

Versuche mit größerer Außermittigkeit der Druckkraft liegen nicht vor, so daß die Gl. 38 nicht nachprüfbar sind. Da umschnürte Säulen in Verbindung mit Pilzdecken immer häufiger ausgeführt werden und solche Säulen wegen der von den Pilzdecken übertragenen Biegemomente mit größerer Außermittigkeit der Druckkraft beansprucht werden können, erscheint es dringend nötig, Versuche durchzuführen, welche die Tragfähigkeit und damit die Sicherheit derart beanspruchter Säulen klarstellen.

2. Säulen mit Knickgefahr.

Die Knickberechnung hochbeanspruchter, durch eine Druckkraft außermittig belasteter umschnürter Säulen läßt sich wiederum ebenso wie bei den mittig belasteten Säulen vornehmen, wenn die Knickzahl ω der Abb. 8 auf

$$\omega' = \omega + \frac{e}{k}$$

vergrößert wird.

Da die Kernweite umschnürter Säulen geringer ist als bei quadratischen und rechteckigen Säulen, so wird ω' mit zunehmender Außermittigkeit der Druckkraft rasch größer.

Für eine umschnürte Säule mit dem Schlankheitsverhältnis $\frac{l}{D} = 30$ und einer Außermittigkeit der Druckkraft von $e = 0,3 D$ ermittelt sich z. B. für $\sigma_{b_{zul}} = 100 \text{ kg/cm}^2$ nach Abb. 8 $\omega = 1,6$ und mit $k = 0,13 D$ $\omega' = 3,9$. Für $e = 0,6 D$ ermittelt sich sogar $\omega' = 6,2$.

C. Der auf Biegung beanspruchte Eisenbetonquerschnitt.

Vorbemerkung.

Das häufigste Anwendungsgebiet des Eisenbetonbaues betrifft Tragwerke, die in der Hauptsache auf Biegung beansprucht werden. Die Tragfähigkeit derselben ist gewöhnlich durch den Widerstand der Zug- und Druckzone gegen Bruch begrenzt. Dabei ist der zuerst erschöpfte Widerstand für die Tragfähigkeit maßgebend.

Soweit der Widerstand der Zugzone für die Tragfähigkeit in Betracht kommt, ist für denselben in erster Linie die Bewehrungsstärke der Zugeisen und die Größe ihrer Streckgrenze maßgebend, nachdem die Zugfestigkeit des Betons schon unter verhältnismäßig geringen Belastungen überwunden wird.

Soweit der Widerstand der Druckzone für die Tragfähigkeit in Betracht kommt, ist für denselben in der Hauptsache die Biegedruckfestigkeit des verwendeten Betons maßgebend.

Bei besonders ungünstigen Querschnittsabmessungen kann die Tragfähigkeit durch den Widerstand der Schubsicherung in der Nähe der Auflager begrenzt sein. Für denselben ist bei ausreichender Verbundfestigkeit zwischen Beton und Eisen im wesentlichen der Querschnitt und die Verteilung der abgelenkten Eisen sowie deren Streckgrenze maßgebend.

Die nachfolgende Untersuchung des Sicherheitsgrades von biegebeanspruchten Tragwerken wird auf Platten, Balken und Plattenbalken beschränkt. Die ermittelten Ergebnisse lassen sich ohne weiteres auf andere, gleichartig beanspruchte Tragwerke, z. B. auf Kragträger aus Eisenbeton, anwenden.

a) Platte und Balken.

1. Allgemeines.

α) Die Spannungszustände.

Um die Berechnung der auf Biegung beanspruchten Platten und Balken aus Eisenbeton zu vereinfachen, wird bekanntlich an Stelle der tatsächlich vorhandenen Spannungsverteilungslinie eine Gerade gesetzt, deren Neigung durch ein mittleres Verformungsmaß E_b bestimmt ist. Wie die Erfahrung lehrt, genügt eine solche Annäherung für praktische Zwecke vollkommen.

Je nach Belastung werden für die Berechnung gewöhnlich folgende Spannungszustände unterschieden:

Zustand I. Bei Beginn der Belastung wirkt der Beton in der Zugzone voll mit. Die Verformungsmaße des Betons für Druck und Zug unterscheiden sich so wenig, daß sie einander gleich gesetzt werden können.

Zustand Ia. Bei weiterer Belastung wirkt der Beton in der Zugzone nur noch teilweise mit. Die Verformungsmaße des Betons für Druck und Zug unterscheiden sich erheblich.

Zustand II. Bei größerer Belastung wird die Zugfestigkeit des Betons überwunden. Es bilden sich Risse, die etwa bis zur Nulllinie verlaufen. Die Eiseneinlagen in der Zugzone nehmen deshalb alle Zugspannungen auf. Dieser Zustand ist vorhanden, bis die Eiseneinlagen die Streckgrenze erreicht haben, falls nicht vorher der Beton in der Druckzone zerstört wird.

Zustand III. Dieser Zustand geht dem Bruch unmittelbar voraus und ist gekennzeichnet durch starke Dehnungen der Eiseneinlagen in der Zugzone sowie durch starke Durchbiegungen.

Der Querschnittsbemessung und Spannungsermittlung wird fast ausschließlich der Zustand II zugrunde gelegt. Wo in den weiteren Ausführungen nichts weiteres bemerkt wird, ist dieser Zustand anzunehmen.

Nach Zustand I wird gewöhnlich gerechnet, wenn es sich entweder um die Ermittlung der Biegezugspannungen des Betons oder um die Berücksichtigung der Formänderungen statisch unbestimmter Tragwerke handelt. Nach Zustand Ia wird nur ausnahmsweise gerechnet.

Nach Zustand III kann deshalb nicht gerechnet werden, weil die in diesem Zustand auftretenden Formänderungen der Tragwerke auch nicht angenähert bestimmbar sind.

β) Ableitung von n .

Bekanntlich berücksichtigte der in den D. B. (§ 17) als Verhältnis der Verformungsmaße von Eisen und Beton vorgeschriebene gleichbleibende Wert $n = 15$ nicht die erheblich gesteigerten Federungs- und Festigkeitseigenschaften des hochwertigen Betons. Dies dürfte in der Hauptsache auf gewisse überlieferte Anschauungen zurückzuführen sein, zu denen vornehmlich jene gehört, daß bei biegebeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen $n = 15$ für den Zustand in der Nähe des Bruches hinreichend genaue und gegenüber der Wahl eines Wertes $n < 15$ jedenfalls sicherere Rechnungsergebnisse liefert¹⁾. Möller²⁾ folgert z. B. aus seinen Untersuchungen, daß „der Wert $n = 15$

¹⁾ Vgl. z. B. Hager (12), S. 56.

²⁾ D. A. f. E., Heft 25, S. 1 u. 11.

ein den Verhältnissen angemessener ist“, sowie „daß Eisenbetonträger, nach den amtlichen Bestimmungen unter Zugrundelegung des Größenwertes $n = 15$ berechnet und ausgeführt, den an sie gestellten Anforderungen entsprechen“.

Welcher Veränderlichkeit der Wert n bei biegebeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen unterworfen ist, geht am besten aus einer Gegenüberstellung von Versuchen hervor, bei denen unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen gewöhnlicher und hochwertiger Beton verwendet wurden. Da es wegen der im Bruchzustand der Versuchskörper vorhandenen verwickelten statischen Verhältnisse nicht möglich ist, den Wert n aus dem jeweiligen Bruchmoment zu ermitteln, so wird er am zweckmäßigsten derart abgeleitet, daß mit ihm und der Berechnungsweise nach Zustand II die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie sowie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen möglichst zutreffend erfaßt werden.

Zunächst sei der Wert n derart abgeleitet, daß mit ihm die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie möglichst zutreffend erfaßt wird.

Bezeichnet für einen Rechteckquerschnitt

h die wirksame Querschnittshöhe,

b die Querschnittsbreite und

F_e den Gesamtquerschnitt der Zugeisen,

so ermittelt sich der rechnermäßige Abstand der Nulllinie vom gedrückten Rand bekanntlich zu

$$(39) \quad x = \frac{n \cdot F_e}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h}{n \cdot F_e}} \right].$$

Der versuchsmäßige Abstand der Nulllinie geht für einige Beispiele aus den Abb. 9 u. 11 hervor.

Abb. 9 enthält die von Schüle bei den in Heft 13 der Mitt. des eidg. Materialprüfungsamtes Zürich angeführten Balken B_1 und E_1 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nulllinie. Diese aus gewöhnlichem Beton hergestellten Balken hatten einen Querschnitt von 15 auf 12 cm, eine Spannweite von 1,5 m und waren mit 4 Rundeisen von 11 bzw. 15 mm Durchm. bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug also $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} = 2,55$ bzw. $4,91 \%$. Die Belastung der Balken erfolgte durch

zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 12 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 105 kg/cm^2 beim Balken B_1 und von 143 kg/cm^2 beim Balken E_1 auf.

Wie aus Abb. 9 hervorgeht, steigt die Nulllinie beim Balken B_1 mit zunehmender Belastung, etwa bis zu $P = 0,6 \text{ t}$, rasch an, um dann bei weiterer Zunahme der Belastung, etwa bis zu $P = 1,5 \text{ t}$, stark abzufallen. Die Bruchlast dieses Balkens betrug $P_{l_{\text{max}}} = 1,56 \text{ t}$. Beim stärker bewehrten Balken E_1 blieb die Nulllinie, etwa bis zu $P = 1,2 \text{ t}$, in fast gleich-

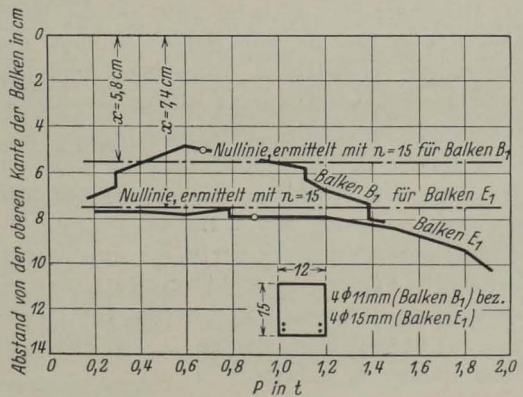


Abb. 9. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Rechteckbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Schüle).

bleibender Höhe, um dann bei weiterer Zunahme der Belastung, etwa bis zu $P = 1,9$ t, ebenfalls stark abzufallen. Die Bruchlast dieses Balkens betrug $P = 2,0$ t. Da der rechnungsmäßige, aus Gl. 39 mit $n = 15$ ermittelte Abstand der Nulllinie vom gedrückten Rand beim Balken B_1 $x = 5,8$ cm, beim Balken E_1 $x = 7,4$ cm beträgt, besteht beim erstgenannten Balken bis zu etwa $P = 1,2$ t, beim letztgenannten Balken bis zu etwa $P = 1,5$ t eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch. Unter den größeren Belastungsstufen, besonders aber in der Nähe der Bruchlast, weicht der tatsächliche Abstand der Nulllinie vom rechnungsmäßigen mit $n = 15$ ermittelten Abstand jedoch so erheblich ab, daß dieser erst mit einem wesentlich größeren Wert n , etwa mit $n = 30$ bis 40, einigermaßen zutreffend erfaßt werden kann.

Auf diesen starken Abfall der Nulllinie, der etwa unter den in der Abbildung durch Ringe gekennzeichneten Belastungsstufen, die gleichzeitig die ersten Risse aufwiesen, einsetzte und der bei fast allen vorliegenden Versuchen mit Balken aus gewöhnlichem Beton festgestellt wurde, ist im Schrifttum wiederholt hingewiesen worden¹⁾. Er dürfte in der Hauptsache auf eine fehlerhafte Auswertung der Versuchsbeobachtungen zurückzuführen sein.

Diese fehlerhafte Auswertung ist darin zu sehen, daß bei den meisten der vorliegenden Versuche die Lage der Nulllinie lediglich mittels der an der Ober- und Unterkante der Versuchsbalken gemessenen Längenänderungen abgeleitet wurde, indem entweder diese Längenänderungen von einer Achse aus maßstäblich aufgetragen und die Endpunkte geradlinig verbunden wurden, oder aber, indem die Lage der Nulllinie in entsprechender Weise rechnungsmäßig ermittelt wurde²⁾. Welche Fehler durch eine derartige Ableitung entstehen können, geht aus Versuchen hervor, bei denen die Messung der Längenänderungen gleichzeitig an mehreren über den Querschnitt verteilten Stellen vorgenommen wurde.

Bei den Versuchen von Tetmajer (36) wurden z. B. die Längenänderungen an drei Stellen, nämlich 3 cm von der Ober- und Unterkante entfernt sowie in halber Querschnittshöhe gemessen. Die dabei verwendeten Balken hatten einen Querschnitt von 30 auf 20 cm und eine Spannweite von 1,56 m. Die Belastung erfolgte durch zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten.

In Abb. 10a wurden von einer senkrechten Achse aus die beim Balken C_4 unter der Belastung $P = 5,5$ t, in Abb. 10b die beim Balken B_4 unter der Belastung $P = 7,5$ t und in Abb. 10c die beim Balken A_4 unter der gleichen Belastung gemessenen Längenänderungen maßstäblich aufgetragen und die Endpunkte miteinander geradlinig verbunden. Außerdem wurden die an den beiden äußeren Meßstellen ermittelten Längenänderungen miteinander geradlinig verbunden. Die angeführten Belastungen entsprechen beim Balken C_4 der 0,8fachen, beim Balken B_4 der 0,86fachen und beim Balken A_4 der 0,8fachen Bruchlast. Da die Balken nicht nur gleiche Abmessungen aufwiesen, sondern durchweg mit 2 Rundeisen von 20 mm Durchm. bewehrt waren, ist ein unmittelbarer Vergleich der durch die übliche Ableitung der Lage der Nulllinie entstehenden Fehler in Abhängigkeit von der Betongüte möglich, nachdem der verwendete Beton eine an Prismen von 20 auf 20 auf 30 cm ermittelte Druckfestigkeit von 161 kg/cm² beim Balken C_4 , von 184 kg/cm² beim Balken B_4 und von 320 kg/cm² beim Balken A_4 aufwies.

¹⁾ Vgl. z. B. Mörsch (25), S. 342 u. 343; Mitt. über Forschungsarbeiten (23), Heft 90 bis 91, S. 56. Schüle (22), Heft 13, S. 11, führt sogar an, daß „das Sinken der Nulllinie mit zunehmender Belastung eine Erscheinung ist, welche bei Balken geringerer Festigkeit zu erwarten ist“.

²⁾ Vgl. auch Probst (27), S. 327.

des Betons!

In Abb. 10a ermittelt sich aus dem Linienzug ABC $x = 11,1$ cm, dagegen aus der Geraden AC $x = 12,3$ cm. Der letztere Wert ist also um 11 % zu groß. In Abb. 10b ermittelt sich in gleicher Weise $x = 9,9$ und $x = 10,5$ cm. Der letztere Wert ist also um 6 %

zu groß. Dagegen ermittelt sich in Abbild. 10c der Unterschied zwischen der sich aus dem Linienzug ABC und der Geraden AC ergebenden Lage der Nulllinie nur noch so gering, daß er praktisch bedeutungslos ist.

Abb. 10 zeigt somit, daß bei Verwendung von gewöhnlichem Beton sich nicht unbeträchtliche Fehler ergeben können, wenn die Lage der Nulllinie

lediglich mittels der an der Ober- und Unterkante der Versuchsbalken gemessenen Längenänderungen abgeleitet wird. Da bei den Versuchen von Tetmajer nur drei Meßstellen vorhanden waren, hätten sich die ermittelten Fehler zweifellos noch größer ergeben, wenn mehrere Meßstellen vorhanden gewesen wären.

Damit ist der in Abb. 9 wiedergegebene Abfall der Nulllinie in der Nähe der Bruchlast in Wirklichkeit entweder überhaupt nicht oder nicht so stark vorhanden, wie dies in der Abbildung zum Ausdruck kommt.

Aus diesem Grunde dürfte die bei Platten und Balken aus gewöhnlichem Beton in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie mit $n = 15$ genügend genau erfaßt werden.

Der Abb. 10 ist weiter zu entnehmen, daß sich diese Fehler bei Verwendung von hochwertigem Beton geringer ergeben als bei Verwendung von gewöhnlichem Beton. Dies ist auf die bekannte Tatsache zurückzuführen, daß die Spannungsverteilungslinie mit zunehmender Druckfestigkeit des Betons einen immer weniger gekrümmten Verlauf über dem Querschnitt aufweist, sich somit immer mehr einer Geraden nähert.

Der Abb. 10 ist außerdem noch zu entnehmen, daß die Nulllinie mit zunehmender Druckfestigkeit des Betons gegen den gedrückten Rand wandert. Während beim Balken C_4 $x = 11,1$ cm betrug, verringerte sich dieser Abstand bei den Balken B_4 und A_4 auf $x = 9,9$ und $x = 10,5$ cm¹⁾. Rechnungsmäßig ergibt sich mit $n = 15$ $x = 12$ cm. Dieser Wert ist also nur beim Balken C_4 einigermaßen zutreffend. Bei den Balken B_4 und A_4 wird dagegen die Lage der Nulllinie nur dann einigermaßen zutreffend erfaßt, wenn sie mit $n = 10$ zu $x = 10,2$ cm errechnet wird.

¹⁾ Der etwas größere Wert für x beim Balken A_4 gegenüber dem Balken B_4 ist darauf zurückzuführen, daß er bereits unter der 0,8fachen Bruchlast abgeleitet wurde, während beim Balken B_4 für die Ableitung die 0,86fache Bruchlast maßgebend war.

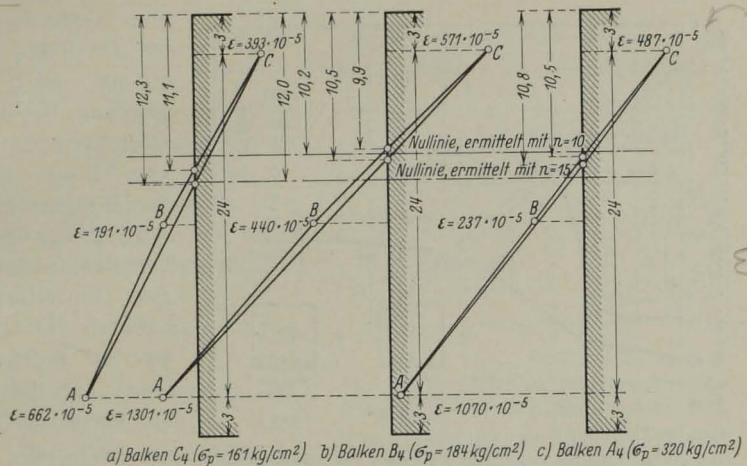


Abb. 10. Versuchsmäßige Ermittlung der Lage der Nulllinie (nach Tetmajer).

$\epsilon = 50 \cdot 100$
E-Linie

Handwritten notes in the left margin, including a question mark and some illegible scribbles.

|| hört!
?!!

2

Abb. 11 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 38 des D.A.f.E. angeführten und aus hochwertigem Beton hergestellten Balken Nr. 870, 896, 897 der Reihe 1 sowie Nr. 873, 907, 908 der Reihe 3 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nullinie. Diese Balken hatten einen Querschnitt von 30 auf 30 cm,

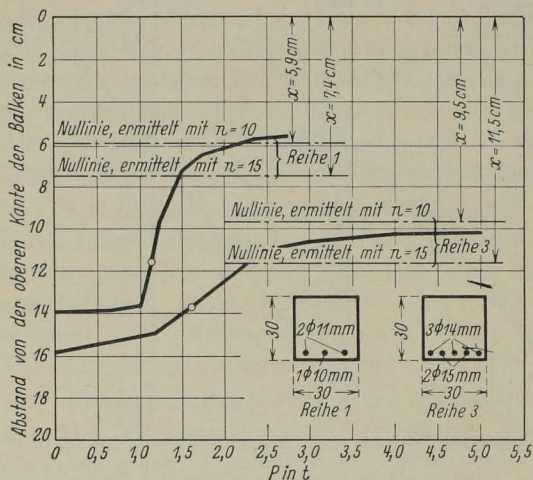


Abb. 11. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nullinie bei Rechteckbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

eine Spannweite von 3 m und waren bei der Reihe 1 mit 1 Rundeseisen von 10 mm und 2 Rundeseisen von 11 mm Durchm., bei der Reihe 3 mit 3 Rundeseisen von 14 mm und 2 Rundeseisen von 15 mm Durchm. bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug demnach 0,29 bzw. 0,91 %. Die Belastung der Balken erfolgte wiederum durch zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 229 kg/cm² auf.

Wie aus Abb. 11 hervorgeht, steigt die Nullinie der Balken mit zunehmender Belastung, etwa bis zu $P = 1,75$ bzw. 2,5 t, rasch an, um bei weiterer Zunahme der Belastung bis in die Nähe der mittleren Bruchlast

von $P_{t_{max}} = 3,2$ bzw. 5,8 t einen Beharrungszustand aufzuweisen¹⁾. Da sich rechnermäßig mit $n = 15$ $x = 7,4$ und $x = 11,5$ cm ergibt, so wird die tatsächliche Lage der Nullinie auch nicht angenähert erfaßt. Wird dagegen mit $n = 10$ gerechnet, so ermittelt sich in der Nähe der Bruchlast mit $x = 5,9$ und $x = 9,5$ cm eine recht gute Übereinstimmung zwischen der rechnermäßigen und tatsächlichen Lage der Nullinie.

Diese gute Übereinstimmung läßt sich auch bei sonstigen Versuchen mit Balken aus hochwertigem Beton nachweisen, z. B. bei den in Fußnote ¹⁾ angeführten Versuchen.

Für die möglichst zutreffende Ableitung der in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Lage der Nullinie ist demnach bei Platten und Balken aus hochwertigem Beton ein geringerer Wert n , etwa $n = 10$, zu berücksichtigen.

Es sei noch an einigen Beispielen gezeigt, daß auch die in der Nähe der Bruchlast auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons recht zutreffend erfaßt werden, wenn bei Verwendung von gewöhnlichem Beton $n = 15$ und bei Verwendung von hochwertigem Beton $n = 10$ berücksichtigt wird.

Abb. 12 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 90 und 91 der Forschungsarbeiten (23) angeführten und aus gewöhnlichem Beton hergestellten Balken Nr. 322 und 328 unter verschiedenen Belastungsstufen aus den Formänderungen des Betons ermittelten tatsächlichen Betondruckspannungen σ_b . Diese Balken hatten einen Querschnitt von 25 auf 18 cm, eine Spannweite von 3 m und waren mit 4 Rundeseisen von

¹⁾ Ein ähnlicher Verlauf der Nullinie wurde auch bei sonstigen Versuchen an Balken aus hochwertigem Beton festgestellt [vgl. z. B. (22), Heft 10, Abb. 10; (22), Heft 13, Abb. 2; (23), Heft 45 bis 47, u. a. Abb. 106, 112, 139, 145].

30 mm Durchm. bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug also 7,2 ‰¹⁾. Die Belastung erfolgte durch zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine Würfelfestigkeit von $\sigma_{w,30} = 114 \text{ kg/cm}^2$ auf.

Außerdem enthält Abb. 12 die unter verschiedenen Belastungsstufen aus der bekannten Beziehung

$$(40a) \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)}$$

mit $n = 15$ ermittelten rechnermäßigen Betondruckspannungen $\sigma_{b,r}$.

Wie aus Abb. 12 hervorgeht, besteht eine recht gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen.

Die mittlere Bruchlast der Balken betrug $P_{t,max} = 3,25 \text{ t}$.

Abb. 13 enthält die bei den bereits angeführten, aus hochwertigem Beton hergestellten Balken des Heftes 38 des D.A.f.E. (vgl. S. 72) unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelten tatsächlichen Betondruckspannungen sowie die mit $n = 15$ und $n = 10$ nach Gl. 40a ermittelten rechnermäßigen Betondruckspannungen.

Wie aus Abb. 13 ersichtlich, besteht sowohl bei den Balken der Reihe 1 wie bei den Balken der Reihe 3 unter den größeren Belastungsstufen und in der Nähe der Bruchlast (vgl. S. 72) eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen mit $n = 10$ ermittelten und den tatsächlichen Betondruckspannungen. Wird $n = 15$ berücksichtigt, so weichen rechnermäßige und tatsächliche Betondruckspannungen erheblich voneinander ab.

Die angeführten Beispiele lassen bereits erkennen, daß es sowohl hinsichtlich einer möglichst zutreffenden Ableitung der in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Lage der Nulllinie wie hinsichtlich der tat-

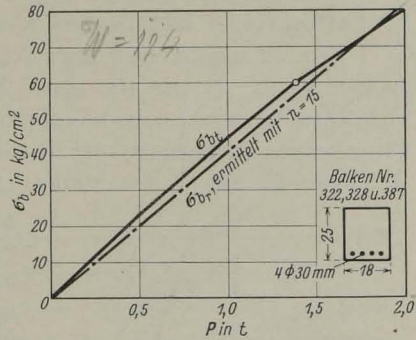


Abb. 12 Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Rechteckbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

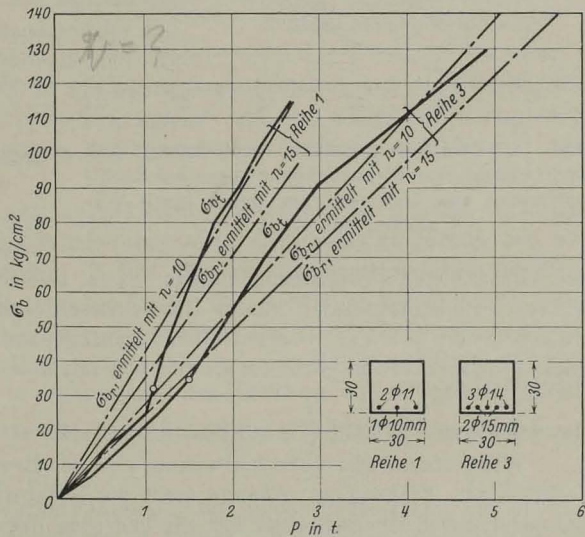


Abb. 13. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Rechteckbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

¹⁾ Diese überaus stark bewehrten Balken werden hier nur deshalb angeführt, weil andere Versuchsbalken aus gewöhnlichem Beton und geringerer Bewehrungsstärke, bei denen gleichzeitig die Formänderungen des Betons gemessen wurden, nicht bekannt sind.

sächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons berechtigt erscheint, für die Berechnung von Platten und Balken bei Verwendung von gewöhnlichem Beton $n = 15$, bei Verwendung von hochwertigem Beton jedoch einen geringen Wert n , etwa $n = 10$, zu berücksichtigen.

Wie weitere Ermittlungen zeigen, genügt es auch bei Verwendung von höchstwertigem Beton etwa $n = 10$ zu berücksichtigen.

Abb. 14 enthält noch für die in Heft 45 bis 47 der Forschungsarbeiten angeführten Balken Nr. 98, 99 und 100 einen Vergleich zwischen den rechnermäßigen und tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen der Eiseneinlagen. Diese Balken hatten einen Querschnitt von 20 auf 15 cm, eine Spannweite von 2 m und waren mit 3 Flacheisen von 7 mm Stärke, die mit herausstehenden Zapfen versehen waren,

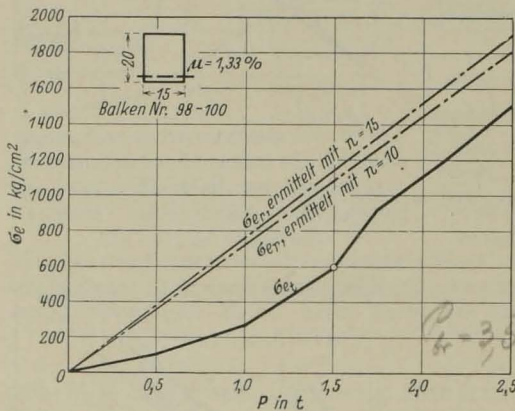


Abb. 14. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Eisenzugspannungen bei Rechteckbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach).

die tatsächlichen Eisenzugspannungen ganz beträchtlich überschreiten. Erst unter größeren Belastungsstufen nimmt diese Überschreitung ab. Dabei sind die Unterschiede zwischen den mit $n = 10$ ermittelten Eisenzugspannungen und den tatsächlichen Eisenzugspannungen etwas geringer als bei den mit $n = 15$ ermittelten Eisenzugspannungen.

γ) Vorausbestimmung der zu erwartenden Bruchursache.

Wie bekannt und bereits erwähnt, wird der Bruch eines auf Biegung beanspruchten rechteckigen Tragwerkes, solange nicht die Schubwirkung die Biegewirkung übertrifft, entweder durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone oder aber durch Überwinden der Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone herbeigeführt. In besonderen Fällen können beide Bruchursachen gleichzeitig auftreten.

Für die Vorausbestimmung der jeweils zu erwartenden Bruchursache wird zunächst untersucht, welche Druckfestigkeit $\sigma_{b \max}$ der Beton bei gegebener Streckgrenze σ_s und Bewehrungsstärke μ der Eiseneinlagen aufweisen muß, damit die Streckgrenze der Eiseneinlagen und die Druckfestigkeit des Betons gleichzeitig erreicht werden.

Beträgt das Bruchmoment M_{\max} und wird in Gl. 40a $\sigma_b = \sigma_{b \max}$ und in Gl. 40b $\sigma_e = \sigma_s$ gesetzt, so ermittelt sich mit

$$x = s \cdot h$$

bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug 1,33 %. Die Belastung der Balken erfolgte durch zwei Einzellasten P , die je 50 cm von Feldmitte entfernt waren. Der verwendete Beton wies eine Würfel-
festigkeit von $\sigma_{w30} = 228 \text{ kg/cm}^2$ auf.

Die Messung der Längenänderungen wurde bis zu $P = 2,5 \text{ t}$ vorgenommen. Die Bruchlast betrug $P_{t \max} = 3,5 \text{ t}$.

Die rechnermäßigen Eisenzugspannungen wurden aus der Beziehung

$$(40b) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right)}$$

ermittelt.

Aus Abb. 14 geht hervor, daß sowohl die mit $n = 15$ wie die mit $n = 10$ berechneten Eisenzugspannungen

diese Druckfestigkeit allgemein aus dem Verhältnis

$$\frac{\sigma_{b \max}}{\sigma_s} = \frac{2 \cdot F_e}{b \cdot x} = \frac{2 \cdot \mu}{s}$$

zu

$$(41) \quad \sigma_{b \max} = \frac{2 \cdot \mu}{s} \cdot \sigma_s.$$

Dabei ist

$$(39a) \quad s = n \cdot \mu \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot \mu}} \right)$$

zu setzen.

