

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  $250 \text{ kg/cm}^2$  und einer Streckgrenze der verwendeten Stahleinlagen von etwa  $4000 \text{ kg/cm}^2$  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  $400 \text{ kg/cm}^2$  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 aufweisen<sup>1)</sup>.

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.

<sup>1)</sup> 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.

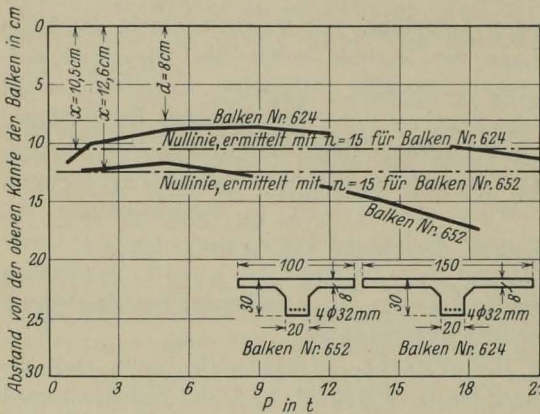


Abb. 26. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

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/cm<sup>2</sup> beim Balken Nr. 624 und von 127 kg/cm<sup>2</sup> 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  $229 \text{ kg/cm}^2$  auf.

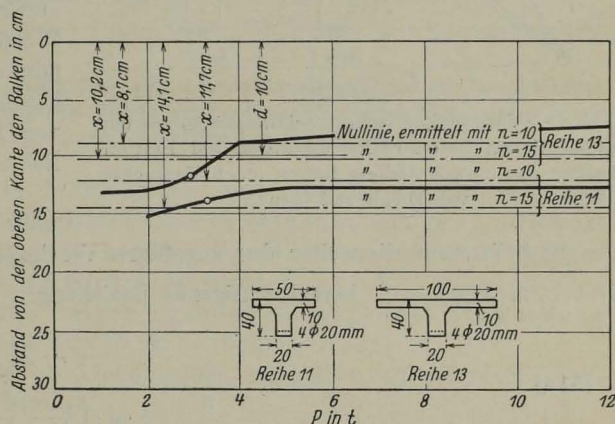


Abb. 27. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

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 auf<sup>1)</sup>. 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  $n = 15$

<sup>1)</sup> 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  $247 \text{ kg/cm}^2$  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

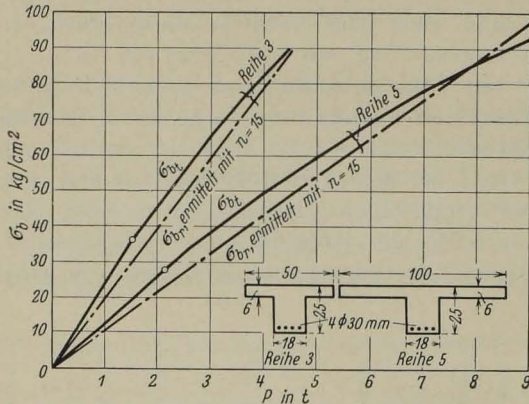


Abb. 28. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

aus der bekannten, die weiter oben angeführte Vereinfachung sowie den etwas zu kleinen Hebelarm  $z = h - \frac{d}{2}$  berücksichtigende Beziehung<sup>1)</sup>

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

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

<sup>1)</sup> 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  $\sigma_{e_i}$ .

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

$\gamma$ ) Die wirksame Plattenbreite.

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

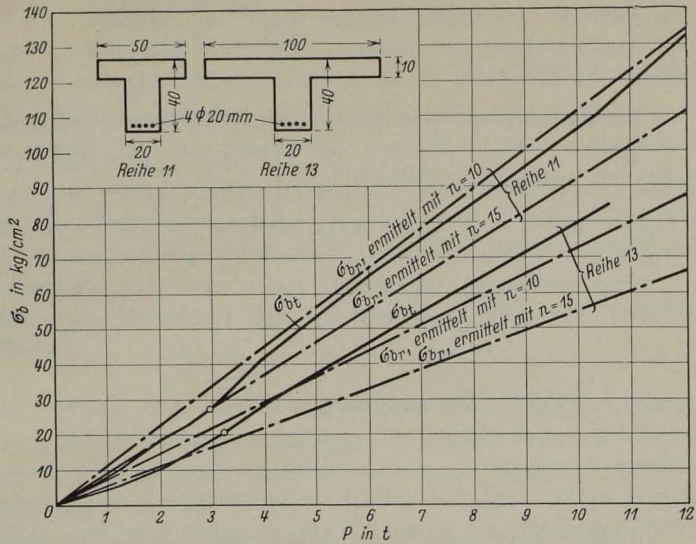


Abb. 29. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

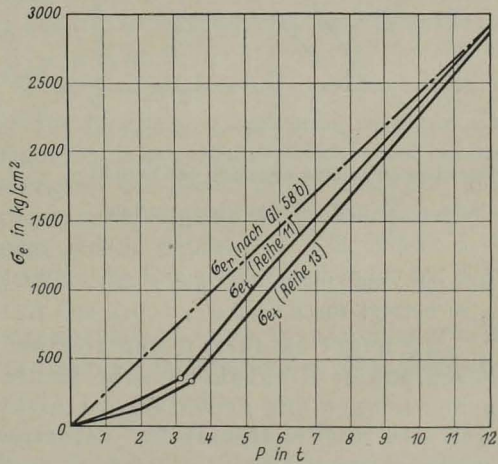


Abb. 30. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Eisenzugspannungen bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

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  $\tau_0$  die in der Rippe vorhandene Schubspannung, so ist die in den senkrechten Anschlußflächen der Platte an die Rippe wirkende mittlere Schubspannung  $\tau_p$  bestimmt durch<sup>1)</sup>

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

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  $\gamma = 1,2$   $b = 5 b_0$ .

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  $\gamma$  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  $\gamma$  rasch zu, z. B. beträgt für  $b_0 = 3 d$   $\gamma = 1,2$  und für  $b_0 = 5 d$ <sup>2)</sup> sogar  $\gamma = \text{rd. } 1,8$ .

Im Hinblick darauf, daß sich bei hochbeanspruchten Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe sehr breite Rippen und sehr große Werte  $\tau_0$  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.

<sup>1)</sup> Vgl. Mörsch (25), 1. Bd., 2. Hälfte, S. 15.

<sup>2)</sup> 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)].

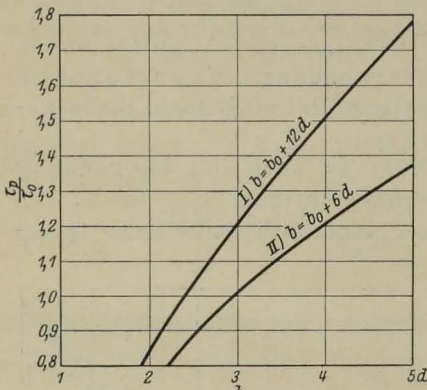


Abb. 31.

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

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  $\gamma$ . 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 Versuchsergebnissen<sup>1)</sup> begründet, nach denen beim Vorhandensein von genügenden Quereisen für  $\tau_p$  höchstens die gleichen Werte in Rechnung gestellt werden können wie für  $\tau_0$ .

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

<sup>1)</sup> 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 eingeeengt 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  $\mu$  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  $\lambda$  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-