

Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten aus Betonrippenstahl unter Schwellast

Investigations on the carrying behaviour of overlapping joints of welded reinforcing steel mats made from ribbed reinforcing bars under pulsating load / Recherches sur le pouvoir de joints de recouvrement de treillis en acier nervuré sous effet de charges de gonflement

VON PROF. DR.-ING. GALLUS REHM UND DIPL.-ING. ROLF ELIGEHAUSEN, STUTTGART

1. Einführung

Nach [1], Abschnitt 18.4.1.6.1, dürfen Betonstahlmatten mit einem Längstabdurchmesser von $d_e > 8,5$ mm für Einzelstabmatten und $d_e > 6,5$ mm für Doppelstabmatten bei nicht vorwiegend ruhender Belastung nur nach den Regeln für Einzelstäbe aus Betonrippenstahl ohne Anrechnung der Querstäbe gestoßen werden, wobei die zu stoßenden Stäbe in einer Ebene liegen müssen. Dabei wird die Übergreifungslänge von Doppelstabmatten auf den Durchmesser des Einzelstabes bezogen.

Bei Übergreifungsstößen geht man im allgemeinen davon aus, daß die von Längsstäben über Verbund bzw. von angeschweißten Querstäben in den Beton eingeleiteten Kräfte über schräg gerichtete Druckstreben von einem gestoßenen Stab zum benachbarten übergeleitet werden. Ein Versagen des Stoßes kann durch Überwinden des Verbundes zwischen Stahl und Beton oder durch Abplatzen eines Teiles oder der gesamten Betonüberdeckung im Bereich des Stoßes eintreten. Für Stöße von geschweißten Matten ist die letztgenannte Bruchart typisch. Bei „kombinierten“ Stößen (angeschweißte Querstäbe und Längsstäbe im Verbund) kommt es entscheidend darauf an, wie hoch der durch die Querstäbe übertragene Kraftanteil im Vergleich zu dem durch Verbund übertragenen ist. Es lassen sich die für Verankerungen im Beton ermittelten Gesetzmäßigkeiten [2] nicht unverändert auf Stöße übertragen, da die Kraft eines Stabes nicht nur im Beton verankert, sondern auch auf einen benachbarten Stab übertragen werden muß. Deshalb kann durch Verbund oder durch einen Querstab örtlich jeweils nur so viel Kraft über den Beton abgegeben werden, als der benachbarte Stab aufzunehmen in der Lage ist. Demzufolge hängt der Verlauf der Stahldehnung im Stoßbereich von Stäben mit unterschiedlicher Verbundwirkung im

wesentlichen von der Bewehrung mit der geringsten Verbundwirkung ab. Dabei müßte die Änderung der Stahlspannung pro Längeneinheit symmetrisch zur Stoßmitte verlaufen. Wird der Verbund einer Matte bzw. beider Matten in Teilbereichen des Stoßes erhöht, z. B. durch Querstäbe, die über kürzere Bereiche bzw. nur an einer Matte im Stoßbereich angeordnet sind, so dürfte sich theoretisch der Kraftverlauf innerhalb des Stoßes nicht ändern, da das „schwächste Glied“, im vorliegenden Fall der gerade Stab ohne Querstäbe, ausschlaggebend bleibt. Allerdings könnte eine einseitige Erhöhung der Verankerungswirkung zu einer örtlichen Überbeanspruchung des „schwächeren“ Bewehrungsteiles (Vergrößerung der Sprengkräfte) und damit durch Überlagerung mit den durch die angeschweißten Querstäbe hervorgerufenen Sprengkräften zu einer Beeinträchtigung der Stoßtragfähigkeit führen. Außerdem war zu befürchten, daß Übergreifungsstöße von Doppelstabmatten eine geringere Tragfähigkeit aufweisen als solche von Einzelstabmatten mit gleichem Stabdurchmesser und gleicher bezogener Übergreifungslänge $l_{\bar{u}}/d_e$, weil die das Versagen des Stoßes auslösenden Querkzugspannungen im wesentlichen von der eingeleiteten Kraft abhängen.

Daher sollte die Brauchbarkeit der in DIN 1045 getroffenen Regelung durch Versuche überprüft werden. Die Finanzierung der Versuche übernahm die Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen e. V. (AIF). Im folgenden werden nur die wichtigsten Ergebnisse mitgeteilt; eine ausführliche Beschreibung der Versuche ist in [3] enthalten.

