die gefährlich genannt werden könnte. Was endlich die Zugsprünge anbelangt, so haben dieselben, so wenig sie als ein vortheilhaftes Zeugnis für die Herstellung gelten können, und bei gutem Beton und guter Herstellung nach dem Urtheil unserer besten Fachmänner wie Spitzer, Sanders etc. erst am Beginn des Stadiums III auftreten sollen, im allgemeinen für die Tragfähigkeit der Balken nichts unbedingt Abträgliches zu bedeuten, indem sie nur zu oft von ganz unvermeidlichen Nebenursachen herrühren. Die Schwierigkeit liegt bei der Probe im Bauwerk, in den Hindernissen, einen einzelnen Balken unabhängig zu belasten. Man kann zwar dadurch, dass man drei, besser fünf Rippen belastet, darauf rechnen, dass der mittlere Balken eine annähernd volle Belastung erhält. Nach Rabut verschwindet der Einfluss erst innerhalb von 9 Rippen. Es gibt aber Fälle, wo dies überhaupt nicht möglich ist, insbesondere wo die „Platten“wirkung thatsächlich auftritt. Hierüber liegen uns so gut wie gar keine Versuche vor, die den theoretischen Annahmen als reele Grundlage dienen könnten.

In so einem Fall bleibt der vom Amsterdamer Cement-Eisen-Werken in Gorinchem befolgte Vorgang als der einzige Ausweg übrig, der aber auch sonst nicht unterlassen werden sollte, weil er für die Ueberwachung ein ausgezeichnetes Maßstab ist, die sich dann nur an die Richtschnur zu halten hat, dass der Unternehmer im ganzen Gebäude seine Beton-Eisenbalken mindestens ebensogut und sorgfältig herstellen muss wie den Probekalken, der uns bei seiner Erprobung bis zum Bruch über alle Eigenschaften der gewählten Bauweise Aufschluss gibt, ohne den Unternehmer außer Verhältnis zu dem erreichten Zweck in Unkosten zu stürzen und so den ganzen Bau zu vertheuern.

Für diesen Probekörper wäre dann nach den erörterten theoretischen Principien und empirischen Regeln ein Diagramm im Vorhinein aufzustellen und sein Verhalten als frei aufliegender Träger zu prüfen.

Im Gebäude aber ist bei einer entsprechenden Ueberwachung höchstens eine Stichprobe und vielleicht die auch nur dort zu machen, wo sich durch eine Setzung oder aus sonst einem Zeichen eine bedenkliche Erscheinung ergibt. Für diesen Fall ist dann das bereits gewonnene Diagramm, auf „halb“ eingespannt, zugrunde zu legen und festzustellen, ob der Verlauf ein identischer genannt werden kann und dementsprechend auch hier die Tragfähigkeit den theoretischen Voraussetzungen entspricht.

Der Gesichtspunkt solcher Vorschriften unterscheidet sich vorteilhaft von der oben citierten französischen Vorschrift — ein internationaler Typus — die eine Belastungsprobe für jeden Balken obligatorisch vorschreiben und hierbei als Probelast eine dreifache (Düsseldorf), ja sogar eine zehnfache (Frankfurt a. M.) Nutzlast vorschreiben, die Spannweiten auf 4:50, ja 3:50 m beschränken etc. Wer solche Vorschriften durchgeführt wissen will, handelt vernünftiger, diese Bauweise direct zu verbieten, wie das ja heute noch vielfach in deutschen Städten bezüglich der Stützen der Fall ist. Solche Vorschriften können nur als der Ausfluss eines unbestimmten Misstrauens angesehen werden, welches glaubt, die geringe Kenntnis des Wesens dieser Bauweise durch eine übermäßige und zwecklose Strenge ersetzen zu müssen. Das Misstrauen ist jedoch nur am Bau am Platze, da ist es eine wohl begründete, oft vernachlässigte Pflicht der Ueberwachung. Wer noch nachher misstrauen will, der fange lieber gar nicht an und bleibe bei seinem bewährten alten Leisten, sowie es ja heute immer noch Leute gibt, die der alten Postkutsche als dem sichersten Beförderungsmittel den Vorzug geben.

C. Schlussbemerkungen.

Wir haben zuerst aus den Versuchen mit freilagernden Balken den Nachweis über die dabei sich vollziehenden Biegungserscheinungen erbracht, haben hierauf die praktische Verwendbarkeit des Nachgewiesenen dargelegt und versucht dies in bestimmte Regeln zu kleiden, nun wollen wir nochmals auf das Gebiet der reinen Wissenschaft zurückgreifen, indem wir die bekannten Versuche Considères einer Besprechung in dem Sinne unserer Resultate unterziehen. Fig. 25 zeigt uns seine Anordnung und den Querschnitt der von ihm verwendeten 60 cm langen Prismen, die theils armiert, theils nicht ca. 6 cm im Gevierte hatten. Ein nichtarmiertes Prisma Nr. 31 ergab z. B. ein Bruchmoment von 1148 kg/cm². Hierbei zeigte sich eine Verkürzung von 0.31 mm per laufendem Meter und eine im Bruchmoment zunehmende Verlängerung von 0.201 auf 0.266 mm.

Ermitteln wir aus diesen Angaben, welche E_b diesen Formänderungen genügen würde.

Die gewöhnliche Rechnung für $\mu = 1$ ergibt eine Biegefestigkeit des Betons mit 30 kg/cm². Nun ist aber diese oben und unten gleiche Spannungsziffer, die verschiedenen Dehnungen und die Voraussetzung der Geradheit des Biegequerschnittes nicht zusammenzureimen, wenn man beiden Seiten auch das gleiche E_b zuweisen will.

Versuchen wir es mit $\mu = 2.9$, so erhalten wir aus den Gleichungen 2) und 3) im Anfange dieser Abhandlung folgende Daten:

Druckseite:	Zugseite:
$d-z = 2.26 \text{ cm}$	$z = 3.84 \text{ cm}$
$J_b^d = 61.2 \text{ cm}^4$	$J_b^z = 177.5 \text{ cm}^4$
$W_b^d = 270 \text{ cm}^3$	$W_b^z = 46.3 \text{ cm}^3$
$\sigma_b^d = 42.5 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_b^z = 25 \text{ kg/cm}^2$
$E_b^d = 327.000$	$E_b^z = 112.700$
$\Delta\lambda_d = 0.13 \text{ mm}$	$\Delta\lambda_z = 0.223$

Wir sehen also, dass beim Beginn des Bruches, wo nur $\Delta\lambda_z = 0.201$ betragen, μ noch kleiner, etwa = 2 gewesen sein muss, worauf dann das Prisma durch eine örtliche, sehr bedeutende, aber nicht mehr über die ganze Länge sich erstreckende Dehnung zerstört wurde.

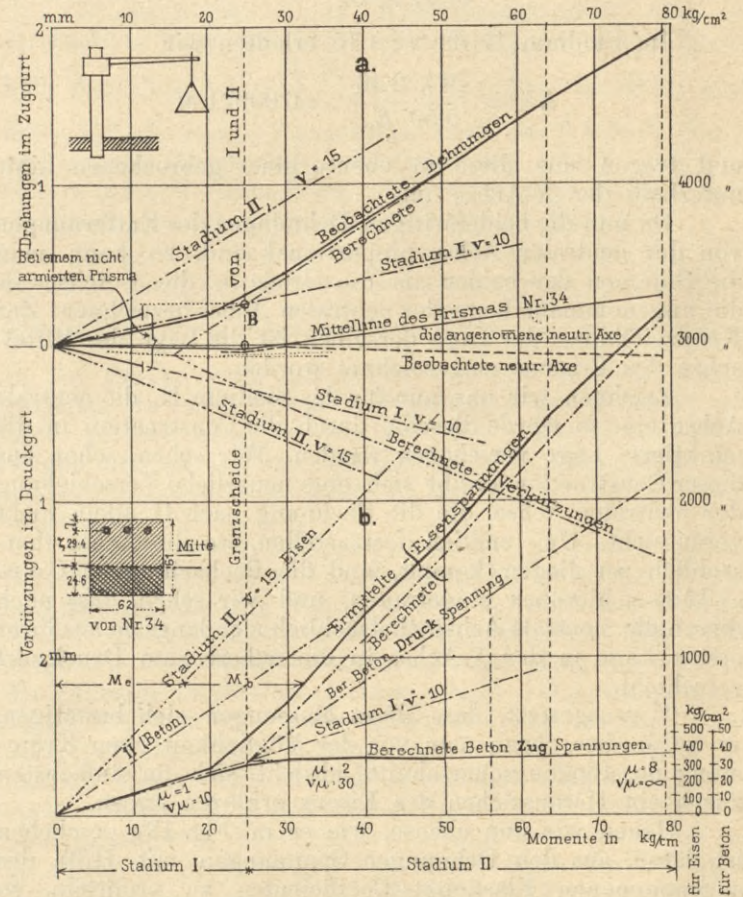
Wir wenden uns nun dem armierten Prisma Nr. 34 zu. Dasselbe enthält, wie die Figur zeigt, drei Rundeisen von 4.25 mm Durchmesser, also $F_e = 0.426 \text{ cm}^2$,

$$f_e = 0.068, h = 6.1 \text{ cm}, d = 5.4 \text{ cm}, \frac{f}{d} = 1.27\%$$

$$F_b = 37.82 \text{ cm}^2, J_b = 115.34 \text{ cm}^4, m = 2.35 \text{ cm.}$$

Es ist das eine Armatur, die im vollen Gegensatz zu dem vorigen Prisma (siehe Fig. 1 der Tafel II) eine solche Verschiebung der maximalen Druck- und Zugspannung erzielt, dass beide Grenzwerte nahezu gleichzeitig auftreten.

a) Dehnungs-Diagramm.



b) Diagramme der Zug- und Druck-Spannungen im Eisen und im Beton.

Fig. 25. Considères Versuche.

