

Anwendung des hochwertigen Stahles im Eisenbetonbau

Autor(en): **Gehler, W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2686>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

IIC 2

Anwendung des hochwertigen Stahles im Eisenbetonbau.

Application de l'acier à haute résistance dans le béton armé.

Use of High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. W. Gehler,

ord. Professor an der Technischen Hochschule,
Direktor beim Staatl. Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

Während im Stahlbau die Sicherheit von Tragwerken aus *hochwertigem Baustahl* im Vergleich zu *Handelsbaustahl*¹ verhältnismäßig einfach zu beurteilen ist, führt die gleiche Aufgabe im Eisenbetonbau wegen des Verbundes von Beton und Eisen zu einem vielseitigen Problem, das nur durch gründliche Versuche geklärt werden kann. Einen wesentlichen Beitrag hierzu liefern die Versuchsreihen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (insbesondere auch die Dresdener Versuche), über deren Erkenntnisse hier berichtet werden soll.

A. Der hochwertige Baustahl im Stahlbau.

Zur Kennzeichnung des einen maßgebenden Elementes, des Baustahles mit seinen Kennziffern, und zugleich zur Darlegung des Unterschiedes zwischen Stahlbau und Eisenbetonbau empfiehlt es sich, zunächst unsere heutige Auffassung über die Verwendung des hochwertigen Baustahles im Stahl-Hoch- und Brückenbau kurz darzulegen.

1. Der hochwertige Baustahl St. 52 bei ruhender oder vorwiegend ruhender Belastung, also bei stählernen Hochbauten und bei stählernen Straßenbrücken.

Während der Mindestwert der Zugfestigkeit z. B. $\sigma_B = 52 \text{ kg/mm}^2$ oder 37 kg/mm^2 allgemein zur Benennung der Stahlsorte dient (z. B. St. 52 oder St. 37), bildet die Grundlage für die zulässigen Beanspruchungen beider Sorten das Verhältnis der jeweiligen Streckgrenze

$$\sigma_{zul\ 52} : \sigma_{zul\ 37} = \sigma_{s\ 52} : \sigma_{s\ 37} = 36 : 24 = 3 : 2 \quad (1)$$

so daß sich für $\sigma_{zul\ 37} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ entsprechend

$$\sigma_{zul\ 52} = 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

ergibt. Die volle Ausnutzung des Vorteiles der um 50 % höheren zulässigen Spannung bei St. 52 ist aber leider auf zwei Teilgebieten der statischen Unter-

¹ Handelsbaustahl ist ein Flußstahl mit einer Mindest-Zugfestigkeit von 37 kg/mm^2 , einer Höchstzugfestigkeit von 50 kg/mm^2 , einer Mindestbruchdehnung von 18 % am langen Normalstab und muß dem Faltversuch mit einem Dorndurchmesser $D = 2a$, Biegewinkel 180° genügen. (Für Handelsbeton-Rundeisen werden diese Abnahmewerte noch nicht gewährleistet.)

suchung nicht möglich, weil das Elastizitätsmaß $E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$ für alle Baustahlorten praktisch gleich groß ist.

a) Obwohl die Durchbiegung f im allgemeinen durch Vorschriften nicht begrenzt ist, besteht doch der Nachteil, daß sie bei gleichbleibendem Trägerquerschnitt proportional mit der Spannung wächst, weil z. B. beim freigestützten Balken von der Höhe h (mit $M = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{2J}{h}$)

die Durchbiegung

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{Ml^2}{EJ} = \frac{5}{24} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \frac{\sigma}{E} \quad (3)$$

ist, was sich besonders im Hochbau ungünstig auswirkt.

b) Da die Knicklast im Eulerbereich $P_k = \frac{\pi^2 EJ}{s_k^2}$, also bei einer bestimmten Stablänge s_k für alle Stahlorten gleich groß ist, bringt *hochwertiger Baustahl* bei schlanken Druckstäben (mit $s_k : i < 100$) keinen Vorteil.

Die Hauptvorteile des hochwertigen Baustahles bestehen in der Verminderung des Eigengewichtes besonders bei größeren Stützweiten (z. B. um 26 % bei der kleinen Beltbrücke mit $l = 200 \text{ m}$), und damit in der Möglichkeit, z. B. sehr große Kohleförderbrücken auf wenig festem Baugrund überhaupt auszuführen, endlich in der Gewichts- und Zoll-Verminderung bei Ausfuhrwaren.

Als einfache Kennziffer der Baustahlgüte statisch beanspruchter Bauwerke wird die Bruchdehnung δ_B deshalb angenommen, weil sie, ähnlich wie das Verhalten beim Kaltversuch, die *Zähigkeit bei Kaltbearbeitung in der Werkstatt und an der Baustelle* kennzeichnet. Aus den Spannungs-Dehnungs-Linien des Zugversuches der Fig. 1 (s. auch Übersicht I), geht hervor, daß für die üblichen

Übersicht I.

Art des Stahles	Bruch- festigkeit σ_B (kg/mm ²)	Streck- grenze σ_S (kg/mm ²)	Dehnung δ_B %	Ein- schnürung %	Güte- ziffer $\sigma_B \cdot \delta_B$ (kg/cm ²)	Bezogene Formänderungsarbeit		$\frac{A_B}{\sigma_B \cdot \delta_B}$
						Bruch- arbeit A_B (kg cm/cm ²)	Arbeits- vermögen A_{ges} (kg cm/cm ²)	
St. 37 (min)	42,8	31,0	18	59,7	770	490	650	0,637
St. 37 (max)	42,8	31,0	30	59,7	1284	860	1180	1,11
St. 48	56,8	33,9	21	48,7	1193	760	1000	0,637
St. 52	56,0	38,2	26,5	59,5	1484	910	1280	0,614
St. 52	56,4	42,5	27	56,0	1523	940	1290	0,617
								i. M. rd. $\frac{2}{3}$

Baustahlorten die Fläche der bezogenen Formänderungsarbeit (bis zum Punkt B der Zugfestigkeit) im Mittel

$$A_B = \frac{2}{3} \sigma_B \cdot \delta_B \quad (4)$$

ist, und daß daher die Fläche des umschriebenen Rechteckes

$$A = \sigma_B \cdot \delta_B, \quad (5)$$

die sogenannte Brucharbeit, als eine *praktische Güteziffer für die Zähigkeit des Baustahles* gelten kann, die hier nach Übersicht I zwischen 800 und 1500 kg/cm² schwankt.²

II. Der hochwertige Baustahl St. 52 bei häufig wechselnder Belastung genieteter Brücken unter Eisenbahngleisen.

Während der dynamische Einfluß bei Straßenbrücken durch reichliche Annahmen der Verkehrslasten und durch Multiplikation der von ihnen hervorgerufenen Stabkräfte und Momente mit einer Stoßzahl φ in Abhängigkeit von der Stützweite l (wobei $\varphi = 1,4 - 0,0015 l$ ist) hinreichend berücksichtigt,³ die Untersuchung also lediglich für statische Lasten durchgeführt werden kann, ist bei Eisenbahnbrücken die Dauerfestigkeit der genieteten oder geschweißten

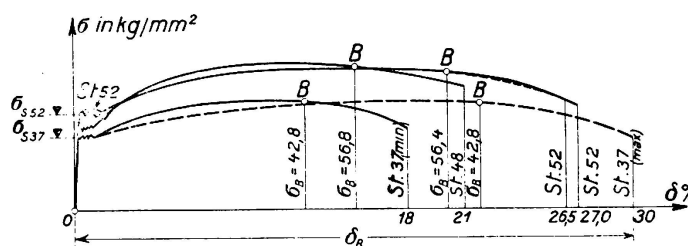


Fig. 1.
Die Spannungs-Dehnungslinie für verschiedene Stahlsorten.

Stabverbindungen maßgebend.⁴ Ihre Sicherheit beruht daher auf der *statistischen* Grundlage, weil die Ermüdung beim Dauerversuch durch die Anzahl n der Lastwechsel und in der Brücke durch die Zahl der Zugüberfahrten gekennzeichnet wird. Die *Dauerfestigkeit* hängt aber sehr stark von der Beanspruchungsart ab, z. B. auf Wechsel-, Ursprungs- oder Schwellfestigkeit, oder auch von dem *Verhältnis der Grenzwerte der Stabkräfte*.

$$\xi = S_{\min} : S_{\max}. \quad (6)$$

Nach den Ergebnissen der Versuche steht die Dauerfestigkeit σ_D der genieteten Stabverbindungen bei St. 52 und St. 37 nicht mehr im Verhältnis der Streckgrenzen (s. Gl. 1) und damit auch nicht der jeweils zulässige Wert $\sigma_{D \text{ zul}}$, der bei St. 52 nur zu 1800 kg/cm², dagegen bei St. 37 wiederum zu 1400 kg/cm² anzunehmen ist. Wesentlich ist die Erkenntnis, daß hier für die Beurteilung der Sicherheit die Streckgrenze ausscheidet, an deren Stelle die sogen. *Kohäsions- oder Trennfestigkeit* tritt, und daß die Sicherheit nur auf Grund von Dauerversuchen festgestellt werden kann.

III. Bei geschweißten Stabverbindungen sowohl bei Hochbauten, als auch bei Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Baustahl müssen auf Grund der Versuche die zulässigen Beanspruchungen mit Rücksicht auf die verschiedenen Formen der Schweißnähte noch verschieden stark durch eine *Formziffer* α abge-

² S. W. Gehler: Die Entwicklung und Bedeutung der hochwertigen Baustähle im Eisenbau und Eisenbetonbau. Weltingenieur-Kongreß Tokio 1929, Paper Nr. 218.

³ S. W. Gehler: Taschenbuch für Bauingenieure, V. Aufl., II. Bd., S. 375 (Berlin 1928, Julius Springer).

⁴ S. W. Gehler: Diskussions-Beitrag zu IIIb.

mindert werden, je nachdem es sich um Stumpf- oder Kehlnähte (Stirn- oder Flankennähte) und um eine landläufige oder eine besonders sorgfältige Ausführungsweise handelt.

IV. Durch die beiden bedeutsamen Fortschritte des vergangenen Jahrzehntes, die Einführung des hochwertigen Baustahles und der elektrischen Schweißung im Stahlbau, deren jede eine Preisverminderung von etwa 15 % (und noch mehr bei großen Stützweiten) herbeiführen kann, wurden hinsichtlich der Sicherheit unserer Stahlbauwerke die unter I. bis III. angedeuteten Fragen aufgerollt. Grundsätzlich die gleichen Fragen, nur wegen des Verbundes in veränderter Form, treten auch im Eisenbetonbau bei der Anwendung des hochwertigen Baustahles auf.

B. Der Maßstab für die Bruch- und Rißsicherheit bei Eisenbeton-Tragteilen.

1. Die Bruchsicherheit auf Grund der gemessenen Last-Eisendehnungs-Linien ($q - \epsilon_e$ -Linien).

In Fig. 2a—c sind für einen Plattenbalken, einen Plattenstreifen mit Rechteck-Querschnitt und einer allseitig aufliegenden Platte die gemessenen Last-

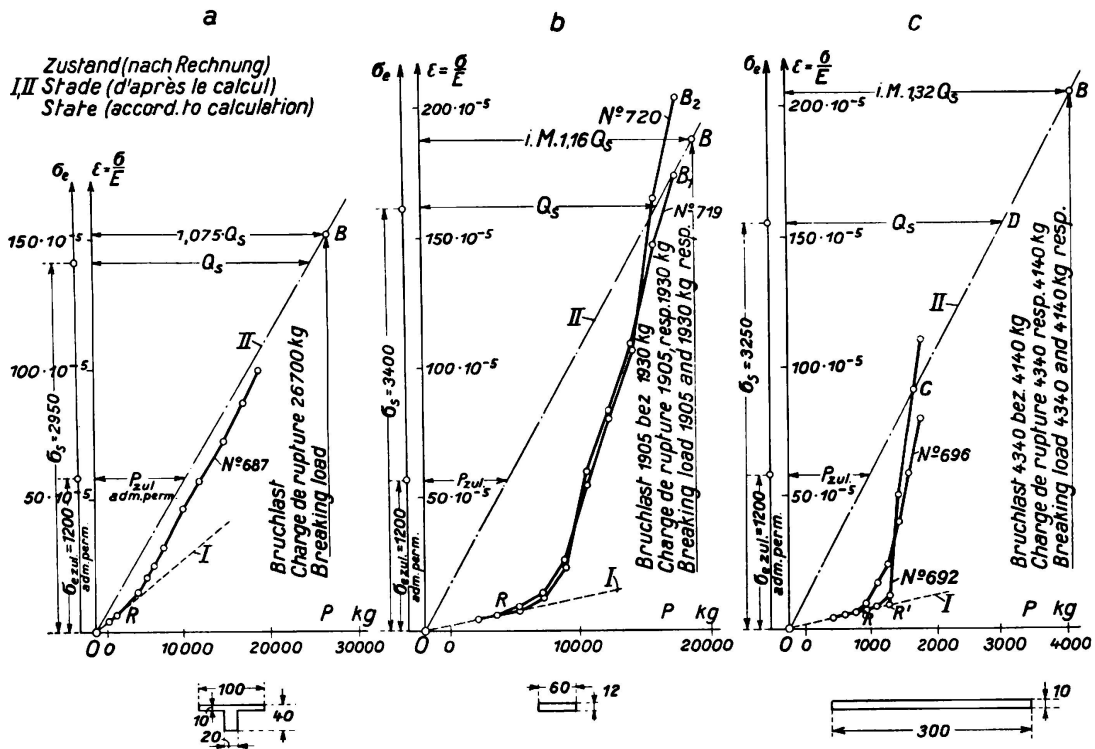


Fig. 2 a—c.

Belastungs-Eisendehnungslinien für:

- a Plattenbalken
- b Plattenstreifen
- c allseitig aufliegende, kreuzweise bewehrte Platten.

Eisendehnungslinien (ausgezogene Linien) den (strichpunktieren) Linien der üblichen Rechnung gegenübergestellt.⁵ (Der Ableitung der Spannungen aus den gemessenen Dehnungen sind dabei die gesamten Dehnungen zu Grunde gelegt.)

a) *Plattenbalken* Fig. 2a (Dresdner Versuche⁵ 1928, Heft 66, S. 65, Nr. 687, bewehrt mit St. 37 berechnet für $M = \frac{1}{8} ql^2$). Im Stadium I stimmen Versuche und Rechnung überein. Da die Betonzugzone klein ist, übt sie auf das Ansteigen der Linie keinen großen Einfluß aus. Die Werte nach der üblichen Rechnung im Stadium II fallen daher mit den gemessenen Werten schon für niedere Laststufen nahezu zusammen. Die aus der Bruchlast berechnete Eisen-*spannung* $\max \sigma_e$ liegt nur 7,5 % über der Streckgrenze $\sigma_s = 2950 \text{ kg/cm}^2$ (vgl. unter D, III)

$$\max \sigma_e = 3170 = 1,075 \sigma_s \quad \text{oder} \quad \beta = \frac{\max \sigma_e - \sigma_s}{\sigma_s} = 7,5$$

Die *Bruchsicherheit* ist nun:

$$v_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}} = \frac{2950}{1200} = 2,5$$

Bei der Angabe der Bruchsicherheit wird zweckmäßig $v_B = \sigma_s : \sigma_{zul}$, also die Streckgrenze zu Grunde gelegt und nicht etwa

$$v'_B = \frac{\max \sigma_e}{\sigma_{e \text{ zul}}} = \frac{3170}{1200} = 2,63$$

(wie auch aus den Erörterungen im Abschnitt D III hervorgeht).

b) *Plattenstreifen* (mit rechteckigem Querschnitt) (Dresdner Plattenversuche 1932, Heft 70, S. 179 und 180, Nr. 719 und 720, Stützweite 3,0 m, bewehrt mit St. 37, berechnet für $M = \frac{1}{8} ql^2$, Fig. 2b). Im Stadium I besteht gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Die Linie OR steigt stark an, weil die Betonzugzone hier groß ist und daher das Eisen beträchtlich entlastet. Bis zum Auftreten der ersten Risse (s. Punkt R) ist deshalb die gemessene Eisendehnung noch sehr klein.

