

Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Plattenbalken aus höchstwertigem Beton.

 $n = 15.$

Moment unter der mittleren Riבלast M' cmkg	σ_{b_2} kg/cm ²	Risse- sicher- heit $\frac{M'}{M}$	Mittleres Bruchmoment				Sicherheits- grad		λ %	Bruch- ursache
			$M_{t\max}$ 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 Streck- grenze 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 $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ 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

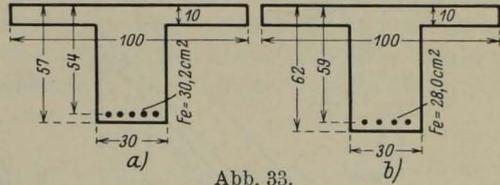


Abb. 33.

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