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

Band: 2 (1936)

Artikel: Hochwertige Stähle im Eisenbetonbau

Autor: Saliger, R.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2687

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 04.12.2025

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

IIc 3

Hochwertige Stähle im Eisenbetonbau.

Aciers à haute résistance dans le béton armé.

High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. R. Saliger,
Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

A. Säulen mit hochwertiger Stahlbewehrung.

Aus den zahlreichen Versuchen an Säulen mit Längsbewehrung und Bügeln[1] wissen wir, daß die Ausnützung der Stauchgrenze der Längsbewehrung in der Regel nicht möglich ist. Die Stauchgrenze wird nur bei umschnürten Betonsäulen erreicht. Der Grund für diese Tatsache liegt darin, daß die Bruchstauchung des Betons nicht jene Stauchung erreicht, die in der Stauchspannung der Bewehrungsstäbe vorhanden ist. Die Zerstörung des Betons erfolgt daher früher und die Längsstäbe knicken aus. Bei diesen Säulen ist die Spannung der Längsbewehrung durch das Verhältnis von $E_e : E_b$ gegeben und es bildet keinen wesentlichen Unterschied, ob die Längsbewehrung aus Weicheisen oder höherwertigem Stahl besteht. *Die Anwendung höherwertigen Stahls ist daher im allgemeinen nur bei umschnürten Betonsäulen gerechtfertigt,* die größerer Stauchung fähig sind.

a) Versuche an umschnürten Betonsäulen mit hochwertigen Stahleinlagen.

Die Arbeiten umfassen, abgesehen von den Untersuchungen an betonumschnürten Gußeisensäulen, mehrere Versuchsreihen, die von 1929 bis 1933 ausgeführt worden sind und über die andernorts berichtet worden ist.[2]

Die erste Reihe betrifft fünf verschiedene Säulenbauarten in je zwei gleichen Ausführungen, zusammen zehn Säulen von 1,2 m Länge, Querschnitt 16eckig mit 34 cm Durchmesser, Betonkernquerschnitt 700 bis 740 cm², Prismenfestigkeit des Betons 227 kg/cm², Längsbewehrung aus hochwertigem Rundstahl von durchschnittlich 7,35 t/cm² Streckspannung, Bewehrungsanteil 4,3 bis 8,8 %, Umschnürung bei acht Säulen aus Stahl mit einer Streckgrenze von 5,2 t/cm² in Umschnürungsanteilen von 0,5 bis 2,0 %, bei zwei Säulen aus Eisen mit $\sigma_s = 2{,}6$ t/cm² und dem Umschnürungsanteil von 2,1 %.

[1] *Bach:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten des V.D.I., Hefte 29 und 166, *Saliger:* Zeitschrift für Betonbau 1915, Hefte 2 bis 4, *Commissio du Ciment arme*, Paris 1907, *Emperger:* Versuche an Säulen aus Eisenbeton 1908. *Spitzer:* Heft 3 des österr. Eisenbetonausschusses 1912, *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, *Deutscher Ausschuß* für Eisenbeton, Hefte 5, 10, 14, 21, 28 und 34, *Probst:* Vorlesungen über Eisenbeton, 1. Band, Berlin 1917.

[2] Beton und Eisen 1930, Hefte 1 und 17, Bauingenieur 1931, Hefte 15 und 16, Österr. Eisenbetonausschuß Heft 13, Bericht auf dem Internat. Kongreß für Beton und Eisenbeton in Lüttich 1930 u. a.

Die zweite Reihe umfaßt sechs verschiedene Säulenbauarten in je zwei Gleichstücken von 1,2 m Länge, Querschnitt achteckig mit 35 cm Durchmesser, Betonkernquerschnitt 760 cm², Prismenfestigkeit 204 kg/cm², Rundstahllängsbewehrung 3,8 bis 11,2 %, Streckgrenze 7,7 t/cm². In sechs Säulen war die Längsbewehrung in der Mitte gestoßen und geschweißt. Die Umschnürung bestand aus Bandeisen mit einer Streckspannung von 2,9 t/cm², der Umschnürungsanteil war bei allen Säulen 1,1 %.

Die dritte Versuchsreihe betraf sechzehn Säulen von 3,0 m Länge. Die Prismenfestigkeit des Betons betrug 116 kg/cm². Die Längsbewehrung bestand bei vierzehn Säulen aus Rundstahl mit einer Streckgrenze von 4,25 t/cm², bei zwei Säulen mit einer Streckgrenze von 2,77 t/cm². Der Längsbewehrungsanteil betrug 3,8 bis 14,8 %. Die Umschnürung bestand bei sechs Säulen aus Rundstahl mit 5,2 t/cm² Streckgrenze, bei zehn Säulen aus Stahl $\sigma_s = 2{,}5$ t/cm². Der Umschnürungsanteil lag zwischen 0,5 und 2,2 %.

Weitere Versuche umfaßten zehn Säulen von je 3 m Länge, deren Bewehrung aus fertigen Walzprofilsäulen mit einer Streckgrenze von 2,67 t/cm² und einem Bewehrungsanteil von 3,7 bis 11,9 % bestand (betonumschnürte Stahlsäulen). Der Kernquerschnitt betrug bei acht Säulen 680 bzw. 952 cm², bei zwei Säulen mit quadratischem Außenquerschnitt 490 cm². Die Betonfestigkeit betrug 146 kg/cm². Die Umschnürungseisen hatten eine Streckspannung von 2,5 bis 2,9 t/cm² und der Umschnürungsanteil betrug 0,6 bis 1,3 %.

Die fünfte Versuchsreihe behandelte sechs Säulen von 1,5 m Länge und vierzehn Säulen von 3 m Länge, 34 cm Schaftdicke und rund 760 cm² Kernfläche. Die Prismenfestigkeit des Betons betrug 211 kg/cm². Die Längsbewehrung aus Rundstahl hatte bei vier Säulen eine Streckgrenze von $\sigma_s = 2{,}4$, bei sechzehn Säulen $\sigma_s = 6{,}16$ bis 6,92 t/cm² mit Bewehrungsanteilen von 4,6 bis 11,0 %. Die Umschnürung bestand aus Stahl mit $\sigma_s = 2{,}0$ bis 2,3 t/cm² in der Stärke von 0,5 bis 2,1 %.

b) Folgerungen aus den Versuchen und aus theoretischen Überlegungen.

1. *Geltungsbereich.*

Die Längsbewehrung in den genannten Versuchen bestand aus Stahl mit Streckgrenzen von 2,2 bis 7,7 t/cm², mit Bewehrungsanteilen von 4 bis 14 %. Für die Umschnürung diente Stahl von 2,0 bis 5,2 t/cm² mit Anteilen von 0,5 bis rund 2 %. Die Versuche umfassen sonach den ganzen Bereich der Bewehrungsanteile und Bewehrungsgüten, der in der Praxis in Betracht kommt.

2. *Ausnützung der Längseinlagen.*

Die Bruchstauchung der umschnürten Eisenbetonsäulen übertrifft in der Regel die Zusammendrückbarkeit des nicht bewehrten Betons erheblich. Sie ist bei genügend starker Umwehrung so groß, daß die Stauchgrenze der Längseinlagen erreicht oder die begriffmäßige Streckgrenze sogar überschritten wird. Nennenswerte Unterschiede zwischen der Stauchgrenze beim Druckversuch und der Streckgrenze beim Zugversuch des Stahls haben sich nicht gezeigt. Bei den umschnürten Säulen besteht die Möglichkeit der vollen Ausnützung von Längseinlagen aus hochwertigem Stahl. Das Verhalten der betonumschnürten Stahlsäulen ist das gleiche wie das einer schlaffen Längsbewehrung. Knickung der

Einzelstäbe oder der einbetonierten Stahlsäule kommt bei sachgemäßer Bauart nicht in Betracht. Bei großer Schlankheit kann für die Säule als Ganzes Knickgefahr bestehen.

3. *Notwendige Stärke der Umschnürung.*

Die Stauchgrenze der Längsbewehrung konnte bei allen jenen Säulen vollständig ausgenützt werden, deren Umschnürungsstärke $F_u \cdot \sigma_{u\,streck} \geqq 0{,}05\, F_e \cdot \sigma_{stauch}$ und wenn $F_u \cdot \sigma_{u\,streck} \geqq 0{,}1\, F_k \cdot \sigma_p$ oder

$$\mu_u \geqq 0{,}05\, \mu \cdot \frac{\sigma_{stauch}}{\sigma_{u\,streck}} \quad \text{und} \quad \mu_u = 0{,}1\, \frac{\sigma_p}{\sigma_{u\,streck}}\,^{3}.$$

Hierin bedeutet σ_p die Prismenfestigkeit des Betons.

Sinkt die Umschnürungsstärke (ausgedrückt durch $F_u \cdot \sigma_{u\,streck}$) unter einen bestimmten Wert, so kann die Stauchgrenze der Längsstäbe nicht sicher erreicht werden. Ist die Umschnürungsstärke wesentlich größer, so ist der Säulenbeton höherer Stauchung fähig und damit erlangen die Längsstäbe Pressungen, die die begriffmäßige Stauchgrenze überschreiten können. Unter sonst gleichen Umständen ist die Umschnürung mit hochliegender Streckgrenze wirksamer als solche aus weichem Eisen.

