

# DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON

---

---

## Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwellender Belastung

von

o. Prof. Dr.-Ing. Gallus Rehm  
Dipl.-Ing. Rolf Eligehausen

Universität Stuttgart

## Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten

von

o. Prof. Dr.-Ing. Gallus Rehm  
Dipl.-Ing. Rüdiger Tewes  
Dipl.-Ing. Rolf Eligehausen

Universität Stuttgart  
(Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen)

Berlin 1977

VERTRIEB DURCH VERLAG WILHELM ERNST & SOHN KG  
BERLIN – MÜNCHEN – DÜSSELDORF

Druck: Westkreuz-Druckerei Berlin/Bonn · 1000 Berlin 49

ISBN 3 433 008 14 0 (Bestell-Nr.)

# Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwellender Belastung

von

o. Prof. Dr.-Ing. Gallus Rehm  
Dipl.-Ing. Rolf Eligehausen

Universität Stuttgart

## Inhaltsverzeichnis

	Seite
Vorwort	5
Zusammenfassung	5
1. Aufgabenstellung und Überblick über die Versuche	6
2. Ausbildung der Probekörper	6
3. Baustoffe und Herstellung	8
4. Belastungsanordnung und Meßeinrichtung	9
5. Versuchsdurchführung	11
6. Versuchsergebnisse	11
6.1. Allgemeines	11
6.2. Verhalten der Probekörper außerhalb des Stoßbereichs	13
6.2.1. Verhalten während schwellender Belastung	13
6.2.2. Verhalten nach schwellender Belastung	15
6.2.3. Vergleich des Tragverhaltens während Dauerbelastung bzw. Lastwechsel	16
6.3. Verhalten der Übergreifungsstöße	17
6.3.1. Rißverhalten	17
6.3.1.1. Biegerisse	17
6.3.1.2. Sprengrisse	19
6.3.2. Betonverformungen	21
6.3.3. Stahldehnungen	21
6.3.4. Querdehnungen	23
6.3.5. Bruchverhalten	24
7. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	34
8. Folgerungen für die Bemessung von Übergreifungsstößen	35
8.1. Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden	35
8.1.1. Verhalten im Gebrauchszustand	35
8.1.2. Verhalten im Bruchzustand	36
8.1.3. Querbewehrung im Stoßbereich	36
8.1.4. Bemessungsregeln	37
8.2. Übergreifungsstöße mit Haken oder Winkelhaken	37
Literaturverzeichnis	38
Einzelanlagen zum Versuch S 2.4.	40

## V o r w o r t

Die nachfolgend beschriebenen Versuche zum Problem der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter nicht ruhender Belastung wurden in den Jahren 1970 bis 1973 am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt, an dem die Verfasser damals tätig waren. Finanziert wurden sie vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton.

Bei der Planung der Versuche wirkte ein Betreuungsausschuss mit, dem die Herren Dr.-Ing. Bay, Firma Wayss & Freytag, Frankfurt, Dr.-Ing. Dimel, Firma Bilfinger & Berger, Wiesbaden, Dr.-Ing. Jäniche, Firma Fr. Krupp Hüttenwerke, Bochum, Dipl.-Ing. Kirchknopf, Firma Held & Franke, München, Prof. Dr.-Ing. Kupfer, Technische Universität München und Dr.-Ing. Stiller, Deutscher Betonverein, Wiesbaden, angehörten. Allen genannten Herren danken wir für die wertvollen Anregungen und die geleistete Hilfe.

G. Rehm

R. Eligehausen

## S y n o p s i s

Es wird über vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton finanzierte Versuche an Balken und Platten mit durch Übergreifung in einem Schnitt gestoßener Bewehrung berichtet. Diese sollten zur Ermittlung der Verbundspannungen und des zulässigen Anteils der gestoßenen Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung in einem Schnitt für Rippenstäbe aus BSt 42/50 R bei nicht ruhender Belastung dienen. Die Versuche werden beschrieben und die Ergebnisse ausführlich erläutert. Es zeigte sich, daß die in DIN 1045 vorgesehene Abminderung der zulässigen Verbundspannungen bei nicht ruhender Belastung nicht erforderlich ist. Die Norm wurde zwischenzeitlich entsprechend ergänzt. Weiterhin können bei einlagiger Bewehrung auch bei dicken Stäben ( $d_e \leq 28 \text{ mm}$ ) Vollstöße

mit den in DIN 1045 geforderten Übergreifungslängen ausgeführt werden; für dünne Stäbe ( $d_e \leq 14 \text{ mm}$ ) sind kürzere

Übergreifungslängen möglich. Die in DIN 1045 enthaltene günstige Beurteilung von Stößen, die um die halbe Übergreifungslänge gegeneinander versetzt sind, gegenüber Vollstößen ist bei konstanter Balkenbreite allerdings nicht berechtigt. Weiterhin ist es erforderlich, die in DIN 1045 angegebenen Hakenabzugswerte deutlich zu reduzieren. Außerdem erscheint es notwendig, die Ausbildung der Querbewehrung insbesondere bei  $> 50\%$ -Stößen dicker Stäbe in engen Abständen strenger als bisher zu regeln.

## R é s u m é

Un rapport est donné sur des essais financés par le Deutscher Ausschuss für Stahlbeton sur poutres et plaques en béton armé avec des barres joints par recouvrement, ayant pour but de constater les contraintes d'adhérence admissibles et la quantité admissible de barres crénelées BSt 42/50 R à joindre par recouvrement dans une section sous charges répétées. Les essais sont décrits et les résultats interprétés en détail. Il s'ensuit, que la réduction des contraintes d'adhérence admissibles sous charges répétées prescrite par DIN 1045, n'est pas nécessaire. On a entre temps

modifié cette règle en ce point. En plus, il est possible de joindre une couche de barres de grands diamètres ( $d_e \leq 28 \text{ mm}$ ) dans une section avec les longueurs de recouvrement données par DIN 1045; pour des barres minces ( $d_e \leq 14 \text{ mm}$ ) des joints de recouvrement plus courts sont possibles, le règlement favorable de DIN 1045 pour des joints distants d'une demie longueur de recouvrement dans des poutres de largeur constante n'est pas justifié. En outre, il est nécessaire d'augmenter les longueurs de recouvrement données par DIN 1045 pour des barres avec crochets. En plus, il paraît être nécessaire de régler plus strictement la disposition des armatures transversales, en particulier pour des joints de barres épaisses peu écartées, où plus de 50% des barres sont jointes.

## S u m m a r y

A report is given about tests financed by the Deutscher Ausschuss für Stahlbeton on beams and slabs with lap splices of the reinforcement by which the permissible bond stresses and the permissible portion of spliced bars of the total section of a reinforcement should be determined for ribbed bars BSt 42/50 R at cycling load. The tests were described and the results interpreted in detail. It is shown that the reduction of the permissible bond stresses at cycling load demanded by DIN 1045 is not necessary. In the mean time the code was changed in this sense. Furthermore it is possible to execute even with thick bars ( $d_e \leq 28 \text{ mm}$ ) 100%-splices in one layer with the overlapping length demanded by DIN 1045; for thin bars ( $d_e \leq 14 \text{ mm}$ ) shorter overlapping lengths are possible. According to DIN 1045 splices staggered by half of the overlapping length in comparison to 100%-splices are more favorable. This is not justified for beams with a constant width. Furthermore it is necessary to reduce considerably the reduction values for hooks given by DIN 1045. Besides of that, it seems to be necessary to regulate more firmly than until now the necessary transverse reinforcement especially for  $> 50\%$ -splices of thick bars situated close to each other.

## 1. Aufgabenstellung und Überblick über die Versuche

Nach dem 1968 erschienenen Gelbdruck zur DIN 1045 waren in Bauteilen unter nicht ruhender Belastung Vollstöße der Bewehrung durch Übergreifung nicht gestattet, da das Tragverhalten dieser Stöße versuchsmäßig nicht erprobt war. In vielen Fällen ist jedoch ein Vollstoß der Bewehrung auch bei dieser Belastungsart aus konstruktiven Gründen erwünscht. Daher sollte durch ein vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton finanziertes Versuchsprogramm geklärt werden, unter welchen Bedingungen Vollstöße von Rippenstäben durch Übergreifung unter nicht ruhender Belastung möglich sind.

Das Versuchsprogramm wurde so aufgestellt, daß mit relativ wenigen Versuchen eine ausreichend sichere Aussage über die erforderliche Übergreifungslänge erwartet werden konnte. Daher wurden im wesentlichen Versuche mit den im Entwurf der Norm vorgesehenen Grenzfällen des Abstandes der Stöße in Querrichtung durchgeführt, wobei zunächst jeweils die in den Vorschriften für ruhende Belastung vorgesehene Übergreifungslänge gewählt wurde.

Die Versuche wurden mit platten- oder balkenartigen Körpern durchgeführt. Die Breite der Probekörper wurde entsprechend dem Abstand und der Dicke der Längsstäbe gewählt. Die statische Nutzhöhe wurde so festgelegt, daß bei ausreichender Tragfähigkeit des Stoßes ein Biegebruch infolge Versagen des Stahles zu erwarten war. Die in der Regel aus 5 Stäben bestehende Bewehrung bestand aus handelsüblichem Rippenstahl.

Die insgesamt 20 Versuche des Programms können in 2 Reihen unterteilt werden (siehe Tabelle 1).

Die Längsbewehrung bestand im ersten, 11 Versuche umfassenden Versuchsabschnitt (Reihe S 1) aus 14 mm - Stäben und in der Serie S 2 aus Stäben mit  $d_e = 26-28$  mm.

Sie war in der Regel in einem Schnitt durch Übergreifung mit geraden Stabenden im Bereich des konstanten Momentes gestoßen (siehe Bild 1). Bei S 1.9 wurde je 1 Stoß im Bereich der veränderlichen Momente angeordnet. S 1.11 und S 1.12 dienten zur Untersuchung des Einflusses von Winkelhaken an den Stabenden. Bei S 2, 5 und S 2, 8 wurden die Einzelstöße jeweils um die 0,5-fache Übergreifungslänge gegeneinander versetzt. Die zu sto-

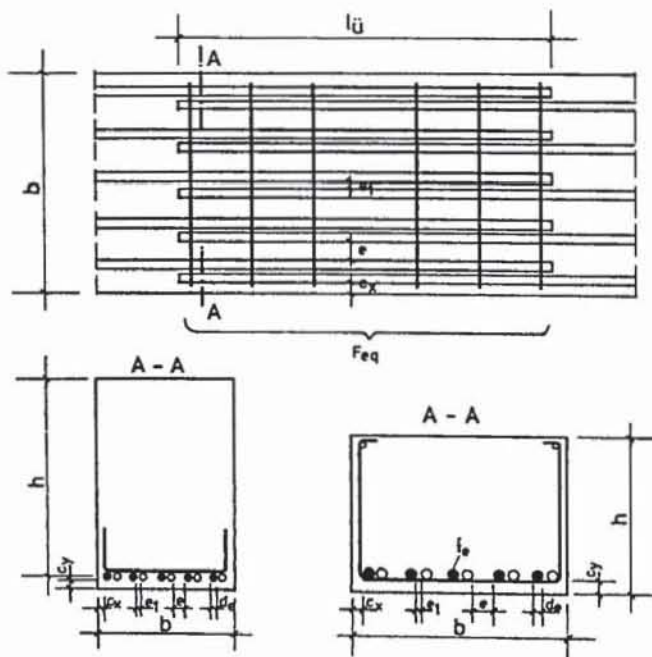


Bild 1 : Prinzipielle Ausbildung der Stöße

benden Stäbe lagen mit Ausnahme von S 2, 6 dicht nebeneinander. Die Versuchskörper S 2, 7 und S 2, 8, die 21 Monate einer Dauerbelastung etwa in Höhe der 1,1-fachen Gebrauchslast ausgesetzt waren, dienten zum Studium des Einflusses einer Dauerlast im Vergleich zu einer Ermüdungsbelastung auf das Tragverhalten der Probekörper.

Der Abstand der Querbewehrung war bei den Körpern S 1, 1 bis S 1, 8 konstant, die Zahl der Querstäbe im Stoßbereich nahm daher mit zunehmender Übergreifungslänge zu. Bei den restlichen Versuchskörpern entsprach die Querbewehrung den Anforderungen der DIN 1045 [2], d. h. es waren 3 Stäbe mit  $d_{eq} \sim 0,4 d_e$  an jedem Stoßende vorhanden. Die Querbewehrung umschloß bei den Versuchen mit 26 mm-Stäben die Längsbewehrung, während sie bei den Versuchen der Reihe 1 mit Ausnahme von S 1, 5 innen angeordnet war.

Variiert wurden bei beiden Versuchsreihen die Übergreifungslänge  $l_u$  ( $l_u = 1,18 - 2,47 a_o$ ), der lichte seitliche Stoßabstand ( $e \sim 2 d_e$  und  $e \sim 10 d_e$ ) sowie die Betonfestigkeit (Bn 250 und Bn 500).

## 2. Ausbildung der Probekörper

Die wesentlichen Kenndaten aller 20 geprüften Körper sind in Tabelle 1 zusammengestellt. In Bild 1 ist die prinzipielle Stoßausbildung dargestellt, und es sind die verwendeten Bezeichnungen erläutert. Bild 2 zeigt die detaillierte Ausbildung aller Stöße.

Durch die Versuchskörper der Reihe S 1 ( $d_e = 14$  mm) sollten die in Platten vorliegenden Verhältnisse in etwa nachgeahmt werden. Während bei S 1, 1 die Bewehrung

Bezeichnung	Skizze der Stoßausbildung	Bezeichnung	Skizze der Stoßausbildung
S 1.1	kein Stoß	S 2.1.	
S 1.2		S 2.2	
S 1.3		S 2.3	
S 1.4		S 2.4	
S 1.5		S 2.5	
S 1.6		S 2.6	wie S 2.2
S 1.7		S 2.7	wie S 2.1
S 1.8		S 2.8	wie S 2.5
S 1.9		S 2.9	
S 1.11			
S 1.12			

Bild 2 :  
Ausbildung der Übergreifungsstöße

Tabelle 1:

Abmessungen und Bewehrung der Probekörper

Bezeichnung	Körperabmessungen				Belastungsanordnung		Längsbewehrung			Querbewehrung im Stößbereich			Stoßausbildung						Lage der Stoßmitte	Betonfestigkeit $\beta_w$ bei Versuchsbeginn	Bemerkung								
	b	d	$h_c$	L	$z_{ü,8}$	$z$	$\alpha$	$z/h_c$	Anzahl der Stäbe	$d_e$	$F_e$	$\mu$	Art	$d_e$	Abstand	Lage	$F_e \sigma / F_{eL}$	Übergreifungslänge $z_{ü}$				$k = \frac{z_{ü} + \alpha_0}{\alpha_0}$	lichter Abstand der gestoßenen Stäbe $e_1/d_e$	lichter Stoßabstand $e/d_e$	Randabstand $c_x$	lichter Betonanteil pro Stoß $e'/d_e$			
																											cm	cm	cm
S 1.1	100	15	12,8	450	1,5	430	12,5	33,6	5	14	766	0,60	BSt 42/50 RK	6	20	innen	0,99	102	2,32	2	12,3	8,6	12,3	—	—	—	—	270	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.2	100	15	12,8	450	1,5	430	12,5	33,6	5	14	765	0,60	BSt 42/50 RK	6	20	innen	0,66	61	1,22	2	2	8,6	12,3	12,3	—	—	—	279	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.3	100	15	12,8	450	1,5	430	12,5	33,6	5	14	797	0,57	BSt 42/50 RK	6	20	innen	0,98	61	1,22	2	2	8,6	12,3	12,3	—	—	—	221	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.4	33	30	47,5	450	1,8	430	12,5	15,6	5	14	797	0,57	BSt 42/50 RK	8	18	außen	1,63	82	1,69	~0	4	2,9	2,9	2,7	—	—	—	222	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.5	50	30	27,5	450	1,8	430	12,5	15,6	5	14	769	0,50	BSt 42/50 RK	8	18	außen	1,63	82	1,69	~0	4	2,9	2,9	2,7	—	—	—	234	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.6	33	30	47,5	450	1,8	430	12,5	15,6	5	14	769	0,50	BSt 42/50 RK	8	18	außen	1,63	82	1,69	~0	4	2,9	2,9	2,7	—	—	—	214	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.7	33	30	47,5	450	1,8	430	12,5	15,6	5	14	769	0,50	BSt 42/50 RK	8	18	außen	1,63	82	1,69	~0	4	2,9	2,9	2,7	—	—	—	622	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.8	30	50	47,5	450	1,8	430	12,5	9,1	5	14	766	0,54	BSt 42/50 RK	8	18	innen	0,98	57	2,24	2	2	1,4	1,4	2,3	—	—	—	523	Bewehrung nicht gestoßen
S 1.9	33	50	47,5	550	1,8	530	12,5	11,2	5	26	751	0,48	BSt 42/50 RK	8	10	innen	2,29	82/66	1,94	0	2	2,9	2,9	2,7	—	—	—	297	zwei Stöße
S 1.11	33	50	47,5	442	1,8	430	12,5	9,1	5	26	737	0,47	BSt 42/50 RK	8	5	innen	1,63	210	1,62	0	2	2,9	2,9	2,7	—	—	—	494	Stoß mit Winkelhaken
S 1.12	33	25	22,5	241	1,8	225	4,5	10,0	5	26	745	1,06	BSt 42/50 RK	8	5,6	innen	1,96	32,0	1,90	0	2	2,9	2,9	2,7	—	—	—	465	Stoß mit Winkelhaken
S 2.1	52	38	34,0	470	2,7	450	12,0	13,2	5	26	2670	1,51	BSt 42/50 RK	12	15/30	außen	1,28	97	1,75	0	2	2,6	2,6	2,0	—	—	—	552	Bewehrung nicht gestoßen
S 2.2	12-48	15	11,2	380	2,5	360	8,5	32,1	4	28	2155	1,54	BSt 42/50 RK	10	15	außen	0,89	83	1,40	0	2	2,6	2,6	2,0	—	—	—	454	Bewehrung nicht gestoßen
S 2.3	56	40,5	36,3	500	2,8	480	12,0	13,2	5	28	3175	1,56	BSt 42/50 RK	12	16	außen	1,10	87	1,18	0	2	2,8	2,8	2,0	—	—	—	412	Bewehrung nicht gestoßen
S 2.4	52	38	34,0	478	2,7	450	12,0	13,2	5	28	2672	1,51	BSt 42/50 RK	10	15/26	außen	1,02	714	2,47	0	2	2,6	2,6	2,0	—	—	—	646	Bewehrung nicht gestoßen
S 2.5	52	38	34,0	500	2,6	480	12,0	14,1	4	28	2668	1,50	BSt 42/50 RK	10	15	außen	1,04	87	1,72	0	2	2,6	2,6	2,0	—	—	—	537	Bewehrung nicht gestoßen
S 2.6	166,4	15	11,2	380	2,5	360	8,5	32,1	4	28	2744	1,15	BSt 42/50 RK	10	15	außen	0,89	83	3,58	4	2	2,6	2,6	2,0	—	—	—	544	Bewehrung nicht gestoßen
S 2.7	52	38	34,0	500	2,7	480	12,0	14,1	5	28	2644	1,50	BSt 42/50 RK	10	15	außen	1,28	97	1,70	0	2	2,6	2,6	2,0	—	—	—	527 (580,2)	Dauerbelastung
S 2.8	52	38	34,0	500	2,6	480	12,0	14,1	5	28	2695	1,52	BSt 42/50 RK	10	15	außen	1,04	97	1,74	0	2	2,6	2,6	2,0	—	—	—	545 (545,2)	3) Dauerbelastung
S 2.9	56	60	53,9	590	2,7	560	13,0	10,0	5	28	3159	1,01	BSt 42/50 RK	10	15/35	außen	1,15	170	1,81	0	2	2,8	2,8	2,0	—	—	—	243	Bewehrung nicht gestoßen

1) Zulässige Verbundspannung aus Tabelle 20 für  $B_n = \beta_w$  (Versuchsbeginn) interpoliert,  $\alpha_0 = 20 \cdot d_e$  bei Stößen mit Haken

2) Befüllhöhe bei Versuchsende

3) Stöße um  $0,5 z_{ü}$  gegeneinander versetzt

4) Verhältnis der gesamten Querbewehrung im Stößbereich zum Querschnitt eines Längsstabes

5)  $e' = (b - 2n \cdot d_e) / n \cdot d_e$  mit  $n =$  Zahl der gestoßenen Stäbe

nicht gestoßen war (Nullversuch), dienten die Körper S 1.2 und S 1.3 zur Untersuchung des Tragverhaltens von Stößen mit großem Abstand in Stoßquerrichtung. Da zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung im zuständigen Normenausschuß ein lichter Abstand zwischen den Stößen von  $e = 4 d_e$  als unterer Grenzwert und bei Vollstößen von Stäben mit geringem Abstand eine außenliegende Querbewehrung als erforderlich angesehen wurden, wurde S 1.5 entsprechend ausgebildet. Wegen des günstigen Versuchsergebnisses wurden bei den restlichen 7 Versuchen der Reihe 1 der lichte Querabstand der Stöße zu  $e = 2 d_e$  gewählt und die Querbewehrung innen angeordnet. Zur Verminderung des Randeinflusses entsprach die seitliche Betondeckung  $c_x$  der Stöße bei S 1.1 bis S 1.3 dem 0,5-fachen und bei den Körpern mit engem Stoßabstand ungefähr dem 0,9-fachen lichten Stoßquerabstand  $e$ . Die statische Nutzhöhe wurde so festgelegt, daß die Betondruckspannung (mit  $n = 15$  gerechnet) im Gebrauchszustand  $\sigma_b \approx 85 \text{ kp/cm}^2$  betrug. Nur bei S 1.12 ( $\beta_w = 465 \text{ kp/cm}^2$ ) war die Ausnutzung des Betons im Gebrauchszustand höher ( $\sigma_b \approx 120 \text{ kp/cm}^2$ ).

Die Querbewehrung wurde bei S 1.1 bis S 1.3 bis zu den Querschnittsrändern geführt und war bei den anderen Körpern mit innenliegenden Querstäben durch Winkelhaken mit ca. 10 cm langen Schenkeln verankert.

Bei den Probekörpern S 1.4 bis S 1.12 wurden mit Ausnahme von S 1.9 zur Verhinderung eines Schubbruches in den Querkraftbereichen übliche Umschließungsbügel angeordnet. Da bei S 1.9 die in den Querkraftbereichen liegenden Stöße eine innenliegende Querbewehrung erhielten, mußte das Momentenschubverhältnis gegenüber den Vergleichsversuchen erhöht werden.

Die 9 Versuche umfassende Versuchsreihe S 2 diente zur Untersuchung des Tragverhaltens von Stößen mit geraden Stabenden von dicken Stäben ( $d_e = 26$  bzw.  $28 \text{ mm}$ ).

Diese Versuche konnten gleichzeitig als Vergleich zu den an der MPA München in Kurzzeitversuchen an Zuggliedern gewonnenen Ergebnissen (1,24) herangezogen werden. Als Querbewehrung im Stoßbereich waren bei allen Körpern 2-schnittige Bügel angeordnet, die die Längsstäbe umschlossen.

Die Versuchskörper S 2.2 und S 2.6 ( $e = 10 d_e$ ) sollten ebenfalls die in Platten vorliegenden Verhältnisse nachahmen. Zur Vermeidung zu breiter Platten wurden nur 4 Längsstäbe ( $d_e = 26 \text{ mm}$ ) eingelegt. Bei den restlichen mit 5 Stäben ( $d_e = 26$  bzw.  $28 \text{ mm}$ ) bewehrten balkenartigen Probekörpern der Reihe S 2 betrug der Querabstand der Stöße  $e = 2 d_e$  und die seitliche Betondeckung der Längsstäbe im Stoßbereich  $c_x = 1 d_e$ . Die statische Nutzhöhe wurde so festgelegt, daß sich im Gebrauchszustand Betondruckspannungen ( $n=15$ )  $\sigma_b = 150 \text{ kp/cm}^2$  (Bn 500) bzw.  $\sigma_b = 110 \text{ kp/cm}^2$  (S. 2.9 Bn 250) ergaben.

Die Betondeckung entsprach in allen Fällen etwa dem nach [2] minimal erforderlichen Wert ( $u_b - d_e$ ).

Die Übergreifungslänge  $l_{\text{Ü}}$  wurde auf das Grundmaß  $a_0$  der Verankerungslänge bezogen.

Damit ergibt sich:

$$k = l_{\text{Ü}} / a_0 \quad \text{Stöße mit geraden Stabenden}$$

$$k = (l_{\text{Ü}} + a'_0) / a_0 \quad \text{Stöße mit Winkelhaken}$$

mit

$a_0$  = Grundmaß der Verankerungslänge

$$= \frac{\beta_s}{4 \cdot 1,75 \cdot \text{zul. } \tau_1} \cdot d_e$$

$a'_0$  = Hakenabzugswert

$$= 20 d_e \text{ nach [2]}$$

Die zulässige Verbundspannung  $\text{zul. } \tau_1$  wurde für die

bei Versuchsbeginn vorhandene Betondruckfestigkeit aus Tabelle 20 von [2] durch lineare Interpolation ermittelt. Als Beton-Nennfestigkeit  $\beta_{wN}$  wurde der bei

Versuchsbeginn gemessene Mittelwert aus drei Proben angenommen. Die nach [2] bei nicht ruhender Belastung erforderliche Abminderung der zulässigen Verbundspannungen wurde also nicht vorgenommen. Die Berechnung von  $a_0$  erfolgte für  $\beta_s = 4,2 \text{ Mp/cm}^2$ .

Während die Schlankheit der niedrigen Körper ( $d = 15 \text{ cm}$ ) den in Platten vorliegenden Verhältnissen entsprach ( $l/h = 33$ ), konnte bei den anderen Körpern bei den gewählten Körperdicken aus prüftechnischen Gründen nur eine Schlankheit  $l/h = 9 - 15$  erzielt werden. Dies entspricht den bei Balken vorkommenden Werten.

Bei den Körpern der Reihe 1 betrug die Verankerungslänge der Stäbe hinter der Auflagermitte  $a = 6 - 10 \text{ cm}$  ( $a = 4,5 - 7 d_e$ ), und bei denen der Reihe 2 betrug sie  $a = 10 \text{ cm}$  ( $a = 4 d_e$ ) bzw.  $15 \text{ cm}$  ( $a = 6 d_e$ ) bei S 2.9.

Sie war in der Regel deutlich kürzer als nach [2] erforderlich, wenn man die vorgeschriebene Abminderung der Verbundspannungen bei nicht ruhender Belastung berücksichtigt.

### 3. Baustoffe und Herstellung

Die nach DIN 488, Ausgabe 4/72, ermittelten Kennwerte der verwendeten Längsstäbe sind in Tabelle 2 zusammengefaßt.

Während bei S 2.3 und S 2.9 BSt 50/55 RU,  $d_e = 28 \text{ mm}$  zur Anwendung kam, wurde bei den anderen Körpern handelsüblicher Rippentorsteel BSt 42/50 RK eingebaut.

	Körper Nr.																			
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	1.11	1.12	2.1	2.2	2.4	2.5	2.6*	2.7	2.8	2.3	2.9
Stahllart	BSt 42/50 RK											BSt 42/50 RK						BSt 50/55 RU		
$\Phi_{St} \text{ mm}$	13,97	13,96	13,96	14,19	13,92	14,17	14,17	13,97	13,83	13,65	14,14	26,07	26,19	26,20	26,08	26,06	26,12	25,95	28,43	28,36
$\beta_{R2} \text{ kp/cm}^2$	4250	4260	4230	4230	4400	4215	4220	4150	4390	4470	4200	4045	4660	4250	4280	4480	4670	4290	5190	5610
$\beta_{R1} \text{ kp/cm}^2$	5190	5220	5090	5170	5550	5120	5100	5390	5580	5880	5430	5270	5560	5230	5260	5470	5640	5240	7400	7840
$\delta_{10} \%$	14,3	14,8	14,8	11,8	11,4	11,9	11,9	15,2	15,6	14,1	14,8	14,3	12,2	13,4	14,0	14,2	12,2	12,1	17,0	16,4
$f_R$	0,072	0,072	0,069	0,069	0,068	0,071	0,070	0,070	0,071	0,070	0,074	0,069	0,075	0,070	0,076	0,075	0,071	0,075	0,092	0,086

Tabelle 2 :

Kennwerte der verwendeten Längsbewehrung



Der geforderte Mindestwert für die Streckgrenze wurde im allgemeinen nur knapp über- und bei S 1,8 und S 2, 1 um ca.  $100 \text{ kp/cm}^2$  unterschritten. Die Bruchfestigkeit und die Bruchdehnungen  $\delta_{10}$  überschritten in allen Fällen die geforderten Werte. Bild 3 zeigt die an nicht gealterten Proben gemessene Spannungs-Dehnungs-Linie der bei S 1,12 bzw. S 2, 5 verwendeten Längsstäbe. Sie können als typisch für die an Stäben mit  $d_e = 14 \text{ mm}$  bzw.  $26 \text{ mm}$  gemessenen Kurven angesehen werden.

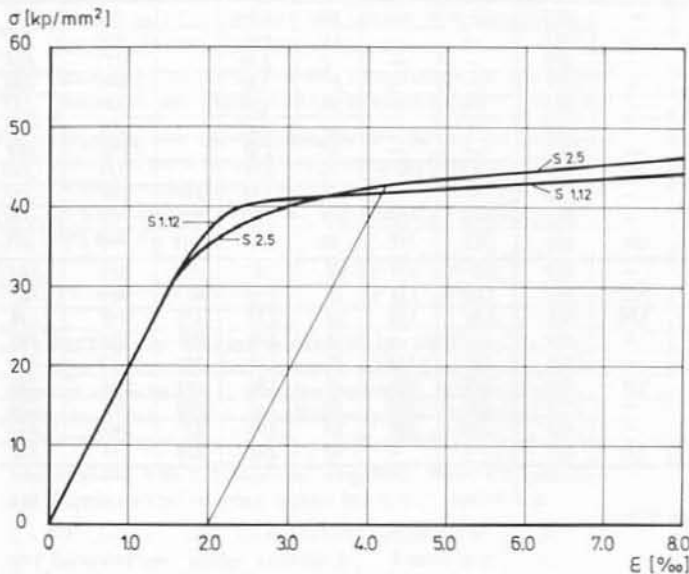


Bild 3 : Spannungs-Dehnungs-Linie der Längsstäbe

Die bezogene Rippenfläche der verwendeten Stäbe betrug  $f_R \sim 0,070$  ( $d_e = 14 \text{ mm}$ ) bzw.  $f_R \sim 0,073$  ( $d_e = 26 \text{ mm}$ ). Sie lag daher nur geringfügig über dem Mindestwert  $f_R = 0,065$ . Bild 4 zeigt die Profilierung der verwendeten Stäbe aus BSt 42/50 RK. Die 28 mm Stäbe aus BSt 50/55 RU mit gegenläufigen Schrägrippen wiesen demgegenüber eine bezogene Rippenfläche  $f_R \sim 0,090$  auf.

Die Querbewehrung bestand in allen Fällen aus handelsüblichem Rippenstahl BSt 42/50 RU (Nennwert der Streckgrenze =  $4200 \text{ kp/cm}^2$ ). Da bei den Versuchen die Streckgrenze der Querbewehrung nicht erreicht wurde, wurden deren mechanische Eigenschaften nicht ermittelt.

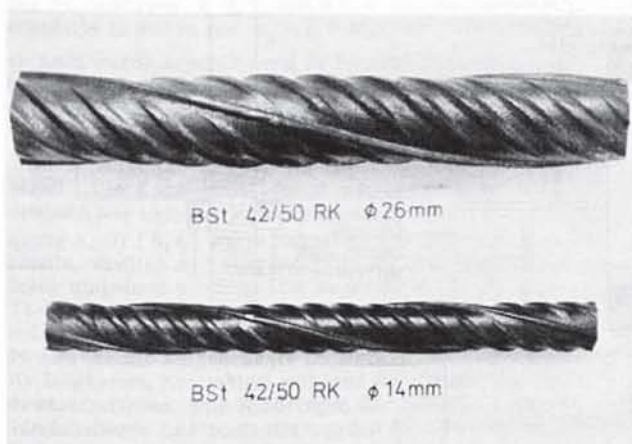


Bild 4 : Profilierung der Längsstäbe

Die Angaben zur Herstellung der verwendeten Betone sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Die in Spalte 3 aufgeführte Normendruckfestigkeit des verwendeten Portlandzementes PZ 275 bzw. PZ 350 F wurden nach DIN 1164 ermittelt.

Bei den Betonen mit niedriger Festigkeit mußte bei der vorhandenen Normendruckfestigkeit des Zementes ein Wasserzementwert  $W/Z \sim 1,0$  gewählt werden. Der Zementgehalt betrug ca.  $170 \text{ kg/m}^3$ . Die Sieblinie der Zuschläge aus rundkörnigem Sand und Kies mit einem Größtkorn von  $30 \text{ mm}$  lag im brauchbaren Bereich nach DIN 1045.

Für die Betone mit hoher Festigkeit wurde bei einem Zementgehalt von ca.  $300 \text{ kg/m}^3$  ein Wasserzementwert  $W/Z \sim 0,60$  gewählt. Die Sieblinie der verwendeten Zuschläge (Größtkorn  $30 \text{ mm}$ ) lag im günstigen Bereich.

Gleichzeitig mit den Versuchsplatten wurden jeweils 6 bis 12 Normenwürfel (Kantenlänge  $20 \text{ cm}$ ) hergestellt und wie die Versuchskörper verdichtet und gelagert, die zur Bestimmung der Frischbetonrohichte sowie der Rohdichten und Festigkeiten bei Versuchsbeginn und Versuchsende und in einigen Fällen zusätzlich nach 7 und 28 Tagen dienten. Zur Konsistenzbestimmung des Frischbetons wurde das Ausbreitmaß und in einigen Fällen auch das Verdichtungsmaß nach DIN 1048 bestimmt.

Die Betondruckfestigkeit für die angestrebte Betongüte Bn 250 lag bei Versuchsbeginn zwischen  $\beta_w = 214 \text{ kp/cm}^2$  und  $\beta_w = 297 \text{ kp/cm}^2$  (Mittel ca.  $250 \text{ kp/cm}^2$ ). Die entsprechenden Werte für die hohe Betongüte lagen zwischen  $\beta_w = 450 \text{ kp/cm}^2$  und  $\beta_w = 620 \text{ kp/cm}^2$  (Mittel ca.  $525 \text{ kp/cm}^2$ ). Der Anstieg der Festigkeit bis zum Versuchsende war in der Regel vernachlässigbar gering.

Beim Betonieren der Versuchskörper lag die Bewehrung in allen Fällen unten. Die Stäbe wurden im Stoßbereich in der Regel an maximal 2 Stellen mit der Querbewehrung verrödelt. Der Beton besaß eine plastische Konsistenz (siehe Tabelle 3, Spalten 10 und 11). Er war gut verarbeitbar und neigte auch bei den geringen Betongüten nicht zum "Bluten". Die Verdichtung erfolgte durch Innenrüttler  $\phi = 38 \text{ mm}$ , Frequenz  $285 \text{ Hz}$ . Die Versuchskörper wurden nach dem Betonieren eine Woche lang mit feuchten Tüchern bedeckt und lagerten anschließend bis zum Versuchsbeginn in der Versuchshalle (ca.  $20^\circ \text{C}$ , ca.  $60\%$  rel. Feuchtigkeit).

