

# A<sub>3</sub>

## Versuche mit stahlbewehrten Betonbalken

ausgeführt in der techn. Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Wien

Von Professor Dr. Ing. R. Saliger

### I. Versuchsprogramm

Der Zweck der im Rahmen der Arbeiten des österreichischen Eisenbetonausschusses geplanten Versuche ist in erster Linie die Erforschung des Zugwiderstandes von Eiseneinlagen verschiedener Festigkeit und weiter des Verbundes zwischen Eisen und Beton von gewöhnlicher und hoher Festigkeit.

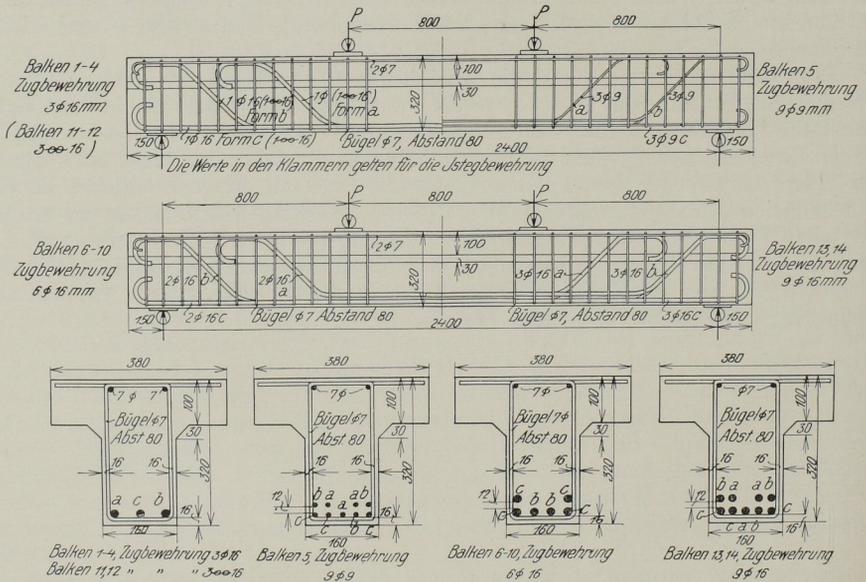


Abb. 1. Längensichten und Querschnitte der Hauptversuchsbalken

Zu diesem Zweck wurden fünf verschiedene Stahlfestigkeiten in Aussicht genommen, und zwar R. E. St. 37, St. 48 und St. 80 sowie verwundene R. E. (Istbewehrung) mit St. 37 und St. 48. Bei einem Teil der Balken wurde Beton mit

gewöhnlichem Portlandzement, bei den übrigen Balken Beton mit frühhochfestem Portlandzement verwendet. Die Bewehrungsstärken schwanken von 0,5 bis 1,7<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, um den ganzen Bereich der praktisch gewöhnlich vorkommenden Bewehrungsstärken zu umfassen. Es gelangten 36 Hauptversuchsbalken mit den später beschriebenen Abmessungen zur Herstellung, von welchen 28 den üblichen Biegeversuchen bis zum Bruch und acht Balken Dauerversuchen unterzogen wurden.

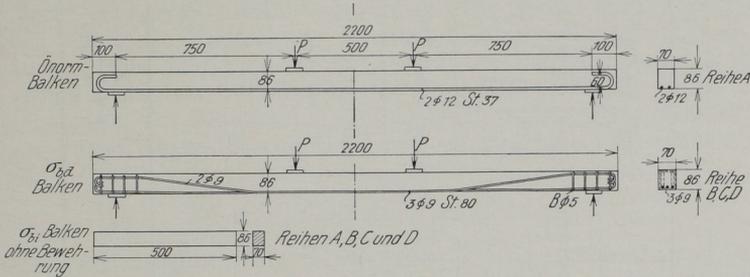


Abb. 2. Probek balken

Alle 36 Hauptversuchsbalken sind 2,7 m lang, haben 2,4 m Stützweite und plattenbalkenförmigen Querschnitt. Die Breite der Platte beträgt 38, die Rippenbreite 16 cm. Die Plattendicke ist 10, die Balkenhöhe 32 cm. Am Übergang von Platte und Rippe sind Schrägen mit 3 cm Höhe und Breite vorhanden. Die Längsbewehrung bestand bei 12 Balken aus 3 R. E. 16 mm, bei 2 Balken aus 9 R. E. 9 mm, bei 12 Balken aus 6 R. E. 16 mm, bei 4 Balken aus 3 verwundenen Isteg-Eisen von 16 mm und bei 6 Balken aus 9 R. E. 16 mm Dicke. Die Bewehrungsanteile betragen rund 0,5, 1,1 und 1,7<sup>0</sup>/<sub>0</sub>. Von den Längseisen sind in allen Fällen zwei Drittel

Tafel 1  
Versuchsprogramm

Balken Nr.	Zugbewehrung	Stahlgüte Anzahl der Balken mit					Ungefähre Betongüte Anzahl der Balken mit		Biege- ver- suche	Dauer- ver- suche	Zahl der Balken
		St. 37	St. 48	St. 80	Isteg St. 37	Isteg St. 48	150 kg qcm	300 kg qcm			
1 a, b	3 ⊕ 16	2	—	—	—	—	2	—	2	—	2
2 a, b, c, d	„	—	4	—	—	—	4	—	2	2	4
3 a, b, c, d	„	—	4	—	—	—	—	4	2	2	4
4 a, b	„	—	—	2	—	—	—	2	2	—	2
5 a, b	9 ⊕ 9	—	—	2	—	—	—	2	2	—	2
6 a, b	6 ⊕ 16	2	—	—	—	—	2	—	2	—	2
7 a, b	„	2	—	—	—	—	—	2	2	—	2
8 a, b	„	—	2	—	—	—	2	—	2	—	2
9 a, b, c, d	„	—	4	—	—	—	—	4	2	2	4
10 a, b	„	—	—	2	—	—	—	2	2	—	2
11 a, b	3 ⊕ ⊕ 16	—	—	—	2	—	—	2	2	—	2
12 a, b	„	—	—	—	—	2	—	2	2	—	2
13 a, b	9 ⊕ 16	2	—	—	—	—	—	2	2	—	2
14 a, b, c, d	„	—	4	—	—	—	—	4	2	2	4
Summen . . . . .		8	18	6	2	2	10	26	28	8	36

Tafel 2  
Statische Werte der Hauptversuchsbalken

Balken Nr.	Zugbewehrung	Querschn. der Zugeseisen	$\mu$ %	$b_0$	$b$	$d_f$	$h$	$x$	$z$	$\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	$\sigma_b$	$\sigma_e$		$\tau_0$
												$P$ in kg		
1—4	3 $\Phi$ 16	6,03	0,53	16	38	10	29,60	9,75	26,35	30,7	0,0164 $P$ — 2,76	0,503 $P$ — 85	$\frac{P}{420}$ — 0,57	
5	9 $\Phi$ 9	5,72	0,52	16	38	10	29,02	9,35	25,90	31,0	0,0174 $P$ — 2,94	0,540 $P$ — 91,4	$\frac{P}{415}$ — 0,58	
6—10	6 $\Phi$ 16	12,06	1,10	16	38	10	28,66	12,6	24,75	19,1	0,014 $P$ — 2,37	0,2675 $P$ — 45,2	$\frac{P}{396}$ — 0,61	
11, 12	3 $\ominus$ 16	12,06	1,10	16	38	10	28,66	12,6	24,75	19,1	0,014 $P$ — 2,37	0,2675 $P$ — 45,2	$\frac{P}{396}$ — 0,61	
13, 14	9 $\Phi$ 16	18,09	1,68	16	38	10	28,36	14,7	24,25	14,0	0,013 $P$ — 2,21	0,1825 $P$ — 30,8	$\frac{P}{388}$ — 0,62	

Tafel 2a

Statische Werte der bewehrten Probebalken

Balken der	Bewehrungs-eisen	$F_e$	$b$	$h$	$\mu$ %	$x$	$\sigma_b$	$\sigma_e$		$\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	$z$	$\tau_0$	
								$P$ in kg				$P$ in kg	
Reihe A	2 $\Phi$ 12 St. 37	2,26	7	8,00	4,05	5,20	0,654 $P$ + 6,82	5,27 $P$ + 55	8	6,30	$\frac{P}{44,1}$ + 0,36		
Reihe B, C, D	3 $\Phi$ 9 St. 80	1,91	7	8,15	3,35	5,07	0,654 $P$ + 6,82	6,1 $P$ + 63,5	9,3	6,46	$\frac{P}{45,1}$ + 0,35		

unter  $45^\circ$  schräg nach aufwärts in den Enddritteln der Balken abgebogen und mit Rundhaken im Beton verankert. Im Bereich der äußeren Balkendrittel sind Bügel aus R. E. von 7 mm in 80 mm Abstand eingelegt. Die Belastung der Hauptversuchsbalken erfolgte durch zwei Einzellasten in den Drittpunkten der Spannweite. Die Einzelheiten des Versuchsprogramms und die statischen Werte der Eisenbetonbalken sind aus den Tafeln 1, 2 und 2a ersichtlich.