2. Beschreibung der Versuche

Die Abmessungen, die Bewehrung und die Stoßausbildung der geprüften 7 Plattenstreifen sind der Tabelle 1

Tabelle 1: Ausbildung der Versuchsplatten

1	2				3			4			5			6			7			8			9			10			11			12			13			14			15			16			17			18			19		
	Plattenabmessung																			Belastungsanordnung									Bewehrung						Stoßausbildung																				
	b	d	h	L	\bar{u}_b	\bar{r}	a	\bar{r}/h	Mattenbezeichn.	F_e	$\mu \frac{F_e}{b \cdot h}$	$\bar{r}_{\bar{u}}$	$k = \frac{\bar{r}_{\bar{u}}}{d_e}$	lichter Abstand der gestoßenen Stäbe e_1	lichter seitlicher Stoßabstand e_2/ϕ	lichter Randabstand e_1	Beschreibung des 2) Übergreifungsstoßes	Beton-güte \bar{p}_w																																					
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	-	-	cm ²	%	cm	-	cm	cm	cm	-	-	kp/cm ³																																					
SMR 1.1	105	27,5	25,1	486	1,6	470	145	17,09	150 · 100 · 16 · 12	14,23	0,49	84	1,3	0	7,4	5,9		248																																					
SMR 1.2	105	30,5	28,7	511	1,2	500	160	16,39	150 · 100 · 12d · 12	16,00	0,49	63	1,3 0,92 ¹⁾	0	8,5	5,1		226																																					
SMR 1.3	105	30	28,2	495	1,0	480	150	16	150 · 100 · 12d · 12	16,00	0,49	75	1,5 1,09 ¹⁾	0	8,5	5,1		226																																					
SMR 1.4	105	30,5	28,7	520	1,0	500	160	16,39	150 · 100 · 12d · 12	15,94	0,49	90	1,73 1,23 ¹⁾	0	8,5	5,1		218																																					
SMR 1.5	105	14,5	12,9	280	1,0	260	65	17,93	150 · 100 · 12d · 12	15,95	0,49	52	1,76 1,25 ¹⁾	0	8,5	5,1		525																																					
SMR 1.6	107	30,5	28,7	520	1,0	500	160	16,39	150 · 100 · 12d · 12	16,00	0,49	92	1,84 1,31 ¹⁾	2,4	6,5	4,9		229																																					
SMR 1.7	107	15,5	14	310	1,0	290	75	18,71	150 · 100 · 8,5d · 7,5	7,95	0,53	66	2,16 1,52 ¹⁾	0	13,7	6,8		283																																					

1) bezogen auf den ϕ des flächengleichen Einzelstabes

2) Die gestoßenen Stäbe liegen in einer Ebene

zu entnehmen. Die Versuchskörper waren so dimensioniert, daß bei ausreichender Tragfähigkeit des Stoßes ein Versagen des Stahles zu erwarten war.

Die prinzipielle Ausbildung der immer in Plattenmitte ($M = \text{const}$) angeordneten Übergreifungsstöße ist Bild 1 zu entnehmen. Um ungünstige Verhältnisse zu erfassen, wurden Matten mit in engen Abständen von 10 cm angeschweißten Querstäben (überhöhte Verankerungswirkung) verwendet. Bei 3 Versuchen wurden praxisnahe Verhältnisse mit Querstababständen von 25 cm berücksichtigt. Während bei SMR 1.1 und 1.2 eine Matte im Übergreifungsbereich keine angeschweißten Querstäbe besaß, hatte bei den anderen Versuchen jede Matte im Stoßbereich die gleiche Anzahl von Querstäben, die symmetrisch zur Stoßmitte lagen.

Variiert wurden weiterhin der Durchmesser der Längsstäbe (Einzelstabmatten $d_e = 16$ mm, Doppelstabmatten $d_e = 12,0$ bzw. 8,5 mm) und die Übergreifungslänge $l_{\bar{u}} = k \cdot a_0$ ($k = 1,3$ bei Versuchen mit Einzelstabmatten bzw. $k = 1,3$ bis 2,16 bezogen auf den Durchmesser des Einzelstabes bzw. $k = 0,92$ bis 1,52 bezogen auf den Durchmesser des flächengleichen Stabes $d_{ev} = \sqrt{2} \cdot d_e$ bei Versuchen mit Doppelstabmatten).