#### 4. Belastungsanordnung und Meßeinrichtung

Um das Ablesen der Rißbreiten und -abstände zu erleichtern, wurden die Probekörper mit obenliegender Bewehrung geprüft. Dabei waren die Körper symmetrisch zur Körpermitte etwa in den Viertelpunkten (siehe Tabelle 1) auf je einem festen und einem beweichen Linienauflager abgelegt. Die Lasteintragung erfolgte durch zwei Streifenlasten. Zur Lasterzeugung dienten zwei hydraulische Preßtöpfe (Maximallast je nach zu erwartender Bruchlast 10, 20, 50 oder  $100 \text{ Mp}$ ). Die Lastwechsel wurden mittels eines hydraulisch gesteuerten Pulsators (Typ Amsler NFP 960) aufgebracht. Es wurden in der Regel folgende Messungen durchgeführt:

- Messung der Durchbiegung mittels Spiegel und Meßfaden (Ablesegenauigkeit  $1/5 \text{ mm}$ )
- Messung der Rißbreiten entlang 3 - 5 Ableselinien auf der Plattenoberseite über den Bewehrungsstäben und in einigen Fällen auch an den Seitenflächen in Höhe der Stahleinlagen mittels Rißlupe (Ablesegenauigkeit  $1/100 \text{ mm}$ )
- Messung der Betonverformungen bei S 1,1 - S 1,3 auf der Plattenober- und unterseite und bei den restlichen Probekörpern an den Seitenflächen in Hö-

Versuchs- bezeichnung	Zusammensetzung							Frischbetoneigenschaften			Festbetoneigenschaften							
	Zement			Wasser		Zuschlag		Rohdichte $\rho$	Verdichtungs- maß $\nu$	Ausbreit- maß $\alpha$	Alter 7 Tage		Alter bei Ver- suchs- beginn	$\rho$	Würfel Festigkeit			
	Art PZ	$N_{28}$	Menge	Menge	W/Z	Sieb- linie 1)	Menge				$\rho$	$\beta_{w,7}$			$\rho$	$\beta_{w,28}$	$\beta_w$ Versuchs- beginn	$\beta_w$ Versuchs- ende
	—	kg/cm <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>	—	—	—	kg/m <sup>3</sup>	kg/dm <sup>3</sup>	—	cm	kg/dm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	Tage	kg/dm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>			
S 1.1	275	—	160	179	1,12	E/F	1939	2,42	—	35,9	—	—	48	2,34	—	278	278	
S 1.2	275	—	160	179	1,12		1939	2,41	—	35,9	—	—	35	2,33	—	279	295	
S 1.3	275	—	160	160	1,00		1939	2,40	—	36,3	—	—	30	2,32	—	227	236	
S 1.4	275	—	160	160	1,00		1939	2,45	—	36,6	—	—	34	2,39	—	222	259	
S 1.5	275	—	160	171	1,07		1939	2,42	—	36,5	—	—	32	2,36	—	234	257	
S 1.6	275	—	170	179	1,05		2063	2,41	—	35,8	—	—	39	2,33	—	214	240	
S 1.7	275	—	327	167	0,51		D/E	1848	2,48	—	36,3	—	—	47	2,47	—	622	622
S 1.8	275	—	320	182	0,57		D/E	2069	2,43	—	36,2	2,41 2)	514 2)	20	2,41	—	523	540
S 1.9	275	—	169	170	1,00		E/F	2058	2,41	—	35,4	—	—	45	2,35	277	297	
S 1.71	275	465	293	176	0,60		D/E	1897	2,45	—	38,0	2,45	350	34	2,42	494	494	
S 1.72	350F	456	293	176	0,60	D/E	1897	2,44	1,08	38,5	2,42	317	33	2,40	467	465		
S 2.1	275	—	307	173	0,60	D/E	1989	2,45	—	33,8	2,45 2)	454 3)	28	2,42	552	552		
S 2.2	350F	454	300	180	0,60	D/E	1940	2,42	1,08	33,2	2,40 4)	398 4)	28	2,39	454	454		
S 2.3	350F	463	297	185	0,62	A/B 5)	1948	2,43	1,08	36,0	2,39	336	28	2,37	472	472		
S 2.4	275	—	307	173	0,60	D/E	1989	2,48	—	35,6	—	—	35	2,45	613	646		
S 2.5	275	462	296	178	0,60	D/E	1915	2,45	—	33,2	2,45	387	27	2,43	565	537		
S 2.6	350F	482	297	179	0,60	A/B 5)	1944	2,42	1,11	34,1	2,42	471	28	2,39	544	544		
S 2.7	275	465	306	184	0,61	D/E	1979	2,47	—	33,7	2,45	350	47	2,42	483	527		
S 2.8	275	462	304	182	0,60	D/E	1965	2,45	—	33,0	2,44	391	45	2,40	507	545		
S 2.9	350F	428	207	196	0,95	B/C 5)	1967	2,37	1,12	36,7	—	—	40	2,30	228	243		

1) DIN 1045 (Ausgabe November 1959)

4) Alter 12 Tage

2) Alter 13 Tage

5) DIN 1045 (Ausgabe Januar 1972)

3) Alter 8 Tage

Tabelle 3 :

Zusammensetzung des Betons, Frisch- und Festbetoneigenschaften

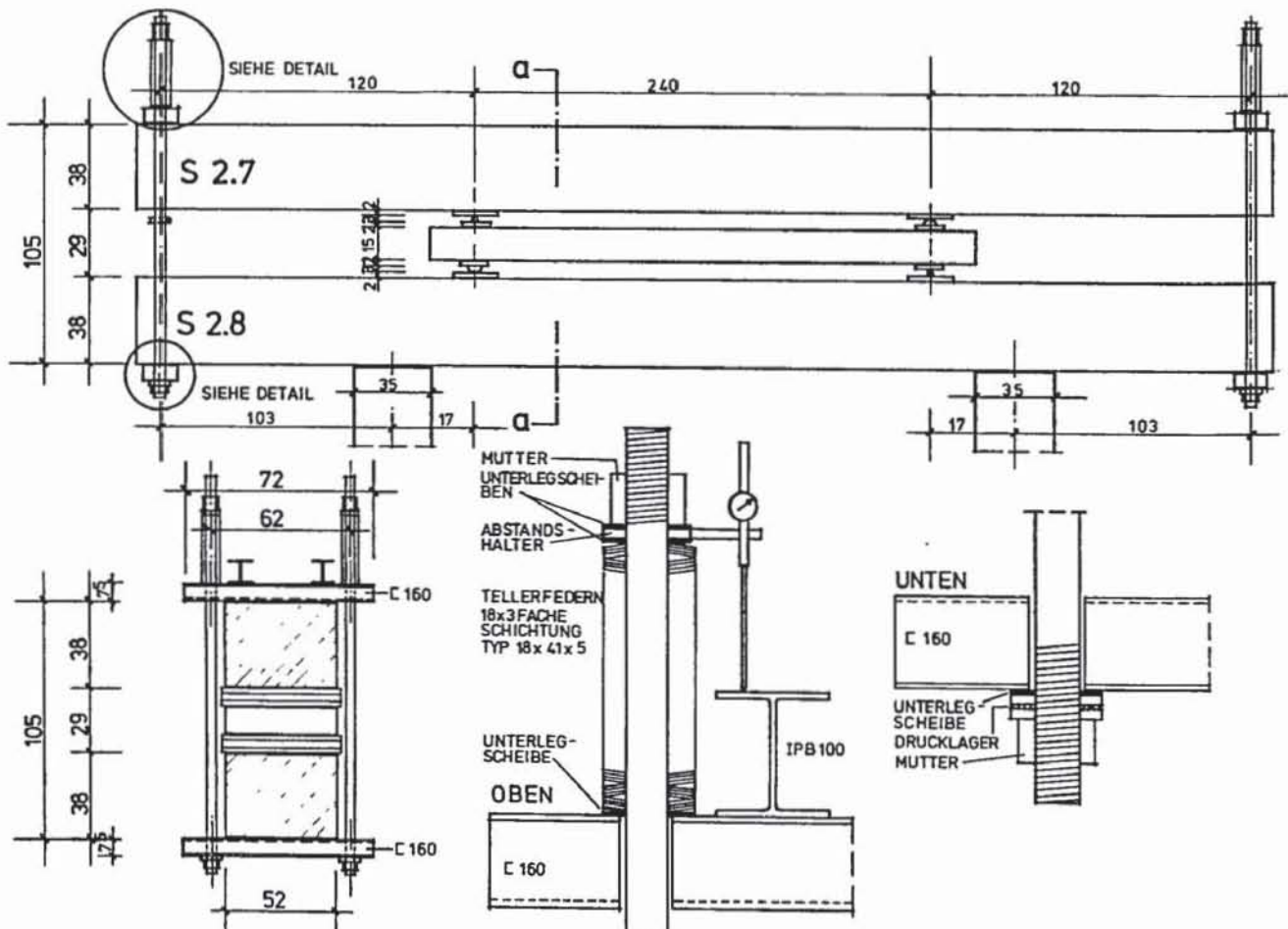


Bild 5 : Belastungskonstruktion für die Dauerbelastung der Körper S 2.7 und S 2.8

he der Stahleinlagen und 1 cm vom Druckrand entfernt mit mechanischem Setzdehnungsmesser (Meßlänge 20 bzw. 50 cm, Ablesegenauigkeit 1/490 mm)

- d) Messung der Stahldehnungen der Längsstäbe außerhalb des Stoßbereichs mit Setzdehnungsmesser (Meßlänge 20 cm, Ablesegenauigkeit 1/490 mm)
- e) Messung der Stahldehnungen der Längsstäbe nahe Rissen außerhalb und in einigen Fällen auch innerhalb des Stoßbereichs mit seitlich an den Stäben aufgeklebten schwingfesten elektrischen Dehnungsmeßstreifen (Gitterlänge 10 mm). Die Messungen erfolgten mit Umschalter und manuellem Kompensator der Firma Hottinger.
- f) Messung des Schlupfes der Längsstäbe an den Körperenden mit Meßuhren (Ablesegenauigkeit 1/100 mm)
- g) Messung der Querdehnungen des Betons im Stoßbereich mittels Setzdehnungsmesser (Meßlänge 50 cm, Ablesegenauigkeit 1/490 mm) und der Bügeldehnungen mittels elektrischer Dehnungsmeßstreifen (nur bei S 2.3).

## 5. Versuchsdurchführung

Die Prüfung der Körper begann 27 bis 48 Tage (Mittel 35 Tage) nach dem Betonieren (siehe Tabelle 3). Sie wurden zunächst in Laststufen belastet, deren Höhe so festgelegt war, daß sich in Körpermitte rechnerische Stahlspannungen ( $n = 15$ )  $\sigma_e = 1,0 / 2,0 / 2,4$  (Gebrauchslast) und  $2,7 \text{ Mp/cm}^2$  ergaben. Nach Entlastung auf Eigengewicht wurden außer bei S 2.7 und S 2.8

$5 \cdot 10^5$  bis  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel aufgebracht (Zahl der Lastwechsel siehe Tabelle 4). Dabei betrug die rechnerische Stahlspannung unter Oberlast

( $n = 15$ )  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  und die Schwingbreite  $\Delta\sigma_e = 1800 \text{ kp/cm}^2$ . Es konnten bei den Körpern der Reihe 1 ca. 50 bis 60 und denen der Reihe 2 ca. 35 bis 40 bzw. bei S 2.9 nur 21 Lastwechsel pro Minute aufgebracht werden. Für das Erreichen von  $10^6$  Lastwechseln wurden daher im Mittel in Reihe 1 ca. 13 und in Reihe 2 (außer S 2.9) ca. 19 Tage gebraucht. Trat während der schwellenden Belastung kein Bruch auf, wurden die Probekörper anschließend stufenweise bis zum Bruch belastet.

Körper Nr.	1,1 1,2 2,9	1,8 - 1,11 2,1, 2,4 2,5	1,3 - 1,7 1,12 2,2, 2,6	2,3
Zahl der Lastwechsel	$5 \cdot 10^5$	$10^6$	$2 \cdot 10^6$	$5,04 \cdot 10^5$ (Ermüdungsbruch)

Tabelle 4 : Aufgebrachte Zahl der Lastwechsel bei den Versuchskörpern

Die Probekörper S 2.7 und S 2.8 wurden zunächst ebenfalls in Stufen bis  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  belastet. Diese Last wurde anschließend 24 Stunden konstant gehalten. Danach wurden sie entlastet und zur Erzeugung einer Dauerlast zusammengespannt.

Bild 5 zeigt die Körper im zusammengebauten Zustand. Die Last wurde durch wechselseitiges Anspannen der unteren Muttern erzeugt. Damit die relativ große Kraft (8,43 Mp je Zugstange) aufgebracht werden konnte, mußten zur Verringerung der Reibung Drucklager eingebaut werden. Die Zugkraft wurde durch 54 Tellerfedern (18 Schichten je 3 Federn Typ 18x41x5) aufgenommen, die wegen ihres großen Federweges (ca. 20 mm für die aufgebrachte Dauerlast) nur einen relativ langsamen Kraftabfall während der Dauerbelastung erwarten ließen. Das Aufbringen der Belastung und die anschließende Lastkontrolle wurden durch Messung des Federweges (Messung mit Uhren, 1/10 mm Ablesegenauigkeit) und der Stahldehnungen der Zugstangen mittels Dehnmeßstreifen kontrolliert und bei Abfall auf ca. 90 %

des Sollwertes jeweils durch Nachspannen bis zu diesem Wert gesteigert. Die zusammengespannten Probekörper lagerten in der Versuchshalle (ca. 20 °C, ca. 60 % r. Feuchtigkeit) auf Betonklötzen, die zur Erzielung eines etwa gleichen Schnittkraftverlaufs im Bereich des konstanten Momentes des untenliegenden Körpers S 2.8 zum Vergleichskörper S 2.5 etwas exzentrisch angeordnet waren.

Nach 611 Tagen wurden die Körper auseinandergelöst und 1 bzw. 2 Tage später unter dem üblichen Prüfgestell stufenweise bis zum Bruch belastet.

Die Steigerung der Belastung von einer Laststufe zur nächsten erfolgte in etwa einer Minute. Etwa 3 Minuten nach Erreichen der jeweiligen Last wurden die Messungen (Reihenfolge: Durchbiegungen, Beton- und Stahldehnungen, Schlupf, Rißbreiten) begonnen, deren Dauer je nach Zahl der Meßstellen 30 bis 60 Minuten betrug. Die Messungen wurden bei den vorgenannten Laststufen und in der Regel nach  $30, 10^3, 10^5, 5 \cdot 10^5, 10^6$  und evtl.  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln unter Oberlast und Eigengewicht durchgeführt. Wurde die vorgegebene Lastwechselzahl in der Nacht oder während des Wochenendes erreicht, erfolgten die Messungen am nächsten Morgen bzw. am Montag. Bei den Körpern S 2.7 und S 2.8 (Dauerbelastung) wurden die Messungen unter Dauerlast in regelmäßigen Zeitabschnitten wiederholt.

## 6. Versuchsergebnisse

### 6.1. Allgemeines

Der Bericht gliedert sich in 2 Teile. Zusammenfassende oder vergleichende Darstellungen für die Versuchsreihen und die Bruchbilder der Körper sind als fortlaufend nummerierte Bilder im Text dieses ersten Teiles aufgenommen. Auf sie wird im einzelnen verwiesen. Weiterhin sind die wichtigsten Versuchsergebnisse in Tabelle 5 zusammengestellt. Darüber hinaus sind im zweiten Teil für jeden Versuchskörper die detaillierten Ergebnisse ebenso wie spezielle Angaben über Besonderheiten der Versuchskörperausbildung zusammengestellt. Bei der Bezeichnung dieser Anlagen entsprechen die ersten Ziffern der Versuchsbezeichnung, während die Zahl nach dem Schrägstrich die laufende Nummer der Anlage bezeichnet (z. B. Anlage 1,2/3 = 3. Anlage zum Versuch S 1.2). Die Anlagen sind jeweils wie folgt geordnet :

- Anlage 1 : Bewehrungsplan
- Anlage 2 : Versuchsaufbau und Meßstellenplan
- Anlage 3 : Mittendurchbiegung in Abhängigkeit von der Belastung und der Lastwechselzahl bzw. Belastungszeit
- Anlagen 4 + 5 : Verformung der Betonzug- und Druckzone entlang des Probekörpers für ausgewählte Laststufen
- Anlage 6 : Verformung des Betons in der Zug- und Druckzone im Bereich  $M = \text{konst.}$  und in Stoßmitte in Abhängigkeit von der Belastung und der Lastwechselzahl bzw. Belastungszeit
- Anlagen 7 + 8 : Stahldehnungen außerhalb des Stoßbereiches, gemessen mit Dehnmeßstreifen bzw. Setzdehnungsmesser, in Abhängigkeit von der Belastung und der Lastwechselzahl bzw. Belastungszeit
- Anlage 9 : Maßstäbliches Rißbild
- Anlage 10 : Zusammenstellung der gemessenen Rißbreiten in einer Riß-tabelle
- Anlage 11 : Statistische Auswertung der Risse im Stoßbereich und im Bereich des konstanten Momentes ohne Stoßbereich für ausgewählte Laststufen

Tabelle 5 :  
Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

1	2	3	4	5	6	7	Versuchsergebnisse											21	22							
							Bezeichnung	Stoßausbildung		Rechenwerte		Anrißlast			Gebrauchszustand					Bruchzustand			Verhältnisse			
								$k = \frac{I_{z,t} \alpha_0}{\alpha_0}$	lichter Stoßabstand $e/\phi$	$M_{zul}$	rechm. $M_{ul}$	$R$	$\beta_{bz}$	$\frac{\beta_{bz}}{\sqrt{\beta_w}}$	$\sigma_{eII}$	$P_{UV}$	$M_{UV}$			$\tau_{0,U}$	$\sigma_{e,U}$	Grund der Versuchsbeendigung	$\frac{M_{UV}}{zul M}$	$\frac{M_{UV}}{M_{U,R}}$		
mm	kp/cm <sup>2</sup>	kp/cm <sup>2</sup>	Mpm	Mpm	kp/cm <sup>2</sup>	kp/cm <sup>2</sup>	kp/cm <sup>2</sup>	kp/cm <sup>2</sup>	Mp	Mpm	kp/cm <sup>2</sup>	kp/cm <sup>2</sup>	wegen zu großen Verformungen entlastet	—	—											
S 1.1	26	278	1,75	2	2,17	4,41	1680	39,7	0,93	—	—	—	18	32	42,5	4,1	6190	2,62	1,29							
S 1.2	28	279	1,40	10	2,16	4,41	n.g.	n.g.	—	20, 20, 15	32, 31, 28 1)	20	32 1)	3,60	4,89	3,6	5320	2,26	1,11							
S 1.3	28	221	1,18	2	2,13	4,24	1700	39,9	1,09	28, 23, 20	35, 35, 35	25	35	3,62	4,90	3,6	5440	2,30	1,16							
S 1.4	26	222	2,47	2	0,32	16,71	1300	30,8	0,84	10, 10, 9	25, 25, 20	10	23	12,61	15,99	9,2	4560	1,92	0,96							
S 1.5	26	234	1,72	6(2) 4)	4,62	9,53	1600	33,3	0,88	20, 20, 19	28, 25, 25	20	27	8,16	10,57	6,9	5440	2,29	1,11							
S 1.6	14	214	1,62	2	0,30	16,53	1650	39,3	1,10	9, 9, 6	16, 11, 11	8	14	13,42	17,17	9,8	4920	2,07	1,04							
S 1.7	28	622	2,24	2	8,54	16,00	1450	34,5	0,47	14, 7, 7	21, 14, 12	11	18	14,38	16,37	10,0	5150	2,15	1,02							
S 1.8	28	523	1,45	2	8,25	16,66	1740	41,4	0,64	10, 10, 5	19, 17, 16	10	18	12,38	15,70	9,6	4460	1,90	0,94							
S 1.9	28	257	1,94	2	8,02	17,08	1550	36,9	0,83	9, 9, 8	19, 17, 15	9	18	10,20	18,60	7,5	5480	2,32	1,09							
S 1.11	28	494	1,62 3)	2	7,90	17,44	1430	34,0	0,54	20, 16, 15	130, 110, 105	18	18	10,00	12,73	7,2	3930	1,67	0,73							
S 1.12	26	465	1,90 3)	2	3,86	7,81	700	32,1	0,53	15, 15, 15	38, 38, 35	15	38	13,15	5,92	19,6	3730	1,53	0,76							
S 2.1	26	552	1,75	2	19,41	37,94	n.g.	n.g.	—	25, 23, 17	38, 37, 35	24	37	32,60	39,57	20,6	4710	2,04	1,04							
S 2.2	28	454	1,40	10	5,09	10,83	700	32,6	0,55	30, 27, 25	34, 33, 32	29	34	13,84	12,05	11,7	5550	2,37	1,11							
S 2.3	28	412	1,18	2	24,18	54,70	560	37,9	0,68	28, 26, 25	63, 57, 55 1)	27	60 1)	20,97	25,29	12,2	2520	1,05	0,46							
S 2.4	26	646	2,47	2	19,54	40,33	650	42,5	0,57	25, 18, 18	32, 30, 28	22	31	37,85	38,69	20,2	4570	1,88	0,96							
S 2.5	26	537	1,72	6(2) 4)	19,39	39,53	550	36,1	0,55	25, 23, 22	40, 35, 35	24	38	23,00	34,92	18,6	4240	1,80	0,88							
S 2.6	26	544	1,58	10	5,24	11,26	980	34,1	0,51	38, 32, 31	62, 48, 47	35	55	13,66	11,94	11,6	5310	2,28	1,06							
S 2.7	26	527	1,70	2	19,12	41,65	740	34,5	0,53	36, 32, 30	52, 52, 50 2)	34	52 2)	30,40	36,67	19,5	4550	1,92	0,88							
S 2.8	28	545	1,74	6(2) 4)	19,52	39,99	720	33,4	0,50	26, 25, 25	38, 35, 35 2)	26	37 2)	32,50	39,47	20,7	4670	2,02	0,99							
S 2.9	28	243	1,81	2	36,08	87,20	980	40,8	1,03	45, 41, 41	74, 73, 73 1)	43	74 1)	50,50	65,65	17,9	4330	1,82	0,75							

1) von 5-10<sup>5</sup> Lastwechsel auf 10<sup>6</sup> Lastwechsel extrapoliert  
 2) nach 21-monatiger Dauerbelastung  
 3) Stoß mit Winkelhaken,  $\alpha_0 = 20^\circ$   
 4) Stöße um 0,5 zü. gegeneinander versetzt  
 5) gemessen an der Körperaußenseite über den Stäben  
 6) berechnet  $\pi$ -frei nach [2] mit  $\beta_R = 0,85 \beta_w$   
 7) Ermüdungsbruch des Stoßes nach 504 · 10<sup>5</sup> Lastwechsel

Anlage 12 : Maximale und mittlere Rißbreiten und mittlere Rißabstände im Bereich des konstanten Momentes ohne Stoßbereich und maximale Rißbreiten an den Stoßenden in Abhängigkeit von der Belastung und der Lastwechselzahl bzw. Belastungszeit

Anlage 13 : Aus den gemessenen Rißbreiten und Rißabständen berechnete mittlere Dehnung des Betons in Abhängigkeit von der Belastung und der Lastwechselzahl bzw. Belastungszeit

Die Ergebnisse weiterer Messungen wie Stahldehnungen im Stoßbereich, Querdehnung des Betons und Dehnung der Bügel sind bei den betreffenden Probekörpern auf den anschließenden Anlagen dargestellt. Würden bestimmte Messungen nicht durchgeführt, fehlen die entsprechenden Anlagen ohne die Numerierung zu ändern.

In der Anlage zu diesem Bericht sind als Muster die Auswertungen für den Probekörper S 2.4 zusammengestellt. Die Diagramme und Tabellen für die restlichen Probekörper können beim Deutschen Ausschuss für Stahlbeton eingesehen werden.

## 6.2. Verhalten der Probekörper außerhalb des Stoßbereiches

### 6.2.1. Verhalten während schwelender Belastung

Die Bilder 6 bis 8 und 10, 11 zeigen die bei  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  außerhalb des Stoßes im Bereich des konstanten Momentes gemessenen Verformungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl. Dabei sind die Meßwerte gleichartiger Körper, die sich nur durch die Stoßausbildung unterscheiden, zusammengefaßt.

Die neben Bügeln bzw. Querstäben angeordneten Dehnmeßstreifen lagen in der Regel in der Nähe eines Risses. Nur bei S 1.7 und S 1.11 lag die Mehrzahl der Meßstreifen zwischen zwei Rissen. In Bild 6 sind die so gemessenen Dehnungen des Stahls bzw. die daraus mit Hilfe der gemessenen Spannungs - Dehnungs - Linie des Stahls errechneten Spannungen in Rißnähe aufgetragen. Sie betragen bei erstmaligem Erreichen der Oberlast das 0,95 - bis 1,0-fache des mit  $n = 15$  berechneten theoretischen Wertes. Wegen der zwischen Rissen geringeren Stahlspannung gegenüber den Werten im Riß wurden bei S 1.7 und S 1.11 zunächst etwas zu geringe Stahldehnungen gemessen. Der Einfluß wurde jedoch mit zunehmender Lastwechselzahl wegen der Verringerung der Verbundwirkung kleiner. Die verhältnismäßig hohen Meßwerte bei den Platten S 1.1 bis S 1.3 sind auf die Lage der Dehnmeßstreifen nahe den Lasteintragungspunkten zurückzuführen, da hier die theoretische Stahlspannung  $\sigma_e = 2,85 \text{ Mp/cm}^2$  betrug.

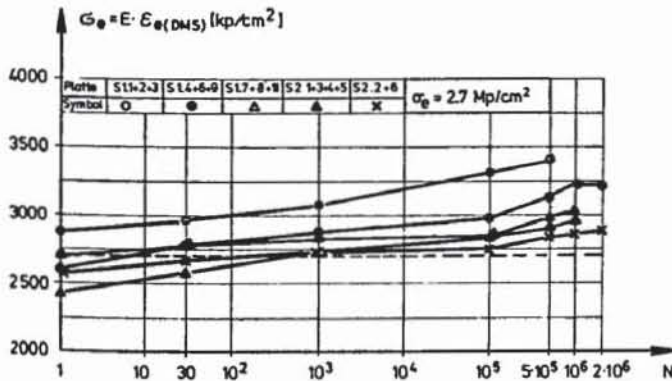


Bild 6 : Stahlspannung  $\sigma_e$  in Rißnähe unter Oberlast in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl N

Die Vergrößerung der Betonstauchungen während der Schwellast (siehe Bild 7) führte zu einer Änderung der Spannungsverteilung in der Druckzone und zu einem Absinken der Nulllinie je nach Kriechen des Betons um ca. 5 bis 10 % (S 2.2: 25 %). Dies hatte entsprechend dem veränderten Hebelarm der inneren Kräfte ein Anwachsen der Stahlspannungen im Riß zur Folge, die nach  $10^6$  Lastwechseln den rechnerischen Wert bei den Probekörpern der Reihe 1 im Mittel um 15 % und bei denen der Reihe 2 um 10 % überschritten. Die mit Setzdehnungsmessern gemessenen Stahldehnungen stimmten im allgemeinen mit den mit DMS ermittelten Werten gut überein.

In Bild 7 sind die mit Setzdehnungsmesser am Druckrand bzw. in Höhe der Bewehrung gemessenen Betonverformungen aufgetragen. Bei den Platten S 1.1 und S 1.3 wurden die Dehnungen in Höhe der Bewehrung aus den auf der Plattenoberfläche gemessenen Werten entsprechend dem Abstand von der Nulllinie umgerechnet. Die Betonstauchungen lagen bei erstmaligem Erreichen der Oberlast zwischen  $\epsilon_b = -0,4 \text{ ‰}$  und  $\epsilon_b = -0,75 \text{ ‰}$  und stiegen während  $10^6$  Lastwechseln infolge Kriechen auf das etwa 1,3- bis 1,7-fache des Anfangswertes an. Dabei war die Zunahme bei den niedrigen Probekörpern ( $d = 15 \text{ cm}$ ) größer als bei den höheren. Ein Einfluß der Betongüte und des Anfangswertes auf die Zunahme war nicht zu erkennen.

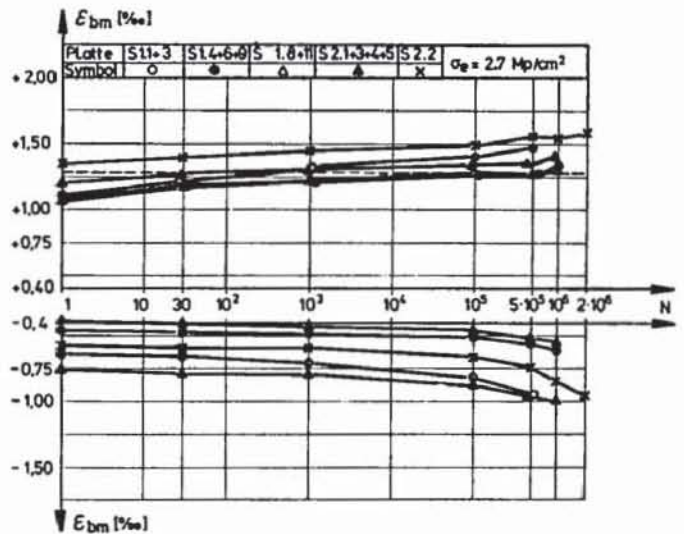


Bild 7 : Verformung des Betons unter Oberlast in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl N

Die mittlere Dehnung der Betonzugzone betrug bei den Körpern der Reihe 1 ( $\mu = 0,5 \text{ ‰}$ ) bei Erstbelastung das 0,82-fache und nach  $10^6$  Lastwechseln das 1,05-fache des theoretischen Wertes. Die entsprechenden Werte für die Körper der Reihe 2 mit  $\mu = 1,5 \text{ ‰}$  lauten

$$\epsilon_{bm} / \epsilon_e = 0,93 \text{ (Erstbelastung) bzw. } 1,10 \text{ (} N = 10^6 \text{)} .$$

Die relativ hohen Werte bei S 2.2 sind wahrscheinlich auf die höhere Stahlspannung im Bereich der Auflager und eine nicht genau planmäßige Lage der Meßlinien zurückzuführen.

Die mittlere Dehnung nahm stärker zu als die Stahldehnung im Riß, was auf die Abnahme der Mitwirkung des Betons zwischen Rissen zurückzuführen ist. Dies ist aus dem Vergleich der gemessenen Stahldehnungen im Riß und der mittleren Betondehnung zu Beginn und Ende der Schwellast zu ersehen. Nach  $10^6$  Lastwechseln war bei den Körpern der Reihe 2 im allgemeinen keine und denen der Reihe 1 ( $\mu \sim 0,5 \text{ ‰}$ ) nur noch eine vernachlässigbar kleine ( $\epsilon_{bm} \sim 0,9 \epsilon_e$ ) Mitwirkung des Be-

tons vorhanden. Die verringerte Betonmitwirkung kann allein dadurch erklärt werden, daß sich der Beton unter den hoch belasteten Rippen der Längsstäbe durch Kriechen der Lastübertragung entzieht [4]. Ob zusätzlich die in [5] vermuteten inneren, nicht bis zur Betonoberfläche reichenden Risse auftraten, wurde nicht speziell untersucht.

Die Zunahme der Betonverformungen führte natürlich zu einer entsprechenden Zunahme der Mittendurchbiegungen (siehe Bild 8). Der Zuwachs war hauptsächlich durch den Anstieg der bleibenden Durchbiegungen bedingt. Die Mittendurchbiegungen waren bei den schlanken Platten ( $l/h \sim 33$ ) nach  $10^6$  Lastwechseln mit  $l/l \sim 1/115$  relativ groß. Demgegenüber traten bei den anderen Körpern auch nach  $10^6$  Lastwechseln nur kleine Durchbiegungen (Reihe 1:  $l/l \sim 1/500$ , Reihe 2:  $l/l \sim 1/300$ ) auf. Wegen der geringeren Betonstauchungen ergaben sich bei Körpern mit hoher Betongüte geringere Durchbiegungen als bei den Vergleichsversuchen mit  $\beta_w \sim 250 \text{ kp/cm}^2$ .

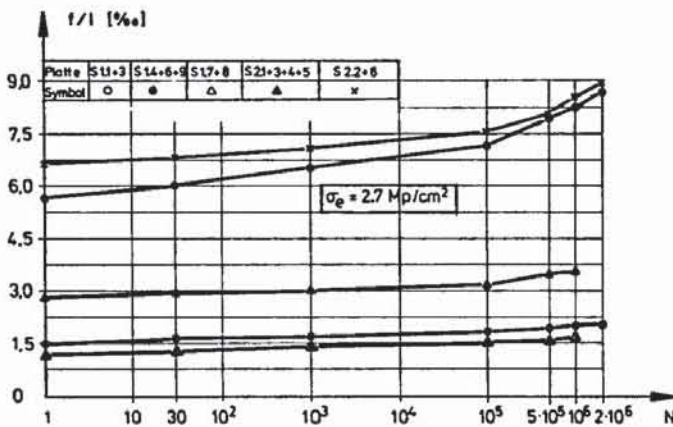


Bild 8: Auf die Stützweite  $l$  bezogene Durchbiegung  $f$  in Körpermitte unter Oberlast in Abhängigkeit von der Lastwechselszahl  $N$

Es war in der Regel kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Stoßausbildung und den Durchbiegungswerten festzustellen. Der Verlauf der auf die Stützweite bezogenen Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Stahlspannung ließ auch im allgemeinen keinen Schluß auf einen eventuell zu erwartenden Bruch des Stoßes zu (siehe Bild 9). Dieses Verhalten ist erklärlich. Zwar nehmen die Verformungen an den Stoßenden mit abnehmender Übergreifungslänge zu (siehe Abschnitt 6.3.2). Diese örtlich höheren Verformungen werden jedoch durch die geringeren Dehnungen innerhalb des Stoßes ausgeglichen. Daher sind bei einem Bauteil mit ausreichend tragfähigem Übergreifungsstoß kaum höhere Durchbiegungswerte als bei einem Bauglied mit durchgehender Bewehrung zu erwarten.

Eine Ausnahme bildeten die bei geringen Lasten durch Versagen des Stoßes zerstörten Körper S 1,11 und S 1,12, bei denen die Bewehrung durch Übergreifung mit Haken gestoßen war. Während sich bei S 1,11 ( $l_u = 1,6 a_o - a_o'$ ) im Stoßbereich fast ein Gelenk bildete ( $\max w = 130 \text{ mm}$  nach  $10^6 \text{ LW}$ ), wurden bei S 1,12 deutlich größere bezogene Durchbiegungen als bei den Vergleichskörpern mit gleicher Schlankheit gemessen.

Die aus der beobachteten Anrißlast berechnete Betonzugfestigkeit und Stahlspannung  $\sigma_{eII}^R$  sind in Tabelle 5 angegeben. Die Anrißspannungen waren nahezu unabhängig von der Betongüte. Das Verhältnis  $\beta_{bZ} / \beta_w^{2/3}$  betrug im Mittel bei den niedrigen ( $\sim B_n 250$ ) bzw. hohen ( $\sim B_n 500$ ) Betongüten 0,96 bzw. 0,56. Die relativ geringen Biegezugfestigkeiten der Betone mit hoher Druckfestigkeit dürften haupt-

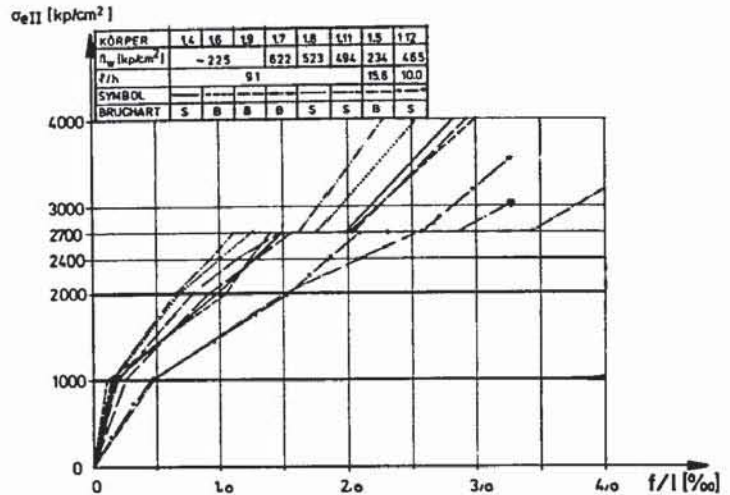


Bild 9: Auf die Stützweite  $l$  bezogene Durchbiegung  $f$  in Körpermitte in Abhängigkeit von der rechnerischen Stahlspannung  $\sigma_{eII}$

sächlich auf höhere Schwindelgennspannungen zurückzuführen sein. Die Stahlspannung beim ersten Riß betrug bei den Körpern der Reihe 1 ( $\mu \sim 0,5\%$ ) ca.  $1600 \text{ kp/cm}^2$  und bei denen der Reihe 2 ( $\mu \sim 1,5\%$ ) ca.  $600 \text{ kp/cm}^2$ .

Bei erstmaligem Erreichen der Oberlast war daher die Rißbildung weitgehend abgeschlossen. Dies geht aus Tabelle 6 hervor, in der die mittleren Rißabstände für verschiedene Laststufen angegeben sind.

Der mittlere Rißabstand verringerte sich während der Schwelllast bei den Körpern der Reihe 1 im Mittel um 13% gegenüber den bei Erstbelastung gemessenen Werten. Die Abnahme betrug in der Reihe 2 im Mittel nur 5%. Die anschließende Belastung auf  $\sigma_e = 4,0 \text{ Mpa/cm}^2$  brachte außer bei den Körpern S 1,1 bis S 1,3 keine weitere Verringerung des Rißabstandes. Das Verhältnis der gemessenen Werte für  $a_m$  zu den nach [6] berechneten lag zwischen 0,79 und 1,25 und betrug im Mittel 1,04%. Die aufgetretenen Rißabstände stimmten also relativ gut mit den nach [6] zu erwartenden Werten überein.