In Abb. 15 sind für $n = 15$ in Form von ausgezogenen Schaulinien die Beziehungen zwischen den Streckgrenzen $\sigma_s = 2400, 3000, 3500$ und 4000 kg/cm^2 , den Bewehrungsstärken von $\mu = 0,4$ bis 2% und den Druckfestigkeiten $\sigma_{b \max}$ so dargestellt, daß bei gegebener Bewehrungsstärke als Abszisse die zugehörige Ordinate bis zum Schnittpunkt mit jener Schaulinie, die der jeweiligen Streckgrenze entspricht¹⁾, den gesuchten Wert für $\sigma_{b \max}$, der an der Ordinatenachse abgelesen werden kann, ergibt.

Aus Abb. 15 geht hervor, daß bei Bewehrungsstärken von $0,4$ bis 2% die Höchstspannungen $\sigma_{b \max}$ durch die Verwendung von Eiseneinlagen mit $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ Werte von $\sigma_{b \max} = 67$ bis 188 kg/cm^2 erreichen, die sich durch die Verwendung von Eiseneinlagen mit $\sigma_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_{b \max} = 82$ bis 226 kg/cm^2 , mit $\sigma_s = 3500 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_{b \max} = 96$ bis 264 kg/cm^2 und mit $\sigma_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_{b \max} = 110$ bis 301 kg/cm^2 erhöhen.

Da die Werte $\sigma_{b \max}$ Biegedruckfestigkeiten darstellen, so ergeben sich die entsprechenden, jeweils erforderlichen Würfelfestigkeiten des Betons so gering, daß sie praktisch meistens überschritten werden. Selbst für eine Bewehrungsstärke von 2% genügt bei Verwendung von gewöhnlichem Beton und normalen Eiseneinlagen mit einer Streckgrenze von z. B. $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ der Nachweis einer Würfelfestigkeit von etwa $\sigma_{w20} = 125 \text{ kg/cm}^2$, bei Verwendung von hochwertigem Beton und Stahleinlagen mit einer Streckgrenze von z. B. $\sigma_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$ der Nachweis einer Würfelfestigkeit von etwa $\sigma_{w20} = 225 \text{ kg/cm}^2$, wenn die Übertragungsziffer $\beta = \frac{3}{2}$ bzw. $\frac{4}{3}$ berücksichtigt wird (vgl. S. 12 ff.).

Welche zulässigen Spannungsverhältnisse σ_b/σ_e für Bewehrungsstärken bis zu 2% in Betracht kommen, geht aus folgender Abb. 16 hervor. In derselben sind für $n = 15$ in Form von ausgezogenen Schaulinien die Beziehungen zwischen den zulässigen Betondruckspannungen von 20 bis 100 kg/cm^2 , den zulässigen Eisenzugspannungen von 800 bis 2000 kg/cm^2 und den zu bestimmten Spannungsverhältnissen σ_b/σ_e gehörigen Bewehrungsstärken μ dargestellt.

Abb. 16 zeigt, daß bei einer Begrenzung der Bewehrungsstärke mit 2% wohl alle für die praktische Bauanwendung in Frage kommenden zulässigen Spannungsverhältnisse σ_b/σ_e erfaßt werden.

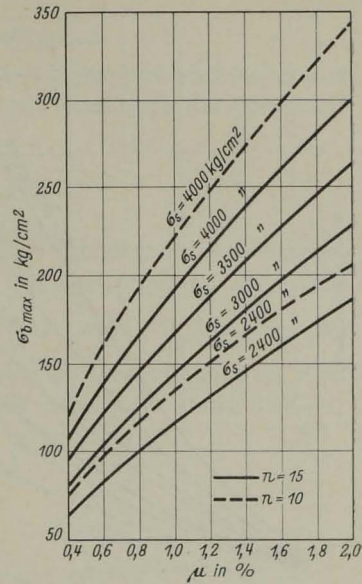


Abb. 15.

Der Zusammenhang zwischen σ_s, μ und $\sigma_{b \max}$ bei biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten.

¹⁾ Zwischenwerte sind geradlinig einzumitteln.

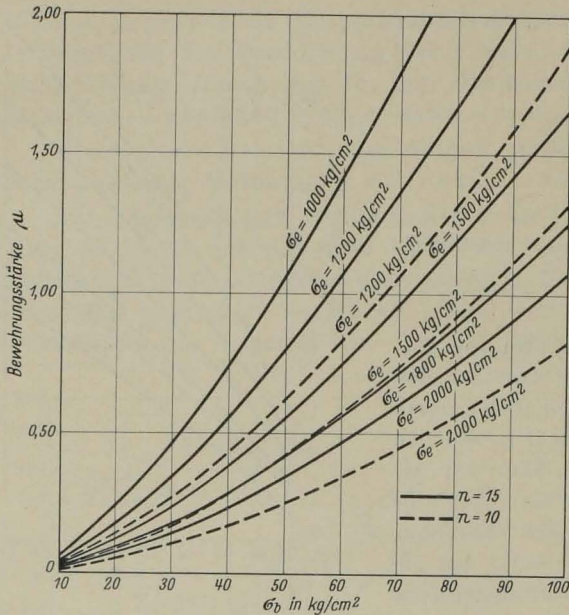


Abb. 16. Beziehungen zwischen σ_b , σ_e und μ bei biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten.

schnittsbemessung mit $n=10$ statt $n=15$ vorgenommen, so wird damit eine größere Querschnittshöhe erzielt, doch nimmt die Bewehrungsstärke ab (vgl. die gestrichelten Schaulinien der Abb. 16).

d) Die zusammengesetzte Sicherheit.

Den vorstehenden Ausführungen ist zu entnehmen, daß in der Zugzone von biegebeanspruchten Platten und Balken gewöhnlich ein geringerer Sicherheitsgrad vorhanden ist als in der Druckzone. Die Folge davon ist, daß mit dem Erreichen der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone der Bruchzustand noch nicht erreicht ist. Um diesen zu erreichen, ist es vielmehr nötig, so lange weiter zu belasten, bis durch das Strecken der Eiseneinlagen und durch das Klaffen des Bruchrisses die Druckzone derart eingeengt wird, daß die größte Kantenpressung der Betonfestigkeit entspricht. Mit dieser Einengung ist gleichzeitig eine Vergrößerung des Hebelarmes der Innenkräfte verbunden.

Die Tragfähigkeit von biegebeanspruchten Platten und Balken kann also über die durch die Streckspannung gegebene Grenze hinaus gesteigert werden, und zwar um so mehr, je druckfester der verwendete Beton ist.

Unter „zusammengesetzte Sicherheit“¹⁾ ist in den weiteren Ausführungen die Gesamtsicherheit der aus Zug- und Druckzone bestehenden biegebeanspruchten Tragwerke zu verstehen, während der in der Zugzone durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e,zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad als solcher jeweils besonders gekennzeichnet werden soll.

¹⁾ Diese Bezeichnung stammt von M. Möller (38), S. 68.

Die bei biegebeanspruchten Platten und Balken zu erwartende Bruchursache ist also gewöhnlich im Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zu sehen.

Wird statt mit $n=15$ mit $n=10$ gerechnet, so ändert sich an diesem Ergebnis nichts. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich bei gleichbleibenden

Querschnittsabmessungen und gleichbleibender Bewehrungsstärke $\sigma_{b,max}$ mit $n=10$ zwar größer ergibt als mit $n=15$ (vgl. die gestrichelten Schaulinien der Abb. 15), gleichzeitig aber eine entsprechende Vergrößerung der Übertragungsziffer β zu berücksichtigen ist. Wird dagegen bei gleichbleibender Gebrauchslast und bei gleichbleibenden zulässigen Beanspruchungen die Quer-

2. Der rechnermäßige Sicherheitsgrad.

Das rechnermäßige Größtmoment $M_{r_{\max}}$ von biegebeanspruchten Platten und Balken mit der Bewehrungsstärke μ ermittelt sich, wenn die Zerstörung des Verbundes von der Zugzone ausgeht, mit $x = s \cdot h$ aus Gl. 40b zu

$$(42) \quad M_{r_{\max}} = \mu \cdot \sigma_s \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot b \cdot h^2.$$

Bei gleichbleibenden Querschnittsabmessungen sowie gleichbleibender Bewehrungsstärke und Streckgrenze der Eiseneinlagen ist demnach für die Größe von $M_{r_{\max}}$ nur der Ausdruck $\left(1 - \frac{s}{3}\right)$ bestimmend. Dieser ist wiederum nach Gl. 39a von der Wahl des Wertes n abhängig. Es sei jedoch schon hier darauf verwiesen, daß sich das Größtmoment $M_{r_{\max}}$ mit veränderlichem Wert n nur wenig ändert, nachdem es z. B.

mit	$n = 10$	$n = 5$
bei $\mu = 0,25\%$ nur um	2%	3% ,
„ $\mu = 0,5\%$ „ „	$2,5\%$	4% ,
„ $\mu = 1,0\%$ „ „	3%	6% und
„ $\mu = 1,5\%$ „ „	3%	7%

größer wird als mit $n = 15$.

Zwischen dem meistens gegebenen Gebrauchsmoment M und der unter diesem Moment vorhandenen Eisenzugspannung $\sigma_{e_{zul}}$ besteht die Beziehung

$$(42a) \quad M = \mu \cdot \sigma_{e_{zul}} \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot b \cdot h^2.$$

Damit ergibt sich der rechnermäßige Sicherheitsgrad ohne weiteres zu

$$(43) \quad \nu_r = \frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}.$$

ν_r ändert sich in gleicher Weise mit veränderlichem Wert n wie $M_{r_{\max}}$, nachdem in Gl. 42a bei gegebenem Gebrauchsmoment der Ausdruck $\sigma_{e_{zul}} \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right)$ unveränderlich ist und deshalb $\sigma_{e_{zul}}$ um so viel kleiner werden muß, als $\left(1 - \frac{s}{3}\right)$ mit abnehmendem Wert n größer wird.

Geht ausnahmsweise die Zerstörung des Verbundes von der Druckzone aus und beträgt nach Gl. 40a

$$(44) \quad M_{r_{\max}} = \frac{\sigma_{b_{\max}}}{2} \cdot s \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot b \cdot h^2$$

sowie

$$(44a) \quad M = \frac{\sigma_{b_{zul}}}{2} \cdot s \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot b \cdot h^2,$$

so ergibt sich

$$(45) \quad \nu_r = \frac{\sigma_{b_{\max}}}{\sigma_{b_{zul}}}.$$

Der Sicherheitsgrad von biegebeanspruchten Platten und Balken, bei denen die Schubwirkung die Biegewirkung übertrifft, wird besonders behandelt.

3. Der tatsächliche Sicherheitsgrad.

Vorbemerkung.

Die Abweichungen λ zwischen rechnermäßigem und tatsächlichem Bruchmoment bzw. zwischen rechnermäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad sind in der Hauptsache eine Folge der infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des nach Gl. 43 durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e,zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades.

Um ein Bild über die Größe dieser Erhöhung zu gewinnen, werden nachstehend zunächst Versuche mit normalbewehrten, aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton hergestellten Balken von verschiedenen Abmessungen behandelt, aus denen der Einfluß der Güte des Betons sowie jener der Querschnittsabmessungen und der Spannweite der Tragwerke auf der Größe dieser Erhöhung zu entnehmen ist. Anschließend werden weitere Versuche mit normal- und stahlbewehrten Balken behandelt, aus denen der Einfluß der Eisensorte auf die Größe dieser Erhöhung hervorgeht.

α) Versuche mit normalbewehrten Balken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.

Diese vom Verfasser vorgenommenen Versuche wurden an den Balken A bis D mit den in Abb. 17 dargestellten Querschnittsabmessungen und Eiseneinlagen durchgeführt. Die Bewehrungsstärke der verschiedenen hohen Balken A und B betrug 0,56 %, jene der verschiedenen hohen Balken C und D 1,42 %.

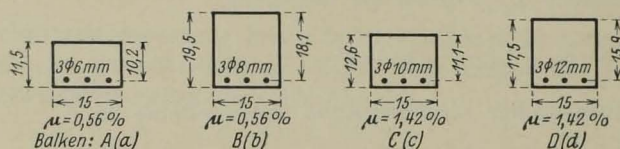


Abb. 17. Querschnitt der Versuchs balken.

Dieselbe entspricht etwa der unteren und oberen Grenze der praktisch üblichen Bewehrungsstärken. Die Balken erhielten eine Länge von 1,2 m und wurden bei 1,0 m Spannweite mittels einer in Feldmitte durch ein Hebelgeschirr aufgebracht zu nehmenden Einzellast auf Biegung beansprucht. Die Lastübertragung auf den jeweils zu prüfenden Balken geschah mit Hilfe einer zwischengeschalteten Stahlkugel, die auf einer untergelegten Stahlplatte ruhte. Damit sollte eine möglichst gleichmäßige Beanspruchung des ganzen Balkenquerschnittes erreicht werden¹⁾.

Die Querschnittsabmessungen der Balken wurden so gewählt, daß bei einer zulässigen Gebrauchslast von $P = 350$ kg beim Balken A und von $P = 113$ kg beim Balken B mit $n = 15$ die rechnermäßigen Beanspruchungen $\sigma = 40/1200$ kg/cm², bei einer zulässigen Gebrauchslast von $P = 860$ kg beim Balken C und von $P = 1800$ kg beim Balken D jedoch die Beanspruchungen $\sigma = 60/1000$ kg/cm² vorhanden waren. Von den in jedem Balken vorhandenen 3 Längseisen wurde das mittlere in den Endritteln unter 45° schräg nach aufwärts abgebogen. Alle Eisen wurden mit Rundhaken im Beton verankert. Bügel wurden nicht verwendet. Die Betondeckschicht betrug durchweg 1 cm.

Die Balken wurden in gehobelter kräftiger Holzschalung hergestellt. 24 Stunden nach der Herstellung derselben wurde die Seitenschalung, 48 Stunden nachher die Bodenschalung entfernt. Die ersten 7 Tage lagerten die Balken unter nassen Tüchern, die übrige Zeit an der Luft. Die Prüfung der Balken erfolgte im Alter von 45 Tagen.

¹⁾ Die Versuchsordnung geht aus Abb. 25 hervor [vgl. auch Abb. 21 der früheren Abhandlung des Verfassers (26), S. 87, oder B. u. E. 1929, S. 208, Abb. 3].

Der für die Herstellung der Balken verwendete Beton wurde von Hand gemischt. Das Zuschlagsmaterial wurde vor der Verarbeitung in Sand bis 5 mm Korngröße und in Kies von 5 bis 25 mm Korngröße getrennt und im Verhältnis 2:3 wieder gemischt. Die Steife des Betons war durchweg plastisch und ergab nach zehnmalem Aufstoßen des Grafschen Rütteltisches einen Betonkuchen von rd. 50 cm Durchm.¹⁾

Um den Einfluß der Betongüte auf die Größe der infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades feststellen zu können, wurden die Balken sowohl mit dem gewöhnlichen Zement A bei einem Mischungsverhältnis von 250 kg Z/m³ wie mit dem hochwertigen Zement B bei einem Mischungsverhältnis von 300 kg Z/m³ hergestellt. Die Normenfestigkeiten dieser Zemente betragen nach 28tägiger gemischter Lagerung

	Druckfestigkeit	Zugfestigkeit
beim Zement A:	394 kg/cm ²	32,3 kg/cm ² ,
beim Zement B:	618 kg/cm ²	40,6 kg/cm ² .

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des Betons betrug nach einer Erhärtungszeit von 45 Tagen bei Verwendung
 des Zementes A: 167 kg/cm²,
 des Zementes B: 282 kg/cm²,
 und die an Balken von 15 auf 15 cm Querschnitt und 70 cm Länge ermittelte Biegezugfestigkeit des Betons nach der gleichen Erhärtungszeit bei Verwendung
 des Zementes A: 25,4 kg/cm²,
 des Zementes B: 37,8 kg/cm².

Die Festigkeitseigenschaften der Eiseneinlagen sind in Tafel 17, S. 89, zusammengestellt.

Tafel 15 enthält die bei den Balken A bis D als Mittelwert aus je drei Einzelversuchen ermittelten Versuchsergebnisse. Dabei sind die mit dem Zement A hergestellten Balken durch arabische Ziffern, die mit dem Zement B hergestellten Balken durch römische Ziffern gekennzeichnet.

Tafel 15. Vergleich zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von normalbewehrten Balken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.
 n = 15. Spannweite l = 1 m.

Balken	σ_{te20} kg/cm ²	μ %	σ_s kg/cm ²	Gebrauchslast		Mittlere Rißlast		Mittlere Bruchlast			Sicherheitsgrad		A	Bruchursache
				P kg	σ_b/σ_e kg/cm ²	P' kg	σ_{bg} kg/cm ²	P _{tmax} kg	σ_b/σ_e kg/cm ²	r_o kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$	$\frac{P_{t\text{max}}}{P}$		
A ₁₋₃	167	0,56	4130	350	40/1200	450	28,6	1300	142/4260	4,8	3,4	3,7	9	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.
B ₁₋₃		0,56	3320	1130	40/1200	1400	29,2	3550	123/3700	7,5	2,8	3,1	11	
C ₁₋₃		1,42	3100	860	60/1000	750	31,9	2850	194/3240	10,3	3,1	3,3	6	
D ₁₋₃		1,42	3060	1800	60/1000	1550	33,1	6100	202/3360	15,2	3,1	3,4	9	
A _{I-III}	282	0,56	4130	350	40/1200	600	38,0	1480	163/4890	5,4	3,4	4,2	23	
B _{I u III}		0,56	3320	1130	40/1200	1750	36,4	4050	140/4200	8,5	2,8	3,6	28	
C _{I-III}		1,42	3100	860	60/1000	1000	43,8	3120	212/3580	11,2	3,1	3,6	16	
D _{I-III}		1,42	3060	1800	60/1000	1950	41,6	6650	220/3680	16,6	3,1	3,7	19	

¹⁾ Vgl. die Fußnote¹⁾, S. 13.

Die Abb. 18a bis h zeigen die Bruchbilder der bis zum vollständigen Bruch belasteten Balken.

Die Bruchursache der Balken A_{I-3} und A_{I-III} ist darin zu sehen, daß durch das mit dem Überschreiten der Streckgrenze sich ergebende beträchtliche Dehnen der Eiseneinlagen der jeweils in Feldmitte beobachtete erste Zugriß immer stärker klappte und rasch höher stieg, womit eine erhebliche Einengung der Druckzone und schließlich die Zerstörung des Betons an der oberen Druckkante herbeigeführt wurde (Abb. 18a und b)¹⁾. Dabei erfolgte diese Zerstörung bei den Balken aus hochwertigem Beton wesentlich später als bei den Balken aus gewöhnlichem Beton.

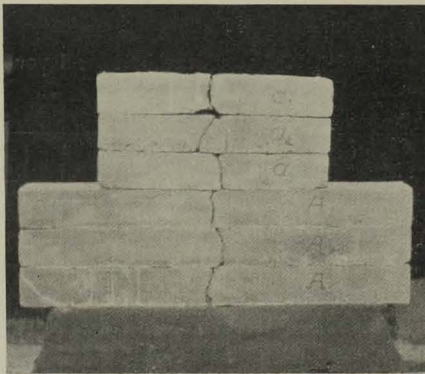
Wie aus Tafel 15 ersichtlich, ergab sich bei den Balken A_{I-3} eine mittlere Bruchlast von 1300 kg und ein auf das Verhältnis der Bruch- zur Gebrauchslast²⁾ bezogener 3,7facher Sicherheitsgrad, bei den Balken A_{I-III} dagegen eine mittlere Bruchlast von 1480 kg und ein auf das gleiche Verhältnis bezogener 4,2facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad lediglich ein 3,4facher war³⁾.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken A_{I-3} 9%, bei den Balken A_{I-III} jedoch 23%.

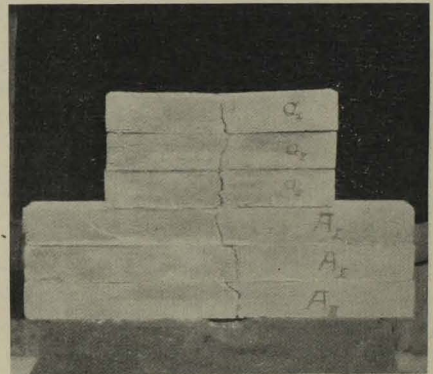
Die letztgenannte Erhöhung ist so überraschend groß, daß zunächst an Hand der weiteren Versuche festgestellt werden soll, ob nicht ein Zufallsergebnis vorliegt.

Die Balken B_{I-3} und $B_{Iu,III}$ wiesen die gleiche Bruchursache auf wie die Balken A. Bei diesen Balken ergab sich jedoch die Zerstörung der Druckzone — besonders jene der Balken B_{I-3} — ausgeprägter wie bei den Balken A, indem die Druckkanten muschelige Ausbrüche zeigten (Abb. 18c und d).

Die Bruchlast des Balkens B_{II} wich mit $P = 3450$ kg von jener der Balken $B_{Iu,III}$ mit 3900 und 4200 kg so erheblich ab, daß sie bei der Mittelwertbildung ausgeschieden



a)

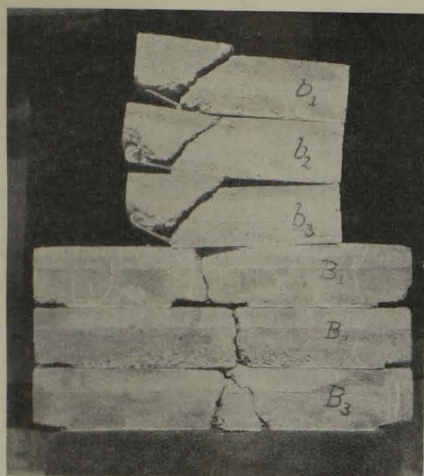


b)

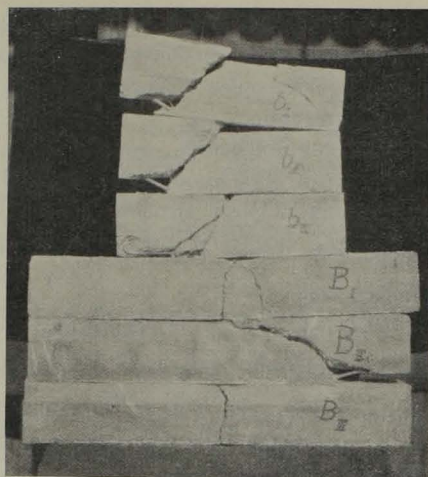
¹⁾ Die in diesen Abbildungen noch dargestellten kleineren Balken a bis d werden im Abschnitt III, C a 5 behandelt.

²⁾ Wegen der geringen Spannweite der Versuchsbalken kann der Sicherheitsgrad genau genug aus dem Verhältnis dieser Lasten abgeleitet werden.

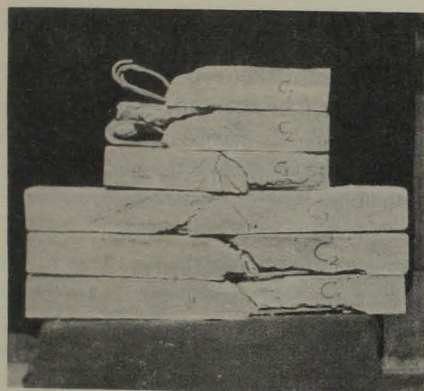
³⁾ Diese an sich hohen Sicherheitszahlen sind darauf zurückzuführen, daß die verwendeten Eiseneinlagen eine höhere Streckgrenze aufwiesen, als normalerweise bei Handelseisen anzutreffen ist.



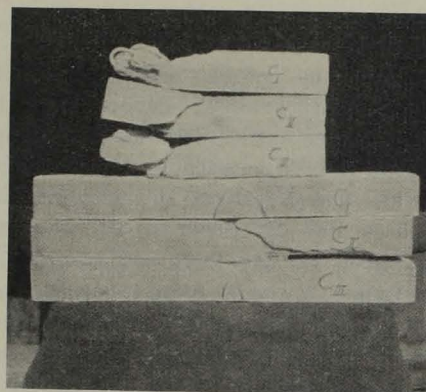
c)



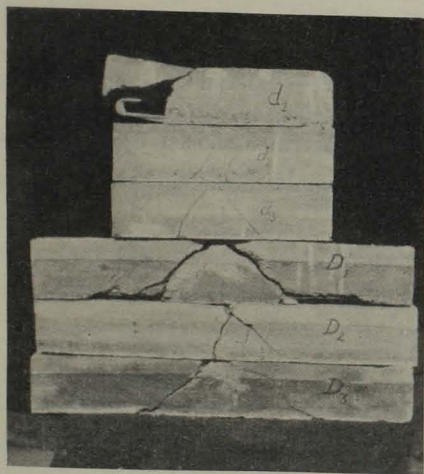
d)



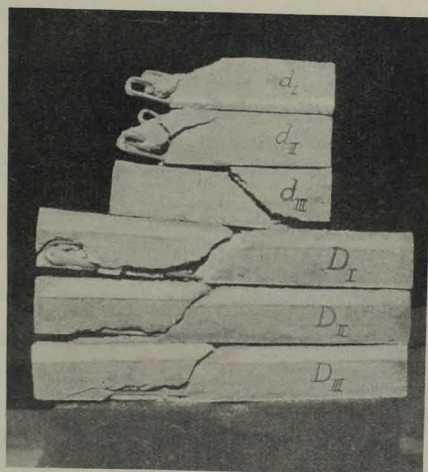
e)



f)



g)



h)

Abb. 18. Bruchrisse der Balken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.
Olsen, Sicherheitsgrad.

werden mußte. Der Bruch dieses Balkens erfolgte dadurch, daß ein in dem rechten äußeren Balkenteil beobachteter bis zur Belastungsstelle schräg verlaufender Riß sich mit zunehmender Belastung öffnete und damit ein Verdrehen des äußeren Balkenteiles verursachte.

Bei den Balken B_{1-3} ergab sich, wie aus Tafel 15 hervorgeht, eine mittlere Bruchlast von 3550 kg und damit ein 3,1facher Sicherheitsgrad, bei den Balken $B_{Iu,III}$ dagegen eine mittlere Bruchlast von 4050 kg und damit ein 3,6facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad lediglich ein 2,8facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken B_{1-3} 11 %, bei den Balken $B_{Iu,III}$ jedoch 28 %.

Es bestätigt sich also bei diesen Versuchen, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades bei Verwendung von hochwertigem Beton außerordentlich groß sein kann.

Wie aus Tafel 15 ersichtlich, wirkt sich der Einfluß der Querschnittshöhe auf diese Erhöhung dahingehend aus, daß dieselbe bei den höheren Balken B_{1-3} und $B_{Iu,III}$ größer ausfällt wie bei den entsprechenden Balken A. Dies ist auf die bei den höheren Balken notwendige Steigerung der Belastung zurückzuführen, die erforderlich ist, um ein derartiges Dehnen der Eiseneinlagen und Klaffen der Zugrisse herbeizuführen, daß der Beton in der Druckzone zerstört wird.

Auch bei den Balken C_{1-3} und C_{I-III} ergab sich dieselbe Bruchursache wie bei den Balken A und B. Mit Rücksicht auf die größere Bewehrungsstärke dieser Balken und der damit verbundenen besseren Ausnutzung des Betons wiesen dieselben an der oberen Druckkante teilweise beträchtliche Absplitterungen auf. Wie aus den Abb. 18e und f hervorgeht, weichen die Bruchbilder der Balken C_{1-3} und C_{II} von jenen der Balken $C_{Iu,III}$ dadurch ab, daß sich jeweils in Feldmitte von der Belastungsstelle weg ein schräger Bruchriß öffnete, der sich einseitig nach dem Auflager hin fortsetzte, wobei ein Teil der unteren Betondeckschicht abgesprengt wurde.

Der Tafel 15 ist zu entnehmen, daß sich bei den Balken C_{1-3} eine mittlere Bruchlast von 2850 kg und damit ein 3,3facher Sicherheitsgrad, bei den Balken C_{I-III} dagegen eine mittlere Bruchlast von 3120 kg und damit ein 3,6facher Sicherheitsgrad ergab, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad lediglich ein 3,1facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken C_{1-3} 6 %, bei den Balken C_{I-III} jedoch 16 %.

Die letztgenannte Erhöhung muß immer noch als beträchtlich bezeichnet werden, wenn sie auch gegenüber der bei den Balken A_{I-III} und $B_{Iu,III}$ ermittelten stark abfällt.

Erhebliche Absplitterungen des Betons an der oberen Druckkante wurden auch bei den Balken D_{1-3} und D_{I-III} , deren Zerstörung ebenfalls durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet wurde, beobachtet (Abb. 18g und h). Bei

diesen Balken ging der jeweils in Feldmitte vorhandene Bruchriß fast durchweg von der Belastungsstelle weg schräg nach abwärts und setzte sich nach dem Auflager hin fort.

Bei den Balken D_{1-3} ergab sich, wie aus Tafel 15 hervorgeht, eine mittlere Bruchlast von 6100 kg und damit ein 3,4facher Sicherheitsgrad, bei den Balken D_{I-III} dagegen eine mittlere Bruchlast von 6650 kg und damit ein 3,7facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad lediglich ein 3,1facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken D_{1-3} 9%, bei den Balken D_{I-III} jedoch 19%.

Die letztgenannte Erhöhung war wiederum recht beträchtlich.

Wie ein Vergleich zeigt, hat sich auch bei den höheren Balken D_{1-3} und D_{I-III} die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades größer ergeben wie bei den entsprechenden Balken C.

Es sei noch bemerkt, daß die aus Tafel 15 ersichtliche Abnahme dieser Erhöhung bei den Balken C und D gegenüber den entsprechenden Balken A und B zweifellos auf die bei den erstgenannten Balken in Rechnung gestellten erhöhten zulässigen Betondruckspannung und die sich damit ergebende geringere Bruchsicherheit des Betons in der Druckzone dieser Balken zurückzuführen ist.

Wird bei den aus hochwertigem Beton hergestellten Balken A bis D unter Zugrundelegung derselben Gebrauchslast und derselben Querschnittsabmessungen und Eiseneinlagen die Eisenspannung statt mit $n = 15$ mit $n = 10$ ermittelt, so errechnet sich bei den Balken A und B $\sigma_e = 1140 \text{ kg/cm}^2$ und bei den Balken C und D $\sigma_e = 950 \text{ kg/cm}^2$. Der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad wird damit bei den Balken A_{I-III} ein 3,6facher, bei den Balken $B_{Iu,III}$ ein 2,9facher sowie bei den Balken C_{I-III} und D_{I-III} ein 3,2facher.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades verringert sich somit bei den Balken A_{I-III} auf 17%, bei den Balken $B_{Iu,III}$ auf 24%, bei den Balken C_{I-III} auf 13% und bei den Balken D_{I-III} auf 16%.

Diese Erhöhung ergibt sich also auch bei Inrechnungstellung von $n = 10$ recht beträchtlich.