Im Stadium I ist für $\nu = 10$

$$J_1 = J_b + F_b x m = 136.5 \text{ und } W_b^z = \frac{136.5}{2.11} = 64.7$$

für Beton und 6.47 für Eisen.

Suchen wir die einem Moment M entsprechende Dehnung, so erhalten wir auf den 7 mm tieferen Rand reducirt

$$\Delta\lambda = \frac{M \lambda 2.81}{13.65 E_e} = 0.0001 M.$$

Im II. Stadium und $\nu = 15$ erhalten wir

$$J = 2.94, W_e = 4.58 \times 0.426 = 1.95 \text{ und } J_1 = 1.95 \times 2.94 = 5.59$$

$$\Delta\lambda = \frac{M \lambda 3.64}{5.59 E_e} = 0.0003 M.$$

In der Figur 25 finden sich die von Considère beobachteten Dehnungen aufgetragen. Wie ersichtlich,

kommen die beiden soeben rechnerisch ermittelten Richtungen ganz deutlich zum Ausdruck. Die Uebereinstimmung zwischen beiden hat nach dem bereits vorgeführten Material nichts Ueberraschendes; es bleibt nur bemerkenswert für die allgemeine Giltigkeit der Regeln, dass dieselben auch diesen Fall der reinen Biegung einschließen. Wir bestimmen uns nun aus den beiden Richtungen die gebrochene Linie mit dem Bruchpunkt bei B , die uns die beobachtete Durchbiegungcurve ersetzen soll. Wir wollen nun sehen, wie sich dies durch die übrigen Rechnungen überträgt und bestätigt.

Zu diesem Zweck rechnen wir uns nun die Verkürzungen am entgegengesetzten Rand des Druckquerschnittes.

Im Stadium I für $\nu = 10$ erhalten wir

$$\Delta \lambda = \frac{M \lambda 3.29}{13.65 \times E_e} = 0.000114 M.$$

Im Stadium II für $\nu = 15$ erhalten wir

$$\Delta \lambda = \frac{M \lambda 2.46}{5.59 E_e} = 0.00021 M$$

und tragen uns diese in ebenso einer gebrochenen Linie unterhalb der X -Achse auf.

Da nun die beiderseitigen Dehnungen der Entfernungen von der neutralen Achse proportional sind, so kann man die Summen der beiden als die Größe h , die X -Achse als die angenommene Lage der neutralen Achse bezeichnen. Zur Kennzeichnung der Lage derselben ist die Lage der Mittelachse des Prismas eingezeichnet worden.

Zeichnen wir uns, nur für das Stadium II, die neutrale Achse ein, so würde dieselbe durch die Construction in die punktierte Lage verschoben werden. Wir sehen, schon aus dieser Construction ergibt sich eine neuerliche Verschiebung der neutralen Achse, die die Rechnung nach II allein nicht voraussieht. Um endlich festzustellen, wo die Achse thatsächlich zu liegen kommt, sind die Beobachtungen *Considère's* hierüber eingetragen, und wir sehen, dass nach diesen die neutrale Achse thatsächlich sich langsam aus ihrer ersten Lage in der X -Achse in die nähere zum Druckgurt verschiebt.

Vorausgesetzt, dass diese Messungen sich bestätigen, so würde dies, wenn man von der Möglichkeit einer Krümmung des Biegungsquerschnitts absieht, sich am einfachsten durch ein Herausziehen des Eisens erklären lassen.

Gehen wir nun ebenso, wie es in Fig. 12c geschehen ist, daran, aus den Dehnungen Spannungen mit Hilfe des angenommenen Elasticitäts-Coëfficienten zu ermitteln, so finden wir in Fig. 25b folgendes:

Im Stadium I ist rechnermäßig die Eisenspannung

$$\sigma_e = \frac{M}{6.47} = 0.155 M,$$

in Stadium II ist

$$\sigma_e = \frac{M}{1.95} = 0.513 M.$$

Diese beiden Strahlen wurden eingetragen und wie zuvor unter Einhaltung der ermittelten Grenzscheide in eine gebrochene Linie verwandelt. Zur Controle sind die von *Considère* direct ermittelten Spannungszahlen eingezeichnet.

Ein nennenswerter Unterschied besteht auch hier nicht und ist hinreichend dadurch erklärt, dass ich mich der allereinfachsten Methode der Rechnung bedient habe, die Zugspannung im Beton ganz vernachlässigt habe, während *Considère* sich die Spannungen aus den genauen Arbeitscurven des Betons ermittelte, wodurch seine Entfernung der Schwerpunktsmittel etwas kürzer ausfällt und ich dementsprechend etwas kleinere Spannungen für

dasselbe Moment erhalte. Ein Unterschied, der bei der Berechnung z. B. nach der Methode *Ostenfeld* sich noch weiter vermindern.

Die Spannungen für Beton sind auch in Fig. 25b eingetragen, nur ist ihr Maßstab mit $\frac{1}{10}$ der Eisenspannung angenommen worden.

Dementsprechend fällt die Linie der Zugspannung in derselben Schichte (wie der Eisenschwerpunkt) mit der bereits gezeichneten Eisenspannungslinie zusammen, ebenso auch für eine Druckschichte in der gleichen Höhe oberhalb der neutralen Achse. Für die Randspannungen würden die Zahlen proportional von 2.11 auf 2.81 bei Zug und von 2.11 auf 3.29 bei Druck zu erhöhen sein, was jedoch in der Figur der Deutlichkeit halber unterlassen wurde. Dort ist nur das derselben Schichte entsprechende Stadium II eingezeichnet. Bei Druck ist $\nu = 15$ daher $\sigma_b^d = 0.034 M$. Diese Linie ist parallel durch denselben Bruchpunkt gezogen, und ebenso jene für $\mu \cdot \nu = \alpha$, die $\sigma_b^z = 0$ macht, parallel zur X -Achse.

Beide sind durch eine ausgeglichene Curve verbunden. Denken wir noch an das, was wir bereits aus der Fig. 8 über den Einfluss von Sprüngen wissen, so ist die Folge eines Sprunges eine Entlastung des Betons und eine Aufwärtsbewegung der Eisenspannung in der Richtung gegen die Linie von II, die aus dem Ursprung gezogen wurde. Das Eisen ersetzt die verlorenen Betonspannungen und setzt dann sein Diagramm wieder parallel der Richtung II fort, wie das in den Diagrammen wiederholt beobachtet werden kann. In keinem Falle tritt aber vor dem Stadium III ein endgiltiger Verlust der Aufnahmefähigkeit des Betons, herrührend aus dem Stadium I, ein. Im Stadium III geht jedoch der aus den Zugspannungen gezogene Gewinn völlig verloren.

Das Diagramm zeigt uns deutlich, wie sich der Beton an den Zugwirkungen der Träger beteiligt.

Considère hat dies in der Weise getrennt, indem er sagt, dass für einen bestimmten Fall der Dehnung (resp. Durchbiegung) das Eisen ein gewisses Moment M_e , der Beton ein Moment M_b trägt (siehe Fig. 25) und letzteres solange ansteigt, bis der Beton jene Dehnungen erreicht hat, unter denen der nichtarmierte Balken bricht; dann bleibt M_b constant. Zur Illustration dieses sind Dehnungen des nicht-armierten Prismas Nr. 31 in Fig. 25 ebenfalls eingezeichnet und wir sehen, dass die Verkürzungen nahezu dieselben sind, die Dehnungen jedoch rascher wachsen, um in der Höhe der Punkte B zu der besprochenen Richtungsänderung zu führen.

Dieses von *Considère* ausgesprochene Gesetz ist meines Erachtens die einzige wissenschaftliche Methode zur Bestimmung des Punktes B , leider ist sie nicht genügend bestätigt und derart ausgebildet, um praktischen Anforderungen in bequemer Weise zu entsprechen. *Considère* hat Beton mit 433 kg Cement auf 1 m³ Sand angewendet und entspricht diese Dehnung im Stadium I einer Betonzugspannung von nahezu 40 kg/cm². Ist es möglich, diese Art Biegezugfestigkeit bei armiertem Beton im voraus zu ermitteln und bei bestimmten Qualitäten dem Beton bestimmte Durchschnitte im voraus zuzuweisen, so steht einer ganz genauen Bestimmung des Punktes B und damit der Durchbiegungcurve in voraus hinein nichts im Wege.

Es ist von dieser Methode hier kein Gebrauch gemacht worden, weil diesbezüglich noch ungeklärte Widersprüche bestehen, die wir, wie folgt, zusammenfassen.

Wenn *Considère* diesen Unterschied M_b dem Beton allein zuschreibt, so ist dies vielleicht nicht ganz genau gesprochen, indem derselbe mit der Verminderung der Armatur, also ohne dass mehr Beton hinzukommt, ganz bedeutend wächst, und zwar nur deshalb, weil in so einem Falle der Unterschied in der Lage der neutralen Achse

zwischen I und II ein größerer wird. Außerdem ist die Art der Verbindung mit dem Eisen nicht gleichgültig und schließlich von der Art der Entwicklung der Spannung von 0 auf den Wert σ abhängig von μ . Diese aber ist selbst bei ein und demselben Objecte keinesfalls constant, wenn auch die Durchbiegungen und Dehnungen einen gewissen Endwert nicht überschreiten, insofern die Belastung sich innerhalb eines bestimmten Maximum erhält, der durch das Stadium I begrenzt wird. Ohne Zweifel ändert sich der

ausgesetzt ist und der Verband zwischen Eisen und Beton auf der Zugseite leichter aufgehoben wird und so das Diagramm den Charakter des Betons zum Ausdruck bringt. Wir sehen in den Figuren die gebrochene Linie nach der gegebenen empirischen Regel eingezeichnet. $F_q = 200 \text{ cm}^2$, $F_e = 2.69 \text{ cm}^2$, für I ist $\nu = 10$, für II $\nu = 15$ gesetzt worden. Die übrigen Daten sind aus der Figur ersichtlich.