1	2	3	4		5	6	7	8
			$\sigma_e = 2,7 \text{ Mpa/cm}^2$	$\sigma_e = 4,0 \text{ Mpa/cm}^2$				
Körper Nr.	mittl. Rißabstand $a_m$ [cm]		$a_m$ [cm] nach [6]	Verhältnisse				
	Erstbel.	$N = 10^6$		$a_m$ (Sp. 3)	$a_m$ (Sp. 3)	$a_m$ (Sp. 4)	$a_m$ (Sp. 5)	$a_m$ (Sp. 2)
1.1	12,5	11,2 <sup>1)</sup>	10,0			0,90	0,89	
1.2	12,2	10,8 <sup>1)</sup>	10,1			0,89	0,94	
1.3	11,6	9,8	7,9			0,84	0,88	
Mittel	12,1	10,6	9,3	11,8	0,79	0,79	0,90	
1.5	12,1	10,8	10,8	9,0	1,20	0,89	1,0	
1.4	9,3	8,2	8,2			0,88	1,0	
1.6	11,6	9,8	8,8			0,84	0,90	
1.7	11,5	8,5	8,5			0,74	1,0	
1.8	9,2	8,5	8,5			0,92	1,0	
1.9	7,8	6,8	6,3			0,87	0,93	
1.11	8,2	8,2	(8,2)			1,0	(1,0)	
Mittel	9,6	8,3	8,1	9,7	0,84	0,88	0,99	
S 1,12	7,5	7,3	-	6,0	1,22	0,97	(1,0)	
2.1	10,9	9,1	9,1			0,83	1,0	
2.3	9,5	8,7 <sup>1)</sup>	(8,7)			0,91	(1,0)	
2.4	12,6	12,3	12,3			0,98	1,0	
2.5	9,2	9,2	9,2			1,0	1,0	
2.7	11,4	11,2 <sup>2)</sup>	11,4			1,0	1,0	
2.8	12,2	12,2 <sup>2)</sup>	12,2			1,0	1,0	
Mittel	11,0	10,5	10,5	8,4	1,25	0,95	1,0	
2.2	14,9	13,1	13,1	14,2	0,92	0,88	1,0	
2.6	14,8	14,9 <sup>1)</sup>	15,0	15,6	0,96	1,0	1,0	
2.9	13,0	12,7 <sup>1)</sup>	12,5	11,0	1,14	0,98	0,96	

1)  $N = 5 \cdot 10^5 \text{ LW}$   
2) nach 611 Tagen Dauerlast

Tabelle 6: Mittlere Rißabstände

Die bei  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  ( $\approx 1,1$  zu  $\sigma_e$ ) auf der Körperoberseite gemessenen Rißbreiten  $w_{95\%}$  sind der Tabelle 5, Spalten 15 und 16 zu entnehmen. Zusätzlich sind die gemittelten Werte der vergleichbaren Körper in Bild 10 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl aufgetragen. Bei Erstbelastung betragen die Rißbreiten  $w_{95\%}$  maximal 0,28 mm. Sie nahmen während der Schwelllast um 20 bis 70 % zu (Mittelreihe 1 bzw. 2 : 45 bzw. 30 %) und überschritten nach  $10^6$  Lastwechseln in einigen Fällen  $w_{95\%} = 0,3 \text{ mm}$ . Die größten Werte wurden bei S 2.2 und S 2.6 gemessen ( $w_{95\%} = 0,37 \text{ mm}$ ), die einen nach DIN 1045 nicht zulässigen Abstand der Längsstäbe ( $a = 26 \text{ cm}$ ) aufwiesen.

Das Verhältnis  $w_{95\%} / w_m$  wurde durch die Schwelllast praktisch nicht verändert. Es betrug im Mittel bei Erstbelastung 1,64 und nach  $10^6$  Lastwechseln 1,56 mit einem konstanten Variationskoeffizient  $V \approx 17\%$ .

Die nach  $10^6$  Lastwechseln unter Oberlast gemessenen Rißbreiten betragen das 0,75- bis 1,17-fache (Mittel 0,95-fache) der nach [6] zu erwartenden Werte.

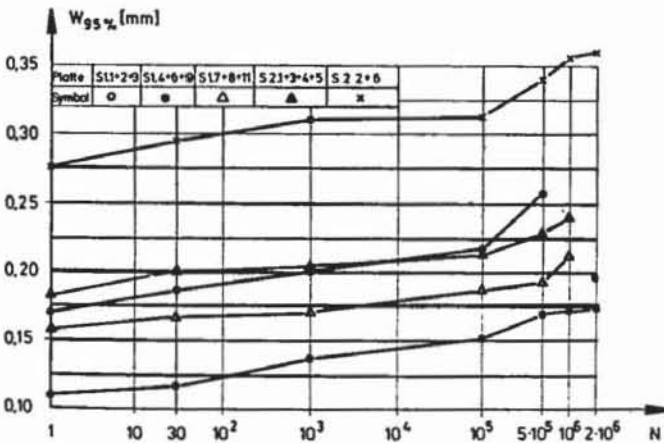


Bild 10: Rißbreite  $w_{95\%}$  unter Oberlast in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl  $N$

Die Zunahme der Rißbreiten wurde durch die Erhöhung der mittleren Betondehnung infolge Abnahme der Mitwirkung des Betons zwischen Rissen und der Erhöhung der Stahldehnung im Riß hervorgerufen. Dies ist aus Bild 11 zu ersehen, das die aus den Rissen berechnete mittlere Stahldehnung  $w_m / a_m$  zeigt. Sie betrug bei den Probekörpern mit niedrigem Bewehrungsgrad

( $\mu = 0,5 - 0,6\%$ ) bei Erstbelastung  $\epsilon_m / \epsilon_{eII} = 0,55$  und erreichte nach  $10^6$  Lastwechseln fast das 1,0-fache des theoretischen Wertes. Für die Körper mit hohem Bewehrungsgehalt ( $\mu = 1,5\%$ ) erreichte die mittlere Stahldehnung schon nach ca.  $10^3$  Lastwechseln den theoretischen Wert  $\epsilon_m / \epsilon_{eII}$ . Das Verhältnis  $\epsilon_m / \epsilon_{eII}$  war hauptsächlich abhängig vom Bewehrungsgehalt und wurde von der Körperform und der Betongüte nur wenig beeinflusst. Die aus den Rissen errechnete mittlere Stahldehnung war bei Erstbelastung kleiner als die mit Setzmessern ermittelten Werte für die mittlere Betondehnung. Dieser Unterschied wurde auch bei anderen in der Literatur beschriebenen Biegeversuchen festgestellt [7].

Während bei den Körpern der Reihe 1 keine Längsrisse auftraten, bildeten sich diese während der Lastwechsel in den Querkraftbereichen von fast allen Balken der Reihe 2. Ihre Breite blieb jedoch gering.

Aus den Bildern 6 bis 11 ist zu ersehen, daß alle Meßwerte mit Ausnahme der Betonstauchungen etwa linear

in Abhängigkeit vom Logarithmus der Lastwechselzahl zunahm. Demgegenüber war die Vergrößerung der Betonstauchungen bei höheren Lastwechselzahlen etwas größer als zu Beginn der Schwelllast.

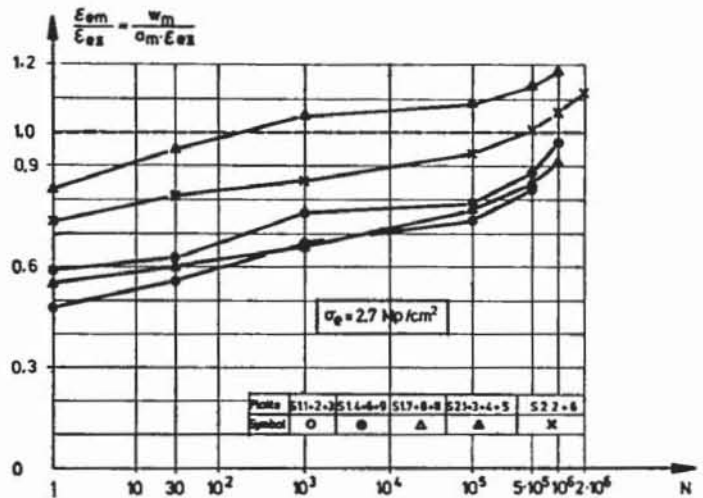


Bild 11:

Verhältnis der mittleren Stahldehnung  $\epsilon_m = w_m / a_m$  zur theoretischen Dehnung  $\epsilon_{eII}$  unter Oberlast in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl  $N$

#### 6.2.2. Verhalten nach schwellender Belastung

Die Bilder 12 und 13 zeigen die mittleren Betondehnungen (gemessen mit SDM) und die auf die Stützweite bezogene Mittendurchbiegung als Funktion der theoretischen Stahldehnung bzw. -spannung. Es sind jeweils die gemittelten Meßergebnisse von vergleichbaren Körpern der Reihen 1 und 2 aufgetragen. Wegen der niedrigen Proportionalitätsgrenze der Stähle (siehe Bild 3) traten bei hohen Belastungen der Probekörper große Stahldehnungen auf. Zur Berücksichtigung dieses Sachverhaltes wurden in Bild 12 die gemessenen Dehnungen auf die bei einer geradlinigen Spannungs-Dehnungs-Linie zu erwartenden Werte reduziert und die theoretischen Durchbiegungen  $f_{II}$  mit den gemessenen  $\sigma - \epsilon$ -Linien berechnet. Die Kurven für die anderen Körper bzw. für andere Meßergebnisse verliefen prinzipiell ähnlich.

Es ist zu ersehen, daß bei einer Belastung nach vorhergehenden Lastwechseln die Kurven zunächst etwa parallel zu den Entlastungslinien nach Erstbelastung verlaufen und unter Oberlast die theoretischen Werte teilweise überschreiten. Bei einer Belastung über die Oberlast hinaus passen sich die Kurven den Erstbelastungslinien wieder an.

Der Schlupf der Längsstäbe am Endauflager war gering. Er betrug bei den Körpern der Reihe 1 und 2 (außer S 2.9) maximal  $s = 0,03 \text{ mm}$  unter einer  $\sigma_e = 4,0 \text{ Mp/cm}^2$  entsprechenden Last, obwohl bei vielen Körpern der Reihe 2 von den Lasteintragungsstellen bis zu den Biegerissen in der Nähe der Auflager durchgehende, schmale Längsrisse über den Stäben entstanden. Bei S 2.9 wurde bei einem Stab  $s = 0,09 \text{ mm}$  gemessen, während die anderen Stäbe  $s = 0,04 \text{ mm}$  nicht überschritten.

Zwar war die Verankerungslänge der Stäbe am Endauflager meist kürzer als nach DIN 1045 erforderlich, aber wegen der geringen Schubbeanspruchung ( $\max \tau_{ou} = 21 \text{ kp/cm}^2$ ) entstanden Biegerisse erst in einem relativ großen Abstand vom Auflager. Zur Verankerung der in diesem Riß vorhandenen Stahlspannung, die etwa dem rechneri-

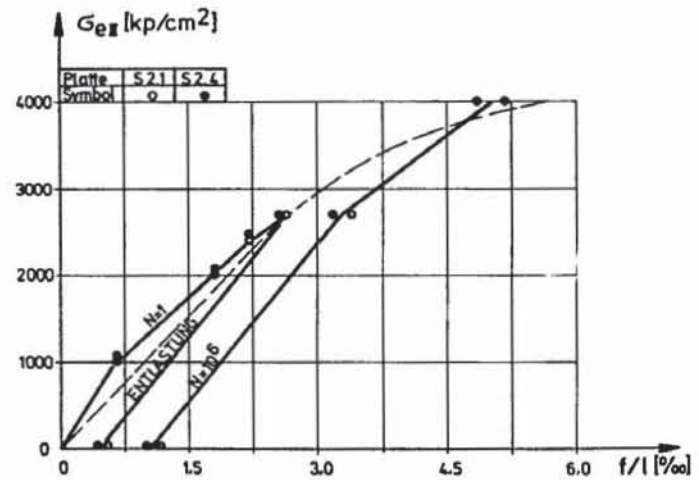
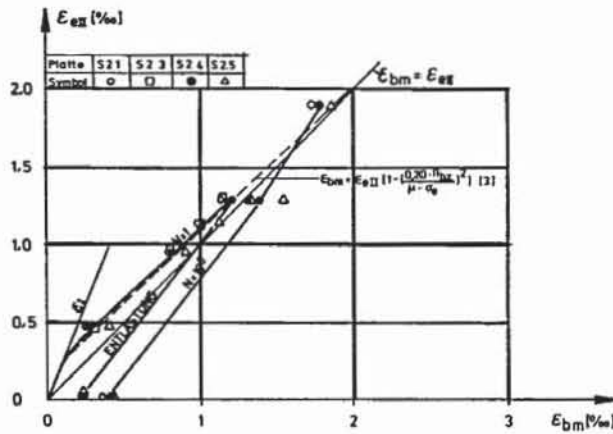
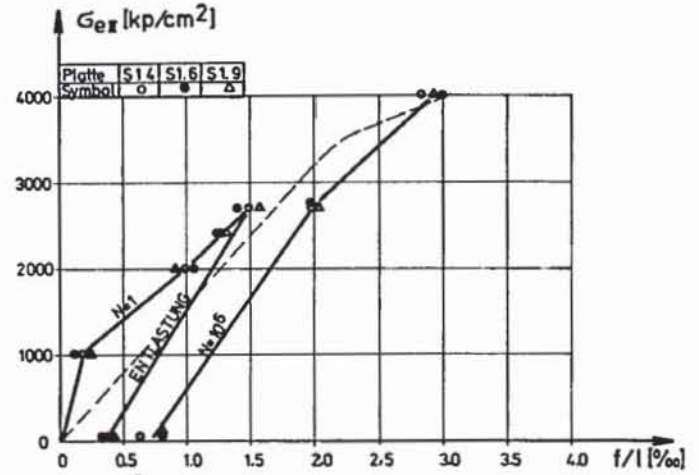
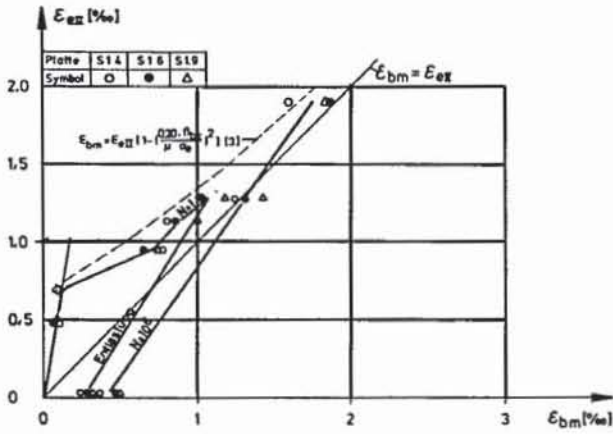


Bild 12 :

Mittlere Betondehnung  $\varepsilon_{bm}$  (gemessen mit Setzdehnungsmesser) in Abhängigkeit von der rechnerischen Stahldehnung  $\varepsilon_{eII}$

Bild 13 :

Auf die Stützweite  $l$  bezogene Durchbiegung  $f$  in Körpermitte in Abhängigkeit von der rechnerischen Stahlspannung  $\sigma_e$

schen Wert bei Beachtung des Versatzmaßes nach DIN 1045 entsprach, waren daher relativ geringe Verbundspannungen erforderlich.

( $\tau_1 \approx$  zul  $\tau_1$  bei  $\sigma_e = 4,0 \text{ Mp/cm}^2$ ). Nur bei S 2.9 betrug diese Verbundspannung im Bruchzustand etwa 2 · zul  $\tau_1$ .

Im folgenden wird das Verhalten dieser Körper mit dem der gleich ausgebildeten Körper S 2.1 und S 2.5 verglichen.

Das Verhältnis der Bruchlasten der durch Biegebruch zerstörten Probekörper zu den theoretischen Werten lag zwischen 0,96 und 1,28 und betrug im Mittel 1,07 (vergl. Tabelle 5). Die Versuche bestätigen daher die bekannte Tatsache, daß bei Vermeidung eines Ermüdungsbruches eine Ermüdungsbeanspruchung zwar das Verhalten unter Gebrauchslast, nicht jedoch das Verhalten im Bruchzustand und die Bruchlast beeinflussen [21].

Bild 14 zeigt das Verhältnis der bei einer bestimmten Belastungszeit bzw. Lastwechselzahl gemessenen Verformungen zu den entsprechenden Meßwerten bei Erstbelastung.

### 6.2.3. Vergleich des Tragverhaltens während Dauerbelastung bzw. Lastwechsel

Die Probekörper S 2.7 und S 2.8 lagerten ca. 21 Monate zusammengespannt in der Versuchshalle. Zur Berücksichtigung der bis zu ca. 10% von dem Sollwert ( $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$ ) abweichenden Last wurden die Meßwerte (außer Rißbreiten) auf die Sollast umgerechnet.

Die Betonstauchungen der einer Dauerlast unterworfenen Körper betragen bei Belastungsbeginn  $\varepsilon_b = -0,88\%$  und die der Vergleichsbalken  $\varepsilon_b = -0,73\%$ . Sie nahmen während  $10^6$  Lastwechseln (Zeitdauer ca. 17 Tage) um 37% zu. Diese Zunahme wurde nach ca. 35 Tagen Dauerbelastung erreicht. Nach etwa 21 Monaten betrug die Betonstauchung das ca. 2-fache des Anfangswertes (Bild 14a). Demgegenüber war die Zunahme der Stahldehnungen nach  $10^6$  Lastwechseln bzw. 21-monatiger Dauerbelastung etwa gleich groß (siehe Bild 14b). Dies gilt in etwa auch für die mittlere Betondehnung. Wegen der größeren Zunahme der Betonstauchungen stiegen jedoch die Durchbiegungen während der Dauerlast stärker an als während der Schwellbelastung (48% bzw. 32% gegenüber Erstbelastung).

Die bei erstmaligem Erreichen der Oberlast gegenüber den Vergleichsbalken ca. 40% größeren Rißbreiten  $w_{95\%}$  der Körper S 2.7 und S 2.8 sind hauptsächlich auf deren größere Rißabstände zurückzuführen. Bei konstanten



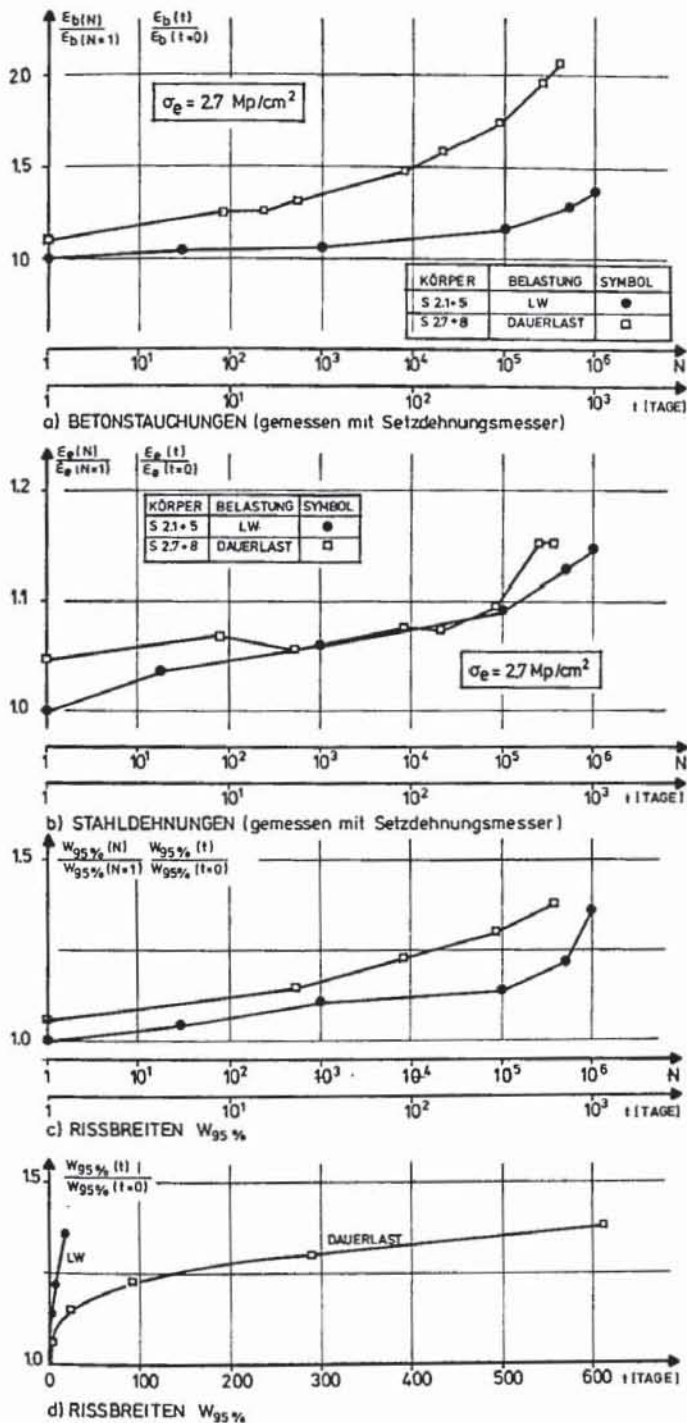


Bild 14 :

Vergleich der prozentualen Zunahme der Meßwerte gegenüber Erstbelastung bei Schwell- bzw. Dauerbelastung ( $\sigma_{eII} = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$ )

Rißabständen während der langeinwirkenden Last war die Zunahme der Rißbreiten  $w_{95\%}$  am Ende der Dauer- bzw. Schwellbelastung mit ca. 35 % nahezu gleich (Bild 14c).

Die Ergebnisse zeigen, daß das Kriechen des Betons in der Druckzone durch Lastwechsel nur gering beschleunigt wird. Demgegenüber ist eine Schwelllast in Bezug auf das Rißverhalten, das als wichtiges Kriterium für die Beurteilung des Gebrauchszustandes gilt, als Zeitrafferversuch für eine Dauerstandsbelastung anzusehen (Bild 14 d). Dieses mit [8] übereinstimmende Ergebnis kann wie folgt erklärt werden :

Die Zunahme der Rißbreiten wird wesentlich durch die Abnahme der Mitwirkung des Betons hervorgerufen.

Diese ist hauptsächlich durch die Verringerung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton bedingt, die nach den an Ausziehversuchen gewonnenen Erfahrungen [4] durch eine Schwelllast beschleunigt werden kann. Die Zunahme der Stahldehnungen im Riß, die unter anderem vom Kriechen des Betons in der Druckzone abhängt, besitzt demgegenüber bei nur biegebeanspruchten Bauteilen mit üblichen Bewehrungsgraden nur einen geringeren Einfluß auf die Rißbreitenentwicklung.

Aus den wenigen Versuchen kann natürlich nicht genau abgeleitet werden, wieviel Lastwechsel mit einer bestimmten Schwingbreite erforderlich sind, um die gleiche Beeinflussung des Rißbildes wie bei einer konstanten Last vorgegebener Dauer zu erreichen. Nach den Auswertungen [7] kann durch  $10^5$  Lastwechsel mit einer Oberlast gleich der Dauerlast, die in einem Tag aufgebracht werden können, etwa die Wirkung einer über 6 Monate konstant gehaltenen Last nachgeahmt werden.

### 6.3 Verhalten der Übergreifungsstöße

#### 6.3.1 Rißverhalten

##### 6.3.1.1 Biegerisse

Bedingt durch die geringere Dehnung im Stoßbereich war hier bei den Körpern der Reihe 1 zu Beginn der Schwellbelastung noch kein entwickeltes Rißbild vorhanden. Der mittlere Rißabstand unterschied sich jedoch nach  $10^6$  Lastwechseln nur geringfügig von den außerhalb des Stoßes gemessenen Werten. Die höher bewehrten Körper der Reihe 2 ( $\mu = 1,5\%$ ) wiesen schon bei erstmaligem Erreichen der Oberlast etwas geringere Rißabstände innerhalb als außerhalb des Stoßbereiches auf.

Die Breite der Risse im Stoßbereich blieb wegen der geringen Dehnung klein.

Die maximalen Breiten der Risse am Stoßende (gemessen über den Stäben auf der Körperrauenseite) sind für eine Stahlspannung  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  ( $\approx 1,1$  zul.  $\sigma_e$ ) in den Spalten 11 bis 14 der Tabelle 5 zusammengestellt. Zusätzlich sind in Bild 15 die maximalen Rißbreiten bei Erstbelastung und nach  $10^6$  Lastwechseln in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge dargestellt. Als maximale Rißbreite wurde das Mittel aus den 2 maximalen Ablesungen angenommen. Dieser Wert soll etwa die 95 % - Fraktile der Risse darstellen, die in manchen Fällen wegen der relativ wenigen Meßwerte nicht sinnvoll ermittelt werden konnte.

Zunächst ist zu sehen, daß die Rißbreiten der plattenartigen Bauteile größer sind als die der balkenförmigen Probekörper mit etwa gleichem Verhältnis  $d_e/\mu$ . Dieses in Übereinstimmung mit dem Rißverhalten außerhalb des Stoßes stehende Ergebnis ist hauptsächlich auf den ungünstigen Einfluß des großen Stababstandes bei Platten zurückzuführen.

Bei Erstbelastung wiesen alle Probekörper außer S 2, 6 unter der 1,1-fachen Gebrauchslast Rißbreiten  $w_{95\%} < 0,3 \text{ mm}$  auf. Die Rißbreiten vergrößerten sich bei den Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden während der schwellenden bzw. Dauerbelastung um ca. 20 bis 120 %. Während sie bei den Körpern der Reihe 1 ( $d_e = 14 \text{ mm}$ ) außer bei S 1, 11 und S 1, 12 (Übergreifungsstoß mit Winkelhaken) unter Gebrauchslast ( $\sigma_e = 2,4 \text{ Mp/cm}^2$ ) in keinem Fall den kritischen Wert  $w_{95\%} = 0,3 \text{ mm}$  überschritten, gilt dies für die Körper der Reihe 2 ( $d_e = 26$  bzw.  $28 \text{ mm}$ ) nur für Übergreifungslängen  $l_{II} \gtrsim 1,8$  bis  $1,9 a_0$ .

Bei Erstbelastung waren die Rißbreiten am Stoßende nicht bzw. sehr gering von der Übergreifungslänge ab-

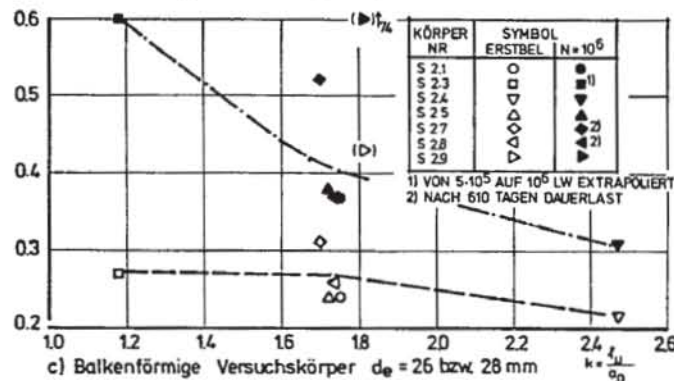
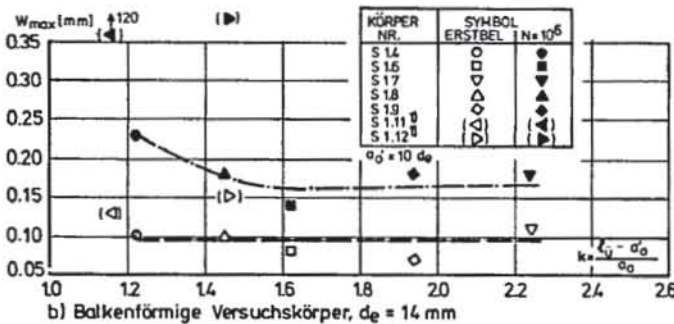
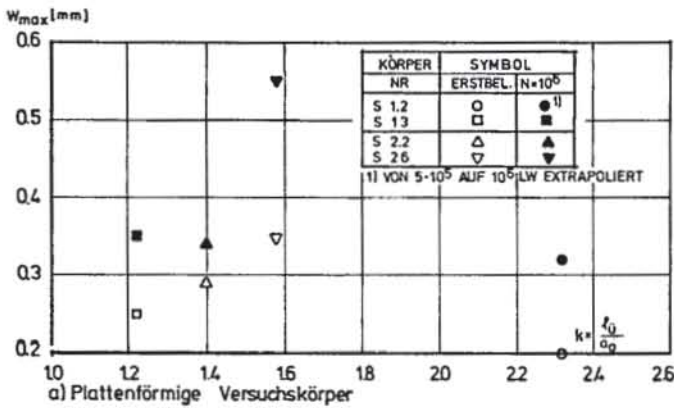


Bild 15 :

Rißbreiten am Stoßende ( Mittel aus 2 maximalen Able-  
sungen) bei  $\sigma_{eII} = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  in Abhängigkeit von der  
bezogenen Übergreifungslänge  $k = l_u/a_0$

- a) Plattenförmige Versuchskörper  
b) Balkenförmige Versuchskörper,  $d_e = 14 \text{ mm}$   
c) Balkenförmige Versuchskörper,  $d_e = 26 - 28 \text{ mm}$

hängig. Demgegenüber nahmen die Rißbreiten nach Dau-  
er- bzw. Schwellbelastung mit abnehmender bezogener  
Übergreifungslänge im allgemeinen zu. Dieses Verhal-  
ten war besonders ausgeprägt bei den balkenförmigen  
Probekörpern der Reihe 2. Die entgegengesetzte Ten-  
denz bei den mit 26 mm Stäben bewehrten Platten S 2.2  
und S 2.6 dürfte hauptsächlich auf eine zu geringe Riß-  
breite bei S 2.2 zurückzuführen sein.

Zur Beurteilung der Frage, ob durch einen Übergrei-  
fungsstoß die Verhältnisse in Bezug auf die Rißbildung  
verschlechtert werden, dient Bild 16. Es zeigt das nach  
 $10^6$  Lastwechseln ermittelte Verhältnis der maximalen  
Rißbreiten am Stoßende (= Mittel der 2 maximalen Ab-  
lesungen) zur Rißbreite  $w_{95\%}$  außerhalb des Stoßbe-  
reichs in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungs-  
länge. Es sind auch die Ergebnisse von Vergleichsver-  
suchen mit geschweißten Betonstahlmatten aus gerippten  
Stäben eingetragen. [9]

Die Verhältnismerte sind deutlich abhängig von der be-  
zogenen Übergreifungslänge. Die größeren Risse an den  
Stoßenden bei kurzen Übergreifungslängen sind haupt-  
sächlich durch die größeren Gleitungen der Längsstäbe  
im Stoßbereich zu erklären. Bei Stößen mit geraden  
Stabenden von dünnen Stäben ( $d_e \geq 14 \text{ mm}$ ) sind für be-  
zogene Übergreifungslängen  $l_u \leq 1,60 a_0$  keine größe-  
ren Rißbreiten an den Stoßenden als im übrigen Bereich  
zu erwarten. Für dicke Durchmesser wurde für gleiche  
bezogene Übergreifungslängen eine im Verhältnis zum  
Bereich des konstanten Momentes größere Rißbreite am  
Stoßende gemessen als für dünne Stäbe.

Die Breiten der Risse am Stoßende nahmen erwartungs-  
gemäß bei gleicher bezogener Übergreifungslänge mit  
abnehmender Betongüte, d. h. mit zunehmender absolu-  
ter Übergreifungslänge zu. Dies ist aus einem Vergleich  
der Rißbreiten von S 1.4 bzw. S 2.9 ( $\beta_w \sim 250 \text{ kp/cm}^2$ )  
mit denen der Vergleichskörper S 1.8 bzw. S 2.1 und  
S 2.7 ( $\beta_w \sim 525 \text{ kp/cm}^2$ ) zu ersehen.

Wegen der aufgetretenen Streuungen (vergl. S 2.1 und  
S 2.7 mit S 2.9 und S 2.2 mit S 2.6) sollten zusätzliche  
Versuche mit kleiner und großer Übergreifungslänge  
durchgeführt werden, um die für dicke Stäbe eingetragene  
Trendlinie zu bestätigen bzw. gegebenenfalls zu korrigieren.

Die Probekörper S 1.11 und S 1.12 mit einem Stoß der  
Bewehrung mittels Winkelhaken wiesen bei Ansatz des  
in DIN 1045 angegebenen Hakenabzugswertes  $a'_0 = 20 d_e$   
deutlich größere absolute Rißbreiten (Bild 15) und Ver-  
hältnismerte  $w_{\max} / w_{95\%}$  (Bild 16) auf als die Ver-  
gleichskörper mit einem Stoß der Bewehrung mit geraden  
Stabenden und gleicher bezogener Übergreifungslän-  
ge. Ein etwa gleiches Rißverhalten der beiden Stoßarten  
kann nach den Versuchen nur bei Vernachlässigung des  
Hakenabzugswertes ( $a'_0 = 0$ ) erwartet werden (vergl.  
Tabelle 7).

Ähnlich ungünstige Ergebnisse wurden auch bei Dauer-  
lastversuchen registriert. In [11] wurden Rippenstäbe

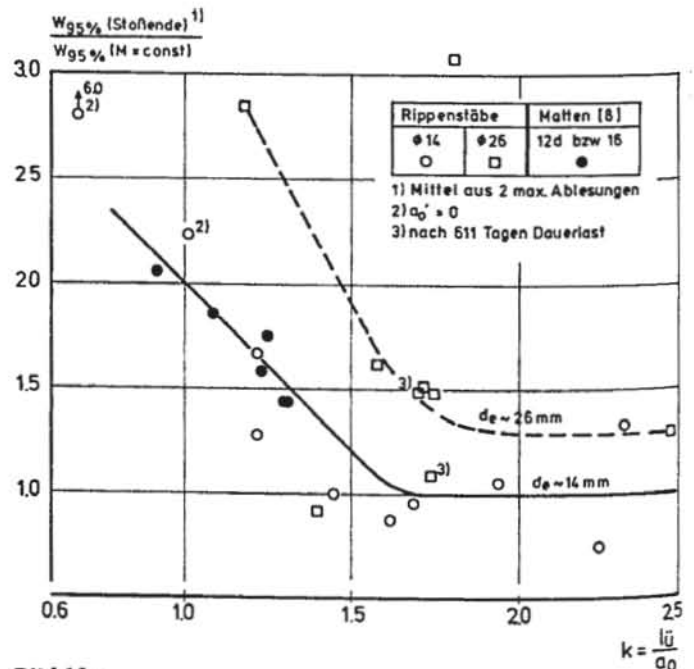


Bild 16 :

Verhältnis der Rißbreiten  $w_{\max}$  der Risse am Stoßende  
zu  $w_{95\%}$  im Bereich  $M = \text{const}$ , außerhalb des Stoßes  
nach  $10^6$  Lastwechseln unter Oberlast in Abhängigkeit  
von der bezogenen Übergreifungslänge  $k = l_u/a_0$ .

		S 1.11			S 1.12		
		$a'_0/d_e$			$a'_0/d_e$		
		20	10	0	20	10	0
$k = \frac{l_u + a'_0}{a_0}$		1,62	1,16	0,69	1,90	1,46	1,01
max w (Stoßende)	Hakenstoß	6,0			2,24		
$w_{95\%}$ (M=const.)							
nach $10^6$ LW	Stoß mit ger. Stäben	1,0	1,75	2,8	1,0	1,2	2,1

Tabelle 7:

Vergleich des Verhältniswertes max w (Stoßende) zu  $w_{95\%}$  (M = const. ohne Stoß) von Stößen mit Winkelhaken und mit geraden Stäben bei gleicher bezogener Übergreifungslänge.

mit  $d_e = 12$  mm durch Übergreifung mit Haken gestoßen ( $l_u = 15$  cm,  $d_B = 8 d_e$ ) und die Probekörper ca. 11 Monate im Klimaraum einer Dauerbelastung in Höhe der ca. 0,7-fachen Gebrauchslast unterzogen. Die Übergreifungslänge, bezogen auf die zur Verankerung der Stahlsplattung unter Dauerlast erforderliche Verankerungslänge  $a$  wurde zu  $k = \frac{l_u + a'_0}{a} = 1,44$  (mit  $a'_0 = 20 d_e$ ) gewählt. Die maximale Rißbreite am Stoßende betrug am Ende der Dauerstandsbelastung das 1,86-fache des außerhalb des Stoßes gemessenen Wertes  $w_{95\%}$  ( $w_{max} = 0,28$  mm gegenüber  $w_{95\%} = 0,15$  mm). Dabei ist zu beachten, daß die Rißbreiten am Stoßende durch den vergrößerten Biegerollendurchmesser der Haken ( $d_B = 8 d_e$  gegenüber  $d_B = 4 d_e$ ) günstig beeinflusst wurden.