Die Ermittlung der Güteeigenschaften des verwendeten Stahls und des Betons erfolgte durch eine große Anzahl von Proben. Die Betonfestigkeit ist festgestellt an Würfeln von 20 cm Kantenlänge, an stark bewehrten Probekörpern mit 70 mm Breite, 86 mm Höhe und 2,2 m Länge, gemäß den österreichischen Normen mit 2 R. E. 12 mm Dicke bewehrt. Ein Teil der Probekörper ist mit 3 R. E. 9 mm aus St. 80 zugbewehrt. Zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit sind unbewehrte Betonbalken von 70 mm Breite, 86 mm Höhe und 500 mm Länge verwendet.

## II. Herstellung der Versuchskörper

Die 36 Versuchsbalken sind in gehobelter kräftiger Holzschalung hergestellt, die Probekörper zur Bestimmung der Betonfestigkeit in Eisenformen. Die Betonierung hat die Allgemeine Baugesellschaft A. PORR auf ihrem Werkplatz in Wien X. vorgenommen. Das angelieferte Sandkiesmaterial wurde in 3 Körnungsgruppen zerlegt, und zwar von 0 bis 3 mm, 3 bis 10 mm und 10 bis 25 mm. Auf Grund von Vorversuchen erfolgte die Mischung dieser drei Körnungen im Verhältnis von 1 R. T. Feinsand, 1,8 R. T. Mittelsand und 1 R. T. Grobsand. Eine Mische hatte aus 26,3 l Feinsand, 47,4 l Mittelsand und 26,3 l Grobsand zu bestehen, deren Einzelsumme 100 l ausmachte. Die lose eingefüllte Mischung ergab 89 l und fest eingerüttelt 80 l Inhalt. Die Zementbeigabe war mit 29,2 kg für jede Mische bemessen, der Wasserzusatz auf Grund von Vorversuchen mit 15,0 l festgestellt, der je nach dem Feuchtigkeitsgehalt um geringe Maße schwankte.

Die Herstellung der Versuchskörper sollte in vier Reihen erfolgen, die laut der Tafel 3 auszuteilen waren. Danach umfaßte die Reihe A tatsächlich 10 Hauptversuchsbalken, 8 Würfel, 6 bewehrte Probekörper zur Bestimmung der Biegedruckfestigkeit und 10 unbewehrte kurze Betonprismen zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit. Zur Herstellung dieser Körper wurden 26 Mischungen in der obgenannten Zusammensetzung mit je 15,0 l Wasser verbraucht. Die Setzprobe ergab 20 bis 21 cm. Der gesamte Aufwand betrug 2,6 cbm Sandkies in den Einzelmengen und 760 kg Zement und ergab 2,17 cbm Beton. Sonach waren in der Reihe A für 1 cbm Beton 1,2 cbm Sandkies erforderlich. 1 cbm Beton enthält 350 kg Zement und die Ausbeute als Verhältnis der erzielten Betonmenge zur Summe der Rauminhalte aus dem Zement und Sandkies ergibt sich mit 0,67.

In der Reihe B wurde der Wasserzusatz auf 14,8 l verringert, wobei sich die Setzprobe mit 17 bis 19 cm ergab. Die Herstellung erfolgte in 35 Mischen von der obgenannten Zusammensetzung und umfaßte 13 Hauptversuchsbalken, 9 Würfel, 6 Biegedruck- und 12 Biegezugbalken. Der Aufwand betrug 3,5 cbm Sandkies und 1020 kg Zement, die 2,79 cbm Beton ergaben. Für 1 cbm Beton waren 1,25 cbm Sandkies und 365 kg Zement verarbeitet worden. Die Ausbeute berechnet sich bei der Reihe B mit 0,65.

Bei der Reihe C ist der Wasserzusatz von 14,8 l beibehalten und ergab eine Setzprobe von 18 bis 19 cm. Mit 33 Mischen wurden 13 Hauptversuchsbalken, 9 Würfel, 6 bewehrte Biegedruckbalken und 12 Biegezugbalken hergestellt. Der Aufwand betrug 3,3 cbm Sandkies und 960 kg Zement, aus denen sich 2,79 cbm Beton ergaben. 1 cbm Beton erforderte 1,18 cbm Sandkies und 347 kg Zement. Die Ausbeute berechnet sich zu 0,68.

Tafel 3  
Herstellungsfolge der Balken und Probekörper

Herstellungsreihe	A 20. April 1928	B 11. April 1928	C 16. April 1928	D 25. April 1928
Art des verwendeten Zementes	Gewöhnlicher Portlandzement	Frühhochfester Portlandzement	Frühhochfester Portlandzement	Lafarge-Zement
Bezeichnung der Balken	1 a, b 2 a, b, c, d 6 a, b 8 a, b	3 a, b, c 4 a, b 5 a, b 7 a, b 9 a, b 12 a, b	3 d 9 c, d 10 a, b 11 a, b 13 a, b 14 a, b, c, d	—
Anzahl der Balken	10	13	13	—
Gleichzeitig hergestellte Probekörper	min 6 Würfel 20 cm A 1—6 „ 6 Önormbalken A 1—6 „ 6 $\sigma_{bz}$ Balken A 1—6	min 6 Würfel 20 cm B 1—6 „ 6 $\sigma_{bd}$ Balken B 1—6 „ 6 $\sigma_{bz}$ Balken B 1—6	min 6 Würfel 20 cm C 1—6 „ 6 $\sigma_{bd}$ Balken C 1—6 „ 6 $\sigma_{bz}$ Balken C 1—6	min 9 Würfel D 1—9 „ 9 $\sigma_{bd}$ Balken D 1—9 „ 9 $\sigma_{bz}$ Balken D 1—9
	Zu prüfen sind je 3 Stück zu gleicher Zeit mit den Biegeversuchen und je 3 Stück nach Abschluß der Dauerversuche			Zu prüfen je 3 Stück nach 3 Tagen, 8 Tagen, 28 Tagen

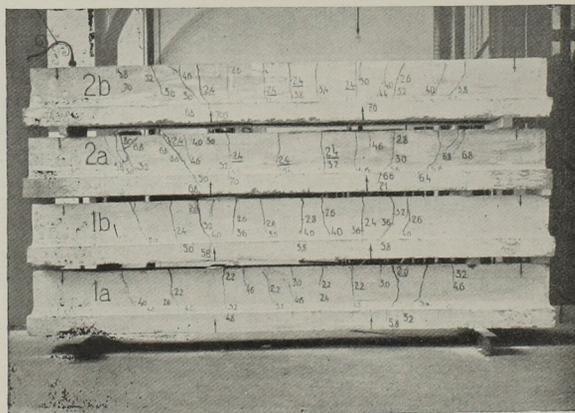


Abb. 3

Die Reihe A ist mit gewöhnlichem Portlandzement, die Reihen B und C sind mit frühhochfestem Portlandzement betoniert. In der Reihe D wurden Probekörper aus Lafargezement hergestellt, und zwar 9 Würfel, 9 bewehrte Biegedruckbalken

und 9 unbewehrte Biegezugbalken. In jeder Mische waren 16,9 l Wasser notwendig, die bei der Setzprobe 20,5 bis 21 cm gaben. Die Hauptversuchsbalken, die Würfel, die bewehrten und unbewehrten Probekörper der Reihen A, B und C wurden in 2 bis 3 Tagen nach der Herstellung entschalt, die Balken der Reihe D nach einem Tage.