Schon nach der ersten Belastung bis 1700 kg/cm^2 verschwindet der Einfluss vom Stadium I nahezu ganz, um bei den weiteren Ueberlastungen bleibenden Durchbiegungen Platz zu machen, die über die Größe M_b hinausgehen. Jedoch an der Richtung für II, abhängig von Armatur und den Materialeigenschaften ebenso wie an der Bruchlast ändert sich nichts. Wir sehen also, dass wir an diesen zwei Momenten die zwei einzigen verlässlichen Umstände besitzen die uns über die Materialeigenschaften Aufschluss geben und zeigen, dass ein guter Beton-Eisen-Träger selbst Ueberlastungen nicht zu fürchten braucht.

Es kann bei einem Widerstandsmoment W_{II} im II. Stadium nach dem Gesetz der Superposition bloß innerhalb desselben $\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{W_{II}}$ gesetzt werden, insofern man dann E_b^d als constant annehmen kann. In I jedoch, wo μ und ν große Aenderungen durchmachen, müsste man das Gesetz, nach welchem beide sich ändern, erst kennen, resp. annehmen, um zu richtigen Resultaten zu gelangen.

Es ist hier versucht worden, dieselbe durch eine gebrochene Linie zu ersetzen, doch ist es gewiss auch möglich, dies mittels eines Potenzgesetzes $\sigma^m = \frac{M}{W_{II}}$ auszudrücken.

In der Praxis dürfte jedoch die erörterte Methode vollaugenügen, da eine genaue Bestimmung dieses Gesetzes mir nach unserer heutigen Kenntnis der Sache fraglich erscheint und ist auf den Beweis, dass die notwendige Genauigkeit auch so vorhanden ist, besonderes Gewicht gelegt worden.

Das Gesetz der Spannungszunahme in einem armierten Betonkörper kommt in etwas anderer Weise bei der Druckinanspruchnahme zur Geltung. Selbst der einfachste Fall der Säule lässt sich nicht in der Weise rechnen, dass man, ausgehend von einem bestimmten, sonst giltigen ν z. B. 15, die zulässige Säulenlast $P = \sigma (F_b + \nu F_e)$ setzt, indem auch hier nur $\Delta P = \Delta \sigma_b (F_b + \nu F_e)$ ist und ν mit der Spannung sich ändert. Die bei Zug richtigen Annahmen lassen sich nicht so ohneweiters umkehren. Nach einigen wegen ihrer beiläufigen Form zur Veröffentlichung nicht geeigneten Vorversuchen scheint es aber, als ob bei geringen Armierungen das Eisen wegen der bedeutenden bleibenden Zusammendrückungen des Betons schon am Anfang der Säulenbelastung so hohe Inanspruchnahmen erhält, dass beim Eisen die Stauchgrenze auftritt. Dann sind wieder die Verkürzungen des Eisens viel größerer, als die des Betons, und so kommt es, dass jener auf die eigentliche Tragfähigkeit nur einen secundären Einfluss hat. Die Richtigkeit dieser mit primitiven Hilfsmitteln gemachten Versuche vorausgesetzt, ist der Anteil, den das Eisen an der Druckwirkung nimmt, ein ganz anderer als die gewöhnliche Rechnung annimmt und ebenso im hohen Maße von der procentuellen Höhe der Armierung abhängig. Thatsächlich ist bei der Bruchlast nach den bisherigen Versuchen mit geringen Armaturen gar nicht die Eisenfestigkeit, sondern nur die Würfel Festigkeit des Betons zum Ausdruck gekommen,*) was ich als einen Beweis dafür ansehe, dass das Eisen schon früher zerstört worden war. Um diese Frage zu ergründen, hat der Verfasser unter gütiger Mitwirkung der ersten Wiener Beton-Firmen Ast & Co., Pittel & Brausewetter und Wayss & Co. an 50 Säulen verschiedener

*) Siehe Bauwerke und Bauweisen, I. Theil.

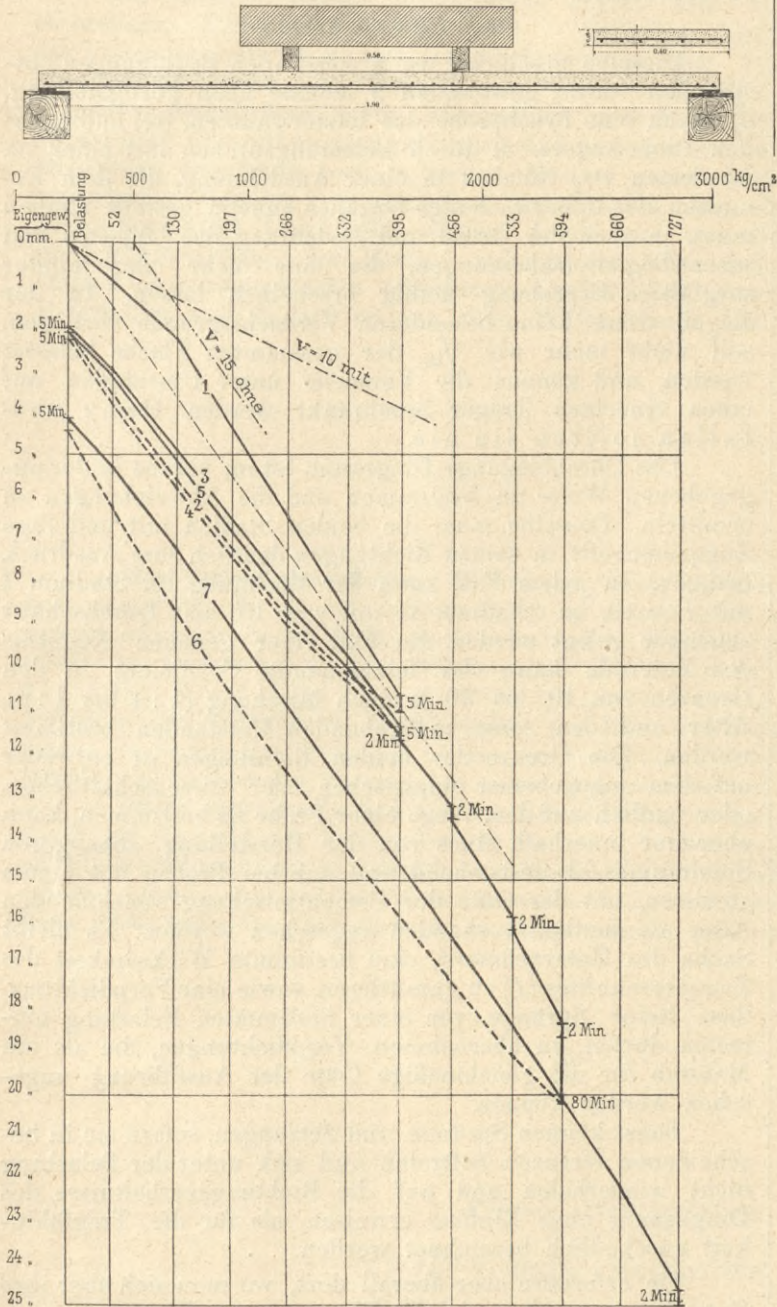


Fig. 26. Versuch Nr. 3 von Tutein-Nolthenius in Amsterdam 1896.

Verlauf des Diagrammes, der zu diesem Endwerte führt, besonders bei höheren Spannungen. Zur Darlegung dieser Verhältnisse diene die Fig. 8 eines mit 0.4% armierten Balkens. Dagegen sagt Rabut, dass jede neue Last auch eine bleibende Durchbiegung zur Folge hat. Dies kommt insbesondere bei Belastungen, die das Stadium I überschreiten, und bei stark armierten Balken zum Ausdruck. Es ist daher der Vollständigkeit wegen noch Fig. 26 aus den Versuchen von Tutein Nolthenius in Amsterdam 1896 hier angeführt. Es ist das Diagramm der Platte Nr. 3, die mit 1.5% Eisen armiert war. Wir wissen, dass bei viel Eisen der Beton auf der Druckseite höheren Spannungen

Länge und Armierung herstellen lassen, die ihrem Bruch nach Fertigstellung des Wiener Versuchslaboratoriums des Herrn Hofrath L. v. Tetmajer hoffentlich recht bald entgegenzusehen. Ueber diese Versuche werden wir später berichten. Um diesen Versuchen den privaten Charakter zu nehmen, der einer solchen wissenschaftlichen Arbeit anhaftet, bin ich beim Bürgermeisteramte in Wien eingeschritten und danke es der Intervention unseres verehrten Stadtbau-Directors F. Berger, dass derselbe den Leiter der städtischen Versuchsanstalt, Bau-Inspector Greil, mit seiner Vertretung betraut hat. Derselbe hat bereits die Herstellung und das Material der Objecte überwacht.

* * *

Das Dargelegte mit Bezug auf den besonderen Zweck dieser Abhandlung der Frage der Durchbiegung zusammenfassend, wollen wir folgende Sätze als Ergebnis unserer Betrachtungen anführen, ohne damit eine zusammenhängende Vorschrift aufstellen zu wollen.

1. Berechnung.

Es ist der Rechnung die maximale Nutzlast unter Berücksichtigung ihrer dynamischen Wirkung (bis 50%) und das halbe Eigengewicht zugrunde zu legen.

Dieselbe hat immer unter Annahme des Stadiums II zu geschehen. Bei Trägern bis zu 1½% Armierung ist eine zulässige Spannung von 1000 kg/cm² für Flusseisen (von einer Mindestzugfestigkeit von 3800 kg/cm² und sonstigen normalen Eigenschaften, die in der üblichen Weise zu erweisen sind) anzunehmen, während für den verwendeten Beton eine Mindestfestigkeit von 50 kg/cm² (im Durchschnitt jedoch 80 at.) Druck nach 28tägiger Luftlagerung und die Verwendung eines tadellosen Portlandcements seitens des Unternehmers garantiert werden muss. Bei Trägern mit mehr als 1½% Eisenarmierung ist der Rechnung ein Viertel jener mindesten Druckfestigkeit des Betons zugrunde zulegen, die der Unternehmer nach 28tägiger Luftlagerung garantieren kann, im Maximum 50 kg/cm².