Im Punkte R weichen die beiden Linien OR der gemessenen und OB der berechneten Eisendehnungen stark voneinander ab. Von nun ab übernimmt das Eisen allein die Zugarbeit und die Eisendehnungen wachsen mit fortschreitender Belastung wesentlich stärker. Am Ende des Versuches (bei Erreichung der Streckgrenze $\sigma_s = 3400 \text{ kg/cm}^2$) treffen sich beide Linien OB und OB_1 (oder OB_2) nahezu in einem Punkte, so daß für die Bruchsicherheit wiederum mit voller Berechtigung die Streckgrenze des Stahles zu Grunde gelegt wird und zwar

$$v_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}} = \frac{3400}{1200} = 2,8$$

c) *Allseitig gelagerte, kreuzweise bewehrte Platte* (Dresdner Plattenversuche 1932,⁶ Heft 70, S. 52 und 100, Nr. 692 und 696, $l_x = l_y = 3,0 \text{ m}$, bewehrt mit St. 37, berechnet für $M = \frac{1}{27,4} ql^2$, Fig. 2c). Die berechneten und gemessenen Werte stimmen im Stadium I sehr gut überein. Grundsätzlich gilt

⁵ S. auch Dissertation *Walter Heide*: „Die Dresdner Versuche mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten im Vergleich mit der üblichen Berechnung“. Lehrstuhl Prof. *Gehler*, T. H.

⁶ Siehe Vorbericht des I. Kongresses der I.V.B.H. Paris 1932, S. 205 bzw. 237.

das Gleiche wie für den Plattenstreifen (s. oben unter b). Nachdem die Risse (s. Punkt R) aber aufgetreten sind, wächst die Eisendehnung verhältnismäßig stark. Die Linien der berechneten und gemessenen Werte schneiden sich im Punkte C. Für den Bruch (im Punkte B) erhält man:

$$v_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{4200}{990} = 4,2$$

Da sich beide Linien im Punkte D der Streckgrenze nicht treffen, kann hier der Wert der Streckgrenze, also

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}} = \frac{3250}{1200} = 2,7$$

für die Sicherheit nicht maßgebend sein.

Ergebnis: Bei Platten (mit rechteckigem Querschnitt) und bei Plattenbalken ist die Bruchsicherheit zu

$$v_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}} \quad (7)$$

anzunehmen. Dagegen ist diese Beziehung bei allseitig aufliegenden, kreuzweise bewehrten Platten nicht zutreffend, sondern nur das Verhältnis der Bruchlast zur Gebrauchslast.

$$v_B = \frac{q_B}{q_{zul}} \quad (8)$$

2. Die Rißsicherheit.

Bezeichnet q_R bei gleichmäßig verteilter Belastung die Laststufe, bei der der erste sichtbare Riß auftritt, und q_{zul} die Gebrauchslast (oder zulässige Last), so ist die Rißsicherheit

$$v_R = \frac{q_R}{q_{zul}} \quad (9a)$$

(Belastungs-Maßstab). Bei Einzellasten treten an Stelle von q_R und q_{zul} die Biegemomente M_R und M_{zul} oder auch die aus ihnen (mit $n = 15$, Stadium II) berechneten Eisenspannungen $\overline{\sigma_{eR}}$ und $\overline{\sigma_{e,zul}}$, die ihnen proportional sind, so daß allgemein gilt

$$v_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = \frac{M_R}{M_{zul}} = \frac{\overline{\sigma_{eR}}}{\overline{\sigma_{e,zul}}} \quad (9b)$$

Wird jedoch die Eisendehnung ε_R gemessen, also die Rißspannung $\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_R$ versuchsmäßig gefunden und sodann (nach dem Spannungs-Maßstab)

$$v'_R = \frac{\overline{\sigma_{eR}}}{\overline{\sigma_{e,zul}}} \quad (10)$$

gebildet, so entsteht die Frage, ob dieser Wert v'_R ebenso groß ist, wie die Rißsicherheit v_R (nach Gl. 9b). Dies ist offenbar nur dann der Fall, wenn die Last-Eisendehnungslinie oder die Last-Eisenspannungslinie OA der Fig. 3 bis zur Stufe der Gebrauchslast geradlinig ist. Dann fällt der Rißpunkt R nach R', also auf die Gerade OA und mit $\sigma_{eR} = \overline{\sigma_{eR}}$ geht Gl. 10 in Gl. 9b über. Dies ist für Plattenbalken gemäß Fig. 2a praktisch hinreichend genau zu erwarten, was durch Fig. 4 nachgewiesen wurde. In Fig. 4 wurden v_R und v'_R (nach

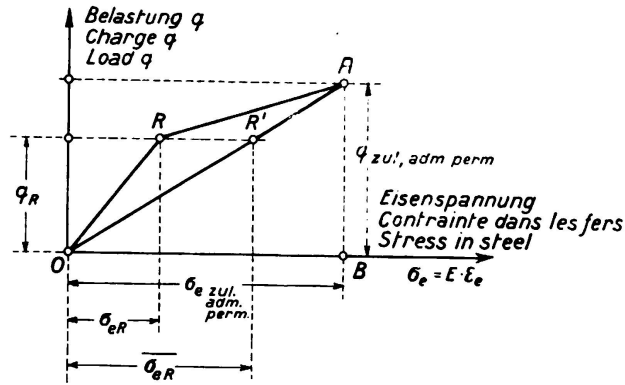


Fig. 3.
Der Verlauf der Belastungs-Eisenspannungslinie

Gl. 9 und 10) in Abhängigkeit von der Rißspannung σ_{eR} aufgetragen, wobei σ_{eR} jeweils mit Hilfe der Eisendehnungen gemessen wurde. Bei den Plattenbalken der neueren Dresdner Versuche (1935) fallen, wie die Linien CD und EF zeigen,

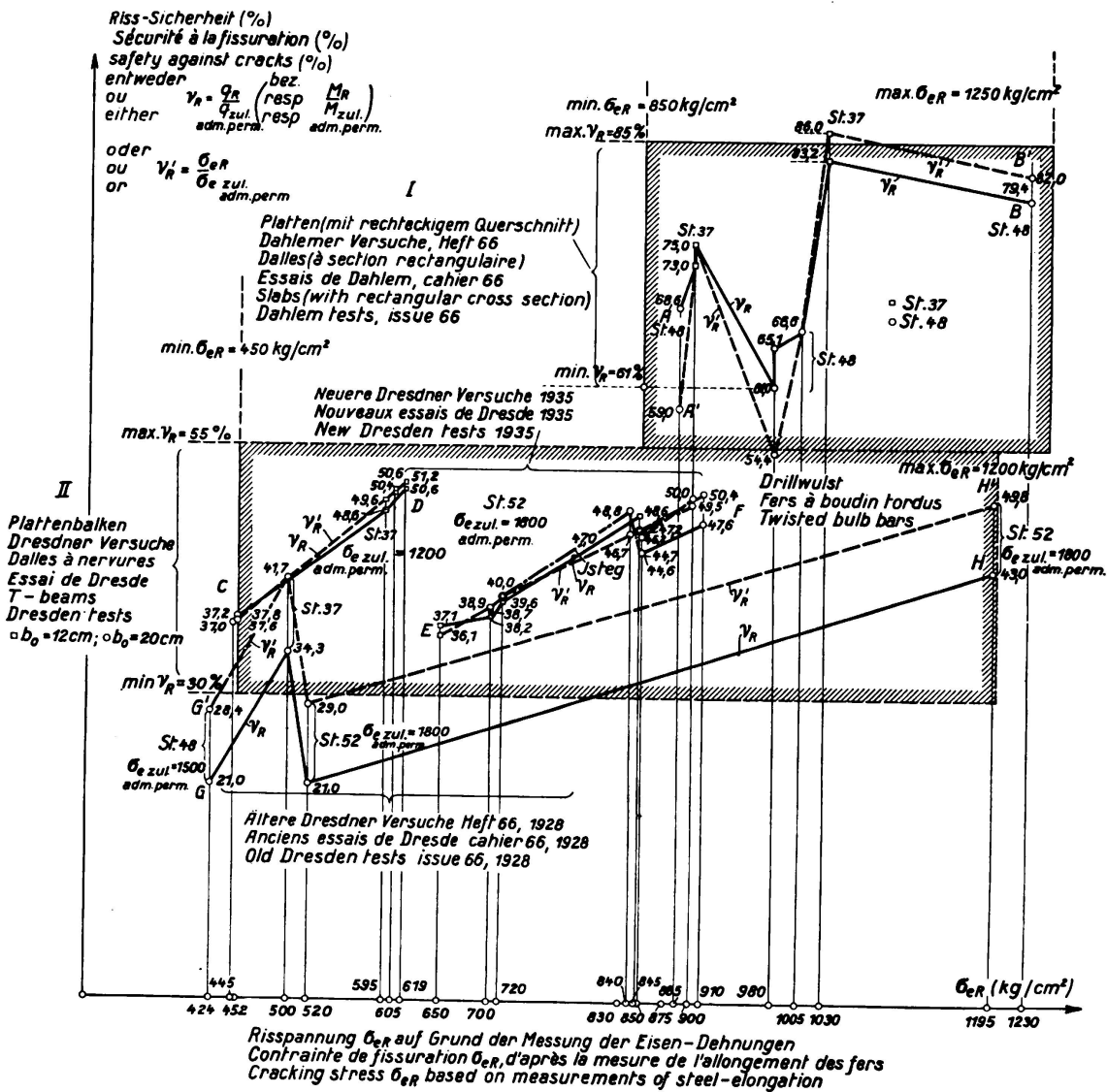


Fig. 4.

Abhängigkeit der RiBssicherheit γ_R (Belastungs-Maßstab) oder γ'_R (Dehnungs-Maßstab) von der RiBspannung σ_{eR} für Platten und Plattenbalken.

diese Werte v_R und v'_R befriedigend zusammen, was bei den früheren Versuchen, 1928, Heft 66 noch nicht der Fall war (ein Zeichen dafür, daß für diese genaueren Untersuchungen der Rißsicherheit eine besonders entwickelte Versuchstechnik erforderlich ist). Für die Platten mit Rechteckquerschnitt (s. die Linienzüge AB und A'B') für die derartig neuere Versuche fehlen, bleibt diese Frage bis zum Abschluß der laufenden Dresdner Versuche zunächst offen. Für diese Platten empfiehlt es sich daher nur den Belastungs-Maßstab also $v_R = q_R : q_{zul}$ (Gl. 9) zu Grunde zu legen. Dagegen ist der Spannungsmaßstab, also $v'_R = \sigma_{eR} : \sigma_{e zul}$ (Gl. 10) für Plattenbalken neben Gl. 9 ebenfalls gültig.

C. Die Rißsicherheit von Platten und Plattenbalken aus Eisenbeton bei Verwendung von hochwertigem Stahl.

I. Die beim Versuch zu messenden Größen sind:

1. die Eisendehnung ε_{eR} beim Auftreten des ersten Risses und die daraus sich ergebende Rißspannung

$$\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_{eR},$$

2. die Rißtiefe

t_1 bei $\sigma_{e zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ für St. 37

t_1 bei $\sigma_{e zul} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ für St. 52 und Sonderstähle,

3. die Rißbreite bei verschiedenen Laststufen, insbesondere:

b_R bei $\sigma_{e zul}$,

b'_R bei der Streckgrenze σ_s .

Bei den neueren Versuchen 1935 wurde hierbei wie folgt verfahren:

a) In der Schwerpunktlage der Eiseneinlagen wurde für jeden Balken an den drei zuerst aufgetretenen Rissen die Rißbreite gemessen und zwar mittels eines Mikroskopes mit aufgesetztem Okularmikrometer. Zwei Risse wurden an jedem Balken in 23facher Vergrößerung photographisch aufgenommen (s. Fig. 5).

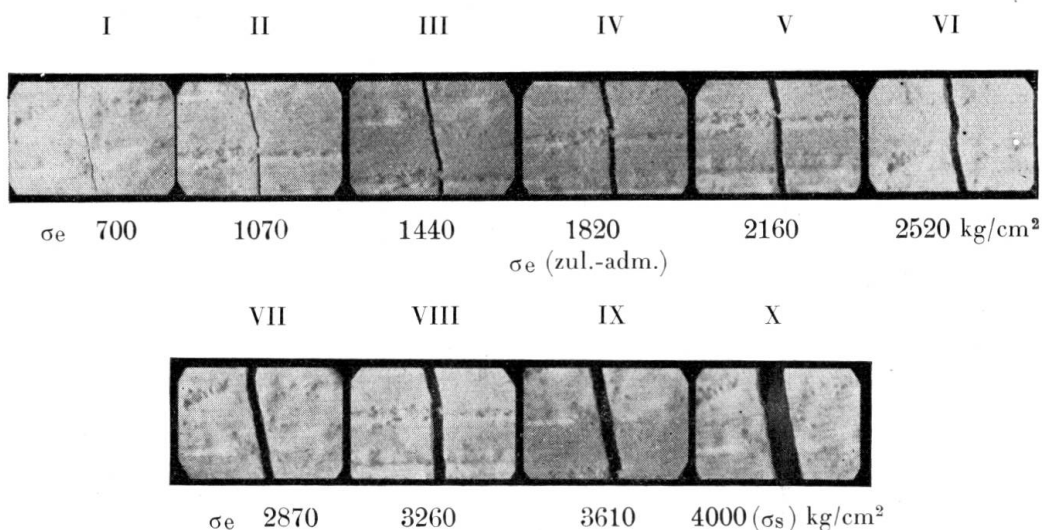


Fig. 5. Messung der Rißbreiten bei den Dresdner Versuchen 1935/36 mittels Mikroskop in 11,5 facher Vergrößerung.

b) Sobald die rechnermäßige zulässige Spannung erreicht war, wurde in die Risse zunächst Alkohol eingespritzt, um die Rißflächen anzunetzen. Hierauf wurde eine farbige Flüssigkeit eingespritzt. Nach Beendigung des Versuches wurde der Riß bloßgelegt und gesehen, wie weit die Flüssigkeit eingedrungen war. Diese Tiefe wird als Rißtiefe t bezeichnet.

II. Die Abhängigkeit der Rißspannung σ_{eR} von der Querschnittsform, der Stützungsart, der Betongüte und dem Bewehrungsverhältnis.

1. Die Größen, von denen die Rißsicherheit abhängt.

a) Hinsichtlich der Querschnittsform sind bei einachsigen Spannungszuständen (z. B. bei Balken auf zwei und mehreren Stützen) zu unterscheiden:

α) Platten mit rechteckigem Querschnitt (Heft 66),⁷

β) Plattenbalken mit breitem Steg und desgleichen mit schmalen Stegen (Dresdner Versuche 1935),

γ) verschiedene Querschnittsformen (z. B. bei fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen (Heft 75)).⁸

b) Die allseitige Stützung kreuzweise bewehrter Platten führt zu einem zweiachsigen Spannungszustand, der sich hinsichtlich der Rißsicherheit sehr günstig auswirkt (Dresdner Plattenversuche, Heft 70).⁹

c) Die Betongüte wird am zuverlässigsten durch die Würfelfestigkeit nach 90 Tagen:⁹

$$W_{b90} = 1,15 W_{b28} \quad (11)$$

gekennzeichnet und die zugehörige Betonzugfestigkeit⁹ durch

$$K_z = 0,09 W_b. \quad (12)$$

d) Als Bewehrungsverhältnis wird, wie üblich¹⁰

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} \quad (13)$$

bezeichnet (F_e = Eisenquerschnitt, b = Druckgurtbreite und h = Nutzhöhe eines Rechteckquerschnittes oder Plattenbalkens).

2. Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 48 bei Platten (mit Rechteckquerschnitt) in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit W_{b90} und dem Bewehrungsverhältnis μ ist auf Grund der Dahlemer Versuche 1928 in Fig. 6 dargestellt und die Rißsicherheit aus Fig. 4 zu entnehmen. Trotz der Streuungen, die wegen der Schwierigkeiten der rechtzeitigen Rißerkennung auftreten und die erst im Laufe der Zeit durch verfeinerte Meßverfahren verringert werden konnten, lassen sich folgende Ergebnisse feststellen:

⁷ Vgl. Heft 66, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton (D.A.f.E.B.), H. Burchartz und L. Krüger: Dahlemer Versuche mit stahlbewehrten Balken, I. Teil, S. 31 (Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.)

⁸ Vgl. Heft 75, D.A.f.E.B., W. Gehler und H. Amos, Versuche mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen, S. 42 (Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.)

⁹ Vgl. Heft 70, D.A.f.E.B., W. Gehler, H. Amos und M. Bergsträßer: Versuche mit kreuzweise bewehrten Platten, S. 119 (Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.)