Um den Einfluß der Spannweite auf die Größe der infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades festzustellen, wurde gleichzeitig mit den Balken B und D bei gleichbleibenden Querschnittsabmessungen und Eiseneinlagen, aber mit einer Länge von 4,2 m, noch je ein Balken B'_1 und D'_1 aus gewöhnlichem Beton sowie je ein Balken B'_1 und D'_1 aus hochwertigem Beton hergestellt. Diese Balken wurden wie die übrigen Balken gelagert und im Alter von 45 Tagen geprüft, indem sie bei 4,0 m Spannweite in

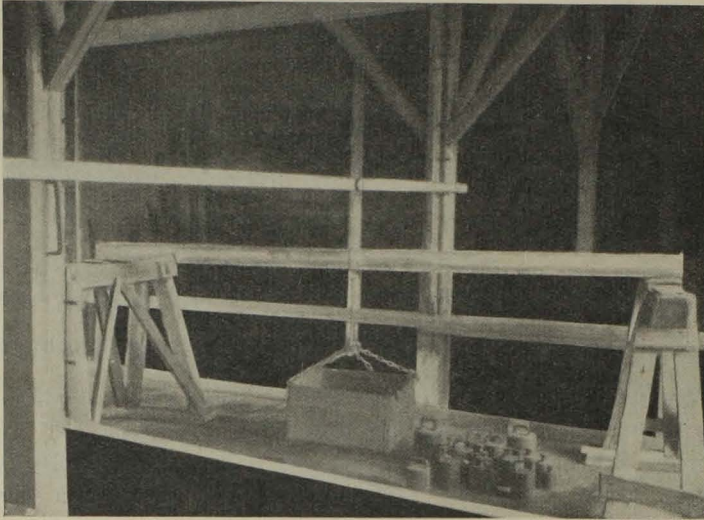


Abb. 19. Versuchsanordnung der weitgespannten Balken.

Feldmitte durch einen als Einzellast wirkenden Gewichtskasten bis zum vollständigen Bruch belastet wurden. Die Versuchsanordnung geht aus Abb. 19 hervor.

Die geprüften Balken wiesen sehr schlanke Abmessungen auf, nachdem die Nutzhöhe der Balken B' nur $1/22$, jene der Balken D' sogar nur $1/25$ der Spannweite betrug.

Werden die Balken B' mit einer zulässigen Gebrauchslast von $P = 150$ kg belastet, so ergibt sich für die zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 40/1200$ kg/cm² unter Berücksichtigung von $n = 15$ sowie des Momentes aus dem Eigengewicht ein Gebrauchsmoment $M = 29\,000$ cmkg, während sich bei dem Balken D' mit $P = 330$ kg für die zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 60/1000$ kg/cm² $M = 45\,500$ cmkg errechnet.

Der Bruch sämtlicher Balken erfolgte durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.

Tafel 16 enthält die näheren Einzelheiten der Balken sowie die Versuchsergebnisse.

Wie aus Tafel 16 ersichtlich, ergab sich bei den Balken B₁' und D₁' eine mittlere Bruchlast von 700 und 1320 kg bzw. ein mittleres Bruchmoment von 84 000 und 144 500 cmkg und damit ein auf das Verhältnis des Bruch- zum Gebrauchsmoment bezogener 2,9- bzw. 3,2facher Sicherheitsgrad, dagegen bei den Balken B₂' und D₂' eine mittlere Bruchlast von 860 und 1500 kg bzw. ein mittleres Bruchmoment von 100 000 und 162 500 cmkg und damit ein auf das gleiche Verhältnis bezogener 3,4 bzw. 3,6facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad lediglich ein 2,8- bzw. 3,1facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken B₁' und D₁' 4 und 3%, bei den Balken B₂' und D₂' jedoch 22 und 16%.

Diese Erhöhung ergab sich also geringer als bei den vorbehandelten Balken. Bei den Balken B₁' und D₁' ist die Verringerung jedoch unbedeutend.

Zusammengefaßt haben die angeführten Versuche gezeigt, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades bei Verwendung von gewöhnlichem Beton geringfügig, bei Verwendung von hochwertigem Beton jedoch

erstaunlich groß sein kann und sich von den Abmessungen der Tragwerke insofern abhängig erweist, als sie mit abnehmender Querschnittshöhe sowie mit zunehmender Spannweite etwas abnimmt.

Zusammengefaßt ist den angeführten Versuchen zu entnehmen, daß der Sicherheitsgrad von aus hochwertigem Beton hergestellten Platten und Balken um etwa 15 bis 30% größer sein kann, als er sich aus dem Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ ergibt¹⁾.

Dieses Ergebnis ist außerordentlich bemerkenswert, nachdem seither im Schrifttum der Güte des bei biegebeanspruchten Tragwerken verwendeten Betons, soweit deren Zerstörung durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet wird, hinsichtlich der Frage der Sicherheit solcher Tragwerke keine Bedeutung beigemessen wurde. So wurde z. B. auf der 1927 abgehaltenen Tagung des Deutschen Beton-Vereins (2), S. 59 u. 60, ausgeführt, daß „es keinen Sinn hat, den Beton zu verbessern, wenn die Verbundkonstruktion, auf die es allein ankommt, nicht wegen der Druckfestigkeit, sondern wegen der Zugfestigkeit des Eisens zu Bruch geht“, sowie weiter, daß sich „die höhere Druckfestigkeit beim Bruch nicht auswirkt, solange die Streckgrenze des Eisens Bruchursache ist“²⁾.

Es sei noch bemerkt, daß es nicht ohne weiteres möglich ist, für das Bruchmoment von biegebeanspruchten, aus hochwertigem Beton hergestellten Tragwerken eine Beziehung aufzustellen, welche das jeweils zu erwartende tatsächliche Moment auch nur einigermaßen erfaßt. Dies ist auf die bereits erwähnte Tatsache zurückzuführen, daß die im Zustand III auftretenden Formänderungen der Tragwerke auch nicht angenähert bestimmbar sind.

¹⁾ Dieses Ergebnis läßt sich auch an Hand sonstiger Versuche mit Balken aus hochwertigem Beton nachweisen, z. B. an Hand jener des Heftes 33 des D. A. f. E.; Voraussetzung ist nur, daß die Balken auch tatsächlich bis zum vollständigen Bruch belastet wurden.

²⁾ Auch in dem kürzlich erschienenen Heft 66 des D. A. f. E. wird auf Grund der vorgenommenen Versuche gefolgert, daß „die Druckfestigkeit des Betons selbst ohne wesentlichen Einfluß auf die Bruchlast bleibt“. Es wird noch gezeigt, daß diese Folgerung wegen unvollständiger Auswertung der Versuche nicht zutrifft (vgl. S. 94).

Tafel 16. Vergleich zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von normalbewehrten Balken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.

$n = 15$. Spannweite $l = 4,0$ m.

Balken	$\sigma_{b_{20}}$ kg/cm ²	μ %	σ_s kg/cm ²	Gebrauchslast bzw. -moment			Rißlast P' kg	σ_{b_2} kg/cm ²	Bruchlast bzw. -moment			Sicherheitsgrad		Bruchursache		
				P kg	M cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²			$P_{t_{max}}$ kg	$M_{t_{max}}$ cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	τ_o kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$		$\frac{M_{t_{max}}}{M}$	$\frac{P_{t_{max}}}{P}$
B'_1	167	0,56	3320	150	29 000	40/1200	170	26,6	700	84 000	116/3480	2,0	2,8	2,9	4,7	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.
D'_1		1,42	3060	330	45 500	60/1000	210	29,8	1320	144 500	196/3280	3,9	3,1	3,2	4,0	
B'_1	282	0,56	3320	150	29 000	40/1200	320	39,2	860	100 000	138/4150	2,4	2,8	3,4	5,7	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.
D'_1		1,42	3060	330	45 500	60/1000	310	37,2	1500	162 500	216/3600	4,3	3,1	3,6	4,6	

Es soll noch auf die bei den weitgespannten Balken sich ergebenden hohen Sicherheitszahlen hingewiesen werden, wenn der Sicherheitsgrad auf das Verhältnis der Bruch- zur Gebrauchslast bezogen wird. So ergab sich, auf dieses Verhältnis bezogen, bei den Balken B'_1 und D'_1 ein 4,7- und 4,0facher, bei den Balken B_1 und D_1 sogar ein 5,7- und 4,6facher Sicherheitsgrad.

Der auf das Verhältnis der Bruch- zur Gebrauchslast bezogene Sicherheitsgrad wird also bei weitgespannten Tragwerken vorteilhaft beeinflusst. Diese Feststellung spricht für die Ausführung solcher Tragwerke besonders in den Fällen, in denen Überlastungen zu erwarten sind, z. B. bei Decken in Fabrik- und Lagerräumen. Eine im Verhältnis zur Gebrauchslast unnötige Steigerung des Eigengewichtes läßt sich dabei dadurch vermeiden, daß die zulässigen Beanspruchungen weitgehend erhöht werden.

Dies geht aus früheren Ausführungen des Verfassers (26), S. 30, hervor. Nach denselben können die Spannweiten von biegebeanspruchten Platten und Balken bei gleichbleibender Querschnittshöhe, wie sie z. B. beim Bemessen mit $\sigma = 40/1200$ kg/cm² ermittelt wurde, und bei gleichbleibender Gebrauchslast infolge Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen z. B. auf $\sigma = 60/1500$ kg/cm² um das 1,3fache, auf $\sigma = 100/2000$ kg/cm² sogar um das 1,8fache vergrößert werden.

Der Ausführung von weitgespannten Tragwerken ist allerdings dadurch eine Grenze gesetzt, daß die bei zu schlanken Abmessungen auftretenden Durchbiegungen zu groß werden können. Die Biegesteifigkeit solcher Tragwerke läßt sich jedoch durch die Verwendung von hochwertigem Beton beträchtlich steigern.

In welchem Ausmaße dies der Fall ist, geht z. B. aus den vorbehandelten Versuchen hervor, nachdem bei den Balken B'_1 und D'_1 unter der Gebrauchslast Durchbiegungen von 1,86 und 4,4 mm, bei den Balken B_1 und D_1 jedoch Durchbiegungen von 3,22 und 6,2 mm ermittelt wurden. Während also die Durchbiegungen der erstgenannten Balken rd. $1/2100$ und $1/900$ der Spannweite betragen, vergrößerten sich dieselben bei den letztgenannten Balken auf rd. $1/1200$ und $1/650$ der Spannweite.

Auf die in den Tafeln 15 und 16 enthaltenen Angaben über die Rißlasten P' wird später noch eingegangen. Die Schubspannungen τ_0 der Balken waren im Durchschnitt gering. Es wurden auch keinerlei Schubrisse beobachtet.

In den weiteren Ausführungen soll der Einfluß der Eisensorte auf die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades gezeigt werden, indem die Versuchsergebnisse von normal- und stahlbewehrten Balken aus hochwertigem Beton miteinander verglichen werden.

β) Versuche mit normal- und stahlbewehrten Balken aus hochwertigem Beton.

Die Frage der praktischen Verwendungsmöglichkeit von Bewehrungsseisen aus hochwertigem Stahl hat mit dem Aufkommen der hochwertigen Zemente erhöhte Beachtung gefunden. So wurde in den letzten Jahren eine Reihe von Versuchen durchgeführt, um zu dieser Frage Stellung nehmen zu können. Bekannt sind die Versuche von Deppe (31), Emperger (6), Geßner (33 und 34), Nowak (33), Otzen (42), Saliger (45) und Skall (47)¹⁾. Von älteren Versuchen sind jene der Firma Kossel & Co. (32) und jene von Möller (37) zu nennen.

¹⁾ Auf die in neuester Zeit in Heft 66 des D. A. f. E. veröffentlichten Versuche mit stahlbewehrten Balken wird u. a. S. 94 eingegangen.

Fast alle diese Versuche sind insofern nicht erschöpfend genug, als aus ihnen unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen weder der Einfluß verschiedener Eisensorten noch jener verschiedener Güte des verwendeten Betons auf die Tragfähigkeit zu entnehmen ist. Selbst bei den musterhaft durchgeführten Versuchen von Saliger (45) ist ein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse dadurch erschwert, daß gleichzeitig mit der Verwendung verschiedener Eisensorten der verarbeitete Beton, einesteiis wegen der Verwendung verschiedener Zementsorten, andernteils aber wegen der Prüfung der Versuchskörper in verschiedenen Altersstufen, hinsichtlich der Festigkeit erhebliche Schwankungen aufwies.

Da es auch nicht möglich ist, die seither vorliegenden Versuche wegen verschiedener Baustoffe, Belastungsarten und Spannweiten nach den genannten Gesichtspunkten unmittelbar untereinander zu vergleichen, ergab sich die Notwendigkeit, eigene Versuche durchzuführen.

Die Notwendigkeit der Vornahme solcher Versuche ergab sich aber auch deshalb, weil bei den vorliegenden Versuchsergebnissen Widersprüche vorhanden sind, die der Klärung bedürfen. So ermittelt sich bei den von Möller (37) durchgeführten Versuchen z. B. an den normal- und stahlbewehrten Platten III/4 und III/5 nach entsprechender Umrechnung der verschiedenen Querschnitte derselben, daß die Tragfähigkeit der stahlbewehrten Platte gegenüber jener der normalbewehrten Platte nur um 10 % größer war, obwohl die Streckgrenze der Stahleinlagen jene der normalen Eiseneinlagen um 35 % überschritt. Bei anderen Versuchen wurde dagegen ermittelt, daß die Tragfähigkeit etwa im Verhältnis der höheren Streckgrenze zunimmt.

Ein weiterer, bei den vorliegenden Versuchsergebnissen vorhandener Widerspruch bezieht sich auf die Haftfestigkeit des Betons an den Stahleinlagen. Mit Rücksicht auf die im allgemeinen vorhandene glatte Oberfläche von derartigen Eiseneinlagen erscheint es nämlich fraglich, ob eine ausreichende Haftfestigkeit vorhanden ist. So wurden z. B. bei den Versuchen von Skall (47) mit stahlbewehrten Balken Zerstörungen beobachtet, die einwandfrei auf die Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Stahleinlagen zurückzuführen sind. Skall folgert auch aus seinen Versuchen, daß dieselben „zur Vorsicht mahnen bei Verwendung von Stahleinlagen als Bewehrung für Bauteile aus hochwertigem Portlandzementbeton mit Rücksicht auf die Haftfestigkeit“. Im Gegensatz hierzu wurden jedoch bei sonstigen Versuchen mit stahlbewehrten Balken keinerlei auf eine derartige Ursache zurückzuführende Zerstörungen beobachtet.

Die nachstehend behandelten Versuche des Verfassers an biegebeanspruchten Balken hatten neben der Klarstellung obiger Widersprüche in der Hauptsache den Zweck, darüber Aufschluß zu gewinnen

- a) inwieweit sich unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen der auf eine noch näher festzulegende zulässige Gebrauchslast bzw. auf ein noch näher festzulegendes zulässiges Gebrauchsmoment bezogene Sicherheitsgrad bei Verwendung einer Stahlbewehrung gegenüber der Verwendung einer normalen Bewehrung erhöht sowie
- b) inwieweit die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{ zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades bei Verwendung einer Stahlbewehrung gegenüber der Verwendung einer normalen Bewehrung beeinflußt werden kann.

Die Versuche wurden an den in Abb. 20 im Querschnitt dargestellten Balken A bis E durchgeführt. Die aus dieser Abbildung ersichtliche Bewehrungsstärke der Balken schwankte zwischen 0,23 und 2,3 %. Die Balken wiesen eine Länge von 1,2 m auf und wurden bei 1,0 m Spannweite durch eine zunehmende Einzellast in Feldmitte in der bereits beschriebenen Weise auf Biegung beansprucht.

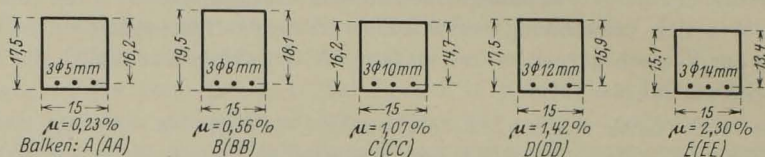


Abb. 20. Querschnitt der Versuchsbalken.

Die Querschnittsabmessungen der Balken wurden so gewählt, daß unter der Gebrauchslast P nach Zustand II mit $n = 15$ folgende Beanspruchungen vorhanden waren:

beim Balken A mit $P = 640$ kg	$\sigma = 40/2000$ kg/cm ²
„ „ B „ $P = 1130$ „	$\sigma = 40/1200$ „
„ „ C „ $P = 2350$ „	$\sigma = 100/2000$ „
„ „ D „ $P = 3600$ „	$\sigma = 120/2000$ „ und
„ „ E „ $P = 2400$ „	$\sigma = 100/1200$ „

Die gewählten Querschnittsabmessungen und Eiseneinlagen ermöglichen es also, den Sicherheitsgrad der Balken sowohl bei gleichbleibender zulässiger Betondruckspannung und zunehmender Eisenzugspannung wie bei gleichbleibender zulässiger Eisenzugspannung und zunehmender Betondruckspannung zu vergleichen.

Von den in jedem Balken vorhandenen 3 Längseisen wurde jeweils das mittlere in den Enddritteln unter 45° schräg nach aufwärts abgebogen. Alle Eisen wurden mit Rundhaken im Beton verankert. Bügel wurden nicht verwendet. Die Betondeckschicht betrug durchweg 1 cm.

Die Herstellung und Lagerung der Balken geschah in derselben Weise wie bei den S. 78 beschriebenen Versuchen. Verwendet wurde der hochwertige Zement C, der nach 28tägiger gemischter Lagerung eine Normdruckfestigkeit von 643 kg/cm² und eine Normzugfestigkeit von 49,6 kg/cm² aufwies. Das Mischungsverhältnis wurde zu 300 kg Z/m³ gewählt.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des Betons betrug nach einer Erhärtungszeit von 45 Tagen 264 kg/cm², die an Balken von 15 auf 15 auf 70 cm ermittelte Biegezugfestigkeit nach der gleichen Erhärtungszeit 46,6 kg/cm².

Von jeder Querschnittsform wurden 2 Balken mit handelsüblichem Flußeisen sowie 2 Balken mit hochwertigem Baustahl bewehrt. Es gelangten also 20 Balken zur Herstellung, von welchen die mit normalen Eisen bewehrten mittels einfacher Buchstaben (z. B. A), die mit hochwertigem Stahl bewehrten mittels doppelter Buchstaben (z. B. AA) bezeichnet wurden.

Von den zu den Balken verwendeten Eiseneinlagen wurde mittels besonderer Vorversuche die Streckgrenze σ_s , die Zugfestigkeit σ_z sowie die Bruchdehnung ϵ_B bestimmt. Tafel 17 enthält die Versuchsergebnisse, wobei jeweils der Mittelwert aus zwei Versuchen gebildet wurde.

Die aus der Tafel ersichtlichen größeren Werte für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit der Rundeisen mit geringerem Durchmesser ist bekanntlich auf das gleichmäßigere Walzen dieser Eisen zurückzuführen.

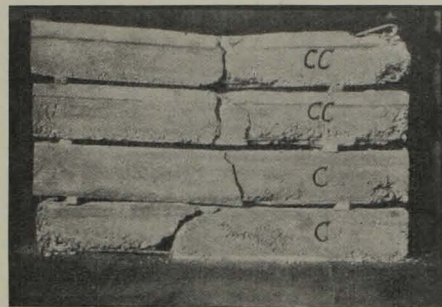
Tafel 18 enthält die bei den Balken im Alter von 45 Tagen ermittelten Versuchsergebnisse. Die Abb. 21a bis e geben die Bruchbilder der bis zum vollständigen Bruch belasteten Balken wieder.

Der Bruch der Balken A und AA wurde durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet. Dabei stieg der jeweils in Feldmitte beobachtete erste Zugriß unter Einengung der Druckzone rasch hoch, bis eine vollständige Trennung des Querschnittes herbeigeführt wurde (Abb. 21a).

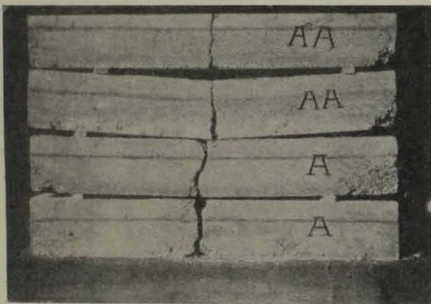
Wie aus Tafel 18 ersichtlich, betrug die mittlere Bruchlast der Balken A 2200 kg, jene der Balken AA 3000 kg. Für die Zulassung von $\sigma = 40/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $P = 640 \text{ kg}$

Tafel 17. Festigkeitseigenschaften der verwendeten Eiseneinlagen.

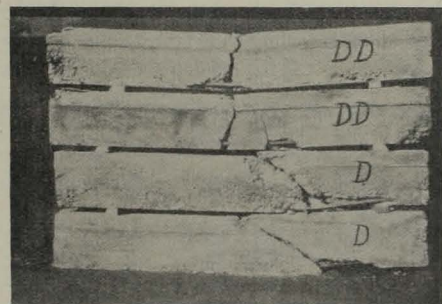
Eisen- durchmesser in mm	Flußeisen			Baustahl		
	σ_s kg/cm ²	σ_z kg/cm ²	ϵ_B %	σ_s kg/cm ²	σ_z kg/cm ²	ϵ_B %
5	5240	7500	27	6940	8040	19
6	4130	6200	25	—	—	—
8	3320	5100	26	4200	5620	23
10	3100	4660	24	4160	5480	21
12	3060	4550	26	4080	5410	21
14	3120	4600	28	3890	5300	24



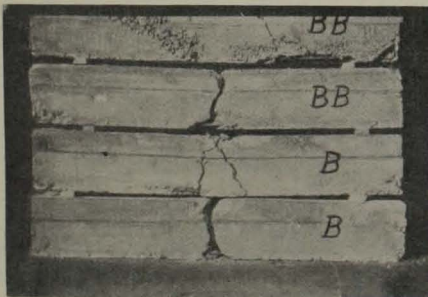
c)



a)



d)



b)



e)

Abb. 21. Bruchrisse der normal- und stahlbewehrten Balken aus hochwertigem Beton.

Tafel 18.

Vergleich zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von normal- und stahlbewehrten Balken aus hochwertigem Beton.
 $n = 15$. Spannweite $l = 1,0$ m.

Bal- ken	σ_{1020} kg/cm ²	μ %	σ_s kg/cm ²	Gebrauchslast		Mitt- lere Riß- last P' kg	σ_{bz} kg/cm ²	Risse- sicher- heit $\frac{P'}{P}$	Bruchlast					Sicherheits- grad		A %	$\frac{\sigma_s}{\sigma_s}$ (Stahl) (Flußeisen)	$\frac{P_{tmax}}{P_{tmax}}$ (Stahl) (Flußeisen)	Bruchursache
				P kg	σ_b/σ_e kg/cm ²				P_{tmax} in kg		σ_b/σ_e kg/cm ²	τ_0 kg/cm ²	τ_1 kg/cm ²	σ_s σ_{ezul}	P_{tmax} P				
									Einzel- werte	Mittel- wert									
A	264	0,23	5240	640	40/2000	1700	45,2	2,7	2150 2250	2200	132/6600	5,1	12,2	2,6	3,4	31	1,32	1,36	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zer- störung des Betons in der Druckzone.
AA			6940			1550	41,1	2,4	2900 3100	3000	179/8950	6,9	16,4	3,5	4,7				
B		0,56	3320	1130	40/1200	2100	45,5	1,9	3850 4150	4000	140/4200	8,6	11,5	2,8	3,5	25	1,26	1,28	
BB			4200			2300	52,2	2,0	5000 5200	5100	175/5250	10,7	14,4	3,5	4,5				
C		1,07	3100	2350	100/2000	1950	54,0	0,8	4100 4300	4200	177/3540	11,3	13,6	1,6	1,8	16	1,34	1,39	
CC			4160			1800	50,2	0,8	5800 5900	5850	247/4640	15,8	18,8	2,1	2,5				
D		1,42	3060	3600	120/2000	2600	46,2	0,7	6050 6150	6100	201/3360	15,4	15,3	1,5	1,7	13	1,33	1,34	
DD			4080			2800	50,5	0,8	8200 8200	8200	270/4500	20,6	20,5	2,0	2,3				
E		2,30	3120	2400	100/1200	2450	62,8	1,0	6400 6400	6400	264/3200	19,8	17,6	2,6	2,7	4	1,25	1,08	
EE			3890			2250	57,8	0,9	6800 7000	6900	284/3440	21,3	18,1	3,2	2,9				

III. Die Untersuchung an den einzelnen Konstruktionsteilen.

ergibt sich demnach bei den Balken A ein auf das Verhältnis der Bruch- zur Gebrauchslast¹⁾ bezogener 3,4facher, bei den Balken AA dagegen ein 4,7facher Sicherheitsgrad. Der Sicherheitsgrad der stahlbewehrten Balken war also um das 1,36fache²⁾ größer als jener der normalbewehrten Balken, während sich aus dem Verhältnis der Streckgrenzen der zu diesen Balken verwendeten Eiseneinlagen eine 1,32fache Zunahme des Sicherheitsgrades ergibt. Bei gleichbleibenden Querschnittsbeanspruchungen nahm also der Sicherheitsgrad etwa im Verhältnis der höheren Streckgrenze zu.

Der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad war demgegenüber ein 2,6- und 3,5facher.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken A 31⁰/₁₀, bei den Balken AA 34⁰/₁₀.

Diese Erhöhung war demnach außerordentlich groß³⁾.

Bei den Balken B und BB ergab sich die gleiche Bruchursache wie bei den Balken A und AA. Die Zerstörung der Druckzone zeigte sich jedoch ausgeprägter, indem sich muschelige Ausbrüche bildeten (Abb. 21b). Bei einem der Balken BB wurde, allerdings erst in der Nähe der Bruchlast, einseitig ein Haftriß beobachtet, durch den schließlich ein Teil der unteren Betondeckschicht abgesprengt wurde.

Die mittlere Bruchlast der Balken B betrug 4000 kg, jene der Balken BB 5100 kg (vgl. Tafel 18). Für die Zulassung von $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ mit $P = 1130 \text{ kg}$ ermittelt sich demnach bei den Balken B ein 3,5facher, bei den Balken BB dagegen ein 4,5facher Sicherheitsgrad. Der Sicherheitsgrad der stahlbewehrten Balken war also um das 1,28fache größer als jener der normalbewehrten Balken, während sich aus dem Verhältnis der Streckgrenzen der zu diesen Balken verwendeten Eiseneinlagen eine 1,26fache, also eine etwa verhältnismäßige Zunahme errechnet.

Der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad war demgegenüber ein 2,8- und 3,5facher.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken B 25⁰/₁₀, bei den Balken BB 29⁰/₁₀.

Auch diese Erhöhung war außerordentlich groß.

Die Bruchursache der Balken C und CC ist wiederum dieselbe wie bei den vorbehandelten Balken. Mit Rücksicht auf die größere Bewehrungsstärke dieser Balken und der damit verbundenen besseren Ausnutzung des Betons wiesen dieselben, besonders bei den stahlbewehrten Balken, in der Druckzone beträchtliche Absplitterungen auf (Abb. 21c). Bei einem der Balken C erfolgte der Bruch derart, daß sich ein von der Belastungsstelle weg schräg nach links verlaufender Riß längs der Eiseneinlagen nach dem Auflager hin fortsetzte, wobei durch die mit dem Öffnen dieses Risses verbundene

¹⁾ Vgl. Fußnote ²⁾, S. 80.

²⁾ In Tafel 18 ist diese Vergrößerung des Sicherheitsgrades durch das Verhältnis der Bruchlasten $P_{t_{\max}}$ (Stahl) und $P_{t_{\max}}$ (Flußeisen) der stahl- und normalbewehrten Balken zum Ausdruck gebracht.

³⁾ Auch bei sonstigen Versuchen mit schwach bewehrten Balken läßt sich diese Erhöhung als beträchtlich nachweisen, z. B. bei den mit 2 Rundeisen von 5 mm Durchm. bewehrten Balken der Versuche von Tetmajer (36).

Verdrehung des äußeren Balkenteiles die Eiseneinlagen nach unten gedrückt und ein Teil der Betondeckschicht abgesprengt wurde. Das aus den Bruchbildern der Balken CC ersichtliche Fehlen eines Teiles der unteren Betondeckschicht ist eine Folge von Haftrissen, die allerdings erst in der Nähe der Bruchlast beobachtet wurden¹⁾. Die rechnermäßige, in vorgeschriebener Weise (D. B. § 21) ermittelte Haftspannung betrug dabei $\tau_1 = 18,8 \text{ kg/cm}^2$. Auch das in Abb. 21c besonders bei den Balken CC ersichtliche Auseinandersprengen des Betons an den Stirnflächen in der Nähe der Verankerungsstellen der Eiseneinlagen wurde erst kurz vor dem vollständigen Bruch beobachtet. Es ist darauf zurückzuführen, daß der Beton der durch die Rundhaken der abgelenkten Eisen auf ihn wirkenden großen Zugkraft nicht mehr standhielt.

Wie aus Tafel 18 hervorgeht, wurde die mittlere Bruchlast der Balken C mit 4200 kg, jene der Balken CC mit 5850 kg ermittelt. Für die Zulassung von $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $P = 2350 \text{ kg}$ ergibt sich demnach bei den Balken C ein 1,8facher, bei den Balken CC dagegen ein 2,5facher Sicherheitsgrad. Der Sicherheitsgrad der stahlbewehrten Balken war also um das 1,39fache größer als jener der normalbewehrten Balken, während sich aus dem Verhältnis der Streckgrenzen der zu diesen Balken verwendeten Eiseneinlagen eine 1,34fache, also eine etwa verhältnismäßige Zunahme ermittelt.

Der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad war demgegenüber ein 1,6- und 2,1facher.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken C 16%, bei den Balken CC 19%.

Die erhebliche Abnahme dieser Erhöhung gegenüber den vorbehandelten Balken ist darauf zurückzuführen, daß die der Querschnittsbemessung dieser Balken zugrunde gelegte zulässige Betondruckspannung von 100 kg/cm^2 bereits so groß ist, daß in der Druckzone der Balken kein wesentlich höherer Sicherheitsgrad mehr vorhanden ist als in der Zugzone.

Bei den Balken D und DD wurde der Bruch gleichfalls durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und darauffolgende beträchtliche Absplitterungen des Betons in der Druckzone herbeigeführt (Abb. 21d). Das aus den Bruchbildern der Balken D ersichtliche Fehlen eines Teiles der unteren Betondeckschicht ist auf die gleiche Ursache, wie sie für einen der vorbehandelten Balken C geschildert wurde, zurückzuführen. Dagegen ist das aus den Bruchbildern der Balken DD ersichtliche Fehlen eines Teiles der unteren Betondeckschicht zweifellos eine Folge der allerdings erst in der Nähe der Bruchlast beobachteten Haftrisse. Dabei ergab sich die Haftspannung zu $\tau_1 = 20,5 \text{ kg/cm}^2$. Das ebenfalls erst in der Nähe der Bruchlast beobachtete Auseinandersprengen des Betons an den Stirnflächen der Balken DD ist auf die gleiche Ursache, wie sie bei den Balken CC geschildert wurde, zurückzuführen.