Alle Ergebnisse zeigen, daß Stöße mit Haken oder Winkelhaken bei gleicher bezogener Übergreifungslänge nur dann ein ähnliches Verhalten im Gebrauchszustand wie Stöße mit geraden Stäben aufweisen, wenn der Hakenabzugswert sehr gering angesetzt bzw. vernachlässigt wird. Dies ist auf die während der Lastwechsel bzw. Dauerlast erfolgende teilweise Kraftumlagerung auf den Haken (vgl. Abschnitt 6.3.3) und deren ungünstiges Schlupfverhalten [18] zurückzuführen.

### 6.3.1.2. Sprengrisse

Im Stoßbereich bildeten sich an den Stoßenden vereinzelt kurze, unter ca.  $45^\circ$  bis  $60^\circ$  zur Längsachse geneigte Schrägrisse und in vielen Fällen Längsrisse aus, die meist an den Stoßenden und bevorzugt an den außenliegenden Stäben begannen (siehe Bilder 17a bis 17m). Sie wurden von Querkraften aus der Überleitung der Kräfte von einem Stab auf den anderen und von Sprengkräften infolge der Verankerung der Längsstäbe hervorgerufen. Die Neigung der Risse ließ nicht immer erkennen, welche Wirkung überwog. Der überwiegende Teil dieser Risse bildete sich während der Schwellast. Nur bei S 1.11, S 2.7 und S 2.8 wurden schon bei  $\sigma_e = 2,0$  Mp/cm<sup>2</sup> die ersten Längsrisse registriert.

Es war ein deutlicher Einfluß der Übergreifungslänge, des Stabdurchmessers und der Stoßart auf die Längsrißbildung zu erkennen.

Bei Übergreifungsstößen mit geraden Stäben von dünnen Stäben ( $d_e = 14$  mm) traten bei Stoßlängen  $l_u = 1,7 a_0$  keine Längsrisse im Stoßbereich auf. Bei geringeren

Übergreifungslängen bildeten sich vereinzelt Längsrisse im allgemeinen von den Stoßenden bis zum nächsten Biegeriße, die sich nur bei S 1.8 ( $l_u = 1,45 a_0$ ,  $\beta_w = 523$  kp/cm<sup>2</sup>) (Bild 17c) über eine größere Länge erstreckten. Eine Vergrößerung des Abstandes der gestoßenen Stäbe verringerte die Längsrißbildung geringfügig (vergl. S 1.3 (Bild 17a) mit S 1.4 (Bild 17b) und S 1.8). Die Breite dieser Risse (gemessen ungefähr in der Mitte zwischen zwei Biegerissen) betrug unter  $\sigma_e = 4,0$  Mp/cm<sup>2</sup> maximal  $w = 0,05$  mm.

Bei S 1.11 (Hakenstoß) bildeten sich über 4 Stäben durchgehende Längsrisse, deren Breite nach  $10^6$  Lastwechseln unter Oberlast  $w_{max} = 0,17$  mm betrug. Zusätzlich wurde nach  $10^5$  Lastwechseln an den Körperseitenflächen ein horizontaler Riße in Höhe der Stahleinlagen registriert. Bei S 1.12 mit einer bezogenen Übergreifungslänge  $k = 1,9$  ( $a'_0 = 20 d_e$ ) wurden zahlreichere und breitere Längsrisse ( $w_{max} = 0,11$  mm unter  $\sigma_e = 2,7$  Mp/cm<sup>2</sup> nach  $10^6$  LW) beobachtet (Bild 17e) als bei den vergleichbaren Körpern (Bilder 17b und 17c).

Bei den Körpern der Reihe 2 nahm ebenfalls die Sprengrißbildung mit abnehmender Übergreifungslänge zu (s. Bilder 17f bis 17h). Allerdings bildeten sich diese Risse bei geringeren Lastwechselzahlen, erstreckten sich meist über einen größeren Teil der Übergreifungslänge und wiesen größere Breiten auf (s. Tabelle 8) als bei den Balken mit dünnen Stäben und gleicher bezogener Übergreifungslänge. Auch bei Berücksichtigung der höheren bezogenen Betondeckung der dünnen Stäbe ( $u_b = 1,3 d_e$  gegenüber  $u_b = 1,0 d_e$  bei  $d_e = 26$  mm) steht die beobachtete stärkere Sprengrißbildung bei den dicken Stäben im Widerspruch zu [12], wonach die Querkraftspannungen von dicken Stäben unter sonst gleichen Verhältnissen geringer als von dünnen Drähten sind.

Die maximale Breite der Sprengrisse wurde im allgemeinen an den Stoßenden gemessen. Sie nahm unter sonst gleichen Verhältnissen mit abnehmender Übergreifungslänge geringfügig zu. Berücksichtigt man jedoch weiterhin die größere Zahl der Sprengrisse, ist die ansteigende Beanspruchung in Querrichtung mit abnehmender Stoßlänge zu ersehen (siehe Abschnitt 6.3.4). Die relativ ausgeprägten und breiten Sprengrisse bei S 2.9 (Bild 17i) sind teilweise auf die geringere Querbewehrung an den Stoßenden ( $d_e = 10$  mm gegenüber  $d_e = 12$  mm bei S 2.1) zurückzuführen. Das Versetzen der Stöße um  $0,5 l_u$  ergab auch bei Berücksichtigung der etwas schwächeren Querbewehrung zumindest keine Verminderung der Zahl, Länge und Breite der Sprengrisse (vergl. S 2.1 (Bild 17g) mit S 2.5 (Bild 17k)).

Körper-Nr.	lichter Stoßabstand $2 d_e$								lichter Stoßabstand $10 d_e$	
	S 2.3	S 2.1	S 2.7	S 2.9 <sup>2)</sup>	S 2.4	S 2.5 <sup>5)</sup>	S 2.8 <sup>5)</sup>	S 2.2	S 2.6	
$k = \frac{l_u + a'_0}{a_0}$	1,18	1,75	1,70	1,81	2,47	1,72	1,74	1,40	1,58	
max. Breite der Sprengrisse 1) [mm]	$\sigma_e = 2,7$ Mp/cm <sup>2</sup> 0,13 <sup>3)</sup>	0,06	0,11 <sup>4)</sup>	0,13 <sup>3)</sup>	0,07	0,10	0,13 <sup>4)</sup>	0,06	0,05	
	$\sigma_e = 4,0$ Mp/cm <sup>2</sup>	0,10	0,14	0,24	0,11	0,14	0,19	0,14	0,08	

1) Mittel aus 2 maximalen Ablesungen

2)  $\beta_w = 247$  kp/cm<sup>2</sup>

3) nach  $5 \cdot 10^5$  LW

4) nach 611 Tagen Dauerbelastung

5) Stöße um  $0,5 l_u$  gegeneinander versetzt

Tabelle 8: Maximale Breiten der Sprengrisse im Stoßbereich

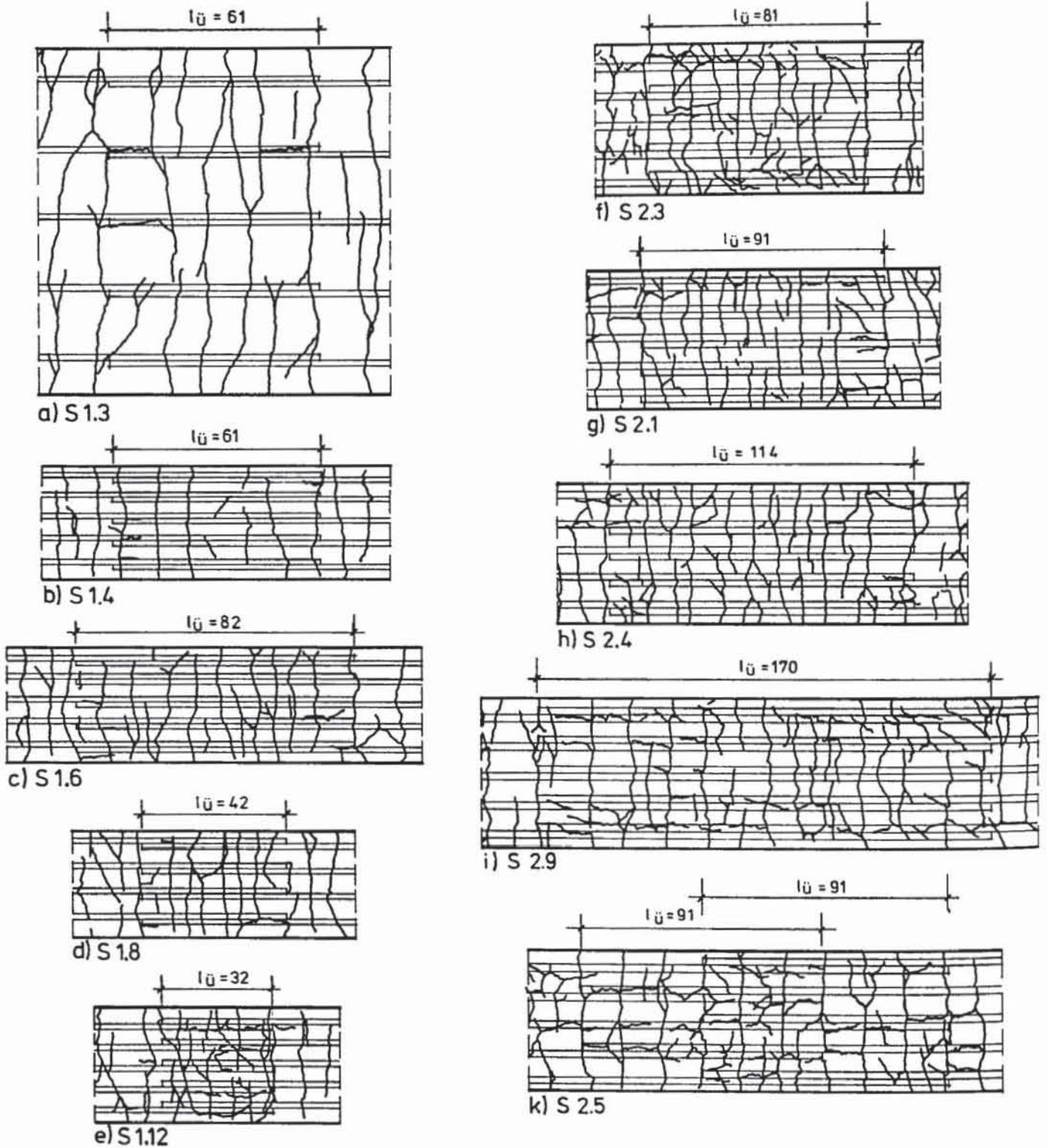


Bild 17 :  
Verlauf der Risse im Stoßbereich kurz vor dem Bruch:

- a) S 1.3 ( $l_{\bar{u}} = 1,22 a_0$ , Bn 250)
- b) S 1.4 ( $l_{\bar{u}} = 1,22 a_0$ , Bn 250)
- c) S 1.6 ( $l_{\bar{u}} = 1,62 a_0$ , Bn 250)
- d) S 1.8 ( $l_{\bar{u}} = 1,45 a_0$ , Bn 500)
- e) S 1.12 ( $l_{\bar{u}} = 1,90 a_0 - a'_0$ , Bn 500)

- f) S 2.3 ( $l_{\bar{u}} = 1,18 a_0$ )
- g) S 2.1 ( $l_{\bar{u}} = 1,75 a_0$ )
- h) S 2.4 ( $l_{\bar{u}} = 2,47 a_0$ )
- i) S 2.9 ( $l_{\bar{u}} = 1,81 a_0$ , Bn 250)
- k) S 2.5 ( $l_{\bar{u}} = 1,72 a_0$ , Stöße um  $0,5 l_{\bar{u}}$   
gegeneinander versetzt)

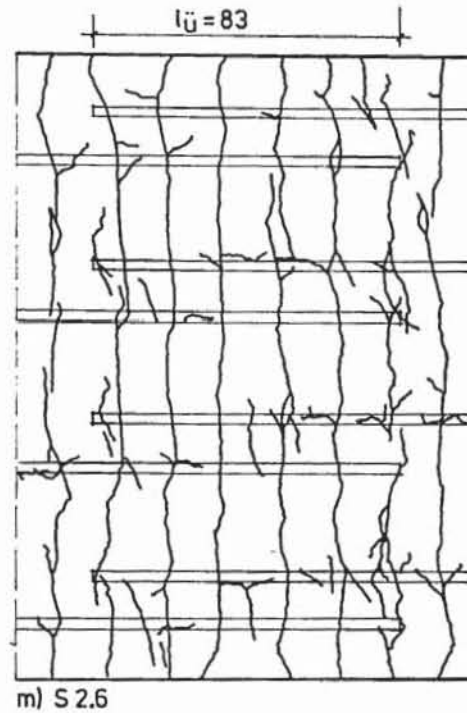
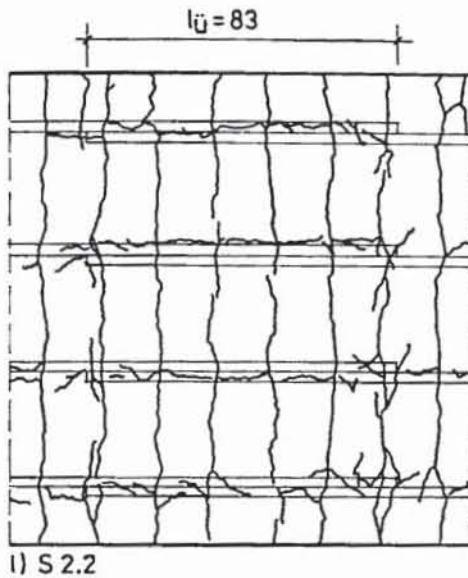


Bild 17 :

Verlauf der Risse im Stoßbereich kurz vor dem Bruch

l) S 2.2 ( $l_{\bar{u}} = 1,4 a_0$ ), m) S 2.6 ( $l_{\bar{u}} = 1,58 a_0$ )

Bei S 2.2 ( $e = 10 d_e$ ) (Bild 17 l) traten nicht nur im Stoßbereich, sondern auch außerhalb ausgeprägte Sprengrisse auf, deren Breite außerhalb des Stoßbereichs ca. 20 % geringer als innerhalb war. Die Vergrößerung des lichten Abstandes der gestoßenen Stäbe auf  $e_1 = 4 d_e$  ergab zumindest keine Verschlechterung der Sprengrißbildung. Da die entsprechend dem Kraftfluß zu erwartenden Schrägrisse kaum auftraten (siehe Bild 17 m), reichte der Beton allein zur Übertragung der Kräfte aus.

Eine Schwellbelastung kann auch in Bezug auf die Rißbildung im Stoßbereich als Zeitrafferversuch für eine Dauerbelastung angesehen werden. So unterschied sich nach  $10^6$  Lastwechseln sowohl das Verhältnis der maximalen Rißbreiten am Stoßende zu den Breiten  $w_{95\%}$  außerhalb des Stoßbereichs als auch die Länge und Breite der Sprengrisse im Stoßbereich der Körper S 2.1 und S 2.5 nicht wesentlich von denen der Vergleichskörper S 2.7 und S 2.8 (611 Tage Dauerbelastung) (siehe Bild 16 und Tabelle 8).

### 6.3.2 Betonverformungen im Stoßbereich

Bild 18 zeigt den typischen Verlauf der im Stoßbereich mit Setzdehnmessern an den Außenflächen des Betons in Höhe der Biegezugbewehrung bzw. im Abstand von 1 cm vom Druckrand gemessenen Betonverformungen. An den Stoßenden traten Dehnungsspitzen auf, die jedoch mit zunehmender Übergreifungslänge abnahmen (vergl. S 2.3 mit S 2.4). Daher werden insbesondere bei kurzen Übergreifungslängen diese hohen Dehnungen durch den Schlupf der endenden Stäbe hervorgerufen. Die Dehnungen im Stoßbereich waren nahezu konstant und betrugen in Stoßmitte im Mittel etwa das 0,5-fache der außerhalb des Stoßes gemessenen Werte. Die Betonstauungen wurden durch den Stoß geringer beeinflusst (siehe Bild 18a). Daher ergab sich an den Stoßenden eine etwas niedrigere und in Stoßmitte eine deutlich höhere Druckzone als im Bereich des konstanten Momentes.

Bei der gewählten Bemessung der Probekörper führte die Einschnürung der Biegedruckzone an den Stoßenden in keinem Fall zu einem vorzeitigen Biegedruckbruch.

### 6.3.3 Stahldehnungen im Stoßbereich

Die Stahldehnungen im Stoßbereich wurden mittels seitlich an den Stäben aufgeklebten Dehnungsmessstreifen gemessen. Diese lagen jeweils im bzw. nahe einem Biegeriñ. Zur Vermeidung einer zu starken Störung des Verbundes wurden die Stäbe im Stoßbereich nur an wenigen, möglichst weit voneinander entfernten Stellen mit Meßstellen versehen.

In Bild 19 sind die aus den gemessenen Dehnungen mit  $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$  berechneten Stahlspannungen der gestoßenen Stäbe entlang der Übergreifungslänge für die Körper S 2.3 und S 2.9 aufgetragen.

Zusätzlich sind im jeweils unteren Diagramm die aus den Spannungsänderungen errechneten, im jeweiligen Bereich als gleichmäßig verteilt angenommenen Verbundspannungen dargestellt. Dabei wurde die Spannungsänderung der in entgegengesetzten Richtungen gezogenen Stäbe gemittelt, da die von einem Stab auf einer bestimmten Länge abgegebene Stahlspannung ziemlich genau der vom Nachbarstab aufgenommenen Spannung entsprach.

Der Stahlspannungsverlauf war bei allen Laststufen etwa symmetrisch zur Stoßmitte. Er wies bei erstmaligem Erreichen der Oberlast am Stoßbeginn und Stoßende eine starke, im mittleren Drittel des Stoßes dagegen eine schwache Neigung auf. Die aus dem Stahlspannungsverlauf berechnete mittlere Verbundspannung ergab demnach Größtwerte an den Stoßenden und geringere Werte im mittleren Stoßbereich. Dieses Verhalten war bei S 2.9 mit einer größeren bezogenen Übergreifungslänge ( $l_{\bar{u}} = 1,81 a_0$ ) ausgeprägter als bei S 2.3 ( $l_{\bar{u}} = 1,18 a_0$ ).

Bei Probekörper S 2.3, der durch einen Ermüdungsbruch des Stoßes nach  $5,04 \cdot 10^5$  Lastwechseln versagte, verlief die Stahlspannung schon nach 30 Lastwech-

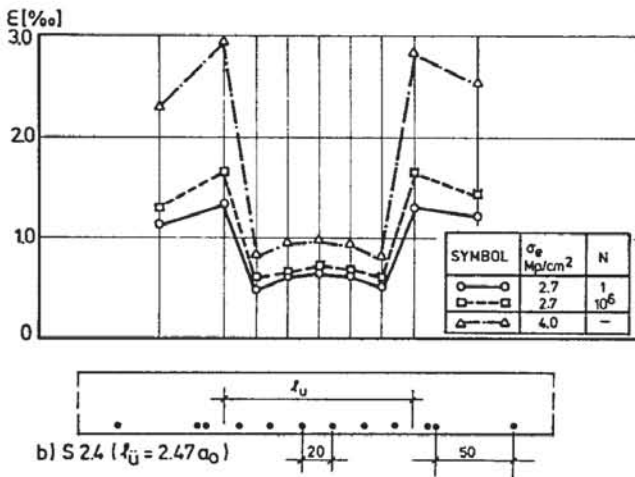
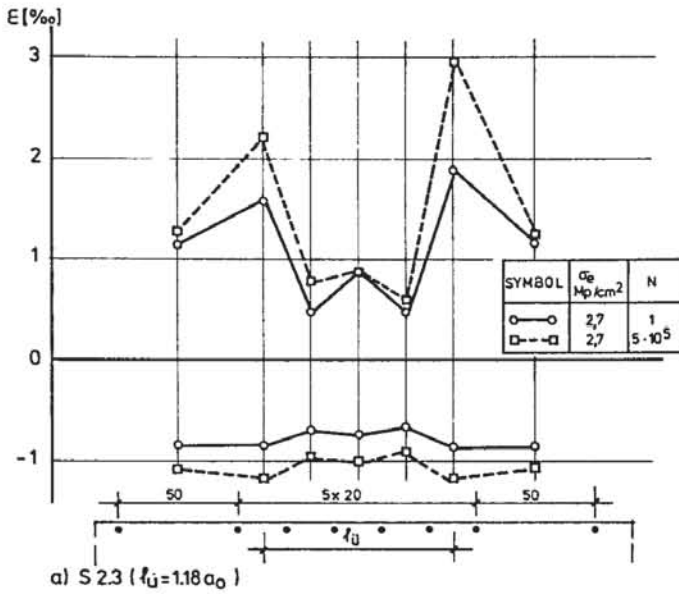


Bild 18 :  
Verformungen des Betons im Stoßbereich  
in Höhe der Stahleinlagen und am Druckrand

- a) S 2.3 ( $l_u = 1,18 a_0$ )  
b) S 2.4 ( $l_u = 2,47 a_0$ )

sein nahezu linear. Weitere Lastwechsel führten zu einer kontinuierlichen Verminderung der Verbundspannungen an den Stoßenden und zu einer stärkeren Kraftüberleitung im mittleren Bereich. Die Verbundspannungen betragen nach  $5 \cdot 10^5$  Lastwechseln an den Stoßenden nur ca. 65 % der für Erstbelastung geltenden Werte und erreichten im mittleren Bereich etwa die bei Erstbelastung aufgetretenen Spitzenwerte. Bei Ausziehversuchen mit langer Einbettungslänge unter Schwellast wurde kurz vor dem Ermüdungsbruch des Verbundes ein ähnlicher Verbundspannungsverlauf wie hier im Bereich zwischen Stoßbeginn und Stoßmitte [13] festgestellt.

Bei S 2.9 ( $l_u = 1,81 a_0$ ) führte die Schwellast zwar auch zu einem Abbau der Verbundspannungen an den Stoßenden und deren Erhöhung im mittleren Stoßbereich, jedoch nahm die Stahlspannung nach  $5 \cdot 10^5$  Lastwechseln unter  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  annähernd linear (d. h.  $\tau_1 \approx \text{konst.}$ ) ab. Bei der anschließenden Laststeigerung auf  $\sigma_e = 4,0 \text{ Mp/cm}^2$  wurde ebenfalls ein nahezu linearer Abfall der Stahlspannungen beobachtet, wobei die Verbundspannungen in den äußeren Bereichen der Übergreifungslänge auf die bei Erstbelastung ermittelten maximalen Werte anstiegen. Daraus ist zu ersehen, daß hier der

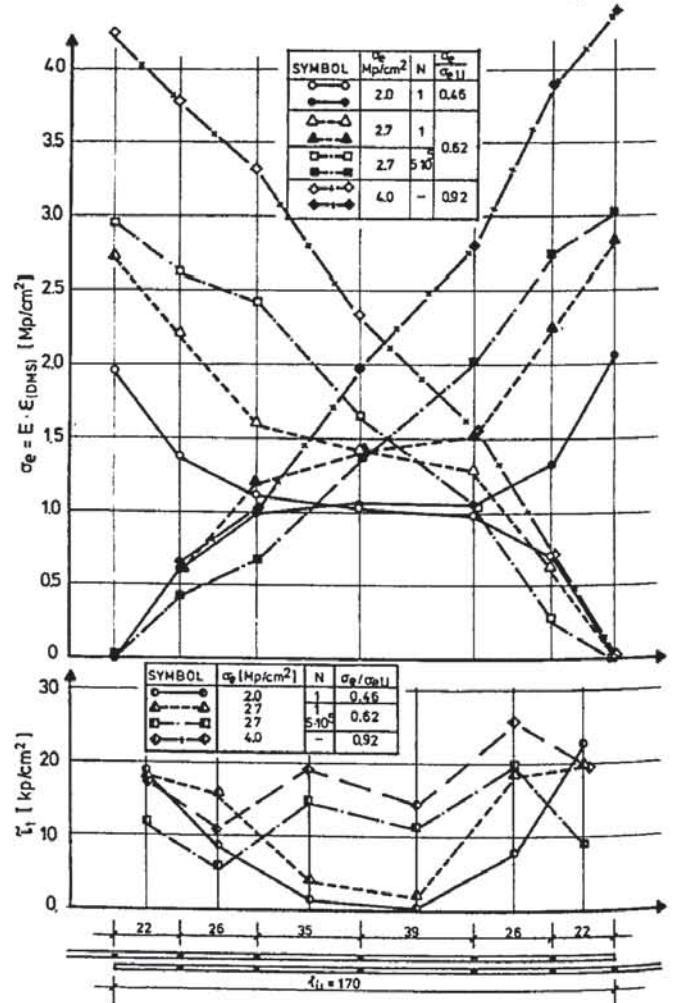
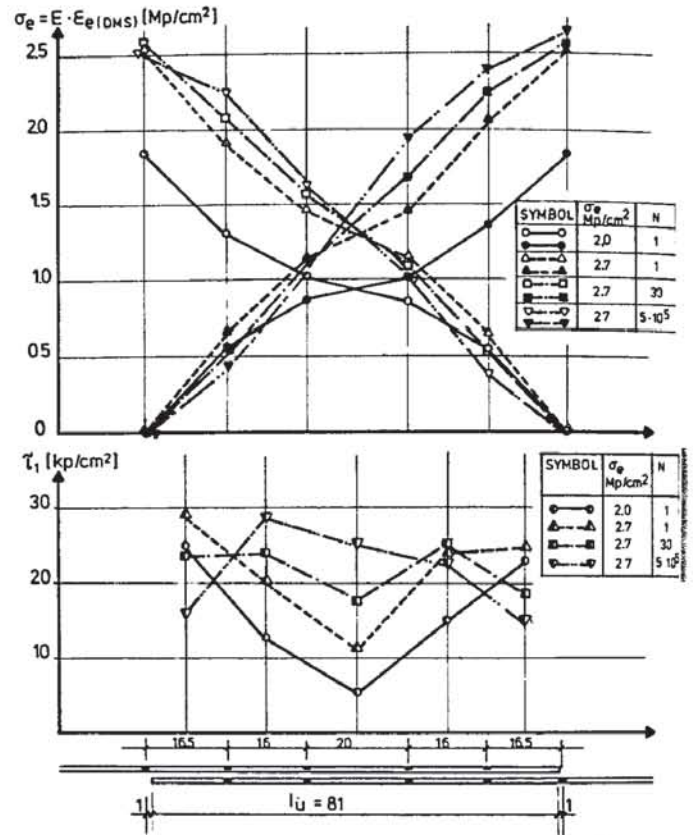


Bild 19: Verlauf der Stahlspannungen und  
Verbundspannungen im Stoßbereich  
Oben: S 2.3 ( $l_u = 1,18 a_0$ ),  
Unten: S 2.9 ( $l_u = 1,81 a_0$ )

Verbund durch die Lastwechsel nicht zerstört wurde, sondern sich der Beton unter den Rippen infolge Kriechen teilweise der Lastübertragung entzogen hatte.

Eine lineare Abnahme der Stahlspannungen im Stoßbereich wurde auch in [15] bei Körpern gemessen, bei denen sich wie bei S 2.9 Sprengrisse nahezu über den gesamten Stoßbereich erstreckten. Demgegenüber verlaufen die Stahlspannungen bei Körpern, die nicht durch Stoßversagen zerstört werden und die nur wenige Sprengrisse aufweisen, bis zum Biegebruch ähnlich wie bei erstmaligem Erreichen der Gebrauchslast [9, 15].

Bild 20 zeigt das bei den Körpern S 1.11 und S 1.12 gemessene Verhältnis der Stahlspannungen am Krümmungsbeginn zu den Werten am Stoßbeginn in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl  $N$ . Weiterhin sind die aus den Stahlspannungsänderungen berechneten mittleren Verbundspannungen, die entlang der geraden Vorlänge als gleichmäßig verteilt angenommen wurden, eingetragen. Die Stahlspannung am Haken betrug bei S 1.11 ( $l_u = 21 \text{ cm} = 1,62 a_0$ ) bei Belastungsbeginn ca. 56 % des außerhalb des Stoßes gemessenen Wertes. Die mittlere Verbundspannung lag mit  $\tau_1 \sim 30 \text{ kp/cm}^2$  in der Größenordnung der bei S 2.3 bei Erstbelastung an den Stoßenden ermittelten Werte. Die Schwelllast führte zu einer deutlichen Verringerung der Verbundwirkung und damit zu einer starken Lastumlagerung auf die Haken. Nach  $10^6$  Lastwechseln nahmen diese ca. 90 % der im Bereich  $M = \text{const.}$  wirkenden Stahlzugkraft auf. Das Tragverhalten des Stoßes entsprach demnach im Endzustand praktisch dem eines Übergreifungsstoßes mit glatten, durch Ankerkörper verankerten Stäben. Allerdings führte das unbefriedigende Schlupfverhalten der Anker (Haken) zu sehr großen Rissen an den Stoßenden.

Die Vergrößerung der geraden Vorlänge um 75 % auf  $18,5 d_e$  ergab bei S 1.12 eine deutlich geringere Zugkraft am Haken, die nach  $10^6$  Lastwechseln ca. 60 % der im Bereich  $M = \text{const.}$  wirkenden betrug. Der starke Anstieg der Hakenzugkraft gegen Ende der Schwelllast läßt allerdings vermuten, daß weitere Lastwechsel ebenfalls zu einer weitgehenden Aufhebung des Verbundes entlang der geraden Vorlänge geführt hätten.

Eine ähnlich starke Umlagerung der Kräfte wurde auch bei den bereits erwähnten Dauerstandsversuchen [11] beobachtet, bei denen die Hakenzugkraft bei Belastungsbeginn ca. 70 % und nach 11-monatiger Belastung ca. 90 % der außerhalb des Stoßes wirkenden Kraft betrug.

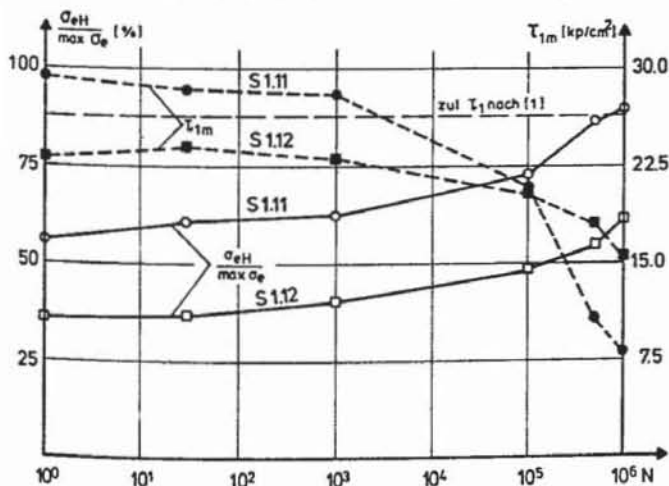


Bild 20 :

Verhältnis der Stahlspannungen am Krümmungsbeginn ( $\sigma_{eH}$ ) zu den am Stoßbeginn gemessenen Werten ( $\max \sigma_e$ ) und Verlauf der mittleren Verbundspannungen entlang der geraden Vorlänge in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl  $N$ .

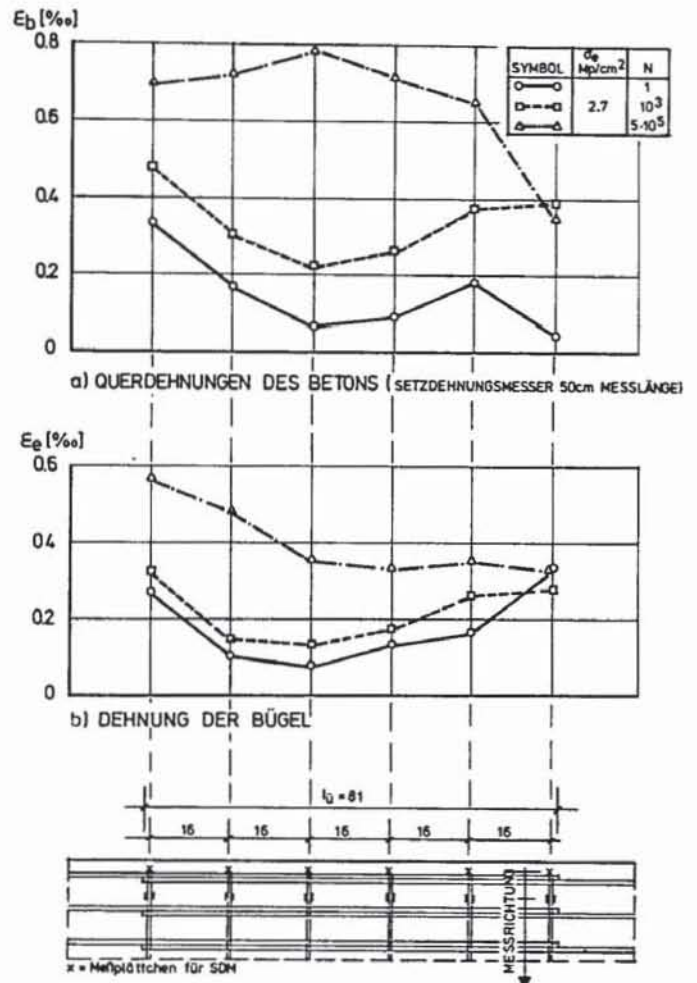


Bild 21 :

Querdehnungen im Stoßbereich von S 2.3 ( $l_u = 1,18 a_0$ )

a) Querdehnung des Betons (gemessen mit Setzdehnmessmer mit 50 cm Meßlänge)

b) Dehnung der Bügel (gemessen mit elektrischen Dehnmeßstreifen)

#### 6.3.4. Querdehnungen im Stoßbereich

Die Querdehnungen im Stoßbereich und die Dehnungen der Bügel wurden nur bei S 2.3 gemessen. Bild 21 zeigt die Meßergebnisse für ausgewählte Laststufen. Die Querdehnungen verliefen etwa ähnlich wie die Verbundspannungen (vergl. Bild 19a), d. h. sie wiesen bei erstmaligem Erreichen der Oberlast Größtwerte an den Stoßenden auf ( $\max \epsilon_b = 0,4 \%$ ), während sie in Stoßmitte klein blieben ( $\epsilon_b = 0,1 \%$ ). Mit zunehmender Lastwechselzahl stiegen die Querdehnungen in den Mittelbereichen deutlich stärker an und erreichten bzw. überschritten nach  $5 \cdot 10^5$  Lastwechseln die an den Stoßenden gemessenen Werte. Die maximale Spannung der Bügel betrug nur etwa die Hälfte des für BSt 42/50 im Gebrauchszustand zulässigen Wertes.

Der aus den Längsrißbreiten berechnete Querdehnungsverlauf der anderen Körper der Reihe 2 verlief bei Erstbelastung ähnlich dem bei S 2.3 gemessenen (Bild 22). Allerdings traten die maximalen Werte entsprechend dem Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich (vergl. S 2.9) auch am Ende der Schwelllast an den Stoßenden auf. Die Querdehnungen nahmen unter sonst gleichen Verhältnissen mit zunehmender Übergreifungslänge ab. Sie waren unter sonst gleichen Verhältnissen bei einem Versatz der Stöße um  $0,5 l_u$  kaum geringer als bei Vollstößen (vergl.

S 2.5 (Bild 22 d) und S 2.7 (Bild 22 b)). Die maximale Querdehnung betrug unter  $\sigma_e = 4,0 \text{ Mp/cm}^2$  mit  $\epsilon_b \sim 0,9 \text{ ‰}$  weniger als die Hälfte der Streckgrenzdehnung der Bügel.