¹⁰ Vgl. W. Gehler: Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932, V. Aufl., S. 33, 300 und 302 (Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn.)

a) Die Rißsicherheit (Fig. 4) und auch die Risspannung σ_{eR} (Fig. 5) liegt bei dem Rechteckquerschnitt dieser in einer Richtung bewehrten Platten ($h = 16$ bis 18 cm, $d = 18$ bis 20 cm, $b = 30$ cm) höher als bei Plattenbalken (vgl. Fig. 6), und zwar ist nach den Linien ABC und DEF (Mittelwerte) für diese Platten:

$$\begin{aligned} \text{bei St. 37 } \sigma_{eR} &= 875 \text{ bis } 1000 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{bei St. 48 } \sigma_{eR} &= 930 \text{ bis } 1175 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned} \quad (14)$$

wobei die Streckgrenzen $\sigma_{s37} = 3000$ und $\sigma_{s48} = 3900$ kg/cm² und die Bruchdehnungen 34 0/0 bzw. 28 0/0 betragen. Als Rißsicherheit erhält man nach Fig. 4:

$$\begin{aligned} \text{bei St. 37 } v_R &= \frac{Q_R}{Q_{zul}} = 0,73 \text{ bis } 0,83, \text{ also i. M. } 0,78 \\ \text{bei St. 48 } v_R &= \frac{Q_R}{Q_{zul}} = 0,61 \text{ bis } 0,79, \text{ also i. M. } 0,70 \end{aligned} \quad (15)$$

Hiernach darf die Rißsicherheit der Platten i. M. zu

$$v_R = \frac{Q_R}{Q_{zul}} = \frac{3}{4} \quad (16)$$

angenommen werden.

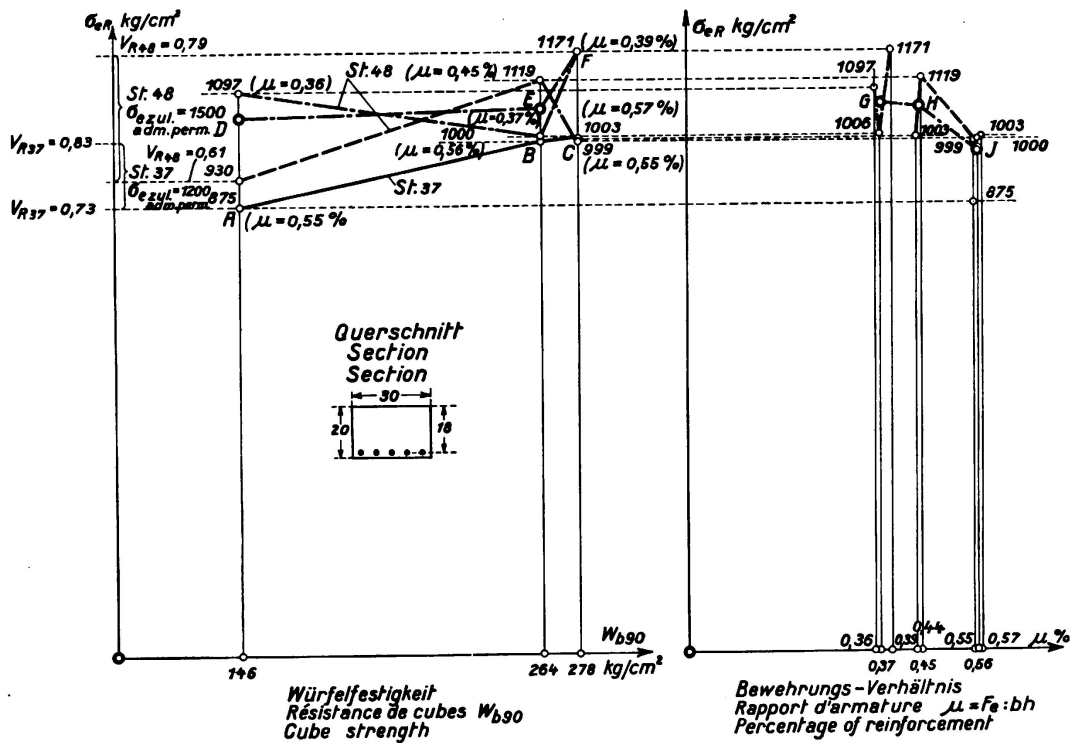


Fig. 6.

Die Risspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 48 bei Platten in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit W_{b90} und dem Bewehrungsverhältnis μ .

b) Mit wachsender Würfelfestigkeit wächst auch die Risspannung σ_{eR} (siehe die Linien ABC und DEF)

c) und nimmt mit wachsendem Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} ab$ (siehe Linie GHJ).

d) Bei der gewählten zulässigen Spannung $\sigma_{e,zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2$ für St. 48 ist die Rißsicherheit nahezu die gleiche (siehe Gl. 15), wie bei St. 37 mit $\sigma_{e,zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

3. Die Rißsicherheit v_R bei kreuzweise bewehrten, allseitig aufliegenden Rechteck-Platten wurde auf Grund der Dresdner Plattenversuche 1932 eingehend erörtert.¹¹ Die überraschend großen Werte v_R waren bei allseitiger Auflagerung und quadratischem Grundriß:

$$v_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = 1,36 \text{ bis } 2,05 \text{ und i. M. } 1,8, \quad (17)$$

also für St. 37 bei $\sigma_{e,zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ die zugehörigen Eisenspannungen:

$$\sigma_{e,R} = 1630 \text{ bis } 2460 \text{ und i. M. } 2160 \text{ kg/cm}^2. \quad (18)$$

In der Belastungs-Durchbiegungs-Linie der Fig. 2c wird das Auftreten der ersten Risse durch den Knick R gekennzeichnet, der jeweils in der Höhe der zulässigen Belastung q_{zul} liegt. Für die statische Wirkung der Platten ist als Rißpunkt R' maßgebend, der Schnittpunkt der beiden Geraden $\overline{OR'}$ und $\overline{CR'}$, der sich vor allem in den Belastungs-Durchbiegungs-Linien scharf kennzeichnet und dieselbe Bedeutung hat wie die Proportionalitätsgrenze der Spannungs-Dehnungs-Linie des Baustahles (Fig. 1). Diese Feststellung war deshalb von grundsätzlicher Bedeutung, weil hiernach diese Eisenbetonplatten bis zu dieser Laststufe $q_R = q_{zul}$ als isotrope Platten berechnet werden dürfen. Daher ist es hier auch statthaft, Gl. 10 neben Gl. 9 für die Rißsicherheit zugrunde zu legen.

Bei den auf den vier Eckpunkten gelagerten Platten (Vorversuche für Pilzdecken) ergab sich bei quadratischem und rechteckigem Grundriß ($l_x : l_y = 2 : 1$)

$$v_R = 1,38 \text{ bis } 1,40, \quad (19)$$

also für $\sigma_{e,zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ (St. 37)

$$\sigma_{e,R} = 1650 \text{ bis } 1680 \text{ kg/cm}^2. \quad (20)$$

4. Die Rißspannung von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit W_{b90} . (Dresdner Versuche 1928, Heft 66 und 1935/36),¹² s. Fig. 7 und 4.)

a) Für St. 37 bei Beton mit geringer Güte ($W_{b28} = 104 \text{ kg/cm}^2$ und 115 kg/cm^2) bei $\mu = 0,34 \%$ wurde

$$\sigma_{e,R} = 590 \text{ bis } 615, \text{ i. M. } 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \mu_R = 0,4 \text{ bis } 0,5 \quad (21)$$

(s. Linie CD in Fig. 4) gefunden, und zwar sowohl für die Rippenbreite $b_o = 20 \text{ cm}$, als auch $b_o = 12 \text{ cm}$, womit die bekannten Zahlenwerte der Versuchsreihen des D. A. f. E. B. mit Plattenbalken von neuem bestätigt sind (siehe AB in Fig. 7). Bei früheren Versuchen 1928 (Heft 66) hatten sich für St. 37 und St. 48 noch erheblich kleinere Werte $\sigma_{e,R} = 424 \text{ bis } 520, \text{ i. M. rd. } 500 \text{ kg/cm}^2$ ergeben (s. die Punkte K bis M in Fig. 7 und GH in Fig. 4).

¹¹ S. Fußnote 9.

¹² Vgl. Heft 66, D. A. f. E. B. *W. Gehler* u. *H. Amos*. II. Teil. (Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.)

b) Die entsprechenden Versuche mit St. 52 (bei $\sigma_s = 4310 \text{ kg/cm}^2$) bei mittlerer und hoher Betongüte und der Rippenbreite $b_o = 20 \text{ cm}$ führten (nach der Linie CDE in Fig. 7 und EF in Fig. 4) zu:

$$\sigma_{eR} = 830 \text{ bis } 910, \text{ i. M. } 870 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\nu_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{zul}} = \frac{870}{1800} = \text{rd. } \frac{1}{2}, \tag{22}$$

dagegen bei $b_o = 12 \text{ cm}$ (s. die Linie FGH in Fig. 7 oder die steigende Linie JH, wobei J Schwerpunkt von FG ist) zu:

$$\sigma_{eR} = 650 \text{ bis } 845 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{also } \nu_R = 0,36 \text{ bis } 0,47. \tag{23}$$

Hieraus folgt die Erkenntnis: Bei Rippenbalken mit St. 52 ist nicht nur die Betongüte, sondern auch die Rippenbreite b_o von Einfluß auf die Rißsicherheit. Bei ausreichender Rippenbreite (hier $b_o = 20 \text{ cm}$) und $W_{b28} \geq 200 \text{ kg/cm}^2$ ist die Rißsicherheit $\nu_R = 1/2$ gewährleistet, dagegen bei kleinerer Rippenbreite (hier $b_o = 12 \text{ cm}$) nur dann, wenn $W_{b28} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ ist.

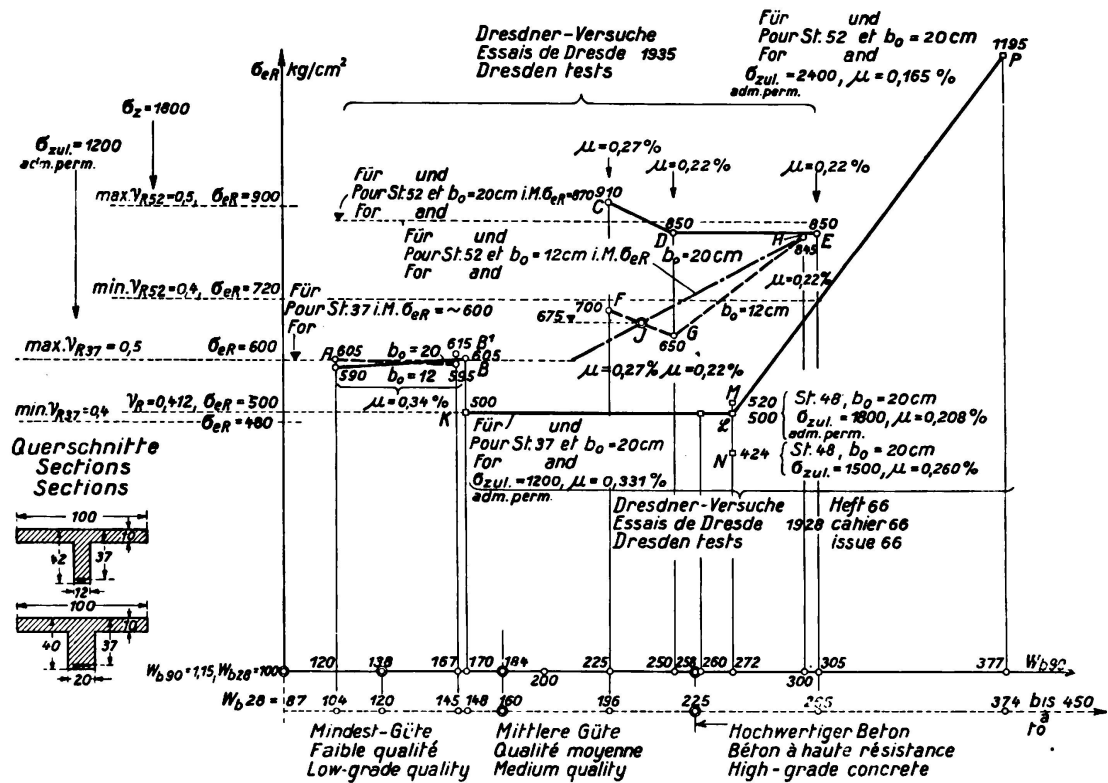


Fig. 7.

Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken mit $b_o = 20$ und 12 cm Rippenbreite in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit.

c) Bei den Dresdner Versuchen 1927 (Heft 66) wurde für Plattenbalken mit St. 52 und $b_o = 20 \text{ cm}$ Rippenbreite auch noch ein Sonderzement mit $W_{b28} = 374 \text{ kg/cm}^2$ verwendet, wobei aber die Eiseneinlagen für $\sigma_{eul} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

bemessen wurden, so daß sich $\mu = 0,165 \%$ ergibt. Die Rißspannung betrug dann:

$$\sigma_{eR} = 1195 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \nu_R = \frac{1195}{2400} = \text{rd. } \frac{1}{2} \quad (24)$$

(s. Punkt P der Fig. 7 und H der Fig. 4). Je größer W_{b28} und je kleiner μ ist, umso größer ist somit die Rißspannung σ_{eR} .

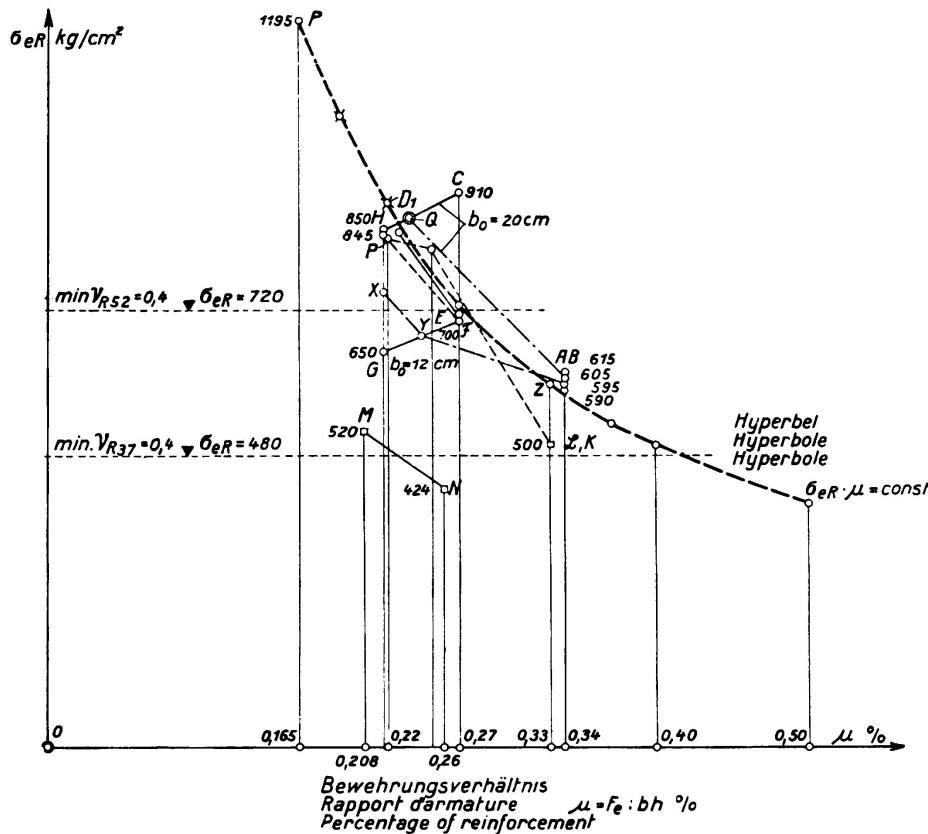


Fig. 8.

Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37, St. 52 und Sonderstählen bei Plattenbalken mit $b_0 = 20$ und 12 cm Rippenbreite in Abhängigkeit von dem Bewehrungsverhältnis μ .

5. Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken in Abhängigkeit von dem Bewehrungsverhältnis μ (s. Fig. 8).

Trägt man für die Punkte A bis P der Fig. 7 als Abscissen die μ -Werte und als Ordinaten wiederum σ_{eR} auf, so ergeben sich trotz der Streuungen im einzelnen deutlich nach rechts fallende Linien, wie z. B. PLK und MN. Bildet man weiter die Schwerpunkte X, Y und Z, so erkennt man auch, daß diese fallenden Linien voraussichtlich keinen geradlinigen Verlauf haben. Hieraus folgt, daß, je geringer unter sonst gleichen Umständen der Eisenquerschnitt (bei Beachtung der erforderlichen Bruchsicherheit) gewählt werden kann, umso größer die Rißspannung σ_{eR} ist. Liegt bei einer Stahlorte die Streckgrenze σ_s höher als bei einer anderen, so darf mit Rücksicht auf die Bruchsicherheit auch die zulässige Spannung $\sigma_{e\text{zul}}$ grundsätzlich höher angenommen werden. Umso

kleiner wird aber dann der erforderliche Eisenquerschnitt F_e und damit der Wert $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ und umso größer die Rißspannung σ_{eR} . Der Erhöhung von σ_{eZul} ist aber dadurch eine Grenze gezogen, daß $\nu_R = \frac{\sigma_{eZul}}{\sigma_{eR}} \geq 1/2$ sein soll. Da das Elastizitsma für alle Stahlsorten gleich gro ist, wächst auch die Dehnung und damit die Rigefhr proportional zur Spannung, also *unabhängig von der Streckgrenze*, die hiernach zwar *unmittelbare Bedeutung für die Bruchsicherheit*, aber nur *mittelbare für die Rißsicherheit hat*.