Die mittlere Bruchlast der Balken D betrug 6100 kg, jene der Balken DD 8200 kg. Für die Zulassung von $\sigma = 120/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $P = 3600 \text{ kg}$ ermittelt sich demnach bei den Balken D ein 1,7facher, bei den Balken DD dagegen ein 2,3facher Sicherheitsgrad. Der Sicherheitsgrad der stahlbewehrten Balken war also um das 1,34fache

¹⁾ Diese Haftrisse wurden jeweils an der Seiten- oder Unterfläche der Balken als Längsrisse beobachtet, die vom Gleiten der Eiseneinlagen im Beton herrühren und die Auflösung des Verbundes anzeigen.

größer als jener der normalbewehrten Balken, während sich aus dem Verhältnis der Streckgrenzen der zu diesen Balken verwendeten Eiseneinlagen eine 1,33fache, also verhältnismäßige Zunahme ergibt.

Der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad war demgegenüber ein 1,5- und 2,0facher.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken D 13%, bei den Balken DD 15%.

Diese Erhöhung war also geringer wie jene bei den Balken C, was wegen der bei der Querschnittsbemessung dieser Balken in Rechnung gestellten außerordentlich hohen zulässigen Betondruckspannung von 120 kg/cm² zu erwarten war.

Der Bruch der Balken E erfolgte, wie z. B. bei den Balken D, durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und die darauffolgenden Absplitterungen des Betons in der Druckzone sowie — infolge der Verdrehung des äußeren Balkenteiles — in einem Teil der unteren Deckschicht (Abb. 21e). Bei den Balken EE erfolgte der Bruch dadurch, daß die Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen in den äußeren Balkendritteln schon vor dem Erreichen der Streckgrenze der Eiseneinlagen überwunden wurde. Dabei betrug $\tau_1 = 18,1$ kg/cm².

Die mittlere Bruchlast der Balken E wurde mit 6400 kg, jene der Balken EE mit 6900 kg ermittelt. Für die Zulassung von $\sigma = 100/1200$ kg/cm² mit $P = 2400$ kg ergibt sich demnach bei den Balken E ein 2,7facher, bei den Balken EE ein 2,9facher Sicherheitsgrad. Der Sicherheitsgrad der stahlbewehrten Balken war also nur um das 1,08fache größer als jener der normalbewehrten Balken, während sich aus dem Verhältnis der Streckgrenzen der zu diesen Balken verwendeten Eiseneinlagen eine 1,25fache Zunahme ermittelt.

Der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad war demgegenüber ein 2,6- und 3,2facher.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken E 4%, während derselbe bei den Balken EE wegen des vorzeitigen Bruches um 10% unterschritten wurde.

Zusammengefaßt ist den angeführten Versuchen — mit Ausnahme jener der Balken E und EE — zunächst zu entnehmen, daß sich unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen der auf eine bestimmte Gebrauchslast bzw. auf ein bestimmtes Gebrauchsmoment bezogene Sicherheitsgrad bei Verwendung einer Stahlbewehrung gegenüber der Verwendung einer normalen Bewehrung etwa im Verhältnis der höheren Streckgrenze größer wird.

Wie ein Vergleich der Werte für λ in Tafel 18 zeigt, ist den Versuchen weiter zu entnehmen, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades bei Verwendung einer Stahlbewehrung etwas größer sein kann als bei Verwendung einer normalen Bewehrung. Dieses bemerkenswerte Ergebnis ist darauf zurückzuführen, daß der verwendete hochwertige Stahl eine weniger ausgeprägte Streckgrenze aufwies als das verwendete Fluß-



eisen und er sich deshalb beim Überschreiten der Streckgrenze zunächst weniger streckte. Damit war eine Steigerung der Last nötig, um ein derartiges Dehnen der Eiseneinlagen und Klaffen des Bruchrisses zu erzielen, daß der Beton in der Druckzone zerstört wurde¹⁾.

Was die Größe der infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades selbst anbetrifft, so ergab sich dieselbe auch bei den in diesem Abschnitt behandelten Balken erstaunlich groß und schwankte zwischen 13 und 34⁰/₀.

Es sei in diesem Zusammenhange darauf hingewiesen, daß sich eine derartige Erhöhung auch bei den in Heft 66 des D. A. f. E. angeführten Versuchen mit stahlbewehrten Balken nachweisen läßt. Für einen derartigen Nachweis ist es allerdings erforderlich, die in Tafel 22 des genannten Heftes angeführten Eisenspannungen unter der Bruchlast der verwendeten Rechteckbalken richtigzustellen, nachdem bei ihrer Ermittlung das nicht unerhebliche Eigengewicht der Balken unberücksichtigt blieb. Wird dieses berücksichtigt, so erhöhen sich die Eisenspannungen

bei den Balken der Reihe 1R von $\sigma_{e_{max}} = 3000$ auf 3380 kg/cm^2	
" " " " " 2R " "	= 3410 " 3790 "
" " " " " 3R " "	= 3120 " 3500 "
" " " " " 4R " "	= 3900 " 4315 "
" " " " " 5R " "	= 4050 " 4465 "
" " " " " 6R " "	= 4220 " 4560 "
" " " " " 7R " "	= 3980 " 4480 "
" " " " " 8R " "	= 4400 " 4900 " und
" " " " " 9R " "	= 4250 " 4730 " .

Da die Streckgrenze des zur Bewehrung der Balken der Reihe 1R bis 3R verwendeten Flußeisens St 37 2950 kg/cm^2 und des zur Bewehrung der übrigen Balken verwendeten Baustahls St 48 3770 kg/cm^2 betrug, ergibt sich die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades

bei den Balken der Reihe 1R zu 14 ⁰ / ₀ (Beton a)	
" " " " " 2R " 28 " (" b)	
" " " " " 3R " 19 " (" c)	
" " " " " 4R " 14 " (" a)	
" " " " " 5R " 18 " (" b)	
" " " " " 6R " 21 " (" c)	
" " " " " 7R " 19 " (" a)	
" " " " " 8R " 32 " (" b) und	
" " " " " 9R " 25 " (" c).	

Diese Erhöhung schwankte also zwischen 14 und 32⁰/₀. Nachdem der verwendete Beton a, b und c im Prüfungsalter von 5 Monaten Würfel Festigkeiten von 143, 277 und 298 kg/cm^2 aufwies und die Querschnittsabmessungen der Balken gar nicht oder nur unerheblich voneinander abwichen, kommt in vorstehender Zusammenstellung der Einfluß der Betongüte auf diese Erhöhung recht gut zum Ausdruck.

¹⁾ Über eine gleichartige Beobachtung wird auch im Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Bd., S. 87 u. 88, berichtet.

Die erhebliche Überschreitung der Streckgrenze bei den Balken mit dem Beton a ist wohl darauf zurückzuführen, daß dieser Beton eine größere Bauwerksfestigkeit (im Mittel 170 kg/cm^2) aufwies, als nach der Würfelfestigkeit zu erwarten stand. Im Gegensatz hierzu war die Bauwerksfestigkeit der Balken mit dem Beton b und c (im Mittel rd. 190 und 220 kg/cm^2) geringer, als nach der Würfelfestigkeit zu erwarten stand. Es wäre somit der Einfluß der Betongüte auf die Verbundwirkung zweifellos noch ausgeprägter zum Ausdruck gekommen, wenn die verwendeten Betonsorten, entsprechend ihren Würfelfestigkeiten, auch größere Abweichungen in der Bauwerksfestigkeit gezeigt hätten (vgl. auch die Ausführungen des Verfassers in B. u. E. 1932, Heft 4, S. 67).

Voraussetzung für die Erzielung derartiger, hinsichtlich der Sicherheit günstiger Ergebnisse ist allerdings die, daß die Belastung der Balken bis zum vollständigen Bruch vorgenommen wird. Geschieht dies nicht, so können sich Ergebnisse ermitteln, die, wie z. B. bei den S. 87 angeführten Versuchen von Möller mit Platten aus Gabbro-beton ($\sigma_{w20} = 174 \text{ kg/cm}^2$), im Widerspruch zu vorstehenden und sonstigen Versuchen stehen. Bei diesen Versuchen wurde nämlich die stahlbewehrte Platte III/5 im Gegensatz zur normalbewehrten Platte III/4 nicht bis zum vollständigen Bruch belastet, was sowohl aus dem Bruchbild dieser Platte zu entnehmen ist, wie aus der Beobachtung, daß diese Platte nach Abnahme der „Bruchlast“ um 12 mm wieder hochstieg. Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades ergab sich deshalb bei der Platte III/5 nur zu 2% , während sie bei der Platte III/4 16% betrug. Damit erklärt sich auch das S. 87 angeführte Ergebnis.

Voraussetzung für die Erzielung des oben angeführten, hinsichtlich der Sicherheit günstigen Ergebnisses ist weiter die, daß eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen nicht eintritt. Bei den Versuchen des Verfassers mit den Balken AA bis DD war dies auch nicht der Fall¹⁾. Die bei den Balken EE beobachtete und auf diese Ursache zurückzuführende vorzeitige Zerstörung des Verbundes wäre zweifellos vermieden worden, wenn diese Balken statt mit 3 Rundeisen von 14 mm Durchm. z. B. mit 6 Rundeisen von 10 mm Durchm. bewehrt worden wären. Damit hätte sich die Oberfläche der Eiseneinlagen um 43% vergrößert und die Haftspannung entsprechend verringert²⁾.

Der an dem Balken AA bis DD beobachtete Bruchvorgang widerlegt also die von Skall gemachte Beobachtung einer vorzeitigen Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Stahleinlagen. Diese Beobachtung ist vielmehr zweifellos auf die geringe Güte des bei den Versuchen von Skall verwendeten Betons, der eine Würfelfestigkeit von nur $\sigma_{w20} = 140 \text{ kg/cm}^2$ aufwies, zurückzuführen³⁾.

Da fast alle der bisher vorliegenden Versuche mit stahlbewehrten Balken unter Verwendung von Beton besonderer Güte durchgeführt wurden⁴⁾, demnach das günstige Verhalten dieser Balken hinsichtlich der Haftfestigkeit des Betons an den Stahleinlagen

¹⁾ Die vorgenannten Versuche des D. A. f. E. scheiden bei dieser Betrachtung aus, da bei denselben Baustahl mit Walzhaut verwendet wurde.

²⁾ Vgl. auch die Versuche von Saliger, Abschnitt III, C b 3.

³⁾ Die Versuche wurden bereits nach einer Erhärtingszeit des Betons von 22 Stunden vorgenommen.

⁴⁾ Es betrug z. B. bei den Versuchen von Geßner-Nowak (33) $\sigma_{w20} = 417$ und 455 kg/cm^2 , bei den Versuchen von Geßner (34) $\sigma_{w20} = 403$ bis 410 kg/cm^2 .

dem verwendeten Beton zuzuschreiben ist, dürfte es immerhin ein bemerkenswertes Ergebnis der in diesem Abschnitt behandelten Versuche des Verfassers sein, daß schon mit einer Würfel Festigkeit des verwendeten Betons von etwa 250 kg/cm^2 bei stahlbewehrten Balken, unter der Voraussetzung einer guten Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes, eine Verbundwirkung erzielt werden kann, durch welche eine vorzeitige Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen vermieden wird.

Voraussetzung für die Erzielung der weiter oben angeführten, für die Sicherheit günstigen Ergebnisse ist auch die, daß eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Schubfestigkeit des Verbundes an den Balkenenden nicht eintritt. Trotz der in Tafel 18 angeführten teilweise hohen Werte für τ_0 wurde eine auf derartige Ursache zurückzuführende Zerstörung bei keinem der Balken festgestellt. Auch wurden keine Schubrisse beobachtet.

Die Veränderlichkeit des Sicherheitsgrades von Balken, die bei gleichbleibender zulässiger Betondruckspannung und zunehmender Eisenzugspannung bemessen werden, läßt sich an Hand eines Vergleiches der Versuchsergebnisse der für $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken B und BB und der für $\sigma = 40/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken A und AA verfolgen.

Wegen der verschieden hohen Streckgrenze der zu diesem Balken verwendeten Eiseneinlagen ist für die Vornahme eines solchen Vergleiches jedoch zunächst eine Umrechnung nötig, und zwar etwa derart, daß die Tragfähigkeit der Balken A und AA im umgekehrten Verhältnis der höheren Streckgrenze der Eiseneinlagen dieser Balken gegenüber jener der Balken B und BB verringert wird. Es leitet sich dann bei den Balken A und AA ein 2,1- und 2,8facher Sicherheitsgrad ab.

Bei gleichbleibender zulässiger Betondruckspannung von 40 kg/cm^2 nahm demnach der Sicherheitsgrad der Balken B und A im Verhältnis 1:0,60, jener der Balken BB und AA im Verhältnis 1:0,62 ab.

Diese Abnahme fand also etwa im umgekehrten Verhältnis der in Rechnung gestellten zulässigen Eisenzugspannung statt.

Die Veränderlichkeit des Sicherheitsgrades von Balken, die bei gleichbleibender zulässiger Eisenzugspannung und zunehmender Betondruckspannung bemessen werden, läßt sich an Hand eines Vergleiches der Versuchsergebnisse der für $\sigma = 40/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken A und AA, der für $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken C und CC, und der für $\sigma = 120/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken D und DD verfolgen.

Wegen der verschieden hohen Streckgrenze der zu diesen Balken verwendeten Eiseneinlagen ist es für die Vornahme eines solchen Vergleiches wiederum nötig, die Tragfähigkeit der Balken A und AA sowie C und CC im umgekehrten Verhältnis der höheren Streckgrenze der Eiseneinlagen dieser Balken gegenüber jener der Balken D und DD zu verringern. Es leitet sich dann bei den Balken A und AA ein 2,0- und 2,8facher, bei den Balken C und CC ein 1,8- und 2,5facher Sicherheitsgrad ab.

Bei gleichbleibender zulässiger Eisenzugspannung $\sigma_e = 2000 \text{ kg/cm}^2$ nahm demnach der Sicherheitsgrad der Balken A, C und D im Verhältnis 1:0,90:0,85, jener der Balken AA, CC und DD im Verhältnis 1:0,89:0,82 ab.

Diese Annahme fand etwa im umgekehrten Verhältnis der in Rechnung gestellten zulässigen Betondruckspannung statt, wie folgende Ableitung zeigt.

Wird nämlich für die umgerechnete Tragfähigkeit der Balken A und AA sowie C und CC die unter der Bruchlast vorhandene Betondruckspannung berechnet, so ermittelt sich

bei den Balken	A	$\sigma_b = 77 \text{ kg/cm}^2$	
" "	"	AA	$\sigma_b = 105$ "
" "	"	C	$\sigma_b = 175$ " und
" "	"	CC	$\sigma_b = 244$ " ,

während nach Tafel 18

bei den Balken	D	$\sigma_b = 201 \text{ kg/cm}^2$	und
" "	"	DD	$\sigma_b = 270$ "

beträgt.

Der in der Druckzone der Balken vorhandene Sicherheitsgrad ist damit

bei den Balken	A	ein 1,92facher,	
" "	"	AA	" 2,64 "
" "	"	C	" 1,75 "
" "	"	CC	" 2,44 "
" "	"	D	" 1,67 " und
" "	"	DD	" 2,25 "

Die Abnahme dieser Sicherheitszahlen steht also bei den Balken A, C und D im Verhältnis 1:0,91:0,87, bei den Balken AA, CC und DD im Verhältnis 1:0,93:0,85. Sie stimmt demnach recht gut mit der weiter oben angeführten Abnahme überein.

Als besonders bemerkenswertes Ergebnis der durchgeführten Versuche sei noch hervorgehoben, daß es bei Vornahme der Querschnittsbemessung von biegebeanspruchten Platten und Balken mit den erhöhten zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ schon bei einer Würfel Festigkeit des verwendeten Betons von etwa 250 kg/cm^2 und einer Streckgrenze der Stahleinlagen von etwa 4000 kg/cm^2 möglich ist, eine etwa 2,5fache Bruchsicherheit zu erzielen.

Für die Beurteilung dieser Sicherheit wird darauf verwiesen, daß ein wesentlich höherer Sicherheitsgrad auch bei einer Querschnittsbemessung mit normalen Beanspruchungen nicht zu erwarten ist, nachdem bei einer zulässigen Eisenzugspannung von 1200 kg/cm^2 die Streckgrenze von handelsüblichem Rundeisen schon 2400 kg/cm^2 betragen kann und bei einer zulässigen Betondruckspannung von 40 kg/cm^2 der Nachweis einer Würfel Festigkeit des verwendeten Betons von 120 kg/cm^2 genügt (D. B. § 29, 1).

Auf die Rissesicherheit von hochbeanspruchten Platten und Balken wird S. 100 eingegangen.

γ) Versuche mit stahlbewehrten Balken aus höchstwertigem Beton.

Um ein Bild auch darüber zu gewinnen, in welcher Größenordnung sich die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades bei Verwendung von höchstwertigem Beton ergibt, wurden gleichzeitig mit den Balken CC (vgl. S. 88) zwei stahlbewehrte Balken CC', die sich von den erstgenannten Balken nur durch die Verwendung eines Betons besonderer Güte unterscheiden, hergestellt. Die Herstellung dieses Betons erfolgte mit dem hochwertigen Zement C (vgl. S. 88) bei einem Mischungsverhältnis von 420 kg Z/m^3 .

Tafel 19. Vergleich zwischen rechnerischem Sicherheitsgrad und tatsächlichem Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Balken aus höchstwertigem Beton. $n = 15$. Spannweite $l = 1,0$ und $1,2$ m.

Balken	$\sigma_{e_{20}}$ kg/cm ²	μ %	σ_s kg/cm ²	Gebrauchslast		Mittlere Rißlast P' kg	σ_{b_2} kg/cm ²	Risse-sicherheit		Bruchlast				Sicherheitsgrad		Δ %	Bruchursache
				P kg	σ_b/σ_e kg/cm ²			P'	P	$P_{t_{max}}$ Einzel- werte	P Mittel- wert	τ_0 kg/cm ²	τ_1 kg/cm ²	$\sigma_s/\sigma_{e_{zul}}$	$P_{t_{max}}/P$		
CC'	396	1,07	4160	2350	100/2000	2300	63,7	0,98	6000 6400	262/5240	17,4	19,6	2,1	2,6	24	Überschreiten der Streckgrenze der Eisemeinlagen u. anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.	
	407	1,10	4080	420	100/2000	~	~	~ 1,0	1155 ¹⁾ 1092 ¹⁾	270/5400	9,5	11,5	2,0	2,7	35		Überschreiten der Streckgrenze der Eisemeinlagen u. anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.

a) Versuche von Olsen:

b) Versuche von Gessner:

¹⁾ Diese Bruchlasten sind Mittelwerte aus jeweils 3 Einzelversuchen.

Die Würfel Festigkeit des Betons betrug nach 45tägiger Erhärtungszeit 396 kg/cm², die Biegezugfestigkeit 54,8 kg/cm².

Tafel 19 enthält die Versuchsergebnisse.

Die Bruchursache der Balken CC' war die gleiche wie bei den Balken CC. Auch das Bruchbild der Balken CC' wich so unerheblich von jenem der Balken CC ab, daß von einer Wiedergabe desselben abgesehen werden kann.

Wie aus Tafel 19 hervorgeht, wurde bei den Balken CC' eine mittlere Bruchlast von 6200 kg ermittelt. Für die Zulassung von $\sigma = 100/2000$ kg/cm² mit $P = 2350$ kg ergibt sich demnach ein 2,6facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,1facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken CC' 24 %.

Diese Erhöhung war also um etwa 25 % größer wie bei den Balken CC.

Zum Vergleich sei noch ein von Gessner (34) durchgeführter Versuch an den stahlbewehrten Balken a angeführt. Diese Balken hatten einen Querschnitt von 12 auf 7 cm und wurden bei 120 cm Spannweite durch eine Einzellast in Feldmitte bis zum vollständigen Bruch belastet. Die Bewehrung bestand aus 2 Rundeisen von 7 mm Durchm.; die Streckgrenze derselben betrug 4080 kg/cm². Die Bewehrungsstärke dieser Balken war mit 1,1 % dieselbe wie bei den Balken CC'.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des verwendeten Betons ergab sich im Prüfungsalter der Balken von 14 Tagen im Mittel zu 407 kg/cm².

Tafel 19 enthält die Versuchsergebnisse, wobei der Mittelwert aus 2 x 3, also aus 6 Einzelversuchen gebildet wurde.

Wie aus dieser Tafel hervorgeht, ermittelte sich für diese Balken eine mittlere Bruchlast von 1124 kg. Da $\sigma = 100/2000$ kg/cm² mit $P = 420$ kg vorhanden ist, so wiesen

diese Balken einen 2,7fachen Sicherheitsgrad auf, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,0facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach bei den Balken a 35 %.

Es kann also der Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Platten und Balken bei Verwendung von höchstwertigem Beton ganz beträchtlich über den durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrad gesteigert werden.

d) Versuche mit stahlbewehrten, unter Berücksichtigung von $n=10$ bemessenen Balken aus hochwertigem Beton.

Es wurde bereits begründet, warum bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton zutreffender mit $n=10$ als mit $n=15$ gerechnet wird. Auch wurde bereits darauf hingewiesen, daß bei gleichbleibender Gebrauchslast und gleichbleibenden zulässigen Beanspruchungen die Querschnittsbemessung mit $n=10$ eine größere Querschnittshöhe und geringere Bewehrungsstärke ergibt als die Querschnittsbemessung mit $n=15$.

Wird z. B. der Querschnitt der Balken CC der Abb. 20 bei gleichbleibender Gebrauchslast $P=2350$ kg und gleichbleibenden zulässigen Beanspruchungen $\sigma=100/2000$ kg/cm² unter Berücksichtigung von $n=10$ bemessen, so vergrößert sich die Nutzhöhe um 11,5 %, dagegen verringert sich der Querschnitt der Eiseneinlagen um 14,5 %. Abb. 22 zeigt den mit $n=10$ bemessenen Querschnitt.

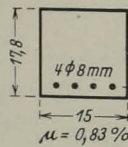


Abb. 22. Querschnitt des Balkens CC".

Es ergibt sich nun die wichtige Frage, inwieweit die Bruchicherheit der mit $n=10$ bemessenen Balken von jener der mit $n=15$ bemessenen Balken abweicht. Um diese Frage beantworten zu können, wurden gleichzeitig mit den Balken CC aus gleichem Beton zwei Balken CC" mit dem in Abb. 22 dargestellten Querschnitt hergestellt. Die Lagerung und Prüfung dieser Balken erfolgte wie bei den Balken CC.

Tafel 20 enthält die Versuchsergebnisse.

Die Bruchursache der Balken CC" war dieselbe wie bei den Balken CC. Auch wich das Bruchbild der Balken CC" nur unerheblich von jenem der Balken CC ab.

Tafel 20. Vergleich zwischen rechnermäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Balken aus hochwertigem Beton. $n=10$. Spannweite $l=1,0$ m.

Bal- ken	σ_{wz0} kg/cm ²	μ %	σ_s kg/cm ²	Gebrauchslast		Mittlere Rißlast P' kg	σ_{bz} kg/cm ²	Risse- sicher- heit $\frac{P'}{P}$	Bruchlast				Sicherheits- grad		λ %	Bruchursache	
				P kg	σ_b/σ_e kg/cm ²				P'_{max} in kg	σ_b/σ_e kg/cm ²	τ_0 kg/cm ²	τ_1 kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$	$\frac{P'_{\text{max}}}{P}$			
CC"	264	1,07	4200	2350	100/2000	2200	57,8	0,93	6000 6200	6100	256/5120	14,1	15,3	2,1	2,6	24	Überschreiten der Streck- grenze der Eiseneinlagen und anschließende Zer- störung des Betons in der Druckzone.

Wie aus Tafel 20 hervorgeht, wurde bei den Balken CC'' eine Bruchlast von 6100 kg ermittelt. Für die Zulassung von $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $P = 2350 \text{ kg}$ ergibt sich demnach ein 2,6facher Sicherheitsgrad. Derselbe war also um 4% größer als jener der Balken CC.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades vergrößerte sich damit bei dem Balken CC'' auf 24%.

Dieses gegenüber den Balken CC hinsichtlich der Bruchsicherheit etwas günstigere Ergebnis der Balken CC'' läßt sich im Hinblick auf die vorgenommenen wenigen Versuche allerdings nicht verallgemeinern. Möglicherweise ist es auf die größere Querschnittshöhe der Balken CC'' zurückzuführen (vgl. die Ausführungen S. 82).

Auf jeden Fall lassen aber die Versuche erkennen, daß bei gleichbleibender Gebrauchslast und gleichbleibenden zulässigen Beanspruchungen der Sicherheitsgrad der unter Berücksichtigung von $n = 10$ bemessenen Platten und Balken gegenüber jenen unter Berücksichtigung von $n = 15$ bemessenen nicht wesentlich abweichen wird.

4. Die Rissesicherheit.

Hochbeanspruchte Platten und Balken weisen im allgemeinen eine geringe Rissesicherheit auf. Inwieweit eine solche vorhanden ist, wird nachstehend untersucht.

Zunächst sei bemerkt, daß der Beton keine Risse aufweisen wird, solange die in der Zugzone unter der Gebrauchslast auftretende Dehnung die Dehnungsfähigkeit des Betons nicht überschreitet. Eine solche Überschreitung findet im allgemeinen nicht statt, wenn die Querschnittsabmessungen von Platten und Balken so gewählt werden, daß die nach der üblichen Berechnungsweise abgeleiteten Betonzugspannungen σ_{b_z} bestimmte Größtwerte nicht überschreiten.

Als übliche Berechnungsweise dient bekanntlich jene nach Zustand I, wobei die Eiseneinlagen vorwiegend mit $n = 15$, vielfach aber auch mit $n = 10$ berücksichtigt werden.

Welche Werte für σ_{b_z} sich mittels der Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 15$ ermitteln, wenn die Querschnitte einfach bewehrter Platten und Balken für bestimmte zulässige Beanspruchungen σ_b/σ_e nach Zustand II bemessen werden, ist für $h = 0,9 d$ aus folgender Tafel 21 zu entnehmen¹⁾.

Tafel 21.
Größe der Betonzugspannungen σ_{b_z} in kg/cm^2
bei Platte und Balken.
 $n = 15. \quad h = 0,9 d.$

σ_b in kg/cm^2	40	60	80	100
$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$	24	38,7	50,4	61,0
$\sigma_e = 1500 \text{ "}$	22	37,7	51,5	63,8
$\sigma_e = 2000 \text{ "}$	19	34,7	50,0	64,5

Aus Tafel 21 geht zunächst die bereits früher²⁾ behandelte Tatsache hervor, daß bei gleichbleibender geringerer Betondruckspannung und zunehmender Eisenzugspannung die Werte σ_{b_z} abnehmen, bei gleichbleibender größerer Betondruckspannung — etwa von $\sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2$ an — und zunehmender Eisenzugspannung diese Werte jedoch zunehmen.

Diese Tatsache läßt sich auch an Hand von Versuchen nachweisen. So ergab sich nach Tafel 18 bei den mit $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken B

¹⁾ Die ausführliche Tafel mit einer zeichnerischen Darstellung findet sich in der früheren Abhandlung des Verfassers (26), S. 68 u. 69.

²⁾ Vgl. Olsen (26), S. 67 ff.

und BB eine geringere Rissesicherheit als bei den mit $\sigma = 40/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken A und AA. Während nämlich bei den erstgenannten Balken eine 1,9- und 2,0fache Rissesicherheit vorhanden war, erhöhte sich dieselbe bei den letztgenannten Balken auf das 2,7- und 2,4fache. Dagegen ergab sich bei den mit $\sigma = 100/1200 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken E und EE eine größere Rissesicherheit als bei den mit $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken C und CC, nämlich eine 1,0- bzw. 0,9fache gegenüber einer 0,8fachen¹⁾.

Weiter geht aus Tafel 21 hervor, daß sich die Werte σ_{b_z} bei gleichbleibender Betondruckspannung und zunehmender Eisenzugspannung verhältnismäßig wenig ändern, dagegen bei gleichbleibender Eisenzugspannung und zunehmender Betondruckspannung erheblich. Beträgt z. B. $\sigma_e = 1200$ bis 2000 kg/cm^2 , so ergibt sich für $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{b_z} = 24,0$ bis $19,0 \text{ kg/cm}^2$, dagegen für $\sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{b_z} = 50,4$ bis $51,5 \text{ kg/cm}^2$ und für $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ sogar $\sigma_{b_z} = 61,0$ bis $64,5 \text{ kg/cm}^2$.

Da der Größtwert für σ_{b_z} beim Spannungsverhältnis $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ auftritt, also bei jenem Spannungsverhältnis, das bei der heute möglichen Gütesteigerung des Betons und der Eiseneinlagen nach den früheren Untersuchungen des Verfassers (26), S. 22, als obere Grenze der zulässigen Beanspruchungen von biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten noch anstrebenswert erscheint, werden in nachfolgender Tafel 22 die bisher bekannten Sicherheitszahlen gegenüber dem Auftreten des ersten feinen Haarrisses im Bereiche des größten Biegemomentes für jene Versuchsbalken zusammengestellt, die mit obigem Spannungsverhältnis bemessen wurden.

Tafel 22. Die Rissesicherheit von mit $\sigma_{zul} = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken nach Versuchen.
n = 15.

Veröffentlichung	$\sigma_{w_{20}}$ kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper					Ge- brauchs- last P kg	Rißblast P' kg	Risse- sicher- heit $\frac{P'}{P}$
		l m	h cm	d cm	b cm	μ %			
B. u. E. 1925, Heft 4 (Versuche von Gessner- Nowak)	417 455	1,2	12,5	14,0	9,0	1,1	800	1300 1300	1,6 1,6
Zement 1927, Heft 34 (Versuche von Gessner)	407	1,2	10,0	12,0	7,0	1,1	420	—	~ 1,0
Olsen (26), S. 93	287	0,65	13,7	15,2	15,0	1,07	3160	2770	0,9
Olsen (vgl. Tafel 18)	264	1,0	14,7	16,2	15,0	1,07	2350	1950 1800	0,8 0,8

Wie der Tafel 22 zu entnehmen ist, erweist sich die Rissesicherheit der mit $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken in hohem Maße von der Güte des Betons abhängig. So wurde bei Verwendung von höchstwertigem Beton mit $\sigma_{w_{20}} = 407$ bis 455 kg/cm^2 eine 1,0- und 1,6fache, bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $\sigma_{w_{20}} = 264$ und 287 kg/cm^2 jedoch nur noch eine 0,8- und 0,9fache Sicherheit gegenüber dem Auftreten des ersten feinen Haarrisses ermittelt. Rissebildungen lassen sich

¹⁾ Dieses Ergebnis steht in Übereinstimmung mit früheren Versuchen des Verfassers (vgl. (26), S. 92 sowie (3), S. 174). Das in Heft 66 des D. A. f. E. angeführte gegenteilige Ergebnis ist darauf zurückzuführen, daß die Querschnittshöhe der Versuchsbalken nicht verändert wurde (vgl. auch die Ausführungen des Verfassers in B. u. E. 1932, Heft 4, S. 67).

also unter Gebrauchslasten, welche die genannten erhöhten zulässigen Beanspruchungen hervorrufen, nur vermeiden, wenn ganz vorzüglicher Beton verwendet wird.