4. *Wirkung der Umschnürung.*

Die Umschnürung hat eine zweifache Aufgabe: Die Vermehrung der Festigkeit des Betons durch eine kreisrunde Umschnürung ist $N_u = a \cdot F_u\, \sigma_{u\,streck}$. Hätte der Beton keine Eigenfestigkeit und zeigte er das Verhalten einer Flüssigkeit, so wäre $N_u = \frac{1}{2}\, F_u \cdot \sigma_{u\,streck}$, also $a = \frac{1}{2}$. Für Beton ergibt sich aus Versuch und Theorie, wenn m die Poisson-Zahl bedeutet, $a = \frac{m}{2} = 1{,}5$ bis 4, wobei der kleinere Wert für hohe Pressungen in hochwertigem Beton und der größere Wert bei niedrigen Pressungen in geringwertigem Beton gilt. Je höherwertiger der Beton ist, desto geringer wird der die Umschnürungswirkung ausdrückende Beiwert a. Im Mittel kann mit $a = 2$—3 gerechnet werden. Die Wirkung der Umschnürung wächst mit der Streckgrenze $\sigma_{u\,streck}$ der Umschnürung. Die genannte erste Aufgabe der Umschnürung beruht also auf einer Vermehrung der Druckfestigkeit des Betons um $\Delta\sigma_p = \frac{N_u}{F_k} = 2{,}5\, \mu_u\, \sigma_{u\,streck}$ i. M. Die zweite Aufgabe der Umschnürung ist die Sicherstellung genügend großer Formänderungen des Betons, die Erreichung der Stauchgrenze der Längsbewehrung, die gemeinsame Wirkung der beiden Stoffe überhaupt und schließlich die Verhinderung des Ausknickens der Längsstäbe. Bei Pressungen bis zur Eigenfestigkeit des Betons ist die Beanspruchung der Umschnürung gering, bei größern Stauchungen steigt die Spannung der Umwehrung rasch an bis zur Streckgrenze und allenfalls bis zum Zerreißen.

---

[3] Die Auffassung, daß eine wesentlich stärkere Umschnürung, etwa 2 bis 3 %, notwendig sei, um die vollständige Ausnützung der Prismenfestigkeit und der Stauchgrenze der Längsbewehrung sicherzustellen, ist durch die Versuche nicht gedeckt; siehe *Freudental:* Verbundstützen für hohe Lasten, Berlin 1933.

5. *Rißbildung.*

Bis zur Rißbildung in der Schale wirkt die gesamte Querschnittfläche des Betons (Kern- und Deckschicht) und der Längsstäbe in der gleichen Weise wie bei einer gewöhnlichen längsbewehrten Eisenbetonsäule im Verhältnis der Dehnmaße $E_c : E_b$ ohne nennenswerte Beeinflussung durch die Umschnürung. Die Längsrisse treten bei Betonpressungen auf, die ungefähr der Prismenfestigkeit gleich sind. Die Querdehnung ε_q des Betons und somit auch der Schale beträgt etwa $\varepsilon_q = \frac{\varepsilon}{m}$. Nimmt man die Dehnfähigkeit des Betons $\varepsilon_q = (1{,}5 \text{ bis } 2) \cdot 10^{-4}$ und $m = 7$ an, so ergibt sich $\varepsilon = 7 \cdot (1{,}5 \text{ bis } 2) \cdot 10^{-4} \approx (1 \text{ bis } 1{,}5) \cdot 10^{-3}$, das heißt das Aufreißen der Schale ist bei einer Säulenverkürzung von 1 bis 1,5 mm/m zu erwarten. Für mindern Beton wird ε_q kleiner und m größer und umgekehrt für hochwertigen Beton, sodaß die angegebene Säulenstauchung als Durchschnittswert gelten kann. Einer Verkürzung von 1 bis 1,5 mm/m entspricht eine Längsspannung im Säulenbeton in der Größenordnung von 100 bis 250 kg/cm², das ist die Prismenfestigkeit des Betons. Nach Überschreiten der Prismenfestigkeit des Betons beginnt das Abfallen der Schale. Die Rißlast kann ausgedrückt werden durch:

$$N_{Riß} = (F_b + n \cdot F_e)\, \sigma_p .$$

Die Sicherheit gegen die Rißbildung ist also:

$$s_R = \frac{N_{Riß}}{N_{zul}}.$$

Bei Steigerung der Last über N_{Riss} fällt die Schale ab.

6. *Grenzfall.*

Umschnürte Säulen, deren Tragkraft als gewöhnliche längsbewehrte Betonsäulen (mit Einbeziehung der außerhalb des Kerns liegenden Betonschale) größer ist als jene des umschnürten Betons (ohne Berücksichtigung der Betonschale), gehen mit der Rißbildung und dem Ablösen der Schale zu Bruch. Die Rißlast ist in diesem Fall die Höchstlast. Je stärker die Umschnürung und je geringer der Anteil des Schalenquerschnittes am Gesamtquerschnitt ist, desto höher liegt die Bruchlast über der Rißlast.

7. *Bruchlast und zulässige Baulast.*

In allen Fällen, in denen die Bedingungen unter Punkt 3 erfüllt sind, ist die Tragkraft der Säulen mit hochwertiger Stahlbewehrung durch die Summe der Widerstände gegeben, die von der Prismenfestigkeit des Betonkerns, dem Widerstand der Längsbewehrung (ohne Knickabminderung) und vom Zugwiderstand (der Streckgrenze) der Umschnürung gebildet wird.

$$N_{Bruch} = F_k\, \sigma_p + F_e\, \sigma_{e\ stauch} + 2{,}5\, F_u \cdot \sigma_{u\ streck} \tag{1}$$

bei s-facher Sicherheit ist

$$N_{zul} = \frac{N_{Bruch}}{s}.$$

Bei im wesentlichen ruhiger Belastung ist der Sicherheitsgrad $s \cong 2{,}5$ vollkommen ausreichend. Nach der Erfahrung ist bei guter Ausführung ein Mindestwert der Betonfestigkeit im Bauwerk $\sigma_{p\,min} = \frac{2}{3}\sigma_{p\,mittel}$ zu erwarten.

Damit ergibt sich:

$$N_{zul} = \frac{F_k\,\sigma_{p\,mittel}}{3{,}5} + \frac{F_e\,\sigma_{e\,stauch}}{2{,}5} + F_u\,\sigma_{u\,streck} \tag{2}$$

Diese Beziehung kann *ohne Festsetzung zulässiger Beanspruchungen* zur Berechnung der zulässigen Baulast oder nach entsprechender Umformung zur Bestimmung der Abmessungen auf Grund der Stoffgüten und des Sicherheitsgrades verwendet werden. Will man in der bisher üblichen Weise mit zulässigen Beanspruchungen arbeiten, so gelangt man zur Formel:

$$N_{zul} = F_k \cdot \sigma_{b\,zul} + F_e \cdot \sigma_{e\,zul} + 2{,}5\,F_u \cdot \sigma_{u\,zul} \tag{2a}$$

Setzt man $\frac{\sigma_{e\,zul}}{\sigma_{b\,zul}} = n$ und $\frac{\sigma_{u\,zul}}{\sigma_{b\,zul}} = n_u$, so erhält man

$$\left.\begin{aligned} N_{zul} &= (F_k + n\,F_e + 2{,}5\,n_u\,F_u)\,\sigma_{b\,zul} \\ &= (1 + n\,\mu + 2{,}5\,n_u\,\mu_u)\,F_k\,\sigma_{b\,zul} \end{aligned}\right\} \tag{2b}$$

8. *Anteile des Betons und der Stahlbewehrung an der Tragkraft.*

Der Anteil des Stahls an der Tragkraft ist innerhalb des durch Versuche gedeckten Bereichs umso größer, je stärker die Längsbewehrung und Umschnürung und je höherwertiger der Stahl ist. Beispielsweise ergeben sich für $\sigma_{e\,stauch} = 6000$, $\sigma_{u\,streck} = 4000$ und $\sigma_p = 200$ kg/cm², $n = 30$ und $n_u = 20$ und bei der Annahme $\mu_u = \frac{\mu}{6}$ die in der Zahlentafel zusammengestellten Werte. σ_b bedeutet hierin den durch die Umschnürung hervorgerufenen, gegenüber der Prismenfestigkeit vermehrten Druckwiderstand des Betons. Die Rißlast ist mit $F_b = 1{,}4\,F_k$ berechnet, die Rißsicherheit s_R bei $s = 2{,}5$ facher Bruchsicherheit.

Aus der Tafel ist folgendes zu erkennen: Unter den getroffenen Annahmen steigt bei 12 % Längebewehrung und 2 % Umschnürung die mittlere Bruchpressung (bezogen auf die Kernfläche) auf $\sigma = 5{,}6\,\sigma_p$. Bei einer Prismenfestigkeit von $\sigma_p = 200$ kg ergibt dies eine mittlere Bruchpressung von $\sigma = 5{,}6 \cdot 200 = 1120$ kg/cm², das ist mehr als die Tragkraft einer Flußeisensäule mit dem gleichen umschriebenen Querschnitt bei mittleren Schlankheitsverhältnissen. Der Anteil des Betondruckwiderstandes sinkt mit zunehmender Bewehrung, während der Anteil des von den Stahleinlagen aufgenommenen Druckwiderstandes steigt, in der vorliegenden Zahlentafel bis 82 %. Solche Säulen wirken fast wie reine Stahlsäulen, obwohl der Beton eine unbedingte Notwendigkeit ist.

c) *Anwendung höherwertiger Stähle in Druckgliedern und Säulen.*

Die Verwendung hochwertiger Stähle in Säulen, Bogen und andern Druckgliedern schafft erweiterte Möglichkeiten in der Querschnittbemessung. Hinsichtlich der erforderlichen äußern Abmessungen kann der Wettbewerb mit dem reinen Stahlbau umso leichter aufgenommen werden, je höherwertiger die Bewehrung ist. Die Verbindung mit hochwertigem Beton erweist sich fast immer

$\mu = \frac{F_e}{F_k} =$	0,03	0,06	0,12
$\frac{N_b}{F_k\ \sigma_p} =$	1	1	1
$\frac{N_e}{F_k\ \sigma_p} =$	0,9	1,8	3,6
$\frac{N_u}{F_k\ \sigma_p} =$	0,25	0.5	1,0
$\frac{N_{Bruch}}{F_k\ \sigma_p} =$	2,15	3.3	5,6
$\frac{\sigma_b}{\sigma_p} =$	1,25	1.5	2,0
Anteil des Betons " der Längseisen } Bewehrung " " Umschnürung } Bewehrung	47 42 } 53 11	30 55 } 70 15	18 % 64 } 82 % 18
$\frac{N_{Riss}}{F_k\ \sigma_p} =$	2,03	2,65	3,90
$\frac{N_{Riss}}{N_{Bruch}} =$	0,95	0,80	0,70
$s_R =$	2,4	2.0	1,7

als notwendig, wenn auch der auf den Beton entfallende Kraftanteil verhältnismäßig gering ist. In der Fig. 1 sind maßstäblich die Querschnitte dargestellt, die unter verschiedenen Annahmen für eine Belastung von 1000 t erforderlich sind:

1. Eine gewöhnliche längsbewehrte Säule aus Baubeton mit $\sigma_{b\,zul} = 35$ kg/cm² und mit einem St. 37-Bewehrungsanteil von $\mu = 0{,}8$ %.
2. Desgleichen bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $\sigma_{b\,zul} = 70$ kg/cm².
3. Eine umschnürte Betonsäule aus hochwertigem Beton mit $\sigma_{b\,zul} = 70$ kg/cm² und St. 37-Bewehrung.
4. Eine betonumschnürte Stahlsäule aus Walzprofilen St. 37 mit $\sigma_{e\,zul} = 1400$ und $\sigma_{b\,zul} = 60$ kg/cm².