6. Die Rißspannung σ_{eR} von Sonderstählen bei Plattenbalken (Fig. 9).

a) Werden nach den Dresdner Versuchen 1936 entsprechend den Fig. 7 und 8 für zwei Sonderstähle (Drillwulststahl mit $\sigma_s = 4640 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_B = 6050 \text{ kg/cm}^2$ und Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 3720 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_B = 4940 \text{ kg/cm}^2$) dieselben σ_{eR} - W_b -Linien und σ_{eR} - μ -Linien aufgetragen, so erhält man (nach Fig. 9 und 4)

$$\sigma_{eR} = 700 \text{ bis } 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \nu_R = 0,4 \text{ bis } 0,5, \text{ i. M. } 0,45 \quad (25)$$

also etwa die gleiche Größenordnung, wie bei St. 52.

b) Auch hier fällt σ_{eR} mit wachsendem μ (s. die Linien TU und RS).

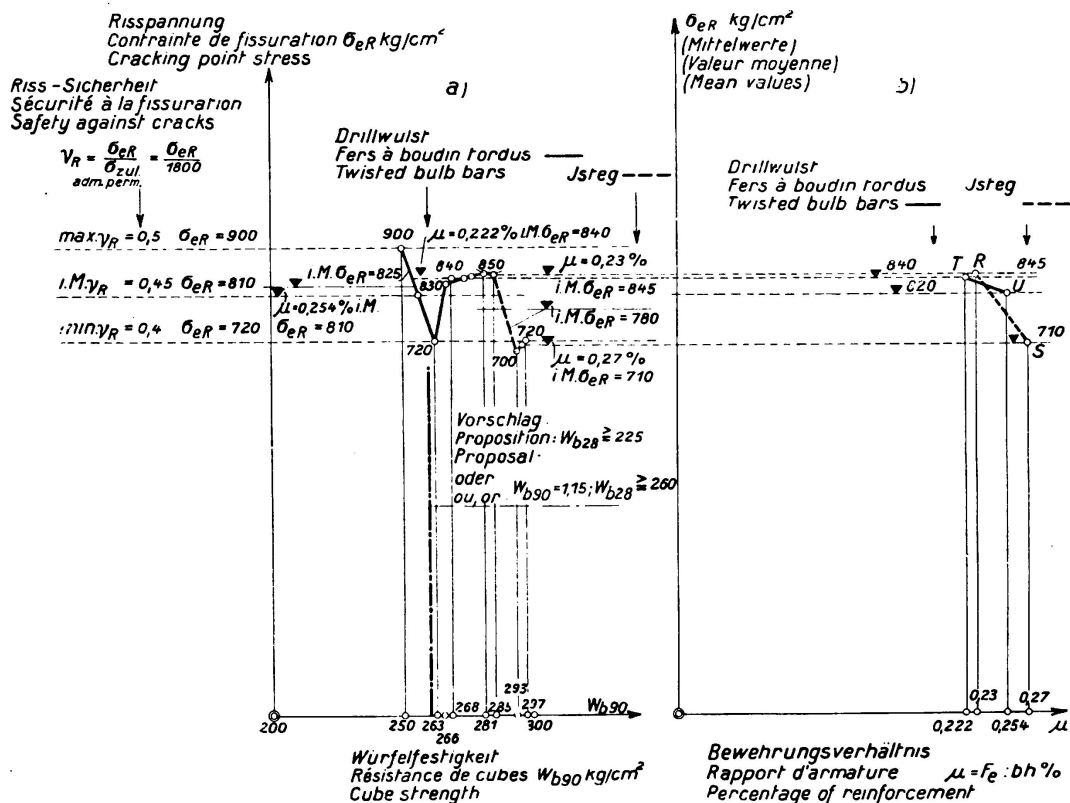


Fig. 9.

Die Rißspannung σ_{eR} von Sonderstählen bei Plattenbalken mit $b_o = 20 \text{ cm}$ Rippenbreite in Abhängigkeit:

- a) von der Würfelfestigkeit W_{b90} b) vom Bewehrungsverhältnis μ

III. Versuch des Aufbaues einer Funktion für die Reißspannung in Abhängigkeit von der Betongüte, der Querschnittsform und dem Bewehrungsverhältnis.

1. Aus den Versuchen (Fig. 4 bis 9) geht hervor, daß

- a) σ_{eR} proportional mit der Betongüte W_b und auch mit der Zugfestigkeit $\sigma_{bz} = 0,09 W_b$ wächst,
- b) σ_{eR} aber mit wachsendem μ abnimmt.
- c) Diese beiden Forderungen werden durch die Funktion erfüllt:

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = (0,09 W_b) \cdot C \quad (26)$$

oder auch, da $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ ist, und zu dem Ausdruck der linken Seite $(\sigma_{eR} \cdot F_e) = Z_e$ (Zugkraft des Eisens), dann auf der rechten Seite wohl die Zugkraft des Betons

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0,09 W_b) \cdot F_{bz}$$

gehört, durch die Beziehung:

$$k \cdot \sigma_{eR} \left(\frac{F_e}{F_b} \right) = 0,09 \cdot W_b \left(\frac{F_{bz}}{F_b} \right) \quad (27)$$

oder

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e = (0,09 \cdot W_b) \cdot F_{bz} \quad (28a)$$

$$k \cdot Z_e = Z_b \quad (28)$$

Hierin bedeutet F_{bz} die gerissene Zugzone = Reißtiefe t mal Rippenbreite b , und k ein noch festzulegender Beiwert oder Prozentsatz.

Diese lediglich durch die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse gefundene Gl. 28 läßt folgende physikalische Auffassung als berechtigt erscheinen. Wenn in der Betonzugzone F_{bz} ein Riß bei der in diesem Augenblick im Eisen wirkenden Spannung σ_{eR} plötzlich durch Überwindung der Betonzugfestigkeit σ_{bz} entsteht, so entladet sich die bisher vom Beton übertragene Zugkraft

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0,09 W_b) \cdot F_{bz}$$

und wird von den Eiseneinlagen zusätzlich übernommen. Die Größe dieser Betonzugkraft Z_b kann (s. unten unter 2.) je nach der Betongüte zu einem bestimmten Bruchteil (in % ausgedrückt) der in diesem Augenblick wirkenden Eisenzugkraft

$$Z_e = \sigma_{eR} \cdot F_e$$

angegeben werden, so daß $Z_b = k Z_e$ ist.

In der Grundgleichung (27) tritt auf der linken Seite (der Eisenseite) das Bewehrungsverhältnis $\frac{F_e}{F_b} = \mu$ auf, das als *Formziffer des Eisenquerschnittes* angesehen werden kann und entsprechend auf der rechten Seite (der Betonseite) ein neuer Verhältniswert

$$\frac{F_{bz}}{F_b} = \alpha, \quad (29)$$

den wir als Formziffer der Betonzugzone bezeichnen wollen. Dann geht Gl. (27) über in

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot \mu = (0,09 W_b) \cdot \alpha. \quad (30)$$

c) In Fig. 10 wurde zunächst die Betonzugfestigkeit K_{bz} von unbewehrten Betonbalken (zumeist von $55 \cdot 15 \cdot 10 \text{ cm}^3$ Größe mit zwei Einzellasten beansprucht) in Abhängigkeit von W_{b90} aufgetragen (s. z. B. Linie DE und FG). Für die drei genannten Betongütestufen kann etwa angenommen werden (s. die Punkte A, B und C)

$$K_{bz} = 20 \text{ bzw. } 30 \text{ bzw. } 40 \text{ kg/cm}^2. \quad (33)$$

Die ebenfalls eingetragenen Werte der Zugfestigkeit von Betonprismen (von zumeist $75 \cdot 20 \cdot 16 \text{ cm}^3$ Größe) bleiben mit wachsender Würfelfestigkeit deshalb stark zurück, weil eine genau mittige Zugwirkung äußerst schwer zu erreichen ist (s. die Linien D'E', F'G' und H'J'). Sie sind daher für Festigkeitsbetrachtungen nicht brauchbar.

Setzt man nun in Gl. 28^a anstatt $(0,09 W_b)$ die hier gesuchte Betonfestigkeit K_{bz} ein, so kann diese *aus den gemessenen Rißtiefen*, t dann ohne weiteres berechnet werden, wenn man jeweils für jede der drei Betongüten einen bestimmten Festwert für k (oder für s) annimmt. Wählt man die leicht einprägbaren Zahlenwerte (vgl. Gl. 32)

$$\begin{aligned} s = 1/3, \text{ also } k &= \frac{s}{8,4} = \frac{4}{100} \text{ bei niedriger Betongüte} \\ & \quad (W_{b28} = 120 \text{ bis } 165 \text{ kg/cm}^2) \\ s = 2/3, \quad k &= \frac{8}{100} \text{ bei mittlerer Betongüte} \\ & \quad (W_{b28} = 160 \text{ bis } 225 \text{ kg/cm}^2) \\ s = 1 \quad k &= \frac{12}{100} \text{ bei hoher Betongüte} \\ & \quad (W_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned} \quad (34)$$

so erhält man als Mittelwerte aus unseren Versuchen für diese drei Bereiche die Werte $K'_{bz} = 18, 29$ und 39 kg/cm^2 , also die Punkte A', B' und C', die den gleichen Anstieg wie die Punkte A, B und C zeigen. Somit lautet nach Gl. 30 unsere Beziehung für die Rißspannung in diesen drei Bereichen:

$$\sigma_{eR} = \frac{9}{4} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \text{ bzw. } \sigma_{eR} = \frac{9}{8} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \text{ bzw. } \sigma_{eR} = \frac{9}{12} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e}, \quad (35)$$

wobei $F_{bz} = b_o \cdot t$ die gerissene Zugzone bedeutet.

3. Beispiele:

a) Für den Punkt B₁ der Fig. 7 (St. 37) mit $b_o = 12 \text{ cm}$, $F_e = 12,72 \text{ cm}^2$, $W_{b90} = 167 \text{ kg/cm}^2$ soll für die Laststufe der zulässigen Spannung $\sigma_{e \text{ zul}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ die Rißtiefe berechnet werden. Nach Gl. 34 ergibt sich für die niedrigste Betonstufe mit $k = \frac{4}{100}$ aus Gl. 28^a

$$t = \frac{F_{bz}}{b_o} = \frac{1}{b_o} \cdot \frac{k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e}{0,09 \cdot W_b} = \frac{1}{12} \cdot \frac{4}{100} \cdot \frac{1200 \cdot 12,72}{0,09 \cdot 167} = 3,4 \text{ cm}, \quad (36a)$$

während $t_1 = 3,5 \text{ cm}$ gemessen wurde.

b) Für den Punkt D der Fig. 7 (St. 52 mit $b_o = 20 \text{ cm}$, $F_e = 8,15 \text{ cm}^2$, $W_b = 250 \text{ kg/cm}^2$) soll wiederum für die Laststufe der zulässigen Belastung, also hier für $\sigma_{e \text{ zul}} = 1800 \text{ kg/cm}^2$, die Rißtiefe berechnet werden. Da

$W_{b28} = W_{b90} : 1,15 = 217 \text{ kg/cm}^2$ ist, somit die mittlere Betonstufe in Betracht kommt, ergibt sich (nach Gl. 34) $k = \frac{8}{100}$, also nach Gl. 28.

$$t = \frac{1}{20} \cdot \frac{8}{100} \cdot \frac{1800 \cdot 8,15}{0,09 \cdot 250} = 2,6 \text{ cm}, \quad (36b)$$

während $t_1 = 3 \text{ cm}$ gemessen wurde.

c) Für den Punkt E der Fig. 7 soll aus der bei der Laststufe $\sigma_{e,zul} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ gemessenen Rißtiefe $t_1 = 3,0 \text{ cm}$ für $W_{b90} = 305 \text{ kg/cm}^2$, $b_o = 20 \text{ cm}$ und $F_e = 8,17 \text{ cm}^2$ die Spannung beim Auftreten des ersten Risses σ_{eR} berechnet werden. Nimmt man an, daß sich die Rißiefen etwa proportional mit der Spannung verändern, und daß die Rißsicherheit $v_R = 0,5$ durchschnittlich gewährleistet ist, so ist beim Auftreten des ersten Risses seine Tiefe zu $t = 0,5 \cdot 3,0 = 1,5 \text{ cm}$ anzunehmen. Somit ergibt sich nach Gl. 34 und 35

wiederum für $k = \frac{12}{100}$ (hohe Betongüte)

$$\sigma_{eR} = \frac{0,09 \cdot W_b \cdot b_o \cdot t}{k \cdot F_e} = \frac{9}{12} \cdot \frac{305 \cdot 20 \cdot 1,5}{8,17} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

anstatt des durch Messung festgestellten Wertes $\sigma_{eR} = 850 \text{ kg/cm}^2$.

4. Schreibt man Gl. 28 und 30 in der Form:

$$\sigma_{eR} = \frac{1}{k} \cdot 0,09 \cdot W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} = \frac{1}{k} \cdot 0,09 \cdot W_b \cdot \frac{\alpha}{\mu}, \quad (37)$$

so können hieraus folgende Schlüsse gezogen werden:

a) Die Rißspannung σ_{eR} und damit auch die Rißsicherheit $v'_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{e,zul}}$ ist unter sonst gleichen Umständen proportional der Würfelfestigkeit W_b und, da $F_{bz} = b_o \cdot t$ ist, auch proportional der Rippenbreite b_o ,

b) dagegen umgekehrt proportional dem Eisenquerschnitt F_e oder dem Bewehrungsverhältnis μ . Da unter sonst gleichen Umständen

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = \text{const.} \quad (38)$$

ist, sind die σ_{eR} - μ -Linien der Fig. 6, 8 und 9 Teilstücke einer quadratischen Hyperbel, deren Verlauf in Fig. 8 gestrichelt angedeutet ist.

c) Die neue Formziffer des Betonquerschnittes (s. Gl. 29):

$$\alpha = \frac{F_{bz}}{F_b}$$

entspricht der Formziffer des Eisenquerschnittes, die als Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ bekannt ist (ebenfalls in % ausgedrückt), wobei $F_b = b \cdot h$ bedeutet.

IV. Die Bedeutung der Querschnittsform für die Rißsicherheit.

Bei den Dresdner Versuchen mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen (1934, Heft 75 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) wurde die Rißsicherheit sehr schlanker Balken ($l : h = 5,82 : 0,181 = 32$) nach Gl. 9b durch das Verhältnis $\nu_R = M_R : M_{zul}$ festgestellt, wobei bei dreifacher Sicherheit als zulässiges Biegemoment $M_{zul} = \frac{1}{3} M_B$ bestimmt worden war. Außerdem wurde für M_{zul} die Eisenspannung σ_{e1} errechnet. Die Rißspannung erhält man dann angenähert zu:

$$\sigma_{eR} = \nu_R \cdot \sigma_{e1}. \quad (39)$$

Für die 8 Querschnitte der Fig. 11 kann nunmehr nach Gl. 36a die Rißtiefe t berechnet und durch das Verhältnis $t : e$ ($e =$ Umhüllung der Eiseneinlagen von Betonunterkante bis Mitte Eiseneinlagen gemessen) eine Güteziffer

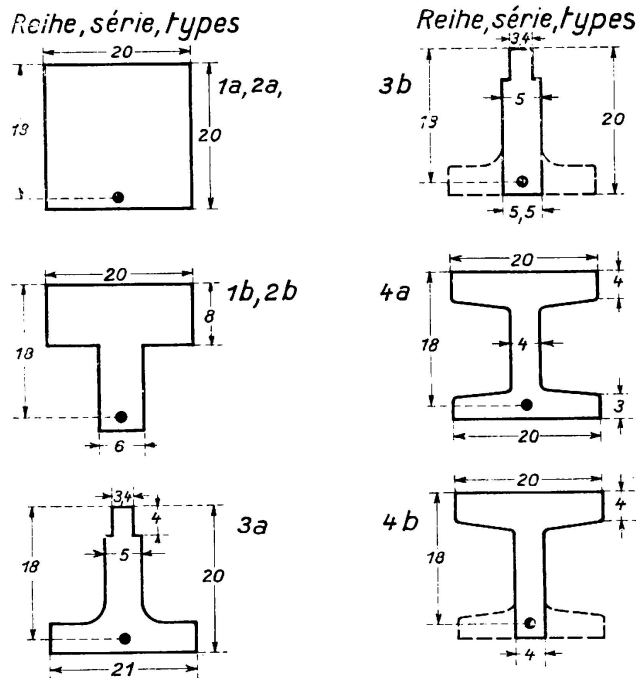


Fig. 11.

