

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 %.

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

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

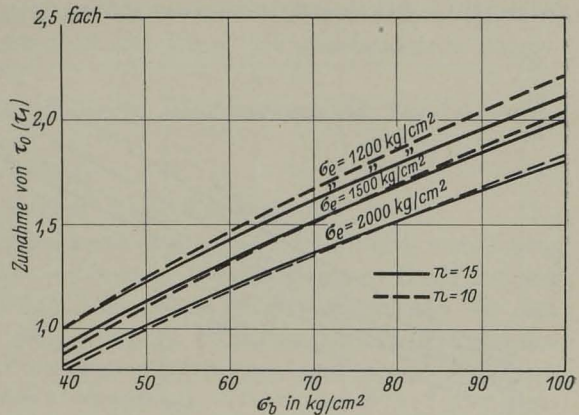


Abb. 23. Zunahme der Schub- und Haftspannungen bei Zulassung erhöhter Beanspruchungen, bezogen auf $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$.

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,

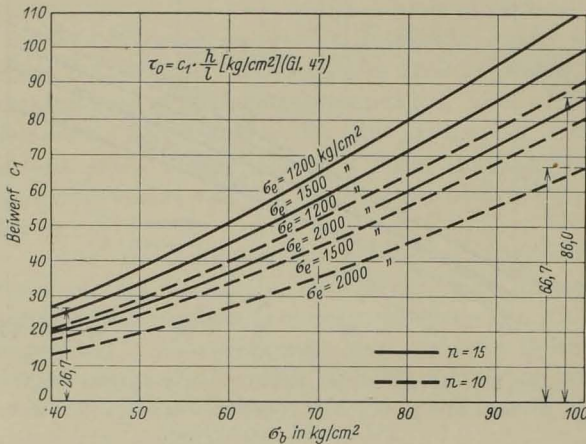


Abb. 24. Darstellung der Beiwerte c_1 zur Ermittlung der Schubspannungen τ_0 von biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten bei gegebenen zulässigen Beanspruchungen σ_b/σ_e und gegebenem Schlankheitsverhältnis h/l .

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.

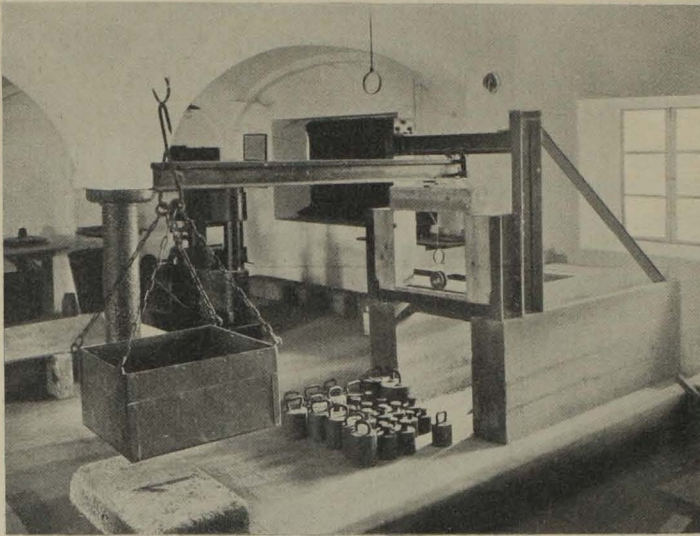


Abb. 25. Versuchsanordnung der kurzgespannten Balken.

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 $19,5 \text{ kg/cm}^2$. 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 $22,2 \text{ kg/cm}^2$ 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 $22,3 \text{ kg/cm}^2$. 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 $25,4 \text{ kg/cm}^2$ 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.