Die Rechnung ist in allen Fällen, wo keine besonderen Vorkehrungen zur Erhaltung der Einspannung, sei es Einmauerung und Belastung oder Verankerung, bestehen, mit $\frac{Ql}{8}$, sonst mit der Einspannung $\frac{Ql}{10}$ durchzuführen und ein

Moment am Widerlager aber immer mit $\frac{Ql}{24}$ anzunehmen. Nachbarspannweiten sind nur dann in der Rechnung zu berücksichtigen, wenn sie eine noch größere Einwirkung ergeben. Nach diesen letzteren Angaben sind die Träger am Auflager, die Widerlagsmauern und Stützen zu verstärken. Die Rechnung mit Bezug auf die Platte selbst kann mit $\frac{Ql}{12}$ und 1000 kg/cm², respective 30 kg/cm² durchgeführt werden.

Die Entfernung der Rippen ist so zu wählen, dass dieselbe nicht über $\frac{l}{3}$ von einander abstehen und soll die obere Breite b höchstens $6d$ *) betragen.

Die Armierung darf bei Platten von 1½% bis ¾%, bei Rippenplatten sogar bis herab auf ¼% sinken, wenn für letztere der Nachweis erbracht wird, dass zwischen dem Widerstandsmoment im I. und II. Stadium ein wesentlicher Unterschied nicht besteht. Bei höheren Armaturen ist die Berechnung, wie erwähnt, mit Rücksicht auf die Druckfestigkeit des Betons auszuführen. An der Grenze, d. h. nahe an 1½% sind beide Zahlen anzuführen.

*) Siehe Mesnager „Annales des ponts et chaussées“ 1901, Sem. IV.

2. Ausführung.

Während der Ausführung sind insbesondere Betonproben zur Feststellung der garantierten Druckfestigkeit zu entnehmen und ist gleichzeitig mit dem Bau selbst thunlichst mit der maximalen Spannweite ein freiauffliegender, sonst in jeder Hinsicht congruenter Träger herzustellen.

Die Ausgerüstung hat bei Trägern nicht vor einem Monat, und zwar beginnend mit dem obersten Stockwerk zu geschehen und sind die hiebei auftretenden Senkungen zu beobachten.

3. Uebernahme.

Dieselbe geschieht, wenn sonst allen Bedingungen entsprochen wurde, gewöhnlich 3 Monate nach Fertigstellung, a) durch eine Bruchprobe des letzterwähnten, frei aufliegenden Probeträgers, b) durch Belastungsproben mit einer im mindesten 1½ Nutzlast in einer Ausdehnung, die dem Ermessen des Ueberwachungs-Organes anheim gestellt bleiben muss, je nach der Größe und Bedeutung des Objectes und jenen Begleiterscheinungen, die eine mehr oder minder sorgfältige Erprobung nöthig erscheinen lassen. In der Regel, wenn keine besonderen Verdachtsgründe vorliegen, soll nicht mehr wie $\frac{1}{20}$ der gesammten Fläche belastet werden, und können die Versuche unter Umständen auf einen einzelnen Träger beschränkt werden. Ganz entfallen sollten sie nie.

Das Durchbiegungs-Diagramm ist im voraus in der angegebenen Weise zu bestimmen und die Abweichungen zu ermitteln. Dasselbe muss die beiden Stadien mit und ohne Zugquerschnitt in seinen Richtungen deutlich zum Ausdruck bringen. In jedem Fall kann der Rechnung im Stadium I mit $\nu = 10$, im Stadium II mit $\nu = 15$ als Durchschnitt zugrunde gelegt werden. Im Fall einer genauen Kenntnis des Materials kann der letztgenannte Coefficient in den Grenzen von 10 bis 20 je nach Mischung (1:4 bis 1:6), Alter und den sonst maßgebenden Umständen bestimmt werden. Die Grenze der beiden Richtungen ist entweder auf dem angegebenen empirischen oder wissenschaftlichen, oder endlich auf dem Wege einer Probe zu bestimmen, kann aber nur innerhalb eines von der Herstellung abhängigen Spielraumes als feststehend und nur bei Proben mit einem gewissen, mit der Güte der Cementmischung abnehmenden Alter als deutlich vorhanden angesehen werden. Es bleibt Sache des Unternehmers, eine bestimmte Wirksamkeit des Zugquerschnittes (I) zu garantieren, sowie eine Verpflichtung, dass keine Sprünge vor einer bestimmten Belastung eintreten dürfen, zu übernehmen, Verpflichtungen, die als ein Maßstab für die gleichmäßige Güte der Ausführung angesehen werden können.

Sonst können Sprünge und Setzungen, sofern sie in bescheidenen Grenzen auftreten und sich unter der Belastung nicht wiederholen und auf die Richtungsverhältnisse des Diagramms ohne Einfluss erweisen, als für die Tragfähigkeit unschädlich bezeichnet werden.

Sie erfordern aber überall dort, wo man sich über ihre Entstehungsursachen nicht vollkommen im Klaren ist, eine Wiederholung der Belastungsprobe und eine Beobachtung des Objectes unter der maximalen Last durch 24 Stunden und des Rückgangs bei der Entlastung, sowie schließlich insbesondere bei Objecten im Freien ein fachgemäßes Vergessen der entstandenen Sprünge.

* * *

Ein neues Baumaterial, wie die vorliegende Combination in vieler Hinsicht genannt werden kann, verlangt eine veränderte Behandlung, die nicht so ohneweiters aus dem Eisenbau herübergenommen werden kann, wo die Durchbiegungs-Curve innerhalb der üblichen Probelasten entsprechend den einfachen elastischen Gesetzen als eine

Gerade sich darstellt, die durch einen Punkt, d. h. die der maximalen Belastung entsprechende maximale Durchbiegung hinreichend gekennzeichnet ist.

Hier haben wir aber eine gebrochene Linie, von der die erste Gerade und der Bruchpunkt nur beiläufig als feststehend gelten können. Diese Umstände verlangen eine geänderte vorsichtige Behandlung, bis durch eine weitere Forschung auf diesem Gebiete die heute noch unklaren Punkte aufgeklärt sein werden.

Wir können jedoch heute schon sagen, dass die theoretische Erkenntnis bereits jetzt — gefördert durch das Versuchswesen — so weit vorgeschritten ist, dass wir uns über die wichtigsten Bedingungen bei der Verwendung der Beton-Eisenbalken, deren Anwendung noch kein Decennium alt ist, vollkommen im klaren sind und dass wir das Misstrauen, das heute noch in weiten Kreisen gegen diese Construction besteht, vom statischen Standpunkte aus als nicht berechtigt bezeichnen dürfen. Doch auch was die richtige Herstellung des Betons anlangt, ist heute kein Mangel an entsprechenden erfahrenen Kräften und guten Materialien und bedarf es nur, dem Wesen dieser Bau-

weise entsprechend, die die Fabrik in das zu erbauende Haus hinein verlegt, auch einer tüchtigen, praktisch erfahrenen Ueberwachung, was oft versäumt wird. Diesen Factor freilich kann keine Uebernahmenvorschrift ersetzen. Ist dies einmal versäumt, so ist alles Spätere nur Stück- und Flickwerk; doch habe ich auf Grund solcher nachträglicher Güteproben, die sich leider einer Wiedergabe hier entziehen, gefunden, dass sich auch dann diese Regeln als eine zuverlässige Richtschnur bewährt haben, so zwar, dass es sogar möglich ist, schon aus dem Verlauf der Durchbiegungen einen Schluss auf die Qualität des Betons und den Querschnitt des verwendeten Eisens zu ziehen. Mich haben insbesondere diese Erfahrungen endgiltig für Veröffentlichung dieser Vorschläge entschieden, da erst durch eine weitgehende Erprobung derselben, durch eine Zusammenfassung aller engeren Fachgenossen, durch Zusammenfassung der weitesten Erfahrung diese zu etwas allgemein für die Praxis Giltigem umgeformt werden könnten. Ich hoffe mit denselben nur einen Ausgangspunkt nach einer neuen Richtung angeben zu haben, der uns von den bislang allgemein giltigen Faustregeln emancipieren soll.

Ein Urtheil Considères. Die Meinung dieses hervorragenden Spezialisten ist seitens des Herrn Hofrath Brik mit Bezug auf seine unmöglichen E_b angerufen worden. Da ich am allerwenigsten Grund habe, derselben auszuweichen, sowie ich die Meinung keines Fachcollegen scheue, der an die Frage vorurtheilslos herantritt, so habe ich ihm dieses Buch im Druckabzug unterbreitet und derselbe schreibt mir hierüber sub 25. Juni 1902 Folgendes: „Es ist sehr richtig, dass der Einfluss der Aenderung des E_b sehr klein ist, wie ich es bereits 1898 im „Génie Civil“ dargelegt habe. **Ebenso sind die Werte, welche Sie für das Verhältnis der Coëfficienten der Elasticität vom Eisen und Beton angeben, ganz exacte.** Ich habe zwar ν bis 7 bei altem Beton vorgefunden, das ist aber eine Ausnahme, mit der man nicht rechnen kann“. Wie ersichtlich, ist von mir für alle behandelten und möglichen Sorten Beton $\nu = 10$ bis höchstens 20 angegeben worden. Siehe insbesondere die von Brik behandelten Fälle.

Dieser unzweideutige Satz wird zur Kennzeichnung der gleisnerischen Scrupellosigkeit veröffentlicht, mit der sich Brik für sein $\nu = 50$ auf Considère berufen hat. Es ist der k. k. Redaction für den öffentlichen Baudienst vorbehalten geblieben, sich zum publicistischen Organ jener bürokratischen Urtheilslosigkeit zu machen, die in der Aeußerung eines k. k. Hofrathes eo ipso eine „hervorragende“ Leistung sieht und für sich das gesetzliche Recht in Anspruch nimmt, jede Berichtigung ihrer „amtlichen“ Entstellungen abzulehnen. Wenn solche Leute der „Oeffentlichkeit“ zu dienen vorgeben, dann ist so etwas eine der technischen Oeffentlichkeit Hohn sprechende Phrase.