5. Eine umschnürte Eisenbetonsäule aus hochwertigem Beton ($\sigma_{b\,zul} = 60\,kg/cm^2$) und aus Stahl mit $\sigma_s = 6000$ ($\sigma_{e\,zul} = 2400\,kg/cm^2$) bei 2,5-facher Sicherheit.

6. Eine reine Stahlsäule aus St. 37 mit $\sigma_{e\,zul} = 1400\,kg/cm^2$. Die gestrichelte Linie stellt die allfällig notwendige Umkleidung der Säule dar.

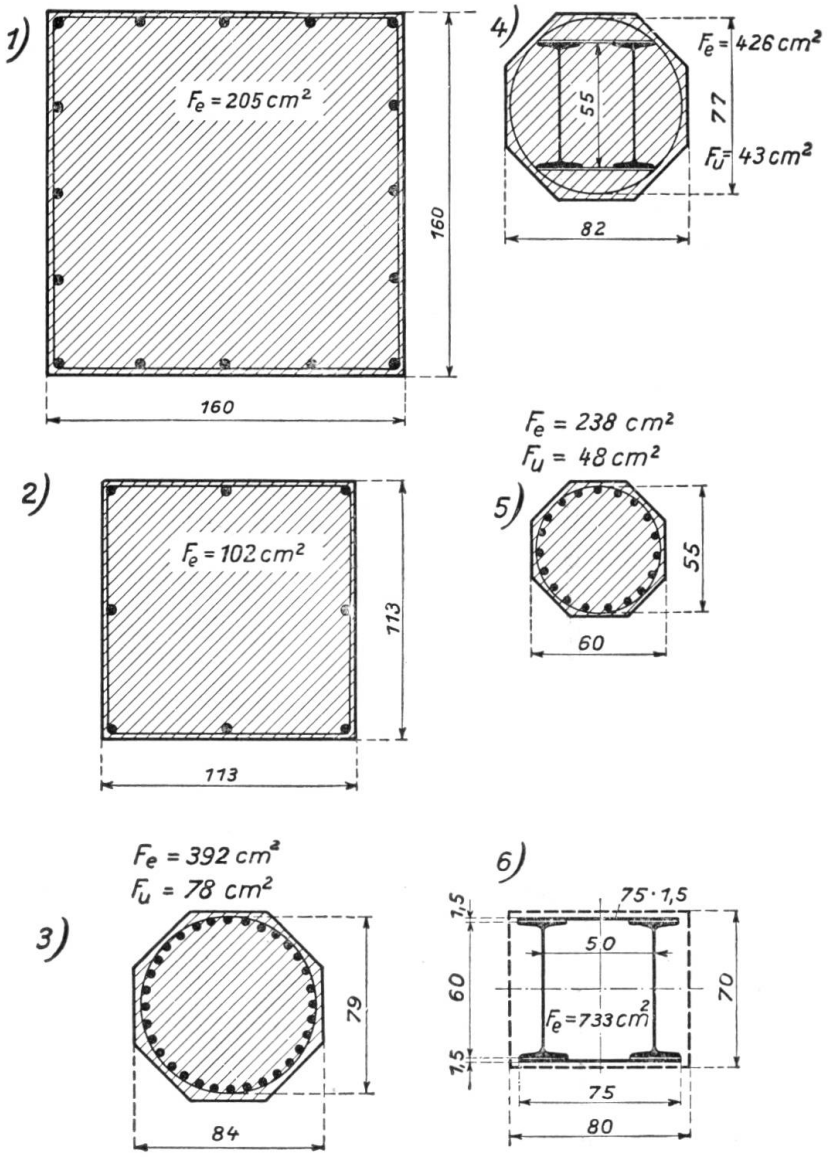

Fig. 1.

Bei der *baulichen Durchbildung* von Druckgliedern mit hochwertiger Stahlbewehrung werden besondere Maßnahmen am Platze sein. Eine Übertragung der Längskräfte durch Haftung allein, wie sie im regelrechten Eisenbetonbau üblich ist, wird nicht möglich sein. Die Längsstäbe sind am besten durch Stumpfschweißung zu verbinden. Für die Eintragung größerer Einzelkräfte in die Säulen erscheint ebenfalls eine besondere Durchbildung erforderlich. Die Verbindung der Längsstäbe zu einem starren Gerippe erfolgt zweckmäßig durch angeschweißte Ringlaschen. Für die Anschlüsse der Träger an die Säulen und für den gesamten Zusammenbau hat Dr. *Bauer* eine Reihe beachtenswerter Vorschläge

erstattet. Das aus den Längsstäben und der Umschnürung bestehende Bewehrungsgerippe ist in den Werkstätten herzustellen und am Bauplatz wie eine Stahlsäule zu versetzen.

In vielen Fällen wird es vorteilhaft sein, die aus Säulen und Trägern bestehenden leichten Stahlbaugerippe in der üblichen Ausführung, geschweißt, genietet oder verschraubt mit gewöhnlicher oder hochwertiger Rundstahlbewehrung zu vereinen, um eine möglichst weitgehende Anpassung der Stoffverteilung an die Kraftwirkungen und damit wirtschaftliche Vorteile zu erzielen. Diese Verbundbauweise, die wiederholt angewendet wurde, u. a. in Österreich, England und Amerika, ist als gesunde Weiterentwicklung sowohl des Stahlbaus wie des Eisenbetonbaues zu werten, indem sie eine technisch richtige Vereinigung beider darstellt und die tote Umbetonierung der Stahlbauten, die zum Feuer- und Rostschutz sehr häufig notwendig ist, zur Kraftübertragung voll heranzieht.

B. Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung.

a) *Versuche.*

Die Versuche von 1912 und 1913[4] an Plattenbalken mit 2,7 m Länge und Bewehrungen von 1,5 % ergaben bei den ausgewiesenen Streckspannungen des Eisens von 2,5 bis 3,5 t/cm² ein Verhältnis der höchsten Eisenspannung zur Streckgrenze $\sigma_e : \sigma_s = 1{,}05$ bis 1,09.

Die grundlegenden Versuche mit der Istegstahlbewehrung[5] wurden 1927 und 1928 durchgeführt und ergaben, daß bei einer Verwindung, deren Ganghöhe der 12,5-fachen Eisendicke gleich ist, die Größtwirkung erzielt wird und zwar eine Steigerung der Streckgrenze gegen unverwundenen Stahl auf das 1,5-fache, der Zugfestigkeit auf das 1,1-fache und daß hiebei das Dehnmaß des Eisens auf $E_c = 1700$ t/cm² vermindert wird. 8 Balken mit dem Querschnitt 20 · 30 cm dienten zur vergleichsweisen Ermittlung des Haftwiderstandes des Istegstahls, an weitern 12 Eisenbetonbalken mit den Querschnitten 10 · 20, 15 · 20 und 20 · 20 cm und mit drei Bewehrungsstärken von 0,4 bis 1,8 % wurde festgestellt, daß die Istegstahlbewehrung 1,43 bis 1,5 mal so große Spannungen aufnahm wie gleiche Balken mit St. 37-Bewehrung, weiter daß das Verhältnis $\sigma_e : \sigma_s = 1{,}2$ bei den schwachen Bewehrungen betrug und 1,1 bei den stärkern Bewehrungen. An 4 Vergleichsdecken mit Isteg- und St. 37-Bewehrung in der Stärke von 0,24 bzw. 0,38 % wurde ein Verhältnis der Stahlspannungen im Bruchzustand von 1,53 ermittelt. Das Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ betrug 1,3 im Mittel bei allen 4 Decken.

Ein im Jahr 1928 durchgeführtes Versuchsprogramm[6] umfaßte 36 Balken mit plattenbalkenförmigem Querschnitt von 2,7 m Länge. 8 Balken waren mit St. 48, 6 Balken mit St. 80, 4 Balken mit Istegstahl und für Vergleichszwecke 8 Balken mit St. 37 bewehrt. Vorgesehen waren zwei Betongüten mit 150 und 300 kg/cm² Würfelfestigkeit. Die Längsbewehrungen betrugen rund 0,5, 1,1 und 1,7 %. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende: Die Güte des verwendeten Bewehrungsstahls beeinflußt nicht die Durchbiegung und Rißbildung bei gleicher

[4] Schubwiderstand und Verbund, bei Springer in Berlin 1913 und Zeitschrift für Betonbau 1913, Hefte 8 und 9 und 1914, Heft 1.

[5] Beton und Eisen, 1928, S. 233 u.f.

[6] Bauingenieur 1929, Heft 7.