Es ergibt sich somit die Frage, ob im Falle des Auftretens von Rißbildungen dieselben für den Bestand des Tragwerkes schädlich sein können. Diese Frage kann verneint werden, soweit die Rißbildungen auf feine, dem Auge kaum wahrnehmbare Haarrisse beschränkt bleiben, die nicht weit in den Beton hineinreichen und sich beim Entlasten wieder schließen.

Der jahrelange Bestand von ungünstig beanspruchten oder mangelhaft ausgeführten Bauwerken aus Eisenbeton ist der beste Beweis für die Ungefährlichkeit der feinen Haarrisse. Die Furcht von diesen Rissen ist durch keinerlei beweiskräftige Erfahrungstatsachen bewiesen.

Andere Rißbildungen als feine Haarrisse sind aber bei stahlbewehrten Platten und Balken unter der Gebrauchslast kaum zu erwarten. Diese auffallende Beobachtung wurde bei fast allen vorliegenden Versuchen, auch bei jenen des Verfassers, gemacht, soweit bei denselben die Rißbildungen, auch über den ersten Haarriß hinaus, aufmerksam verfolgt wurden. Bei Stahlbewehrung erweitern sich nämlich mit zunehmender Belastung die jeweils vorhandenen Haarrisse nicht, es bilden sich vielmehr immer wieder neue Haarrisse. Dies ist nach Deppe (31) darauf zurückzuführen, daß sich die Formänderungen von Stahleinlagen gleichmäßiger über die ganze Länge der Bewehrung verteilen.

Sollen trotz der Ungefährlichkeit die feinen Haarrisse vermieden werden, so kann dies zunächst dadurch erreicht werden, daß auf die Herstellung eines möglichst zugfesten Betons die größte Sorgfalt verwendet wird. Ein solcher Beton läßt sich, wie z. B. aus den früheren umfangreichen Versuchen des Verfassers (41) hervorgeht, vor allem durch die Verwendung von möglichst zugfestem Zement erzielen.

Auch aus den vorbehandelten Versuchen geht dies hervor. So wiesen z. B. die Balken B und BB sowie D und DD der Tafel 18 größere Werte für σ_{b_z} auf als die gleichartigen Balken aus hochwertigem Beton der Tafeln 15 und 16, und diese wiesen wiederum größere Werte für σ_{b_z} auf als die in den gleichen Tafeln enthaltenen Balken aus gewöhnlichem Beton. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der bei den erstgenannten Balken verwendete Zement eine Normenzugfestigkeit von 49,6 kg/cm², dagegen der bei den Balken der Tafeln 15 und 16 verwendete Zement eine Normenzugfestigkeit von nur 40,6 bzw. 32,3 kg/cm² aufwies.

Es kann deshalb nicht eindringlich genug die Forderung erhoben werden, der Herstellung besonders zugfester Zemente in Zukunft mehr Beachtung zu schenken, als es seither der Fall war¹⁾.

Da die auftretenden Haarrisse zum großen Teil auch auf das Schwinden des Betons zurückzuführen sind, wodurch in der Nähe der Eiseneinlagen Anfangsspannungen hervorgerufen werden, bevor äußere Kräfte einwirken, ergibt sich die weitere dringende Forderung, Zemente mit möglichst geringer Schwindung herzustellen.

Dies läßt sich vor allem wohl durch die Verwendung von Drehrohröfen erreichen. Auch durch scharfes Brennen des Zementklinkers und nicht zu feines Mahlen desselben kann das Schwinden der Zemente verringert werden.

¹⁾ Beachtenswert sind auch die Ausführungen von Gensbaur über die Zugfestigkeit der Zemente in seinem Werke „Festigkeitsrückgänge des Zements und des Betons“, Karlsbad-Fischern 1929 (vgl. auch die vom Verfasser vorgenommene Besprechung dieses Werkes in B. u. E. 1930, Heft 6, S. 127/128). Beachtenswert sind weiter die Ausführungen von Guttman (Zement 1930, Heft 46), Goffin und Mussgnug (Zement 1932, Heft 11), bei denen festgestellt wurde, daß die Abnahme des freien Kalkgehaltes im Portlandzementklinker eine erhebliche Zunahme der Zugfestigkeit bewirkt.

Eine wesentliche Erhöhung der Rissesicherheit läßt sich aber auch dadurch erreichen, daß unter Einhaltung gleichbleibender zulässiger Beanspruchungen die Querschnittsbemessung von hochbeanspruchten Platten und Balken nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ vorgenommen wird, nachdem die Rissesicherheit dieser Tragwerke in erster Linie von den Querschnittsabmessungen des Betons abhängig ist.

aha!

Wird z. B. der in Abb. 20 dargestellte, mit $n = 15$ ermittelte Querschnitt CC dem in Abb. 22 dargestellten, mit $n = 10$ ermittelten Querschnitt CC' gegenübergestellt, so errechnet sich für den erstgenannten Querschnitt nach Zustand I mit $n = 15$ ein Widerstandsmoment $W_i = 927 \text{ cm}^2$ und unter der Gebrauchslast $P = 2350 \text{ kg}$ $\sigma_{b_z} = 64,2 \text{ kg/cm}^2$, dagegen für den letztgenannten Querschnitt, wenn — lediglich zu Vergleichszwecken — nach Zustand I mit $n = 15$ gerechnet wird, $W_i = 1052 \text{ cm}^2$ und für die gleiche Gebrauchslast $\sigma_{b_z} = 55,5 \text{ kg/cm}^2$.

Die Balken CC' weisen demnach rechnermäßig eine um 14 % größere Rissesicherheit auf als die Balken CC.

Versuchsmäßig ergaben die Balken CC' sogar eine um fast 20 % größere Rissesicherheit, nachdem bei denselben unter der Gebrauchslast eine 0,93fache Rissesicherheit gegenüber einer 0,8fachen bei den Balken CC ermittelt wurde (vgl. Tafel 18).

Allgemein läßt sich die Erhöhung der Rissesicherheit der nach Zustand II mit $n = 10$ bemessenen hochbeanspruchten Platten und Balken aus folgender Tafel 23 entnehmen. Diese Tafel enthält für bestimmte zulässige Beanspruchungen σ_b/σ_e nach Zustand II, die mittels der Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 10$ ermittelten Werte für σ_{b_z} , wenn $h = 0,9 d$ gesetzt wird.

Tafel 23. Größe der Betonzugspannungen σ_{b_z} in kg/cm^2 bei Platte und Balken.

$n = 10. h = 0,9 d.$

(Die in Klammern jeweils beigefügten Werte für σ_{b_z} ergeben sich, wenn die Querschnittsbemessung nach Zustand II mit $n = 10$ erfolgt, σ_{b_z} jedoch nach Zustand I mit $n = 15$ ermittelt wird).

σ_b in kg/cm^2	40	60	80	100
$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$	20,5 (18,3)	36,0 (33,4)	50,8 (45,8)	61,2 (51,6)
$\sigma_e = 1500 \text{ „}$	18,2 (16,6)	32,8 (31,0)	49,0 (44,6)	62,0 (53,5)
$\sigma_e = 2000 \text{ „}$	15,2 (14,0)	30,4 (27,6)	46,5 (42,6)	60,2 (54,5)

Widerstandsmomente der nach Zustand II mit $n = 10$ bemessenen Querschnitte — lediglich zu Vergleichszwecken — auch nach Zustand I mit $n = 15$ berechnet und dann σ_{b_z} ermittelt. Die derart ermittelten Werte σ_{b_z} sind in Tafel 23 in Klammern jeweils beigefügt. Sie sind um 15 bis 33 % geringer als die entsprechenden Werte der Tafel 21.

Damit ist erwiesen, wie wichtig es im Hinblick auf die Erhöhung der Rissesicherheit von hochbeanspruchten Platten und Balken ist, dieselben unter Berücksichtigung von $n = 10$ statt von $n = 15$ zu bemessen.

Dabei ist der Kostenunterschied zwischen den mit $n = 10$ und $n = 15$ bemessenen Platten und Balken recht gering. Wird nämlich davon ausgegangen, daß ein Raummeter Rundeisen einschließlich Biegen und Verlegen etwa das $\eta = 50$ - bzw. 75fache eines Raummeters fertig verarbeiteten Betons kostet und der jeweilige Kosten-

Tafel 24. Hundertsatz des Kostenunterschiedes zwischen den mit $n=10$ und den mit $n=15$ bemessenen Platten und Balken.

+ = Verteuerung } beim Bemessen mit $n=10$ statt mit $n=15$.
 - = Verbilligung }

σ_b in kg/cm^2	60		100	
	$\eta=50$	$\eta=75$	$\eta=50$	$\eta=75$
$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$. .	+ 4,5 %	0 %	0 %	- 2 %
$\sigma_e = 1500$ „ . .	+ 5,0 %	+ 3 %	0 %	- 2 %
$\sigma_e = 2000$ „ . .	+ 7,5 %	+ 6,5 %	+ 3 %	0 %

beiwert c berechnet¹⁾, so ergeben sich die in Tafel 24 enthaltenen und in Hundertteilen ausgedrückten Kostenunterschiede. Dabei bedeutet das Vorzeichen + eine Verteuerung, das Vorzeichen - eine Verbilligung der mit

$n=10$ bemessenen Tragwerke gegenüber den mit $n=15$ bemessenen Tragwerken.

Wie aus Tafel 24 hervorgeht, schwanken diese Kostenunterschiede für $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200$ bis 2000 kg/cm^2 zwischen + 3 und + 7,5 %, für $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200$ bis 2000 kg/cm^2 jedoch nur noch zwischen - 2 und + 3 %.

Im übrigen läßt sich die Rissesicherheit von Eisenbetonkonstruktionen auch dadurch erhöhen, daß für eine gute Verteilung der Eiseneinlagen gesorgt wird und Verteilungseisen und Bügel möglichst in der Nähe jener Querschnitte vermieden werden, in denen die Größtmomente auftreten. Wichtig ist es auch, den Beton vor zu rascher Austrocknung zu schützen, indem er in den ersten Wochen der Erhärtung feucht gehalten wird.

Bei verschiedenen der bisher vorliegenden Versuche sowie bei einer größeren Anzahl von Versuchen des Verfassers (26), S. 84 u. 88, wurden mittels Balken, die aus hochwertigem Beton hergestellt und sehr stark bewehrt waren (sog. Kontrollbalken) vielfach außerordentlich hohe Werte für σ_{b_z} — teilweise bis zu etwa $\sigma_{b_z} = 100 \text{ kg/cm}^2$ — erzielt. Anlässlich der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau 1928 in Wien glaubte nun ein Berichterstatter diese erstaunlichen Werte damit übergehen zu können, daß er erklärte, „wenn so hohe Biegezugfestigkeiten errechnet werden, so läßt sich dies nur damit erklären, daß die ersten Risse übersehen wurden“ [vgl. (3), S. 505]. Dabei handelt es sich zum großen Teil um Versuche namhafter Fachleute, deren Ergebnisse unter sich sowie mit jenen des Verfassers in Übereinstimmung stehen und bei denen das Auftreten der ersten feinen Risse äußerst sorgfältig festgestellt wurde, vielfach sogar mittels starker Lupen und unter Zuhilfenahme künstlicher Beleuchtung. Die bei diesen Versuchen ermittelten Werte für σ_{b_z} können deshalb als unbedingt richtig angesehen werden.

Eine andere Frage ist allerdings die, wie es kommt, daß sich derartige außerordentlich hohe Werte für σ_{b_z} ergeben können. Es soll deshalb untersucht werden,

¹⁾ Vgl. Olsen (26), S. 5. In Bautechn. 1931, Heft 41, S. 613, wurde die Annahme eines gleichbleibenden Preisverhältnisses zwischen Eisen und Beton bemängelt, indem eine geradlinige Zunahme der Kosten des Betons mit zunehmenden zulässigen Beanspruchungen gefordert wurde. Es wurde dabei jedoch nicht ausreichend berücksichtigt, daß bei den infolge einer Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen sich ergebenden schlankeren Abmessungen der Eisenbetonkonstruktionen das Verlegen der Eiseneinlagen einen auf die Gewichtseinheit bezogenen größeren Aufwand an Arbeitsstunden erfordert. Dasselbe ist einerseits auf die notwendige größere Sorgfalt, andernteils aber auf die bei Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Eisenzugspannungen sich ergebenden wesentlich geringeren Eisendurchmesser zurückzuführen. Es nehmen also die Kosten des Betons sowie jene der Eiseneinlagen gleichzeitig zu, und zwar nach näherer Untersuchung derart, daß sich ungefähr ein gleichbleibendes Verhältnis dieser Kosten ergibt.

ob nicht die Anwendung der üblichen Berechnungsweise nach Zustand I mit $n=15$ bzw. mit $n=10$ einer gewissen Einschränkung bedarf, um eine möglicherweise stattfindende Überschätzung der beobachteten Betonzugspannungen zu vermeiden.

Um dies festzustellen, wird von den in Tafel 22 der früheren Abhandlung des Verfassers (26), S. 87, angeführten Versuchen an Balken von 12 auf 15 cm Querschnitt und 1 m Spannweite, zu deren Herstellung der hochwertige Zement A verwendet wurde, ausgegangen. Von diesen Versuchen werden wiederum nur jene Balken behandelt, deren Bewehrung bei einer Betondeckschicht von 0,5 cm aus 5 Rundeisen von 12 mm Durchm. oder aus 3 Rundeisen von 8 mm Durchm. bestand. Bei den erstgenannten Balken, deren Bewehrungsstärke $\mu = 3,14\%$ betrug, wurde als Mittelwert aus 3 Einzelversuchen eine Reißlast von 3100 kg, bei den letztgenannten Balken mit $\mu = 0,84\%$ dagegen eine solche von 1280 kg ermittelt. Nach Zustand I errechnet sich demnach mit $n=15$ $\sigma_{b_z} = 96,6$ bzw. $63,9$ kg/cm².

Werden nun die Widerstandsmomente dieser Balken miteinander verglichen, die sich mit $n=15$ zu $W_i = 805$ cm³ und $W_i = 500$ cm³ ergeben, sich also wie 1,6:1 verhalten, so ist für die Ermittlung von σ_{b_z} zweifellos nur eine Berechnungsweise richtig, mittels der sich die abgeleiteten Widerstandsmomente etwa wie die Reißlasten¹⁾ verhalten, nachdem bekannt ist, daß die Dehnungsfähigkeit des bewehrten Betons nicht wesentlich verschieden ist von jener des unbewehrten Betons. Im vorliegenden Falle verhalten sich aber die Reißlasten wie 2,4:1, d. h. σ_{b_z} muß sich bei den stärker bewehrten Balken um etwa 50% größer ergeben als bei den schwächer bewehrten Balken. Wird mit $n=10$ gerechnet, so ergibt sich σ_{b_z} sogar um etwa 60% größer.

Nachdem in der Zugzone von Eisenbetonkonstruktionen in der Nähe der Reißlast das Verformungsmaß des Betons etwa $E_{b_z} = 50\,000$ kg/cm² gesetzt werden kann, so ergibt sich, daß die Berechnungsweise nach Zustand I nur dann brauchbare Werte für σ_{b_z} liefern wird, wenn etwa $n=40$ berücksichtigt wird. Geschieht dies, so errechnet sich z. B. bei den vorbehandelten stark bewehrten Balken $W_i = 1850$ cm³, bei den schwach bewehrten Balken $W_i = 680$ cm³ und das Verhältnis dieser beiden Widerstandsmomente zu 2,7:1, also ungefähr wie das Verhältnis der Reißlasten.

Zu einem ähnlichen Ergebnis führt auch die Berechnungsweise nach Zustand Ia (vgl. S. 68), wenn $E_{b_z} = 0,4 E_{b_d}$ gesetzt wird (Melansche Berechnungsweise). Es ergibt sich mit $n=15$ $W_i = 662$ cm³ bzw. $W_i = 330$ cm³ und das Verhältnis dieser beiden Widerstandsmomente zu 2,0:1, also ebenfalls ungefähr wie das Verhältnis der Reißlasten. Mit $n=10$ ergibt sich das Verhältnis der Widerstandsmomente etwas ungünstiger, nämlich zu 1,9:1.

Bei schwächer bewehrten Platten und Balken mit einer Bewehrungsstärke bis zu etwa $\mu = 1\%$ liegen die Verhältnisse hinsichtlich der üblichen Berechnungsweise nach Zustand I mit $n=15$ oder $n=10$ wesentlich günstiger. Wird z. B. das mit $n=15$ ermittelte Widerstandsmoment der vorbehandelten schwach bewehrten Balken von $W_i = 500$ cm³ mit jenen der unbewehrten, aus gleichem Beton hergestellten Balken, deren mittlere Reiß- bzw. Bruchlast 860 kg betrug, von $W_i = 360$ cm³ ins Verhältnis gesetzt, so verhalten sich diese Widerstandsmomente wie 1,4:1 und die Reißlasten wie 1,5:1. Mit $n=10$ ergibt sich das Verhältnis der Widerstandsmomente mit 1,3:1.

Zu ähnlichen Ergebnissen führt auch die Auswertung der übrigen Balkenversuche.

¹⁾ Wegen der geringen Spannweite der Balken genügt es, lediglich die Reißlasten zu vergleichen.

Es läßt sich demnach folgern, daß die für die Ermittlung der Betonzugspannungen übliche Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 15$ oder $n = 10$ in der Anwendung insofern einer Einschränkung bedarf, als sie nur bei einer Bewehrungsstärke bis zu etwa 1% anwendbar ist. Bei wesentlich größerer Bewehrungsstärke wird richtiger entweder nach Zustand I mit etwa $n = 40$ oder aber nach Zustand Ia mit $E_{b_z} = 0,4 \cdot E_{b_d}$ gerechnet.

5. Die Schubsicherheit.

α) Allgemeines.

Die Wirkung zu großer Querkräfte äußert sich bekanntlich darin, daß in der Nähe der Auflager der Tragwerke zunächst schräg gerichtete Schubrisse auftreten, die senkrecht zu den Hauptzugspannungen, also in Richtung der Hauptdruckspannungen, verlaufen. Diese Risse, die eine Folge der Überwindung der Schubfestigkeit des Betons sind, breiten sich mit weiter zunehmender Belastung rasch über die ganze Querschnittshöhe aus und führen schließlich die vollständige Zerstörung des Verbundes herbei.

Um das Auftreten der Schubrisse möglichst hinauszuschieben und die Schubfestigkeit des Verbundes zu erhöhen, wird bekanntlich eine aus abgeboenen Eisen sowie erforderlichenfalls noch aus Bügeln und Zulageeisen bestehende Schubsicherung angeordnet. Diese Sicherung darf, wie die Erfahrung lehrt, im allgemeinen als so wirksam angesehen werden, daß die Zerstörung des Verbundes in den meisten Fällen eher infolge der Wirkung zu großer Momente als infolge der Wirkung zu großer Querkräfte eintreten wird.

Nach den D. B. (§ 20) sind alle größeren Schubspannungen durch abgeboene Eisen oder durch Bügel oder durch abgeboene Eisen und Bügel aufzunehmen. Dabei ist die jeweils vorhandene Schubspannung aus der Gleichung

$$(46) \quad \tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z}$$

zu berechnen, wobei Q die Querkraft, b die Platten- oder Balkenbreite und z den Abstand des Schwerpunktes der Zugeisen vom Druckmittelpunkt bedeuten. Dieselbe darf bei Verwendung von Beton mit $\sigma_{w_{20}} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$ den Wert $\tau_0 = 16 \text{ kg/cm}^2$, bei sonstigem Beton den Wert $\tau_0 = 14 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschreiten.

Im Hinblick auf die besonderen Festigkeitseigenschaften von hoch- oder höchstwertigem Beton erscheint die in den D. B. bei Verwendung eines derartigen Betons festgelegte obere Begrenzung der Schubspannungen mit 16 kg/cm^2 etwas gering. Dieselbe wird deshalb in den weiteren Ausführungen auf $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ erhöht. Dabei wird gezeigt, daß sich mit einer derartigen Erhöhung immer noch ein ausreichender Sicherheitsgrad ergibt.

Die nachfolgende Ableitung dient dazu, ein Bild über die Veränderlichkeit von τ_0 zu gewinnen, wenn die zulässigen Beanspruchungen erhöht werden. Wird

$$h = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

und

$$z = h \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) = r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

gesetzt, so ist bei gleichbleibendem Moment der Ausdruck $r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right)$ für diese

Veränderlichkeit maßgebend. In Abb. 23 ist dieselbe für veränderliche Betondruck- und Eisenzugspannungen, bezogen auf $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$, sowohl für $n = 15$ wie für $n = 10$ dargestellt.

Der Abb. 23 ist zu entnehmen, daß bei gleichbleibender Betondruckspannung und zunehmender Eisenzugspannung die Werte τ_0 etwas abnehmen, daß sie aber bei gleichbleibender Eisenzugspannung und zunehmender Betondruckspannung rasch größer werden. Während sie im ersten Falle bei einer Erhöhung der zulässigen Eisenzugspannung von z. B. $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_e = 2000 \text{ kg/cm}^2$ im Durchschnitt um etwa 15 % abnehmen, vergrößern sie sich im letzten Falle bei einer Erhöhung der zulässigen Betondruckspannung von z. B. $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$ im Durchschnitt um etwa 60 % und bei einer Erhöhung von $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ im Durchschnitt sogar um etwa 110 %.

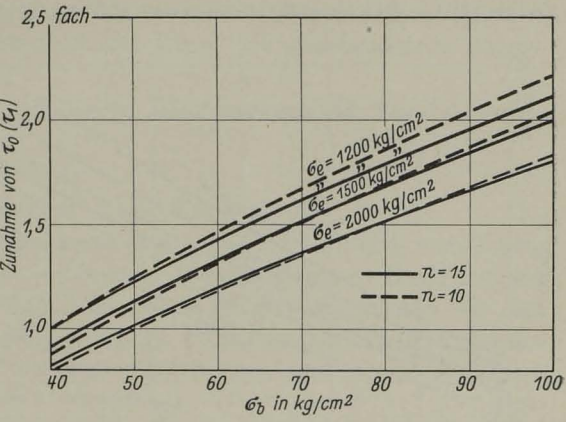


Abb. 23. Zunahme der Schub- und Haftspannungen bei Zulassung erhöhter Beanspruchungen, bezogen auf $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$.

Allerdings bleiben trotz dieser Vergrößerung die Werte τ_0 bei Platten durchweg gering. Nur bei Balken mit sehr großen Belastungen oder bei solchen mit teilweiser oder voller End- einspannung können sich größere Schubspannungen ergeben. Dabei ist das Schlankheitsverhältnis h/l für die erreichbaren Werte τ_0 insofern von maßgebendem Einfluß, als dieselben bei Einhaltung bestimmter zulässiger Beanspruchungen mit abnehmender Spannweite bzw. Entfernung der Momentennullpunkte und zunehmender Querschnittshöhe größer werden.

Es soll deshalb untersucht werden, inwieweit das Schlankheitsverhältnis von Balken für bestimmte erhöhte zulässige Beanspruchungen zu begrenzen ist, damit bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten wird. Dabei sei vom allgemeinsten Belastungsfall, nämlich von jenem mit gleichmäßig verteilter Belastung q (kg/lfdm) ausgegangen.

Beträgt die größte Querkraft

$$Q = \frac{q \cdot l}{2},$$

das größte Feldmoment

$$M = \frac{q \cdot l^2}{k},$$

wobei k ein von der Endauflagerung abhängiger Beiwert ist, der sich zwischen $k = 8$ (freie Endauflagerung) und $k = 24$ (volle End- einspannung) verändern kann, so läßt sich Gl. 46 auch schreiben in der Form

$$\tau_0 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot b \cdot z} = \frac{k \cdot M}{2 \cdot b \cdot l \cdot z},$$

und mit $M = \frac{h^2}{r^2} \cdot b$ und $z = h \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right)$ wird

$$(47) \quad \tau_0 = \frac{k}{2 \cdot r^2 \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right)} \cdot \frac{h}{l} = c_1 \cdot \frac{h}{l}.$$

Die für Beanspruchungen von $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ bis zu $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bei freier Endauflagerung mit $n = 15$ bzw. $n = 10$ ermittelten Beiwerte c_1 sind in Abb. 24 dargestellt. Sie ermöglichen es, bei bekanntem Schlankheitsverhältnis von

Platten und Balken und bei bekannten Querschnittsbeanspruchungen die auftretenden Schubspannungen direkt zu bestimmen.

Sie ermöglichen es aber auch, die Begrenzung des Schlankheitsverhältnisses von Balken abzuleiten, damit $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten wird. Da z. B. für $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ mit $n = 15$ $c_1 = 26,7$ und für $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ $c_1 = 86,0$ beträgt, so errechnet sich diese Begrenzung zu $h/l = 1/1,5$ und $h/l = 1/5$. Während das erstgenannte Schlankheitsverhältnis so ungewöhnlich ist, daß es praktisch kaum vorkommen dürfte, erscheint es immerhin bemerkenswert,

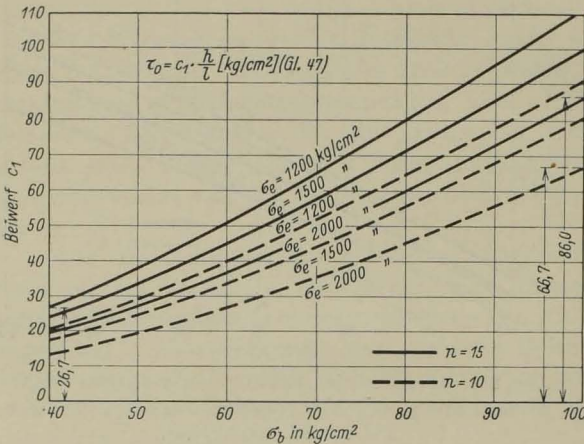


Abb. 24. Darstellung der Beiwerte c_1 zur Ermittlung der Schubspannungen τ_0 von biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten bei gegebenen zulässigen Beanspruchungen σ_b/σ_e und gegebenem Schlankheitsverhältnis h/l .

wert, daß bei Inrechnungstellung von z. B. $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ die Querschnittshöhe von Balken äußerstenfalls $1/5$ der Spannweite betragen darf.

Wird mit $n = 10$ gerechnet, so ermittelt sich z. B. für $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ $c_1 = 66,7$ und damit $h/l = 1/3,7$.

Es soll noch auf die Frage eingegangen werden, welcher Bedarf an abgebogenen Eisen notwendig ist, um eine volle Schubsicherung zu erzielen. Um einen Maßstab für diesen Bedarf zu gewinnen, sei derselbe auf den Querschnitt der im Bereiche des größten Feldmomentes erforderlichen Zugeisen bezogen. Beträgt dieser je Breitereinheit

$$(48) \quad f_e = \frac{\sqrt{M}}{r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot \sigma_e} = \frac{l}{r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot \sigma_e} \cdot \sqrt{\frac{q}{k}},$$

so ergibt sich der Querschnitt der abgebogenen Eisen, wenn diese mit $\sigma_{e_s} \text{ kg/cm}^2$ beansprucht werden, zu

$$f_{e_s} = \frac{\tau_0 \cdot l}{4 \cdot \sigma_{e_s} \cdot \sqrt{2}}$$

und mit
$$\tau_0 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot z} = \frac{q \cdot l}{2 \cdot r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot \sqrt{\frac{q \cdot l^2}{k}}} = \frac{\sqrt{q \cdot k}}{2 \cdot r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right)}$$

wird unter der Voraussetzung gleicher zulässiger Eisenbeanspruchungen $\sigma_e = \sigma_{e_s}$

$$(49) \quad f_{e_s} = \frac{l}{r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot \sigma_{e_s}} \cdot \frac{\sqrt{q \cdot k}}{8 \cdot \sqrt{2}} = \frac{k}{8 \cdot \sqrt{2}} \cdot f_e.$$

Es wird also unabhängig von den jeweils in Rechnung gestellten Beanspruchungen eine volle Schubsicherheit erzielt, wenn z. B. für $k=8$ der Querschnitt der abgebogenen Eisen das 0,71fache, für $k=24$ jedoch das 2,13fache des Querschnittes der im Bereiche des größten Feldmomentes erforderlichen Zugeisen beträgt. Im letzten Falle sind demnach reichliche Bügel und gegebenenfalls Zulageisen notwendig.

Nach diesen mehr allgemeinen Erörterungen sei der Frage der Schubsicherheit an Hand von Versuchen nähergetreten.

β) Die Schubsicherheit nach Versuchen.

Der Schubwiderstand einer Eisenbetonkonstruktion hängt bekanntlich vom Schubwiderstand des Betons sowie vom Schubwiderstand der abgebogenen Eisen und der Bügel ab. Dabei ist der Schubwiderstand des Betons in der Hauptsache für den Sicherheitsgrad gegenüber der Schubspannung τ'_0 beim Auftreten der ersten Schrägrisse und der Schubwiderstand der abgebogenen Eisen und der Bügel für den Sicherheitsgrad gegenüber der Schubspannung $\tau_{0\max}$ unter der Bruchlast maßgebend. Der letztere Schubwiderstand kommt allerdings nur dann zur vollen Geltung, wenn die Verbundfestigkeit zwischen Beton und Eisen groß genug ist, um eine wirkungsvolle Verankerung der abgebogenen Eisen im Beton zu gewährleisten.

Die Güte des verwendeten Betons ist also nicht nur für den erreichbaren Sicherheitsgrad gegenüber dem Auftreten der ersten Schubrissse von erheblichem Einfluß, sie kann es auch für den erreichbaren Sicherheitsgrad gegenüber der unter der Bruchlast vorhandenen Schubspannung sein.

Um zunächst diesen Einfluß möglichst unabhängig von sonstigen Einflüssen klarzustellen, werden nachstehend Versuche an Balken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton behandelt, die keine oder nur wenige Schubsicherungsseisen aufweisen. In einem späteren Abschnitt werden weitere Versuche an Balken aus hochwertigem Beton mit teilweiser oder voller Schubsicherung behandelt, die den Einfluß dieser Sicherung auf die erreichbaren Werte $\tau_{0\max}$ klarstellen.

Die zunächst zu behandelnden Versuche wurden an den Balken a bis d vorgenommen, die zur Schaffung von Vergleichsmöglichkeiten den gleichen Querschnitt und die gleichen Eiseneinlagen erhielten wie die S. 78 ff. behandelten Balken A bis D (vgl. Abb. 17). Die Balken wiesen jedoch nur eine Länge von 70 cm auf und wurden bei einer Spannweite von 50 cm geprüft. Das Schlankheitsverhältnis h/l betrug also bei den Balken a und b 1/4,9 und 1/2,8, bei den Balken c und d 1/4,5 und 1/3,1.