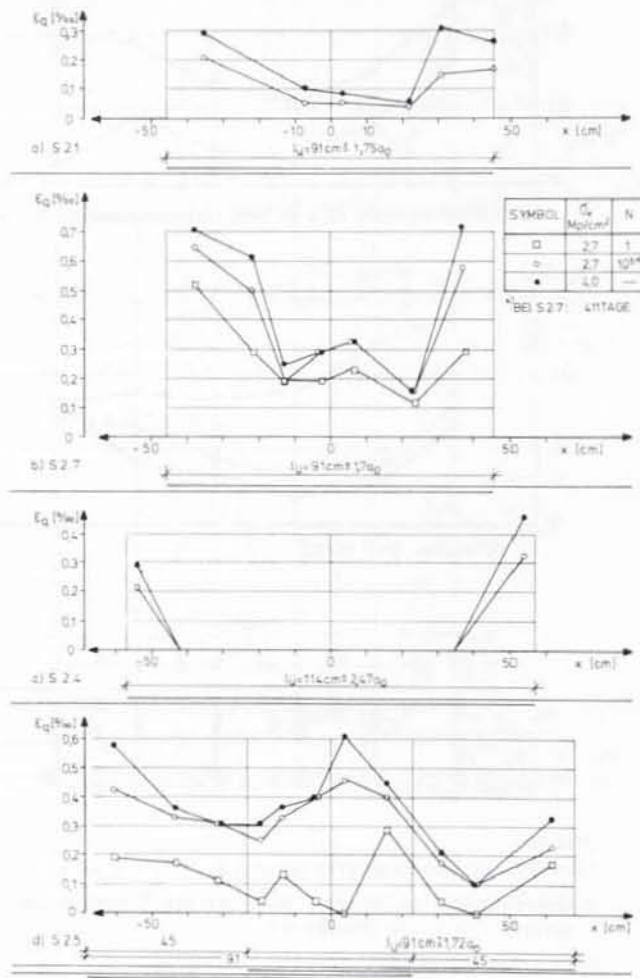


Bild 22 :  
Querdehnung des Betons im Stoßbereich  
(berechnet aus den gemessenen Längsrissen)

Die Querbewehrung wird im allgemeinen unter der Annahme dimensioniert, daß die Kraft unter einem Winkel von  $45^\circ$  von einem Stab auf den anderen übertragen wird. Die insgesamt im Stoßbereich erforderliche Querbewehrung beträgt dann, wie in [2] gefordert, das 1,0-fache des Querschnitts eines gestoßenen Stabes. Diese Rechenannahme trifft für Stöße mit einem gegenseitigen Abstand der Stäbe von  $e_1 \leq 1 d_e$  auch annähernd zu (Bild 23). Demgegenüber ist bei Mann an Mann liegenden Stäben eine Kraftübertragung unter einem geringen

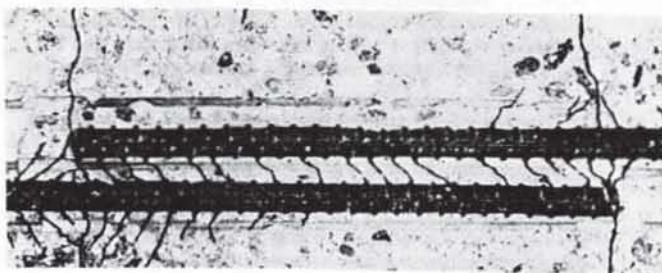


Bild 23 :  
Verbundrisse bei einem Übergreifungsstoß nach Goto [22]

geren Winkel zur Stablängsachse als  $45^\circ$  möglich, wodurch sich geringere Querkzugkräfte parallel zur Ebene der Stöße ergeben. Sie betragen in diesem Fall nach den hier mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente durchgeführten Berechnungen nur das ca. 0,5-fache der bei größeren Abständen zu erwartenden Werte. Die Spaltkräfte senkrecht zur Stoßebene, die letztlich zum Versagen des Stoßes führen, sind jedoch unabhängig vom gegenseitigen Abstand der gestoßenen Stäbe.

Eine Verringerung der Querbewehrung bei Stößen, bei denen die Stäbe Mann an Mann liegen, ist jedoch nicht sinnvoll.

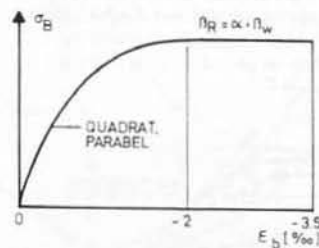
Nimmt man nämlich an, daß bei engem Stoßabstand ( $e = 2 d_e$ ) über jedem Stoß ein Sprengriß entsteht, ergäben sich bei Ausnutzung der zulässigen Spannung der Bügel im Gebrauchszustand mittlere bzw. maximale Sprengrißbreiten von  $w \sim 0,12$  bzw.  $w_{\max} \sim 0,2 \text{ mm}$ .

Diese dürften aus Korrosionsschutzgründen kaum zulässig sein. Die im Bruchzustand ca. doppelt so breiten Längsrisse würden außerdem das Verbundverhalten der Stäbe deutlich ungünstig beeinflussen.

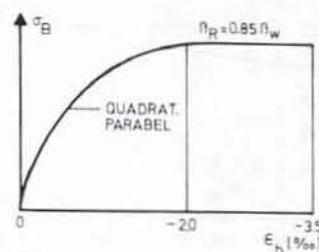
### 6.3.5. Bruchverhalten

In Tabelle 5 sind sowohl die rechnerischen Gebrauchs- und Bruchlasten als auch die Bruchursachen zusammengestellt. Das Verhältnis der gemessenen Bruchmomente  $M_{u,v}$  zu den zulässigen Gebrauchsmomenten  $M$  ergibt die gegenüber Bruch vorhandene Sicherheit  $\nu = M_{u,v} / \text{zul. } M$ . Die rechnerischen Gebrauchslasten wurden nach [2] ermittelt. Als Nennfestigkeit  $\beta_{wN}$  des Betons wurde der bei Versuchsbeginn gemessene Mittelwert der Druckfestigkeit aus 3 Proben angenommen (siehe Bild 24). Zur Ermittlung der rechnerischen Bruchlasten diente ebenfalls das in [2] beschriebene n-freie Verfahren. Allerdings wurde als Rechenwert der Betondruckfestigkeit die Prismenfestigkeit des Betons ( $\beta_R = 0,85 \beta_w$ ) eingesetzt

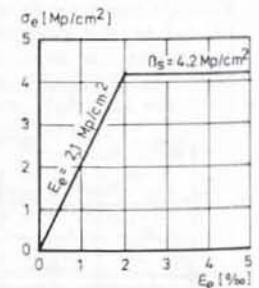
$\beta_w$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	150	350	450	550
$\alpha$	0,70	0,657	0,60	0,545



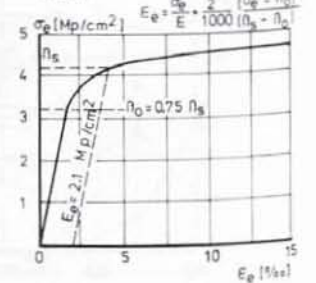
Beton  
a) zulässige Momente



Beton  
b) Bruchmomente



Stahl



Stahl  
(gezeichnet für  $\beta_s = 4,2 \text{ Mp/cm}^2$ )

Bild 24 :  
 $\sigma - \epsilon$  - Diagramme für Beton und Stahl für die Berechnung der zulässigen Momente und der theoretischen Bruchmomente



und die in den Richtlinien des CEB [14] angegebene Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahles (siehe Bild 24) angenommen, um die wirklich vorhandene Linie näherungsweise zu berücksichtigen. Dieses Verfahren wurde auch benutzt, um die Stahlspannungen  $\sigma_{e,u}$  beim Bruch zu berechnen.

Nur S 2.3 versagte während der schwellenden Belastung durch einen Ermüdungsbruch des Stoßes infolge Absprengens der gesamten Betondeckung (siehe Bild 25 p) nach  $5,04 \cdot 10^5$  Lastwechseln. Alle anderen Probekörper wurden nach der Schwellbelastung stufenweise bis zum Bruch weiterbelastet. Dabei wurden 12 Versuchskörper durch einen Biegebruch und 7 Probekörper durch Stoßversagen zerstört. Fotos der zerstörten Körper zeigen die Bilder 25a bis 25u.

Von den 12 durch einen Biegebruch zerstörten Körpern mußte bei S 1.1 bis S 1.3 der Versuch wegen zu großer Verformungen nach deutlichem Überschreiten der Streckgrenze des Stahls und kurz bevorstehendem Bruch der Biegedruckzone abgebrochen werden. S 1.6 und S 1.7 versagten durch Bruch des Stahles neben den Lasteintragungsstellen im Bereich des konstanten Momentes. Bei den restlichen 7 Probekörpern dieser Gruppe (S 1.5, 1.9, 2.1, 2.2, 2.4, 2.6 und 2.8) erfolgte der Bruch durch Versagen der Betondruckzone im Bereich des konstanten Momentes außerhalb des Stoßbereiches nach starker Zunahme der Stahldehnungen. Im Stoßbereich dieser Körper bildeten sich im allgemeinen bis zum Bruch gegenüber der letzten gemessenen Laststufe keine zusätzlichen Sprengrisse. Nur bei S 1.9 ( $l_u = 1,9 a_0$ ) und S 2.8 ( $l_u = 1,74 a_0$ ) trat an einem Stoßende der außenliegenden Stäbe je ein neuer ca. 10 cm langer Längsriß auf. Die Biegerisse am Stoßende gingen im Bruchzustand zwar auf, ihre Breite war jedoch geringer als die der maximalen Risse außerhalb des Stoßes.

Die Biegerisse im Stoßbereich blieben schmal.

Der Vergleich der erreichten mit den theoretischen Bruchmomenten zeigt in Übereinstimmung mit [9, 21] daß die Biegetragfähigkeit bei Vermeidung eines Stoßversagens weder durch den Stoß noch die Art der vorhergehenden Belastung negativ beeinflusst wird.

Die restlichen 7 Körper gingen durch Versagen des Stoßes zu Bruch. Bei S 1.4 und S 1.8 ( $d_e = 14 \text{ mm}$ ,  $l_u = 1,22$  bzw.  $1,45 a_0$ ) mit innenliegender Querbewehrung wurde die gesamte obere Betondeckung der Stäbe, die ansonsten nahezu keine Sprengrisse aufwies, plötzlich abgesprengt (siehe Bilder 25 d und 25 h). Der Bruch erfolgte nach deutlichem Überschreiten der Streckgrenze des Stahles bei ca. 95 % der theoretischen Biegetragfähigkeit. Die Bruchart zeigt, daß eine innenliegende Querbewehrung die Tragfähigkeit des Stoßes kaum beeinflussen kann, da eine Aufnahme der das Absprengen der Betondeckung hervorrufenden Zugkräfte nicht möglich ist. Die Tragfähigkeit dieser Stöße hängt daher wesentlich von der Zugfestigkeit des Betons ab.

Die Körper S 1.11 und S 1.12 versagten hauptsächlich durch plötzliches Absprengen der seitlichen Betondeckung im Bereich der Haken und entlang der außenliegenden Stäbe (siehe Bilder 25 k und 25 l) vor Erreichen der Streckgrenze des Stahles. Allerdings war auch die obere Betondeckung lose, so daß diese leicht abgenommen werden konnte (Bild 25 k).

Bei den Probekörpern S 2.5, S 2.7 und S 2.9 wurde das Versagen des Stoßes durch Bildung eines horizontalen Risses an den Außenflächen etwa in Höhe der Beweh-

rung und Absprengen der seitlichen Betondeckung der außenliegenden Stäbe bei bzw. vor (S 2.9) Erreichen der Streckgrenze eingeleitet. Gleichzeitig wurden die Stäbe deutlich herausgezogen und die gesamte Betondeckung abgesprengt, wobei die Betanschultern der im Querschnitt außen liegenden Stöße durch Längsrisse von der restlichen Betondeckung getrennt wurden. Über den im Querschnittsinneren liegenden Stäben bildeten sich keine weiteren Sprengrisse (siehe Bilder 25 f, s und u). Die Risse an den Seitenflächen traten bereits vor dem Bruch im Bereich der Stoßenden auf, jedoch war die mögliche Laststeigerung bis zum Bruch gering ( $\approx 5\%$ ). Bei S 2.5 (Stöße um  $0,5 l_u$  gegeneinander versetzt) ging der Bruch von dem Stoßende der außenliegenden Stäbe aus, das in der Mitte des benachbarten versetzten Stoßes lag. Der Bruch erfolgte zwar in allen Fällen "plötzlich", jedoch gegenüber den Körpern mit innenliegender Querbewehrung deutlich weicher. Die Stöße wiesen nach dem Bruch noch eine geringe Resttragfähigkeit auf. Die hier beschriebene Bruchart wurde u. a. auch in [19] beobachtet.

Die Ergebnisse zeigen, daß nach Bildung von vertikalen Sprengissen in der Betondeckung noch eine wesentliche Traglaststeigerung möglich ist. Der Bruch wird bei Stößen mit engen Abständen durch das Auftreten eines horizontalen Risses hervorgerufen, der zum Absprengen der gesamten Betondeckung führt. Daher ist eine die Längsstäbe umschließende Querbewehrung wirksamer als eine innen angeordnete, weil sie zunächst auftretende Längsrisse besser zusammenhält (vergl. [1]). Weiterhin kann sie einen Teil der senkrecht zur Betondeckung auftretenden Zugkraft aufnehmen und damit die Tragkraft des Stoßes, insbesondere bei Berücksichtigung von möglichen Mikrorissen im Beton, in gewissem Umfang steigern. Offensichtlich ist die nach [2] erforderliche Querbewehrung jedoch bei zahlreichen nebeneinander liegenden Stößen nicht in der Lage, die Zugkraft lotrecht zur Stoßebene nach Auftreten des Bruchrisses aufzunehmen und dadurch die Verbundwirkung der Längsstäbe sicherzustellen. Daher hängt die Tragfähigkeit des Stoßes auch in diesem Fall in hohem Maße von der Zugfestigkeit des Betons ab.

Tabelle 9 enthält das Verhältnis der Momente unter Oberlast zu den Bruchmomenten der durch Stoßversagen zerstörten Körper. Die bei S 2.3 im Kurzzeitversuch zu erwartende Bruchlast wurde aus Bild 26 extrapoliert. Bei den Probekörpern mit geraden Übergreifungsstößen trat bei einer Oberlast

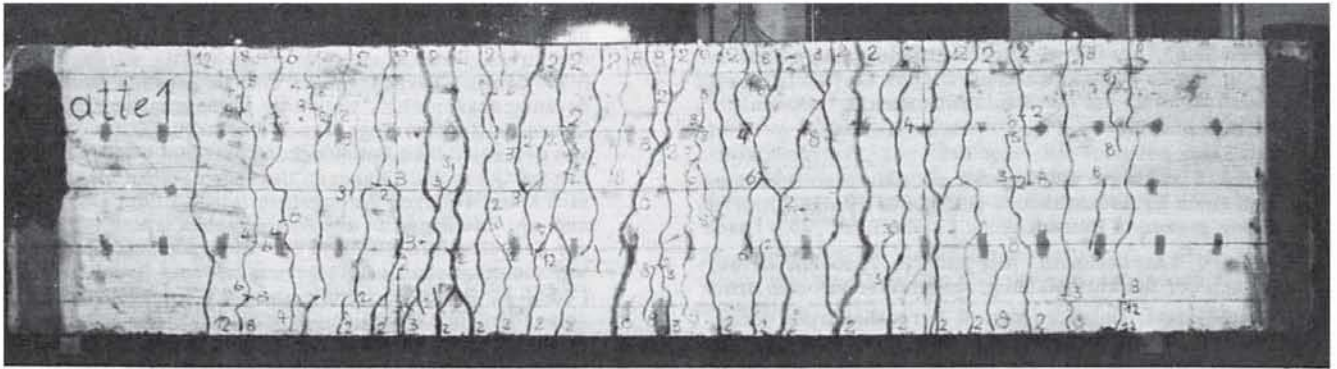
$M_{OL} / M_{u,v} \leq 0,61$  während  $10^6$  Lastwechseln kein Ermüdungsbruch des Stoßes auf. Demgegenüber wurde diese Bruchart bei S 2.3 ( $M_{OL} / M_{uv} = 0,72$ ) nach  $5,04 \cdot 10^5$  Lastwechseln registriert. Das Verhalten der Probekörper mit Hakenstößen (insbesondere S 1.11) ließ ebenfalls einen baldigen Ermüdungsbruch vermuten.

Körper- Nr.	S 1.4	S 1.8	S 2.3	S 2.5	S 2.9	S 1.11	S 1.12
$M_{OL} / M_{u,v}$	0,56	0,56	0,72 <sup>1)</sup>	0,59	0,61	0,70	0,68

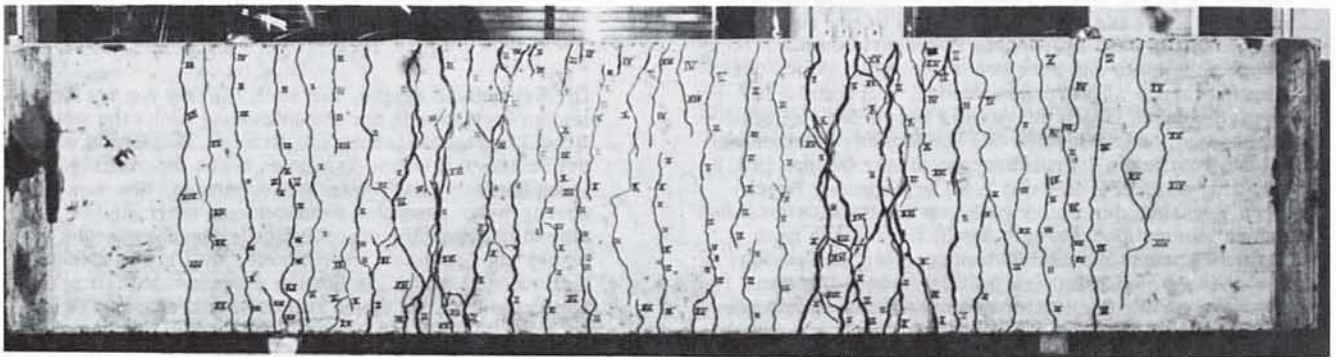
<sup>1)</sup>  $M_{u,v}$  aus Bild 26 extrapoliert.

Tabelle 9: Verhältnis der Momente unter Oberlast zu den Tragmomenten der Stöße

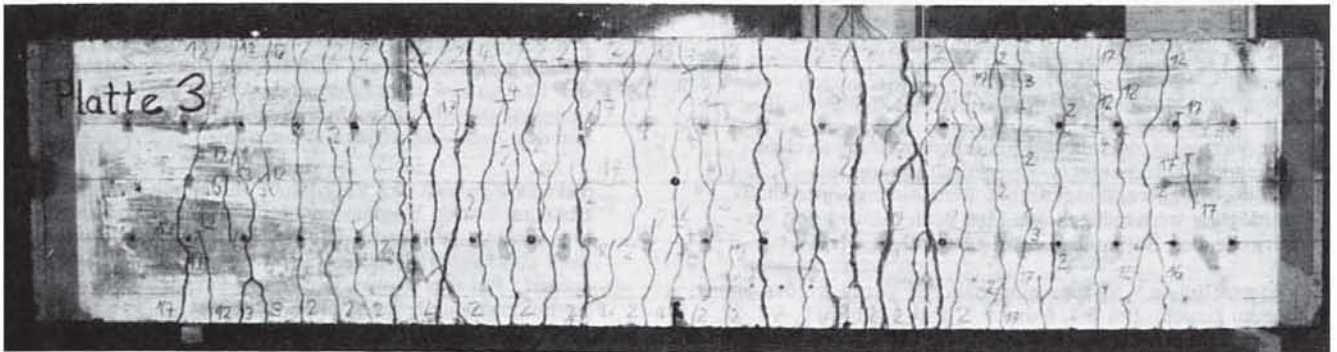
Die Ergebnisse zeigen in Übereinstimmung mit [15], daß bei einer Oberlast, die das ca. 0,60 - bis 0,65-fache der im Kurzzeitversuch zu erwartenden Bruchlast nicht übersteigt, ein Ermüdungsbruch des Stoßes während  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel nicht zu erwarten ist.



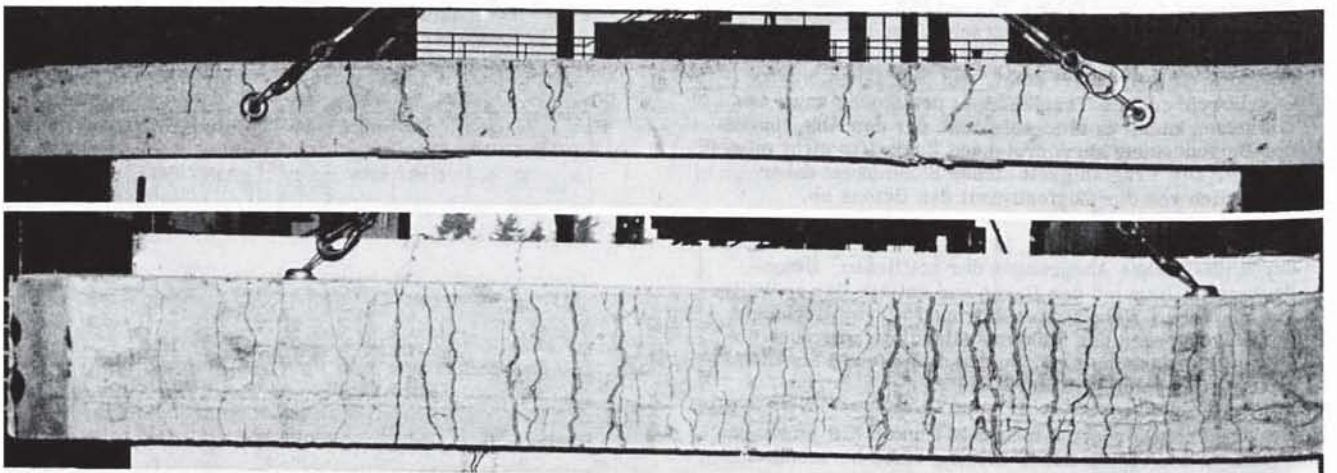
a) S 1.1 ( durchgehende Bewehrung, wegen zu großer Verformungen entlastet )



b) S 1.2 (  $l_{\text{ü}} = 2,32 a_0$  , wegen zu großer Verformungen entlastet )



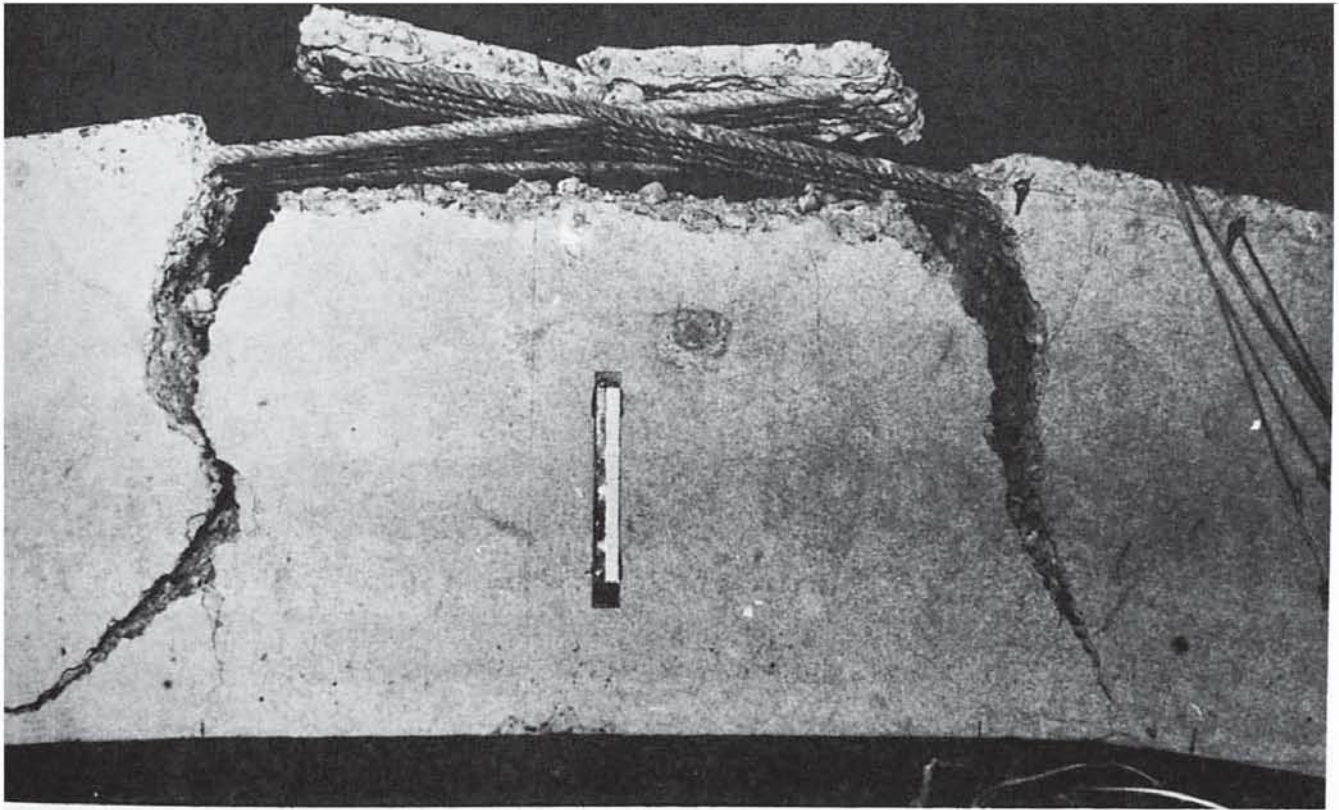
c) S 1.3 (  $l_{\text{ü}} = 1,22 a_0$  , wegen zu großer Verformungen entlastet )



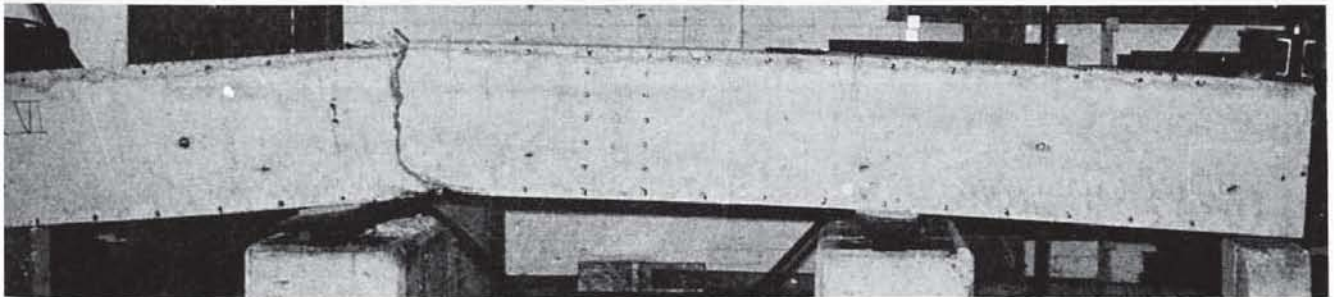
e) S 1.5 (  $l_{\text{ü}} = 1,69 a_0$  , Biegebruch )

Bild 25 a, b, c und e:

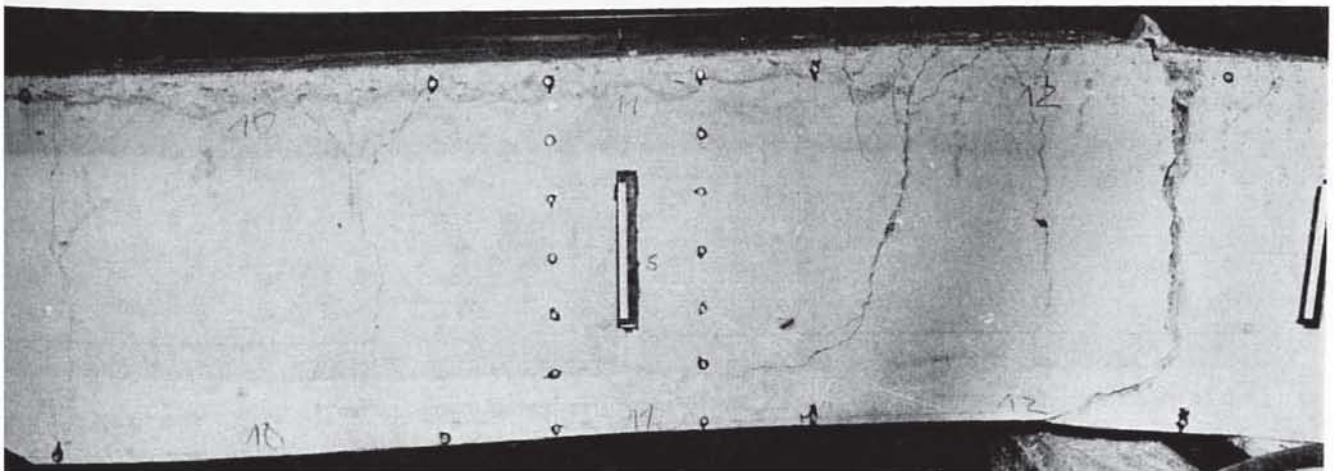
Bruchbilder der Probekörper S 1.1, S 1.2, S 1.3 und S 1.5 mit nachgezeichnetem Rißbild



d) S 1.4 (  $\ell_{\text{II}} = 1,22 a_0$  , Stoßversagen )



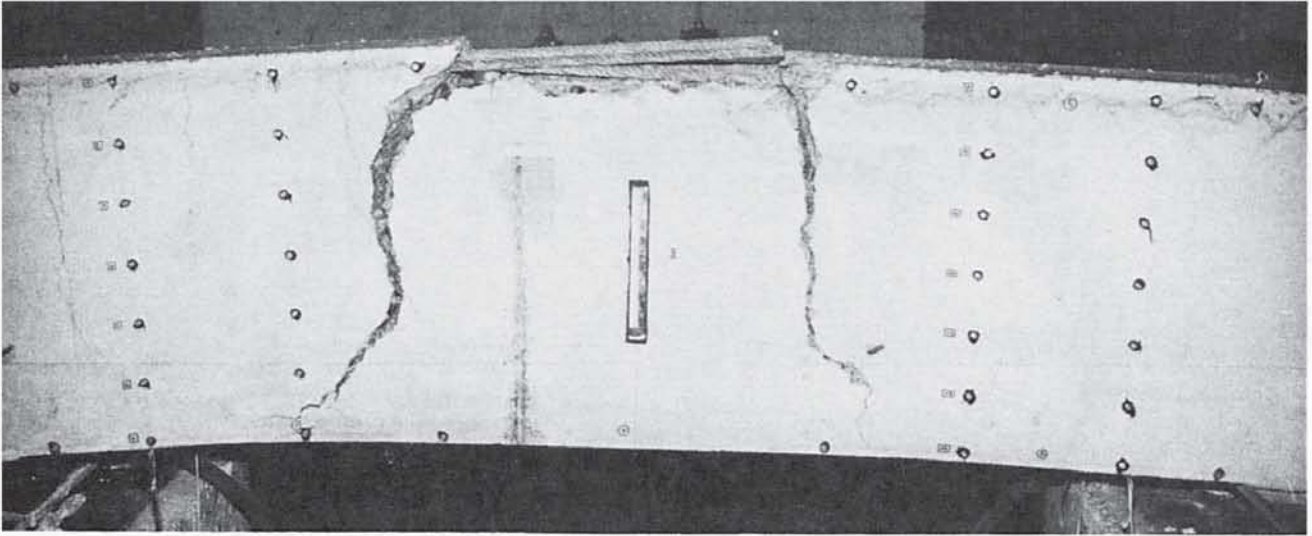
f) S 1.6 (  $\ell_{\text{II}} = 1,62 a_0$  , Biegebruch )



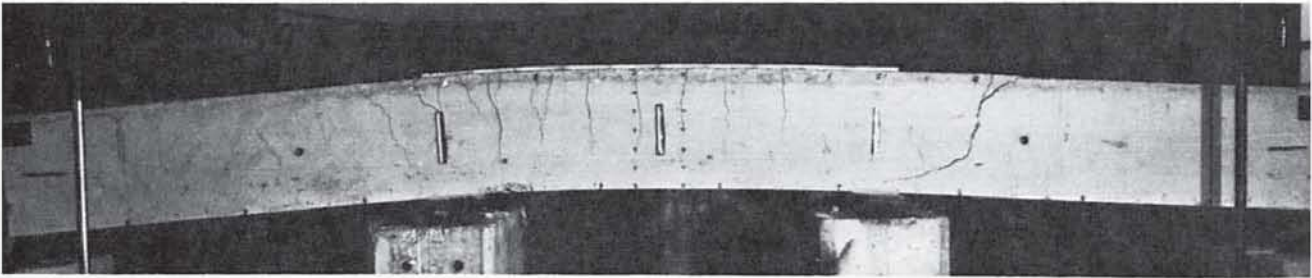
g) S 1.7 (  $\ell_{\text{II}} = 2,24 a_0$  , Biegebruch )

Bild 25 d, f und g :

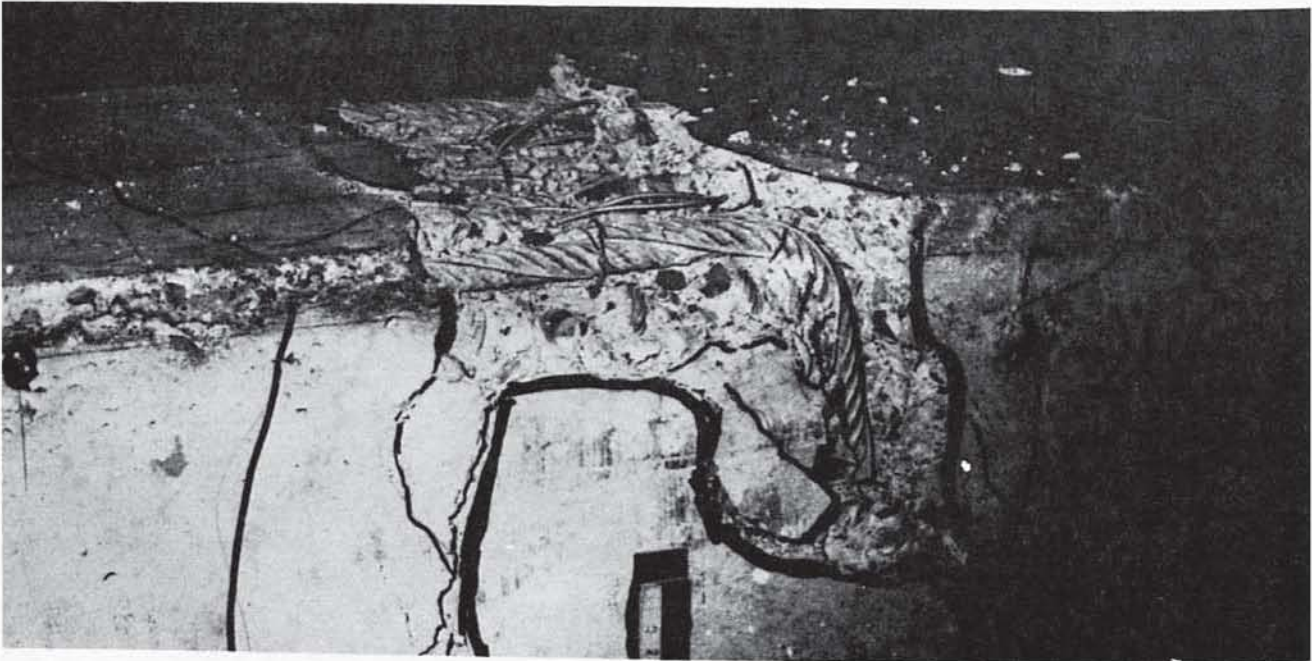
Bruchbilder der Probekörper S 1.4, S 1.6 und S 1.7 mit nachgezeichnetem Rißbild



j) S 1.8 (  $\xi_{\bar{u}} = 1,45 a_0$  , Stoßversagen, lose Betondeckung entfernt )