Die für die Berechnung der auf das Grundmaß a_0 der Verankerungslänge bezogenen Übergreifungslänge $k =$

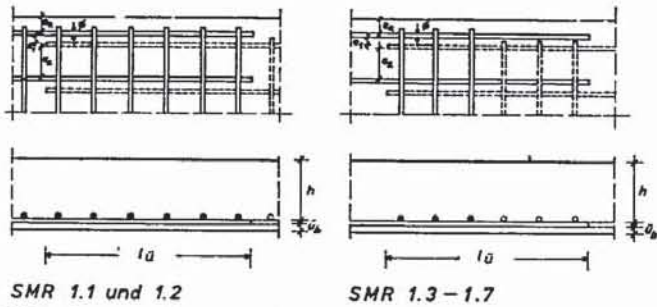


Bild 1. Lage der Längs- und Querstäbe im Stoßbereich

Fig. 1. Location of the longitudinal and transverse bars in the lapped splices

Fig. 1. Disposition des barres longitudinales et transversales dans le domaine du joint

Tabelle 3: Kennwerte der verwendeten Längsstäbe BST 50/55 RK

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Platte	Stabdurchmesser ϕ ist	Streckgrenze β_S	Bruchfestigkeit β_U	Bruchdehnung δ_{10}	Scherfestigkeit $\eta = \frac{S}{\beta_S \cdot Fe} \cdot 100$ (mit $\beta_S = 5000 \text{ kp/cm}^2$)	maximale Rippenhöhe a	Rippenfläche F_R	Winkel zur Stablängs- achse β	Rippen- abstand C	Bezogene Rippen- fläche f_R
	mm	kp/cm ²	kp/cm ²	%	%	mm	mm ²		mm	—
SMR 1.1	16,09	6075	6404	7,8	—	1,25	19,23	40,0	11,3	0,065
SMR 1.2	12,04	5443	6040	12,5	59,3	0,87	11,72	39,5	8,3	0,072
SMR 1.3	12,05	5593	6175	11,6	61,7	0,89	11,73	40,0	8,4	0,071
SMR 1.4	12,04	5010	5900	10,8	61,8	0,88	10,11	41,7	7,27	0,074
SMR 1.5	12,05	5028	5895	10,2	59,5	0,885	10,07	42,0	7,05	0,076
SMR 1.6	12,06	5230	6051	9,1	22,4	0,93	9,37	44,7	7,27	0,071
SMR 1.7	8,54	5556	6277	11,9	36,5	0,60	4,68	50,0	6,0	0,068

Tabelle 2: Zusammensetzung des Betons und Frischbetoneigenschaften

Platte	Zusammensetzung des Betons							Frischbetoneigenschaften	
	Art	Zement		Zuschlag		Wasser		Rohdichte	Ausbreitmaß
		Menge	N 28	Menge	Sieblinie	Menge	W/Z		
		Kg/m ³	kp/cm ²	Kg/m ³		Kg/m ³		Kg/dm ³	cm
SMR 1.1	PZ 275	170	—	2059	~E 1)	170	1,0	2,40	35
SMR 1.2-1.4 1.6, 1.7	PZ 350F	~213	428 — 520	~1890	~C 2) ~C 32	202	0,95	2,29 —2,33	34-36
SMR 1.5	PZ 350F	320	492	1927	A/B 32) A/B 32	183	0,57	2,43	36,5

1) nach [4], 2) nach [1]

$l_{\bar{u}}/a_0$ erforderliche zulässige Verbundspannung zul. τ_1 wurde für die bei Versuchsbeginn vorhandene Betondruckfestigkeit aus Tabelle 20 von [1] durch lineare Interpolation ermittelt. Als Betonnennfestigkeit β_{WN} wurde der bei Versuchsbeginn gemessene Mittelwert aus drei Proben angenommen. Auf die nach [1] bei nicht ruhender Belastung erforderliche Abminderung der zulässigen Verbundspannungen wurde verzichtet. Zur Erfüllung der Forderung von [1] über die Querbewehrung im Stoßbereich wurden bei den Versuchen SMR 1.1, 1.2, 1.5 und 1.7 an beiden Stoßenden je 1 BSt 42/50 RK, $d_e = 12$ mm (SMR 1.7: $d_e = 6$ mm), lose eingelegt.