Die Balken wurden mittels einer zunehmenden Einzellast in Feldmitte in der S. 78 beschriebenen Weise auf Biegung beansprucht. Dabei errechnen sich bei einer zulässigen Gebrauchslast von $P=735$ kg beim Balken a und von $P=2320$ kg beim Balken b nach Zustand II mit $n=15$ die Beanspruchungen $\sigma=40/1200$ kg/cm², bei einer zulässigen Gebrauchslast von $P=1780$ kg beim Balken c und von $P=3640$ kg beim Balken d jedoch die Beanspruchungen $\sigma=60/1000$ kg/cm².

Die Versuchsanordnung der kurzgespannten Balken geht aus Abb. 25 hervor.

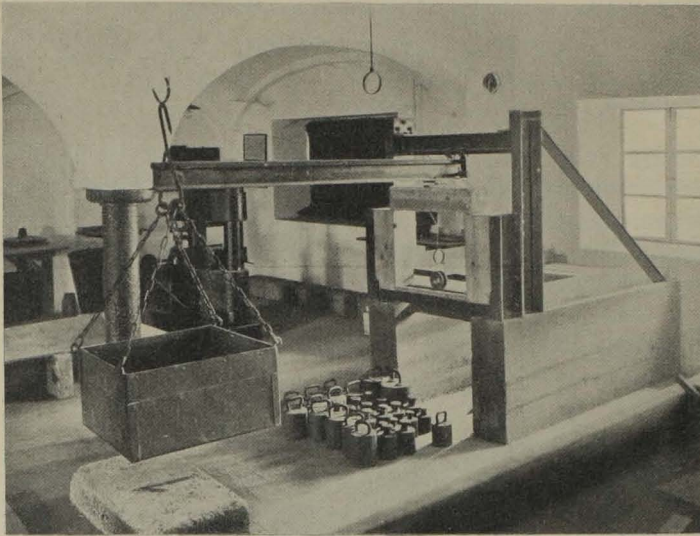


Abb. 25. Versuchsanordnung der kurzgespannten Balken.

Die Prüfung der Balken erfolgte im Alter von 45 Tagen. Tafel 25 enthält die bei den 8 Versuchsreihen erzielten Ergebnisse, wobei jeweils der Mittelwert aus 3 Einzelversuchen maßgebend war. Die Abb. 18a bis h zeigen die Bruchbilder der Balken.

Aus den Abb. 18a und b geht hervor, daß die Bruchursache der Balken a_{1-3} und a_{I-III} im Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zu sehen ist. Dabei ergab sich nach Tafel 25 bei den Balken a_{1-3} eine mittlere Bruchlast von 2600 kg und bei den Balken a_{I-III} eine solche von 3000 kg, so daß der auf das Verhältnis der Bruch- zur Gebrauchslast bezogene Sicherheitsgrad ein 3,5- und 4,1facher war, während sich aus dem Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ ein 3,4facher Sicherheitsgrad ermittelt. Es wurde also mit diesen Balken fast die gleiche Bruchsicherheit erzielt wie mit den Balken A (vgl. Tafel 15). Die bei den Balken a unter der Bruchlast vorhandenen Schubspannungen betragen 9,6 bzw. 11,1 kg/cm², wobei keinerlei Schubrisse zu beobachten waren.

Bei den Balken b_{1-3} und b_{I-III} entstand unmittelbar vor Erreichung der Bruchlast jeweils einseitig ein Schrägriß, der sich rasch erweiterte. Dabei erfolgte eine Verdrehung der Balkenteile gegeneinander, wobei die Eiseneinlagen nach unten gedrückt wurden (Abb. 18c und d). Die Bruchursache dieser Balken war einwandfrei die Überwindung der Schubfestigkeit des Betons.

Wie aus Tafel 25 ersichtlich, betrug die mittlere schräge Rißlast bei den Balken b_{1-3} 5500 kg, bei den Balken b_{I-III} 8100 kg. Die beim Auftreten des jeweils ersten Schrägrisses vorhandene Schubfestigkeit des Betons ergab sich damit zu $\tau_0' = 11,3$ und 16,6 kg/cm². Unmittelbar nach dem Auftreten dieser Risse trat der Bruch der Balken ein, wobei die mittleren Bruchlasten mit 5800 und 8400 kg und damit $\tau_{0max} = 11,9$ und 17,5 kg/cm² ermittelt wurden.

Durch die Verwendung von hochwertigem Beton wurde also sowohl τ_0' wie τ_{0max} um 47% größer ermittelt.

Der für die Herstellung dieser Balken verwendete Beton war der gleiche wie bei den Balken A bis D, also gewöhnlicher Beton für die Balken mit arabischen Ziffern und hochwertiger Beton für jene mit römischen Ziffern.

Von den in jedem Balken vorhandenen drei Rundeisen wurde bei den Balken a und b keines, bei den Balken c und d das mittlere in den Enddritteln hochgebogen und im Beton verankert.

Da die Bruchsicherheit der Balken eine 2,5- und 3,6fache war, wurde der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte 2,8fache Sicherheitsgrad nur bei den Balken b_{I-III} überschritten.

Ist eine, wenn auch nur recht geringe Schubsicherung vorhanden, so können für τ_0' bzw. $\tau_{0_{max}}$ schon wesentlich größere Werte erreicht werden.

Dies geht z. B. aus den mit den Balken c und d erzielten Versuchsergebnissen hervor. Die Bruchursache dieser Balken war durchweg die Überwindung der Schubfestigkeit des Betons (Abb. 18e bis h).

Wie aus Tafel 25 weiter ersichtlich, betrug die mittlere schräge Rißlast bei den Balken c₁₋₃ 4100 kg, bei den Balken c_{I-III} 5450 kg. Damit ergab sich $\tau_0' = 14,6$ und 19,5 kg/cm². Die mittlere Bruchlast der Balken c₁₋₃ wurde mit 4400 kg, jene der Balken c_{I-III} mit 6200 kg ermittelt, so daß sich $\tau_{0_{max}} = 15,8$ und 22,2 kg/cm² errechnet.

Durch die Verwendung von hochwertigem Beton wurde also τ_0' um 34% und $\tau_{0_{max}}$ um 41% größer ermittelt.

Da die Bruchsicherheit der Balken eine 2,5- und 3,5fache war, wurde der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte 3,1fache Sicherheitsgrad nur bei den Balken c_{I-III} überschritten.

Bei den Balken d₁₋₃ betrug die schräge Rißlast im Mittel 7000 kg, bei den Balken d_{I-III} 8900 kg. Damit ergab sich $\tau_0' = 17,4$ und 22,3 kg/cm². Die mittlere Bruchlast der Balken d₁₋₃ wurde mit 7500 kg, jene der Balken d_{I-III} mit 10 200 kg ermittelt, so daß sich $\tau_{0_{max}} = 18,7$ und 25,4 kg/cm² ergab.

Durch die Verwendung von hochwertigem Beton wurde also τ_0' um 28% und $\tau_{0_{max}}$ um 36% größer ermittelt.

Da die Bruchsicherheit der Balken eine 2,1- und 2,8fache war, wurde der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte 3,1fache Sicherheitsgrad bei keinem der Balken erreicht.

Tafel 25. Die Größe der Schubspannungen τ_0 nach Versuchen.
n = 15. Spannweite l = 0,50 m.

Balken	h/l	$\sigma_{w_{30}}$ kg/cm ²	μ %	σ_s kg/cm ²	Gebrauchslast		Mittlere schräge Rißlast P'' kg	τ_0' kg/cm ²	Mittlere Bruchlast			Sicherheitsgrad		Bruchursache
					P kg	σ_b/σ_e kg/cm ²			$P_{l_{max}}$ kg	σ_b/σ_e kg/cm ²	$\tau_{0_{max}}$ kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$	$\frac{P_{l_{max}}}{P}$	
a ₁₋₃	1/4,9	167	0,56	4130	735	40/1200	—	—	2 600	140/4200	(9,6)	3,4	3,5	{ Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen. Überwindung der Schubfestigkeit des Betons. }
b ₁₋₃	1/2,8		0,56	3320	2320	40/1200	5500	11,3	5 800	99/2970	11,9	2,8	2,5	
c ₁₋₃	1/4,5		1,42	3100	1780	60/1000	4100	14,6	4 400	151/2520	15,8	3,1	2,5	
d ₁₋₃	1/3,1		1,42	3060	3640	60/1000	7000	17,4	7 500	123/2060	18,7	3,1	2,1	
a _{I-III}	1/4,9	282	0,56	4130	735	40/1200	—	—	3 000	162/4860	(11,1)	3,4	4,1	{ Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen. Überwindung der Schubfestigkeit des Betons. }
b _{I-III}	1/2,8		0,56	3320	2320	40/1200	8100	16,6	8 400	143/4500	17,5	2,8	3,6	
c _{I-III}	1/4,5		1,42	3100	1780	60/1000	5450	19,5	6 200	210/3510	22,2	3,1	3,5	
d _{I-III}	1/3,1		1,42	3060	3640	60/1000	8900	22,3	10 200	169/2820	23,4	3,1	2,8	

Zusammenfassend ist also den angeführten Versuchen vor allem zu entnehmen, daß sich unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen die schräge Rißlast bei Verwendung von hochwertigem Beton erheblich größer ergibt als bei Verwendung von gewöhnlichem Beton.

Wird deshalb die S. 106 erwähnte obere Begrenzung der in Rechnung zu stellenden Schubspannungen mit 18 kg/cm^2 berücksichtigt, so weisen die Balken c_{I-III} und d_{I-III} immer noch eine 1,08- und 1,24fache Sicherheit gegenüber dem Auftreten der ersten Schrägrisse auf, also eine ähnliche Sicherheit wie die Balken c_{1-3} und d_{1-3} , bei denen dieselbe eine 1,04- und 1,24fache ist, wenn eine Schubspannung von 14 kg/cm^2 in Rechnung gestellt wird.

Dabei ist zu beachten, daß in praktischen Fällen gewöhnlich reichlichere Eisenabbiegungen vorhanden sein werden als bei den behandelten Versuchen und durch eine gute Aufteilung derselben die Schubröße ebenso hinausgeschoben werden können wie die gewöhnlichen Risse im Bereich des größten Biegemomentes.

Da die Bruchlasten der Balken c_{I-III} und d_{I-III} gegenüber den Balken c_{1-3} und d_{1-3} im Mittel um etwa 40% größer waren, ist aus den angeführten Versuchen weiter zu entnehmen, daß die Verbundfestigkeit zwischen Beton und Eisen bei Verwendung von hochwertigem Beton erheblich gesteigert werden kann.

Dies geht auch aus verschiedenen Bruchbildern der Abb. 18 hervor, die eine wirkungsvollere Verankerung der abgebogenen Eisen bei den Balken aus hochwertigem Beton erkennen lassen, indem bei diesen Balken das Zersprengen des Betons durch die Haken nicht so weitgehend war wie bei den Balken aus gewöhnlichem Beton (vgl. z. B. die Abb. 18e und f).

Nachdem mittels der angeführten Versuche an Balken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton, die keine oder nur wenige Schubsicherungseisen aufwiesen, zunächst klargestellt wurde, daß die Güte des verwendeten Betons sowohl für den erreichbaren Sicherheitsgrad gegenüber dem Auftreten der ersten Schubröße von erheblichem Einfluß ist und es auch für den erreichbaren Sicherheitsgrad gegenüber der unter der Bruchlast vorhandenen Schubspannung sein kann, werden im nächsten Abschnitt weitere Versuche an Plattenbalken aus hochwertigem Beton mit teilweiser oder voller Schubsicherung angeführt, aus denen der Einfluß dieser Sicherung auf die erreichbaren Werte $\tau_{0\text{max}}$ hervorgeht.

6. Folgerungen.

Als wichtigstes Ergebnis der Ermittlungen ist anzuführen, daß der Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Platten und Balken aus hoch- oder höchstwertigem Beton, bei denen der Bruch durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone eingeleitet wird, also die Biegewirkung die Schubwirkung übertrifft, den durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrad infolge der Wirkung der zusammengesetzten Sicherheit erheblich überschreitet.

Diese Überschreitung betrug bei den behandelten Versuchen 15 bis 35%, wobei die geringeren Hundertsätze sich nur bei derart stark bewehrten Balken ergaben, wie sie für praktische Verhältnisse gewöhnlich nicht in Frage kommen. Die Abmessungen der Tragwerke erwiesen sich hinsichtlich der Größe dieser Überschreitung insofern von Einfluß, als dieselbe mit abnehmender Querschnittshöhe und zunehmender Spannweite etwas geringer wird.

Bei den stahlbewehrten Balken ergab sich diese Überschreitung mindestens ebenso groß wie bei den normalbewehrten Balken. Es wurde z. B. ermittelt, daß sich bei einer Würfel Festigkeit des verwendeten Betons von etwa 250 kg/cm^2 und einer Streckgrenze der verwendeten Stahleinlagen von etwa 4000 kg/cm^2 bei Vornahme der Querschnittsbemessung mit den erhöhten zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ eine etwa 2,5 fache und bei einer Würfel Festigkeit des verwendeten Betons von etwa 400 kg/cm^2 sogar eine etwa 2,7 fache Bruchsicherheit ergibt. Eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseninlagen ist nicht zu befürchten, wenn für eine gute Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes gesorgt wird.

Allerdings kann bei derart beanspruchten Tragwerken mit einer ausreichenden Sicherheit gegenüber dem Auftreten der ersten Zugrisse im Bereiche des größten Biegemomentes nur bei Verwendung von besonders zugfestem Beton gerechnet werden. Kommt ein solcher Beton nicht zur Verwendung, so können haarfeine Risse auftreten. Dieselben sind jedoch gewöhnlich ungefährlich, besonders in wettergeschützten Bauwerken.

Wird der Wert n als ein Zahlenwert aufgefaßt, mit welchem die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie sowie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen rechnermäßig möglichst zutreffend erfaßt werden sollen, so ist als weiteres wichtiges Ergebnis der vorgenommenen Ermittlungen anzuführen, daß bei Verwendung von gewöhnlichem Beton der übliche Wert $n = 15$ beibehalten werden kann, daß jedoch bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton auf jeden Fall ein geringerer Wert, etwa $n = 10$, zu berücksichtigen ist. Dabei ist als ein besonderer Vorzug der unter Einhaltung bestimmter zulässiger Querschnittsbeanspruchungen nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ bemessenen Platten und Balken anzuführen, daß dieselben bei etwa gleichbleibender Bruchsicherheit eine wesentlich größere Rissesicherheit aufweisen¹⁾.

Übertrifft die Schubwirkung die Biege Wirkung, so kann sich, wenn statt gewöhnlichen Betons hoch- oder höchstwertiger Beton verwendet wird, der Sicherheitsgrad gegenüber der Schubspannung beim Auftreten der ersten Schubrisse sowie gegenüber der Schubspannung unter der Bruchlast wesentlich erhöhen.

Im übrigen zeigt das Schlankheitsverhältnis der Tragwerke einen maßgebenden Einfluß auf die Größe der unter Gebrauchslasten auftretenden Schubspannungen, indem dieselben bei geringeren Spannweiten und größeren Querschnittshöhen größer werden als bei größeren Spannweiten und geringeren Querschnittshöhen.

Hinsichtlich der Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen ist als bemerkenswert hervorzuheben, daß der für eine volle Schubsicherung notwendige Eisenbedarf unabhängig von diesen Beanspruchungen ist.

b) Der Plattenbalken.

1. Allgemeines.

a) Die Spannungszustände.

Die S. 68 festgelegten Spannungszustände I bis III gelten sinngemäß auch für Plattenbalken. Insbesondere ist für die Querschnittsbemessung und für den Spannungsnachweis von Plattenbalken wiederum der Zustand II zu berücksichtigen.

¹⁾ Für die Querschnittsbemessung von hochbeanspruchten Platten und Balken mit $n = 10$ befindet sich im Anhang eine Bemessungstafel.

β) Ableitung von n .

Nachstehend wird untersucht, inwieweit beim Plattenbalken die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie sowie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen bei Verwendung von gewöhnlichem Beton mit $n = 15$ und bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $n = 10$ erfaßt werden.

Zunächst soll untersucht werden, inwieweit die Lage der Nulllinie erfaßt wird.

Für die Ermittlung des rechnermäßigen Abstandes der Nulllinie vom gedrückten Rand ist bekanntlich zu berücksichtigen, ob die Nulllinie in die Platte fällt oder ob sie die Rippe des Plattenbalkens schneidet. Im ersten Falle kann die Lage der Nulllinie wie beim biegebeanspruchten Rechteckquerschnitt ermittelt werden, nachdem sich der Plattenbalken zu einem Tragwerk rechteckigen Querschnittes ergänzen läßt, wenn zwei Betonflächen angefügt werden, auf welche nur Zugspannungen treffen.

Schneidet die Nulllinie die Rippe, so ergibt sich eine umständliche Berechnung, wenn der Abstand derselben vom gedrückten Rand ermittelt werden soll. Aus diesem Grunde wird die Berechnung gewöhnlich dadurch vereinfacht, daß die in die Rippe fallenden Druckspannungen vernachlässigt werden.

Bezeichnet

h die wirksame Querschnittshöhe,
 b die wirksame Plattenbreite,
 d die Plattenstärke und
 F_e den Gesamtquerschnitt der
 Zugseisen,

so leitet sich mit einer solchen Vereinfachung

$$(50) \quad x = \frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h \quad \text{ab.}$$

Der versuchsmäßige Abstand der Nulllinie geht für einige Beispiele aus den Abb. 26 u. 27 hervor.

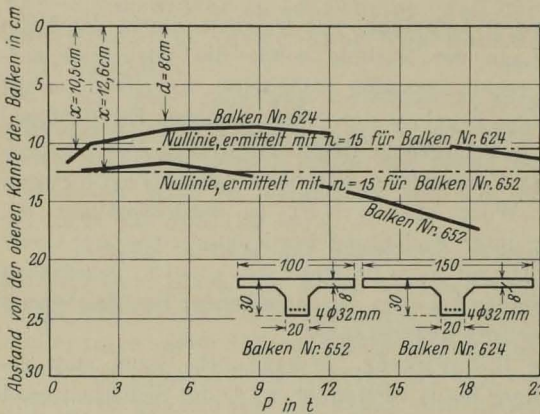


Abb. 26. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

Abb. 26 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 122 und 123 der Forschungsarbeiten (23) angeführten und aus gewöhnlichem Beton hergestellten Plattenbalken Nr. 624 und 652 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nulllinie. Die Querschnitte der Balken, die eine Spannweite von 3 m hatten, gehen aus der Abbildung hervor. Die Balken waren mit 4 Rundseisen von 32 mm Durchm. bewehrt, wiesen also eine auf die Fläche $h \cdot b_0$ — b_0 bezeichnet die Rippenbreite — bezogene Bewehrungsstärke von 6% auf. Die Belastung der Balken erfolgte durch zwei Einzelasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 146 kg/cm² beim Balken Nr. 624 und von 127 kg/cm² beim Balken Nr. 652 auf.

Wie aus Abb. 26 hervorgeht, ist der Verlauf der Nulllinie mit zunehmender Belastung ein ähnlicher wie bei den Balken der Abb. 9. Insbesondere fällt die Nulllinie in der Nähe der Bruchlast von $P_{t_{\max}} = 25,5$ bzw. 20,5 t gegenüber dem rechnermäßigen mit $n = 15$ nach Gl. 50 ermittelten Abstand von $x = 10,5$ cm beim Balken

Nr. 624 und von $x = 12,6$ cm beim Balken Nr. 652 so stark ab, daß sie erst mit einem wesentlich größeren Wert n , etwa mit $n = 30$ bis 40, einigermaßen zutreffend erfaßt werden kann.

Dieser Abfall ist in der Hauptsache auf die gleiche fehlerhafte Auswertung der an der Ober- und Unterkante der Versuchsbalken gemessenen Längenänderungen zurückzuführen, wie z. B. bei den Balken der Abb. 9. Er ist also in der Nähe der Bruchlast in Wirklichkeit entweder überhaupt nicht oder nicht so stark vorhanden, wie dies in der Abbildung zum Ausdruck kommt.

Aus diesem Grunde dürfte die bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie mit $n = 15$ genügend genau erfaßt werden.

Abb. 27 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 38 des D. A. f. E. angeführten und aus hochwertigem Beton hergestellten Plattenbalken Nr. 929, 936 und 939 der Reihe II sowie Nr. 931, 944 und 945 der Reihe 13 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nulllinie. Die Querschnitte der Balken, die eine Spannweite von 3 m hatten,

sind in der Abbildung dargestellt. Die Balken waren mit 4 Rundeisen von 20 mm Durchm. bewehrt, die Bewehrungsstärke betrug also 1,65 %. Die Belastung erfolgte durch zwei Einzelasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 229 kg/cm^2 auf.

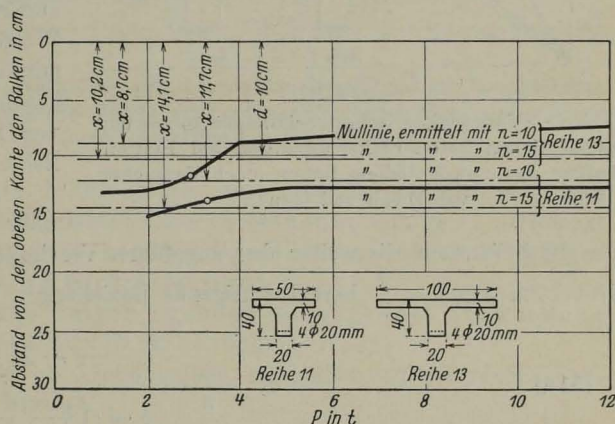


Abb. 27. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

Wie aus Abb. 27 hervorgeht, ist der Verlauf der Nulllinie mit zunehmender Belastung ein ähnlicher wie bei den Balken der Abb. 10. Nach

anfänglichem raschen Anstieg weist die Nulllinie bis in die Nähe der mittleren Bruchlast von $P_{\text{max}} = 15,2$ bzw. $15,6$ t einen Beharrungszustand auf¹⁾. Da sich rechnermäßig mit $n = 15$ $x = 14,1$ cm und $x = 10,2$ ergibt, so wird die tatsächliche Lage der Nulllinie auch nicht angenähert erfaßt. Wird dagegen mit $n = 10$ gerechnet, so ergibt sich $x = 11,7$ cm und $x = 8,7$ cm, und damit eine bessere Übereinstimmung zwischen der rechnermäßigen und der tatsächlichen Lage der Nulllinie.

Für die möglichst zutreffende Ableitung der in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Lage der Nulllinie ist demnach bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton ein geringerer Wert n , etwa $n = 10$, zu berücksichtigen.

Inwieweit die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons bei Verwendung von gewöhnlichem Beton mit $n = 15$

¹⁾ Recht augenfällig zeigt sich dieser Beharrungszustand der Nulllinie z. B. auch bei den in Heft 45 bis 47 der Forschungsarbeiten (23) angeführten Plattenbalken, dessen Beton eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 247 kg/cm^2 aufwies (vgl. die Abb. 263 u. 278 dortselbst).

und bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $n = 10$ erfaßt werden, geht für einige Beispiele aus den Abb. 28 u. 29 hervor.

Abb. 28 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 90 und 91 der Forschungsarbeiten (23) angeführten und aus gewöhnlichem Beton hergestellten Plattenbalken Nr. 323 und 329 der Reihe 3 sowie Nr. 390, 392 und 394 der Reihe 5 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelten

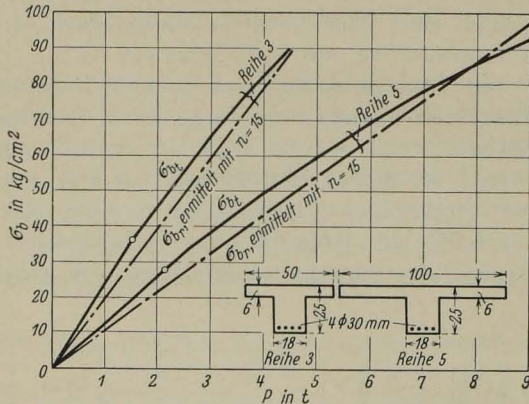


Abb. 28. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

aus der bekannten, die weiter oben angeführte Vereinfachung sowie den etwas zu kleinen Hebelarm $z = h - \frac{d}{2}$ berücksichtigende Beziehung¹⁾

$$(51a) \quad \sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} \cdot \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h}{b \cdot d \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right)}$$

mit $n = 15$ ermittelten rechnermäßigen Betondruckspannungen, wenn

$$(51b) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right)}$$

gesetzt wird.

Wie aus Abb. 28 hervorgeht, besteht unter den größeren Belastungsstufen bis in die Nähe der mittleren Bruchlast von $P_{t,max} = 6,2$ bzw. $12,9$ t eine recht gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen.

Abb. 29 enthält die bei den bereits angeführten und aus hochwertigem Beton hergestellten Plattenbalken des Heftes 38 des D. A. f. E. (vgl. S. 115) unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelten tatsächlichen Betondruckspannungen sowie die mit $n = 15$ und $n = 10$ nach Gl. 51a errechneten Betondruckspannungen.

Wie aus Abb. 29 ersichtlich, besteht sowohl bei den Balken der Reihe 11 wie bei den Balken der Reihe 13 unter den größeren Belastungsstufen bis in die Nähe der Bruchlast eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen

¹⁾ Die Abweichung des genauen Wertes für z gegenüber dem angeführten Näherungswert ist sehr gering, wie einigen Beispielen von Mörsch zu entnehmen ist [vgl. (25), S. 293 u. 295].

mit $n = 10$ ermittelten und den tatsächlichen Betondruckspannungen. Wird $n = 15$ berücksichtigt, so weichen rechnermäßige und tatsächliche Betondruckspannungen erheblich voneinander ab.

Die angeführten Beispiele lassen bereits erkennen, daß es auch für die Berechnung von Plattenbalken berechtigt erscheint sowohl hinsichtlich einer möglichst zutreffenden Ableitung der in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Lage der Nulllinie wie hinsichtlich der tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons bei Verwendung von gewöhnlichem Beton $n = 15$, bei Verwendung von hochwertigem Beton jedoch einen geringeren Wert n , etwa $n = 10$, zu berücksichtigen.

Wie weitere Ermittlungen zeigen, genügt es auch bei Verwendung von höchstwertigem Beton etwa $n = 10$ zu berücksichtigen.

Versuche, mittels denen die bei Plattenbalken tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen der Eiseneinlagen einwandfrei ermittelt wurden, liegen seither nicht vor. Werden z. B. die bei den vorbehandelten Versuchen an der unteren Rippenfläche gemessenen Längenänderungen des Betons bei bekannter Lage der Nulllinie im Verhältnis des Abstandes der Eiseneinlagen von dieser Fläche umgerechnet, so ergeben sich die in Abb. 30 dargestellten Versuchswerte für σ_{e_i} .

Wie aus dieser Abbildung hervorgeht, weichen unter großen Belastungsstufen die aus Gl. 51b ermittelten Eisenzugspannungen σ_{e_r} nur unerheblich von den tatsächlichen Eisenzugspannungen ab.

γ) Die wirksame Plattenbreite.

Die wirksame Plattenbreite von Plattenbalken hängt vornehmlich vom Schubwiderstand in den senkrechten An-

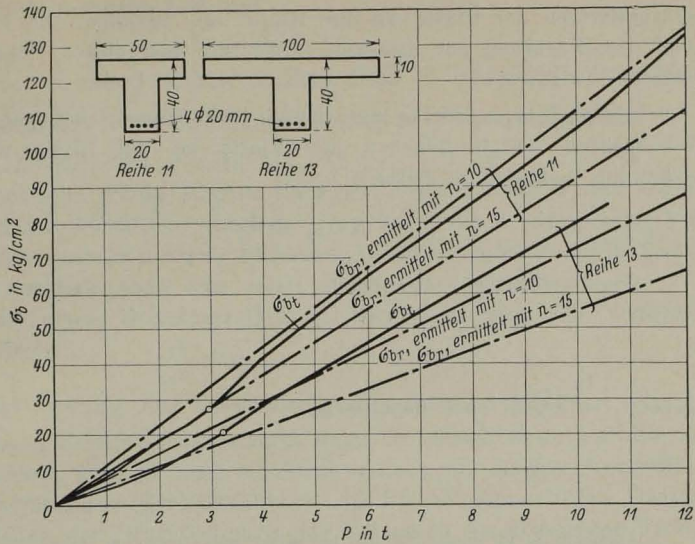


Abb. 29. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

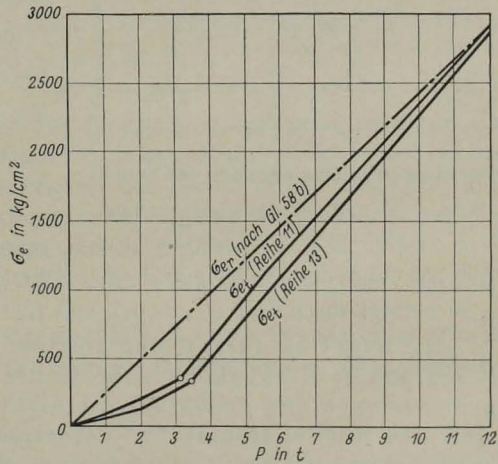


Abb. 30. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Eisenzugspannungen bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

schlußflächen der Platte an die Rippe ab, nachdem die Platte an der Übertragung von Druckkräften nur insoweit mitwirkt, als dieser Schubwiderstand nicht überschritten wird.

Bezeichnet τ_0 die in der Rippe vorhandene Schubspannung, so ist die in den senkrechten Anschlußflächen der Platte an die Rippe wirkende mittlere Schubspannung τ_p bestimmt durch¹⁾

$$(52) \quad \tau_p = \frac{\tau_0 \cdot b_0}{2 \cdot d} \cdot \frac{b - b_0}{b}$$

Die wirksame Plattenbreite leitet sich ohne weiteres aus dieser Beziehung ab. Wird

$$\gamma = \frac{\tau_p}{\tau_0}$$

gesetzt, so ergibt sich dieselbe zu

$$(53) \quad b = \frac{1}{1 - 2 \cdot \gamma \cdot \frac{d}{b_0}} \cdot b_0$$

Beträgt z. B. $b_0 = 2,5 d$, so wird mit $\gamma = 0,8$ $b = 2,8 b_0$, mit $\gamma = 1,0$ $b = 5 b_0$ und mit $\gamma = 1,2$ $b = 25 b_0$. Bei größerer Rippenbreite nimmt die wirksame Plattenbreite rasch ab. Beträgt z. B. $b_0 = 3 d$, so wird mit $\gamma = 0,8$ $b = 2,1 b_0$, mit $\gamma = 1,0$ $b = 3 b_0$ und mit $\gamma = 1,2$ $b = 5 b_0$.