Eisenbeanspruchung unterhalb der Streckgrenze. Die Güte des Betons hat im Bereich der vergleichbaren Eisenspannungen ebenfalls nur geringen Einfluß. Die Tragkraft hing bei allen Arten des hochwertigen Stahls, soweit der Bruch infolge der Momentenwirkung erfolgt ist, von der Streckspannung ab, in der gleichen Weise wie bei St. 37-Bewehrung. Die Ansprüche an den Verbund haben sich als umso größer erwiesen, je höher die Eisenspannung liegt. Große Betonfestigkeit vermehrt unter sonst gleichen Umständen die Verbundwirkung und erhöht die Tragkraft, wenn diese vom Verbund abhängt.

Bei den im Jahr 1932 ausgeführten Versuchen[7] wurden 8 mit St. 55 bewehrte Balken mit T-Querschnitt verwendet. Die Streckgrenze betrug $\sigma_s = 3{,}7$ t/cm², die Zugfestigkeit der Bewehrung 6,2 t/cm². Die Würfelfestigkeit war 26,5, die Prismenfestigkeit 218 kg/cm², die Stauchungen wurden bis 2 ‰ im Mittel gemessen. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende:

Bewehrung	μ =	0,34	0,73	1,1	1,45 %
Rißbildung bei der rechnerischen Eisenspannung	σ_e =	1200	800	800	650
Rechnerische Eisenspannung beim Bruch	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ =	1,3	1,2	1,1	1,03

Die in den Jahren 1930 bis 1932 durchgeführten Dauer- und ruhigen Biegeversuche[8] betrafen 32 Balken mit T-förmigem Querschnitt in 8 verschiedenen Bewehrungen mit je 4 Gleichstücken. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende:

Bewehrungsanteil	μ =	0,56	0,85	1,4 %	
		Istegstahl	St. 37	St. 55	Istegstahl
Anrißspannung im Mittel		1100	900	700	700 kg/cm²
Höchstspannung $\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$	=	1,45	1,12	1,10	1,23

In Eisenbetonplatten mit Streckmetallbewehrung[9] von 4300 bis 5300 kg/cm² Zugfestigkeit ohne Streckgrenze und Bewehrungsanteilen von 0,27 bis 0,57 % ergaben höchste Eisenspannungen beim Bruch von $\sigma_e = 4600$ bis 5000 kg/cm² (i. M. = Zugfestigkeit).

Die Vergleichsversuche an Balken mit St. 37-Bewehrung und an Balken mit Torstahlbewehrung[10] hatten folgendes Ergebnis:

	St. 37 mit $\sigma_s = 2{,}8$		Torstahl mit $\sigma_s = 4{,}6$ t/cm²			
μ =	0,69		0,37	0,70		1,43 %
σ_p	94	162	94	94	162	162 kg/cm²
$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ =	1,11	1,27	1,19	1,07	1,30	1,10

[7] Heft 14 d. österr. Eisenbetonausschusses, Versuche an Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung und an streckmetallbewehrten Platten, Wien 1933.

[8] Heft 15 des österr. Eisenbetonausschusses 1935.

[9] Heft 14 des österr. Eisenbetonausschusses 1933.

[10] noch nicht veröffentlicht.

Weitere wichtige Aufschlüsse über das Verhalten hochwertigen Stahls ergaben die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton,[11] wobei die Bewehrungen aus St. 37, St. 48 und Si-Stahl bestanden und weiter des österreichischen Eisenbetonausschusses.[12]

Aus den letztgenannten wird folgendes Ergebnis erwähnt:

Bewehrungsanteil	$\mu =$	0,39	0,78	1,77	2,65 %
Bei St. 55 und geringerem Beton	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,35	1,14	< 1	< 1
Bei St. 55 und höherwertigem Beton	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,45	1,31	1,21	1,08
Bei Istegstahl und höherwertigem Beton	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,60	1,48	1,34	1,17

b) *Durchbiegung und Rißbildung.*

Innerhalb des Versuchsbereiches, der Stahl von $\sigma_s = 2{,}2$ bis nahe 5 t/cm² umfaßt, verhalten sich Balken mit höherwertiger Stahlbewehrung hinsichtlich Durchbiegung und Rißbildung ebenso wie Balken mit St. 37 bei den gleichen unterhalb der Streckgrenze gelegenen Spannungen und unter der Voraussetzung, daß die Form und Oberfläche der Bewehrungsstäbe sowie die Güte und Beschaffenheit des Betons dieselben sind. Die ersten Risse traten bei Biegezugbeanspruchungen (berechnet nach Zustand I mit jenem Beiwert n, der dem Verhältnis $E_e : E_b$ bei kleinen Beanspruchungen entspricht) auf, die mit der an nicht bewehrten Betonbalken nachgewiesenen Biegezugfestigkeit des Betons ungefähr übereinstimmt. Die unmittelbar vor der ersten Rißbildung vorhandene tatsächliche Eisenspannung ergibt sich aus der Dehnfähigkeit des Betons. Diese beträgt am Balkenrand 1 bis $3 \cdot 10^{-4}$ und damit ergibt sich die tatsächliche Spannung der vom Rand etwas abliegenden Bewehrungsstäbe mit $\sigma_{ez} = 150$ bis 500 kg/cm². Die Eisenspannung $\sigma_{e\,II}$, die nach dem gedachten vollständigen Aufreißen der Betonzugzone unter dem Rißmoment sich ergibt (berechnet nach Zustand II mit $n = 15$), ist mit dem Bewehrungsanteil $\mu = \frac{F_e}{bh}$ stark veränderlich. b bedeutet hierin die Breite der Betonzugzone. Größenordnungsmäßig gilt die Betrachtung auch für Plattenbalken, wobei b die Breite des Betonsteges bedeutet. Ist die Betonzugfestigkeit $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$,[13] so gilt annähernd folgende in Fig. 2 dargestellte Beziehung:[14]

$$\sigma_{e\,II} = \left(1 + \frac{0{,}035}{\mu}\right) \sigma_p \tag{3}$$

Vor der ersten Rißbildung werden die Spannungen vom Beton auf das Eisen durch Haftkräfte übertragen. Diese sind wegen der nicht vollständig gleichmäßigen Beschaffenheit des Betons und der Eisenoberfläche ungleich verteilt. An einer Stelle zeigen die Bewehrungsstäbe Gleitbestreben, das der Vorbote des ersten Risses ist. Zwischen zwei benachbarten Rißstellen herrscht die in Fig. 3

[11] Heft 66, (1930).
[12] Heft 7 (1918), Heft 14 (1933).
[13] Mittelwert aus zahlreichen Versuchen.
[14] Vgl. *Saliger:* Der Eisenbeton, 6. Auflage, S. 165 u. f.

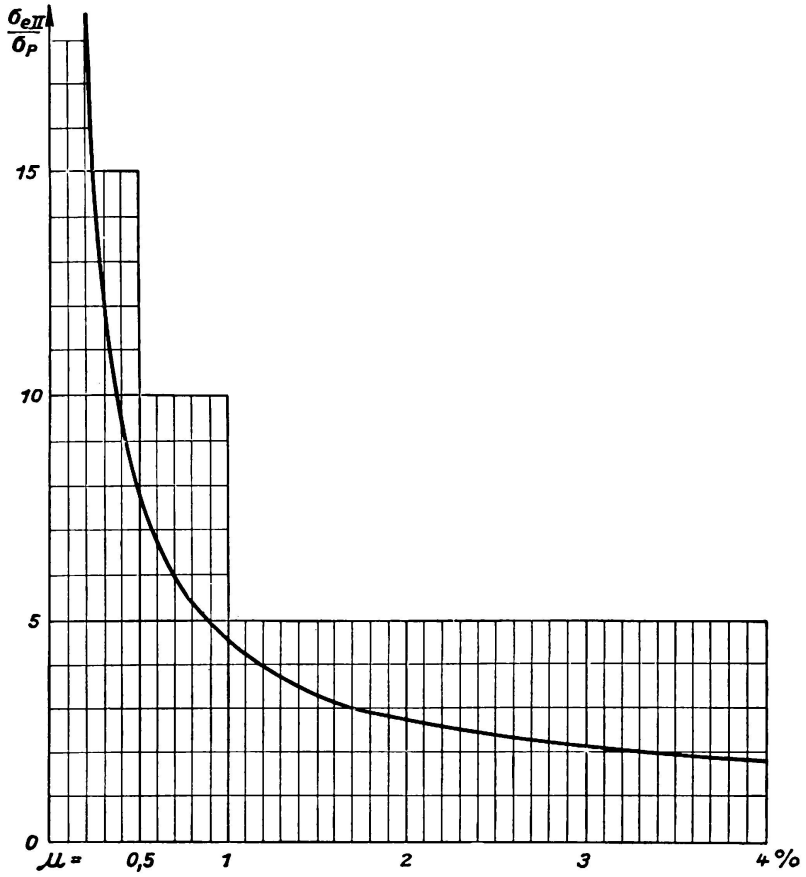
σeII / σP
15
10
5
0
μ = 0,5
1
2
3
4 %

Fig. 2.