Diese zwanglosen Hefte sollen im Jahre 1902/3 unter demselben Titel und in fortlaufender Nummer fortgesetzt werden, und wurde mir hiefür die Mitwirkung einiger bekannter Spezialisten bereits zugesichert. Collegen, die die directe Zusendung derselben wünschen oder die ihre praktischen Erfahrungen oder wissenschaftlichen Ansichten an dieser Stelle zu veröffentlichen beabsichtigen, sind gebeten, sich in Verbindung zu setzen mit dem Verfasser

Wien, I. Krugerstrasse 1.



Übersichtliche Zusammenstellung

der statisch maßgebenden Größen in einer armierten Platte, wenn man die Armatur von 0.3% auf 4% der wirksamen Betondicke d erhöht mit einem E_b von 210.000 bis 105.000.

Fig. 1.

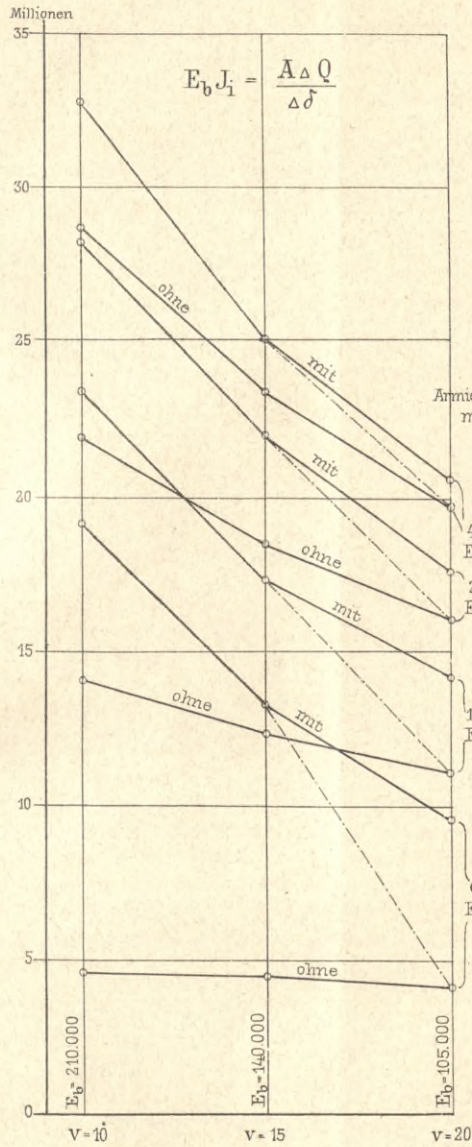


Fig. 2.

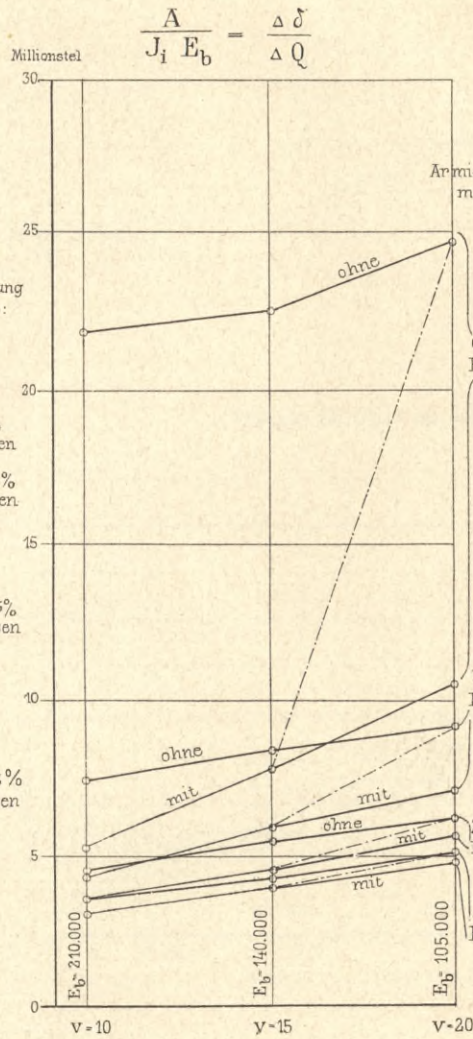


Fig. 3.

W_e z Widerstandsmoment mit Bezug auf den Zug in Eisen.

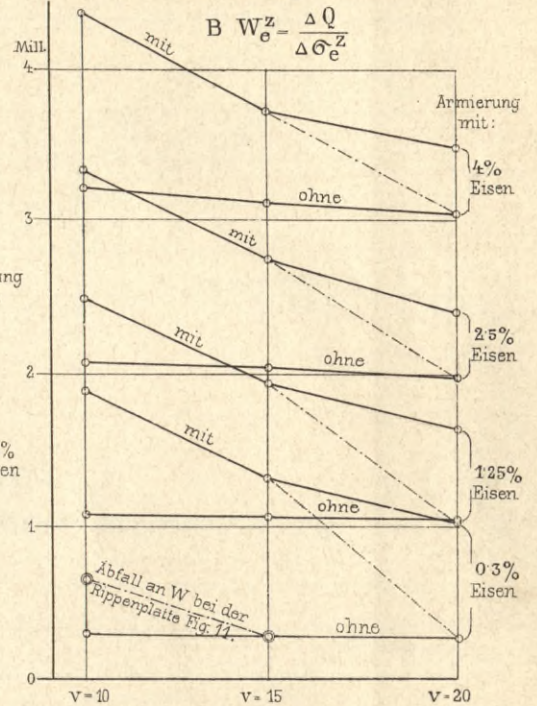
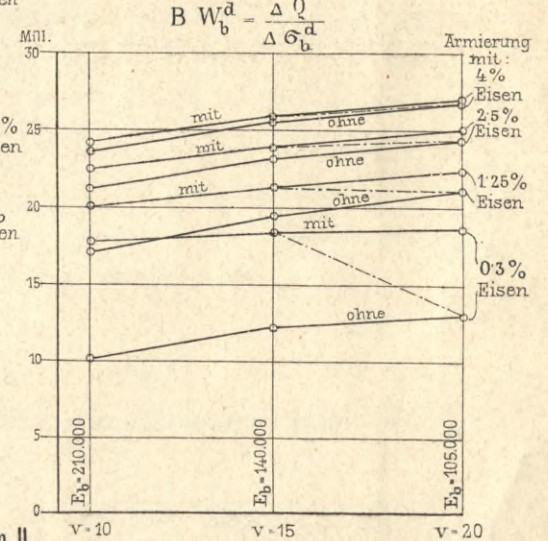


Fig. 4.

W_b d Widerstandsmoment mit Bezug auf Druck im Beton.



Bei der Berechnung wurde die Plattenbreite = 1, die wirksame Plattendicke $d = 10$ cm. angenommen.

Fig. 5.

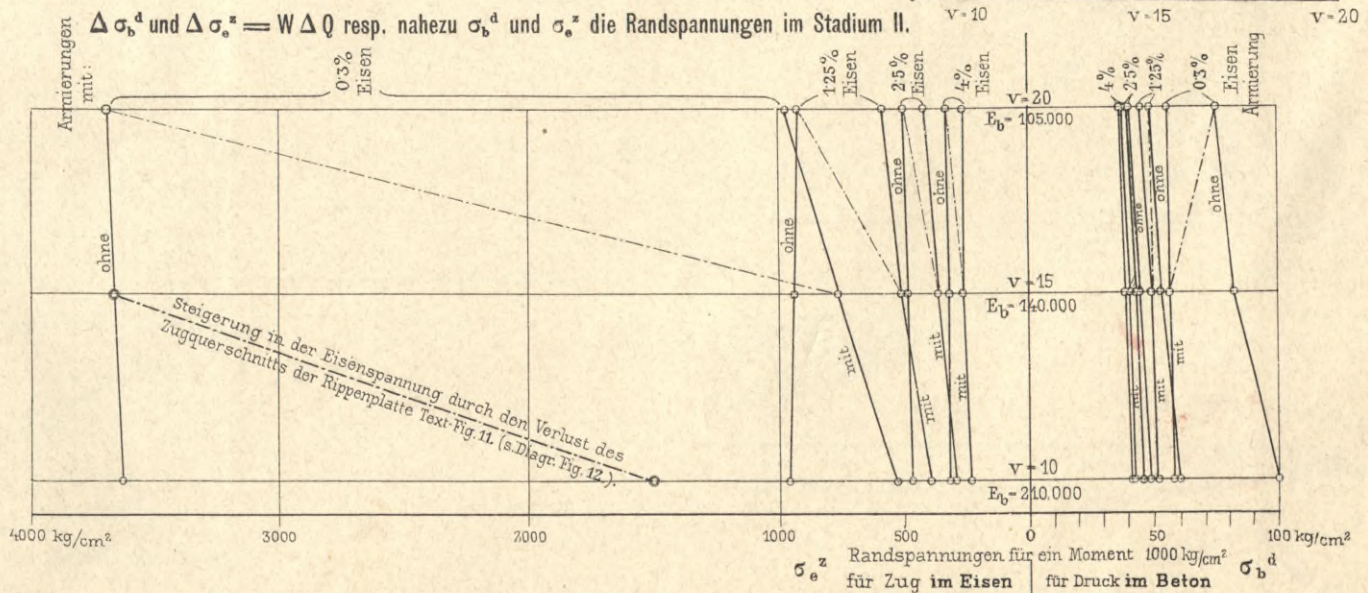




Fig. 2 bis 9 Diagramme aus Versuchen der Amsterdamer Cement-Eisen-Werke.

Fig. 2.
Versuche mit Mörtel 1 : 2
ca. 3 Monate alt.