Die Bewehrung lag beim Betonieren in allen Fällen unten. Der Beton wurde durch Innenrüttler verdichtet. Die Versuchsplatten wurden nach dem Betonieren eine Woche lang mit feuchten Tüchern bedeckt und lagerten anschließend in der Versuchshalle.

Die Einfeldplatten wurden aus versuchstechnischen Gründen mit oberliegender Biegezugbewehrung geprüft. Sie wurden im allgemeinen 28 Tage nach Herstellung stufenweise bis zu einer rechnerischen Stahlspannung $\sigma_0 = 2,8 \text{ Mp/cm}^2$ ($n = 15$) entsprechend der Gebrauchslast belastet. Anschließend wurden 10^6 Lastwechsel (bei SMR 1.2 und 1.3 $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel) mittels eines Pulsators aufgebracht. Die Frequenz der sinusförmigen Belastung betrug etwa 50 Lastwechsel pro Minute. Die für $n = 15$ berechnete Stahlspannung unter Oberlast betrug $\sigma_{e0} = 2,8 \text{ Mp/cm}^2$ und die Schwingbreite $\Delta\sigma_0 = 0,8 \text{ Mp/cm}^2$ (SMR 1.1 und 1.2) bzw. $1,2 \text{ Mp/cm}^2$ (restliche Versuche). Nach den Lastwechseln wurden die Versuchskörper stufenweise bis zum Bruch weiter belastet.

Tabelle 4: Rechenwerte und Versuchsergebnisse

1	2	3	4		6	7	8				11	12	13			14	15
			Betondruckfestigkeit				Spaltzugfestigkeit	Versuchsergebnisse		Verhältnisse							
			Versuchsbeginn	Versuchsende				Betonzugfestigkeit unter P _{RiB}	Bruchlasten	rechnerische Bruchspannungen			Grund der Versuchsbeendigung	$\nu = \frac{M_{U,v}}{\text{zul. M}}$	$\frac{M_{U,v}}{M_U}$		
Bezeichnung	rechnerische Gebrauchslast nach [1]	rechnerische Bruchlast 1)	$\beta_w 20$	$\beta_w 20$	β_{sz}	σ_{bz}	M _{U,v}	P _{U,v}	$\sigma_{eU,v}$	$\tau_{oU,v}$	—	—	—	—			
	Mpm	Mpm	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	Mpm	Mp	kp/cm ²	kp/cm ²	—	—	—	—			
SMR 1.1	9,25	21,10	248	250	—	34	20,65	13,82	6420	6,28	Biegebruch	2,24	0,98	≥ 0,43			
SMR 1.2	12,12	25,65	226	255	—	29	17,08	10,19	4050	4,15	Stoß- ver- sagen	1,41	0,67	0,68			
SMR 1.3	11,70	25,05	226	256	—	36	21,46	13,81	5250	5,60		1,84	0,86	0,53			
SMR 1.4	11,85	24,40	218	244	—	32	19,48	11,64	4650	4,72		1,65	0,80	0,60			
SMR 1.5	5,20	12,10	525	525	31,7	49	9,35	14,38	4970	11,82		1,80	0,77	0,56			
SMR 1.6	12,10	25,70	229	237	13,0	34	23,28	13,96	5570	5,52		1,92	0,91	0,50			
SMR 1.7	2,97	6,40	283	292	15,8	47	6,49	8,45	6410	6,61	zu große Verformungen	2,19	1,01	≥ 0,43			

1) nach [1] mit $\beta_R = 0,85$ β_w , $\beta_s =$ Meßwert für β_U

Alle Messungen (Dauer jeweils ca. 30 Minuten) wurden bei allen Laststufen und nach 30, 10³, 10⁵, 5 · 10⁵, 10⁶ und ggf. 2 · 10⁶ Lastwechseln unter Oberlast und Eigengewicht durchgeführt. Falls die Lastspielzahlen ≥ 10⁵ am Wochenende oder während der Nacht erreicht wurden, erfolgten die Messungen am Wochenbeginn bzw. am nächsten Morgen.