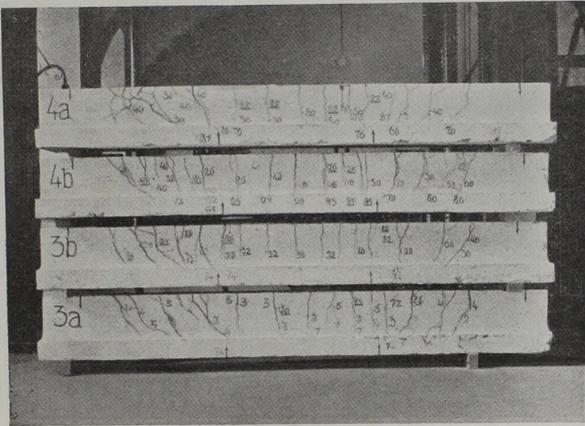


Abb. 4

### III. Durchführung der Versuche

Nach der Entschalung wurden sämtliche Hauptversuchsbalken und die anderen Probekörper in die technische Versuchsanstalt der Technischen Hochschule geführt und sind dort zur Erprobung gelangt. 28 Hauptversuchsbalken wurden dem ein-

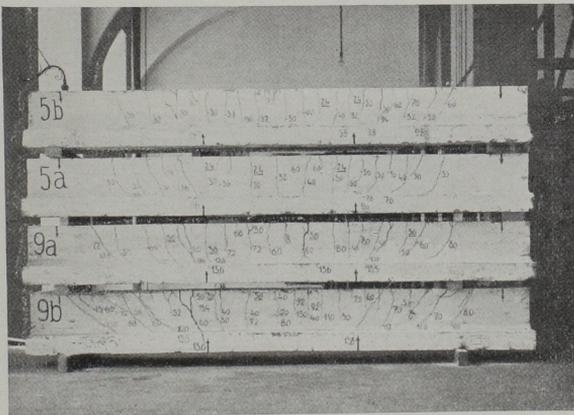


Abb. 5

fachen Biegeversuch, 8 Versuchsbalken Dauerbelastungen unterzogen. Die letzteren Versuche sind noch im Gang und es wird darüber später berichtet werden. Bei den Biegeversuchen wurden festgestellt: Die Formänderungen (Durchbiegung in der Mitte, Dehnung an der Zugseite und Stauchungen an der Druckseite, letztere an zwei Stellen), weiter die Rißbildungen und die Höchstlasten.

Gleichzeitig mit den Hauptversuchsbalken sind eine entsprechende Anzahl

von Probewürfeln, von bewehrten Betonbalken und von unbewehrten Betonprismen zur Feststellung der Betongüte untersucht worden. Schon bei den Vorversuchen zur Feststellung der Betonfestigkeit an zwölf bewehrten Önormbalken hat sich

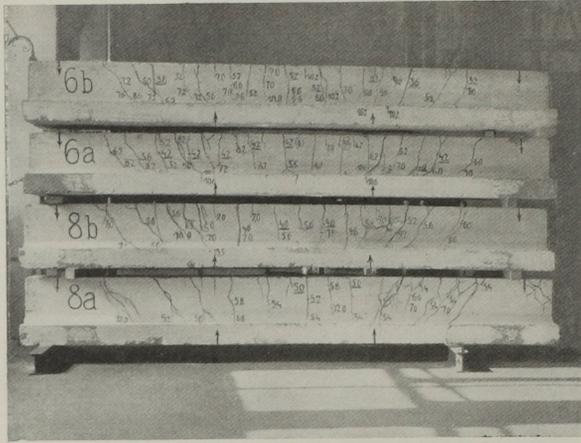


Abb. 6

die Tatsache ergeben, daß der aus frühhochfestem Zement hergestellte Beton keine wesentlich höheren Festigkeiten ergibt, als der Beton aus gewöhnlichem Portlandzement. Es wurde daher getrachtet, die verschiedene Festigkeit des Betons gemäß dem Versuchsprogramm durch die Zeitdauer der Erhärtung zu erreichen. Hieraus

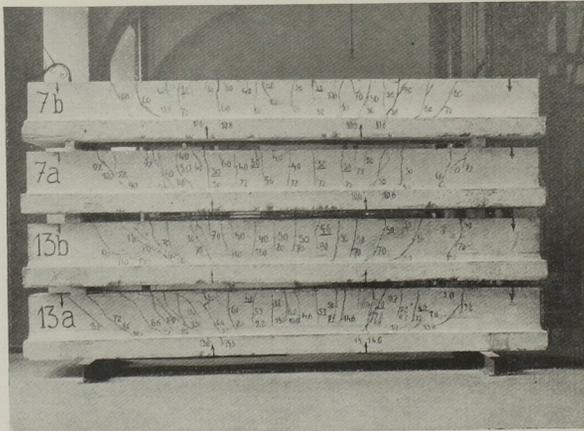


Abb. 7

erklären sich einerseits die Reihenfolge in den Herstellungszeiten und andererseits das Alter der Versuchskörper bei der Erprobung.

Die *Betongüte* ist aus der Tafel 4 zu entnehmen. In der Herstellungsreihe A betrug das Alter 12 bis 13 Tage und die mittlere Würfel Festigkeit 235 kg/qcm. In der Reihe B waren die Erhärtungszeiten 23 und 28 bis 29 Tage. Die erzielte Würfel-

Tafel 4  
 Betongüte

Herstellungsreihe	Hauptbalken Nr.	Alter in Tagen	Mittl. Betonfestigkeit kg/qcm			Verhältnisse			Beton aus
			Bewehrte Balken Biegedruck $\sigma_b$	Würfel $\sigma_w$	Unbewehrte Balken Biegezug $\sigma_{bz}$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_w}$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_{bz}}$	$\frac{\sigma_w}{\sigma_{bz}}$	
A 20. April 1928	1a, b, 2a, b 6a, b, 8a, b	12—13	316	235	38	1,35	8,4	6,3	Portlandzement
B 11. April 1928	7a, b 3a, b, 4a, b 5a, b, 9a, b 12a, b	23 28—29	— 416	248 284	37 41	— 1,46	— 10,2	6,7 6,9	Frühhochfestem Portlandzement
C 16. April 1928	11a, b, 13a, b 10a, b, 14a, b	17—18 24—25	— 433	278 318	37 52	— 1,36	— 8,4	7,6 6,2	
D 25. April 1928	—	3 7 28	384 424 485	412 476 538	39 41 40	0,93 0,89 0,90	9,8 10,3 12,1	10,5 11,6 13,5	Lafargezement



Abb. 8

festigkeit war 248 bzw. 284 kg/qcm im Mittel. In der Herstellungsreihe C betrug das Alter bei der Prüfung 17 bis 18 und 24 bis 25 Tage. Die Würfel festigkeiten ergaben sich zu 278 bzw. 318 kg/qcm. Aus den gleichzeitig hergestellten bewehrten Probekbalken ergaben sich die Biegedruckfestigkeiten des Betons 1,35 bis 1,46 mal größer als die Würfel festigkeiten. Die Biegezugfestigkeit der unbewehrten Betonprismen betrug in den Reihen A, B und C 37 bis 52 kg/qcm. Das Verhältnis der Biegedruckfestigkeit zur Biegezugfestigkeit war 8,4 bis 10,2, das Verhältnis der Würfel festigkeit zur Biegezugfestigkeit 6,2 bis 7,6 (Tafel 4).

Die in der Reihe D hergestellten Würfel, die bewehrten und unbewehrten Probekörper aus Lafarge-Schmelzzement zeigten in mancher Beziehung ein Bild, das von den Probekörpern aus Portlandzement und frühhochfestem Portlandzement abweicht. Die Würfelstärke nach 3, 7 und 28 Tagen betrug 412, 476 und 538 kg/qcm. Die Biegezugfestigkeit ergab sich kleiner als jene bei Portlandzement und die Biegedruckfestigkeit (aus den bewehrten Probekörpern) zeigt auffallenderweise geringere Werte als die Würfelstärke. In der vorliegenden Versuchsreihe erwiesen sich demnach die bewehrten Probekörper als nicht brauchbar für die Bestimmung der Betongüte. Das Verhältnis der Würfelstärke zur Biegezugfestigkeit ist wesentlich größer als bei den Probekörpern aus Portlandzement und frühhochfestem Portlandzement. Weitergehende Schlüsse lassen sich in Anbetracht der verhältnismäßig geringen Anzahl von Untersuchungen nicht ziehen.

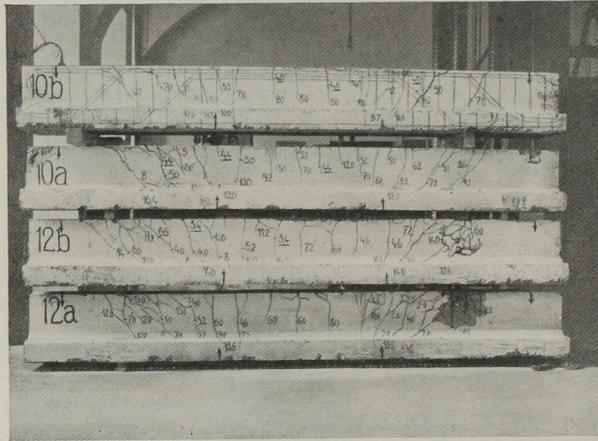


Abb. 9

Von den als Zugbewehrung benützten Rundeißen St. 37, St. 48, St. 80 und Istegeißen sind untersucht die Streckgrenze, die Zugfestigkeit, die Bruchdehnung und die Einschnürung. Die für die Tragkraft in erster Linie wichtige *Streckspannung* ergab sich bei St. 37 mit 28,1 kg/qmm, bei St. 48 mit 33,6, bei St. 80 mit 46,8 (bei 9 mm Durchmesser 47,7) kg/qmm im Mittel. Die Zusammenstellung ist aus der Tafel 5 ersichtlich.