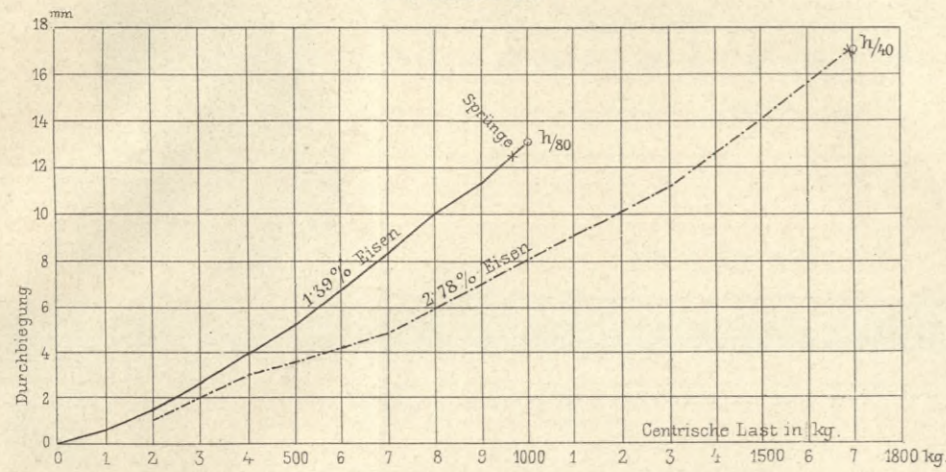


Fig. 3.
Versuche mit Beton 1 : 2 : 2
3 Monate alt.

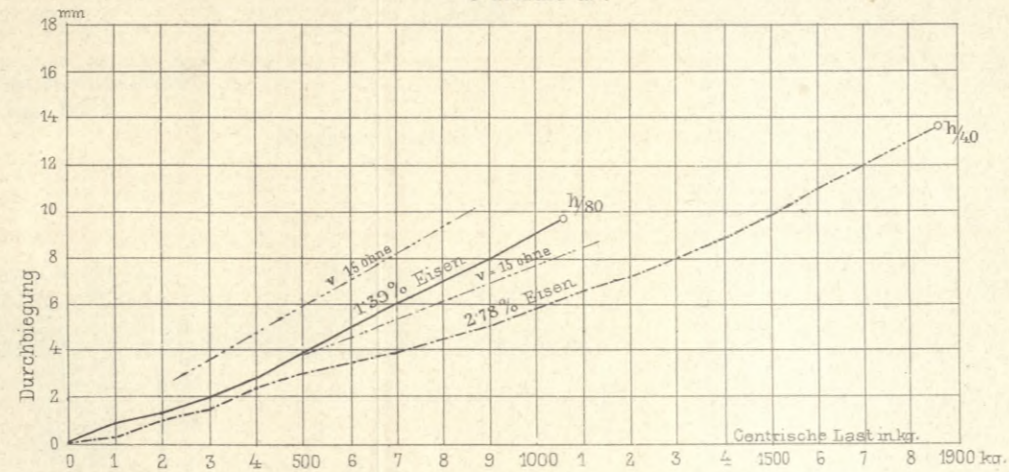


Fig. 4.
Versuche mit Mörtel 1 : 3
3 Monate alt.

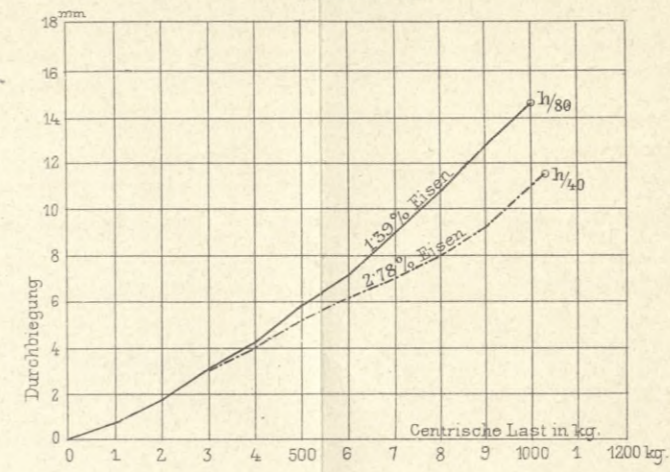


Fig. 5.
Versuche mit Beton 1 : 3 : 3
3 Monate alt.

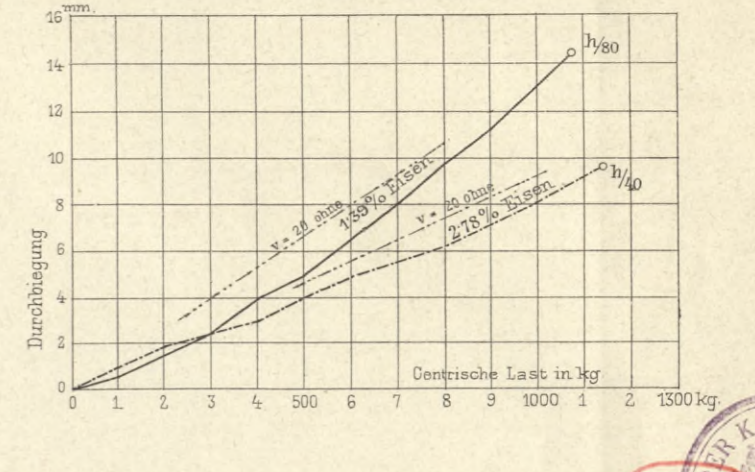


Fig. 6.
Versuche mit 1.39% Eisen
3 Monate alt.

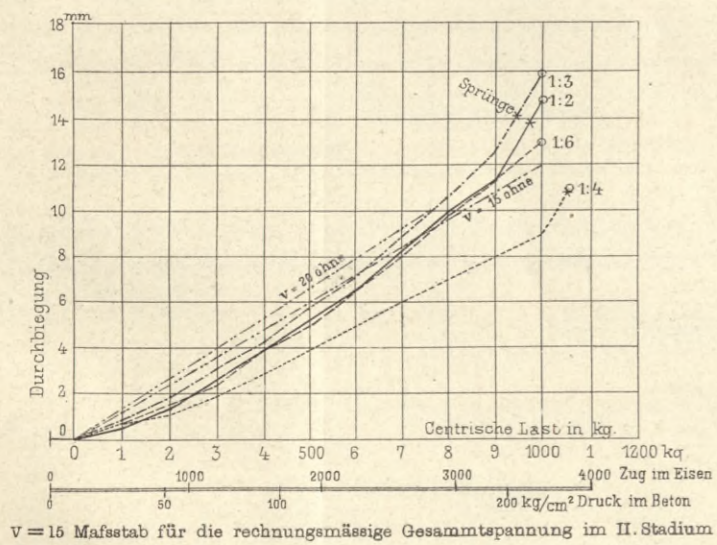
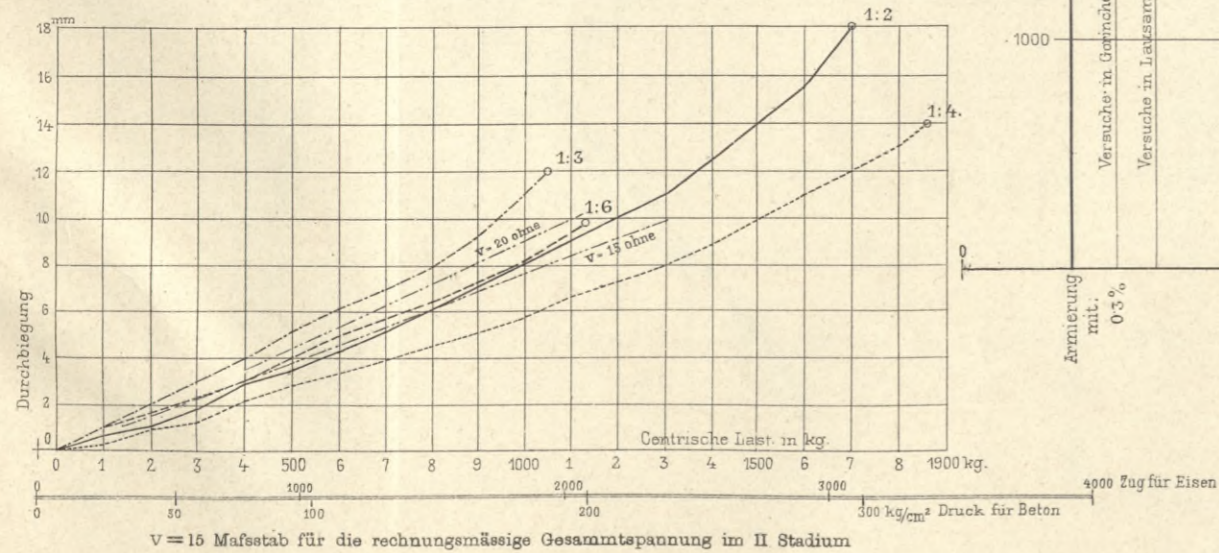


Fig. 7.
Versuche mit 2.78% Eisen
3 Monate alt.