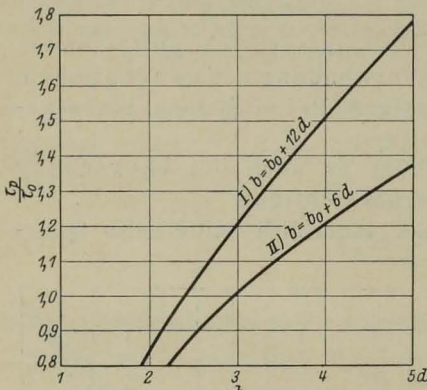


Abb. 31.

Der Zusammenhang zwischen den Verhältnissen $\frac{b_0}{d}$ und $\frac{\tau_p}{\tau_0}$ bei Plattenbalken.

Diese Zusammenhänge lassen bereits erkennen, daß schon bei Inrechnungstellung von verhältnismäßig geringen Plattenbreiten $\gamma \geq 1$ werden kann.

Da in den D. B. (§ 25,3) die wirksame Plattenbreite beim beiderseitigen Plattenbalken ohne Deckenverstärkung mit

$$(54a) \quad b = b_0 + 12 d$$

begrenzt wurde, soll der Zusammenhang zwischen den Verhältnissen $\frac{d}{b_0}$ und γ unter Berücksichtigung dieser Gleichung klargestellt werden. Zu diesem Zwecke wird Gl. 54a in Gl. 53 eingesetzt.

Schaulinie I der Abb. 31 zeigt diesen Zusammenhang. Danach beträgt z. B. für $b_0 = 1,9 d$

$\gamma = 0,8$ und für $b_0 = 2,4 d$ $\gamma = 1$. Für größere Rippenbreiten nimmt γ rasch zu, z. B. beträgt für $b_0 = 3 d$ $\gamma = 1,2$ und für $b_0 = 5 d$ ²⁾ sogar $\gamma = \text{rd. } 1,8$.

Im Hinblick darauf, daß sich bei hochbeanspruchten Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe sehr breite Rippen und sehr große Werte τ_0 ergeben können und deshalb $\gamma = 1$ nicht überschritten werden sollte, ergibt sich die Notwendigkeit für derartige Plattenbalken die in Rechnung zu stellende wirksame Plattenbreite möglichst zu beschränken.

¹⁾ Vgl. Mörsch (25), 1. Bd., 2. Hälfte, S. 15.

²⁾ Diese Rippenbreite ist denkbar, nachdem in den praktisch vorkommenden Fällen b_0 bis zu 60 cm und darüber betragen kann [vgl. z. B. Berger (1)].

Wird die wirksame Plattenbreite z. B. mit

$$(54b) \quad b = b_0 + 6 d$$

begrenzt, so ergibt sich der in Abb. 31 durch die Schaulinie II dargestellte Zusammenhang zwischen den Verhältnissen $\frac{d}{b_0}$ und γ . Danach beträgt z. B. für $b_0 = 2,4 d$ $\gamma = 0,85$, für $b_0 = 3 d$ $\gamma = 1$ und für $b_0 = 5 d$ $\gamma = \text{rd. } 1,4$.

Der Hinweis, daß bei sehr großen Werten für $\tau_0 \gamma = 1$ nicht überschritten werden sollte, ist in den vorliegenden Versuchsergebnissen¹⁾ begründet, nach denen beim Vorhandensein von genügenden Quereisen für τ_p höchstens die gleichen Werte in Rechnung gestellt werden können wie für τ_0 .

Beim Vorhandensein einer Deckenverstärkung vergrößert sich die wirksame Plattenbreite um deren Breite.

d) Vorausbestimmung der zu erwartenden Bruchursache.

Wie beim rechteckigen Eisenbetonquerschnitt kann der Bruch eines auf Biegung beanspruchten Plattenbalkens, solange nicht die Schubwirkung die Biege Wirkung übertrifft, entweder durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone oder aber durch Überwinden der Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone herbeigeführt werden.

Die Vorausbestimmung der jeweils zu erwartenden Bruchursache soll wegen der Vielgestaltigkeit der beim Plattenbalken möglichen Querschnittsausbildung darauf beschränkt werden, eine Beziehung wiederzugeben, die es ermöglicht, bei gegebener Streckgrenze und Bewehrungsstärke der Eiseneinlagen die Druckfestigkeit $\sigma_{b_{\max}}$ des Betons abzuleiten, die erforderlich ist, damit die Streckgrenze der Eiseneinlagen und die Druckfestigkeit des Betons gleichzeitig erreicht werden.

$$\begin{aligned} \text{Bezeichnet} \quad & b = \alpha \cdot b_0, \\ & d = \beta \cdot h \quad \text{und} \\ & \mu = \frac{F_e}{b_0 \cdot h} \end{aligned}$$

und werden diese Ausdrücke in Gl. 51a eingesetzt, so ermittelt sich diese Beziehung zu

$$(55) \quad \sigma_{b_{\max}} = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{2 \cdot n \cdot \mu + \alpha \cdot \beta^2}{\alpha \cdot \beta \cdot (2 - \beta)}.$$

Wird diese Gleichung für eine Reihe von Beispielen ausgewertet, so ergibt sich, daß selbst bei Verwendung von Eiseneinlagen aus hochwertigem Baustahl nur bei sehr stark bewehrten Plattenbalken die Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone überwunden werden kann, bevor die Eiseneinlagen in der Zugzone die Streckgrenze erreicht haben. In solchen Ausnahmefällen werden jedoch meistens die Schubkräfte in der Rippe oder in den Anschlußflächen der Platte an die Rippe schon vorher für den Bruch entscheidend sein.

Die bei biegebeanspruchten Plattenbalken zu erwartende Bruchursache ist also gewöhnlich im Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zu sehen.

ε) Die zusammengesetzte Sicherheit.

Wegen der im Verhältnis zur Breite der Rippe meistens wesentlich größeren Plattenbreite ist damit zu rechnen, daß in der Druckzone von biegebeanspruchten

¹⁾ Vgl. (23), Heft 90 u. 91 sowie 122 u. 123.

Plattenbalken gewöhnlich ein erheblich größerer Sicherheitsgrad vorhanden sein wird als in der Zugzone. Wird also die Streckgrenze der Eiseneinlagen überschritten, und klappt einer der Zugrisse auf, so kann eine erhebliche Zusatzbelastung notwendig werden, bis die Druckzone derart eingeeignet ist, daß die größte Kantenpressung der Betonfestigkeit entspricht.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades kann demnach bei biegebeanspruchten Plattenbalken unter Umständen beträchtlich werden.

2. Der rechnungsmäßige Sicherheitsgrad.

Das rechnungsmäßige Größtmoment $M_{r_{max}}$ vom biegebeanspruchten Plattenbalken mit der Bewehrungsstärke μ und der Plattenstärke $d = \beta \cdot h$ ermittelt sich, wenn die Zerstörung des Verbundes von der Zugzone ausgeht, mit dem Hebelarm der Innenkräfte $z = h - \frac{d}{2}$ aus Gl. 51b zu

$$(56) \quad M_{r_{max}} = \mu \cdot \sigma_s \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \cdot b_0 \cdot h^2.$$

Dieser Ausdruck ist also unabhängig von n .

Zwischen dem meistens gegebenen Gebrauchsmoment M und der unter diesem Moment vorhandenen Eisenzugspannung $\sigma_{e_{zul}}$ besteht die Beziehung

$$(56a) \quad M = \mu \cdot \sigma_{e_{zul}} \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \cdot b_0 \cdot h^2.$$

Damit ergibt sich der rechnungsmäßige Sicherheitsgrad ohne weiteres zu

$$(57) \quad \nu_r = \frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}.$$

In den wenigen Fällen, in denen die Zerstörung des Verbundes von der Druckzone ausgeht, ermittelt sich dagegen mit der unter dem Gebrauchsmoment vorhandenen Betondruckspannung $\sigma_{b_{zul}}$

$$(58) \quad \nu_r = \frac{\sigma_{b_{max}}}{\sigma_{b_{zul}}}.$$

Der Sicherheitsgrad von biegebeanspruchten Plattenbalken, bei denen die Schubwirkung die Biegewirkung übertrifft, wird besonders behandelt.

3. Der tatsächliche Sicherheitsgrad.

Vorbemerkung.

Auch beim Plattenbalken sind die Abweichungen λ zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Bruchmoment bzw. zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad in der Hauptsache auf die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des nach Gl. 57 durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades zurückzuführen.

Um ein Bild über die Größe dieser Erhöhung zu gewinnen, werden nachstehend zunächst Versuche mit normalbewehrten aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton hergestellten Plattenbalken sowie Versuche mit Plattenbalken von verschiedener Platten-

breite behandelt, aus denen der Einfluß der Güte des Betons sowie jener der Plattenbreite auf die Größe dieser Erhöhung zu entnehmen ist. Anschließend werden weitere Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken behandelt, aus denen der Einfluß der Eisensorte auf die Größe dieser Erhöhung hervorgeht.

α) Versuche mit normalbewehrten Plattenbalken
aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.

Versuche an Plattenbalken, bei denen die Belastung bis zum vollständigen Bruch durchgeführt wurde, liegen nur spärlich vor. Dies ist darauf zurückzuführen, daß gewöhnlich nur bis zu jener Belastungsgrenze belastet wird, mit deren Überschreitung eine beträchtliche Zunahme der Durchbiegungen und ein starkes Öffnen der Zugrisse einsetzt.

Unter dieser Belastungsstufe ist aber das Tragvermögen noch nicht erschöpft; es kann vielmehr noch weiter belastet werden, wobei sich immer noch ein Gleichgewichtszustand für das allerdings stark zerstörte Tragwerk ergibt.

Abb. 32 zeigt das Bruchbild eines vollständig zerstörten Plattenbalkens. Aus dieser Abbildung ist neben der erheblichen Durchbiegung und dem damit verbundenen starken Öffnen des Bruchrisses auch die weitgehende Zerstörung des Betons in der Druckzone zu erkennen.

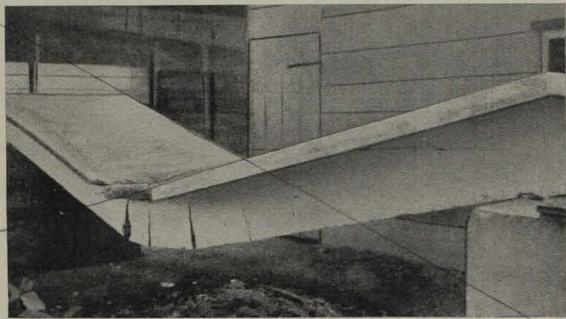


Abb. 32.
Bruchbild eines vollständig zerstörten Plattenbalkens¹⁾.

Nachstehend werden in der Hauptsache Versuche behandelt, bei denen die Belastung möglichst weit getrieben wurde.

Zunächst werden Versuche behandelt, die den Einfluß der Betongüte auf die Größe der infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e,zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades erkennen lassen. Es sind dies Versuche von Amos (29), Heft 54; Melan (24), Heft 2; Probst-Scheit (27), S. 530, sowie von Deppe (31).

Die Querschnittsabmessungen, Bewehrungsstärken und Spannweiten der bei diesen Versuchen verwendeten Plattenbalken sind in Tafel 26 zusammengestellt. Wie aus dieser Zusammenstellung hervorgeht, wick das Verhältnis der Platten- zur Rippenbreite, das Verhältnis der Plattenstärke zur wirksamen Querschnittshöhe sowie die Bewehrungsstärke der verschiedenen Balken nicht so erheblich voneinander ab, daß dieselben nicht untereinander in Abhängigkeit von der Betongüte verglichen werden könnten.

Die Würfeldfestigkeit des verwendeten Betons geht ebenfalls aus Tafel 26 hervor. Danach wurde nur bei den Versuchen von Amos gewöhnlicher²⁾, bei den übrigen Versuchen dagegen hochwertiger Beton verwendet. Auch die Streckgrenze der Eisenlagen ist in der Tafel enthalten.

¹⁾ Entnommen aus Heft 2 der Mitt. des österr. Eisenbetonausschusses (24).

²⁾ Da bei allen sonstigen Versuchen mit Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton so starke Bewehrungen verwendet wurden, daß die Zerstörung des Verbundes durch Überwindung der Druckfestigkeit des Betons eingeleitet wurde, können hier lediglich einige Versuche von Amos angeführt werden.

Tafel 26. Vergleich zwischen rechnermäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von normalbewehrten Plattenbalken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.
 $n = 15$.

Veröffentlichung	Versuchsbezeichnung	σ_{s30} (σ_{s30}) kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper					Gebrauchsmoment		Mittleres Bruchmoment		Sicherheitsgrad		Bruchursache		
				l	h	d	b	b ₀	μ	M	σ_b/σ_b	M _{I,max}	σ_b/σ_e	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$		$\frac{M_{I,max}}{M}$	Δ
				m	cm	cm	cm	cm	cm	%	cmkg	kg/cm ²	cmkg	kg/cm ²		%	
D. A. f. E., Heft 64 (Versuche von Amos)	647, 648	(139)	2526	5,0	35	10	100	25	25	1,6	500 000	35/1200	985 000	69/2360	2,1	2,0	—
Versuche des österr. Eisenbeton- ausschusses, Heft 2 (Versuche von Melan)	1 a	~300	3000	4,25	28	6	60	16,5	1,1	153 000	30/1200	470 000	93/3700	2,5	3,1	24	Erreichen der Streck- grenze der Eiseneinlagen und anschließende Zer- störung des Betons in der Druckzone
Probst (27) Versuche von Probst-Scheit	I _{1,2}	303	2956	3,0	47	8	60	25	1,1	655 000	45/1200	1 930 000	133/3550	2,5	3,0	20	
Deutsche Bauztg. 1921, Heft 15 u. 16 (Versuche von Deppe)	R ₁₋₃	370	3000	3,25	32	4	37	17	1,3	214 000	40/1200	711 400	100/3000	2,5	3,3	32	

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnermäßig mit $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ rechnermäßig mit $\sigma_b = 30$ bis 45 kg/cm^2 beansprucht wurde.

Die Versuchskörper wurden in einem Alter von etwa 45 bis 60 Tagen geprüft. Die Anzahl der jeweils gleichlaufenden Einzelversuche ist der Tafel 26 zu entnehmen.

Diese Tafel enthält auch die Versuchsergebnisse.

Die Bruchursache sämtlicher Balken war im Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zu sehen.

Wie aus Tafel 26 ersichtlich, ergab sich bei den Balkenversuchen von Amos ein mittleres Bruchmoment von 985 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 500 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 35/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein etwa 2,0facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,1facher war.

Bei diesen Balken wurde also der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad knapp erreicht.

Beim Balkenversuch von Melan ergab sich ein Bruchmoment von 470 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 153 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 30/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein 3,1facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 24%.

Diese Erhöhung war also recht beträchtlich.

Bei den Balkenversuchen von Probst-Scheit, bei denen der Beton die gleiche Druckfestigkeit aufwies wie bei vorstehenden Versuchen, ermittelte sich ein ähnliches Ergebnis. Bei diesen Versuchen ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 1 930 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 655 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 45/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein 3,0facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 20⁰/₀.

Diese Erhöhung war also wiederum recht beträchtlich.

Bei den Balkenversuchen von Deppe, bei denen ein besonders druckfester Beton verwendet wurde, ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 711 400 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 214 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein 3,3facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 32⁰/₀.

Diese Erhöhung war also außerordentlich groß.

Die angeführten Versuche lassen bereits erkennen, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades bei Verwendung von gewöhnlichem Beton auf jeden Fall bedeutungslos sein wird, daß sie aber bei Verwendung von hochwertigem Beton recht beträchtlich werden kann.

In den weiteren Ausführungen soll der Einfluß der Plattenbreite auf die Größe dieser Erhöhung gezeigt werden.

β) Versuche mit normalbewehrten Plattenbalken

von verschiedener Plattenbreite aus hochwertigem Beton.

Versuche mit normalbewehrten Plattenbalken von verschiedener Plattenbreite wurden von Melan (24), Heft 2, z. B. mit den Plattenbalken Nr. 4a, 5a und 6a vorgenommen. Dieselben wiesen, wie der Tafel 27 zu entnehmen ist, gleichen Rippenquerschnitt sowie gleiche Plattenstärke, Spannweite und Bewehrungsstärke auf. Sie unterschieden sich nur durch die Plattenbreite, die 90, 120 und 150 cm betrug.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des Betons ergab sich zu etwa 300 kg/cm². Die Streckgrenze der Eiseneinlagen betrug 3000 kg/cm².

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnermäßig mit $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ und der zunehmenden Plattenbreite rechnermäßig mit $\sigma_b = 50, 40$ und 35 kg/cm^2 beansprucht wurde.

Tafel 27. Vergleich zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von normalbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton mit verschiedener Plattenbreite.

$n = 15.$

Veröffentlichung	Versuchsbezeichnung	σ_{w30} kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper						Gebrauchsmoment		Bruchmoment		Sicherheitsgrad		Bruchursache
				l in	h cm	d cm	b cm	b_0 cm	μ %	M cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	M_{tmax} cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$	$\frac{M_{tmax}}{M}$	
Versuche des österr. Eisenbetonausschusses, Heft 2 (Versuche von Melan)	4a	~ 300	3000	4,25	26	6	90	16,5	3,5	421 000	50/1200	1 320 000	157/3750	3,1	24	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.
	5a	~ 300	3000	4,25	26	6	120	16,5	3,5	421 000	40/1200	1 500 000	142/4200	3,5	40	
	6a	~ 300	3000	4,25	26	6	150	16,5	3,5	421 000	35/1200	1 480 000	122/4200	3,5	40	

Die Versuchskörper wurden im Alter von etwa 45 bis 60 Tagen geprüft. Von jeder Balkenform wurde ein Einzelversuch vorgenommen¹⁾.

Tafel 27 enthält die Versuchsergebnisse.

Sämtliche Balken wurden durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zum Bruch gebracht.

Wie aus Tafel 27 hervorgeht, ergab sich beim Balken Nr. 4a ein Bruchmoment von 1 320 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 421 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 50/1200$ kg/cm² ein 3,1facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 24 %.

Beim Balken Nr. 5a ergab sich dagegen ein Bruchmoment von 1 500 000 cmkg und bei demselben Gebrauchsmoment wie vorher mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 40/1200$ kg/cm² ein 3,5facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad gleich blieb.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 40 %.

Diese Erhöhung war also erstaunlich groß.

Beim Balken Nr. 6a ergab sich ein Bruchmoment von 1 480 000 cmkg und bei dem gleichen Gebrauchsmoment wie beim Balken Nr. 4a mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 35/1200$ kg/cm² ein 3,5facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad wiederum ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 40 %.

¹⁾ Bei den gleichlaufenden Versuchen mit den Plattenbalken 4b, 5b und 6b, die eine etwas andere Belastungsverteilung aufwiesen, lassen sich ähnliche Ergebnisse nachweisen wie bei den oben behandelten Plattenbalken.

Diese Erhöhung hat sich also gegenüber der beim Balken Nr. 5a ermittelten nicht geändert.

Die angeführten Versuche zeigen somit, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades mit zunehmender Plattenbreite beträchtlich größer werden kann. Von einer gewissen Plattenbreite ab scheint sie allerdings nicht mehr zuzunehmen, wie dies dem Versuche an dem Balken Nr. 6a, bei dem das Verhältnis $\frac{b}{b_0} = 9$ war, zu entnehmen ist¹⁾.

Da beim Balken Nr. 5a das Verhältnis $\frac{b}{b_0} = 7,3$ war, sei noch bemerkt, daß bei dem bisher nicht angeführten Balken Nr. 7a der Versuche von Melan, der aus gleichem Beton hergestellt wurde wie die übrigen Balken, und der ein Verhältnis $\frac{b}{b_0} = 6,8$ aufwies, die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades sogar 45% betrug.

γ) Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton.

Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton liegen nur in geringer Zahl vor. Am bekanntesten sind die Versuche von Saliger (45) sowie die in neuester Zeit in Heft 66 des D. A. f. E. veröffentlichten Versuche.

Wie aus Tafel 28 hervorgeht, wiesen die bei den Versuchen von Saliger verwendeten Plattenbalken gleichbleibende Querschnittsabmessungen und gleichbleibende Spannweite

¹⁾ Das gleiche Ergebnis läßt sich auch bei den in Fußnote 1, S. 124, angeführten Versuchskörpern nachweisen.

Tafel 28. Vergleich zwischen rechnerischem Sicherheitsgrad und tatsächlichem Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton. (Versuche von Saliger.)
n = 15.

Versuchsreihe	σ_{zul} kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper					Gebrauchsmoment		Moment unter der mittleren Riblast M' omkg	$\sigma_{b\text{g}}$ kg/cm ²	Rissicherheit $\frac{M'}{M}$	Mittleres Bruchmoment				Sicherheitsgrad		Bruchursache		
			l	h	d	b	b_0	μ	M				σ_b/σ_e	$M_{t\text{max}}$ omkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	τ_0 kg/cm ²	τ_1 kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$		$\frac{M_{t\text{max}}}{M}$	A %
4	284	4680	2,4	29,6	10	38	16	1,3	310 000	65/2000	170 600	33,6	0,55	760 000	156/4800	21,5	34,5	2,34	2,46	5	Bei einem Balken Überwindung der Haftfestigkeit des Betons, beim anderen Balken Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen. Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen. Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen.
5	284	4770	2,4	29,0	10	38	16	1,3	290 000	65/2000	212 600	41,8	0,73	788 600	176/5350	23,4	21,8	2,39	2,72	14	
10	318	4680	2,4	28,7	10	38	16	2,7	590 000	100/2000	348 000	54,0	0,59	1 340 000	224/4480	41,4	33,9	2,34	2,28	—	

auf. Die Bewehrungsstärke war veränderlich, indem sie bei den Balken der Reihe 4 und 5 1,3 ‰, bei den Balken der Reihe 10 2,7 ‰ betrug.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des verwendeten Betons ergab sich für die in Tafel 28 angeführten Versuchsreihen mit 284 und 318 kg/cm². Die Streckgrenze der Eiseneinlagen wurde für diese Versuchsreihen mit 4680 und 4770 kg/cm² ermittelt.

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnungsmäßig mit $\sigma_e = 2000$ kg/cm² und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ rechnungsmäßig mit $\sigma_b = 65$ kg/cm² bei den Balken der Reihe 4 und 5 sowie mit $\sigma_b = 100$ kg/cm² bei den Balken der Reihe 10 beansprucht wurde.

Die Versuchskörper wurden im Alter von 25 bis 29 Tagen geprüft. Für jede Versuchsreihe war der Mittelwert aus 2 Einzelversuchen maßgebend.

Tafel 28 enthält die Versuchsergebnisse.

Die Versuche von Saliger sind insofern bemerkenswert, als sowohl bei einem der Balken der Reihe 4 wie bei den Balken der Reihe 8 der Verbund vorzeitig infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen zerstört wurde. Nur bei den Balken der Reihe 5 wurde die Zerstörung des Verbundes durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet.

Wie der Tafel 28 zu entnehmen ist, ergab sich bei den Balken der Reihe 4 ein mittleres Bruchmoment von 760 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 310 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 65/2000$ kg/cm² ein 2,46facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,34facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 5 ‰.

Daß bei diesen Balken überhaupt eine Erhöhung festgestellt werden konnte, ist nur auf die bessere Verbundwirkung eines der beiden Balken zurückzuführen. Die erzielte mittlere Haftspannung errechnet sich bei diesen Balken mit $\tau_1 = 34,5$ kg/cm².

Bei den Balken der Reihe 5, die sich von den Balken der Reihe 4 nur durch eine bessere Aufteilung der Eiseneinlagen unterschieden, indem statt 3 Rundeisen von 16 mm Durchm. 9 Rundeisen von 9 mm Durchm. zur Verwendung gelangten, ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 788 600 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 290 000 cmkg mit den gleichen zugehörigen Beanspruchungen wie vorher ein 2,72facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,39facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 14 ‰.

Bei den Balken der Reihe 5 wurde also gegenüber den Balken der Reihe 4 lediglich durch eine bessere Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen vermieden. Dabei verringerte sich die Haftspannung auf $\tau_1 = 21,8$ kg/cm². Die bei diesen Balken erzielte verhältnismäßig geringe Erhöhung

des oben angeführten Sicherheitsgrades läßt allerdings die Frage offen, ob die Balken der Reihe 5 auch tatsächlich im Sinne der Ausführungen S. 121 bis zum vollständigen Bruch belastet wurden¹⁾.

Bei den Balken der Reihe 10 ergab sich ein Bruchmoment von 1 340 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 590 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ ein 2,28facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,34facher war.

Bei diesen Balken wurde also der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad knapp erreicht.

Die bei diesen Balken beobachtete vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen wäre zweifellos vermieden worden, wenn die Balken statt mit 6 Rundeisen von 16 mm Durchm. z. B. mit 10 Rundeisen von 12 mm Durchm. bewehrt worden wären. Damit hätte sich die Oberfläche der Eiseneinlagen um 25 % vergrößert und die Haftspannung entsprechend verringert.

Die Versuche von Saliger zeigen also augenfällig, mit welcher besonderen Sorgfalt hochbeanspruchte Plattenbalken sowohl entworfen wie ausgeführt werden müssen. Dabei ist die wirksame Plattenbreite bei Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Betondruckspannungen möglichst einzuschränken.

Soweit bei den angeführten Versuchen die Zerstörung des Verbundes durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet wurde, ist denselben weiter zu entnehmen, daß auch bei Verwendung von Bewehrungseisen aus Stahl im allgemeinen ein wesentlich größerer Sicherheitsgrad zu erwarten ist, als sich aus dem Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ ergibt.

Wie aus Tafel 28 noch hervorgeht, wurden bei den Balken verhältnismäßig hohe Werte τ_0 erreicht.

Über die in Heft 66 des D. A. f. E. enthaltenen Versuche mit Plattenbalken von 40 cm Höhe, 100 cm Plattenbreite und 300 cm Spannweite, bei denen Bewehrungseisen mit einer Streckgrenze von 3770 bzw. 3680 kg/cm² verwendet wurden, soll hier nur berichtet werden, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades je nach Güte des verwendeten Betons zwischen 4 und 21 % schwankte. Dabei betrug $\sigma_{w_{20}} = 202$ bis 380 kg/cm².

Die bei verschiedenen dieser Balken erzielte verhältnismäßig geringe Erhöhung des oben angeführten Sicherheitsgrades läßt allerdings ebenfalls die Frage offen, ob diese Balken auch tatsächlich im Sinne der Ausführungen S. 121 bis zum vollständigen Bruch belastet wurden²⁾.

Da bei den sonst vorliegenden Versuchen mit stahlbewehrten Plattenbalken auch höchstwertiger Beton verwendet wurde, so werden dieselben nachstehend besonders behandelt.

¹⁾ Die Bruchbilder dieser Balken weisen keine oder eine nur geringe Zerstörung des Betons in der Druckzone auf.

²⁾ Die Bruchbilder dieser Balken zeigen eine nur geringe Zerstörung des Betons in der Druckzone.

Tafel 29. Vergleich zwischen rechnermäßigem und tatsächlichem
 $n = 15$.

Veröffentlichung	Versuchs- bezeich- nung	$\sigma_{w_{20}}$	σ_s	Abmessungen der Versuchskörper						Gebrauchs- moment	
				l	h	d	b	b_0	μ	M	σ_b/σ_e
				kg/cm ²	kg/cm ²	m	cm	cm	cm	cm	cmkg
Zement 1927, Heft 34 (Versuche von Gessner)	<i>b</i>	407	4700	1,2	10	5	15	7	2,2	23 600	100/2000
D. Bauztg. 1921, Heft 15 u. 16 (Versuche von Deppe)	<i>S</i>	449	7090	3,25	33	12	37	17	0,5	162 000	45/2000

d) Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus höchstwertigem Beton.

Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus höchstwertigem Beton wurden von Gessner (34) und Deppe (31) durchgeführt.

Die Querschnittsabmessungen, Bewehrungsstärken und Spannweiten der bei diesen Versuchen verwendeten Plattenbalken sind in Tafel 29 zusammengestellt.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des Betons betrug bei den Versuchen von Gessner 407 kg/cm², bei den Versuchen von Deppe 449 kg/cm². Die Streckgrenze der Eiseneinlagen wurde mit 4700 und 7090 kg/cm² ermittelt.

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnermäßig mit $\sigma_e = 2000$ kg/cm² und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ mit $\sigma_b = 100$ bzw. 45 kg/cm² beansprucht war.

Die Balken wurden im Alter von 14 bzw. 58 Tagen geprüft.

Maßgebend ist bei den Versuchen von Gessner der Mittelwert aus 2×3 , also aus 6 Einzelversuchen, bei den Versuchen von Deppe der Mittelwert aus 3 Einzelversuchen.

Tafel 29 enthält die Versuchsergebnisse.

Der Bruch sämtlicher Balken wurde durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet.

Wie aus Tafel 29 hervorgeht, ergab sich bei den Balkenversuchen von Gessner ein mittleres Bruchmoment von 68 130 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 23 600 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000$ kg/cm² ein 2,9facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,3facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 26 %.

Diese Erhöhung war also so recht beträchtlich.

Bei den Balkenversuchen von Deppe ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 891 400 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 162 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 45/2000$ kg/cm² ein 5,5facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 3,5facher war.

Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Plattenbalken aus höchstwertigem Beton.

$n = 15.$

Moment unter der mittleren Riבלast M' cmkg	σ_{b_2} kg/cm ²	Rissesicherheit $\frac{M'}{M}$	Mittleres Bruchmoment				Sicherheitsgrad		λ %	Bruchursache
			$M_{t,max}$ cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	τ_0 kg/cm ²	τ_1 kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_e}$	$\frac{M_{t,max}}{M}$		
—	—	< 1	68 130	290/5800	21,7	24,0	2,3	2,9	26	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen
156 000	33,2	0,97	891 400	248/11 000	17,4	20,5	3,5	5,5	57	

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e,zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 57 %.

Diese Erhöhung war also erstaunlich groß. Sie ist neben der besonderen Güte des verwendeten Betons zum großen Teil aber auch auf die bei diesen Balken in Rechnung gestellte erheblich geringere zulässige Betondruckspannung und die sich damit gegenüber den vorbehandelten Balken ergebende wesentlich größere Bruchsicherheit des Betons in der Druckzone zurückzuführen.

Diese Versuche lassen somit erkennen, daß unter der Voraussetzung gleichbleibender zulässiger Eisenzugspannung bei Plattenbalken mit wirtschaftlicher Rippenhöhe¹⁾ ein größerer Sicherheitsgrad zu erwarten ist als bei Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe. Darunter sind Plattenbalken zu verstehen, bei denen die jeweils zulässige Betondruckspannung voll ausgenutzt wird.

4. Die Rissesicherheit.

Bei hochbeanspruchten Plattenbalken ist im allgemeinen mit einer recht geringen Rissesicherheit zu rechnen, was sich schon aus der im Verhältnis zur Plattenbreite gewöhnlich recht geringen Rippenbreite erklärt. Dabei ist bei gleichbleibender zulässiger Eisenzugspannung die Rissesicherheit von Plattenbalken mit wirtschaftlicher Rippenhöhe naturgemäß größer als von Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe.