Tafel 5  
Eisengüte

Bezeichnung des Stahls	Balken Nr.	Rundeißen Dicke mm	Streckspannung kg/qmm		Zugfestigkeit kg/qmm		Bruchdehnung %	Einschnürung %
			einzeln	im Mittel	einzeln	im Mittel		
St. 37	1, 6, 7, 13	16	26,7—28,9	28,1	39,8—42,3	41,2	28,7—36,8	65—68
St. 48	2, 3, 8, 9, 14	16	31,5—34,7	33,6	54,7—57,3	55,8	22,6—26,0	57—59
St. 80	5	9	46,6—48,3	47,7	74,8—85,3	78,9	14,5—17,8	45—48
St. 80	4, 10	16	46,2—48,2	46,8	77,6—86,1	83,5	12,7—16,0	31—41
Isteg St. 37	11	2,16	35,2—35,8	35,5	41,3—41,7	41,5	15,5—15,7	65

Die *Anrißspannungen* sind in der Tafel 6 zusammengestellt, die bezüglich Spannungen im Eisen und Beton nach Zustand II mit Ausschluß der Betonzugzone berechnet. Die Anrißspannungen ergeben sich verschieden und sind bei den schwachen Bewehrungen höher als bei den starken Bewehrungsanteilen. Dies ist zweifellos die Folge der verhältnismäßig stärkeren Mitwirkung der Betonzugzone bei den schwachen Bewehrungen. Innerhalb derselben Bewehrungsgruppen, z. B. Balken Nr. 1 bis 5, sind die Schwankungen in den Anrißspannungen gering, so daß eine vollständig sichere Abhängigkeit der Anrißspannungen von der Eisengüte und der Betonfestigkeit nicht herausgelesen werden kann, dies um so mehr, als die Beobachtung der ersten Risse, wenn auch sorgfältig durchgeführt, nicht vollständig sicher ist. Immerhin zeigen die Versuchsergebnisse bei den schwach bewehrten Balken, daß die Anrißspannung bei Bewehrungen mit St. 80 etwas höher liegen als bei Bewehrungen mit St. 48 und bei diesen etwas höher als bei der Bewehrung mit St. 37. Das Gleiche gilt hinsichtlich der Betongüte; je größer die Betongüte, desto höher liegt die Anrißspannung. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei der mittelstarken Bewehrung. Bei St. 80 ergab sich eine Anrißspannung von 1080, bei St. 48 eine mittlere Anrißspannung von 905

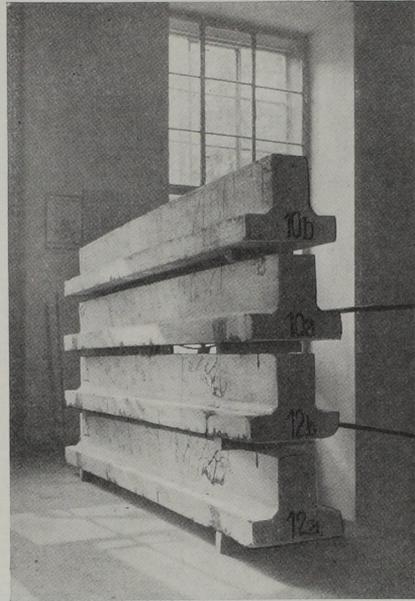


Abb. 10

und bei St. 37 eine mittlere Anrißspannung von 875 kg/qcm im Mittel für das Eisen. Die Itegbewehrung zeigte etwas niedrigere Anrißspannung als die Bewehrung durch grade Eisen. Bei den starken Bewehrungen ergab St. 37 und St. 48 keinen Unterschied in den Anrißspannungen. Die äußersten Grenzen

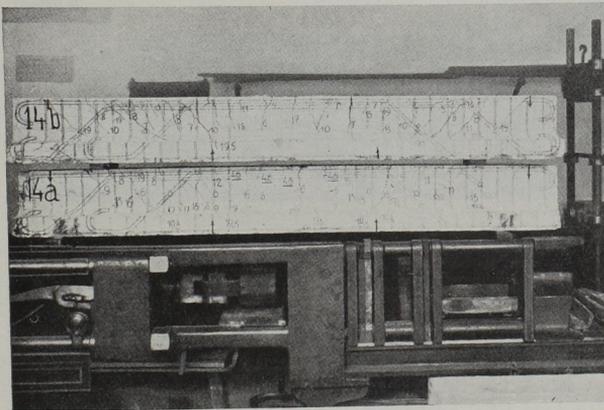


Abb. 11

und bei St. 37 eine mittlere Anrißspannung von 875 kg/qcm im Mittel für das Eisen. Die Itegbewehrung zeigte etwas niedrigere Anrißspannung als die Bewehrung durch grade Eisen. Bei den starken Bewehrungen ergab St. 37 und St. 48 keinen Unterschied in den Anrißspannungen. Die äußersten Grenzen

Tafel 6  
Beobachtete Anrißspannungen

Be- weh- rungs- stärke	Balken Nr.	Eisenspannung $\sigma_e$		Beton- pressung $\sigma_b$	Stahlgüte	Beton- würfel- festig- keit kg/qcm
		einzel- im Mittel	im Gesamt- mittel			
rund 0,5 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	1 a, b	920	1080	30,0	St. 37	235
	2 a, b	1020		33,4	St. 48	235
	3 a, b	1170		38,2	St. 48	284
	4 a, b	1120		36,5	St. 80	284
	5 a, b	1190		38,6	St. 80	284
rund 1,1 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	6 a, b	970	930	50,8	St. 37	235
	7 a, b	780		40,9	St. 37	248
	8 a, b	970		50,8	St. 48	235
	9 a, b	840		43,8	St. 48	284
	10 a, b	1080		56,3	St. 80	318
		11 a, b		860	850	45,1
	12 a, b	840	43,8	Isteg St. 48		284
rund 1,7 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	13 a, b	800	800	57,5	St. 37	278
	14 a, b	790		56,2	St. 48	318

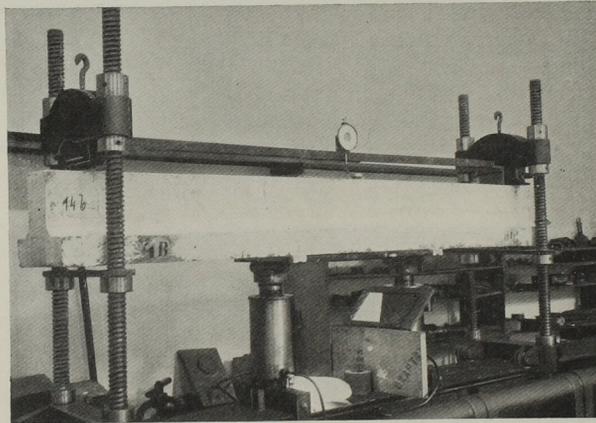


Abb. 12

der beobachteten Anrißspannung im Eisen schwankten von 780 kg/qcm bei St. 37 bis 1190 bei St. 80.

Die *Durchbiegungen* der Balken haben sich im wesentlichen als von der Bewehrungsstärke abhängig erwiesen und nahezu unabhängig von der Güte der Bewehrungsseisen. Über diese und die gemessenen Dehnungen und Stauchungen wird an anderer Stelle berichtet werden.