Vergleichs-Tabelle der theoretischen Eisenspannungen beim Bruch mit jenen, die man aus Bruchversuchen direct ermittelt hat.
(Wo nicht besonders angeführt, ist $v = 15$)

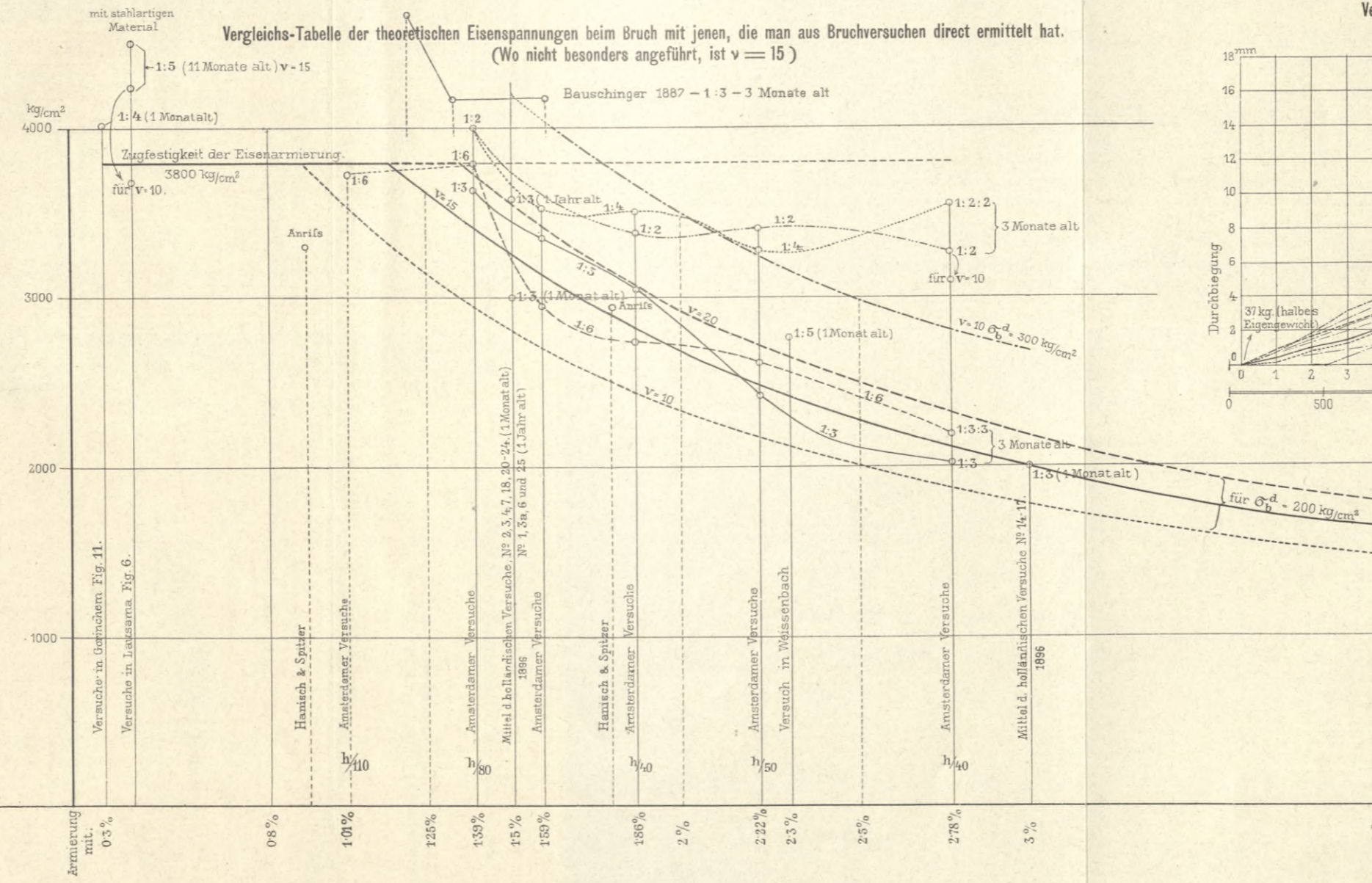


Fig. 1. Platten und Rippenplatten armiert mit 0.3% bis 4% Eisen.

Fig. 8.
Versuche mit Beton von verschiedenem Alter, (Armatur 2.78% $h/40$)

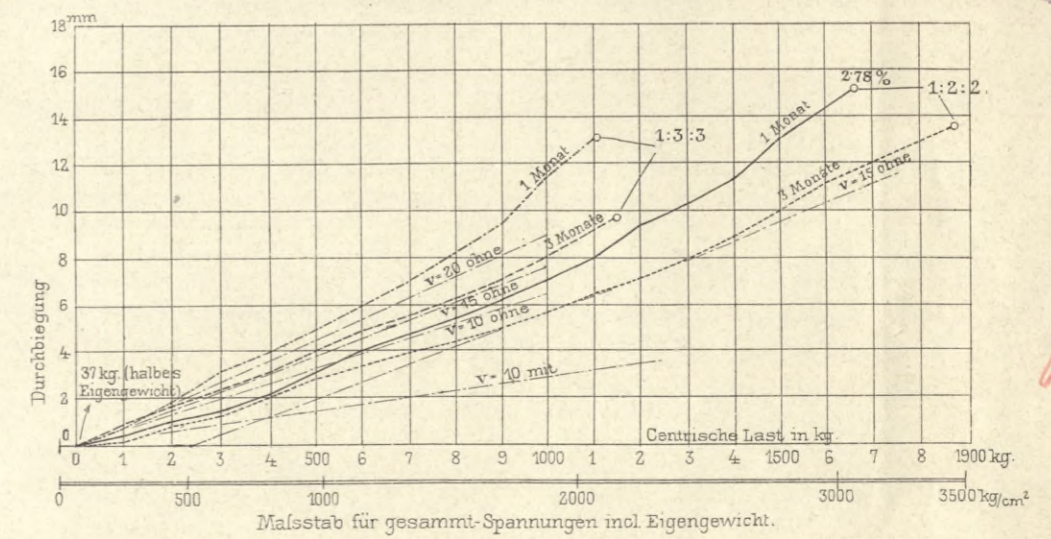
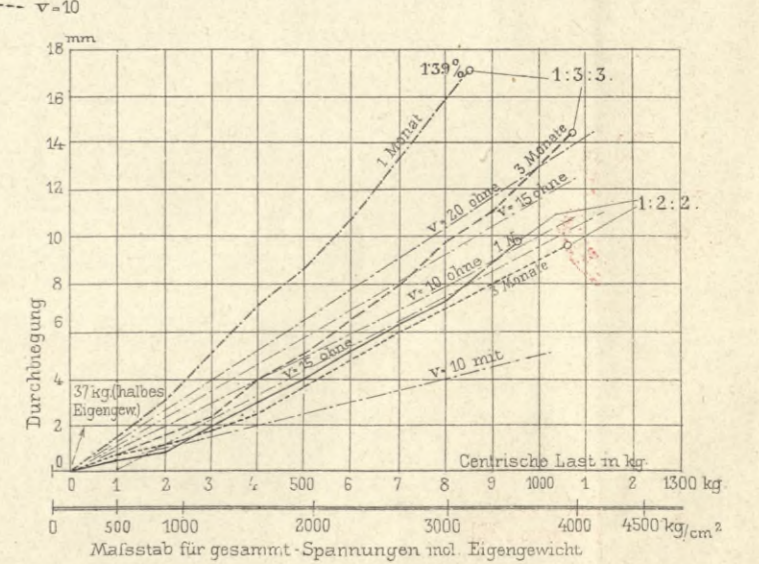


Fig. 9.
Versuche mit Beton von verschiedenem Alter, (Armatur 1.39% $h/80$)



X



Ein Belastungsversuch der Firma Ast & Comp. mit einer Decke System Hennebique.

Fig. 1. Längsschnitt a-b.

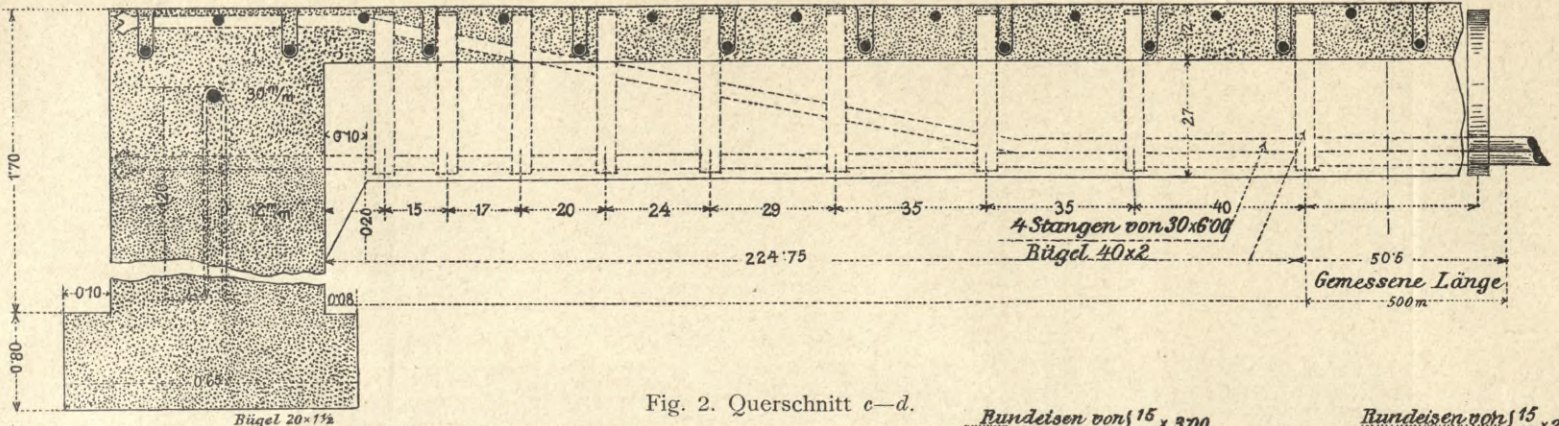


Fig. 2. Querschnitt c-d.

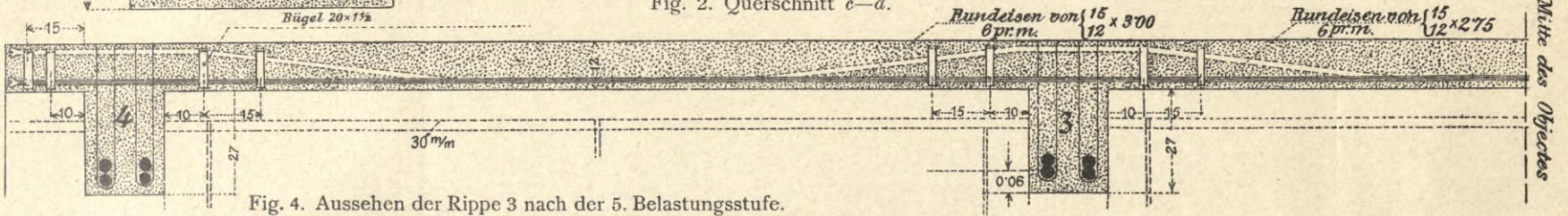


Fig. 4. Aussehen der Rippe 3 nach der 5. Belastungsstufe.