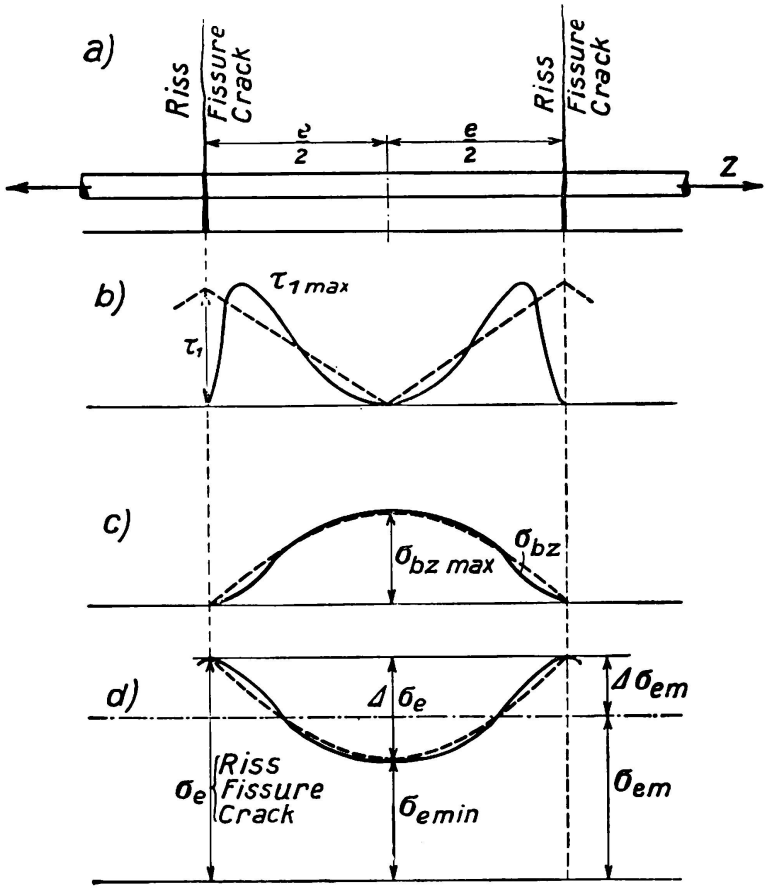
a)
Riss
Fissure
Crack
Riss
Fissure
Crack
e/2
e/2
z
b)
τ1 max
τ1
c)
σbz max
σbz
d)
Δ σe
Δ σem
σe
Riss
Fissure
Crack
σemin
σem

Fig. 3.

dargestellte Verteilung der Haft- (Gleit- und Reibungs-) Spannungen τ_1, der Betonzugspannungen σ_{bz} und der Eisenspannung σ_e. Ersetzt man die krumme Linie τ_1 durch Geraden, wie gestrichelt, so gilt für den Rechteckquerschnitt, wenn die vom Beton auf die Zugbewehrung mit dem Umfang u durch Haftung übertragene unterschiedliche Zugkraft ΔZ ist, die Beziehung:

$$\Delta Z = F_e \cdot \Delta \sigma_e = \frac{b d^2 \sigma_{bz\,max}}{6 z} = \frac{u e \tau_{1\,max}}{4}$$

Hieraus berechnet sich der wahrscheinliche mittlere Abstand der Risse:

$$e = \frac{2 b d^2 \sigma_{bz\,max}}{3 u z \tau_{1\,max}} \tag{4}$$

Mit $z = 0{,}9\,h$ und $h = 0{,}9\,d$ erhält man

$$e = \frac{0{,}9\,bh\,\sigma_{bz\,max}}{u \tau_{1\,max}} \tag{4 a}$$

Die Ausdrücke sagen aus, daß der Rißabstand bei gleichbleibender Haftfläche u mit der Balkenhöhe und Breite zunimmt. Für Rundeisen ist, wenn m die Zahl der Bewehrungsstäbe ist,

$$u = m\,d_e\,\pi = \frac{4\,F_e}{d_e}$$

Mit $\mu = \frac{F_e}{bh}$ wird

$$e = \frac{0{,}23\,d_e \cdot \sigma_{bz\,max}}{\mu\,\tau_{1\,max}} \tag{4b}$$

Aus dieser Beziehung ist zu erkennen, daß der Abstand der Risse umso kleiner wird, je größer der Haftwiderstand der Bewehrung im Beton (also bei sehr rauher Oberfläche, bei Istegstahl und Knoteneisen) und je stärker die Bewehrung ist, ferner je dünner die Stäbe sind und je kleiner die Betonzugfestigkeit ist. Da bei kleinerer Zugfestigkeit auch mit geringerem Haftwiderstand gerechnet werden muß, so hebt sich der Einfluß der Betongüte nahezu auf. Führt man die Näherungen ein für $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$, ferner für die Zugfestigkeit $\sigma_z = \frac{\sigma_{bz}}{2} = \frac{\sigma_p}{12}$, womit $\tau_1 = \sqrt{\sigma_p \sigma_z} = 0{,}3\,\sigma_p$, so ergibt sich der mittlere Abstand der Risse bei Rundstabbewehrung zu

$$e = \frac{0{,}13\,d_e}{\mu} \tag{4c}$$

Für beispielsweise $d_e = 2$ cm und $\mu = 0{,}01$ wird der Rißabstand $e = 26$ cm.

Mit wachsender Belastung des Balkens vermehrt sich die Gleitung der Eiseneinlagen und es tritt die in der Fig. 4 dargestellte Spannungsverteilung auf. In der Nähe der Risse wirkt nur mehr der verhältnismäßig kleine Reibungs- oder Gleitwiderstand der Eisen und erst im weitern Abstand davon gelangt der gesamte Haftwiderstand zur Geltung. Die Länge e_1 ist durch die Dehnfähigkeit des Betons bestimmt und nähert sich bei den höchsten Eisenspannungen einem bestimmten Mindestwert. Je größer die Eisenspannungen sind, desto kürzer ist die Strecke e_1, auf der der volle Haftwiderstand noch wirksam ist.

Die *Rißweite* beträgt

$$\Delta e = k_R \, \varepsilon_R \, e_2 .$$

Hierin bedeutet $k_2 < 1$ einen Beiwert, der die Verteilung der Eisenspannungen in der Nähe des Risses und die Verzerrung des Betons durch die örtliche Schubspannung infolge des Haftwiderstandes kennzeichnet.[15] ε_R ist die Dehnung des Eisens an der Rißstelle in der Längeneinheit. Mit beispielsweise $\sigma_{eR} = 2100\,kg/cm^2$ ist $\varepsilon_R = 10^{-3}$. Bei $e = 260$ mm unter Annahme $e_2 = \frac{e}{2} = 130$ mm und $k_R = \frac{2}{3}$ ist $\Delta e = \frac{2}{3} \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}09$ mm. Mit $\sigma_{eR} = 3150\,kg/cm^2$ (bei höher-

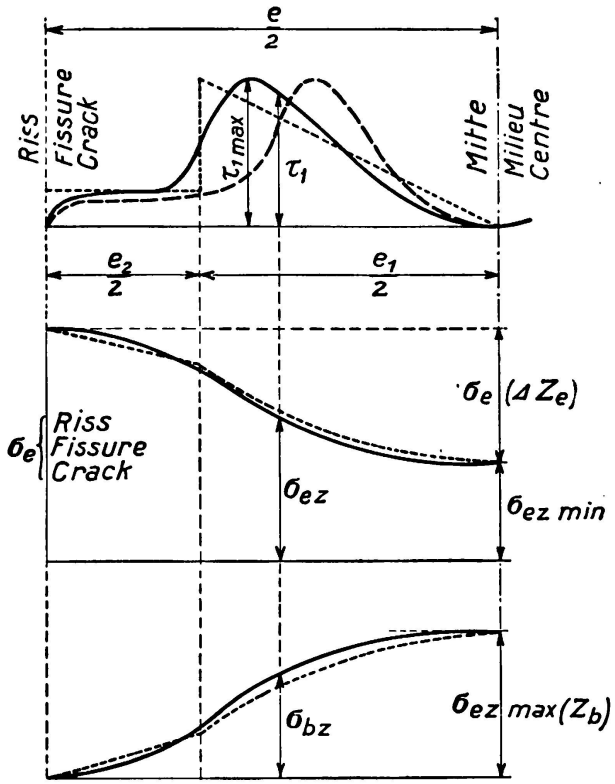

Fig. 4.

wertigem Stahl, unterhalb der Streckgrenze) ist $\varepsilon_R = 1{,}5 \cdot 10^{-3}$ und mit $k = 0{,}9$ ist die Rißweite $\Delta e = 0{,}9 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}18$ mm. Liegen die Risse in geringern Abständen, als oben berechnet oder im vorliegenden Beispiel angenommen, z. B. bei künstlich vermehrter Rauhigkeit der Oberfläche, so sind die Einzelrisse dünner.[16] Im ungünstigsten Fall können die Risse höchstens jene Weite erhalten, die der Eisendehnung im Bereich zwischen zwei Rissen entspricht. Nach den durchgeführten Versuchen[17] sind Rißweiten von 0,2 bis 0,3 mm hinsichtlich des Rostschutzes der Eisen bei höherwertigem Beton noch unbedenklich. Hieraus folgt, daß vom Standpunkt der Rißbildung die Anwendung hochwertiger Stähle und insbesondere solcher mit künstlich rauher Oberfläche,

[15] Die Schubverzerrungen des Betons an den Eiseneinlagen können die scheinbare Dehnfähigkeit des Betons beträchtlich vermehren.

[16] Ausführliche Rißbeobachtungen H. 15 d. österr. Eisenbetonausschusses (Dauerversuche) und Stoßversuche (noch nicht veröffentlicht).