Die beim Versuch an 28 Hauptversuchsbalken erreichten Höchstlasten sind in der Tafel 7 zusammengestellt. Da die Höchstlast, sofern Schubwiderstand, Verbund und Betongüte ausreichen, von der Streckgrenze der Zugsbewehrung abhängt, so sind diese in der Zahlenzusammenstellung eingetragen. Aus ihr ergibt sich folgendes: Die Tragkraft ist mit Ausnahme der Balken 4 und 10 in allen Fällen vom Zugwiderstand der Eisenbewehrung, das ist von der Streckspan-

Tafel 7  
Höchstlasten

Balken Nr.	Stempel- last P t	Bewehrung %	Stahl- güte	Mittlere Streck- spannung kg/qcm	Mittlere Höchst- spannungen kg/qcm			Bruch durch Über- windung	
					$\sigma_e$	$\sigma_b$	$\tau_o$		
1	a	6,0	rund 0,5%	St. 37	2810	2880	95	13,5	Streckgrenze
	b	5,8							
2	a	7,1	rund 0,5%	St. 48	3360	3540	116	16,5	Streckgrenze
	b	7,05							
3	a	7,4	rund 0,5%	St. 48	3360	3760	124	17,5	Streckgrenze
	b	7,4							
4	a	8,7	rund 0,5%	St. 80	4680	4450	155	21,8	Verbund
	b	9,5				4870			Streckgrenze
5	a	9,6	rund 0,5%	St. 80	4770	5140	166	22,9	Streckgrenze
	b	9,8							
6	a	10,6	rund 1,1%	St. 37	2810	2820	151	26,3	Streckgrenze
	b	10,6							
7	a	10,6	rund 1,1%	St. 37	2810	2850	150	26,6	Streckgrenze
	b	10,8							
8	a	13,0	rund 1,1%	St. 48	3360	3510	184	32,8	Streckgrenze
	b	13,5							
9	a	13,6	rund 1,1%	St. 48	3360	3640	191	34,0	Streckgrenze
	b	13,7							
10	a	16,4	rund 1,1%	St. 80	4680	4420	232	41,4	Verbund
	b	16,7							
11	a	13,8	rund 1,1%	Isteg. St. 37	3550	3640	191	34,0	Streckgrenze
	b	13,6							
12	a	13,6	rund 1,1%	Isteg. St. 48	—	3610	190	33,8	Streckgrenze
	b	14,0							
13	a	15,5	rund 1,7%	St. 37	2810	2820	200	39,6	Streckgrenze
	b	15,6							
14	a	19,8	rund 1,7%	St. 48	3360	3570	253	50,3	Streckgrenze
	b	19,5							

nung abhängig. Die rechnungsmäßige höchste Eisenspannung überschreitet mehr oder weniger die Streckspannung, gleichgültig ob es sich um Bewehrung mit St. 37, St. 48, St. 80 oder um Istegbewehrung handelt. Die Versuche haben den Beweis erbracht, daß innerhalb des Prüfbereiches auch bei der Verwendung hochwertigen Stahls als Bewehrung von Eisenbetonbalken die Streckgrenze ebenso voll ausgenützt werden kann wie bei der Bewehrung mit weichem Flußeisen St. 37. Bei den Balken 4a und 10a, b mit St. 80 Bewehrung ist die höchste Eisenspannung etwas hinter der Streckspannung zurückgeblieben, und zwar deshalb, weil der Verbund den hohen Eisenbeanspruchungen nicht vollständig gewachsen war. Der Balken 5 mit St. 80 Bewehrung hat die volle Ausnützung der Streckspannung erwiesen (das Verhältnis der Eisenspannung zur Streckspannung beträgt 1,08). Dies Ergebnis konnte deshalb erzielt werden, weil die Balken mit 9 mm starken Stahleinlagen bewehrt waren, deren Verbundwirkung eine weit bessere als bei den 16 mm dicken Eisen der Balken 4 und 10 ist.

#### IV. Zusammenfassung der Ergebnisse

a) Die Güte des verwendeten Bewehrungsstahls beeinflußt nicht nennenswert die Durchbiegung und Ribbildung bei gleicher Eisenbeanspruchung. Die Versuche haben eine kleine Verzögerung der Ribbildung erwiesen, wenn hochwertigerer Stahl oder hochwertigerer Beton verwendet wird.

b) Für die Tragkraft, so weit diese vom Zugwiderstand der Stahlbewehrung abhängt, ist stets die Streckspannung in derselben Weise maßgebend wie bei St. 37.

c) Die Ansprüche an den Verbund sind um so größer, je höher die Eisenspannungen sind. Große Betonfestigkeit vermehrt unter sonst gleichen Umständen die Verbundwirkung und erhöht die Tragkraft, wenn diese vom Verbund abhängt.

d) Bei Annahme des gleichen Tragsicherheitsgrades für mit hochwertigem Stahl bewehrte Balken wie für St. 37 können die zulässigen Beanspruchungen im Verhältnis der höheren Streckspannung vermehrt werden, wenn die größeren Ansprüche an Schubwiderstand und Verbund berücksichtigt werden. Bei Zulassung höherer Bauspannungen ist mit stärkerer Ausschaltung der Betonzugzone zu rechnen.

## Diskussion

Professor Ing. Dr. A. NOWAK, Prag:

Es war ja klar, daß man durch die Einführung der frühhochfesten Portlandzemente die mannigfachen Vorteile der aus diesen Zementen erzeugten Betone im Vereine mit der größeren Festigkeit des harten Stahles mehr auszunützen trachtete. In dieser Beziehung wurden tatsächlich eine Reihe von Versuchen durchgeführt. Als älteste wären zu nennen die im Jahre 1918 veröffentlichten Versuche des österreichischen Eisenbetonausschusses in Wien, wobei allerdings noch kein hochwertiger Beton zur Anwendung gelangte. Sodann kamen nach der Einführung der hochwertigen Zemente die Versuche des deutschen Materialprüfungsverbandes in der Č. S. R. in Prag, bzw. seiner rührigen Bindemittelkommission im Jahre 1924, veröffentlicht von GESSNER-NOWAK 1925, weiters die Versuche von OTZEN, Hannover 1925, Versuche von SKALL, Leipzig 1925, Versuche von GESSNER, Prag 1926, die hauptsächlich die Frage des Verbundes und der Haftfestigkeit solcher Bauwerke beleuchten sollten, Versuche von OLSEN, München 1927/28, und endlich Versuche des sehr verehrten Herrn Referenten SALIGER im österreichischen Eisenbetonausschusse in Wien im Laufe des heurigen Jahres. Soeben erfahre ich, daß auch

beim deutschen Eisenbetonausschusse solche Versuche im Gange sind. Von diesbezüglichen Versuchen in Frankreich, Italien, Nordamerika und anderen Staaten ist mir nichts bekannt.

Während es bei den früheren Versuchen stets darauf ankam, die Anriß- und Bruchlast festzustellen, sind die letzten Versuchsreihen von OLSEN, SALIGER und jedenfalls auch des deutschen Eisenbetonausschusses schon bedeutend vollkommener ausgestaltet, vollkommener hauptsächlich deshalb, weil sie der so lange stiefmütterlich behandelten Betonzugfestigkeit wieder nähertreten, das heißt, in irgend einer Art eine Beziehung zwischen der für uns immer maßgebenden Betonwürfeldruckfestigkeit und der aus demselben Baustoff erzeugten Biegunzfestigkeit angeben.

Meine Herren! Es ist Ihnen ja allen bekannt, daß die Zugdehnung des Betons nur eine sehr kleine ist, daß daher bei Anwendung von vollausgenütztem, harten Stahl mit seiner größeren Dehnung die Gefahr einer zu frühen Zugrißbildung auftritt und dieser Umstand stellt dem Eisenbetonbau vorläufig in dieser Beziehung ein gewisses Hindernis entgegen in bezug auf die volle Ausnützung beider Baustoffe, beziehungsweise deren allseitigen Anwendung im Bauwesen. Um nun einen zugfesteren Beton herzustellen, bedarf es neben verschiedenen anderen Umständen vornehmlich eines viel zugfesteren Zementes als bisher. Und in dieser Beziehung sieht es bei den frühhochfesten Zementen verhältnismäßig schlechter aus wie bei den handelsüblichen. Nimmt man das Mittel der 28 tägigen Zementnormenproben bei Zug und Druck für unsere tschechoslowakischen Portlandzemente des letzten Jahres 1927, so erhält man eine Verhältniszahl zwischen Druck und Zug bei den Handelszementen von 13, bei den frühhochfesten von 15, also trotz größeren Druckes in letzterem Falle eine Abnahme von 15 % gegenüber gewöhnlichen Handelszementen. Aus dem ausgezeichneten Werke von OLSEN, München, errechnete ich auf S. 86 die entsprechenden Zahlen mit 12 und 13, also nur 8 % Abnahme gegenüber den gewöhnlichen Handelszementen, das heißt, die von OLSEN verwendeten frühhochfesten Zemente waren in dieser Beziehung besser wie unsere tschechoslowakischen. Und, meine Herren, diese Verhältniszahl zwischen Druck und Zug, auf die ich seit dem Bestehen der hochwertigen Zemente bei den maßgebenden Faktoren unserer Zementindustrie stets hinwies, bleibt für mich immer eine Art Gütemaßstab für den Zement und den daraus erzeugten Beton. Denn was nützt ein hochwertiger Beton mit weiß Gott wie hoher Druckzahl, wenn die Zugzahl nicht halbwegs mit in die Höhe geht.