3. Baustoffe

Die Zusammensetzung des Betons und die Frischbetoneigenschaften sind in Tabelle 2 aufgeführt. Bei dem Probekörper SMR 1.5 mit hoher Betongüte betrug der Zementgehalt 320 kg/m³ und der Wasserzementwert W/Z = 0,57. Bei den übrigen Versuchen wurde zur Erzielung der angestrebten niedrigen Betongüte (Bn 250) der Zementgehalt auf ca. 210 kg/m³ reduziert und ein Wasserzementwert W/Z = 0,95 gewählt. Zur Verhinderung von Entmischungen besaß der Zuschlag einen hohen Sandanteil.

Die erreichten Würfeldruckfestigkeiten β_w^{20} zu Beginn und Ende des Versuchs enthält Tabelle 4.

Die Nacherhärtung des Betons während der Versuchsdauer (ca. 2 bis 3 Wochen) war in der Regel gering. Die Tabelle enthält auch die an Zylindern gemessenen Spaltzugfestigkeiten und die aus der beobachteten Anrißlast berechnete Betonzugfestigkeit.

Die Mittelwerte der gemessenen Festigkeits- und Verformungseigenschaften der verwendeten Längsstäbe sowie die die Profilierung kennzeichnenden Werte sind in Tabelle 3 zusammengefaßt. Mit Ausnahme der geringen Scherfestigkeit $\eta = 0,22$ bei SMR 1.6 erfüllten die Stähle alle Anforderungen. Die bezogene Rippenfläche f_R lag nur wenig über dem erforderlichen Wert von 0,065.

4. Versuchsergebnisse

4.1 Verhalten der Probekörper außerhalb des Stoßbereiches

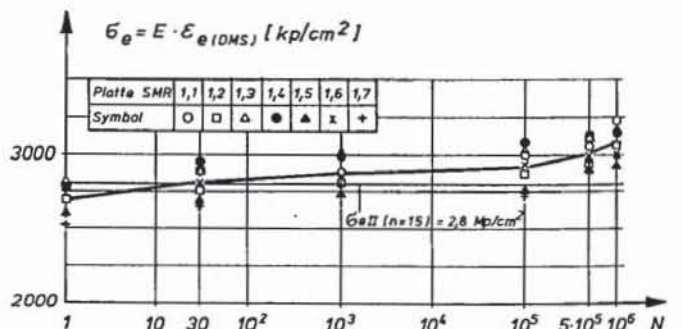
In Bild 2 sind die außerhalb des Stoßes im Bereich des konstanten Momentes gemessenen Verformungen aufgetragen.

Die Zunahme der Verformungen des Betons in der Druckzone um ca. 45% nach 10⁶ Lastwechseln (siehe Bild 2b) infolge Kriechen führte zu einem Absinken der Nulllinie

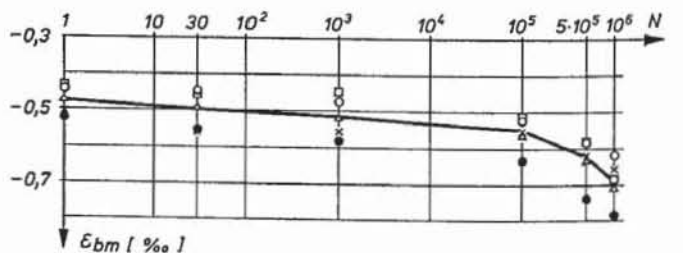
Bild 2. Meßwerte im Bereich M = const. ohne Stoßbereich unter Oberlast ($\sigma_e = 2,8$ Mp/cm², n = 15) in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl N

Fig. 2. Measured values in area M = const. without area of lopped splice under upper load ($\sigma_e = 2,8$ MP/cm²; n = 15) as a function of the number of load cycles N

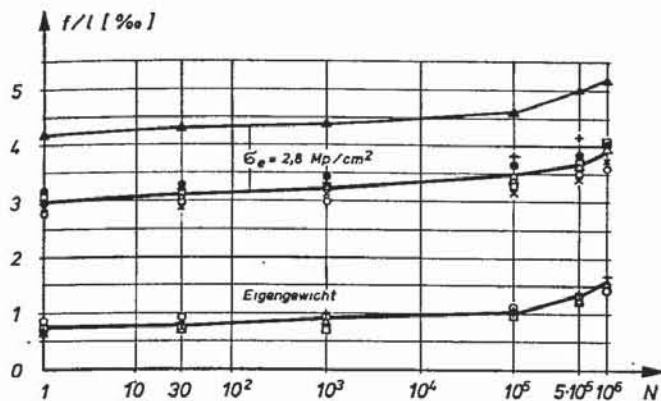
Fig. 2. Valeurs de mesure dans le domaine M = const. en dehors de la zone des joints sous charge max. ($\sigma_e = 2,8$ MP/cm², n = 15) en fonction du nombre des cycles de charge N