So ergab sich nach den früheren Untersuchungen des Verfassers²⁾ für Plattenbalken mit wirtschaftlicher Rippenhöhe unabhängig vom Moment je nach Plattenstärke bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 1200$ kg/cm² mit $n = 15$ $\sigma_{b_2} = 30$ bis 45 kg/cm² und bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² $\sigma_{b_2} = 50$ bis 70 kg/cm². Dagegen ergaben sich für Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe die in Tafel 30 enthaltenen Werte für σ_{b_2} , die bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 1200$ kg/cm² zwischen $\sigma_{b_2} = 30$ bis 60 kg/cm² und bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² sogar zwischen $\sigma_{b_2} = 70$ bis 110 kg/cm² schwanken.

Diese teilweise außerordentlich hohen Werte für σ_{b_2} dürfen allerdings nicht zu einer übertriebenen Ängstlichkeit vor der Ausführung von hochbeanspruchten Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe führen. Es ist vielmehr zu beachten, daß derartige Plattenbalken gewöhnlich erhebliche Bewehrungsstärken aufweisen und deshalb nach den Ausführungen S. 104ff. die an

¹⁾ Vgl. Olsen (26), S. 37ff. — ²⁾ Vgl. Olsen (26), S. 39 u. 75.

Tafel 30.

Größe der Betonzugspannungen σ_{b_z} in kg/cm^2 beim Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe.
 $n = 15$. $a = 3$ bis 6 cm.

σ_b/σ_e	$d = 10$ cm				$d = 20$ cm			
	$\frac{M}{b} = 50$ mkg		$\frac{M}{b} = 500$ mkg		$\frac{M}{b} = 200$ mkg		$\frac{M}{b} = 1000$ mkg	
	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm
40/1200	51,5	62,5	33,4	39,2	45,2	53,5	36,0	40,5
60/1500	69,2	83,0	48,4	56,5	59,3	72,2	51,0	57,4
80/2000	89,5	109,8	72,0	82,4	81,0	96,5	73,5	82,7

sich unzutreffende Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 15$ ein zu ungünstiges Bild über die auftretenden Betonzugspannungen ergibt. Bei Anwendung dieser Berechnungsweise kann aus diesem Grunde auf jeden Fall verlangt werden, daß als Maßstab für die zu erwartende Rissesicherheit die früher behandelten Versuchsergebnisse von z. B. Rüth, Otzen, Gessner sowie jene des Verfassers¹⁾, bei denen mittels dieser Berechnungsweise für σ_{b_z} Werte bis zu etwa 100 kg/cm^2 ermittelt wurden, entsprechend berücksichtigt werden.

Es sei auch darauf hingewiesen, daß z. B. bei den in Tafel 29 angeführten, sehr sorgfältig durchgeführten Plattenbalkenversuchen von Gessner sogar bei den zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ immer noch eine mehr als einfache Sicherheit gegenüber dem Auftreten des ersten haarfeinen Zugrisses festgestellt wurde. Allerdings wurde bei diesen Versuchen höchstwertiger Beton verwendet.

Demgegenüber wurde bei den in Tafel 28 angeführten Plattenbalkenversuchen von Saliger bei denselben zulässigen Beanspruchungen trotz der Verwendung von hochwertigem Beton im Mittel eine nur 0,59fache Rissesicherheit und bei den in Tafel 29 angeführten Plattenbalkenversuchen von Deppe schon bei den zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 45/2000 \text{ kg/cm}^2$ eine nur etwa einfache Rissesicherheit ermittelt²⁾.

Im allgemeinen ist, wenn nicht ganz hervorragender Beton verwendet wird, damit zu rechnen, daß schon unter der Gebrauchslast von hochbeanspruchten Plattenbalken haarfeine Risse vorhanden sein können. Wegen der Ungefährlichkeit dieser Risse bei ausreichender Betondeckschicht sei auf die Ausführungen S. 102 verwiesen.

Sollen diese Risse jedoch aus irgendeinem Grunde vermieden werden, so kommt neben der Verwendung von besonders zugfestem Beton vor allem die möglichste Einschränkung der in Rechnung zu stellenden wirksamen Plattenbreite in Betracht, wie dies auch die in Tafel 30 angeführten Werte σ_{b_z} in Abhängigkeit von der Plattenbreite erkennen lassen.

Eine wesentliche Erhöhung der Rissesicherheit läßt sich aber auch erreichen, wenn bei Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe die wirk-same Querschnittshöhe so gewählt wird, daß die einzuhaltende zulässige Betondruckspannung beim Spannungsnachweis nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ nicht überschritten wird.

¹⁾ Vgl. Olsen (26), S. 84ff.

²⁾ Über die Ursache der geringen Rissesicherheit der in Heft 66 des D. A. f. E. angeführten stahlbewehrten Plattenbalken sei auf die Ausführungen des Verfassers in B. u. E. 1932, Heft 4, S. 67, verwiesen.

Liegt z. B. der in Abb. 33a im Querschnitt dargestellte Plattenbalken mit $h = 54$ cm und $F_e = 30,2$ cm² vor, dessen Beanspruchungen sich für ein Gebrauchsmoment von $M = 30\,000$ mkg mit $n = 15$ zu $\sigma = 80/2000$ kg/cm² ermitteln, so errechnet sich für diesen Querschnitt nach Zustand I mit $n = 15$, ein Widerstandsmoment $W_i = 38\,000$ cm³ und für dieses Gebrauchsmoment eine Zugbeanspruchung des Betons von $\sigma_{b_2} = 79,6$ kg/cm².

Wird das gleiche Gebrauchsmoment beibehalten und darf die zulässige Betondruckspannung von $\sigma_b = 80$ kg/cm² beim Spannungsnachweis nach Zustand II mit $n = 10$ nicht überschritten werden, so muß die wirksame Querschnittshöhe auf $h = 59$ cm vergrößert werden, und es ergibt sich der in Abb. 33b im Querschnitt dargestellte Plattenbalken, dessen Eisenquerschnitt $F_e = 28,0$ cm² beträgt. Das zu diesem Querschnitt gehörige Widerstandsmoment errechnet sich, wenn — lediglich

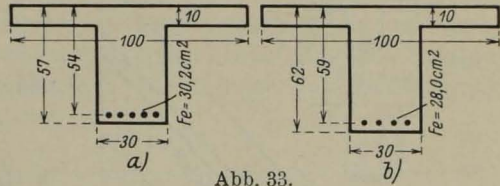


Abb. 33.

zu Vergleichszwecken — der Zustand I mit $n = 15$ berücksichtigt wird, jedoch zu $W_i = 43\,500$ cm³, und die Zugbeanspruchung des Betons unter dem Gebrauchsmoment beträgt $\sigma_{b_2} = 68,5$ kg/cm².

Der Querschnitt nach Abb. 33b weist demnach eine um 14% größere Rissesicherheit auf als der Querschnitt nach Abb. 33a.

Dabei ist der Kostenunterschied zwischen diesen beiden Querschnitten gering. Wird z. B. das S. 103 angeführte Preisverhältnis $\eta = 50$ zwischen Eisen und Beton berücksichtigt, so ergibt sich der Kostenbeiwert der Rippe

für den Querschnitt nach Abb. 33a zu $c = 47 \cdot 30 + 50 \cdot 30,2 = 2920$ cm³ und

„ „ „ „ „ 33b „ $c = 52 \cdot 30 + 50 \cdot 28 = 2960$ cm³.

Die Rippe nach Abb. 33b ist also nur um 2% teurer als jene nach Abb. 33a.

Im übrigen sei hinsichtlich der für die Erhöhung der Rissesicherheit sonst zu berücksichtigenden Umstände auf die früheren Ausführungen verwiesen.

5. Die Schubsicherheit.

α) Allgemeines.

Wie aus den früheren Ausführungen hervorgeht, erreichen die Schubspannungen bei Platten und meistens auch bei Balken recht geringe Werte. Beim Plattenbalken bewirkt jedoch die im Verhältnis zur Plattenbreite gewöhnlich recht geringe Rippenbreite b_0 , daß die aus der Gleichung

$$(59) \quad \tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

ermittelten Schubspannungen beträchtlich sein können.

Der Gl. 59 ist zu entnehmen, daß bei gleichbleibender Querkraft für die Veränderlichkeit von τ_0 mit zunehmenden zulässigen Beanspruchungen der jeweilige Wert z , der gewöhnlich mit $z = h - \frac{d}{2}$ berücksichtigt wird, maßgebend ist.

Wie Vergleichsrechnungen zeigen, ergibt sich diese Veränderlichkeit unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen in ähnlicher Weise, wie sie in Abb. 23 für Rechteckquerschnitte dargestellt wurde. Wird demnach ein Plattenbalken statt mit $\sigma = 40/1200$ kg/cm²

z. B. mit $\sigma = 80/1200 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht, so erhöht sich τ_0 auf das etwa 1,8fache. Wird er dagegen mit $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht, so erhöht sich τ_0 auf das etwa 1,5fache.

Inwieweit das Schlankheitsverhältnis von Plattenbalken für bestimmte zulässige Beanspruchungen zu begrenzen ist, damit $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten wird, geht für den allgemeinsten Belastungsfall der gleichmäßig verteilten Belastung $q \text{ (kg/lfdm)}$ aus folgender Ableitung hervor.

Wird

$$Q = \frac{q \cdot l}{2}$$

und

$$M = \frac{q \cdot l^2}{k}$$

in Gl. 59 eingesetzt, so ermittelt sich

$$\tau_0 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot b_0 \cdot z} = \frac{k \cdot M}{2 \cdot b_0 \cdot l \cdot z}$$

Da mit $d = \beta \cdot h$ und $x = s \cdot h$ nach Mörsch (25), S. 300,

$$\frac{M}{b} = \frac{\sigma_e \cdot \beta}{n \cdot (1-s)} \cdot \left(s - \frac{\beta \cdot s}{2} - \frac{\beta}{2} + \frac{\beta^2}{3} \right) \cdot h^2$$

beträgt und sich mit

$$r'^2 = \frac{n \cdot (1-s)}{\beta \cdot \sigma_e \cdot \left(s - \frac{\beta \cdot s}{2} - \frac{\beta}{2} + \frac{\beta^2}{3} \right)}$$

wie beim Rechteckquerschnitt

$$M = \frac{h^2}{r'^2} \cdot b$$

ergibt, so geht vorstehende Gleichung für τ_0 mit $b = \alpha \cdot b_0$ über in

$$(60) \quad \tau_0 = \frac{\alpha \cdot k}{2 \cdot r'^2 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2} \right)} \cdot \frac{h}{l} = c_2 \cdot \frac{h}{l}$$

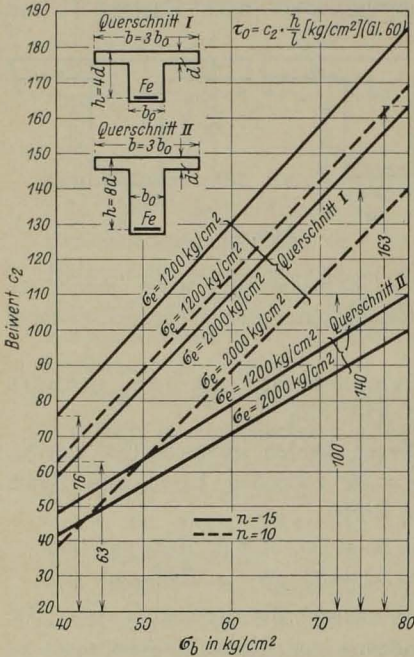


Abb. 34. Darstellung der Beiwerte c_2 zur Ermittlung der Schubspannungen τ_0 von biegebeanspruchten Plattenbalken bei gegebenen zulässigen Beanspruchungen σ_b/σ_e und gegebenem Schlankheitsverhältnis h/l .

Die für Beanspruchungen von $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ bis zu $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ bei freier Endauflagerung mit $n = 15$ und $n = 10$ ermittelten Beiwerte c_2 sind in Abb. 34 für Plattenbalken dargestellt, bei denen entweder $\alpha = 3$ und $\beta = 0,25$ (Querschnitt I) oder aber $\alpha = 3$ und $\beta = 0,125$ (Querschnitt II) beträgt.

Wird für den erstgenannten Querschnitt mit Hilfe der Werte c_2 die vorgenannte Begrenzung des Schlankheitsverhältnisses abgeleitet, so ermittelt sich dieselbe z. B. für $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ mit $n = 15$ und $c_2 = 76$ zu $h/l = 1/4$, für $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $c_2 = 163$ zu $h/l = 1/9$.

Wird mit $n = 10$ gerechnet, so ergibt sich im ersten Falle mit $c_2 = 63$ $h/l = 1/3,5$, im letzten Falle mit $c_2 = 140$ $h/l = 1/8$.

Es darf also für den behandelten Querschnitt bei Inrechnungstellung von $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ die Rippenhöhe äußerstenfalls rd. 1/9 bzw. 1/8 der Spannweite betragen.

Ist die Rippenhöhe im Verhältnis zur Plattenstärke größer, so nehmen die Werte c_2 ab. So ermittelt sich für den Querschnitt II der Abb. 34 für $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $n = 15$ $c_2 = 100$ und damit $h/l = 1/5,5$.

Mit zunehmender Plattenbreite werden die Werte c_2 im Verhältnis dieser Zunahme größer. Sie können damit beträchtlich werden.

Diese Ableitungen lassen bereits erkennen, daß sich bei hochbeanspruchten Plattenbalken erhebliche Schubspannungen ergeben können. Der Bedarf an abgebogenen Eisen zur Erzielung einer vollen Schubsicherung geht aus folgender Ableitung hervor.

Wird, um einen Maßstab für diesen Bedarf zu erzielen, derselbe auf den Querschnitt F_e der im Bereiche des größten Feldmomentes erforderlichen Zugeisen bezogen, so leitet sich der Querschnitt F_{e_s} der abgebogenen Eisen unter der Voraussetzung gleicher zulässiger Eisenbeanspruchungen $\sigma_e = \sigma_{e_s}$ zu

$$(61) \quad F_{e_s} = \frac{\tau_0 \cdot b_0 \cdot l}{4 \cdot \sqrt{2} \cdot \sigma_{e_s}} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot \sqrt{2} \cdot \sigma_{e_s} \cdot z} = \frac{k}{8 \cdot \sqrt{2}} \cdot F_e$$

ab, d. h. dieser Querschnitt ist wie bei Platte und Balken unabhängig von den jeweils in Rechnung gestellten Beanspruchungen und beträgt wie bei denselben z. B. für $k = 8$ das 0,71fache, für $k = 24$ jedoch das 2,13fache des Querschnittes der im Bereiche des größten Feldmomentes erforderlichen Zugeisen.

β) Die Schubsicherheit nach Versuchen.

Die folgenden Ausführungen befassen sich mit Versuchen an Plattenbalken aus hochwertigem Beton mit teilweiser oder voller Schubsicherung, aus denen der Einfluß dieser Sicherung auf die erreichbaren Schubspannungen $\tau_{0\text{max}}$ hervorgeht.

Diese Versuche sind in Tafel 31 zusammengestellt. Die Tafel enthält neben einem Hinweis auf die benutzten Veröffentlichungen die jeweiligen Abmessungen der Versuchskörper, die Bewehrungsstärke derselben, die Würfelfestigkeiten des verwendeten Betons sowie die Versuchsergebnisse.

Zur Erhöhung der Übersicht wurde eine Unterteilung der Versuchskörper je nach Art der Schubsicherung in 5 Gruppen vorgenommen. Gruppe 1 enthält die Versuchskörper mit nur geraden Eisen, Gruppe 2 jene mit einem abgebogenen Eisen, Gruppe 3 und 4 jene mit 2 und 3 abgebogenen Eisen sowie Gruppe 5 jene mit 4 und mehr abgebogenen Eisen.

Die einzelnen Gruppen wurden wiederum derart unterteilt, daß neben der Bezeichnung der Versuchskörper und den erreichten Versuchswerten $\tau_{0\text{max}}$ auch das Verhältnis $\frac{F_{e_s}}{F_e}$ ersichtlich ist.

Das Alter der Versuchskörper betrug bei den Versuchen von Saliger vom Jahre 1928 und von Probst 25 und 28 Tage, bei den Versuchen von Weidert (48) 35 Tage und bei den übrigen Versuchen 40 bis 50 Tage.

Bei den meisten Versuchskörpern erfolgte der Bruch infolge der Wirkung zu großer Querkräfte. Soweit der Bruch auf andere Ursachen zurückzuführen ist, sind die in der Tafel eingetragenen Versuchswerte $\tau_{0\text{max}}$ eingeklammert.

Die Versuchskörper, bei denen Bügel verwendet wurden, sind in der Tafel dadurch gekennzeichnet, daß die erreichten Versuchswerte $\tau_{0\text{max}}$ fett gedruckt wurden.

Die Gruppierung der Versuchskörper in Tafel 31 ermöglicht es, den Einfluß, den die Anzahl der abgebogenen Eisen auf die erreichbaren Werte $\tau_{0\max}$ ausübt, zu verfolgen. Dabei zeigt sich, daß $\tau_{0\max}$ mit zunehmender Anzahl der abgebogenen Eisen im allgemeinen größer wird.

Werden zunächst die Versuchsbalken betrachtet, bei denen keine Bügel verwendet wurden, so ermittelte sich bei den Versuchen der Dyckerhoff & Widmann AG. mittels des Balkens mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 19,3 \text{ kg/cm}^2$, dagegen mittels der Balken mit einem oder zwei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 34,3$ und $39,2 \text{ kg/cm}^2$. Bei den Versuchen des D. A. f. E. ergab sich mittels der Balken mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 17,9$ bis $20,2 \text{ kg/cm}^2$, mittels der Balken mit einem abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 27,6$ und $35,2 \text{ kg/cm}^2$, mittels der Balken mit zwei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 32,2$ und $39,5 \text{ kg/cm}^2$ und mittels der Balken mit drei oder mehr abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = (36,4)$ bis $(41,6) \text{ kg/cm}^2$. Sehr hohe Werte $\tau_{0\max}$ wurden bei den Versuchen von Saliger vom Jahre 1913 erzielt. So wurde mittels der Balken mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 30,2$ und $32,7 \text{ kg/cm}^2$, mittels der Balken mit zwei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 34,1$ und $39,5 \text{ kg/cm}^2$ und mittels der Balken mit drei abgebogenen Eisen sogar $\tau_{0\max} = 44,7$ bis $88,3 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt.

Bei Verwendung von Bügeln erhöht sich $\tau_{0\max}$ nicht unwesentlich. So ergab sich bei den Versuchen des D. A. f. E. mittels der Balken mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 29,0$ bis $34,6 \text{ kg/cm}^2$ und mittels der Balken mit einem abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 39,9 \text{ kg/cm}^2$. Bei den Versuchen von Weidert wurde mittels des Balkens mit nur geraden Eisen sogar $\tau_{0\max} = 50,3 \text{ kg/cm}^2$ und mittels des Balkens mit drei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 59,4 \text{ kg/cm}^2$ erzielt. Bei den Versuchen von Saliger vom Jahre 1928 ermittelte sich mittels Balken mit sechs abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = (41,4)$ und $(50,3) \text{ kg/cm}^2$, während sich bei den Versuchen von Probst mittels Balken mit fünf oder sechs abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = (33,6)$ bis $46,2 \text{ kg/cm}^2$ ergab.

Wegen der verschiedenen Querschnittsabmessungen, der verschieden hohen Streckgrenze der verwendeten Eiseneinlagen sowie wegen der verschiedenartigen Verankerungen der abgebogenen Eisen im Beton ist ein unmittelbarer Vergleich der erreichten Schubspannungen in Abhängigkeit von der Betongüte nicht möglich. Es geht aber aus den angeführten Versuchen hervor, daß wegen der wirkungsvolleren Verankerung der abgebogenen Eisen bei Verwendung von hochwertigem Beton die Versuchswerte $\tau_{0\max}$ bei genügenden Eisenabbiegungen sowie bei Verwendung von Bügeln beträchtlich werden können. Die Versuchsergebnisse der Balken der Gruppen 3 und 4 lassen einwandfrei erkennen, daß dieselben bei sorgfältiger Ausführung der Schubsicherung mindestens 45 bis 60 kg/cm^2 betragen können. Die bei den Versuchen von Saliger erzielten außerordentlich hohen Schubspannungen bis zu fast 90 kg/cm^2 zeigen sogar, daß sich die Versuchswerte $\tau_{0\max}$ durch entsprechende Vorkehrungen wesentlich steigern lassen, wenn hierfür ein Bedürfnis besteht.

Aus den angeführten Versuchen geht weiter hervor, daß mit einer oberen Begrenzung der in Rechnung zu stellenden Schubspannungen mit 18 kg/cm^2 bei Verwendung von hochwertigem Beton und bei sorgfältiger Ausbildung der Schubsicherung mit einer etwa 2,5- bis 3,5fachen und sogar noch größeren Schubsicherheit gerechnet werden kann.

Es sei noch bemerkt, daß die beim Auftreten der ersten Schubrisse vorhandenen Schubspannungen bei den in Tafel 31 angeführten Versuchen zwischen 15 und 25 kg/cm^2 schwankten, im Mittel also etwa 20 kg/cm^2 betragen.

Tafel 31. Die Größe der Schubspannungen $\tau_{0\max}$ nach Versuchen.

Ver- öffentlichung	Abmessungen der Versuchskörper						σ_w kg/cm ²	Gruppe 1		Gruppe 2		Gruppe 3		Gruppe 4		Gruppe 5		Bemerkungen					
	Spann- weite <i>l</i>	Querschnitt						Ver- suchs- Nr.	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	Ver- suchs- Nr.	$\frac{F_{e_s}}{F_e}$	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	Ver- suchs- Nr.	$\frac{F_{e_s}}{F_e}$	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	Ver- suchs- Nr.	$\frac{F_{e_s}}{F_e}$		$\tau_{0\max}$ kg/cm ²				
		<i>h</i>	<i>d</i>	<i>b</i>	<i>b</i> ₀	μ																	
Beton-Verein (2), 1908 (Versuche der Dyckerhoff & Widmann AG.)	2,5	27	10	45	15	4,7	$\sigma_{w_{30}} = 307$	3	19,3	9	0,5	34,3	4	0,5	39,2				Einzelversuche.				
D. A. f. E., Heft 10 u. 12 (Versuche von Bach u. Graf)	3 0	35	10	50	20	3,6	$\sigma_{w_{30}} = 245$	7 8 15	20,2 29,0 34,2	29 30	0,46 0,46	35,2 39,9	47	0,91	39,5	38	0,70	(40,3)	42	0,68	38,4	Mittelwert aus je 3 Versuchen.	
D. A. f. E., Heft 20 (Versuche von Bach u. Graf)	4,0	35	10	60	20	3,6	$\sigma_{w_{30}} = 233$	53 54	19,2 34,6	55	0,50	27,6				58/60	0,60	(36,4)	66	0,70	38,8	Mittelwert aus je 3 Versuchen.	
D. A. f. E., Heft 48 (Versuche von Bach u. Graf)	5,4	64	10	120	25	2,5	$\sigma_{w_{30}} = 282$	1024	17,9				1032	0,25	32,2				1025 1026	0,50 0,62	(41,6) (40,8)	Einzelversuche.	
Ztschr. f. Betonbau 1913/14 (Versuche von Saliger)	2,4 2,4	29 29	10 10	38 38	7,5 7,5	3,4 7,4	$\sigma_{w_{30}} = 250$	1 22	30,2 32,7				4 10	0,67 0,80	34,1 39,5	16 24 26 28	0,75 0,25 0,50 0,75	44,7 67,4 80,5 88,3					Mittelwert aus je 2 Versuchen. (Bei den Balken 26 u. 28 wurde der Beton in der Richtung der Hauptdruckspan- nungen zerstört.)
Baug. 1923, Heft 8 (Versuche von Weidert)	1,0	15	5	25	5	7,3	$\sigma_{w_7} = 360$	<i>b</i> ₁	50,3							<i>c</i> ₁	0,57	59,4				Einzelversuche.	
Baug. 1929, Heft 7 (Versuche von Saliger)	2,4	28	10	16	38	2,7 3,3	$\sigma_{w_{20}} = 318$ $\sigma_{w_{20}} = 318$												10 14	0,66 0,66	(41,4) (50,3)	Mittelwert aus je 2 Versuchen.	
Baug. 1931, Heft 12/13 (Versuche von Probst)	3,5	35	8	60	18	5,3 3,8 3,8 3,8	$\sigma_{w_{20}} = 245$												1 2 3 4	0,71 0,78 0,74 0,78	46,2 (33,6) (40,9) (39,8)	Einzelversuche.	

6. Folgerungen.

Als wichtigstes Ergebnis der Ermittlungen ist anzuführen, daß der Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Plattenbalken aus hoch- oder höchstwertigem Beton, bei denen der Bruch durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone eingeleitet wird, also die Biegewirkung die Schubwirkung übertrifft, den durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrad infolge der Wirkung der zusammengesetzten Sicherheit erheblich überschreitet.

Diese Überschreitung wurde bei den bis zum vollständigen Bruch belasteten Plattenbalken mit etwa 20 bis 60 % ermittelt, sie war also wesentlich größer wie beim Rechteckquerschnitt. Dabei ergaben sich die größeren Hundertsätze bei Plattenbalken mit nicht zu geringer Plattenbreite sowie bei Plattenbalken aus höchstwertigem Beton.

Soweit die wenigen bisher vorliegenden Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken einen allgemeinen Schluß zulassen, ist damit zu rechnen, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades mindestens ebenso groß wird wie bei normalbewehrten Plattenbalken. Dabei ist Voraussetzung, daß durch eine entsprechende Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen vermieden wird.

Werden z. B. Stahleinlagen mit einer Streckgrenze von etwa 4000 kg/cm² verwendet, so kann demnach bei Inrechnungstellung einer zulässigen Eisenzugspannung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² mit einer wesentlich größeren als 2fachen Bruchsicherheit, z. B. mit einer etwa 2,5fachen Bruchsicherheit gerechnet werden. Bei Verwendung von höchstwertigem Beton kann sich u. U. sogar eine etwa 3fache Bruchsicherheit ergeben.

Die Rissesicherheit von hochbeanspruchten Plattenbalken ist allerdings recht gering, weshalb die in Rechnung gestellte wirksame Plattenbreite möglichst beschränkt werden sollte. Eine solche Beschränkung ist auch im Hinblick auf die sich bei hochbeanspruchten Plattenbalken in den meisten Fällen ergebenden beträchtlichen Schubspannungen in den senkrechten Anschlußflächen der Platte an die Rippe erforderlich.

Als weiteres Ergebnis der Ermittlungen ist anzuführen, daß sowohl die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie wie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen bei Verwendung von gewöhnlichem Beton rechnungsmäßig recht zutreffend mit $n = 15$ erfaßt werden; bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton ist dies jedoch nur mit einem geringeren Wert n , etwa mit $n = 10$, der Fall. Dabei ist ein besonderer Vorzug der unter Einhaltung bestimmter zulässiger Querschnittsbeanspruchungen nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ bemessenen Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe in der wesentlich größeren Rissesicherheit zu sehen.

In den Fällen, in denen die Schubwirkung die Biegewirkung übertrifft, ist bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton und bei sorgfältiger Ausführung der

Schubsicherung ein so wirkungsvoller Schubwiderstand zu erwarten, daß selbst bei Inrechnungsstellung von $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ immer noch mit einer etwa 2,5- bis 3,5 fachen und sogar noch größeren Schubsicherheit gerechnet werden kann.

IV. Die Bauwerkssicherheit.

Selbstverständliche Voraussetzung einer sachgemäßen Entwurfsbearbeitung von hochbeanspruchten Bauwerken aus Eisenbeton ist die, daß in der statischen Berechnung sowohl hinsichtlich der Wahl der Belastungen wie des statischen Grundwerkes jeweils der ungünstigste Fall berücksichtigt wird. Nur so ist es möglich, daß die Einzelsicherheiten der verschiedenen Konstruktionsteile im Bauwerk an keiner Stelle unterschritten werden.

Im übrigen ergibt sich infolge der üblichen vereinfachenden Annahmen bei der statischen Berechnung der Sicherheitsgrad der verschiedenen Konstruktionsteile im Bauwerk meistens mehr oder weniger günstiger als dieser Berechnung zu entnehmen ist.

So kann sich bei den durch eine Druckkraft mittig belasteten Säulen der beabsichtigte Sicherheitsgrad dadurch erhöhen, daß in einem mehrstöckigen Gebäude, selbst wenn es sich um ein Lagerhaus handelt, sämtliche Stockwerke selten gleichzeitig vollbelastet sind. Soweit Säulen durch eine Druckkraft außermittig belastet werden, kann noch der die Sicherheit begünstigende Umstand hinzukommen, daß zur Vereinfachung der Berechnung gewöhnlich die steife Verbindung der Säulen mit den Balken der Decke entweder vernachlässigt oder nicht voll berücksichtigt wird.

Da Platten, Balken und Plattenbalken im Bauwerk meistens als über mehrere Stützen durchlaufend ausgeführt werden, so kann sich der beabsichtigte Sicherheitsgrad dieser Tragwerke dadurch erhöhen, daß dieselben allgemein als über frei bewegliche Stützpunkte durchlaufend gerechnet werden, obwohl sie meistens mit den Stützpunkten fest verbunden sind und eine volle oder teilweise Endeinspannung aufweisen. Es werden also die Feldmomente größer und die Stützmomente geringer ermittelt, als sie es in Wirklichkeit sind. Damit erhöht sich zunächst der Sicherheitsgrad der Tragwerke im Feld. Er kann sich aber trotz des zu gering ermittelten Stützenmomentes auch an der Stütze erhöhen, wenn dieselbe in üblicher Weise durch Anschlußschrägen, durch reichliche Eisenabbiegungen von beiden Seiten des Feldes her sowie durch Bügel und gegebenenfalls durch Zulageeisen ausgebildet wird.

Der Sicherheitsgrad durchlaufender Tragwerke kann sich auch dadurch erhöhen, daß die gewöhnlich von Mitte zu Mitte der Stützen in Rechnung gestellten Stützweiten vielfach unberechtigt groß sind.

Der größere Sicherheitsgrad der verschiedenen Konstruktionsteile im Bauwerk kann sich aber auch dadurch ergeben, daß dieselben derart miteinander verbunden sind, daß rahmenförmige Tragwerke (Stockwerkrahmen, zwei- oder mehrstielige Rahmen u. a.) entstehen, deren rechnungsmäßige Behandlung z. B. dadurch vereinfacht wird, daß die Eckversteifungen nicht berücksichtigt werden. Auch gelangen solche rahmenförmige Tragwerke, z. B. im Hochbau, wegen der versteifenden Wirkung sowohl der Geschoßdecken wie der Umfassungs- und Trennungswände, die, soweit sie nicht zu Tür- oder Fensteröffnungen Verwendung finden, in der Regel ausgemauert werden, vielfach gar nicht zur vollen statischen Wirkung.