Aus der für uns stets maßgebenden Betonwürfeldruckfestigkeit können wir nun bei hochwertigen Betonen annähernd die Biegunzfestigkeit ermitteln durch die Annahme, daß der Achsialzug derzeit  $\frac{1}{15}$  des Würfeldruckes, und der Biegunzug rund das zweifache des Achsialzuges ausmacht, gleichbedeutend mit einer Verhältniszahl von Würfeldfestigkeit zu Biegunzugfestigkeit = 7,5. SALIGER fand bei seinen letzten, dem Referate zugrunde liegenden Versuchen eine mittlere Verhältniszahl von 6,3 für Handelsportlandzement und 6,9 für frühhochfesten Zement. Doch möchte ich empfehlen für angenäherte Rechnungen aus Sicherheitsgründen nach dem derzeitigen Stande der Zementtechnik bei 7,5 zu bleiben. Je kleiner diese Gütezahl wird, desto besser wird der Beton für Tragwerke, die auf Biegun beansprucht sind. Von Interesse wäre es, welche Gütezahl OLSEN bei seinen großzügigen Versuchen diesbezüglich ermittelte, da ich in seinem Werke die Würfeldfestigkeit des Betons seiner Versuche nicht fand.

Würde ich daher unsere seinerzeitigen Prager Versuche hiernach ergänzen, nachdem wir seinerzeit leider keine Betonzugproben durchführten, so ergäbe sich bei den Versuchsbalken nach 28 Tagen eine Anrißlast von 1,07 *P*, für den Balken nach 42 Tagen eine solche von 1,18 *P*, wobei *P* die einfache Nutzlast für Spannungs-

verhältnisse von  $\frac{100}{2000}$  bedeutet. Nach unseren damaligen, obzwar mit der Lupe genau durchgeführten Beobachtungen ergaben sich die Anrisse bei 1,65  $P$ , das heißt, es muß eine Lockerung des Betongefüges auf der Zugseite, die auch dem verschärften Auge nicht sichtbar ist, schon viel früher eingetreten sein, ein Umstand, den auch SALIGER in seinem Berichte anführt. OLSEN findet bei seinem für ein Spannungsverhältnis von  $\frac{100}{2000}$  entworfenen Balken  $D$  eine Anrißlast von 0,88  $P$ , sie sehen daher gegen 1,07  $P$  keinen großen Unterschied. Und noch schlechter steht es mit unseren damaligen Decken, die nur eine Würfel Festigkeit des baumäßigen Betons von 225 kg/qcm besaßen, die daher eine Lockerung des Gefüges weit noch vor einfacher Nutzlast besessen haben mußten, da wir die ersten feinen Haarrisse bei einfacher Nutzlast feststellten. Aus dem Gesagten ist daher, meine Herren, zu entnehmen, daß die Anrißlasten bei so hoch gewählten Spannungsverhältnissen insbesondere bei Plattenbalkenbauwerken viel kleiner als 1 werden. Dies beweisen aber auch die niedrigen Anrißspannungen, wie sie SALIGER in seinem Berichte aus seinen Versuchen zusammengestellt hat.

Eine zweite Frage, die bei solchen mit hartem Stahl bewehrten Verbundkonstruktionen von größerer Bedeutung wird gegenüber gewöhnlichen Verbundkonstruktionen, ist die Frage der *Schwindspannungen*, worüber OLSEN in seinem vorerwähnten Werke uns ebenfalls sehr interessante Aufschlüsse gibt, und auf die ich zeitmangels nicht eingehen kann und diesbezüglich auf das ausgezeichnete Werk von HERZKA verweisen muß. Wenn wir daher schon an oder unter der Grenze der Rißsicherheit angelangt sind, wird diese Sicherheit durch die Schwindspannungen noch um ein Beträchtliches verringert.

Was die Frage der Störung des Verbundes und Überwindung der Haftfestigkeit anbelangt, die von SKALL stets befürchtet wird, hat GESSNER in Prag 1926 diese Frage gründlich durch Versuche studiert und fand tatsächlich die Zerstörung des Verbundes aber nur bei jenen plattenbalkenförmigen Probekörpern, die nur mit einem Rundstahl  $\varnothing$  16 mm bewehrt waren, daher wie sie leicht entnehmen können, dies eine schlechte Bewehrung vorstellt. Bei zwei oder drei Eiseneinlagen wäre auch dort keine Zerstörung durch die Lösung des Verbundes eingetreten. Bei allen unseren Deckenversuchen, wo einer guten Schub- und Verbundsicherung große Sorgfalt gewidmet wurde, konnte eine Zerstörung des Verbundes nirgends festgestellt werden.

Es gäbe nun noch eine Reihe anderer, aber untergeordneter Fragen, die zu diesem Problem gehören würden, worauf ich aber zeitmangels nicht eingehen kann. Nach dem bisher Gesagten kann ich daher sämtlichen Schlußfolgerungen des Herrn Referenten SALIGER zustimmen.

Professor SPANGENBERG, München:

Durch die Gütesteigerung des Zementes und des Stahles sind wir vor die Aufgabe gestellt, das Verhalten dieser hochwertigen Baustoffe in den Verbundkörpern, namentlich bei Beanspruchung auf Biegung, zu erforschen. Die ausgezeichneten Versuche von Professor SALIGER sind ein sehr wertvoller Beitrag zu dieser Frage. Meine anschließenden Bemerkungen beziehen sich auf die Rißsicherheit, die bei solchen Konstruktionen eine wichtige Rolle spielt. Ich benutze dabei eine Abbildung und eine Tabelle aus einer Doktorarbeit, die ein Schüler von mir, Herr OLSEN, auf meine Anregung hin verfaßt hat und die jetzt unter dem Titel: „Die wirtschaftliche und konstruktive Bedeutung erhöhter zulässiger Beanspruchungen für den Eisenbetonbau“ erschienen ist.

Bekanntlich ist die Biegezugspannung  $\sigma_{bz}$ , berechnet nach Stadium I, ein guter Maßstab für die Rißsicherheit. Wird ein einfach bewehrter Rechtecksquerschnitt

eines gebogenen Balkens für bestimmte zulässige Beanspruchungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  nach Stadium II dimensioniert, so ist damit zwangsläufig auch der Wert  $\sigma_{bz}$  nach Stadium I festgelegt, wenn nur die Nutzhöhe  $h$  in ein bestimmtes Verhältnis zur Gesamthöhe  $d$ , also z. B.  $h = 0,9 d$ , gesetzt wird. In der Abb. 13 sind die Werte  $\sigma_b$  nach Stadium II als Abszissen, die Werte  $\sigma_{bz}$  nach Stadium I in doppeltem Maßstabe als Ordinaten aufgetragen. Für verschiedene Werte  $\sigma_e$  zwischen 1000 und 2000 kg/qcm sind die Kurven errechnet und eingezeichnet, welche für die betreffende Eisenspannung  $\sigma_e$  die Abhängigkeit zwischen  $\sigma_b$  und  $\sigma_{bz}$  zeigen.

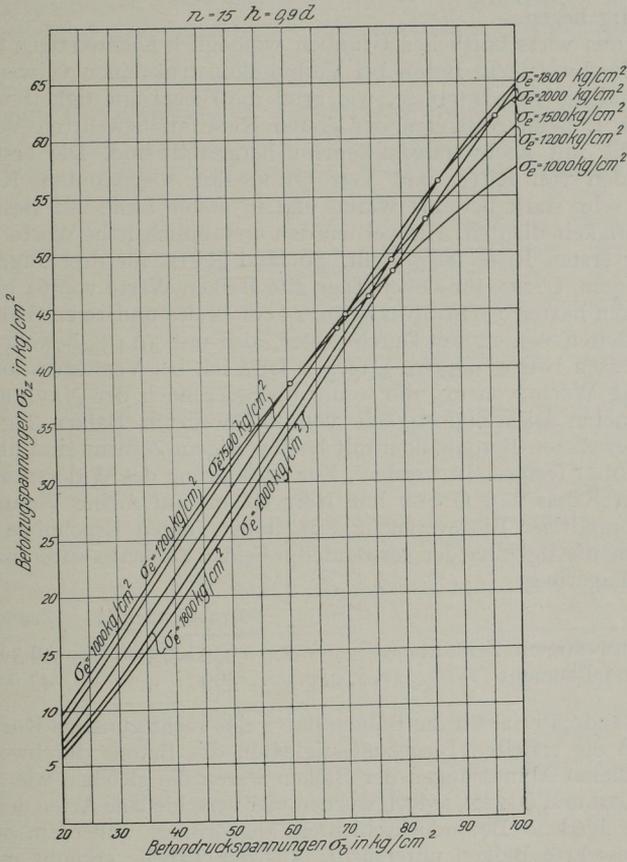


Abb. 13

Man erkennt aus dieser Darstellung, daß eine Erhöhung von  $\sigma_b$  bei gleichbleibendem  $\sigma_e$  eine sehr starke Steigerung von  $\sigma_{bz}$  bewirkt; z. B. steigt bei  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$  der Wert  $\sigma_{bz}$  von 24 auf 45 kg/qcm, wenn man  $\sigma_b$  von 40 auf 70 kg/qcm erhöht. Diesen Zusammenhang habe ich bereits vor zwei Jahren auf dem Internationalen Brückenbaukongreß in Zürich dargelegt und zur Begründung der Forderung benutzt, daß der Zugfestigkeit der hochwertigen Zemente besondere Beachtung zu schenken sei.