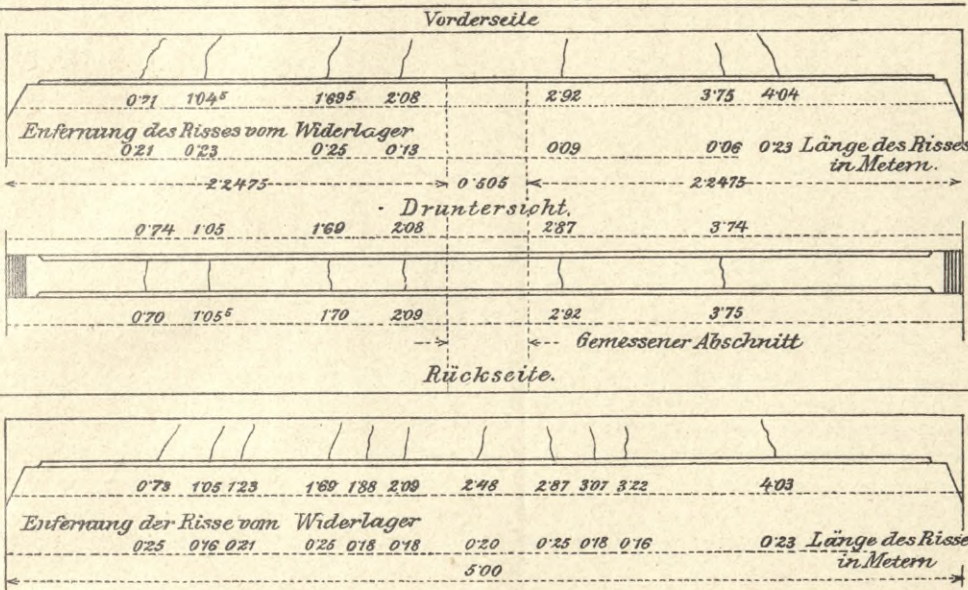


Fig. 3. Draufsicht.

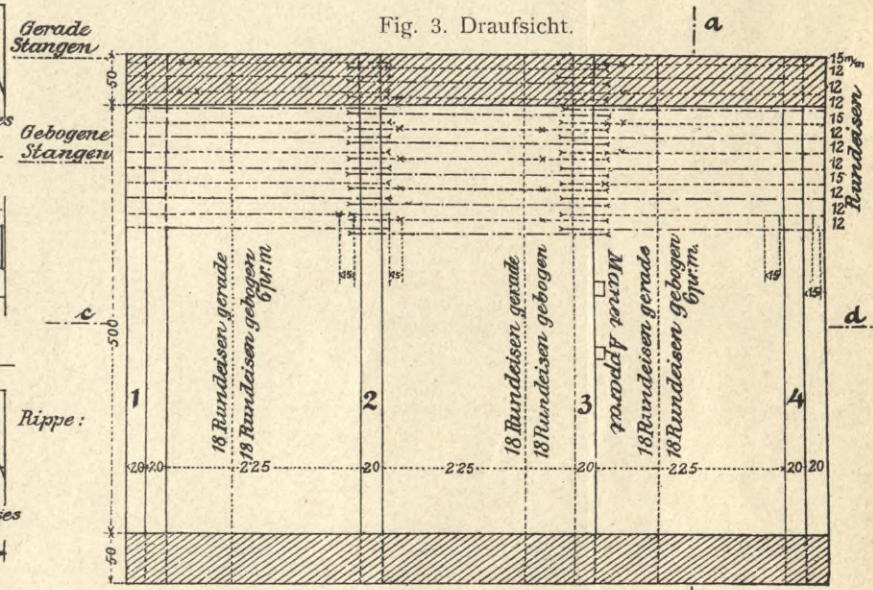


Fig. 5. Diagramme der Durchbiegung, Längenänderung und des Formänderungs-Coefficienten.

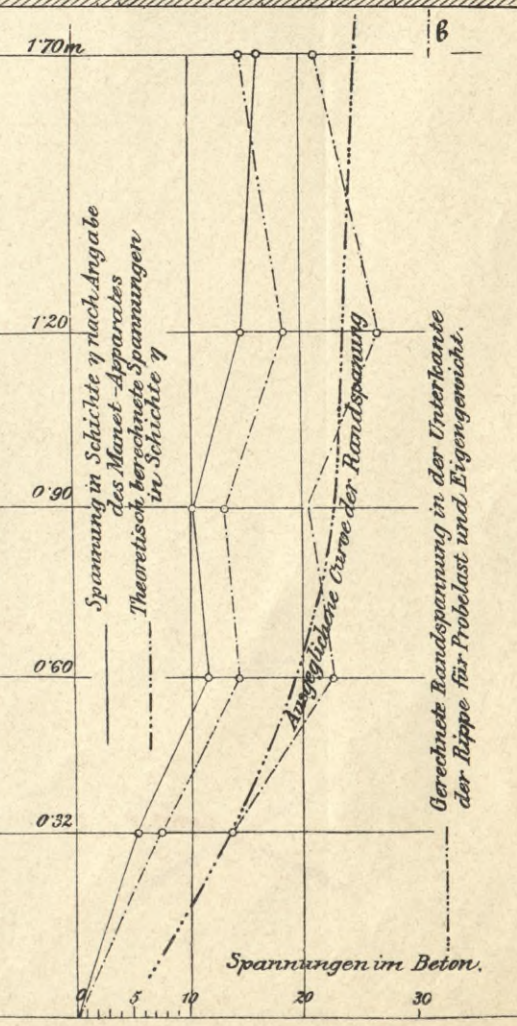
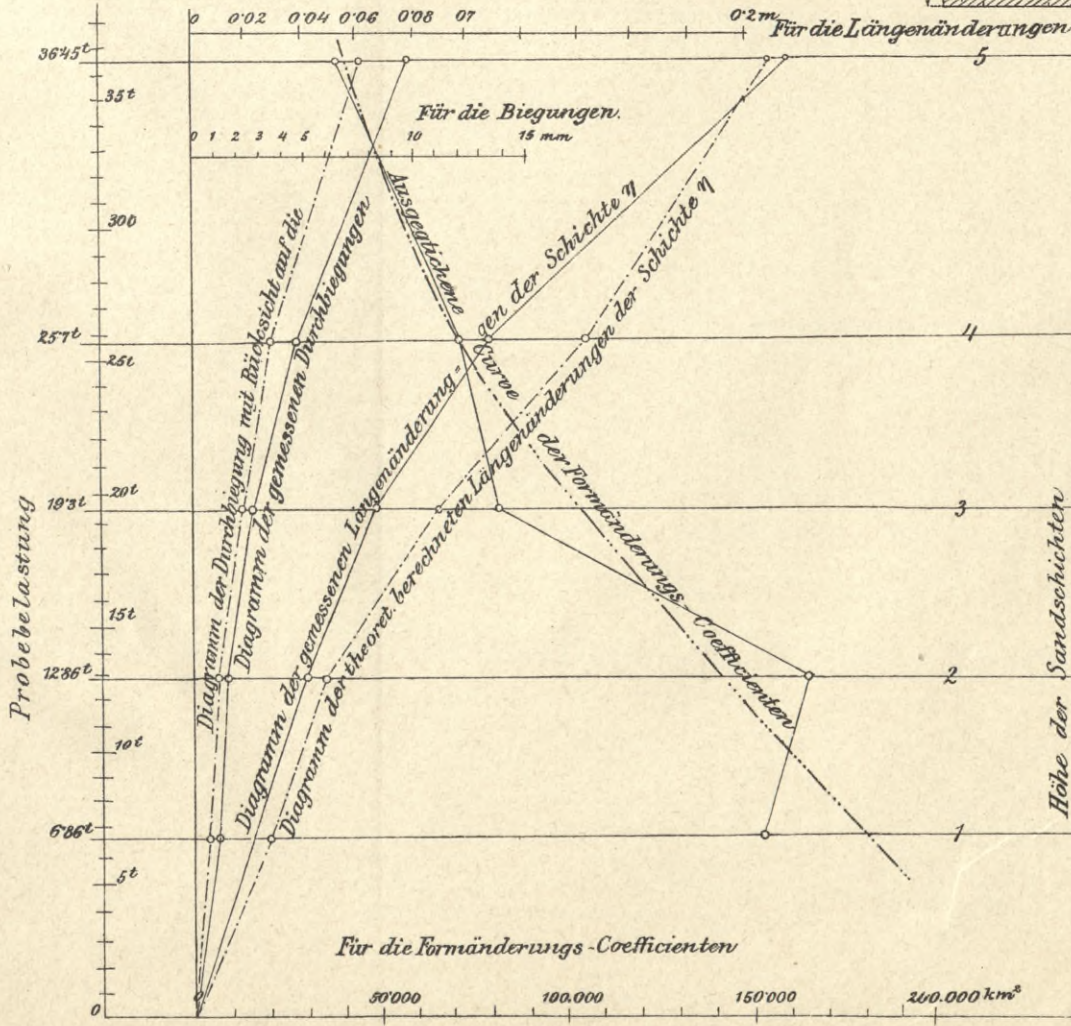


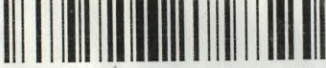
Fig. 6. Diagramme der berechneten und gemessenen Betonspannungen.



2. 1941



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301139

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000318348

Biblioteka Główna PK

IV-300199



Politechnika Krakowska
Biblioteka Główna



100000113529