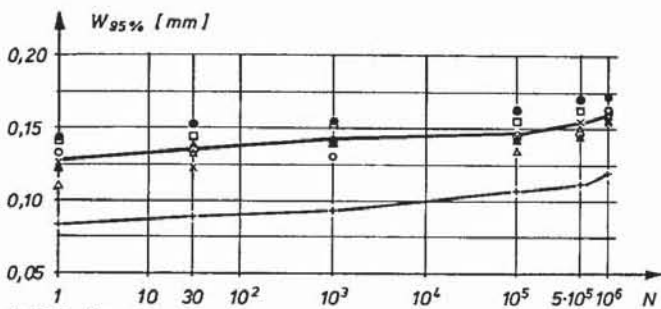
a) Stahlspannung σ_e in Rißnähe (berechnet mit $E = 2,1 \cdot 10^4$ kp/cm² aus den mit den Dehnmeßstreifen gemessenen Dehnungen)
a) Steel stress σ_e near crack (calculated with $E = 2,1 \cdot 10^4$ kp/cm² from the strain measured with resistance strain gauge)
a) Contraintes de l'acier σ_e à proximité de la fissure (calculée avec $E = 2,1 \cdot 10^4$ MP/cm² à partir des déformations mesurées à l'aide de jauges de déformation)



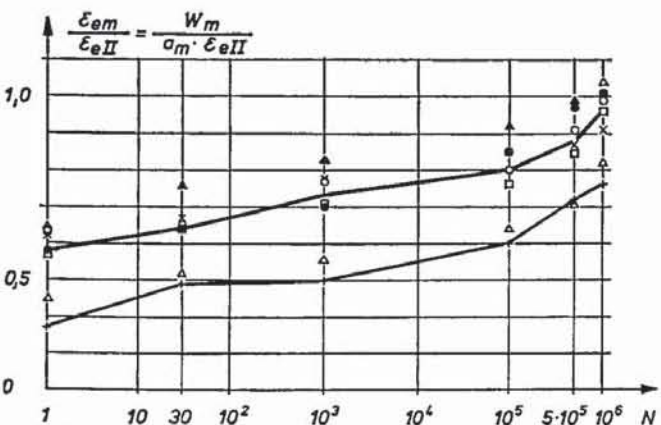
b) Mittlere Betonstauchung (gemessen mit Setzdehnmessgerät, Meßlänge 50 cm)
b) Mean compressive strain of concrete (measured with mechanical extensometer; gauge length 50 cm)
b) Refoulement moyen du béton (mesuré à l'aide d'un extensomètre, longueur de mesure 50 cm)



c) Auf die Stützweite l bezogene Durchbiegung in Plattenmitte
 c) Bending in slab center, related to span l
 c) Flèche au centre de la dalle, calculée à partir par rapport à la portée



d) Rißbreiten $w_{95\%}$
 d) Crack widths $w_{95\%}$
 d) Largeurs des fêlures $w_{95\%}$



e) Verhältnis der aus den Rißbreiten berechneten mittleren Dehnung $\epsilon_{em} = w_m/a_m$ zur theoretischen Dehnung ϵ_{eII}
 e) Relation between mean strain $\epsilon_{em} = w_m/a_m$ calculated from crack widths, and theoretical strain ϵ_{eII}
 e) Rapport entre la dilatation moyenne calculée à partir des largeurs des fêlures $\epsilon_{em} = w_m/a_m$ et la dilatation théorique ϵ_{eII}

und zu einer Änderung der Spannungsverteilung in der Druckzone. Dadurch stieg die mittels Dehnmeßstreifen in Rißnähe gemessene Stahldehnung entsprechend dem verringerten Hebelarm der inneren Kräfte an und betrug nach 10^6 Lastwechseln das 1,10fache des mit $n = 15$ berechneten theoretischen Wertes (Bild 2 a). Die Zunahme der Verformungen ergab bei den Platten mit niedriger Betongüte eine Vergrößerung der Mittendurchbiegungen von $1/330$ bei Erstbelastung auf $1/250$ nach 10^5 Lastwechseln (Bild 2 c).