Im Gegensatz hierzu ersieht man weiter aus der Abbildung, daß eine Änderung von  $\sigma_e$  bei gleichbleibendem  $\sigma_b$  nur von geringem Einfluß auf  $\sigma_{bz}$  ist. Die sämtlichen

Kurven für die verschiedenen Eisenspannungen von 1000 bis 2000 kg/qcm fallen sehr nahe zusammen und es liegen z. B. bei  $\sigma_b = 70$  kg/qcm für alle Werte von  $\sigma_e$  die Spannungen  $\sigma_{bz}$  zwischen 42 und 45 kg/qcm. Bei den kleineren Werten von  $\sigma_b$  vermindert die Erhöhung von  $\sigma_e$  sogar den Wert  $\sigma_{bz}$  und erst bei größeren  $\sigma_b$ -Werten kehrt sich die Auswirkung um. Eine Erklärung für diesen eigentümlichen Zusammenhang findet sich in der Doktorarbeit von OLSEN. Zweifellos ist aber die Erhöhung der zulässigen Eisenspannung von viel geringerem Einfluß auf die Rißgefahr als die Steigerung der zulässigen Betondruckspannung, sodaß in dieser Hinsicht die Verhältnisse für die Ausnutzung des hochwertigen Stahles in den Verbundkonstruktionen nicht ungünstig liegen.

Da man aus wirtschaftlichen Gründen womöglich hochwertigen Stahl in Verbindung mit hochwertigem Beton bei Verbundkonstruktionen verwenden wird, so ist die Feststellung von Interesse, wie groß die Biegezugfestigkeit  $\sigma_{bz}$ , berechnet nach Stadium I, beim Auftreten der ersten Risse an bewehrten Versuchsbalken sich ergibt, die mit hochwertigem Zement hergestellt sind. Die ersten Versuche hierüber wurden von RÜTH und von OTZEN an sogenannten Kontrollbalken gemacht, die sehr stark bewehrt waren und in erster Linie zur Bestimmung der Biegedruckfestigkeit dienten. Hierbei wurden erstaunlich hohe Werte von  $\sigma_{bz}$  beim Auftreten der ersten Risse festgestellt. So fand RÜTH für drei Tage alte Balken  $\sigma_{bz} = 93,5$  kg/qcm, OTZEN für sieben Tage alte Balken Werte von 64 bis 75 kg/qcm. Die Probekonstruktionen hatten 1,0 m Stützweite, 15 cm Breite und 12 cm Höhe; sie waren mit fünf Rundeisen von 12 mm Durchmesser, also mit 3,14% bewehrt, die Betonüberdeckung der Eisen betrug 0,5 cm. Dagegen fand ich bei Versuchen an Balken mit 1% Bewehrung Werte von  $\sigma_{bz}$ , die wenig über der nach der NAVIERSchen Biegeformel errechneten Biegezugfestigkeit von unbewehrten Balken lagen. Ähnliche Werte an unbewehrten Betonbalken mit hochwertigem Zement sind übrigens schon früher von PROBST festgestellt worden<sup>1</sup>. Zur Aufklärung des Widerspruches mit den Versuchen von RÜTH und OTZEN hat Herr OLSEN auf meine Veranlassung eine Reihe sehr sorgfältiger Biegeversuche ausgeführt, deren Ergebnisse die Tafel 8 zeigt. Die Normenfestigkeiten der verwendeten beiden Zemente waren nach 28 Tagen kombinierter Lagerung:

	Druckfestigkeit	Zugfestigkeit
Bei hochwertigem Zement.....	659 kg/qcm	49,3 kg/qcm
Bei Handelszement.....	469 „	47,9 „

Das Kiessandmaterial für die Balken hatte eine recht günstige Kornzusammensetzung, sodaß die erzielten Biegezugfestigkeiten des Betons durchweg sehr hohe waren. Die äußeren Abmessungen der Balken waren die gleichen wie bei den Versuchen von RÜTH und OTZEN, jedoch wurden vier verschiedene Arten der Bewehrung und zwei verschiedene Betondeckschichten angeordnet, außerdem wurden zum Vergleich unbewehrte Balken untersucht. Aus der Tabelle erkennt man, daß die Werte von  $\sigma_{bz}$  bei hochwertigem Zement durchweg etwas höher sind, als bei Handelszement. Ferner ergibt sich die interessante Feststellung, daß  $\sigma_{bz}$  gegenüber den unbewehrten Balken mit zunehmender Bewehrung und mit weitergehender Aufteilung der Eisen erheblich steigt, sowie daß sich  $\sigma_{bz}$  auch mit abnehmender Betonüberdeckung der Eisen erhöht. Den höchsten Wert von  $\sigma_{bz} = 96,6$  kg/qcm haben die Balken aus hochwertigem Zement mit 3,14% Bewehrung und 0,5 cm Überdeckung ergeben. Diese Balken entsprechen in ihrer Konstruktion den Versuchsbalken von RÜTH und OTZEN, sodaß die von diesen beiden Forschern festgestellten hohen Werte  $\sigma_{bz}$  wohl in der Hauptsache durch die Bauart ihrer Balken zu erklären sind. Die Versuche

<sup>1</sup> Vgl. PROBST, Hochwertige Zemente, „Der Bauingenieur“ 1926, Heft 17 u. 18.

von OLSEN zeigen aber in Übereinstimmung mit den bereits vorher von mir gemachten Versuchen, daß für Bewehrungen und Eisenüberdeckungen, welche den praktischen Ausführungen entsprechen, die Werte  $\sigma_{bz}$  beim Auftreten der ersten Risse auch mit hochwertigem Zement nur wenig über den Werten der nach der NAVIERSchen Biegeformel errechneten Biegezugfestigkeit von unbewehrten Balken liegen. Es ist daher davor zu warnen, stark bewehrte Probekbalken, insbesondere die sogenannten Kontrollbalken, zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit zu benutzen. Vielmehr wird man die Biegezugfestigkeit des Betons am zuverlässigsten an unbewehrten oder an schwachbewehrten Balken ermitteln, bei denen die Anordnung der Bewehrung und die Betonüberdeckung den Verhältnissen der praktischen Ausführungen entspricht.

Tafel 8

Einfluß der Bewehrung und der Betondeckschicht auf  $\sigma_{bz}$

Alter der Versuchsbalken..... 45 Tage

Querschnitt der Versuchsbalken.  $h = 12$  cm;  $b = 15$  cm

Zementmenge ..... 300 kgZ/cbm

$n = 15$

Konsistenz:  $D = rd \cdot 50$  cm

Bezeichnung des Zementes	Beton-deckschicht cm	Bewehrung								Unbewehrt	
		5 $\phi$ 12 mm		3 $\phi$ 12 mm		5 $\phi$ 8 mm		3 $\phi$ 8 mm			
		$\mu = 3,14$ v.H.		$\mu = 1,88$ v.H.		$\mu = 1,40$ v.H.		$\mu = 0,84$ v.H.			
		$\sigma_{bz}$ [kg/qcm]									
		Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert
Hochwertiger Zement	0,5	92,5		76,5		85,5		62,2			
		101,8	96,6	76,5	77,8	76,2	79,3	62,2	63,9	61,2	
		95,5		80,4		76,2		67,2			
	1,0	86,4		70,2		72,2		55,2			
		90,0	88,2	66,0	67,4	72,2	74,7	65,5	60,4	61,2	
		88,2		66,0		79,8		60,4			
Handelszement	0,5	76,8		80,5		62,3		47,0			
		83,4	80,2	64,6	72,5	67,0	66,9	57,2	53,8	50,6	
		80,3		72,5		71,5		57,2			
	1,0	65,2		57,5		52,2		44,6			
		76,0	71,2	70,2	64,6	67,2	62,2	49,6	49,7	43,7	
		72,5		66,0		67,2		55,0			