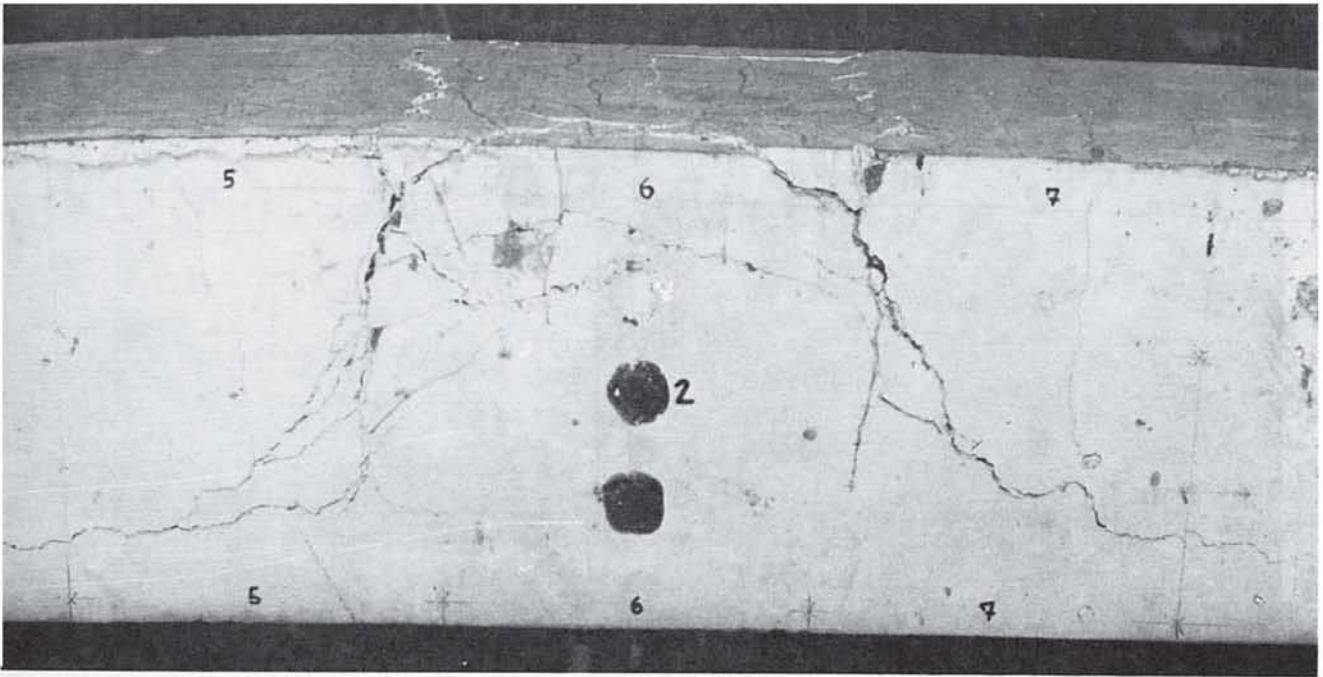
i) S 1.9 (  $\xi_{\bar{u}} = 1,94 a_0$  , Biegebruch )



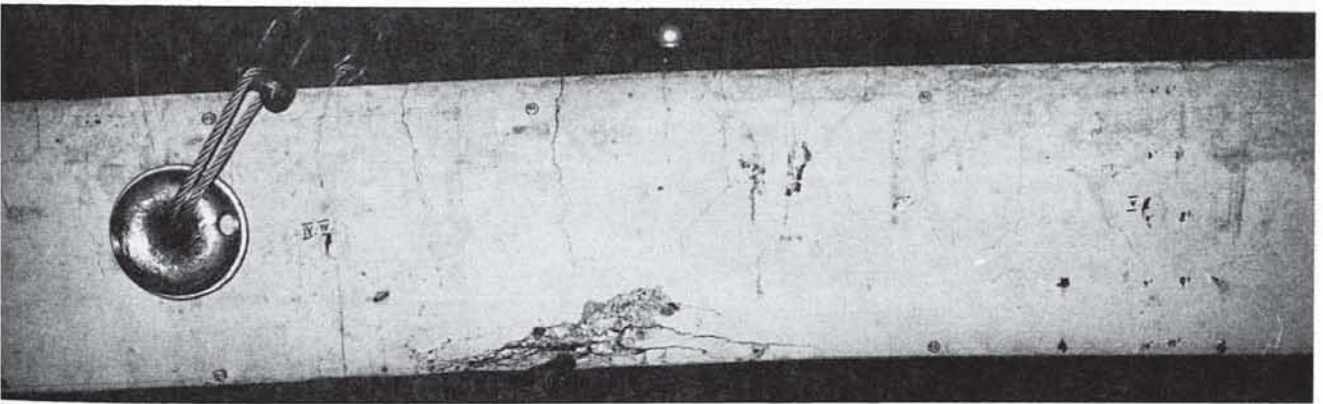
k) S 1.11 (Stoß mit Winkelhaken,  $\xi_{\bar{u}} = 1,62 a_0 - a'_0$  , Stoßversagen, lose Betondeckung entfernt )

Bild 25 h, i und k :

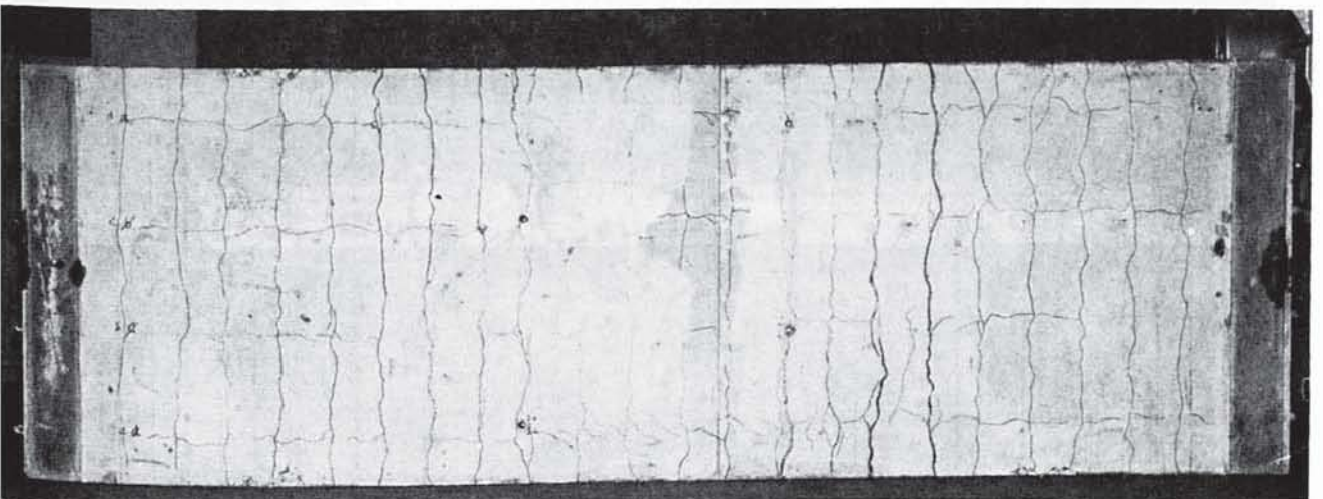
Bruchbilder der Probekörper S 1.8, S 1.9 und S 1.11 mit nachgezeichnetem Rißbild



f) S 1.12 (Stoß mit Winkelhaken,  $\ell_{\text{ü}} = 1,90 a_0 - a_0^i$ , Stoßversagen, seitliche Betondeckung lose)



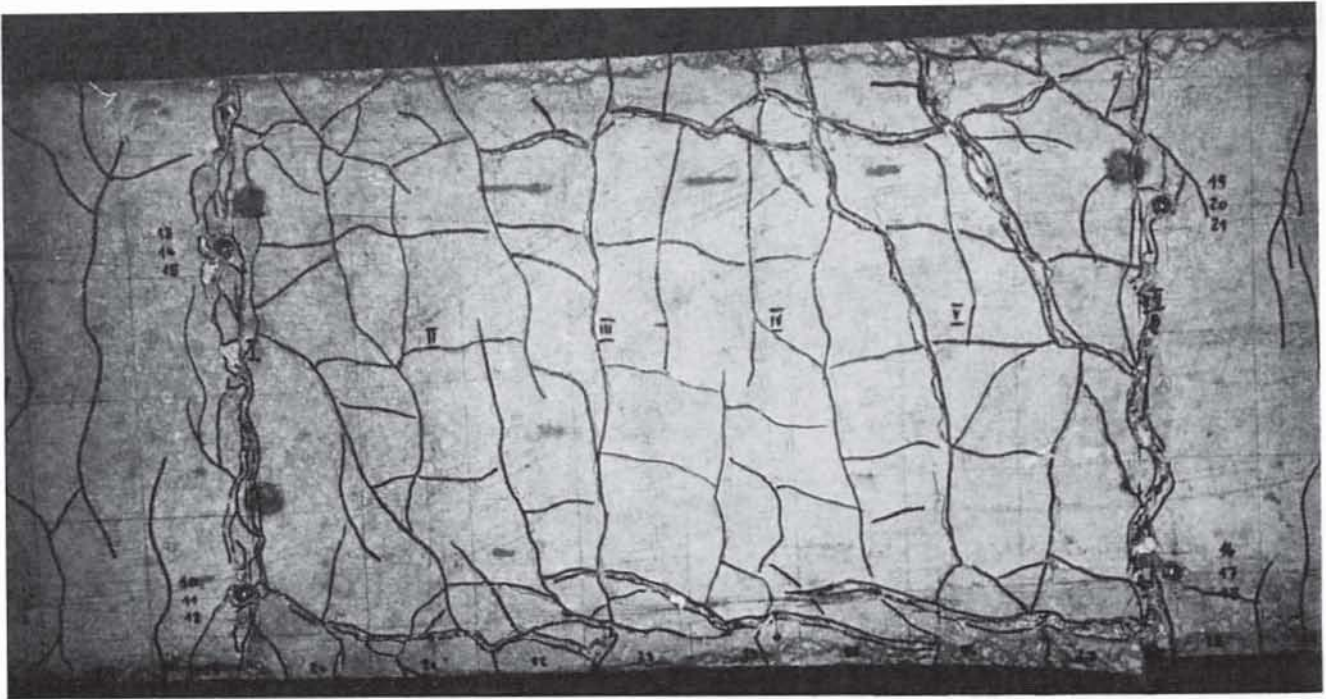
m) S 2.1 (  $\ell_{\text{ü}} = 1,75 a_0$ , Biegebruch )



n) S 2.2 (  $\ell_{\text{ü}} = 1,40 a_0$ , Biegebruch )

Bild 25 f, m und n :

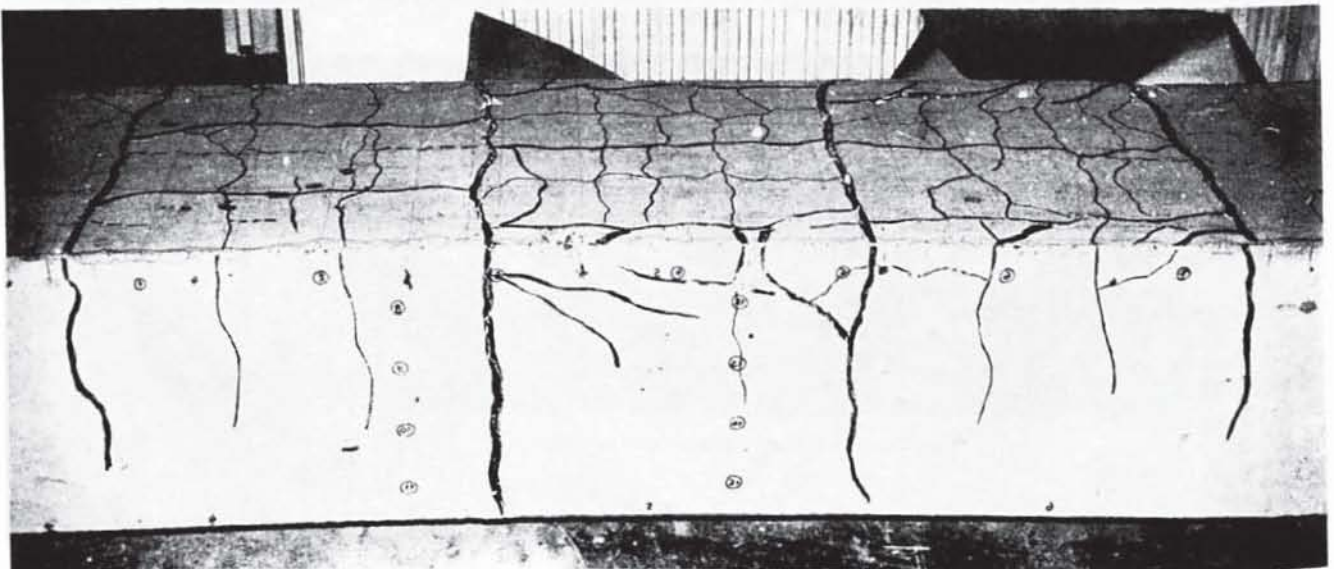
Bruchbilder der Probekörper S 1.12, S 2.1 und S 2.2 mit nachgezeichnetem Rißbild



o) S 2.3 (  $f_{\text{u}} = 1,18 a_0$  , Ermüdungsbruch des Stoßes ), nur Stoßbereich abgebildet



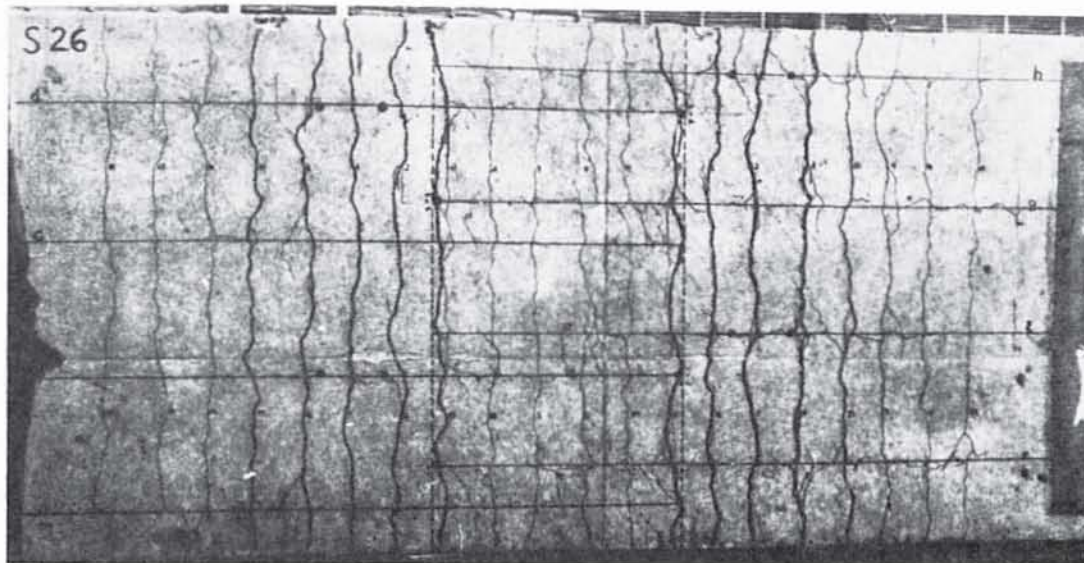
p) S 2.4 (  $f_{\text{u}} = 2,47 a_0$  , Biegebruch )



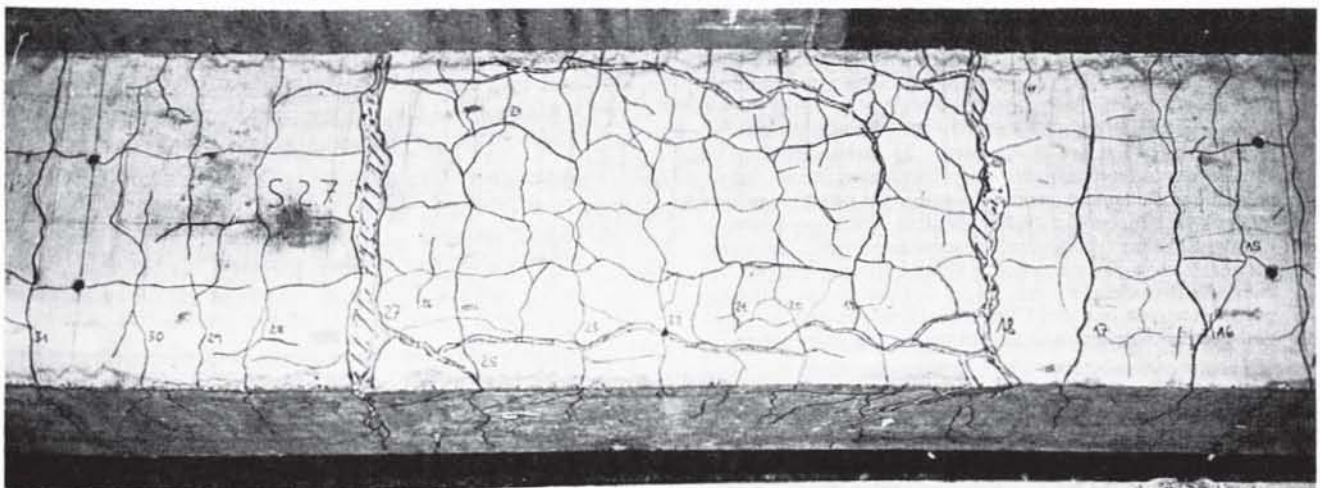
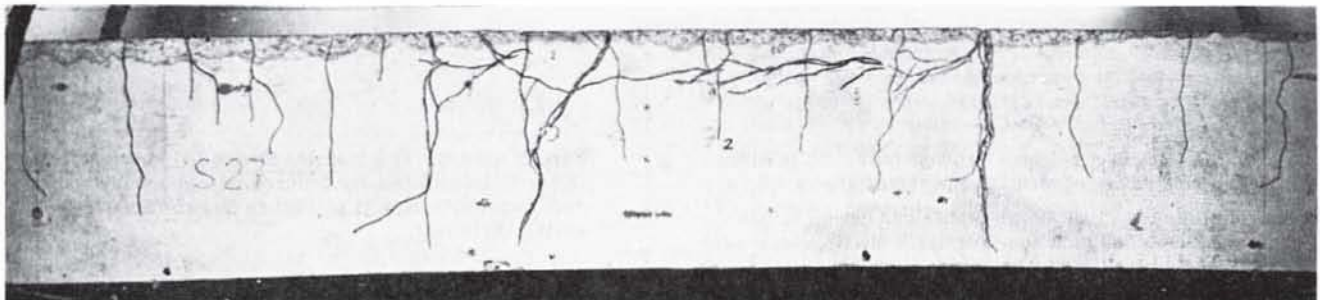
q) S 2.5 (  $f_{\text{u}} = 1,72 a_0$  , Stöße um  $0,5 f_{\text{u}}$  gegeneinander versetzt, Stoßversagen ) nur Stoßbereich abgebildet

Bild 25 o, p und q :

Bruchbilder der Probekörper S 2.3, S 2.4 und S 2.5 mit nachgezeichnetem Reißbild



r) S 2.6 ( $\lambda_{\text{II}} = 1,58 a_0$  , Abstand der zu stoßenden Stäbe  $e_1 = 4 d_e$  , Biegebruch)



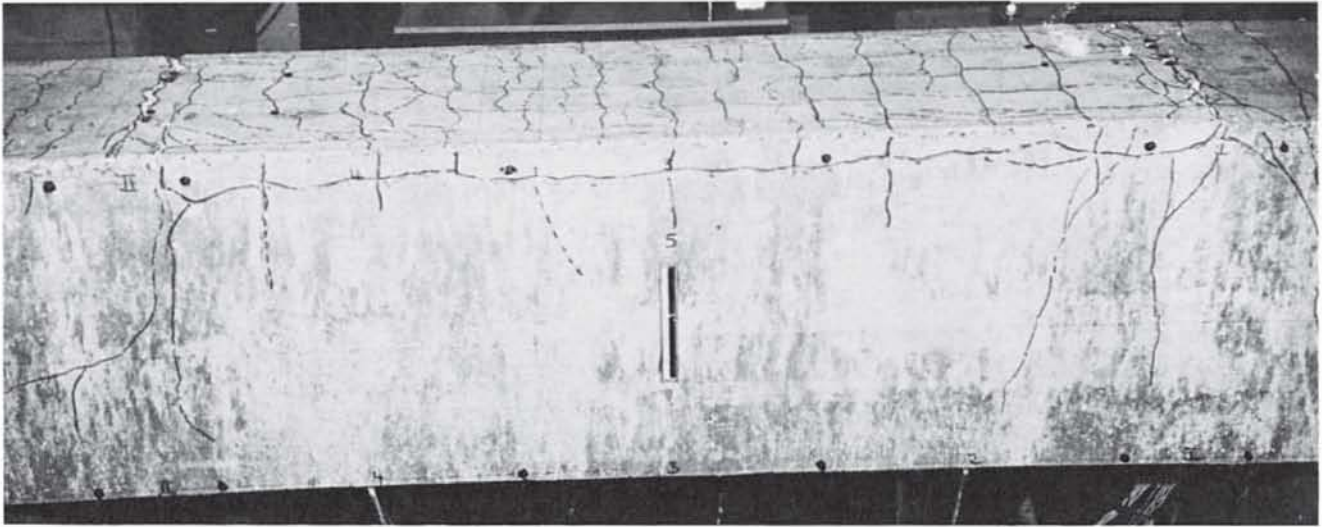
s) S 2.7 ( $\lambda_{\text{II}} = 1,70 a_0$  , Stoßversagen)



t) S 2.8 ( $\lambda_{\text{II}} = 1,74 a_0$  , Stöße um  $0,5 \lambda_{\text{II}}$  gegeneinander versetzt, Biegebruch) die gestrichelten Linien kennzeichnen die Stoßenden

Bild 25 r, s und t :

Bruchbilder der Probekörper S 2.6, S 2.7 und S 2.8 mit nachgezeichnetem Ribbild



u) S 2.9 ( $l_{\bar{u}} = 1,81 a_0$ , Stoßversagen), nur Stoßbereich dargestellt

Bild 25 u :

Bruchbild des Probekörpers S 2.9 mit nachgezeichnetem Ribbild

Bild 26 zeigt die erreichten Bruchsicherheiten in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $k = l_{\bar{u}}/a_0$  für die Versuche mit dicken Stäben und engem Stoßabstand. Zusätzlich sind zum Vergleich die Ergebnisse der Versuche [1] mit einer nach [2] dimensionierten Querbewehrung ( $d_{eq} = 0,4 d_{eL}$ ), die im Stoßbereich mit konstantem Abstand durchlief, außen angeordnet und an den Betonaußenflächen durch Ankerplatten verankert war, eingetragen. Die als Versuchskörper verwendeten Dehnkörper, die mit zwei Rippenstäben  $d_e = 26$  mm bewehrt waren, wurden im Kurzzeitversuch geprüft. Die Versuchsergebnisse stimmen relativ gut überein. Offensichtlich wird bei den Versuchen [1] der ungünstige Einfluß der Ausbildung der Querbewehrung (keine Aufnahme der Zugspannungen, die zum Absprengen der Betondeckung führen) durch die günstige Prüfkörperform (keine Beanspruchung der Betondeckung durch Zugspannungen infolge Krümmung der Stäbe) in etwa ausgeglichen. Berücksichtigt man, daß S 2.4 durch Biegebruch zerstört wurde und sieht Versuch 19 wegen der geringeren Querbewehrung als Ausreißer an, so kann die gestrichelte Gerade als untere Grenze des durch die Versuche belegten Bereichs angesehen werden. Danach wird die bei Stoßversagen üblicherweise zu fordernde Sicherheit  $v = 2,1$  bei einer Übergreifungslänge  $l_{\bar{u}} = 2,2 a_0$  erreicht. Dieser Wert ist in DIN 1045 vorgeschrieben.

Ein Vergleich der Ergebnisse der unterschiedlich geprüften Probekörper zeigt, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die Art der Vorbelastung (Kurzzeit-, Schwell- oder Dauerbelastung) keinen wesentlichen Einfluß auf die Bruchsicherheit von Übergreifungsstößen hat. Dieses Ergebnis stimmt mit [15] überein.

Gleichzeitig ist zu erkennen, daß bei konstanter Probenbreite ein abwechselndes Versetzen der Stöße um die halbe Übergreifungslänge ohne wesentliche Auswirkung auf die erreichte Bruchsicherheit blieb. Die in [24] festgestellte Erhöhung der Traglast solcher Stöße um ca. 20% gegenüber Vollstößen ist hauptsächlich auf eine Vergrößerung der seitlichen Betondeckung der äußeren Stöße und damit der Probenbreite zurückzuführen. Diese Vergrößerung ist in praktischen Fällen nicht möglich. Dieses Ergebnis stimmt mit einer hier durchgeführten Auswertung der Versuche [15] und den bereits erwähnten theoretischen Berechnungen der Stoßtragkraft überein.

Danach wird die Traglast des Stoßes bei konstanter seitlicher Betondeckung der äußeren gestoßenen Stäbe durch eine Vergrößerung des seitlichen Stoßabstandes  $e$  nur gering beeinflusst.

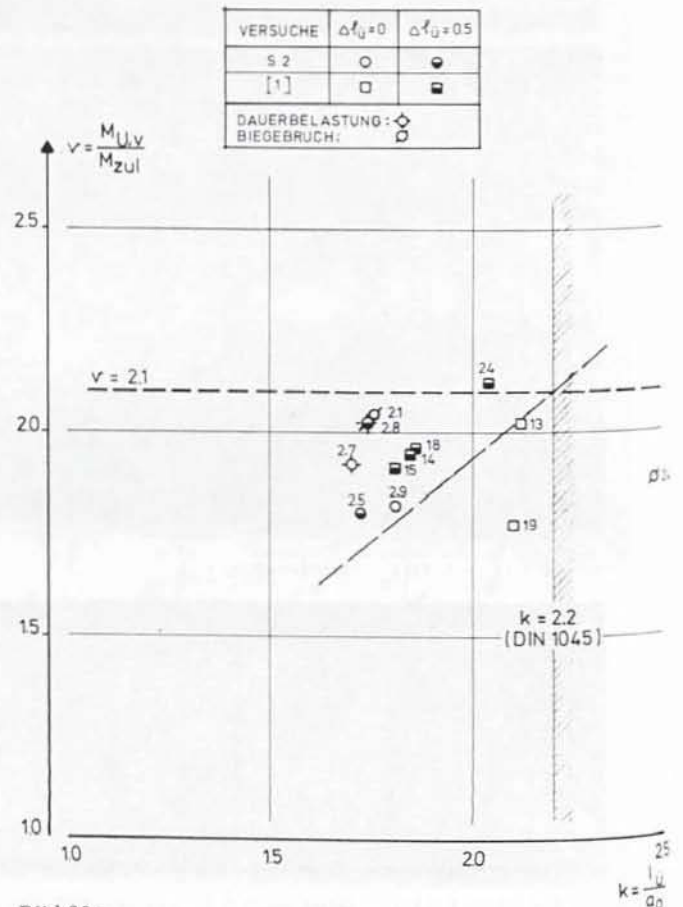


Bild 26 :

Bruchsicherheit  $v \approx M_{uv}/M_{zul}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $k$  ( $d_e = 26-28$  mm,  $e = 2 d_e$ )



KÖRPER	S 1,4	S 1,5	S 1,6	S 1,7	S 1,8	S 1,9	S 1,11	S 1,12
SYMBOL	○	●	●	●	●	●	□	■

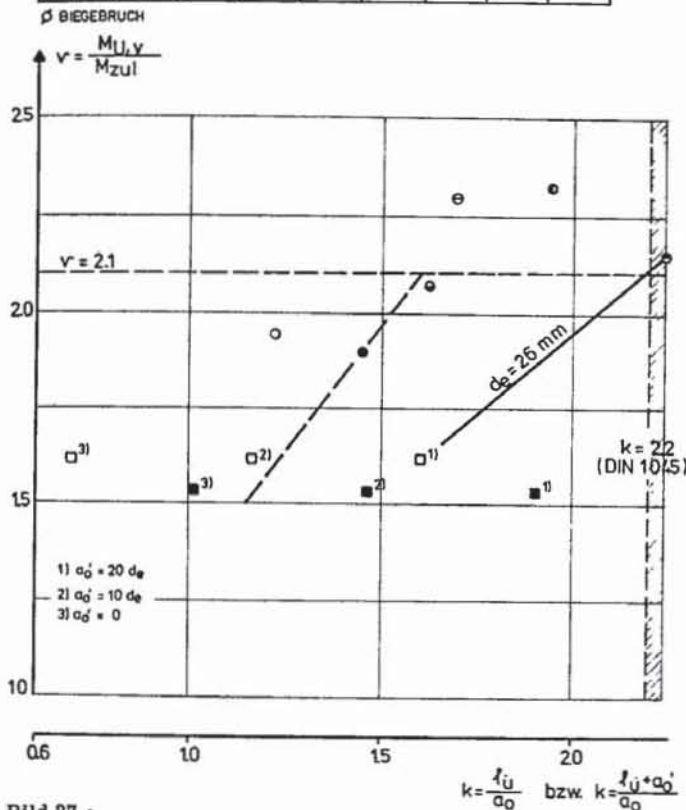


Bild 27 :

Bruchsicherheit  $\gamma = M_{UV}/M_{ZUL}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $k$  ( $d_e = 14$  mm,  $e \approx 2 d_e$ )

In Bild 27 sind für die Versuche mit dünnen Stäben ( $d_e = 14$  mm) und engem Stoßabstand ( $e = 2 d_e$ ) die erzielten Bruchsicherheiten in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $k = l_U/a_0$  eingetragen. Bei einem Vergleich der Ergebnisse mit den für Stäbe mit  $d_e = 26$  mm gewonnenen sind die unterschiedlichen Bedingungen im Stoßbereich zu beachten. Bei den Stößen mit dünnen Stäben wurde eine Betondeckung  $\bar{u}_b = 1,3 d_e$  gewählt, die pro Stoß im Mittel zur Verfügung stehende lichte Betonfläche betrug  $e' = 2,7 d_e$  und die Querbewehrung lag innen. Bei den Versuchen mit 26 mm-Stäben waren die Betondeckung und die lichte Betonfläche  $e'$  etwas geringer ( $\bar{u}_b = 1 d_e$  und  $e' = 2,0 d_e$ ), dafür lag die Querbewehrung außen. Auch bei Beachtung dieser Gegebenheiten ist zu ersehen, daß zur Erreichung gleicher Bruchsicherheiten die erforderliche Übergreifungslänge deutlich abhängig vom Stabdurchmesser ist. Bei den in den Versuchen vorliegenden Bedingungen dürfte für  $d_e \lesssim 14$  mm bei innenliegender Querbewehrung eine Übergreifungslänge  $l_U \sim 1,65 a_0$  eine ausreichende Tragfähigkeit des Stoßes gewährleisten, während für  $d_e = 26$  mm und außenliegender Querbewehrung  $l_U = 2,2 a_0$  erforderlich ist.

Das günstigere Ergebnis für dünne Stäbe wird prinzipiell durch die Versuche [23] bestätigt. Demgegenüber wurde in [19] kein wesentlicher Einfluß des Stabdurchmessers in den Grenzen  $16 \text{ mm} \leq d_e \leq 56$  mm festgestellt, wenn alle maßgebenden Parameter einschließlich der Sieblinie der Zuschläge ein konstantes Vielfaches des Stabdurchmessers betragen. Dieses Ergebnis ist zwar theoretisch

erklärbar. Da jedoch in der Praxis wie in den Versuchen in den hier betrachteten Durchmesserbereichen ( $d_e = 14$  bis 28 mm) im allgemeinen eine gleiche Zusammensetzung der Zuschläge gewählt wird, ist die hier ermittelte Abhängigkeit der Stoßtragkraft vom Stabdurchmesser sinnvoller.

Bei Annahme des in [2] angegebenen Hakenabzuges  $a_0' = 20 d_e$  wiesen die Versuchskörper S 1.11 und S 1.12 deutlich geringere Traglasten als Stöße mit geraden Stäben und gleicher bezogener Übergreifungslänge auf ( $v = 1,55$  gegenüber  $v = 2,1$ ). Ein gleichwertiges Bruchtragverhalten der Hakenstöße kann unter den in den Versuchen vorliegenden Bedingungen erwartet werden, wenn der Hakenabzugswert  $a_0'$  vernachlässigt bzw. sehr gering ( $a_0' \sim 5 d_e$ ) angesetzt wird (siehe Bild 27).

Dieses Ergebnis wird durch die Ausziehversuche [17] bestätigt. Danach ist bei gleicher Verankerungslänge  $a$  (gemessen analog Bild 2) die Ausziehkraft von Verankerungen mit Haken bzw. Winkelhaken gegenüber geraden Stäben etwa gleich, sofern der Bruch, wie bei geringen Betondeckungen üblich, durch Abplatzen des Betons hervorgerufen wird. In diesen Fällen müßte der Hakenabzugswert  $a_0' = 0$  betragen.

Das ungünstige Verhalten der Hakenstöße ist hauptsächlich auf die hohen Querspannungen im Bereich der Haken zurückzuführen. Setzt man als Hakenzugkraft die am Hakenbeginn gemessenen Werte und die belastete Teilfläche näherungsweise zu  $F_1 = d_B \cdot d_e$  an, so erreichten die Umlenkpressungen im Hakenbereich im Bruchzustand im Mittel die nach [16] bei Schlaufenstößen gemessenen Bruchwerte.

Eine Steigerung der Stoßtraglast durch Haken oder Winkelhaken ist daher überhaupt nur zu erwarten, wenn Betonabplatzungen im Bereich der Haken verhindert werden. Dies ist beispielsweise durch eine große Betondeckung senkrecht zur Hakenebene ( $\geq 5$  bis  $10 d_e$  nach [25])

oder durch Bügel, die die Haken umfassen erreichbar. Für Stöße mit großen Abständen ( $e \geq 10 d_e$ ) konnte bei

Einhaltung der vorgenannten Bedingungen eine Traglaststeigerung durch Haken nachgewiesen werden [11, 25]. Ein entsprechender Nachweis für Stöße mit engen Abständen fehlt bisher. Da hier auch ein Absprengen der Betondeckung parallel zur Stoßebene (d. h. Bruchriß senkrecht zur Hakenebene) auftreten kann, ist eine geringere Traglaststeigerung zu befürchten.

Bild 28 zeigt die erzielten Bruchsicherheiten für die Versuche mit großem seitlichen Abstand der Stöße. Zusätzlich sind die Ergebnisse vergleichbarer Versuche nach [1] und [9] eingetragen. Ein Vergleich mit den Bildern 26 und 27 zeigt den bekannten günstigen Einfluß eines großen Stoßabstandes auf die Bruchtragfähigkeit [1, 19]; der auf die fehlende Überlagerung von Querspannungen benachbarter Stöße zurückzuführen ist. Da nur bei Probekörper 11 ( $d_e = 26$  mm, innenliegende Querbewehrung) ein Versagen des Stoßes auftrat, kann die zur Erzielung einer 2,1-fachen Bruchsicherheit erforderliche Übergreifungslänge nur geschätzt werden. Sie dürfte für Stöße mit einem seitlichen lichten Abstand  $e \geq 10 d_e$  bei dünnen Stäben ( $d_e \lesssim 14$  mm) mit innenliegender bzw. bei dicken Stäben ( $d_e = 28$  mm) mit außen angeordneter Querbewehrung  $l_U = 1,1 - 1,2 a_0$  bzw.  $l_U = 1,3 - 1,4 a_0$  betragen.

Ein Einfluß der Betongüte auf die Bruchsicherheit war im untersuchten Bereich nicht zu erkennen. Zwar wies S 1.8 ( $\beta_w = 523 \text{ kp/cm}^2$ ,  $l_U = 1,45 a_0$ ) eine etwa gleiche Sicherheit wie S 1.4 ( $\beta_w = 222 \text{ kp/cm}^2$ ,  $l_U = 1,22 a_0$ ) auf, jedoch waren die Verhältnisse bei Stößen von dicken Stäben umgekehrt (vergl. S 2.1 und S 2.7 mit S 2.9).

KÖRPER	S 1.2	S 1.3	SMR 1.1 <sup>1)</sup>	S 2.2	S 2.6	12 <sup>2)</sup>	11 <sup>2)</sup>
$d_e$	14		16	26			
$e/d_e$	12.3		7.4	10		13	
QUER- BEWEHRUNG	INNEN			AUSSEN		INNEN	
SYMBOL	○	●	◐	□	■	◇	◑

<sup>1)</sup>NACH [9]

<sup>2)</sup>NACH [11]

□ BIEGEBRUCH BZW. VERSUCH BEENDET

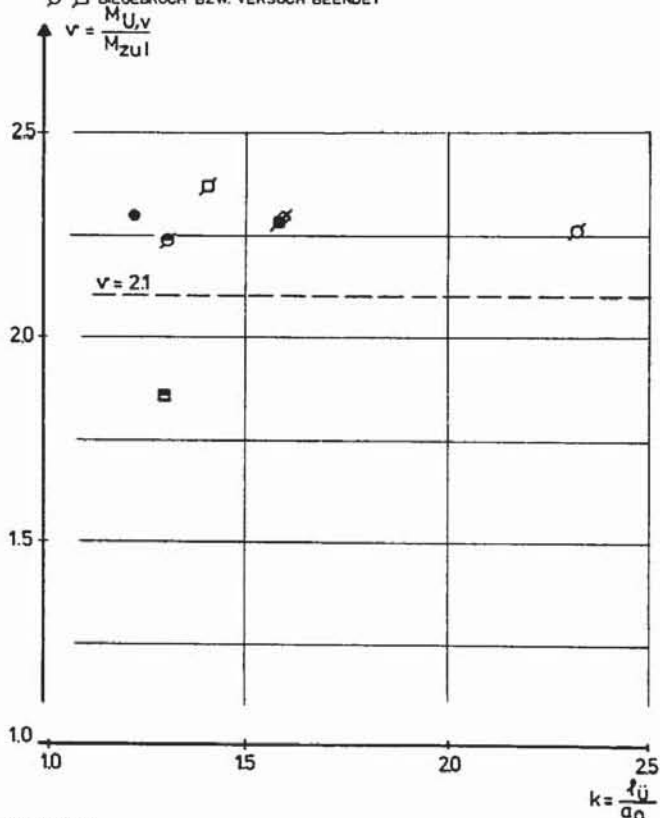


Bild 28 :

Bruchsicherheit  $\gamma = M_{uv}/M_{zul}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $k$  (Vollstöße mit großem Abstand in Stoßquerrichtung)

Der geringe Einfluß der Betongüte ist erklärlich, da sowohl die nach [2] zulässigen Verbundspannungen als auch die Stoßtragkraft proportional zur Betonzugfestigkeit ansteigen.