Die Probekörper befanden sich zu Beginn der schwellenden Belastung im Zustand abgeschlossener Rißbildung. Daher nahm der mittlere Rißabstand während der Lastwechsel nur geringfügig ($\leq 10\%$) ab. Die aus den Rissen berechnete mittlere Dehnung w_m/a_m der Betonzugzone betrug für die Platten mit $d_e = 16,0$ mm bzw. $12,0$ mm bei Erstbelastung das ca. 0,6fache und nach 10^6 Lastwechseln fast das 1,0fache des theoretischen Wertes

Platte SMR	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
Symbol	○	□	△	●	+	▲	■

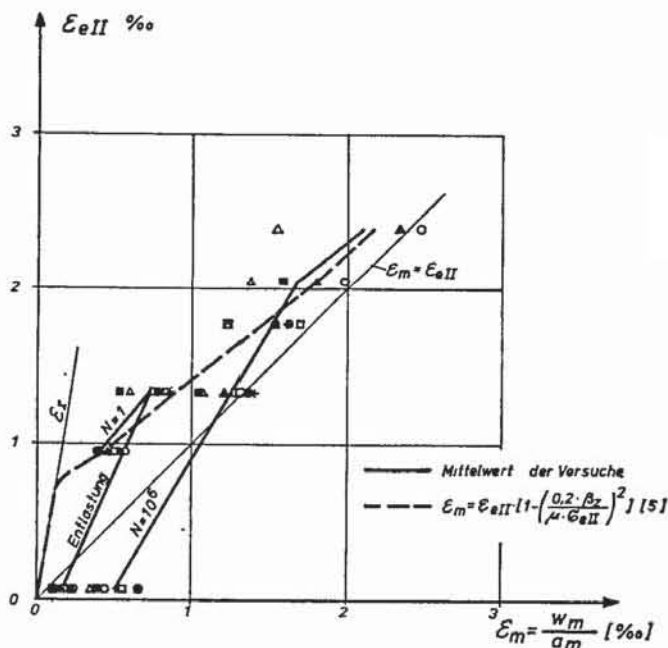


Bild 3. Mittlere Dehnung $\epsilon_{em} = w_m/a_m$ in Abhängigkeit von der rechnerischen Stahldehnung ϵ_{eII}
 Fig. 3. Mean strain $\epsilon_{em} = w_m/a_m$ as a function of the calculated steel strain ϵ_{eII}
 Fig. 3. Dilatation moyenne $\epsilon_{em} = w_m/a_m$ en fonction de la dilatation de l'acier calculée ϵ_{eII}

Platte SMR	1.1	1.2	1.3	1.7
Symbol	○	□	△	+

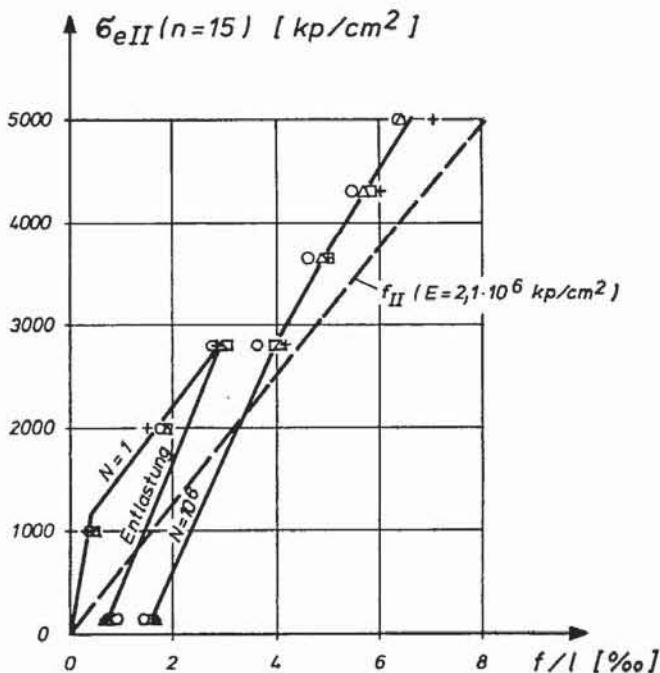


Bild 4. Auf die Stützweite bezogene Durchbiegung f/l in Abhängigkeit von der rechnerischen Stahlspannung σ_{eII}
 Fig. 4. Deflection f/l related to span as a function of the calculated steel stress σ_{eII}
 Fig. 4. Flèche f/l calculée à partir de la portée en fonction de la contrainte calculée de l'acier σ_{eII}