[17] Versuche von *Honigmann:* Beton und Eisen 1935, S. 301.

sowie die Zulassung höherer Beanspruchungen ohne Gefährdung des Dauerbestandes bis etwa 2200 kg/cm² in stärker bewehrten Tragteilen (wie in den Stegen von Plattenbalken) und bis 2500 kg/cm² in schwach bewehrten Balken (wie Rechteckbalken und Platten) möglich ist. Selbstverständlich wird hiebei gute Ausführung und vollständig genügende Sicherheit des Schubwiderstandes vorausgesetzt.

c) *Anspruch an den Schubwiderstand.*

Je höherwertiger der Stahl ist, desto größer wird unter sonst gleichen Verhältnissen der Anspruch des Eisenbetonbalkens an seinen Schubwiderstand und Verbund, entsprechend den aufzunehmenden größern Querkräften. Neue Regeln sind hiefür nicht notwendig. Es reichen vielmehr die aus Versuch und Theorie für St. 37-Bewehrung bekannten Lehrsätze aus. Die aus den Versuchen mit St. 37-Bewehrung abgeleiteten Maßnahmen für die bauliche Durchbildung sind durch die Versuche an Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung vollständig bestätigt worden. Die Versuche mit hochwertigem Stahl haben insbesondere ergeben, daß die Anwendung höherwertigen Betons nur dann erforderlich ist, wenn die Höhe der Beanspruchung des Betons auf Druck und Schub dies erforderlich macht. Das gleiche gilt hinsichtlich der Haftkräfte. Um diese unter dem zulässigen Maß zu halten, wird es notwendig sein, die Haftfläche durch Vermehrung der Zahl bei Verminderung der Dicke der Bewehrungsstäbe zu vergrößern. Der Krümmungshalbmesser an den Abbiegestellen der Schrägeisen und in den Endhaken muß vergrößert werden, um örtliche Überbeanspruchung des Betons und dadurch angestrebte Sprengwirkungen zu vermeiden. An den Abbiegestellen reicht ein Krümmungshalbmesser von $5 d_e$ fast niemals aus. Er soll auf wenigstens $10 d_e$ vermehrt werden. Die Maßnahmen betreffend die Verbesserung des Verbundes laufen im Übrigen in der gleichen Richtung wie jene zur Sicherstellung des Schubwiderstandes.

d) *Der plastische Bereich im Bruchzustand.*

In stark bewehrten Balken liegt die Bruchursache in der Überwindung der Betondruckzone, während der Zugwiderstand der Bewehrung nicht voll in Anspruch genommen wird. Die Verwendung höherwertigen Stahls ist daher in diesem Fall zwecklos (es wäre denn, daß es gelänge, höherwertigen Stahl mit größerem Dehnmaß E_e herzustellen).

Schwach bewehrte Balken gehen durch Überwindung des Zugwiderstandes zu Bruch. Bei diesen kommen daher die Eigenschaften des höherwertigen Stahls zur Geltung. Deshalb werden hier nur schwache Bewehrungen behandelt. Was unter Zugwiderstand zu verstehen ist, sowie die Grenze, bei der der eine oder andere Widerstand maßgebend ist, und die von den Güteeigenschaften des Betons oder des Stahls abhängt, wird später erläutert.

Die Versuche zeigen, daß auch in schwach bewehrten Balken die Bruchursache das Zerdrücken der Betondruckzone ist. Die Ursache dieser Erscheinung liegt darin, daß infolge starker Streckung der Zugbewehrung die Druckzone sich wesentlich einengt und als Folge davon, die Betonpressungen so stark anwachsen, daß die Druckzone zerstört und damit die Tragkraft erschöpft wird. Damit steht die für starke und schwache Bewehrungen allgemein gültige Tatsache fest, daß

im Bruchzustand stets der Druckwiderstand des Betons überwunden wird, bei starker Bewehrung unmittelbar, bei schwacher Bewehrung mittelbar.

Im Bruchzustand verteilen sich die Pressungen der Druckzone nach der krummen Linie der Fig. 5. Die höchste Spannung ist die Prismenfestigkeit σ_p des Betons. Sie ist aus den bekannten Gründen kleiner als die Würfelfestigkeit σ_w. Aus zahlreichen Versuchen hat sich $\sigma_p = 0{,}7$ bis $0{,}9\ \sigma_w$ ergeben und man kann im Mittel $0{,}75\ \sigma_w$ annehmen. Die wirksame Druckkraft ist $D = k\,b\,x\,\sigma_p$.

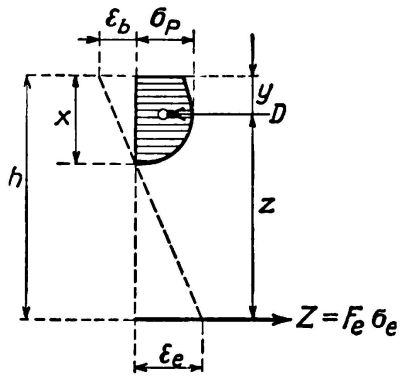

Fig. 5.

Hierin ist der Beiwert k gemäß den durchgeführten Versuchen und je nach dem Formänderungsverhalten des Betons 0,8 bis 0,9. Im Mittel kann $k = 0{,}85$ angenommen werden. Die Lage des Druckmittelpunktes D steht in Beziehung zu k und kann $y = \frac{k\,x}{2}$ gesetzt werden. Die Zugkraft der Bewehrung ist $Z = F_e\,\sigma_e$. Wir bezeichnen den Anteil der Höhe der Druckzone an der Balkenhöhe mit $\xi = \frac{x}{h}$, den Bewehrungsanteil $\mu = \frac{F_e}{b\,h}$ und das Verhältnis der beim Bruch vorhandenen Bewehrungsspannung σ_e zur Prismenfestigkeit des Betons mit $\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_p}$. Damit ergibt sich aus den obigen Beziehungen

$$\xi = \frac{\beta\,\mu}{k} \tag{5}$$

Wir nennen $\beta\,\mu$ die Bewehrungsstärke und erkennen, daß der Anteil der Druckzone an der Balkenhöhe in unmittelbarem Verhältnis zur Bewehrungsstärke steht. Da im Bruchzustand schwach bewehrter Balken $\sigma_e \geqq \sigma_s$, also $\sigma_e = \alpha\,\sigma_s$, so wird in der Folge als eindeutiges Kennzeichen der Stoffgüten die Bezeichnung $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p} = \frac{\beta}{\alpha}$ eingeführt.

In Stahl mit wirklicher Streckgrenze z. B. St. 55 in Fig. 6 ist im Streckbereich von ε_s bis ε'_s die Eisenspannung ein Festwert, also $\sigma_e = \sigma_s$. Bei größeren Dehnungen $\varepsilon > \varepsilon'_s$ (Verfestigungsbereich) ist $\sigma_e > \sigma_s$.

In Stahl mit begriffmäßiger Streckgrenze, z. B. Istegstahl mit 0,4 % Streckgrenze in Fig. 6 ist $\sigma_e > \sigma_s$, wenn die Dehnung größer als die begriffmäßige Streckung ist.

Aus Fig. 5 ist $\xi = \frac{x}{h} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_e}$.

ε_b hat sich aus den Versuchen zu 2 bis 7 $^0/_{00}$ ergeben. Als Mittelwert kann $\varepsilon_b = 5\,^0/_{00}$ angenommen werden. Der Hebelarm der Innenkräfte ist

$$z = h - y = h - \frac{kx}{2} = \left(1 - \frac{k\xi}{2}\right) h = \left(1 - \frac{\beta\mu}{2}\right) h$$

Mit $M = D\,z = Z\,z$ und Einsetzung der obigen Werte ergeben sich die Tragwerte

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{M}{bh^2\sigma_p} = \frac{\beta\mu}{2}(2 - \beta\mu) = \frac{\alpha\beta_s\mu}{2}(2 - \alpha\beta_s\mu) \text{ und} \\ m' &= \frac{M}{bh^2\sigma_s} = \frac{m}{\beta_s} = \frac{\alpha\mu}{2}\cdot(2 - \alpha\beta_s\mu). \end{aligned}\right\} \qquad (6)$$

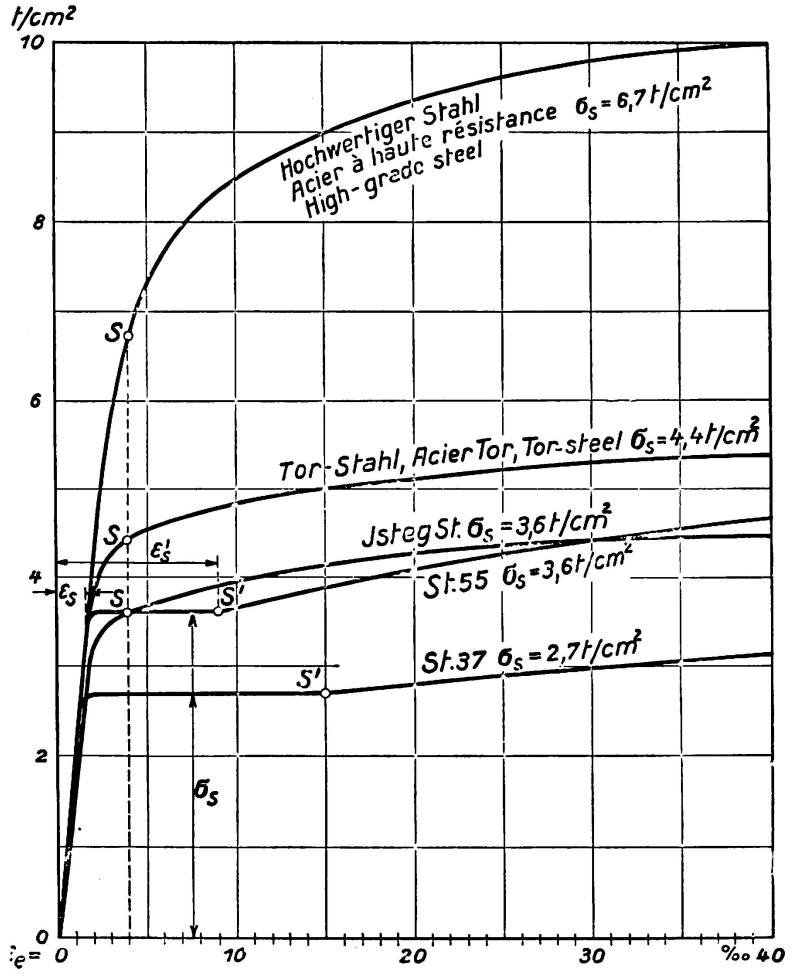

Fig. 6.