Querschnittsform und Rißsicherheit.

der Rißsicherheit für die einzelnen Querschnittsformen angegeben werden. In diesem Falle wurde nach Übersicht II der *elastische Beiwert* $n_z = \frac{E}{E_{bz}}$ (Gl. 31) aus dem für die einzelnen Betonsorten festgestellten Wert E_{bz} ermittelt. Zu beachten ist nur noch, daß es sich bei der Querschnittsform 1a mit $W_{b28} = 198 \text{ kg/cm}^2$ um Beton mittlerer Güte mit dem *Beiwert der Sprödigkeit* $s = \frac{2}{3}$ (Gl. 34) handelt, dagegen bei den anderen Formen 1b bis 4b um hochwertigen Beton mit $s = 1$. Für den gleichbleibenden Querschnitt $F_e = 2,55 \text{ cm}^2$ wurde dann nach Gl. 36a die Rißtiefe t und eine *Güteziffer der Rißsicherheit* $e : t$ (Eisenumhllung $e = 1,9 \text{ cm}$) berechnet.

Übersicht II.

Querschnittsform	b_0 cm	W_b kg/cm ²	$v_R \cdot \sigma_{e \text{ zul}} = \sigma_{eR}$ kg/cm ²	$n_z = E : E_{bz}$	s	$\frac{l}{k} = \frac{n_z}{s}$	$\frac{t}{\text{cm}}$ (nach Gl. 36a)	$e : t$ ($e = 1,9 \text{ cm}$)
1 a	20	198	965	11,05	$\frac{2}{3}$	16,6	0,41	4,6
1 b	6	237	998	9,46	1	9,46	2,10	0,9
2 a	20	367	1440	7,14	1	7,14	0,78	2,4
2 b	6	384	1270	7,14	1	7,14	2,18	0,9
3 a	21	394	875	7,14	1	7,14	0,42	4,5
3 b	5,5	377	680	7,14	1	7,14	1,30	1,5
4 a	20	374	980	7,27	1	7,27	0,51	3,7
4 b	4	342	785	7,50	1	7,50	2,16	0,9

Nach Übersicht II ist diese Güteziffer der Rißsicherheit $e : t > 2$ nicht nur für die beiden Rechteckquerschnitte der Formen 1 a und 2 a, sondern auch der Form 3 a (umgekehrter Plattenbalkenquerschnitt) und der Form 4 a (I-förmiger Querschnitt, während die ungünstigste Güteziffer der Rißsicherheit ($e : t = 0,9 < 1$) übereinstimmend die Plattenbalkenquerschnitte der Form 1 b, 2 b und 4 b aufweisen und der Rechteckquerschnitt 3 b mit der geringen Breite $b_0 = 5,5 \text{ cm}$ zwischen beiden Güteklassen steht.¹³

Diese Betrachtung läßt die Hoffnung berechtigt erscheinen, daß die in Fig. 12 vorgeschlagenen Querschnittsformen e bis h für Balkenbrücken größerer Spannweite erhöhte Rißsicherheit bieten.

V. Die zulässige Rißbreite wurde bei den Dresdner Versuchen 1936 durch die Erfahrung festgelegt, nach der sich die in der Baupraxis *vorschriftsmäßig bemessenen Plattenbalken mit $\sigma_{e \text{ zul}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ bei Verwendung von St. 37 als rostsicher erwiesen haben*. Die in der Höhe der Eisen bei 23facher Vergrößerung (s. Lichtbild Fig. 5) gemessenen Rißbreiten sind in Übersicht III zusammengestellt.

Übersicht III.

Gemessene Rißbreiten b_R bei $\sigma_{e \text{ zul}}$ in $\frac{1}{1000} \text{ mm}$.

Art der Eisen	St. 37	St. 52	Isteg	Drillwulst
Anzahl der Balken	2 + 3	4 + 4	4	4
Rippenbreite $b_0 = 20 \text{ cm}$	70 bis 70 i. M. 70	40 bis 130 i. M. 90	80 bis 110 i. M. 94	75 bis 120 i. M. 89
$b_0 = 12 \text{ cm}$	25 bis 60 i. M. 41	10 bis 70 i. M. 35	—	—

¹³ Hinsichtlich der Tragfähigkeit der verschiedenen Querschnitte ergibt sich naturgemäß eine andere Reihenfolge wie auch aus Heft 75 hervorgeht.

Von dieser bei der Laststufe $\sigma_{e\text{ zul}}$ gemessenen Rißbreite kann man am einzelnen Körper aus dem Abstand und der Anzahl der Risse nach dem Proportionalitäts-Gesetz $\frac{\Delta l_1}{l} = \frac{\sigma_e}{E}$ auf die Eisenspannung schließen (Verlängerung $\Delta l_1 = b_R$, betrachtete Länge oder Meßlänge $= l_1$) und weitere Schlüsse ziehen (wie z. B. nach Fig. 17 s. unter E, 2). Aus der Zusammenstellung der Übersicht III ergibt sich:

1. Als zulässige Rißbreite darf etwa

$$b_{R\text{ zul}} = \frac{125}{1000} \text{ mm} = \frac{1}{8} \text{ mm} \quad (40)$$

angenommen werden.

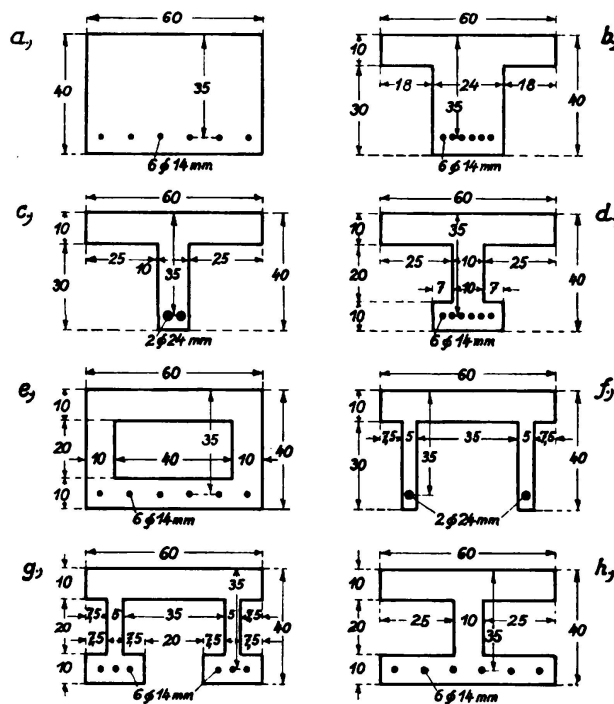


Fig. 12.
Querschnittsformen
für künftige Versuche.

2. Der auffallende Unterschied der größeren Rißbreiten bei $b_0 = 20$ cm gegenüber $b_0 = 12$ cm bildet eine Bestätigung der physikalischen Auffassung (s. unter VI, 1), die in unserer Grundgleichung (28) zum Ausdruck kommt. Bei der gleichen Rißtiefe (z. B. $t = 3$ cm) verhalten sich in beiden Fällen die beim Auftreten des ersten Risses frei werdenden Beton-Zugkräfte wie die Flächen $b_0 \cdot t$, also

$$Z_{b20} : Z_{b12} = (20 \cdot t) : (12 \cdot t) = 5 : 3 = 1,7,$$

während nach Übersicht III die gemessenen Rißbreiten $w_{20} : w_{12} = 70 : 41 = 1,7$, also denselben Wert ergeben. Je größer die plötzlich freiwerdende Zugkraft Z_b ist, umso weiter klapft offenbar der Riß. Wird nach Gl. 40 die zulässige Rißbreite $b_{R\text{ zul}} = \frac{1}{8} \text{ mm}$ festgelegt, so verhindert diese Grenze eine zu weit gehende Verringerung des Eisenquerschnittes F_e . (Hier betrug $\mu = 0,34$ bis $0,22$ %) Diese verwickelten Zusammenhänge können allerdings erst durch weitere Versuche geklärt werden.

VI. Zusammenfassung der Folgerungen hinsichtlich der Rißsicherheit auf Grund der Dresdner Versuchsreihen 1928 und 1935.

1. *Physikalische Vorstellung.* Im Augenblicke des Auftretens des ersten Risses wird der Querschnitt $F_{bz} = t \cdot b_0$ ausgeschaltet und damit auch die Zugkraft, die bisher in ihm gewirkt hatte. Für die Größe dieser Zugkraft gibt die Gl. 28 Aufschluß. Sie wird als ein Bruchteil, und zwar nach Gl. 34 je nach der Betongüte zu 4 bzw. 8 oder 12 %, der Zugkraft des Eisens $Z = \sigma_{cR} \cdot F_c$ ausgedrückt.

Bemerkt sei noch, daß dieser Zuwachs zur Eisenzugkraft nur an der Rißstelle hinzutritt, nicht aber an den nicht gerissenen Querschnitten.

2. Nach diesen Versuchen tritt hinsichtlich der Rißsicherheit der Einfluß der *Querschnittsform der Eiseneinlagen* stark zurück. Dagegen ist die *Größe des Bewehrungsverhältnisses* μ von ausschlaggebender Bedeutung. *Je kleiner der Eisenquerschnitt* im Vergleich zum Betonquerschnitt und zur Breite b_0 der Betonzugzone ist, *umso größer ist die Rißsicherheit.* Eine Einschränkung ergibt sich durch die Festlegung der *zulässigen Rißbreite* (nach Gl. 40), die zu $b_{Rzul} = 1/8$ mm anzunehmen ist. Je größer die Rippenbreite, umso größer ist auch die Rißweite (wenn F_c gleich groß bleibt).

3. Mit *steigender Betongüte* wächst auch die Rißsicherheit erheblich. Da aber die Sprödigkeit bei Verwendung von Zementen mit hoher Druckfestigkeit größer (oder das Verhältnis der Zugfestigkeit Z zur Druckfestigkeit D kleiner) wird, vermag sich diese Gütesteigerung der Würfelstärke hinsichtlich der Rißsicherheit bei den heute üblichen Zementarten leider nur in geringem Maße auszuwirken.

4. *Hinsichtlich der Querschnittsformen* ist zu erwarten, daß die *Anwendung I-förmiger und kastenförmiger Querschnitte* für Tragwerke mit großen Stützweiten sich sowohl hinsichtlich der Rißsicherheit, als auch der Tragfähigkeit günstig auswirkt. Daher wurde dem Deutschen Ausschuss für Eisenbeton vorgeschlagen, Versuche mit derartigen Querschnitten unter Verwendung von hochwertigem Beton mit etwa $W_b = 450$ kg/cm² und hochwertigem Stahl (sowie unter Anwendung von Abmessungen, die etwa halb so groß wie in Wirklichkeit sind) auszuführen (s. Fig. 12).

5. In Anbetracht der höheren Rißsicherheit (s. Gl. 16 und 18) von Platten mit rechteckigem Querschnitt ($v_R = 3/4$) gegenüber Plattenbalken ($v_R = 0,4$ bis $0,5$) kann die *Anwendung von hochwertigem Baustahl* bei Platten sehr empfohlen werden unter möglicher Einschränkung des Eisenquerschnittes F_c , soweit es die zulässige Rißbreite b_{Rzul} gestattet. Derartige Plattenversuche sind dringend erwünscht.

6. Hinsichtlich der *Rißsicherheit statisch beanspruchter Plattenbalken* unter Verwendung von St. 52 ist die *Annahme der zulässigen Spannung* $\sigma_{czul} = 1800$ kg/cm² berechtigt, wie aus den Vergleichsversuchen mit St. 37 ($\sigma_{czul} = 1200$ kg/cm²) hervorgeht.

D. Die Bruchsicherheit von Platten und Plattenbalken bei Verwendung von hochwertigem Stahl.

I. Die Tragfähigkeits-Bewehrungsgehalt-Linie.

1. Die *rechnungsmäßige Tragfähigkeit von rechteckigen Querschnitten mit verschiedenem Bewehrungsgehalt* bei St. 37 und St. 52.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken wird nach den Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen auf Biegung unter den beiden Annahmen berechnet:

a) Von der Mitwirkung des Betons auf der Zugseite wird abgesehen (sogen. Rechnung nach Stadium II).

b) Das Verhältnis des Elastizitätsmaßes von Stahl und Beton ist zu $n = E : E_b = 15$ anzunehmen.

Ferner ist die zulässige Spannung festgelegt:

c) für den Beton durch die 3fache Sicherheit ($v_B = 3$), also $\sigma_{bzul} = \frac{1}{3} W_b$ ($W_b =$ Würfelfestigkeit),

d) für den Betonstahl durch die 2fache Sicherheit ($v_e = 2$), also $\sigma_{e zul} = \frac{1}{2} \sigma_s$ ($\sigma_s =$ Streckgrenze des Stahles).

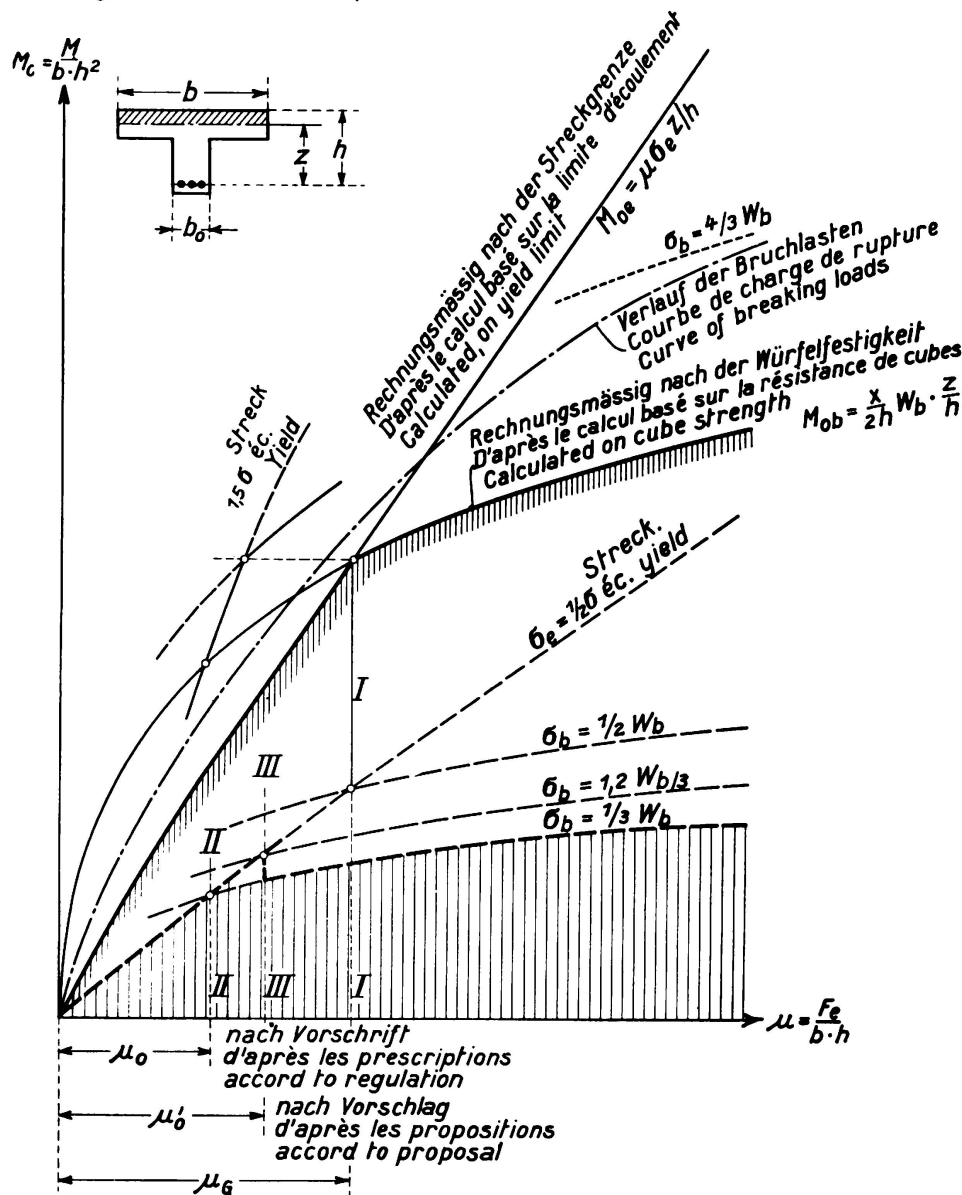


Fig. 13.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt (nach Emperger und Haberkalt).