Aufgrund der Versuche kann nicht entschieden werden, ob die Vergrößerung des lichten Abstandes der zu stoßenden Stäbe von  $e_1 = 0$  auf  $e_1 = 4 d_e$  die Stoßtragkraft beeinflusst, da die entsprechenden Versuchskörper S 2.2 und S 2.6 durch Biegebruch versagten.

Bei Einhaltung der in DIN 1045 vorgeschriebenen Bedingungen weisen solche Stöße jedoch ausreichende Trag-sicherheiten auf.

Bei S 1.9 betrug die Übergreifungslänge des im Querkraftbereich angeordneten Stoßes  $l_u = 1,58 a_0$  (bezogen auf Zugkraft am Stoßbeginn) bzw.  $l_u = 1,94 a$  (bezogen auf Zugkraft in Stoßmitte). Das Bruchverhalten des Probekörpers (Biegebruch) läßt erkennen, daß bei geringen Schubspannungen die Tragfähigkeit des Stoßes unabhängig davon ist, ob dieser im Querkraftbereich oder im Bereich des konstanten Momentes angeordnet wird. Zusätzlich darf die Übergreifungslänge auf die in Stoßmitte wirkende Kraft bezogen werden (vergl. [19]).

Ob diese Aussagen auch für Stöße gelten, die im Bereich hoher Schubspannungen angeordnet werden, sollte durch zusätzliche Versuche geklärt werden.

## 7. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Es sollte geklärt werden, unter welchen Bedingungen Vollstöße von Rippenstäben durch Übergreifung unter nicht ruhender Belastung möglich sind. Dazu wurden insgesamt 20 Versuche an balken- bzw. plattenartigen Probekörpern durchgeführt. Der Durchmesser der Bewehrung aus Rippenstahl betrug in Reihe 1 (11 Körper)  $d_e = 14$  mm und in Reihe 2  $d_e = 26$  mm bzw. 28 mm.

Die gesamte Bewehrung wurde in der Regel in einem Schnitt gestoßen, wobei die Stäbe im allgemeinen Mann an Mann lagen. Der Probekörper S 1.1 besaß eine durchgehende Bewehrung. Die Querbewehrung an den Stoßenden entsprach in der Regel nach Menge und Abstand etwa den Richtlinien der DIN 1045. Sie lag bei den Körpern der Reihe 1 mit Ausnahme von S 1.5 innen und bei Reihe 2 immer außen. Die Stöße waren im allgemeinen im Bereich des konstanten Momentes angeordnet. Die Betondeckung entsprach in allen Fällen etwa dem Mindestwert nach DIN 1045. Variiert wurden außer dem Stabdurchmesser hauptsächlich die Übergreifungslänge ( $l_u/a_0 = 1,18 - 2,47$ ), die Betongüte ( $\beta_w \sim 250$  und  $500 \text{ kp/cm}^2$ ), der seitliche lichte Stoßabstand ( $e = 2 d_e$  und  $e = 10 - 12 d_e$ ) und die Ausbildung des Stoßes (mit geraden Stabenden bzw. mit Winkelhaken). Zusätzlich wurde in Tastversuchen der Einfluß des Versetzens der Stöße um  $0,5 l_u$  (S 2.5 und S 2.8), eines lichten Abstandes der gestoßenen Stäbe  $e_1 = 4 d_e$  (S 2.6) und der Lage des Stoßes im Querkraftbereich (S 1.9) untersucht. Weiterhin wurde an 2 Versuchen (S 2.7 und S 2.8) der Einfluß einer Dauerlast im Vergleich zu einer Ermüdungsbelastung auf das Tragverhalten studiert.

Die Körper wurden zunächst in Stufen bis zu einer rechnerischen Stahlspannung ( $n = 15$ )  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  (ca.  $1,1 \cdot \text{zul } \sigma_e$ ) belastet. Anschließend wurden in der Regel  $10^6$  Lastwechsel aufgebracht, wobei die Stahlspannung unter Oberlast  $\sigma_e = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$  und die Schwingbreite  $\Delta \sigma_e = 1,8 \text{ Mp/cm}^2$  betrug. Die Körper S 2.7 und S 2.8 wurden ca. 21 Monate einer Dauerlast ( $\sigma_{ed} = 2,7 \text{ Mp/cm}^2$ ) ausgesetzt. Trat kein Bruch während der Lastwechsel auf, wurden die Probekörper anschließend stufenweise bis zum Bruch belastet.

Das Verhalten der Probekörper außerhalb des Stoßbereichs wurde durch die Stoßausbildung im allgemeinen nicht beeinflusst. Die Vergrößerung der Betonstauchungen infolge Betonkriechens während der Schwelllast führte zu einem Anwachsen der Stahlspannungen im Riß, die nach  $10^6$  Lastwechseln das 1,15- (Reihe 1) bzw. das 1,10-fache (Reihe 2) des theoretischen Wertes betragen.

Da weiterhin die Mitwirkung des Betons zwischen Rissen hauptsächlich infolge Verringerung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton fast vollständig aufgehoben wurde, stiegen die Rißbreiten  $w_{95\%}$  während der Schwelllast um 20 bis 70 % an. Außer den Betonstauchungen nahmen alle Verformungen etwa linear in Abhängigkeit vom Logarithmus der Lastwechselzahl zu.

Eine Schwelllast kann in Bezug auf die Rißbildung in und außerhalb des Stoßbereichs, nicht jedoch in Bezug auf das Kriechen des Betons in der Druckzone als Zeitrafferversuch für eine Dauerbelastung angesehen werden. Das Verformungsverhalten nahe der Bruchlast und die Biegetragfähigkeit wurden durch die Art der Vorbelastung (Schwell- bzw. Dauerlast) zumindest nicht ungünstig beeinflusst.

Bei Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden traten die maximalen Rißbreiten meist an den Stabenden auf, die insbesondere bei kurzen Übergreifungslängen und/oder dicken

Stäben nach  $10^6$  Lastwechseln den Wert  $w_{95\%} = 0,3$  mm überschritten. Die Breite dieser Risse bzw. ihr Verhältnis zu den Rissen  $w_{95\%}$  im Bereich des konstanten Momentes außerhalb des Stoßes nahmen bei Erstbelastung gering, nach  $10^6$  Lastwechseln jedoch deutlich mit abnehmender bezogener Übergreifungslänge zu. Stöße von dünnen Stäben wiesen bei bezogenen Übergreifungslängen  $l_{\bar{u}} \leq 1,6 a_0$  im allgemeinen keine größeren Rißbreiten an den Stoßenden als im übrigen Bereich auf. Für dicke Durchmesser wurde bei gleicher bezogener Übergreifungslänge eine im Verhältnis zum Bereich des konstanten Momentes größere Rißbreite an den Stoßenden gemessen als für dünne Stäbe.

Während im Stoßbereich der 14 mm-Stäbe nur bei kurzen Übergreifungslängen ( $l_{\bar{u}} \leq 1,7 a_0$ ) Längs- und Schrägrisse auftraten, wurden diese bei allen Versuchen mit dicken Stäben beobachtet. Sie gingen immer von den Stoßenden aus. Ihre Zahl, Länge und in geringerem Umfang auch Breite nahmen mit abnehmender Übergreifungslänge zu. Die maximale Breite dieser Risse betrug nach  $10^6$  Lastwechseln unter  $\sigma_e = 2,7$  Mp/cm<sup>2</sup> bei den Versuchen der Reihe 1  $w_{\max} = 0,03$  mm und denen der Reihe 2 für  $l_{\bar{u}} \approx 1,75 a_0$   $w_{\max} \approx 0,10$  mm.

Der Stahlspannungsverlauf war bei erstmaligem Erreichen der Oberlast am Stoßbeginn und Stoßende stark, im mittleren Bereich dagegen schwächer geneigt. Mit zunehmender Lastwechselzahl wurden diese Unterschiede geringer und nach  $10^5$  Lastwechseln wurde bei S 2,9 eine nahezu lineare Abnahme der Stahldehnungen gemessen. Demgegenüber traten bei Probekörper S 2,3, der durch einen Ermüdungsbruch des Stoßes versagte, vor dem Bruch höhere Verbundspannungen in Stoßmitte als an den Stoßenden auf.

Die Querdehnungen im Stoßbereich verliefen etwa proportional zu den Verbundspannungen. Die maximalen Werte unter  $\sigma_e = 4,0$  Mp/cm<sup>2</sup> lagen mit  $\epsilon_e \sim 1\%$  deutlich unter der Streckgrenzdehnung der Querbewehrung.

Ein Versagen des Stoßes trat bei großem seitlichen Stoßabstand nicht auf. Bei engem Stoßabstand und innen angeordneter Querbewehrung wurde der Bruch des Stoßes durch Absprengen der gesamten Betondeckung und nachfolgendem Abklappen der Bewehrung hervorgerufen. Bei außenliegender Querbewehrung konnte es nicht zu einem Abklappen des Stoßes kommen: ein Stoßversagen erfolgte hierbei durch Absprengen der seitlichen Betondeckung der im Querschnitt außen liegenden Stäbe mit nachfolgendem Herausziehen der Längsbewehrung und Absprengen der gesamten restlichen Betondeckung. Die aufgetretene Bruchart läßt erkennen, daß die Stoßtragkraft auch bei außenliegender Querbewehrung deutlich durch die Zugfestigkeit des Betons beeinflusst wird.

Übersteigt bei schneller Belastung die Oberlast nicht das ca. 0,65-fache der im Kurzzeitversuch zu erwartenden Bruchlast des Stoßes, ist ein Versagen des Stoßes unter den in den Versuchen vorliegenden Bedingungen ( $M_{UL} / M_{u,v} \geq 0,2$ ) nicht zu erwarten. Bei höherer Oberlast ist ein Ermüdungsbruch des Stoßes nicht auszuschließen.

Die Bruchsicherheit war unabhängig von der Art der vorhergehenden Belastung (Kurzzeit-, Dauer- oder Schwellbelastung). Sie nahm mit steigender Übergreifungslänge zu und war deutlich abhängig von dem Stabdurchmesser und dem lichten seitlichen Stoßabstand  $e$ . Vollstöße sind bei einlagiger Bewehrung unabhängig von der Belastungsart sowohl für dünne als auch für dicke Durchmesser möglich. Dabei ist für Stöße mit einer Querbewehrung nach DIN 1045 zur Erzielung einer 2,1-fachen Bruchsicherheit für dicke Stäbe ( $d_e \leq 28$  mm) eine bezogene Übergreifungslänge  $l_{\bar{u}} = 2,2a$  ( $e = 2 d_e$ )

bzw.  $l_{\bar{u}} = 1,3$  bis  $1,4 a$  ( $e \geq 10 d_e$ ) erforderlich. Die entsprechenden Werte für dünne Stäbe ( $d_e \leq 14$  mm) lauten:  $l_{\bar{u}} = 1,65 a_0$  ( $e = 2 d_e$ ) bzw.  $l_{\bar{u}} = 1,1$  bis  $1,2 a_0$  ( $e \geq 10 d_e$ ). Unter sonst gleichen Bedingungen hatten sowohl das Versetzen der Stöße um  $0,5 l_{\bar{u}}$  als auch die Betongüte und der lichte seitliche Abstand der zu stoßenden Stäbe ( $e_1 \leq 4 d_e$ ) sowie bei geringen Schubspannungen die Anordnung des Stoßes im Querkraftbereich nur einen unwesentlichen Einfluß auf das Tragverhalten der Stöße im Gebrauchs- und Bruchzustand.

Bei Ansatz der Hakenabzugswerte nach [2] wiesen Übergreifungsstöße mit Winkelhaken eine deutlich kleinere Bruchsicherheit und ein erheblich ungünstigeres Rißverhalten als Stöße mit geraden Stabenden und gleicher bezogener Übergreifungslänge  $k = l_{\bar{u}}/a_0$  auf.

Die großen Rißbreiten sind auf Lastumlagerungen während der Lastwechsel auf die Haken und deren schlechtes Schlupfverhalten zurückzuführen. Der frühzeitige Bruch wurde hauptsächlich durch das Absprengen der seitlichen Betondeckung im Bereich der Haken infolge zu großer Umlenkpressungen hervorgerufen. Ein ausreichendes Tragverhalten kann in Übereinstimmung mit [17] bei den in den Versuchen vorliegenden Bedingungen (lichte Betondeckung der Haken  $c_x = 2 d_e$ , lichter Stoßabstand  $e = 2 d_e$ ) nur bei Vernachlässigung des Hakenabzugswertes ( $a'_0 = 0$ ) erwartet werden.

## 8. Folgerungen für die Bemessung von Übergreifungsstößen

### 8.1. Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden

#### 8.1.1. Verhalten im Gebrauchszustand

Im Gebrauchszustand sollen zur Gewährleistung eines ausreichenden Korrosionsschutzes und aus optischen Gründen die Rißbreiten bestimmte Grenzwerte nicht überschreiten. Die bei Erstbelastung auftretenden Rißbreiten werden durch eine Schwellbelastung und eine Dauerstandsbelastung vergrößert, wobei die Schwellbelastung in Bezug auf die Rißbildung als Zeittraffung für eine Dauerbelastung angesehen werden kann.

Bei Übergreifungsstößen sind an den Stoßenden im allgemeinen größere Rißbreiten als an anderen Stellen zu erwarten. Würde man die für Bauteile in Innenräumen noch als zulässig erachtete Rißbreite  $w_{95\%} = 0,3$  mm als Vergleichsmaßstab heranziehen, könnten bei Beanspruchung des Stoßes mit zul.  $\sigma_e = 2,4$  Mp/cm<sup>2</sup> alle Versuche der Reihe 1 ( $l_{\bar{u}} \geq 1,2 a_0$ ) als "bedingungs-gemäß" eingestuft werden. Demgegenüber wäre bei Stößen von 28 mm-Stäben zur Einhaltung dieser Bedingung eine Übergreifungslänge  $l_{\bar{u}} \leq 2,0 a_0$  erforderlich.

Da jedoch je nach den vorliegenden Umwelteinflüssen die Einhaltung geringerer Rißbreiten erforderlich werden kann, geht man sinnvoller davon aus, daß durch einen Übergreifungsstoß die Verhältnisse speziell hinsichtlich der Rißbildung gegenüber einem Bauteil ohne Stoß nicht verschlechtert werden sollen. Dazu müßte die Übergreifungslänge für dünne Stäbe ( $d_e \leq 14$  mm) bei voller Ausnutzung des Stoßes  $l_{\bar{u}} \leq 1,6 a_0$  betragen.

Für Übergreifungsstöße von dicken Stäben wurde auch bei einer großen Übergreifungslänge noch eine um ca. 25 % größere Rißbreite an den Stoßenden als im sonstigen Bereich festgestellt. Dieses Ergebnis ist nur durch einen Versuch belegt. Außerdem waren die Streuungen relativ

groß. Es ist zu vermuten, daß analog dem Verhalten von dünnen Stäben die obige Bedingung im Mittel bei einer Übergreifungslänge  $l_{ü} \sim 2,2 a_0$  eingehalten wird.

Das Verhältnis der maximalen Rißbreite am Stoßende zu den Werten außerhalb des Stoßbereichs war praktisch unabhängig von dem seitlichen Stoßabstand. Daher wäre bei Stößen mit großem seitlichen Stoßabstand ( $e \geq 10 d_e$ ) die zur Gewährleistung eines ausreichenden Verhaltens im Gebrauchszustand erforderliche Übergreifungslänge größer als diejenige zur Erreichung der notwendigen Bruchsicherheit. Da diese Regelung jedoch nicht sehr befriedigt und außerdem nur insgesamt 4 Versuche mit großem Stoßabstand vorliegen, sollte die in diesen Fällen auftretende Rißbreite am Stoßende weiter geklärt werden.

### 8.1.2. Verhalten im Bruchzustand

Als Bruchsicherheit von Übergreifungsstößen wird  $V = 2,1$  gefordert, da deren evtl. Versagen meist ohne Vorankündigung schlagartig erfolgt und die Tragkraft des Stoßes wesentlich durch die Zugfestigkeit des Betons bestimmt wird. Man geht im allgemeinen (beispielsweise bei der Bemessung von gedrücktem Beton) davon aus, daß bei einer nicht ruhenden Belastung die Oberlast maximal der zulässigen Gebrauchslast entspricht. Diese ist kleiner als die 0,5-fache Bruchlast der Stöße. Zusätzlich wird die Unterlast durch die einzuhaltende Schwingbreite des Stabes begrenzt. Daher ist ein Ermüdungsbruch des Stoßes infolge Abplatzen der Betondeckung während  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln, die üblicherweise als maßgebend angesehen werden, nicht zu erwarten. Dies gilt nach [4] auch für Verankerungen und Stöße, bei denen der Bruch wegen einer großen Betondeckung und/oder starken Querbewehrung nicht wie hier durch Absprengen der Betondeckung, sondern durch Herausziehen der Stäbe nach Abscheren der Betonkonsolen unter den Rippen hervorgerufen wird. Bei Vermeidung eines Ermüdungsbruchs des Stoßes ist dessen Tragkraft bei einer anschließenden statischen Belastung unabhängig von der vorhergehenden Belastungsart. Daher ist die in DIN 1045 für nicht ruhende Belastung vorgesehene Abminderung der zulässigen Verbundspannungen nicht erforderlich.

Vollstöße durch Übergreifung sind bei einlagiger Bewehrung unabhängig von der Belastungsart auch bei dicken Rippenstäben ( $d_e \leq 28$  mm) möglich. Entsprechende Versuche bei mehrlagiger Bewehrung fehlen. Daher sind Vollstöße bei dieser Bewehrungsanordnung möglichst zu vermeiden. Bei Einhaltung der sonstigen in [2] angegebenen Konstruktionsregeln wird für Vollstöße, die mit der zulässigen Stahlspannung beansprucht werden, eine 2,1-fache Sicherheit bei folgenden Übergreifungslängen erreicht:

$d_e = 14$ mm	$e = 2 d_e$	$l_{ü} = 1,65 a_0$
	$e \geq 10 d_e$	$l_{ü} \sim 1,2 a_0$
$d_e = 26-28$ mm	$e = 2 d_e$	$l_{ü} = 2,2 a_0$
	$e \geq 10 d_e$	$l_{ü} = 1,4 a_0$

Die angegebenen Übergreifungslängen stimmen für dicke Stäbe mit den nach DIN 1045 erforderlichen Werten überein. Für dünne Stäbe sind sie geringer. Die in DIN 1045 vorgesehene Verringerung der Übergreifungslängen für um 0,5  $l_{ü}$  in Längsrichtung gegeneinander versetzte Stöße gegenüber Vollstößen ist nach den hier durchgeführten Versuchen nicht berechtigt.

### 8.1.3. Querbewehrung im Stoßbereich

In [2] werden bei Vollstößen mindestens 3 Stäbe mit  $d_{eq} = 0,4 d_e$  an beiden Stoßenden im Bereich von  $0,3 l_{ü}$

als Querbewehrung verlangt. Diese Regel ergibt bei hohen Betongüten, dünnen Stäben oder nicht voll ausgenutzten Stößen sehr enge Abstände der Querstäbe ( $\leq 5$  cm), die das Bewehren erschweren. Nach den Versuchen sind bei gleichem Gesamtquerschnitt der Querbewehrung geringere Abstände als  $0,15 l_{ü}$  bzw. 10 cm nicht erforderlich. Allerdings sollte auch im mittleren Bereich des Stoßes eine Querbewehrung angeordnet werden.

Die Querbewehrung muß nach DIN 1045 bei dicken gestoßenen Stäben außen liegen und darf bei dünnen innen angeordnet werden. Ein Umschließen der Stöße wird nicht gefordert. Inwieweit diese Regelung sinnvoll ist, soll mit Hilfe von Bild 29 untersucht werden. Es zeigt die üblichen Brucharten für Stöße mit engen bzw. weiten Abständen quer zur Tragrichtung [19]. Die Längsrisse 1 treten im allgemeinen bei Belastungen weit unterhalb der Bruchlast auf. Sie können wirksam nur durch eine außen angeordnete Querbewehrung zusammengehalten werden [1], deren Querschnitt im Stoßbereich wie in DIN 1045 gefordert - das 1,0-fache des Querschnitts eines gestoßenen Stabes betragen muß. Maßgebend für den Bruch sind jedoch die Risse 2, die durch Spaltkräfte vertikal zur Stößebene hervorgerufen werden und zum Absprengen der Betondeckung führen. Diese Kräfte sind zumindest bei Stößen mit engen Abständen nur durch Umschließungsbügel oder nach [15] auch durch Spiralen, die die einzelnen Stöße umfassen, aufnehmbar. Eine gerade innen- oder außenliegende Querbewehrung ist dazu nicht in der Lage.

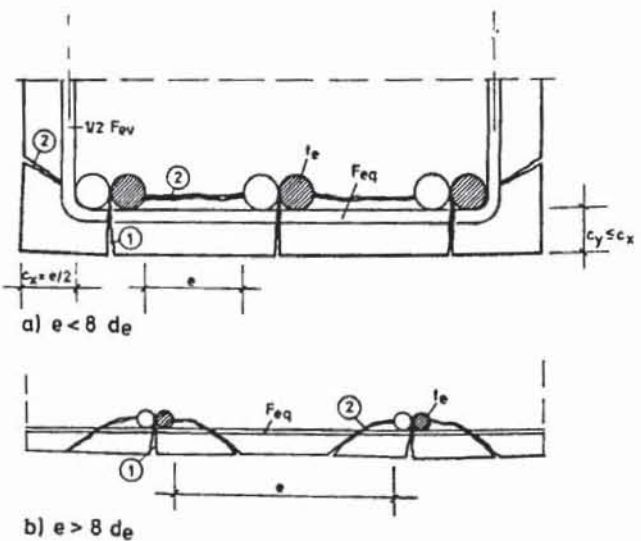


Bild 29:

Brucharten für Stöße mit engen und weiten Abständen in Stoßquerrichtung nach [19]

Die in DIN 1045 getroffene Regelung über die Anordnung der Querbewehrung verletzt also in vielen Fällen den Grundsatz des Stahlbetonbaus, alle Zugkräfte im Beton durch Bewehrung aufzunehmen. Zwar gewährleisten die Übergreifungslängen nach Tabelle 10 auch bei einer Querbewehrung nach DIN 1045 eine mindestens 2,1-fache Sicherheit unter Laborbedingungen. Zur Abdeckung der in der Praxis mit der Ausführung von Stößen unvermeidbaren zusätzlichen Risiken erscheint es jedoch erforderlich, zumindest bei  $> 50\%$ -Stößen von dicken Stäben ( $d_e > 14$  mm) in engen Abständen ( $e < 10 d_e$ ) Umschließungsbügel anzuordnen. Der Querschnitt  $F_{ev}$  aller lotrechten Bügelschenkel im Stoßbereich muß nach hier durchgeführten Berechnungen betragen (Bild 29):

$$F_{ev} = 0,5 \cdot n \cdot f_e$$

mit

$f_e$  = Querschnitt eines gestoßenen Stabes

$n$  = Zahl der durch einen Bügel umschlossenen Stöße

In [15] wird ein etwas höherer Wert ( $F_{ev} = 0,65 \cdot n \cdot f_e$ ) gefordert.

Die Umschließungsbügel dürfen in den äußeren Bereichen der Übergreifungslänge konzentriert werden, wobei ihr Abstand in Stoßrichtung den oben genannten Werten entsprechen sollte. Für den maximal zulässigen Abstand der Bügelschenkel quer zur Längsstabachse liegen bisher keine ausreichenden Erfahrungen vor. Er sollte jedoch den in DIN 1045 für Schubbügel vorgeschriebenen Wert (= 40 cm) nicht überschreiten. Beim Vollstoß dünner Stäbe in engen Abständen ist die Anordnung von Umschließungsbügeln ebenfalls zu empfehlen.

Bisher liegen keine Erfahrungen über das Verhalten von Bauteilen mit Übergreifungsstößen bei Brandeinwirkung vor. Da die Betondeckung zusätzlich durch Zugspannungen beansprucht wird, die allein schon zu Betonabplatzungen führen können [20], erscheint die Anordnung von Umschließungsbügeln im Stoßbereich bei Bauteilen mit hoher erforderlicher Feuerwiderstandsdauer besonders wichtig.

#### 8.1.4. Bemessungsregeln

In Tabelle 10 sind die aus den Versuchen abgeleiteten Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße von Rippenstahl angegeben. Sie berücksichtigen die vorstehend erläuterten Anforderungen im Gebrauchs- und Bruchzustand. Allerdings ist nicht auszuschließen, daß bei Stößen mit großem seitlichen Abstand etwas größere Rißbreiten an den Stoßenden als außerhalb des Stoßbereichs auftreten.

Bei den üblichen Werten für die untere Betondeckung  $c_y$  wird die Tragkraft von Stößen, die in den Querschnittsecken liegen, hauptsächlich durch die Größe der seitlichen Betondeckung  $c_x$  bestimmt [15]. Daher dürfen die  $k$ -Werte der Zeilen 2 und 4 von Tabelle 10 bei solchen Stößen nur benutzt werden, wenn der seitliche Achsabstand der Stöße zur Betonoberfläche groß ( $\geq 5 d_e$ ) ist.

Das Tragverhalten von Stößen wird unter sonst gleichen Verhältnissen verbessert, wenn nicht alle Stäbe in einem Schnitt gestoßen werden. Dieser Einfluß wurde we-

gen des Fehlens neuer Erkenntnisse wie in [2] berücksichtigt.

Die Tragkraft des Stoßes ist nicht proportional zur Übergreifungslänge (vergl. Bilder 26 und 27). So ergibt eine Vergrößerung der Übergreifungslänge bei dicken Stäben und engen Stoßabständen von  $l_u = 1,5 a_0$  auf  $l_u = 2,25 a_0$  (also um 50%) nur eine Erhöhung der Stoßtraglast um ca. 30% (Bild 26). Daher ist einerseits beim Stoß von Stäben aus BSt 50/55 R eine Vergrößerung der angegebenen Beiwerte um ca. 10% erforderlich. Andererseits ist die alte Konstruktionsregel, Stöße außerhalb der Bereiche maximaler Beanspruchung des Betons anzuordnen, nach wie vor sinnvoll, weil sie trotz entsprechend reduzierter Übergreifungslänge zu einer Erhöhung der Sicherheit des Stoßes führt.

#### 8.2. Übergreifungsstöße mit Haken oder Winkelhaken

Die in [2] festgelegten Hakenabzugswerte wurden aus dem Mittelwert der Ergebnisse von Ausziehversuchen mit großer Betondeckung abgeleitet, bei denen ein Spalten des Probekörpers nur selten auftrat [18]. Als maßgebendes Auswertekriterium wurde ein Gleitweg am Krümmungsbeginn  $\Delta_0 = 0,1$  mm im Gebrauchszustand zugrunde gelegt. Dies stellt gegenüber den geraden Verbundankern eine großzügige Regelung dar, bei denen im Gebrauchszustand praktisch kein Schlupf am Stabende auftritt. Daher ist es nicht verwunderlich, daß Übergreifungsstöße mit Haken bei Anwendung der Hakenabzugswerte nach [2] sowohl unter ruhender als auch nicht ruhender Belastung ein deutlich ungünstigeres Rißverhalten als Stöße mit geraden Stabenden und gleicher bezogener Übergreifungslänge aufweisen.

Nach den Versuchsergebnissen kann unter Gebrauchslast eine kritische Rißbreite  $w_{95\%} = 0,3$  mm bei Anwendung der  $k$ -Faktoren nach Tabelle 10 nur eingehalten werden, wenn der Hakenabzugswert auf  $a'_0 \sim 10 d_e$  vermindert wird. Verlangt man keine wesentlich größeren Rißbreiten an den Stoßenden als im sonstigen Bereich, müßte der Hakenabzug ganz vernachlässigt werden, oder die Stöße sind in geringer beanspruchte Bereiche zu legen. Die letztere Maßnahme führt zu einer Verminderung der Rißbreiten am Stoßende und damit zu deren Angleichung an die maximalen Werte in der höher beanspruchten Zone. Die unter diesem Gesichtspunkt erforderliche Lage des Stoßes kann aus den Versuchen nicht ermittelt werden, jedoch erscheint es sinnvoll, die Stöße in Bereichen anzuordnen, in denen die Bewehrung maximal zu 80% ausgenutzt wird.

1	2		3		4		5		6		7		8	
	$l_u = k \cdot a$													
	$d_e$ mm	Stöße im Querschnittsinneren		Stoß am Querschnittsrand		Beiwert $k$ für Anteil der ohne Längversatz 2) gestoßenen Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung								
seitlicher Achsabstand nicht versetzter Stöße 2)		seitlicher Achsabstand zur Betonoberfläche		$\leq 20\%$		25%		33%		50%		$> 50\%$		
1	$< 16$	$\geq 10 d_e$	$\geq 5 d_e$	$< 5 d_e$	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2
2		$< 10 d_e$		$< 5 d_e$	1,2	1,3	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,6
3	$\geq 16$	$\geq 10 d_e$	$\geq 5 d_e$	$\geq 5 d_e$	1,2	1,3	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,6
4	$\leq 28$	$< 10 d_e$		$< 5 d_e$	1,4	1,6	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	2,2
5 Querbewehrung im Stoßbereich nach Abschnitt 8.1.3.														

1) Berechnung von  $a = a_0 \cdot \text{erf } F_e / \text{vorh } F$ , unabhängig von der Belastungsart mit den in [2] Tabelle 20 angegebenen zulässigen Verbundspannungen.

2) Übergreifungsstöße gelten als Längversetzt, wenn der Längsabstand der Stoßmitten mindestens  $1,3 l_u$  beträgt.

Tabelle 10: Empfehlungen für die Ausbildung von Übergreifungsstößen der Längsbewehrung aus BSt 42/50 R

Zur Gewährleistung einer ausreichenden Bruchsicherheit muß der Hakenabzugswert bei Stößen mit nahe an der Betonseitenfläche liegenden Haken bei Anwendung der für Stöße mit geraden Stäben geltenden Faktoren  $k$  ebenfalls vernachlässigt werden. Ein höherer Wert ( $a'_0 = 10d_e$ ) ist bei großen Stababständen und einer seitlichen lichten Betondeckung  $c_x \geq 5d_e$  vertretbar. Ob dies auch für Stöße in engen Abständen und mit großer Betondeckung senkrecht zur Hakenebene gilt, ist bisher nicht ausreichend geklärt.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei Rippenstäben Stöße mit Haken bzw. Winkelhaken nur sinnvoll sind, wenn diese in welttem Abstand angeordnet werden und eine reichliche Betondeckung senkrecht zur Hakenebene vorhanden ist. Bei geringer seitlicher Betondeckung sollten Hakenstöße im allgemeinen vermieden werden.

Prinzipiell kann auch bei Stößen mit Haken oder Winkelhaken auf eine Verminderung der Verbundspannungen bei nicht ruhender Belastung verzichtet werden, da bei Ansatz der vorgenannten  $k$ -Faktoren und Hakenabzugswerte ein Ermüdungsbruch des Stoßes nicht zu erwarten ist. Zusätzlich ist jedoch die Dauerschwingfestigkeit der Stäbe zu beachten. Die in [2] für gekrümmte Stäbe angegebenen zulässigen Schwingbreiten gelten für Biegerollendurchmesser  $d_B = 15d_e$ . Die Dauerschwingfestigkeit des Stahles wird jedoch mit abnehmendem Biegerollendurchmesser deutlich geringer [26]. Daher ist infolge der Lastumlagerung im Stoßbereich ein Ermüdungsbruch der im allgemeinen mit  $d_B = 5d_e$  gebogenen Haken zu befürchten, der bei in anderem Zusammenhang durchgeführten Stoßversuchen auch beobachtet wurde.

Nach den hier durchgeführten Auswertungen sollte die Schwingbreite der Stahlspannung am Stoßbeginn  $\Delta\sigma_e \approx 10 \text{ kp/mm}^2$  nicht überschreiten, um auch in ungünstigsten Fällen (geringe Übergreifungslänge bei großen Stababständen und/oder geringe maximale Beanspruchung des Stoßes) einen Ermüdungsbruch des Stahles im Hakenbereich zu vermeiden.

Tabelle 11 enthält die unter Berücksichtigung der vorgenannten Gesichtspunkte abgeleiteten Bemessungsregeln für Stöße mit Haken oder Winkelhaken.

Stabdurchmesser $d_e$ mm	Hakenabzugswerte $a'_0$ bei Anwendung der $k$ -Faktoren nach Tabelle 10	
	$c_x \geq 5d_e$ und erf. $F_e/\text{vorh. } F_e \leq 0,8$	$c_x < 5d_e$ oder erf. $F_e/\text{vorh. } F_e > 0,8$
$\leq 28$	$a'_0 = 10d_e$	$a'_0 = 0$
Querbewehrung im Stoßbereich wie bei Stößen mit geraden Stäben. Bei nicht ruhender Belastung darf die Schwingbreite des Stahles am Stoßbeginn $\Delta\sigma_e \approx 10 \text{ kp/mm}^2$ nicht überschreiten.		

Tabelle 11: Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße von Rippenstäben mit Haken oder Winkelhaken.