1. Fall. $\sigma_e = \sigma_s$ *oder* $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1$ *(schwache Bewehrung).*

Da $\beta_s\mu = k\,\xi$, so ergibt sich im Streckbereich
für St. 55 mit etwa $\varepsilon_e = 1{,}7$ bis $9\,^0/_{00}$, $\xi = 0{,}74$ bis $0{,}35$, $\beta_s\mu \cong 0{,}6$ bis $0{,}3$,
für Istegstahl und andere hochwertige Stähle mit begriffmäßiger Streckgrenze

$$\varepsilon_e = 4\,^0/_{00}, \quad \xi = 0{,}55, \quad \beta_s\mu \cong 0{,}45.$$

Beträgt in einem Balken mit z. B. $\mu = 1{,}4\,\%$ Bewehrung aus St. 55 $\sigma_s = 3500$ und $\sigma_p = 150$ kg/cm², so wird $\beta_s = \frac{3500}{150} = 23{,}2$ und $\beta_s \mu = 23{,}3 \cdot 0{,}014 = 0{,}33$. Dieser Wert liegt zwischen 0,6 und 0,3. Daher ist im Bruchzustand die höchste Eisenspannung der Streckgrenze gleich. Die Bewehrungsgrenze liegt dann vor, wenn $\beta_s \mu = 0{,}6$. Mit den obigen Werten ist $\mu = \frac{0{,}6}{\beta_s} = \frac{0.6}{23{,}3} = 0{,}026$, d. h. ein Balken mit schwächerer Bewehrung als 2,6 % geht durch Überwindung des Eisenzugwiderstandes zu Bruch; bei stärkerer Bewehrung als 2,6 % wird der Zugwiderstand nicht ausgenützt und die unmittelbare Bruchursache liegt im Zerdrücken des Betons. Wir sprechen bei den betrachteten Stählen von schwacher Bewehrung, wenn bei St. 55 $\beta_s \mu < 0{,}6$, bei Istegstahl und andern höherwertigen Stählen mit begriffmäßiger Streckgrenze $\beta_s \mu < 0{,}45$ ist.

Für $\alpha = 1$ ist der früher erwähnte Tragwert

$$m = \frac{M}{bh^2 \sigma_p} = \frac{\beta_s \mu}{2} \cdot (2 - \beta_s \mu) \tag{6a}$$

Hieraus ist zu ersehen, daß der Tragwert nur von $\beta_s \mu$ anhängt. Bei gleicher Betongüte σ_p ist $\beta = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ umso größer, je höherwertiger der Stahl ist; desto kleiner kann μ sein, um die gleiche Tragkraft zu erzielen. Wenn wir demnach einen Stahl mit einer Streckgrenze σ_{s1} und dem Bewehrungsanteil μ_1 durch einen andern Stahl mit der höheren Streckgrenze σ_{s2} und dem Bewehrungsanteil μ_2 ersetzen wollen, so bleibt die Tragkraft des Balkens gleich, wenn $\sigma_{s1} \cdot \mu_1 = \sigma_{s2} \cdot \mu_2$ oder wenn $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$.

Allerdings vermehrt sich hierbei der Zahlenwert, der in der üblichen Rechnung mit n (= 15) ermittelten Betonpressung. Da dieser aber kein Maß des Druckwiderstandes und damit der Sicherheit der Betondruckzone ist, so können in der üblichen Rechnung die zulässigen Spannungen vermehrt werden, ohne die Sicherheit des Betondruckgurtes herabzusetzen.

Ist z. B. $\frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} = \frac{2400}{3600} = \frac{2}{3}$, so entsteht $\mu_2 = \frac{2}{3} \mu_1$.

Der verminderten Bewehrung μ_2 entspricht eine Vermehrung der mit n errechneten Betonspannung um durchschnittlich 15 %. Um dieses Maß kann die zulässige Beanspruchung vermehrt werden. Die Höhe der Druckzone im Bruchzustand wird durch den Ersatz einer Stahlbewehrung durch eine andere gleich widerstandsfähige Bewehrung nicht verändert (siehe Gleichung 5). Der Tragwert $m' = \frac{M}{b h^2 \sigma_s} = \frac{\mu}{2} (2 - \beta_s \mu)$ läßt den Einfluß der Betongüte erkennen. Je kleiner die Betonfestigkeit σ_p, desto größer wird bei gleicher Stahlgüte $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_{ps}}$. Damit verringert sich, wenn auch nicht bedeutend, die Tragkraft des Balkens oder man benötigt einen etwas größeren Bewehrungsanteil, um die gleiche Tragkraft zu erzielen.

2. Fall. $\sigma_e > \sigma_s$ *oder* $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} > 1$ *(sehr schwache Bewehrung).*

Bei geringer Bewehrungsstärke gelangen die Eisenspannungen im Bruchzustand des Balkens in den Verfestigungsbereich und erhöhen sich deshalb über die Streckgrenze. Der Zugwiderstand der Bewehrung ist größer, als der Streckspannung entspricht. Der Verhältniswert α folgt auf Grund einer an anderer Stelle gegebenen Ableitung[18] angenähert den Beziehungen:

St. 55 $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 0{,}9 + \frac{0{,}03}{\beta_s \mu}$ gültig für $\beta_s \mu = 0{,}07$ bis $0{,}3$

Für Istegstahl und andere hochwert. Stähle ohne ausgesprochene Streckgrenze $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 0{,}93 + \frac{0{,}035}{\beta_s \mu}$ gültig für $\beta_s \mu = 0{,}1$ bis $0{,}6$

Diesen Beiwerten entsprechen Stahldehnungen im Bruchzustand bis etwa $40\,^0/_{00}$. Sie haben bei den Versuchsbeobachtungen über die Rißverteilung und unter Berücksichtigung der Darlegungen unter Punkt b) Einzelrißweiten in der Größenordnung von 2 bis 5 mm zur Folge. Größere Dehnungen als $40\,^0/_{00}$ kommen im Stahl als Bewehrung in der Regel nicht in Betracht. Daher ist es für die Ausnützung der Stahlfestigkeit und für die Tragkraft des Eisenbetonbalkens ohne Belang, wie weit die Bruchdehnung des Probestabes die genannte größte Dehnung des Stahls im Eisenbetonbalken überschreitet. Der weitere Verlauf der Spannungsdehnungslinie hat im Eisenbetonbalken keine Bedeutung. Es ist daher nicht richtig, für Bewehrungsstähle im allgemeinen größere Bruchdehnungen als ein $40\,^0/_{00}$ mäßig überschreitendes Maß, etwa $60\,^0/_{00}$ zu verlangen. Hat der Bewehrungsstahl kleinere Bruchdehnung, dann wird die Höchstlast beim allfälligen Zerreißen der Bewehrungsstäbe erreicht.[19]

In Fig. 7 sind die $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$-Werte für St. 55 und hochwertige Stähle ohne Streckgrenze dargestellt, zum Vergleich auch die Werte für St. 37. Die Fig. 8 zeigt die Tragfähigkeiten $\frac{M}{b h^2}$ für Beton mit $\sigma_p = 150$ kg/cm² und Bewehrungen aus hochwertigem Stahl mit $\sigma_s = 6{,}7$ t/cm², $\sigma_s = 3{,}6$ t/cm² (St. 55 und Istegstahl, bei letzterem auch für Beton mit $\sigma_p = 100$ und 200 kg/cm², gestrichelt) und zum Vergleich St. 37 mit $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm².

Hieraus ist folgendes zu erkennen:

1. Im Bruchzustand überschreitet die Spannung in der Bewehrung die Streckgrenze umsomehr, je kleiner die Bewehrungsstärke $\beta_s \mu$ ist. Bei gleichem $\beta_s \mu$ sind Istegstahl und andere hochwertige Stähle ohne ausgesprochene Streckgrenze höherer Spannungen (im Verhältnis zu ihrer begriffmäßigen Streckgrenze) fähig als St. 55 und dieser höherer Spannungen als St. 37. Allgemein ausgedrückt, besagt dies, je größer die Streckung der Bewehrung ist, desto geringer ist ihre Ausnützbarkeit unter sonst gleichen Verhältnissen.

2. Je kleiner die Betonfestigkeit σ_p, desto größer ist β_s bei gleicher Stahlgüte.

[18] Beton und Eisen 1936.

[19] H. 14 d. österr. Eisenbetonausschusses, Versuche mit Streckmetallplatten, S. 102 u. f.

Bei gleichem Bewehrungsanteil wird also $\beta_s \mu$ größer und damit $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ kleiner; d. h. die Tragkraft sehr schwach bewehrter Balken vermindert sich erheblich mit abnehmender Betongüte. Hochwertiger Beton vermehrt die Tragkraft beträchtlich. Ist z. B. für Beton mit $\sigma_p = 100$ kg/cm² $\beta_s \mu = 0{,}20$, so wird für Beton mit $\sigma_p = 200$ kg/cm² $\beta_s \mu = 0{,}10$. Für St. 55 steigt hierbei die ausnutzbare Spannung von $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1{,}05$ auf 1,20 also um 14 %. Annähernd um das gleiche Maß erhöht sich die Tragkraft.

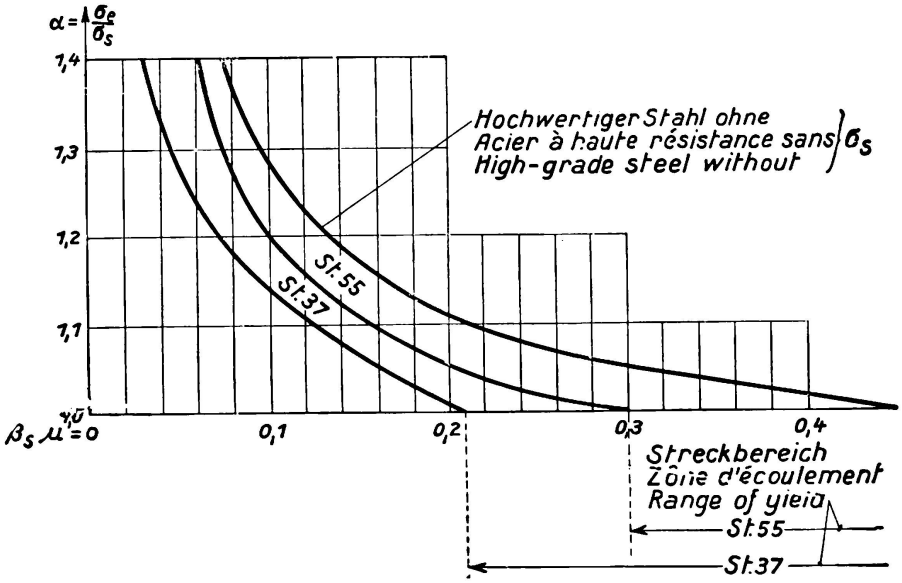

Fig. 7.