In Fig. 13 sind die Rechnungsergebnisse für *Rechteckquerschnitte*, bewehrt mit St. 37 bzw. St. 52, in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt

$$\mu = \frac{F_c}{b \cdot h}$$

aufgetragen und als Ordinaten die Werte

$$y = \frac{M}{bh^2} \text{ (in kg/cm}^2\text{)}, \quad (41)$$

(wobei die Bruchspannung $\sigma_B = \frac{M}{W_i}$ und das Widerstandsmoment $W_i = \alpha \cdot bh^2$ ist).¹⁴ Hierbei können bekanntlich die beiden Gebiete unterschieden werden:

a) der *Bereich der schwach bewehrten Querschnitte* (Bruch durch *Überschreiten der Streckgrenze σ_s des Stahles*),

b) der *Bereich der stark bewehrten Querschnitte* (Bruch durch *Überschreiten der Biegedruckspannung des Betons*).

Die Versuche des D.A.f.E.B., insbesondere die Dresdner Versuche mit hochwertigem Stahl, führten zu dem Ergebnis, daß die durch Rechnung gefundene Tragfähigkeit im ersten Bereich (schwach bewehrte Querschnitte) mit den Versuchsergebnissen befriedigend übereinstimmt. *Die Streckgrenze des Stahles ist hier für den Bruch maßgebend* (s. Abschnitt B und Gl. 7). *Im zweiten Bereich (stark bewehrte Querschnitte)* sind aber die durch den Versuch gefundenen tatsächlichen Tragfähigkeiten wesentlich größer, als die berechneten Werte. Der Zweck der Dresdner Versuche (1935/36) war daher:

- I. die Bewehrungsgrenze versuchsmäßig festzustellen, die den ersten vom zweiten Bereich trennt,
- II. die Überschreitung der Beton-Druckspannung im Bruchzustand festzustellen, die sich beim Versuch ergibt, gegenüber der durch Rechnung gefundenen Tragfähigkeit, wobei der Rechnung die Würfelfestigkeit zugrunde gelegt wird.

II. Bedeutung der Versuche für das Rechnungsverfahren. Grenzbestimmung.

Die Frage der Tragfähigkeit von Eisenbetonplatten und -plattenbalken in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt wurde vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß unter Führung seines Vorsitzenden, Ministerialrat *F. Gebauer*, aufgerollt und soweit geklärt, daß ein Vorschlag von *F. v. Emperger* und *C. Haberkalt* in die Österreichischen Eisenbetonbestimmungen aufgenommen werden soll (s. Fig. 13). Er besteht darin, daß die Grenze zwischen den beiden Bereichen, in denen die Streckgrenze bzw. die Würfelfestigkeit maßgebend ist, gegenüber den bisherigen Vorschriften (s. Punkt II) etwas heraufgesetzt worden ist (s. Punkt III). Sie entspricht einer zulässigen Betonspannung, die um 20 % höher als die bisherige zulässige Spannung liegt. Da man aber die zulässigen Spannungen beibehalten hat, entsteht in der Tragfähigkeitslinie an der Bewehrungsgrenze (Punkt III) ein Sprung. Diese Lösung ist deshalb noch nicht recht befriedigend, weil sie

¹⁴ *F. v. Emperger*: Die Normen für Eisenbeton 1935 in Österreich, Beton und Eisen 1935, Bd. 34, Heft 16, S. 254.

nur für Rechteckquerschnitte begründet ist und weil Fälle eintreten können, in denen durch Hinzulegen von Bewehrungseisen die rechnermäßige Tragfähigkeit sinkt. An den Stellen hoher Betondruckspannungen werden bekanntlich Schrägen im Aufriß oder Verbreiterungen der Rippen im Grundriß angeordnet, nötigenfalls auch Druckeisen eingelegt, die niemals voll ausgenutzt werden und vor allem die Zugänglichkeit beim Betonieren und daher die Güte des Verbundes beeinträchtigen. Da vielfach auch mit Rücksicht auf die Formgebung bei Hochbauten und Brücken Balkenschrägen besonders im Wettbewerb mit Stahlbauten nicht erwünscht sind, liegt ein Bedürfnis zur vollen Klärung dieser Frage vor.¹⁵

a) Für den ersten Bereich, in dem die Streckgrenze des Eisens maßgebend ist, brachten die Dresdner Versuche 1936 mit Balken rechteckigen Querschnittes (Fig. 14), die mit St. 37 bzw. Isteg-Eisen bewehrt waren, folgendes Ergebnis: Die Tragfähigkeitslinie läuft nahezu geradlinig, wobei die Ordinaten i. M. um 12,5 % größer sind als die berechneten Werte. Dadurch ergibt sich eine willkommene Sicherheitsreserve. Die Streckgrenze ist somit in diesem ersten Bereich wiederum als für die Sicherheit maßgebend erwiesen. Eine Veranlassung zur Abänderung des bisherigen Rechnungsverfahrens liegt nicht vor. Bei diesen Dresdner Versuchen (Fig. 14) wurden auch folgende Bewehrungsgrenzen festgestellt, die jeweils den ersten Bereich, in dem die Streckgrenze des Eisens maßgebend ist, von dem zweiten Bereich, in dem die Würfel Festigkeit des Betons maßgebend ist, trennen. Es ergaben sich

für St. 37 mit $\sigma_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$ und $W_b = 110 \text{ kg/cm}^2$ $\mu_G = 1,82 \%$,
für Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 4100 \text{ kg/cm}^2$ und $W_b = 110 \text{ kg/cm}^2$ $\mu_G = 0,72 \%$,
für Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 4100 \text{ kg/cm}^2$ und $W_b = 150 \text{ kg/cm}^2$ $\mu_G = 0,95 \%$.

Die durch den Versuch im zweiten Bereich gefundenen Linien CD für St. 37 und EF für Isteg-Stahl liegen wesentlich höher als die nach der Rechnung ermittelte Linie AB der Tragfähigkeit. Bemerkt sei noch, daß bei einem Bewehrungsgehalt von 1,6% die vier versuchsmäßig gefundenen Punkte bei J zur Hälfte zu $W_b = 110 \text{ kg/cm}^2$ und zur anderen Hälfte zu $W_b = 150 \text{ kg/cm}^2$ gehören, daß also hier im ersten Bereich die Tragfähigkeit unabhängig von der Würfel Festigkeit ist.

b) Neue Versuchsreihen zur Bestimmung der Bewehrungsgrenze μ_G für Platten und Plattenbalken mit verschiedenen Arten von Bewehrungseisen sind im Gange.

Im Anschluß an die Dresdner Versuche hat *Dr. E. Friedrich*, wissenschaftlicher Mitarbeiter im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden, ein bemerkenswertes Verfahren zur rechnerischen Bestimmung dieses Grenzwertes vorgeschlagen.¹⁶ Eine übersichtliche Darstellung erhält man dann, wenn für die

Ordinaten die sogenannte Tragfähigkeit $T = \frac{m \cdot h}{J_i}$ und als Abscissen die Werte $\frac{1}{s'} = \frac{h}{x}$ aufgetragen werden. Legt man für den Bruchzustand in der Betondruckzone die Prismenfestigkeit $\sigma_p = 0,75 W_b$ zugrunde und nicht den bekannten

¹⁵ Siehe auch *R. Saliger*-Wien: Versuche über zielsichere Betonbildung und an druckbewehrten Balken. Beton und Eisen 1935, Heft 1, S. 12.

¹⁶ S. Diskussionsbeitrag: *E. Friedrich*.

Zustand IIb mit dreieckförmiger Spannungsverteilung, sondern einen neuen Zustand IIc mit rechteckiger Spannungsverteilung (mit Rücksicht auf die plastische Verformbarkeit des Betons), so ergibt sich als Grenzwert

$$s'_g = \frac{x}{h} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3(1+3k)}{3+k}} \tag{49}$$

wobei der Beiwert

$$k = \frac{\sigma_s}{n \cdot \sigma_p} \tag{50}$$

ist. Als Bewehrungsgrenze erhält man dann

$$\mu_G = s'_g \cdot \frac{\sigma_{b \text{ zul}}}{\sigma_{e \text{ zul}}} \tag{51}$$

Tragfähigkeit
Résistance
Carrying capacity $T = \frac{M}{b \cdot h^2} \text{ kg/cm}^2$

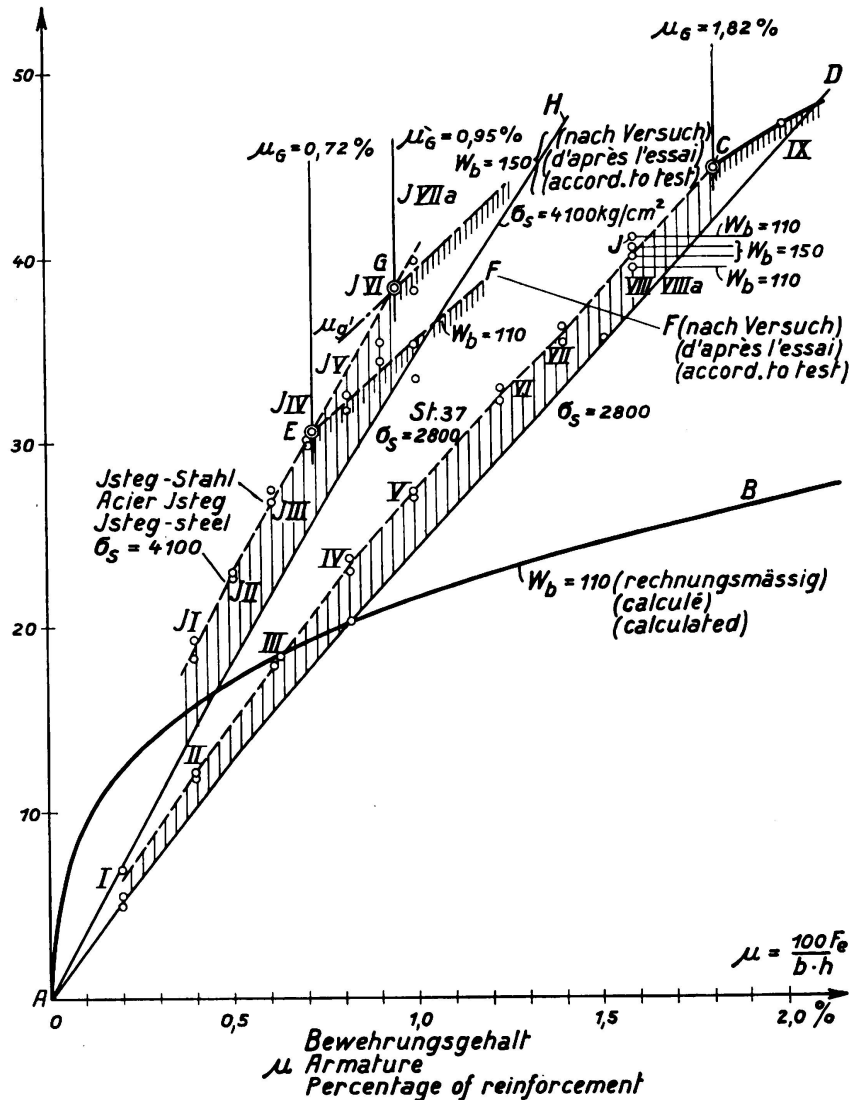


Fig. 14.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken rechteckigen Querschnitts in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt nach den Dresdner Versuchen.

Der Vergleich mit den Ergebnissen von Balken rechteckigen Querschnittes (Dresdner Versuche 1936) ergibt eine befriedigende Übereinstimmung.

c) Für die Ausnutzung der Tragfähigkeit in dem zweiten Bereich, in dem die Würfestigkeit des Betons für den Bruch maßgebend ist, können erst nach Abschluß der im Gang befindlichen Dresdner Versuche mit Platten und Plattenbalken unter Verwendung von St. 37, St. 52 und anderen hochwertigen Stählen bestimmte Vorschläge gemacht werden, die an Stelle der bisher ausnahmsweise zulässigen Spannungserhöhung bei Rahmen und an den Balkenschrägen (volle Rechteckquerschnitte, § 29, Tafel IV und Ziffer 5, b, β und δ) treten können.

Diese Betrachtung führt zu dem Ergebnis, daß im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken an dem üblichen Berechnungsverfahren nichts geändert zu werden braucht, daß aber künftig dieser Bereich bis zu der zu berechnenden

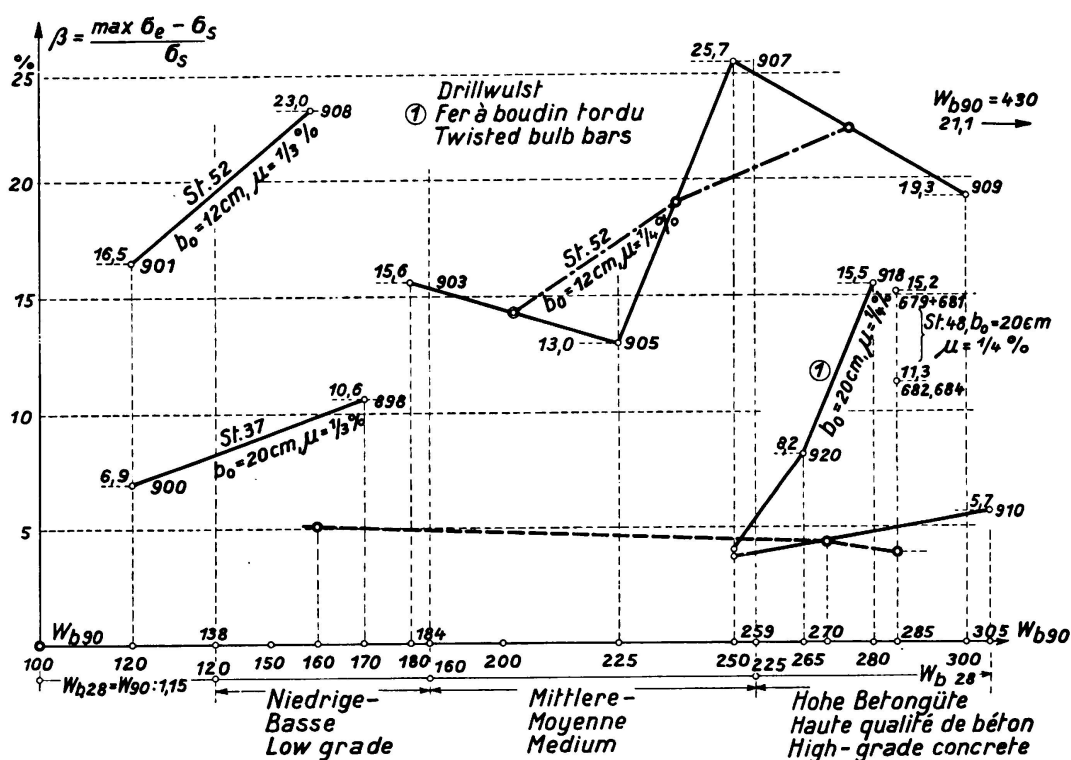


Fig. 15.

Die Abhängigkeit des Wertes der plastischen Verformbarkeit β von der Betongüte W_{b90} (Dresdner Versuche 1936 mit Plattenbalken).

Bewehrungsgrenze μ_G , die durch die laufenden Versuche noch zu bestätigen ist, ausgedehnt werden darf, und daß im zweiten Bereich jenseits dieser Grenze die Betondruckspannungen zur Vermeidung von Druckeisen und Balkenschrägen nach einem neuen Verfahren berechnet werden können.

III. Gegen die Annahme der Streckgrenze σ_s als Grundlage für die Bruch-sicherheit ($v_B = \sigma_s : \sigma_{e\text{zul}}$; Gl. 7) bei schwach bewehrten Eisenbetonbauteilen wird der Einwand erhoben, daß sich infolge der *plastischen Verformbarkeit* des Betons bei vielen Bruchversuchen ein höherer rechnerischer Wert als die Streckgrenze, also

$$\max \sigma_e > \sigma_s$$

ergibt, daß also diese Sicherheits-Reserve noch nutzbringend ausgenutzt werden könnte.¹⁷ In Fig. 15 wurden daher diese „Überschußwerte“

$$\beta = \frac{\max \sigma_e - \sigma_s}{\sigma_s} \quad (42)$$

in Abhängigkeit von der Würfel Festigkeit W_{b90} aufgetragen, wie sie sich für Plattenbalken bei den neueren Dresdner Versuchen ergeben haben, bei denen dieser Beobachtung besondere Sorgfalt zugewendet wurde. Mit wachsender Betongüte kann hiernach wohl grundsätzlich auch ein Ansteigen dieses Wertes β festgestellt werden, der bei Plattenbalken zwischen 4 % und 26 % schwankt (im Falle der Fig. 14 war i. M. $\beta = 12,5$ %). Dagegen konnte eine Gesetzmäßigkeit nicht gefunden werden. *Es empfiehlt sich daher, auf die Ausnutzung dieser stark schwankenden Sicherheitsreserve zu verzichten und nach wie vor die Streckgrenze der Bruchsicherheit schwach bewehrter Eisenbetonbalken zu Grunde zu legen.*

IV. Die Größe der Bruchsicherheit nach den neuesten Dresdner Versuchen mit Plattenbalken ist in Übersicht IV zusammengestellt.