Professor Dr.-Ing. W. GEHLER, Dresden:

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat seit einer Reihe von Jahren ebenfalls Versuche mit stahlbewehrten Platten und Plattenbalken in den Materialprüfungsämtern Berlin und Dresden durchgeführt. In den deutschen Eisenbeton-Bestimmungen von 1925 befindet sich im Teil A bei § 19, Ziffer 4 die Fußnote: „Da die eingeleiteten Versuche mit hochwertigem Zement in Verbindung mit Stahl noch nicht abgeschlossen sind, bleibt die Anwendung der in Ziffer 5 genannten Spannungen in Hochbauten (z. B.  $\sigma_e = 1500$  kg/qcm) zunächst nur auf Platten beschränkt.“ Die Versuchskörper wurden daher für die Betondruckspannung  $\sigma_b = 40$  kg/qcm und für die Eisenspannung  $\sigma_e = 1200$  bzw.  $1500$  bzw.  $1800$  kg/qcm dimensioniert und zwar in der einen Reihe in Verbindung mit St. 37 unter Verwen-

dung von normalem Portlandzement, in der anderen Reihe in Verbindung mit St. 37 und St. 48 unter Verwendung von hochwertigem Portlandzement.

Im Gegensatz zu den Wiener Versuchen wurden die Dehnungen der Eisen und die Betondruckspannungen unmittelbar gemessen. Unsere Ergebnisse stimmen mit denen von Herrn SALIGER grundsätzlich überein. Trotz der verschiedenen Güte des verwendeten Bewehrungsstahles treten die ersten Risse in der Betonzugzone nahezu bei der gleichen rechnerischen Eisenspannung auf, sodaß in Übereinstimmung mit den Versuchen von Herrn SALIGER der hochwertige Baustahl hinsichtlich der Rißlasten keinen Vorteil bringt. Diese ersten Risse wurden aber in Dresden weit früher beobachtet als bei den Wiener Versuchen, nämlich bei einer aus der Rißlast rechnerisch für das Stadium II ermittelten Eisenspannung von rund 300 bis 400 kg/qcm, während bei den Wiener Versuchen, (nach Tafel 6) 800 bis 1080 kg/qcm gefunden wurde. Die Dehnungsmessungen ergeben die gleichen Werte wie die übliche Rechnung, wenn für das Elastizitätsmaß des Betons der aus den Feinmessungen an besonderen Probekörpern ermittelte Wert  $E = 263\,000$  kg/qcm, also die Zahl  $n = 8$  (anstatt  $n = 15$ ) eingesetzt wird.

Auch bei unseren Versuchen ergab sich in Übereinstimmung mit den Wiener Versuchen, daß für die Tragkraft, soweit diese vom Zugwiderstand der Stahlbewehrung abhängt, bei hochwertigem Stahl die Streckgrenze in derselben Weise maßgebend ist, wie bei St. 37. Nur sind die Ansprüche an den Verbund naturgemäß um so größer, je höher die zulässigen Eisenspannungen angenommen werden. Durch Erhöhung der Betonfestigkeit wird unter sonst gleichen Umständen die Verbundwirkung verbessert. Unter der Voraussetzung, daß die größeren Ansprüche an Schubwiderstand und Verbund berücksichtigt werden, dürfen daher die zulässigen Beanspruchungen bei hochwertigem Baustahl im Vergleiche zu St. 37 im Verhältnis der Streckgrenzen erhöht werden. Als Nachteil bleibt nur der Umstand, daß die Risse in der Betonzugzone bei der gleichen Eisenspannung auftreten, also für hochwertigen Baustahl etwa bei  $\frac{1}{5}$  der Nutzlast anstatt bei  $\frac{1}{4}$  der Nutzlast für St. 37. Durch diese frühere Ausschaltung der Betonzugzone bei den Balken mit hochwertigem Baustahl ist der Erhöhung der zulässigen Eisenspannung bei Verwendung von hochwertigem Baustahl leider eine enge Grenze gezogen.

Dr.-Ing. H. OLSEN, München:

Herr Professor SPANGENBERG hat Ihnen vorhin eine Abbildung aus meinem Buche<sup>1</sup> gezeigt, in der in Form von Schaulinien der Zusammenhang zwischen den bei bieguingsbeanspruchten Rechtecksquerschnitten auftretenden Randspannungen  $\sigma_b/\sigma_e$  (kg/qcm) nach Zustand II und den zugehörigen Betonzugspannungen  $\sigma_{bz}$  (kg/qcm) nach Zustand I dargestellt ist. Dabei hat Sie Herr Professor SPANGENBERG u. a. auf ein bemerkenswertes Ergebnis meiner Untersuchungen aufmerksam gemacht, daß nämlich bei gleichbleibender geringerer Betondruckspannung und zunehmenden Eisenzugspannungen die Werte  $\sigma_{bz}$  geringer, bei gleichbleibender höherer Betondruckspannung — etwa von  $\sigma_b = 80$  kg/qcm an — und zunehmenden Eisenzugspannungen die Werte  $\sigma_{bz}$  jedoch größer werden. Ich möchte bei dieser Gelegenheit darauf hinweisen, daß ich mich bei meinen Untersuchungen nicht damit begnügt habe, lediglich die rechnerischen Zusammenhänge zwischen veränderlichen Spannungsverhältnissen  $\sigma_b/\sigma_e$  und den jeweils zugehörigen Werten  $\sigma_{bz}$  zu ermitteln, sondern die gefundenen Ergebnisse auch an Hand von Versuchen nachgeprüft habe.

Die Versuche wurden mit Eisenbetonbalken von 70 cm Länge und 15 cm Breite

<sup>1</sup> Die wirtschaftliche und konstruktive Bedeutung erhöhter zulässiger Beanspruchungen für den Eisenbetonbau. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1928.

durchgeführt, wobei das Mischungsverhältnis 300 kg Zement je cbm fertigen Beton betrug. Die Querschnittshöhen und Eiseneinlagen der Balken waren so gewählt, daß bei Beanspruchung derselben auf Biegung durch eine in Feldmitte aufgebrachte Einzellast  $P$  bei 65 cm Spannweite bestimmte Randspannungen  $\sigma_b/\sigma_e$  entstanden. Durchgeführt wurden Versuchsreihen, die aus je drei Balken bestanden.

Bei den Balken der ersten Versuchsreihe entstanden durch die Einzellast  $P_1 = 745$  kg die Randspannungen  $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200$  kg/qcm, bei den Balken der zweiten Versuchsreihe mit der gleichen Einzellast die Randspannungen  $\sigma_b/\sigma_e = 40/2000$  kg/qcm. Die erste Reihe ergab bei einem Alter der Balken von 45 Tagen als Mittelwert eine Rißlast von  $2,28 P_1$ , die zweite Reihe eine solche von  $2,58 P_1$ . Demnach zeigten die Balken der zweiten Reihe einen größeren Widerstand gegen Rißbildung in der Zugzone als die der ersten Reihe. Bei der dritten und vierten Versuchsreihe betrug die in Feldmitte aufgebrachte Einzellast  $P_2 = 3160$  kg, wobei die Balken der dritten Reihe mit  $\sigma_b/\sigma_e = 100/1200$  kg/qcm, die der vierten Reihe mit  $\sigma_b/\sigma_e = 100/2000$  kg/qcm beansprucht waren. Die Rißlast betrug bei der dritten Reihe  $1,08 P_2$ , bei der vierten Reihe  $0,88 P_2$ . Die Balken der dritten Versuchsreihe zeigten also einen größeren Widerstand gegen Rißbildung als jene der vierten Reihe.

Die Versuche haben somit die vorerwähnten rechnerischen Ergebnisse voll bestätigt, daß nämlich bei Eisenbetonkonstruktionen, die mit hohen Betondruckspannungen bemessen werden, nur dann eine Erhöhung der Eisenzugspannung vorgenommen werden darf, wenn der Beton eine entsprechende höhere Zugfestigkeit hat.

Die hier angeführten Versuche sind ebenso wie die vorhin von Herrn Professor SPANGENBERG erwähnten unter meiner Leitung im Bautechnischen Laboratorium der Mittleren Isar A. G. in München durchgeführt worden. Die näheren Versuchangaben sind in meinem vorerwähnten Buche, S. 86, enthalten.