3. Ersetzt man eine Bewehrung aus St. 37 mit der Streckgrenze σ_{s1} und dem Bewehrungsanteil μ_1 durch einen höherwertigen Stahl mit der Streckgrenze σ_{s2} und dem Bewehrungsanteil $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$, so ist bei gleichem $\beta_s \mu$ der Beiwert α des höherwertigen Stahls größer, d. h. die Ausnützbarkeit des höherwertigen Stahls ist im Verhältnis zu seiner Streckgrenze stärker und die Tragfähigkeit größer. Ersetzt man beispielsweise eine St. 37-Bewehrung mit $\beta_s \mu = 0{,}20$ durch Istegstahl, so steigt der Beiwert von $\alpha = 1{,}00$ auf 1,11. Die Tragfähigkeit des istegbewehrten Balkens ist demnach um annähernd 11 % höher oder beim Anstreben der gleichen Tragkraft kann der Bewehrungsanteil des istegbewehrten Balkens unter das vorhin berechnete Maß μ_2 herabgesetzt werden.

4. Zahlreiche Folgerungen sind aus der Fig. 8 abzulesen, beispielsweise folgende: Die Tragkraft von Balken mit gleichen Bewehrungsanteilen nimmt weniger zu, als der vermehrten Streckgrenze entspricht, d. h. einer Bewehrung mit doppelt so hoher Streckgrenze entspricht weniger als die doppelte Tragkraft.

Ersetzt man eine Bewehrung durch eine höherwertige, so ist deren Querschnitt zur Erreichung der gleichen Tragkraft erheblich geringer als aus dem umgekehrten Verhältnis der Streckgrenzen zu erwarten wäre. Wird der Beton von 100 kg/cm² Festigkeit durch einen andern Beton von 200 kg/cm² Festigkeit ersetzt, so vermehrt sich dadurch bei gleichbleibendem Bewehrungsanteil die Tragkraft um 20 bis 25 % oder zur Erzielung der gleichen Tragkraft kann die Bewehrung um das gleiche Maß verringert werden.

Aus der Betrachtung des bildsamen Bereichs des Betons und der Bewehrung im Bruchzustand ergeben sich noch eine Reihe weiterer wichtiger Erkenntnisse über den Einfluß hochwertiger Stähle und der Betongüte, die mit dem n-Verfahren nicht gewonnen werden können.

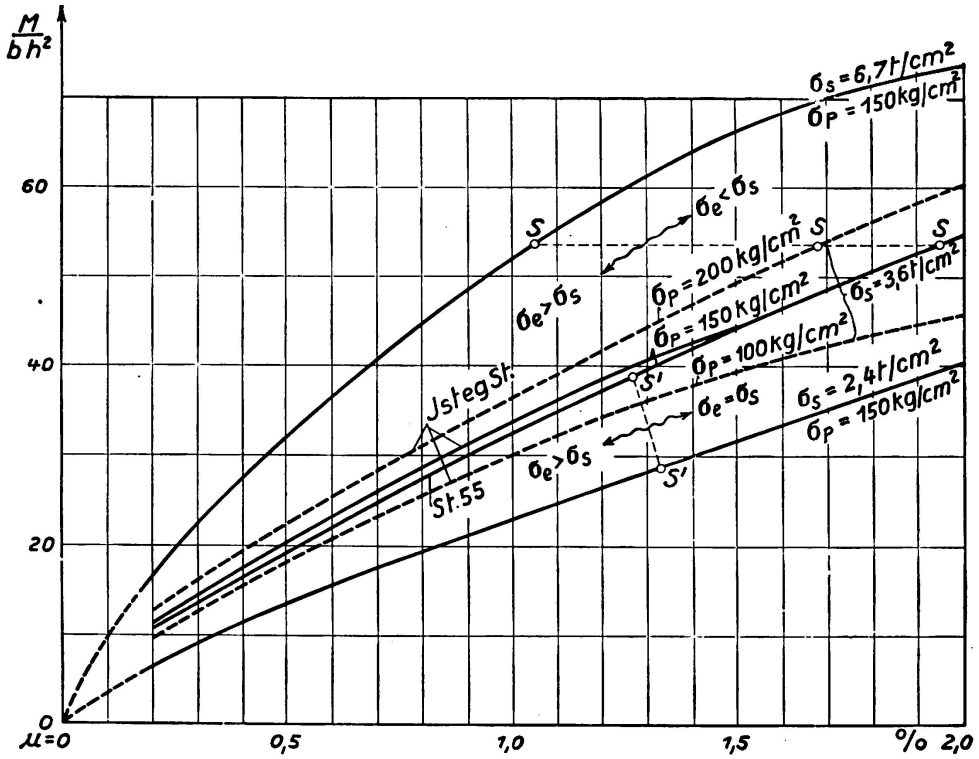

Fig. 8.

e) *Bemessung.*

Die Bestimmung der Abmessungen von Eisenbetonbalken mit hochwertiger Stahlbewehrung kann in der gleichen Weise wie für St. 37-Bewehrung erfolgen. Geht man vom bildsamen Bereich im Bruchzustand aus, so verliert der Begriff der zulässigen Beanspruchug und des Beiwerts n seine Bedeutung. Die Festsetzung zulässiger Spannungen ist immer unsicheres Tasten und Anlaß zu verwickelten Meinungsverschiedenheiten. Die Bemessung erfolgt am einfachsten auf Grund der Stoffgüten $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ und des verlangten Sicherheitsgrades s, nach der aus der Formel 6 sich ergebenden Beziehung:

$$h = \sqrt{\frac{2}{\alpha\,\beta_s\,\mu\,\sigma\,(2 - \alpha\,\beta_s\,\mu)}} \cdot \sqrt{\frac{s\,M}{b\,\sigma_{p\,min}}} = \alpha \sqrt{\frac{s\,M}{b\,\sigma_{p\,min}}} \tag{7}$$

$$F_e = \frac{s\,M}{z \cdot \alpha\,\sigma_s} = \mu\,b\,h$$

Hierin ist gemäß einem an anderer Stelle[20] erstatteten Vorschlag

$$\sigma_{p\,min} = \frac{2}{3}\,\sigma_{p\,mittel} = 0{,}5 \text{ bis } 0{,}6\,\sigma_{w\,mittel}$$

und im allgemeinen, erforderlichenfalls unter Berücksichtigung eines Stoßzuschlages zu den Lasten, $s = 2$ anzunehmen.

[20] Beton und Eisen 1936.

f) *Schlußbemerkungen.*

Wenn auch nicht zu erwarten steht, daß höherwertiger Stahl die St. 37-Bewehrung im Eisenbeton verdrängen wird, so gibt es doch viele Anwendungsgebiete im Brücken- und Hochbau, auf denen hochwertiger Stahl, in der Regel in Verbindung mit höherwertigem Beton, bedeutende technische und wirtschaftliche Möglichkeiten bietet. Das Haupthindernis für die allgemeinere Anwendung höherwertiger Stähle war bisher die Furcht vor zu starker Rißbildung und daher die Scheu, die Zugbeanspruchungen der Stahlgüte entsprechend unter Einhaltung des üblichen Sicherheitsgrades zu erhöhen. Hemmend wirkt auch die oft gehörte Ansicht, daß höherwertige Stähle, insbesondere solche mit künstlich gehobener Streckgrenze (Istegstahl, Torstahl und dergleichen) stärker rosten und altern und Dauerbeanspruchungen nicht gewachsen seien. Dies ist durch Versuche nicht bestätigt.[21]

Vielfach wirken hier Gewohnheit und gefühlsmäßige Einstellung mit, die mit zunehmender Erfahrung zurücktreten werden, wenn die Überzeugung wächst, daß die Bedenken gegen hohe Eisenspannungen und damit gegen den Dauerbestand bei sachgemäßer Durchbildung und Ausführung der Tragwerke nicht stichhaltig oder stark übertrieben sind. Bisher haben sich nur der Istegstahl in erheblichem Maß und andere höherwertige Stähle auf Sondergebieten durchsetzen können. Dies kann aber nur der Anfang für eine neue Entwicklung im Eisenbetonbau sein.

Zusammenfassung.

Auf Grund von Versuchen und theoretischen Überlegungen wird die Wirkungsweise höherwertiger Stähle in Säulen und Balken gezeigt. Elastische Formänderung, Rißbildung und Beanspruchung der Verbundkonstruktion unter niedrigen Lasten (den Baulasten) unterscheiden sich wesentlich vom Verhalten unter den Höchstlasten (im Bruchzustand). Bei letzteren gelangen beide Stoffe in den bildsamen Bereich.

Die Festsetzung zulässiger Beanspruchungen in der bisher üblichen Rechenweise mit dem Beiwert n (= 10 oder 15) bildet kein zutreffendes Maß der Sicherheit des Tragwerks. Die Annahme zulässiger Spannungen hat ihren Sinn verloren. Es wird daher sowohl für Säulen wie für Balken die Bemessung mit den tatsächlichen Stoffgüten und mit dem erfahrungsgemäß notwendigen Sicherheitsgrad vorgeschlagen.

[21] Dauerversuche an Balken mit St. 37, 55, 80 und Istegbewehrung, Heft 15 des österr. Eisenbetonausschusses 1935.

Leere Seite
Blank page
Page vide