Übersicht IV.

Stahlart	St. 37	St. 52	Isteg	Drillwulst
σ_s i. M.	2610 bis 2935 2790 = rd. 2800	3840 bis 4445 3980 = rd. 4000	4035 bis 4425 4110 = rd. 4100	4000 bis 4390 4200
$\sigma_{e \text{ zul}}$	1200	1800	1800	1800
$\nu_B = \sigma_s : \sigma_{e \text{ zul}}$	2,33	2,22	2,28	2,33

Die geforderte zweifache Mindest-Bruchsicherheit ist somit bei statischer Beanspruchung von St. 37 mit 1200 kg/cm² und diesen hochwertigen Betonstählen mit 1800 kg/cm² reichlich gewährleistet.

E. Die Anwendung des hochwertigen Stahles als Schwindbewehrung im Beton-Straßenbau.

Aus Stuttgarter Versuchen hat Professor E. Mörsch hergeleitet, daß durch das Einlegen einer Eisenbewehrung das Maß des Schwindens des Betons um etwa die Hälfte vermindert wird, woraus sich auch grundsätzlich die Berechtigung der Anwendung einer Schwindbewehrung für Betonstraßen ergibt. Wendet man den gleichen Eisenquerschnitt F_e als Schwindbewehrung an, so entsteht die Frage, ob hier wegen der Rißsicherheit St. 37 oder hochwertiger Baustahl, z. B. das bekannte Baustahlgewebe, auf Grund der Dresdner Versuche vorzuziehen ist.

¹⁷ Vgl. W. Gehler: Internat. Verband für Materialprüfung, Kongreß Zürich, 1931, Referat: Festigkeit, Elastizität und Schwinden von Eisenbeton, S. 1079 bis 1087, wo diese Art der Plastizität des Betons im Vergleich zum Baustahl eingehend behandelt wurde. (Kongreßbuch, Zürich 1932, Verlag I. V. M.)

1. Der Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien von Baustahlgewebe und Rundeisen St. 37 (Fig. 16) zeigt, daß bei dem Baustahlgewebe ein Fließen nicht festgestellt werden kann, während bei St. 37 die Streckgrenze deutlich ausgeprägt ist. Nach DIN 1602 ist daher die 0,2 %-Grenze für die bleibenden Dehnungen als Streckgrenze anzusehen, die, wie durch die Dresdner Versuche nachgewiesen wurde, mit der 0,4 %-Grenze der gesamten Dehnungen praktisch zusammenfällt, so daß sich für das Baustahlgewebe $\sigma_s = 5940 \text{ kg/cm}^2$ bei $\sigma_B = 7020 \text{ kg/cm}^2$ und einer Bruchdehnung $\delta = 9,1\%$ ergab.

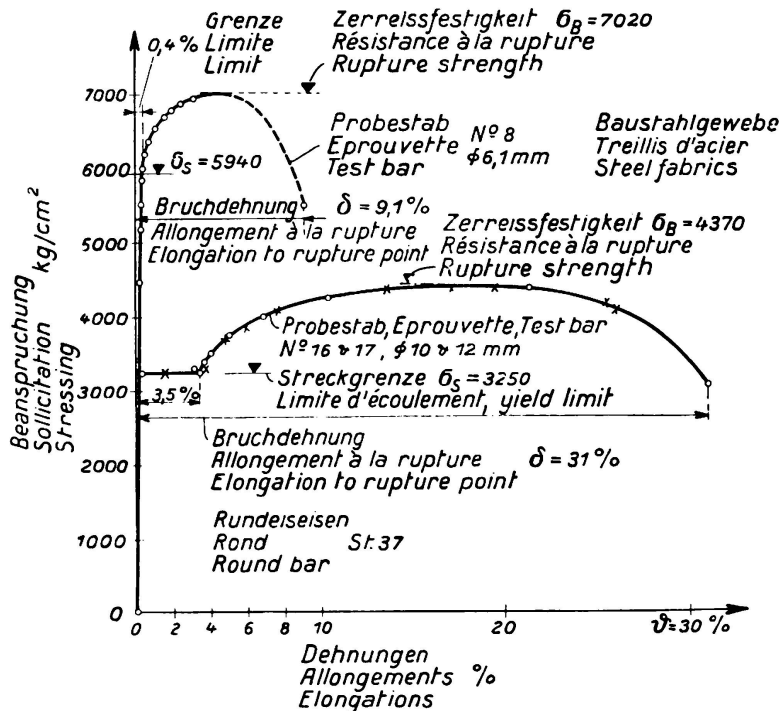


Fig. 16.

Spannungs-Dehnungslinien von Baustahlgewebe und Rundeisen St. 37.

2. Die Betonstraßendecke wird aber auch durch Formänderungen infolge der Verkehrslasten im Regelverkehr beansprucht. Auf Biegung beanspruchte Plattenstreifen mit Baustahlgewebe (Dresdner Versuche 1934) führten zur Unterscheidung von folgenden drei Bereichen (Fig. 17): die ungerissene Platte (Rißbreite $b_1 = 0$), die Platte mit Haarrissen (Rißbreite $b_2 < b_{R \text{ zul}} = \frac{1}{8} \text{ mm}$, vgl. Gl. 40) und die Platte mit feinen Rissen ($\frac{1}{8} \text{ mm} < b_R < \frac{1}{4} \text{ mm}$).

1. Bereich: Ungerissene Platte. Bis zu einer Eisendehnung oder Betondehnung von $\varepsilon = 0,02\%$, also einer Eisenspannung von $\sigma = \varepsilon \cdot E = 420 \text{ kg/cm}^2$ bleibt die Platte ohne Betonzugrisse. (Untere Rißgrenze auf Grund Dresdner Versuche mit unbewehrten Betonbalken $55 \cdot 15 \cdot 10 \text{ cm}^3$ und Baustahlgewebe-Platten).

2. Bereich: Die Platte mit Haarrissen. Für die nach Gl. 40 zulässige Rißbreite $b_{R \text{ zul}} = \frac{1}{8} \text{ mm}$ berechnet sich bei einer Gesamtlänge der mittleren gerissenen

Strecke (der untersuchten Balken s. Fig. 18) von 950 mm und bei 11 Rissen die Summe der Rißbreiten an dieser Grenze zu:

$$11 \cdot \frac{1}{8} \text{ mm} = 1,375 \text{ mm}$$

und die Eisen-Dehnung auf dieser Strecke zu:

$$\epsilon_1 = 1,375 \text{ mm} : 950 \text{ mm} = 0,145 \text{ ‰}$$

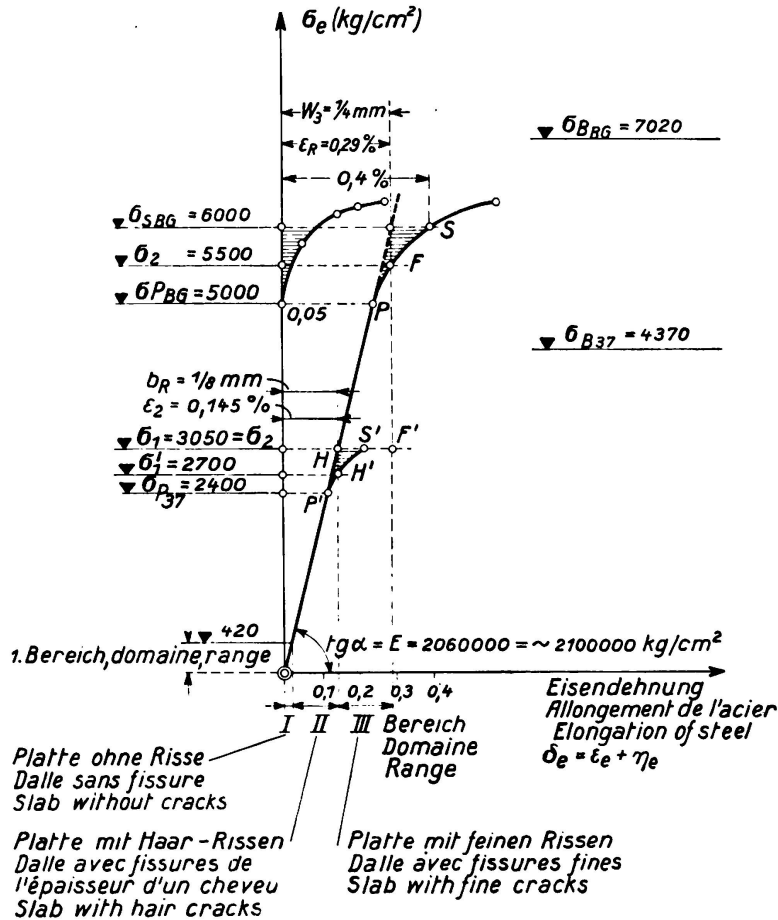


Fig. 17.

Die Spannungs-Dehnungslinien für St. 37 und für Baustahlgewebe und die Rißbreiten nach den Dresdner Versuchen.

Da in Fig. 17 OP'S' die gefundene Spannungs-Dehnungs-Linie für St. 37 und OPS die Linie für das Baustahlgewebe darstellt (vgl. auch Fig. 16), so erhält man für deren Schnittpunkt H' und H mit der Lotrechten im Abstände $\delta = \epsilon_2 = 0,145 \text{ ‰}$ von der Koordinatenachse die Spannungsordinaten $\sigma_2' = 2700 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_2 = 3050 \text{ kg/cm}^2$.

Die obere Grenze der Haarrißbreite $b_R = \frac{1}{8} \text{ mm}$ wird somit bei Baustahl-gewebe auf einer um 13 ‰ höheren Laststufe erreicht, als bei St. 37.

3. Bereich: Die Platte mit feinen Rissen. Als obere Grenze der Breite der „feinen Risse“ möge das doppelte Maß von $b_{R,zul} = \frac{1}{8} \text{ mm}$, also $b_3 = \frac{1}{4} \text{ mm}$

angenommen werden. In diesem Bereich ist der Rostschutz nach den bisherigen Erfahrungen zwar nicht mehr völlig, aber doch in der Regel noch gewährleistet. Diese obere Grenze $b_3 = \frac{1}{4}$ mm wird bei der Eisendehnung $\varepsilon_3 = 2 \cdot \varepsilon_2 = 2 \cdot 0,145\% = 0,29\%$ erreicht. Zu dieser Abscisse gehören in Fig. 17 die Punkte F' und F der beiden Linienzüge mit den Koordinaten $\sigma'_3 = \sigma_{s37} = 3070 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_3 = 5500 \text{ kg/cm}^2$.

Die obere Grenze ($b_3 = \frac{1}{4}$ mm) der feinen Risse wird bei St. 37 bereits an der Streckgrenze $\sigma_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ erreicht, dagegen bei dem Baustahlgewebe erst bei $\sigma_e = 5500 \text{ kg/cm}^2$, also bei einer um 80% höheren Laststufe. *Die Rostsicherheit, die von der Rißbreite b_R abhängt, ist daher bei Baustahlgewebe größer als bei St. 37 (unter der Annahme gleicher Eisenquerschnitte).*

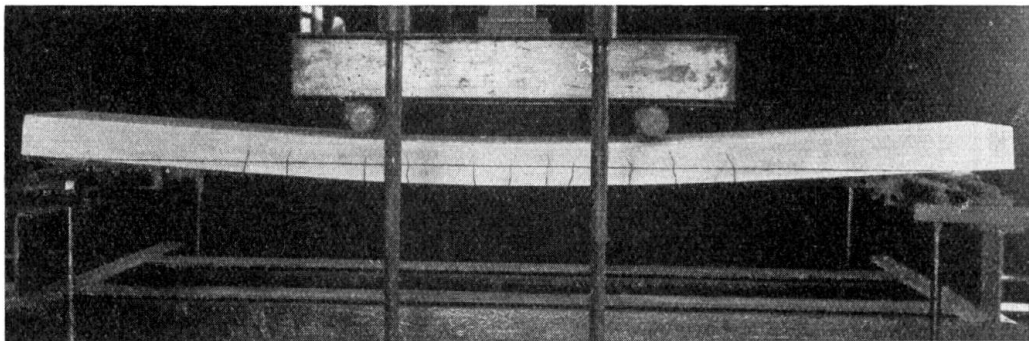


Fig. 18. Platte mit Baustahlgewebe bewehrt (Dresdner Versuche 1934).

F. Schwingungs-Banspruchung von Eisenbetonbauteilen bei Verwendung hochwertiger Stähle.

Um aus den Ergebnissen von Dauerversuchen mit auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen unter Verwendung von Baustählen mit hoher Streckgrenze bestimmte Folgerungen hinsichtlich des Sicherheitsgrades zu ziehen, wird folgendes Verfahren vorgeschlagen:

1. Als sogenannte *Verkehrssicherheit* wird der Ausdruck

$$v = \frac{w_v}{w_k} \quad (43)$$

eingeführt. Hierin bedeutet w_v die bei dem Dauerversuch gefundene, größte Schwingungsweite, die gerade noch unendlich oft ertragen wird,¹⁸ und w_R die größte, denkbare Schwingungsweite, die der statischen Berechnung zu Grunde gelegt wird. Bezeichnet σ_o die obere und σ_u die untere Spannungsgrenze beim Schwingungsversuch (in den Normen DIN 4001 Oberspannung und Unterspannung genannt), so ist

$$w_v = \sigma_o - \sigma_u. \quad (44)$$

Da nach der statischen Berechnung unter Berücksichtigung der Stoßzahl die zulässige Spannung nicht überschritten werden soll, bildet diese die obere

¹⁸ Nach den umfangreichen Dauerversuchen mit Baustählen darf in dem hier vorliegenden Bereich angenommen werden, daß die Schwingungsweite von der statischen Vorspannung (Mittelspannung) nahezu unabhängig ist.

Spannungsgrenze und die Beanspruchung durch die ständige Last allein die untere Spannungsgrenze in der statischen Berechnung, so daß

$$w_k = \sigma_{zul} - \sigma_g \quad (45)$$

ist.

2. Zur *Ermittlung der Schwingungsweite bei der statischen Berechnung* wird ein bestimmter, möglichst ungünstiger Fall zu Grunde gelegt, der durch folgende beiden Annahmen gekennzeichnet ist:

a) $\sigma_p : \sigma_g = 2 : 1$.

b) Als Stoßzahl möge der nach DIN 1075 größte, in Betracht kommende Wert $\varphi = 1,4$ angenommen werden. Dann ist in diesem Grenzfall

$$\sigma_{zul} = \sigma_g + \varphi \cdot \sigma_p = \sigma_g + 1,4 (2 \cdot \sigma_g) = 3,8 \sigma_g \quad (46)$$

und

$$w_k = \sigma_{zul} - \sigma_g = \sigma_{zul} \left(1 - \frac{1}{3,8}\right) = 0,737 \sigma_{zul}. \quad (47)$$

Dann lautet nach Gl. 44 und 47 der Ausdruck der Verkehrssicherheit (Gl. 43):

$$v = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\sigma_{zul} - \sigma_g} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{0,737 \sigma_{zul}}. \quad (48)$$

3. Als erforderlicher Verkehrssicherheitsgrad wird $v = 2$ vorgeschlagen. Dies bedeutet, daß im Falle des Dauerbruches die Schwingungsweite doppelt so groß ist, wie die Schwingungsweite, die nach der statischen Berechnung zu Grunde gelegt wird. Ein Vergleich mit den in den Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (B.E.) der Reichsbahn, 1934, niedergelegten Vorschriften (γ -Verfahren) führt zu dem Ergebnis, daß diese Wahl des Sicherheitsgrades eine größere Sicherheit gewährleistet, als für stählerne Eisenbahnbrücken gefordert wird (besonders mit Rücksicht auf den ungünstigen Einfluß der Nietverbindungen und der Schweißverbindungen).

4. Nach diesem Verfahren sind die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche mit Isteg-Stahl in Übersicht V zusammengestellt, in der die Grundwerte der Versuchsplatten zu entnehmen und die Werte w_v , w_R und v nach Gl. 44, 47 und 48 berechnet sind (Fig. 19).