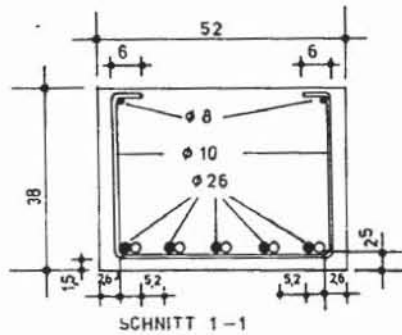
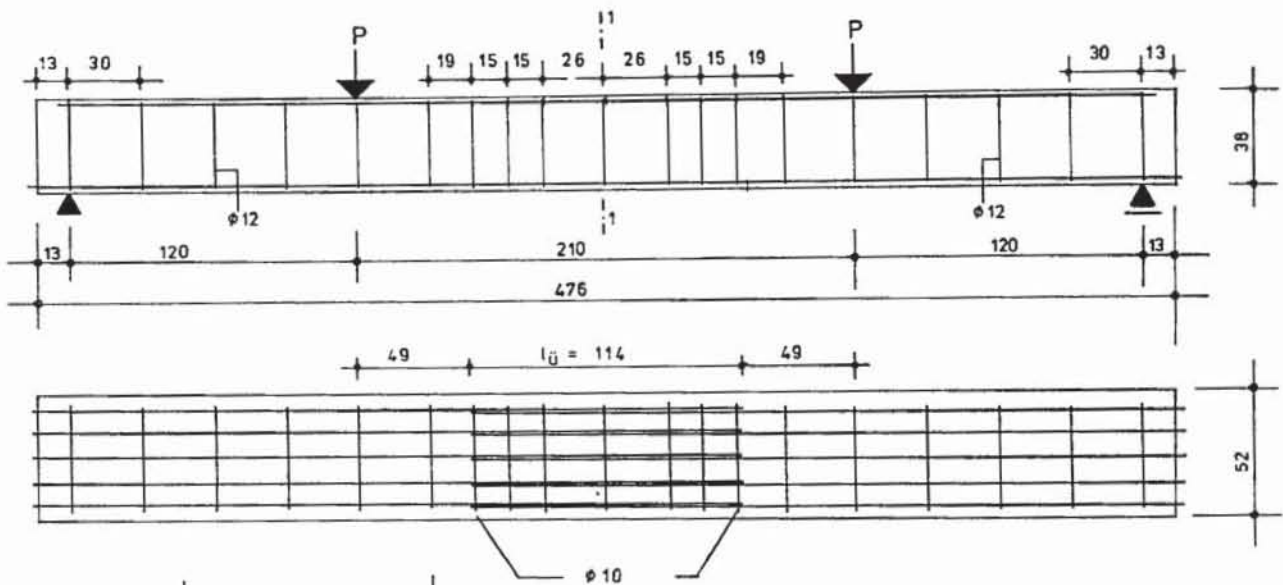
## Literaturverzeichnis

- [1] Stöckl  
Übergreifungsstöße von zugbeanspruchten Beton- und Stahlbetonbau  
Heft 20, 1972
- [2] DIN 1045  
Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ausgabe 1/1972

- [3] Rao  
Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte  
DAfStb, Heft 177, Berlin 1966
- [4] Rehm/Eligehausen  
Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit kurzer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung  
Bericht Nr. 75/2 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Februar 1975
- [5] Lutz/Sharma  
Increase in Crack-Width in Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading  
ACI Journal, September 1967
- [6] Rehm/Martin  
Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau  
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- [7] Rehm/Eligehausen  
Vorschlag für die Berechnung der Mitwirkung des Betons zwischen Rissen  
Zuschrift an Commission IVa des CEB
- [8] Baus/Brenneisen  
Note sur le béton armé et précontraint  
Dezember 1974  
Nicht veröffentlicht  
Bericht No. 40 des CEBRES der Universität Lüttich vom Juni 1970
- [9] Rehm/Eligehausen  
Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten aus Betonrippenstahl unter Schwelllast  
Betonwerk- und Fertigteil-Technik  
Heft 10/1974
- [10] Rehm/Eligehausen/Tewes  
Übergreifungsstöße von geschweißten Betonstahlmatten  
Beton- und Stahlbetonbau  
Heft 4, 1976
- [11] Kordina/Fuchs  
Untersuchungen an Übergreifungsvollstößen mit hakenförmig gebogenen Rippenstäben  
DAfStb, Heft 226, 1973
- [12] Martin  
Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstäben unter Kurzzeitbelastung  
DAfStb, Heft 228, 1973
- [13] Perry/Jundi  
Pull Out Stress Distribution Under Static and Dynamic Repeated Loadings  
ACI-Journal, 5/69
- [14] CEB/FIP  
Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Bauwerken aus Stahl- und Spannbeton  
Fassung 1970
- [15] Tepfers  
A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars  
Chalmers University of Technology, Göteborg, Division of Concrete Structures,  
Publication 73 : 2, 1973
- [16] Leonhardt/Walther/Dieterle  
Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zugschlaufenstößen  
DAfStb, Heft 226, 1973
- [17] Onderzoek van haken aus geripped betonstaal  
CUR Rapport No. 44

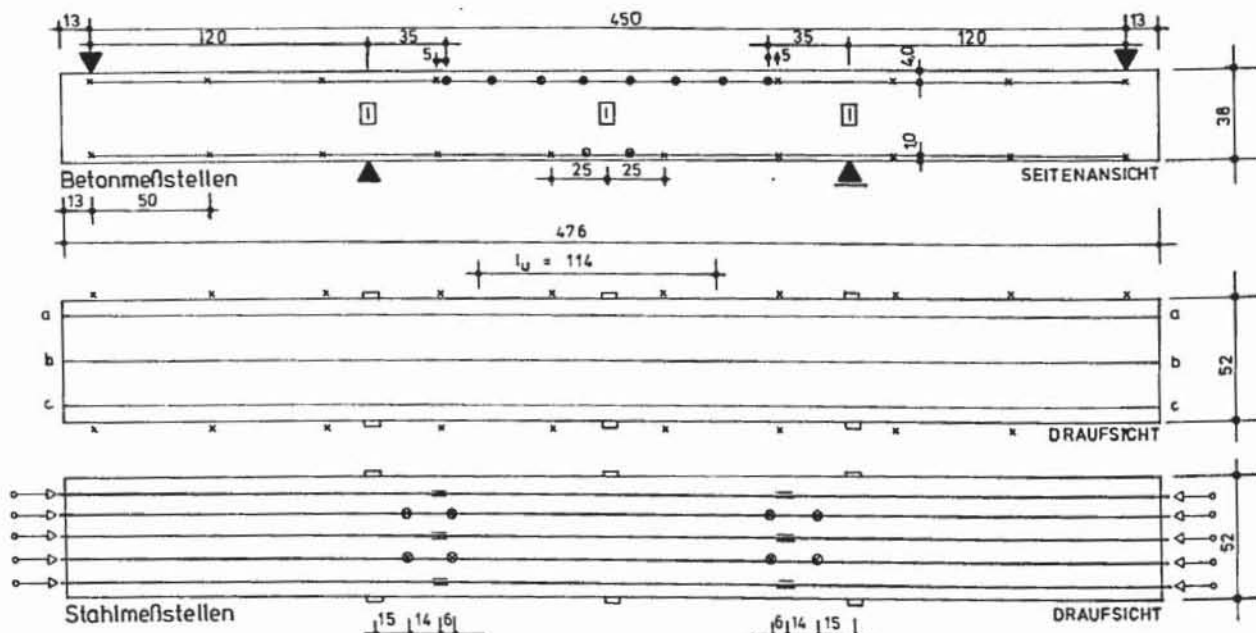
- [18] Rehm/Martin/Müller  
Ausziehversuche mit Betonstahlhaken  
Bericht Nr. 2975 vom 8. 4. 1968 der MPA Bau-  
wesen an der TU München
- [19] Ferguson/Krishnaswamy  
Tensile Lap Splices in Reinforced Concrete  
Bericht Nr. 113-3 des "Center for Highway  
Research ", University of Texas at Austin,  
April 1971
- [20] Meyer-Ottens  
Verhalten von Betonbauteilen im Brandfall  
beton , April und Mai 1974
- [21] Aas-Jacobsen  
Fatigue of Concrete Beams and Columns ;  
Division of Concrete Structures,  
Universität Trondheim, Bulletin No. 70-1  
vom September 1970
- [22] Goto  
Cracks formed in concrete around deformed  
tension bars ;  
ACI Journal 68 ( 1971 ) No. 4
- [23] Hölzenbein/Soretz  
Contribution to the Behaviour of Lapped  
Splices of Reinforced Concrete Bars ;  
Betonstahl in Entwicklung, Heft 55, 1974
- [24] Stöckl / Menne / Kupfer  
Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungs-  
stößen von Rippenstählen ;  
Bericht des Instituts für Massivbau der  
Technischen Universität München vom Jan. 1976
- [25] Dragosavic / van den Beukel/ Gijssbers  
Loop connections between precast concrete  
components loaded in bending ;  
Heron, Volume 20, 1975, No. 3.
- [26] Rehm  
Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungs-  
stäben mit hochwertigem Verbund ;  
Festschrift Rüschi, Springer Verlag, Berlin, 1970 .

# Anlagen S 2.4/1 bis S 2.4/13



BEWEHRUNGSPLAN S 2.4  
M 1:20, 1:10

ANLAGE S 2.4/1



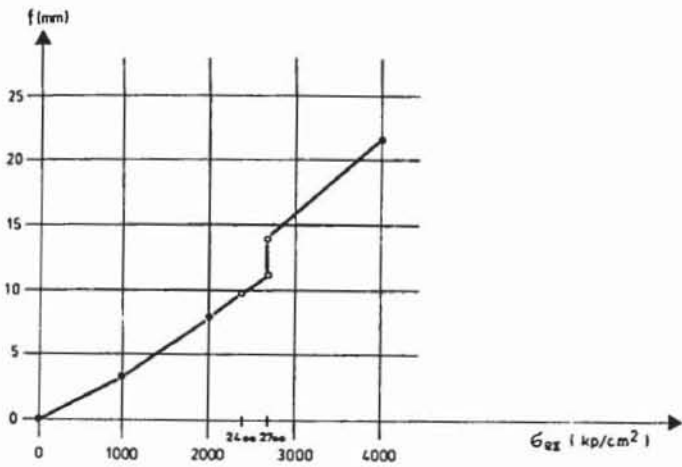
- → SCHLUPFUHREN (1/100 mm)
- MESSUNG DER DURCHBIEGUNG (SPIEGEL MIT MESSFADEN)
- x-x SDM, MESSLANGE 50cm (1/490 mm)
- ● SDM, MESSLANGE 20cm (1/490 mm)
- ≡ DMS, TYP 10/120 LE 11
- a-c MESSLINIEN ZUR ABLESUNG DER RISSBREITEN

MESSTELLENPLAN S 2.4  
M 1:20

ANLAGE S 2.4/2

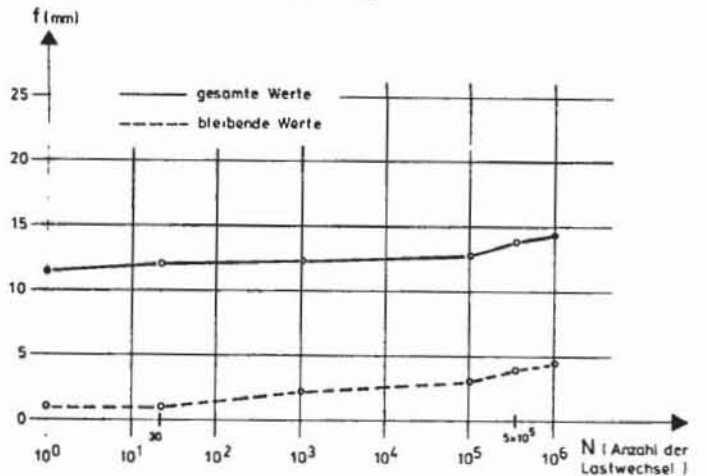


DURCHBIEGUNG  $f$  IN PLATTENMITTE

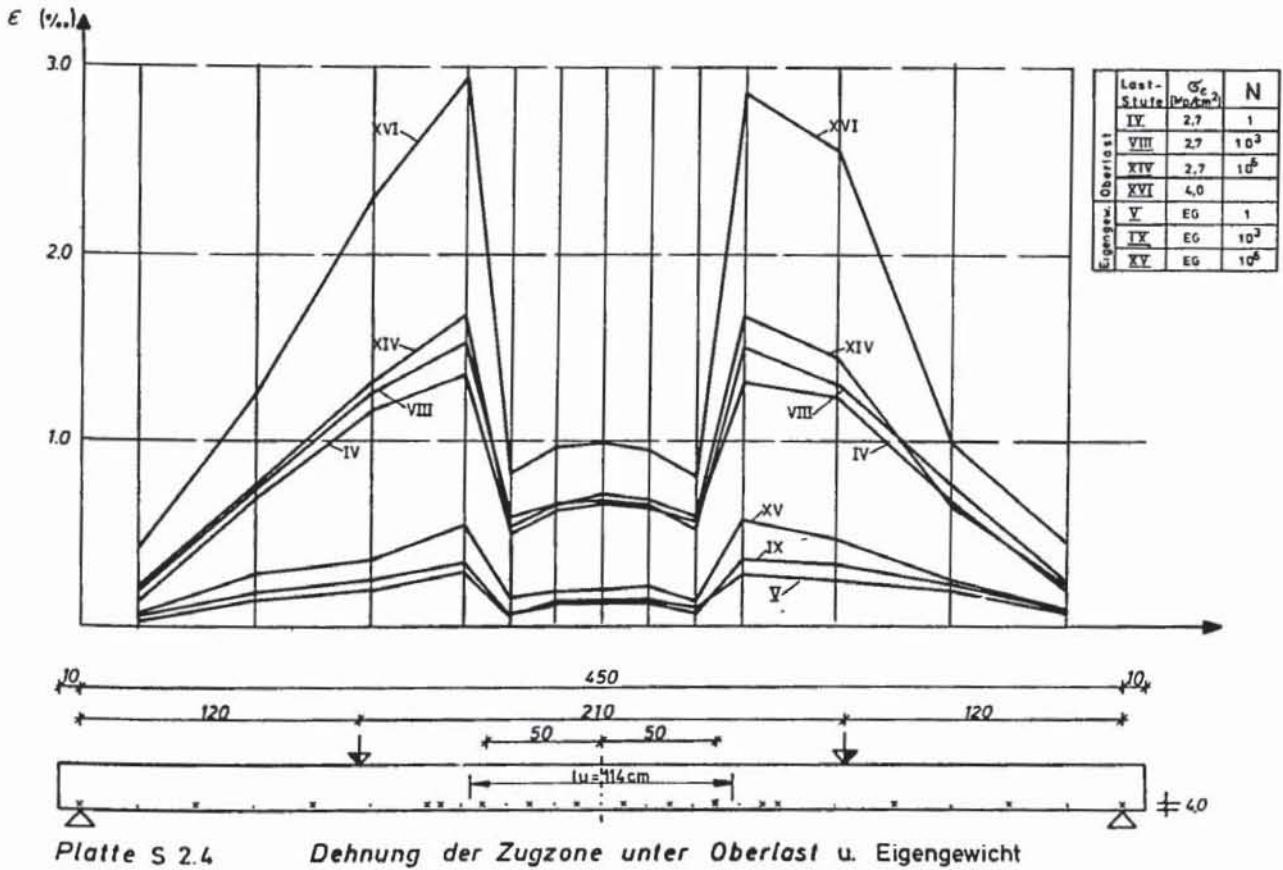


PLATTEN-NR S24

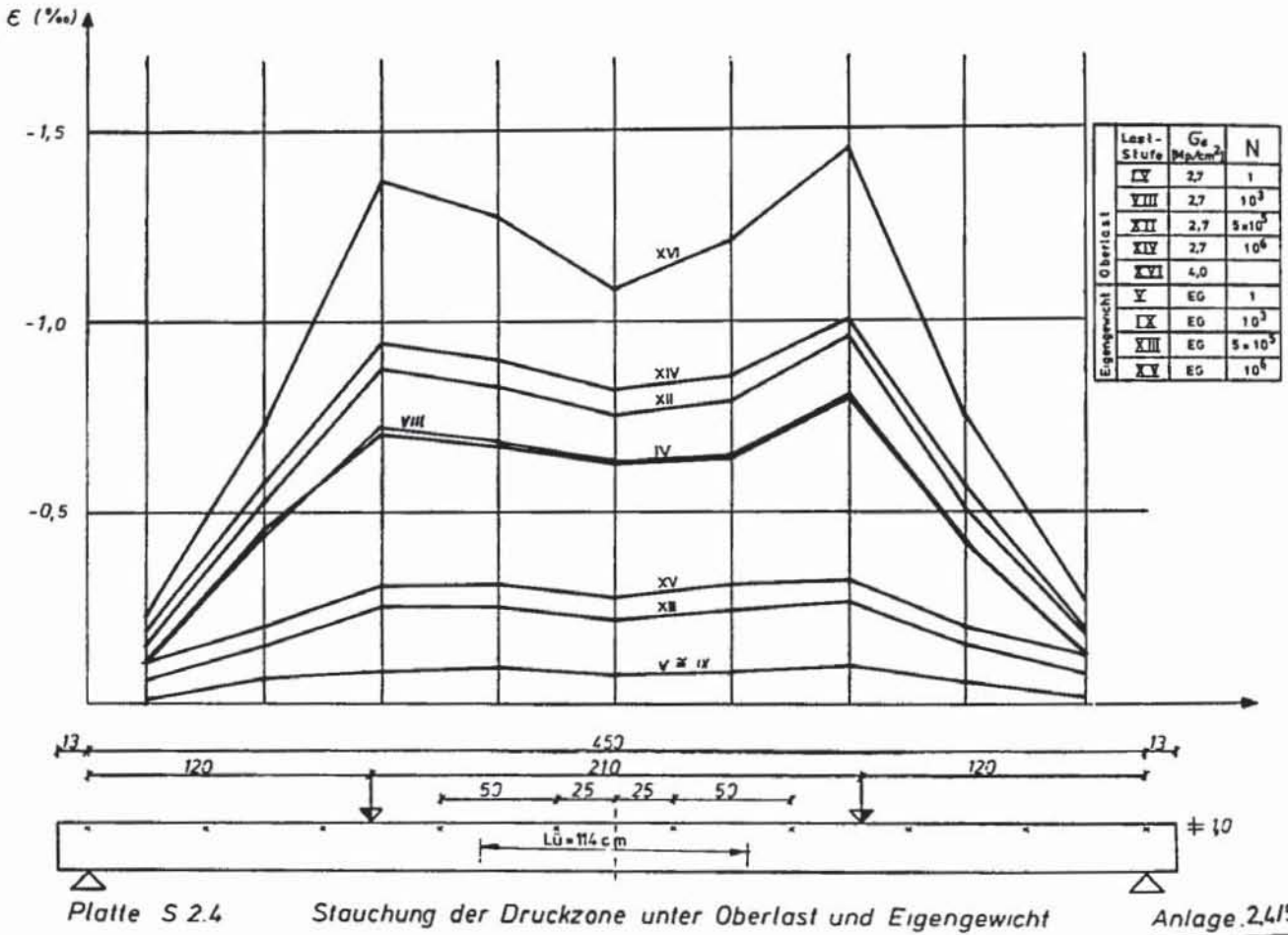
DURCHBIEGUNG  $f$   
(während schwellender Belastung)



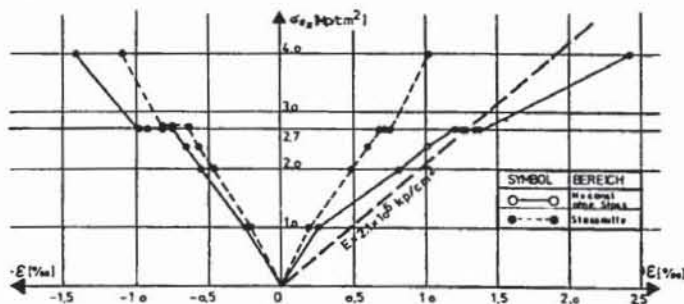
Anlage 2.4/3



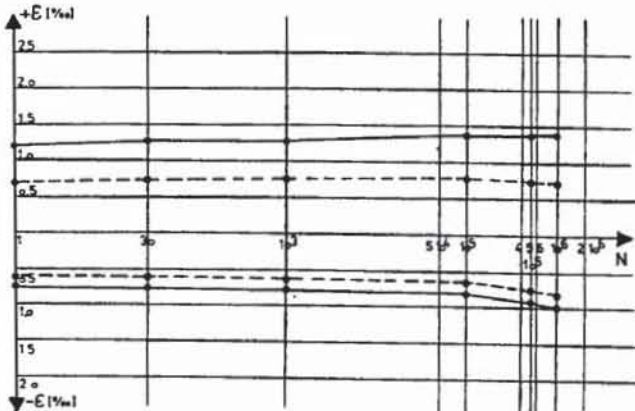
Anlage:2.4/4



VERFORMUNGEN DES BETONS IM BEREICH  $M=const.$  OHNE STOSS-BEREICH U IN STOSSMITTE IN ABHANGIGKEIT VON DER THEORETISCHEN STAHLSPANNUNG



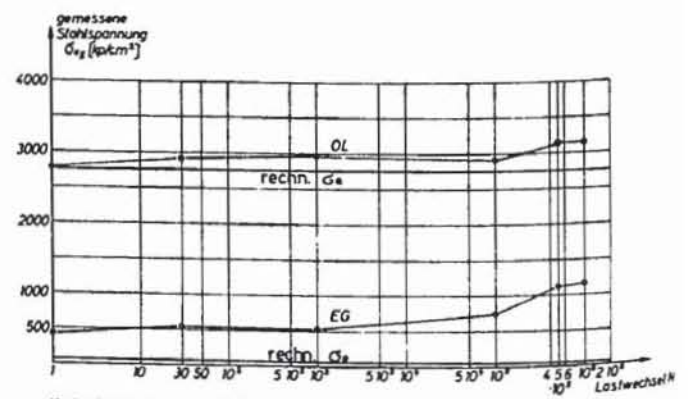
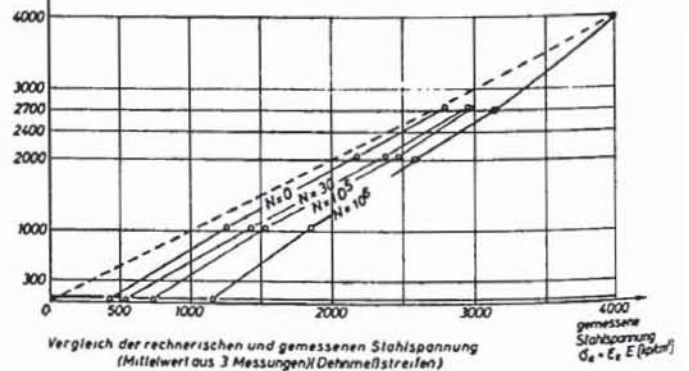
VERFORMUNGEN DES BETONS UNTER OBERLAST U EIGENGEW IN ABHANGIGKEIT VON DER LASTWECHSELZAHL ( $\sigma_{s2} = 27 \text{ Mpa/cm}^2$ )



PLATTE S 2.4

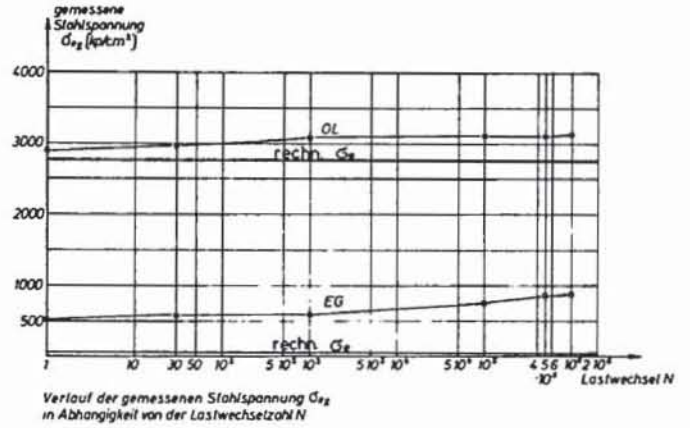
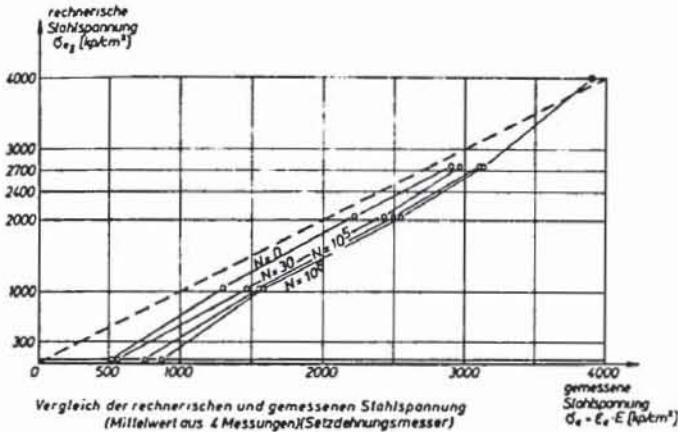
ANLAGE 2.4/6

rechnerische Stahlspannung  $\sigma_{s2}$  (Mpa/cm<sup>2</sup>)      PLATTE NR 5.24



ANLAGE 2.4/7

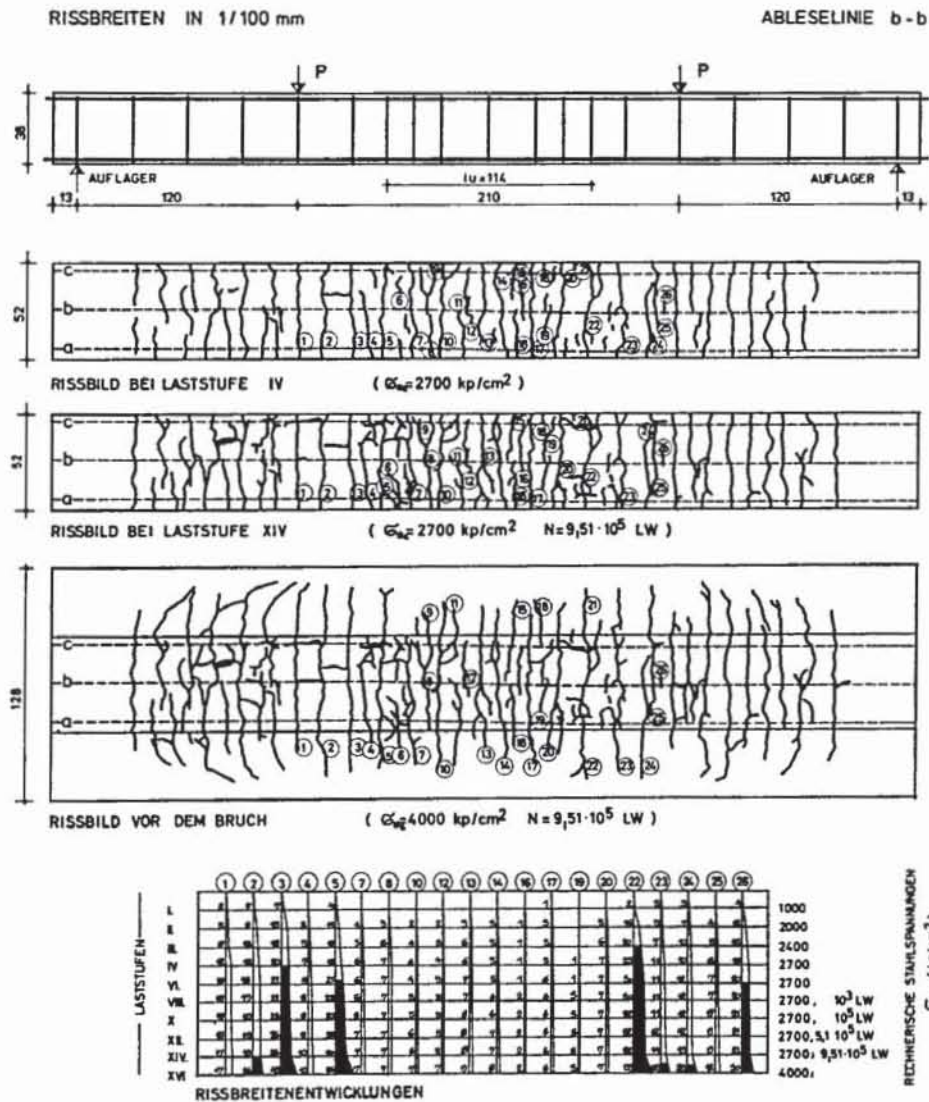
PLATE NR 524



Anlage Nr: 2.4/8

RISSVERLAUF UND RISSBREITEN

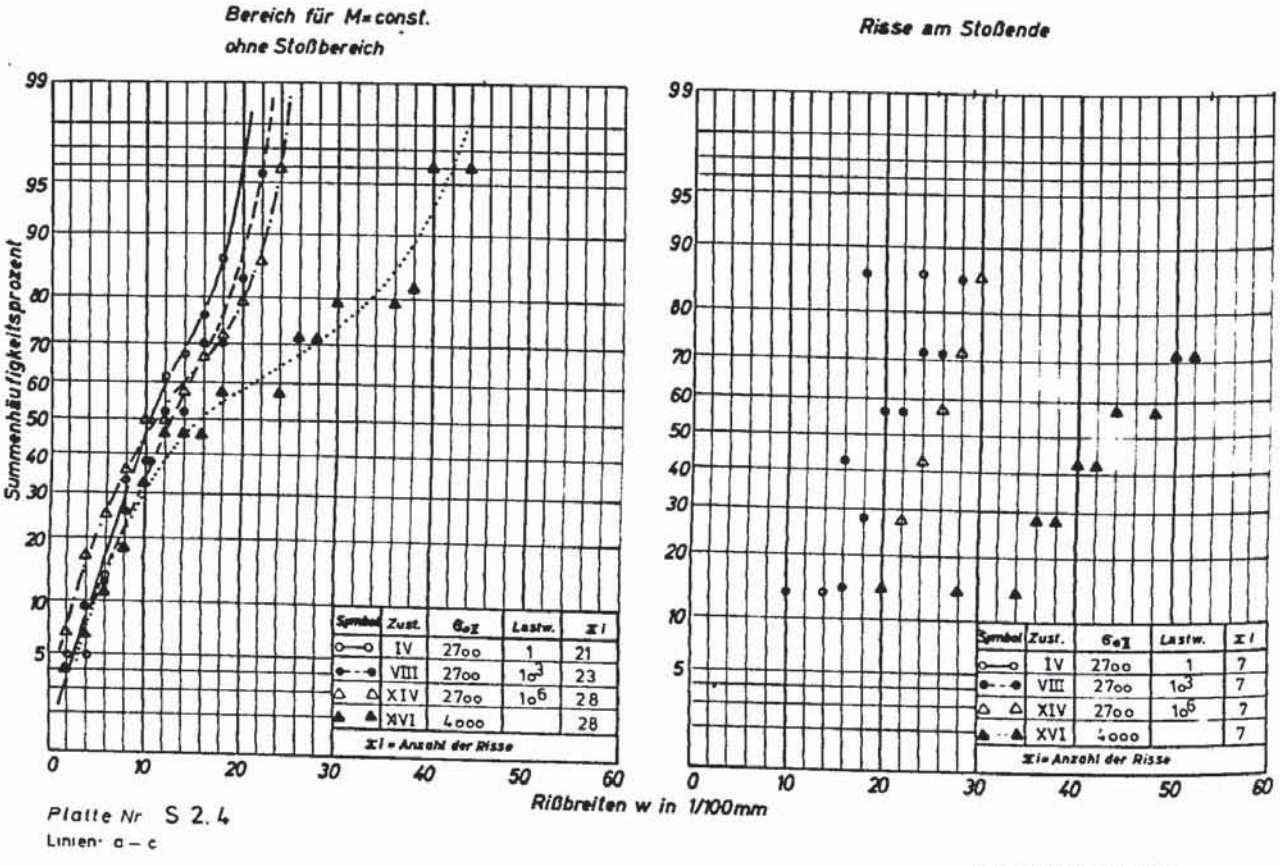
S.2.4.



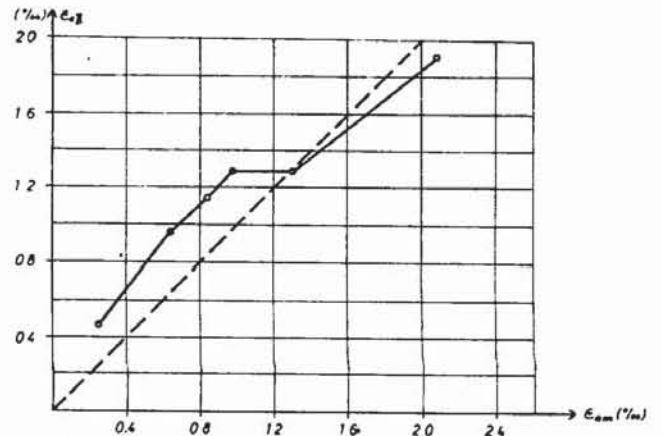
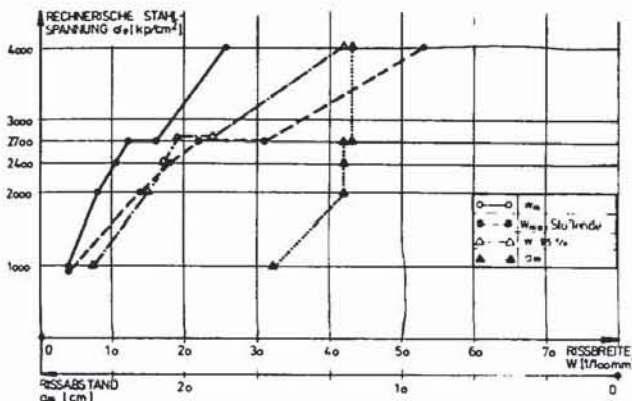
ANLAGE: 2 4/9

Laststufe	Nr.	M=const. ohne Stoß		Stoßbereich		Stoßbereich																										
		RiN Nr.: 1-4		RiN Nr.: 5-22		RiN Nr.																										
		max. w	$\Sigma w$	max. w	$\Sigma w$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
I	1000	7	20	3	7	a	2	1	7		3											1				3	7	3				
II	2000	15	51	12	48	a	6	9	15	2	12										2				11/5	13	6					
III	2400	18	74	15	73	a	8	13	18	5	12										3				15/10	17	14	5				
IV	2700	20	81	25	86	a	11	17	22	7	15	5	4								5				18/9	21	12					
V	EG	4	16	3	18	a	3	2	4	1	3	1	1	1							1				3/2	3	3					
VI	2700 30 LW	20	98	18	102	a	16	20	20	6	17	6	2								5				4/6	4	4					
VII	EG 30 LW	5	20	5	29	a	3	3	5	2	3	2	2								2				5/3	3	3					
VIII	2700 10 <sup>3</sup> LW	21	99	20	122	a	16	20	21	6	20	6	8	3							7	5/5	7		5	6	6	5				
IX	EG	5	24	5	35	a	3	4	5	2	5	2	3	1							2				2	2	2					
X	2700 10 <sup>5</sup> LW	24	102	21	125	a	16	20	24	6	21	6	8	3							7	6/5	7		5	6	6	5				
XI	EG	6	30	7	44	a	5	6	6	2	6	2	3	1							3				3	2/2	3					
XII	2700 5·10 <sup>5</sup> LW	24	104	21	140	a	16	20	24	7	21	7	8	5							10	6/5	8		6	6	6	5				
XIII	EG	7	40	7	49	a	5	6	8	3/1	8	2	3	1							4				3	2/2	3					
XIV	2700 10 <sup>6</sup> LW	24	105	23	150	a	16	20	24	7/2	23	8	10	5							10	6/5	8		6	6	6	5				
XV	EG	8	43	8	56	a	7	7	8	3/1	8	4	3	1							4				4	3/2	3					
XVI	4000	40	178	43	203	a	26	30	40	7/8	43	11	10	5							10	12	6/7	10		8	8	6	5			

ZUSAMMENSTELLUNG DER GEMESSENEN RISSBREITEN S 2.4 ANLAGE: 2.4/10

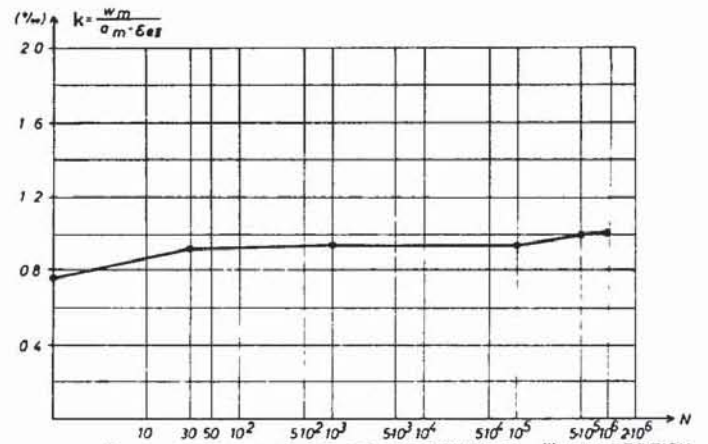
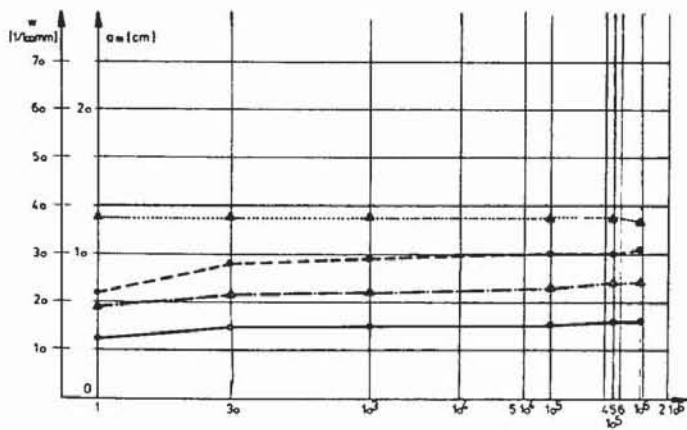


RISSBREITEN U RISSABSTÄNDE IN ABHÄNGIGKEIT VON DER RECHNERISCHEN STAHLSPANNUNG  $\sigma_{eII}$  [kp/cm<sup>2</sup>]



RISSBREITEN U RISSABSTÄNDE IN ABHÄNGIGKEIT VON DER LASTWECHSELZAHL N BEI  $\sigma_{eII} = 2700$  kp/cm<sup>2</sup>

Vergleich der rechnerischen und mittleren Stahldehnung  $\epsilon_{em} = \frac{w \cdot m}{a \cdot m}$  im Bereich  $M = \text{const}$  ohne Stoßbereich



VERHÄLTNIß DER MITTLEREN STAHLDEHNUNG  $\epsilon_{em} = \frac{w \cdot m}{a \cdot m}$  IM BEREICH  $M = \text{const}$  OHNE STOSSBEREICH ZU  $\epsilon_{eII}$  IN ABHÄNGIGKEIT VON DER LASTWECHSELZAHL