Ergebnis: Der hochwertige Baustahl St. 60 in Verbindung mit gewöhnlichem Beton mit $W_{b28} = 120 \text{ kg/cm}^2$ ergibt einen Sicherheitsgrad $v = 2,05$ im Vergleich zu $v = 2,9$ bei Verwendung von St. 37. Der Sicherheitsgrad der beiden Platten mit Isteg-Stahl liegt mit $v = 2,5$ und $2,2$ zwischen diesen beiden Werten. Durch Verwendung von hochwertigem Beton mit $W_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ wird hier der Sicherheitsgrad gegenüber gewöhnlichem Beton von $2,2$ auf $2,5$ erhöht.

5. Die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche 1934 mit Baustahlgewebe-Platten wurden nach dem gleichen Verfahren ausgewertet (Reihe a' bis d').

Ergebnis: Die Platte mit St. 37 und gewöhnlichem Beton ergab hier einen etwas kleineren Sicherheitsgrad, nämlich $v = 2,57$. Die beiden Baustahlgewebe-Platten der Reihe b' und e', die mit der außergewöhnlich großen Eisenspannung $\sigma_o = 2620 \text{ kg/cm}^2$ bzw. 2400 kg/cm^2 bemessen waren, weisen einen zu kleinen Sicherheitsgrad auf, nämlich die Werte $v = 1,23$ und $1,29$, also wesentlich

weniger als $\nu = 2$. Dagegen hat die Baustahlgewebe-Platte der Reihe d', die mit $\sigma_e = 1950 \text{ kg/cm}^2$ bemessen wurde und bei der hochwertiger Beton mit $W_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ verwendet wurde, den Sicherheitsgrad $\nu = 1,88$. Unter der Annahme eines ungefähr linearen Verlaufes der Gesetzmäßigkeit ist dann bei der Bemessung mit $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$ und bei $W_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ der Sicherheitsgrad $\nu = 1,88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2,03$ zu erwarten.

6. Mit dieser Auswertung der Stuttgarter Dauerversuche ist der Beweis erbracht, daß die zulässige Stahlspannung bei Platten mit $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$ auch bei bewegten Lasten zutreffend gewählt ist unter der Voraussetzung, daß die Mindest-Würfelfestigkeit $W_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ gewährleistet wird. Mit dieser Forderung hinsichtlich der Betongüte ist auch nach den bisherigen Erfahrungen ein hinreichender Riß-Sicherheitsgrad anzunehmen.

Da bezüglich der Balken für bewegliche Lasten entsprechende Versuche noch nicht vorliegen, wird vorgeschlagen, die Beanspruchung für Balken nach wie vor bei $\sigma_e = 1500 \text{ kg/cm}^2$ zu belassen.

Übersicht V.

Bewehrungs- und Betonart	Versuchsreihe	Plattendicke d (cm)	Bemessungs-Grundlagen $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$	Betongüte W_{b28}		Baustahlart		Plastizitäts-Faktor $\beta' = \frac{\max \sigma_e}{\sigma_s}$	wv	wr	Verkehrssicherheit $\nu = \frac{tga}{\frac{wv}{wr}}$
				Soll	Ist	σ_s	$\max \sigma_e$				
Isteg + hochw. Beton	d	11,5	64/1850	200	260	4500	5800	1,29	3440	1365	2,52
Isteg + Beton	c	14,2	47/1750	120	118	4500	5600	1,24	2840	1290	2,20
St. 60 + Beton	b	13,7	47/1750	120	123	4300	4920	1,14	2640	1290	2,05
St. 37 + Beton	a	14,1	40/1200	120	123	2950	3440	1,16	2570	884	2,91
Baustahl-Gewebe + hochw. Beton	d'	13,8	64/1950	210	239	5900	7120	1,21	2700	1435	1,88 ¹⁹
desgl. + Beton	b'	17,4	41/2620	160	219	5800	8160	1,41	2360	1920	1,23
desgl. + Beton	e'	10,8	52/2400	180	195	6150	7740	1,26	2280	1770	1,29
St. 37 + Beton	a'	14,0	39/1150	130	115	2400	3200	1,33	2180	847	2,57

¹⁹ $1,88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2,03$.

G. Die zulässigen Spannungen von Bewehrungen mit hoher Streckgrenze für platten- und balkenförmige Eisenbetonbauteile.

1. Die in Übersicht VI angegebenen zulässigen Spannungen wurden am 14. Januar 1935 vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton auf Grund der hier erörterten Ergebnisse der Dresdner Versuche festgelegt und sodann von den maßgebenden Behörden amtlich vorgeschrieben. Nach den seitdem gewonnenen Versuchs-Erkenntnissen und den vorliegenden Darlegungen sei noch hinzugefügt:

a) Auf Grund der Stuttgarter Plattenversuche mit hochwertigem Bau-
stahl ist es berechtigt, bei St. 52 und den entsprechenden Sonderstählen

Übersicht VI.

Tafel für die zulässigen Spannungen
von Bewehrungen mit hoher Streckgrenze für platten- und balkenförmige Eisenbetonbauteile.

1	2	3	4	5	6		7	8
Lfd. Nr.	Stahlsorte	Mindest- streck- grenze ²⁰	Mindest- bruch- dehnung	Mindest- würfel- festigkeit des Betons	$\sigma_{e,z}^{21}$		bei Platten- balken	Gültigkeits- bereich
					bei Platten	bei Platten- balken		
	—	kg/cm ²	%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	—	
1	St. 52	3600	20	120 225	1500 1500	1200 1500		Auch bei bewegten Lasten ²²
2	St. 52	3600	20	120 160 225	1500 1800 1800	1200 1200 1500 ²³ 1800 ²⁴		Bei vorwie- gend ruhenden Lasten und nur bei Hoch- bauten ohne Witterungs- einflüsse
3	Sonder- stahl ²¹	3600	14 ²⁵	120 160 225	1200 1800 1800	1200 1200 1500 ²³ 1800 ²⁴		
4	Sonder- stahl ²¹	5000	14 ²⁶	120 160 225	1200 2200 2200	1200 1200 1500 ²³ 1800 ²⁴		

²⁰ *Streckgrenze.* Entsprechend den Eisenbetonbestimmungen § 7 müssen die Eigenschaften des Stahles nachgewiesen werden. Für Bewehrungen ohne ausgeprägte Streckgrenze kann, bis zur endgültigen Regelung auf Grund der im Gange befindlichen Versuche statt der 0,2 %-Grenze der bleibenden Dehnung nach DIN 1602 auch die 0,4 %-Grenze der gesamten Dehnung als Streckgrenze treten.

²¹ *Sonderstahleinlagen* in besonderer Anordnung auf Grund baupolizeilicher Zulassung.

²² Entspricht des bisher bestehenden Bestimmungen.

²³ Wenn der Querschnitt des einzelnen Bewehrungsseisens $> 3,14 \text{ cm}^2$ ist. (Bei verdrehten Eisen ist der Gesamtquerschnitt eines verdrehten Stabes maßgebend.)

²⁴ Wenn der Querschnitt des einzelnen Bewehrungsseisens $\leq 3,14 \text{ cm}^2$ ist (sonst wie zu 23).

²⁵ Für Platten ist auch Stahl mit einer Mindestbruchdehnung von 10 % zulässig.

²⁶ Für Platten ist auch Stahl mit einer Mindestbruchdehnung von 8 % zulässig.

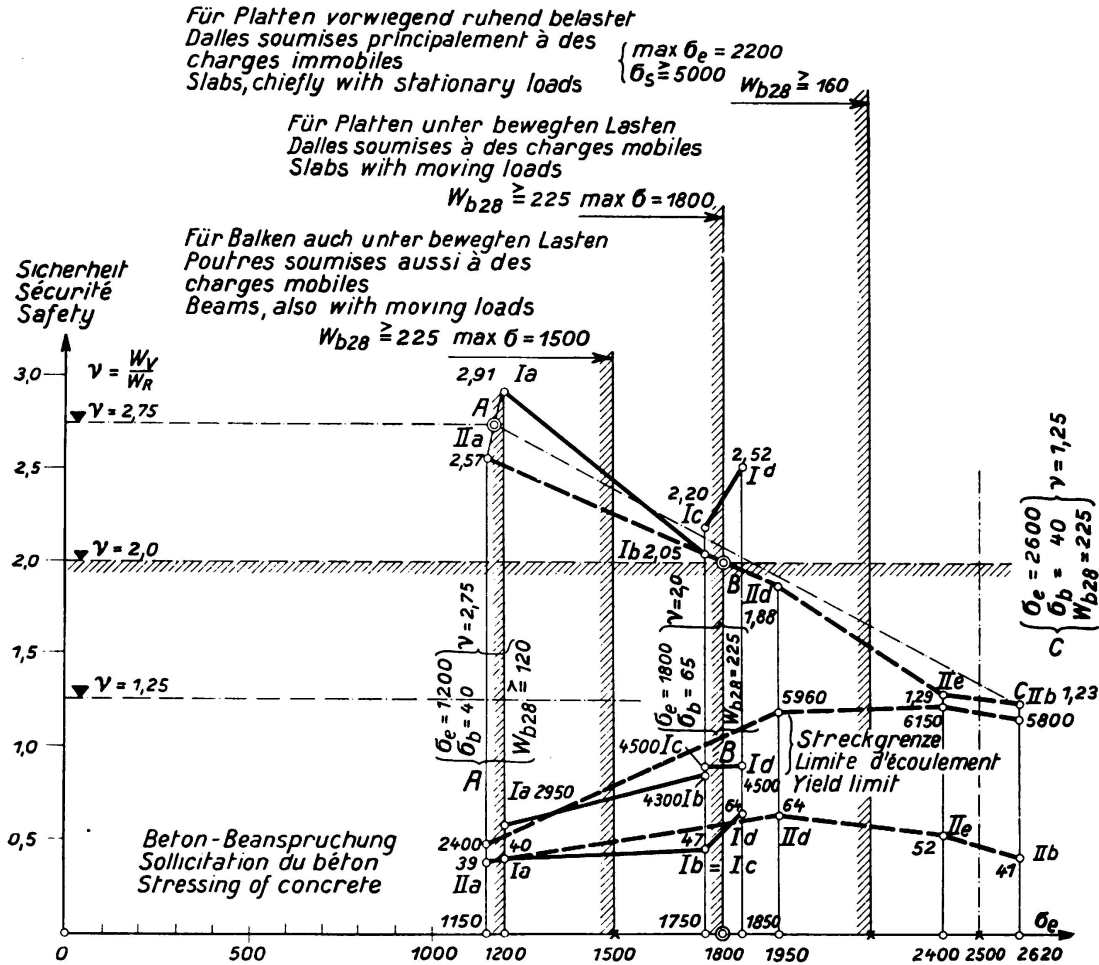


Fig. 19.

Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche an Platten mit Isteg-, bzw. Baustahlgewebe-Bewehrung (I bzw. II).

und bei $W_{b28} \geq 225 \text{ kg/cm}^2$ für Platten (2. Zeile, 6. Spalte) den Wert $\sigma_{e \text{ zul}} = 1500 \text{ kg/cm}^2$ auf 1800 kg/cm^2 und zwar auch bei bewegten Lasten zu erhöhen.

b) Die einschränkende Bestimmung der Fußnoten 23 und 24 mit dem festen Grenzwert $F_e = 3,14 \text{ cm}^2$ sollte auf Grund unserer Gl. 28 und 40 durch eine tiefer begründete Vorschrift ersetzt werden, was aber erst auf Grund weiterer Versuche möglich ist.

2. Die kritische Betrachtung der Bruchsicherheit von Eisenbetonbalken (s. unter D, II und Fig. 13 und 14) führte zu folgenden Ergebnissen:

a) Im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken, bei denen die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), braucht an dem bisher üblichen Rechnungsverfahren nichts geändert zu werden.

b) Sobald die Bewehrungsgrenze μ_G , die beide Bereiche trennt, durch die laufenden Dresdner Versuche für St. 37 und hochwertigsten Stahl festgelegt ist, kann dieser erste Bereich bis zu diesem Grenzwert ausgedehnt und damit das einfache Rechnungsverfahren auch hier angewendet werden.

c) Jenseits dieser Grenze, also *im zweiten Bereich*, in dem die Beton-Druckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist (seltener Fall), kann ein *neues Verfahren mit weitergehender Baustoff-Ausnutzung* zugrunde gelegt werden. Die *Anordnung von Druckeisen und Balkenschrägen* wird dann *möglichst vermieden* und damit eine *Verbesserung der baulichen Gestaltung* erzielt.

Unsere Versuche mit hochwertigen Stählen im Eisenbetonbau führten somit zu der Erkenntnis, daß *unter Wahrung der Riß- und Bruchsicherheit eine beträchtliche Steigerung der zulässigen Beanspruchung, also der Ausnutzung der Baustoffe berechtigt ist* (s. Übersicht VI), ferner zu *einer kritischen Prüfung der Sicherheit* und endlich zur *Anregung der Ergänzung unseres üblichen Rechnungsverfahrens, um die bauliche Durchbildung zu verbessern*. Durch diesen *Ausbau auf versuchsmäßiger Grundlage* kann eine bisher vorhandene Lücke unseres Wissens über den Eisenbeton geschlossen werden.

Zusammenfassung.

Die Frage der Verwendung von hochwertigem Stahl im Eisenbetonbau wurde hauptsächlich erst durch die neueren Dresdner Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zu einem gewissen Abschluß gebracht. Die Rißbreiten wurden in 23-facher Vergrößerung photographisch aufgenommen und die Rißtiefen genau gemessen.

- Die *Rißsicherheit*, das Verhältnis der Last beim Auftreten des ersten Risses zur Gebrauchslast, beträgt bei allseitig aufliegenden, kreuzweise bewehrten Platten 1,8, bei den auf vier Eckpunkten gelagerten Platten (Pilzdecken-Vorversuche) 1,4, bei einachsigen bewehrten Platten 0,75 und bei Plattenbalken 0,5. Die Anwendung von hochwertigem Baustahl kann daher bei Platten am meisten empfohlen werden. Mit steigender *Betongüte* wächst auch die Rißsicherheit, aber leider nur in geringem Maße wegen der größeren Sprödigkeit der hochwertigen Zemente. Je kleiner aber der *Eisenquerschnitt* im Vergleich zum Betonquerschnitt und zur Rippenbreite ist, umso größer ist die Rißsicherheit und umso kleiner die *Rißtiefe*. Da andererseits die *Rißbreite* mit der Rippenbreite wächst, wird der Verbreiterung der Rippe durch die Festlegung einer zulässigen Rißbreite bei der Gebrauchslast (z. B. von $\frac{1}{8}$ mm) eine Grenze gezogen. Diese rein statistischen Feststellungen führen zu der *physikalischen Vorstellung*, daß beim Auftreten des Risses der gerissene Querschnittsteil (Rißtiefe $t \cdot$ Rippenbreite b_0) ausgeschaltet wird und damit auch die Betonzugkraft, die bisher in ihm gewirkt hat. Ihre Größe kann bei niedriger, mittlerer und hoher Betongüte zu 4, 8 und 12 % der Eisenzugkraft beim Auftreten des Risses angegeben werden. Erhöhte Rißsicherheit darf bei I- und kastenförmigen Querschnitten erwartet werden. *Vorwiegend ruhend beanspruchte Plattenbalken mit St. 52* bieten bei 1800 kg/cm^2 zulässiger Eisenspannung die gleiche Rißsicherheit wie bei St. 37 mit 1200 kg/cm^2 .

Die gefundenen *Bruchlasten* führten am 14. I. 1935 zur Aufstellung einer *Tafel für die zulässigen Spannungen bei Stahl mit hoher Streckgrenze* durch den

Deutschen Ausschuß für Eisenbeton (Übersicht VI) und zu folgenden weiteren Ergebnissen. *Im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken*, bei denen die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), braucht an dem bisher üblichen Rechnungsverfahren nichts geändert zu werden. Sobald die Bewehrungsgrenze, die beide Bereiche trennt, durch die laufenden Dresdner Versuche festgelegt ist, kann der erste Bereich bis zu diesem Grenzwert ausgedehnt und damit das einfache Rechnungsverfahren auch hier angewendet werden. *Im zweiten Bereich, in dem die Betondruckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist* (seltener Fall), kann ein neues Verfahren mit weitergehender Baustoff-Ausnutzung eingeführt werden, um die Anordnung von Druckeisen und Balkenschrägen möglichst zu vermeiden und damit die bauliche Gestaltung zu verbessern.

Für *bewegte Lasten* ergab die Auswertung der Stuttgarter Dauerversuche, daß für St. 52 bei Platten als Eisenspannung 1800 kg/cm^2 zulässig ist bei einer Mindestwürfelfestigkeit von 225 kg/cm^2 . Bei Plattenbalken wird hierfür nach wie vor 1500 kg/cm^2 empfohlen.

Leere Seite
Blank page
Page vide