(Bild 2 e). Die Erhöhung ist auf den Anstieg der Stahldehnung im Riß und vor allem auf die Verminderung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen infolge Kriechen des hochbelasteten Betons unter den Rippen der Längsstäbe zurückzuführen. Die Rißbreite $w_{95\%}$ stieg ebenfalls entsprechend der Erhöhung der mittleren Dehnung an (Bild 2 d). Sie betrug nach der Ermüdungsbelastung nur das ca. 0,6fache des nach [5] zu erwartenden Wertes. Dies ist auf die geringe Variation des Rißabstandes, der wesentlich durch die im Abstand von 10 cm angeschweißten Querstäbe bestimmt wurde, und das dadurch bedingte sehr kleine Verhältnis (~ 1.2) zwischen maximaler und mittlerer Rißbreite zurückzuführen.

Alle Meßwerte nahmen in Abhängigkeit vom Logarithmus der Lastwechselzahl etwa linear zu.

Bild 3 zeigt die mittlere Stahldehnung $\epsilon_m = w_m/a_m$ als Funktion der theoretischen Stahldehnung ϵ_{eII} . Es ist zu ersehen, daß bei einer Belastung nach vorhergehenden Lastwechseln die Kurve zunächst etwa parallel zur Erstentlastungslinie verläuft und sich bei höheren Belastungen der für Erstbelastung geltenden Kurve anpaßt. Bild 4 zeigt, daß dieses Verhalten im Prinzip auch für die Durchbiegung gilt. Die Bruchlasten der nicht nach Stoßversagen zerstörten Platten erreichten die theoretischen Werte (siehe Tabelle 4). Die Versuche bestätigen daher die bekannte Tatsache, daß bei Vermeidung eines Ermüdungsbruches eine Ermüdungsbeanspruchung nicht die Bruchlast, jedoch das Verhalten unter Gebrauchslast ungünstig beeinflusst.

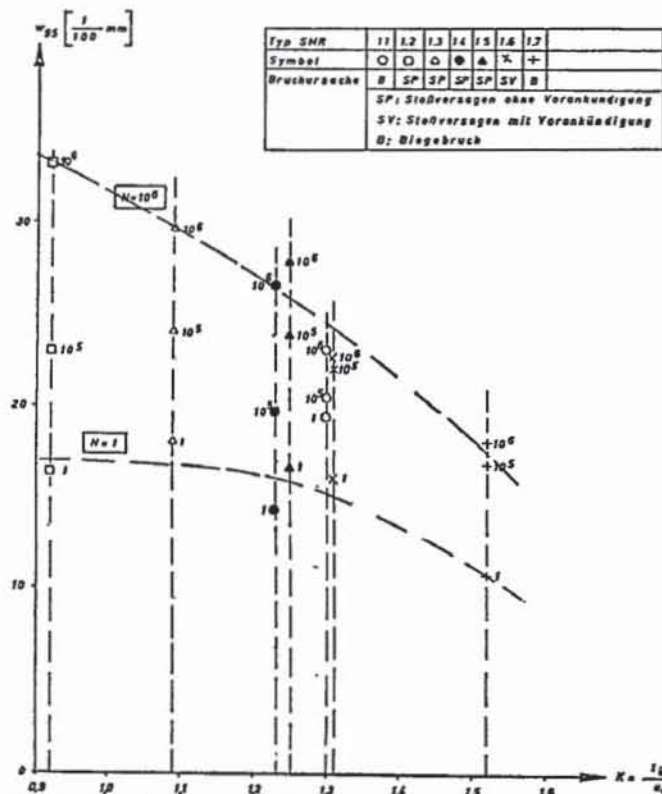


Bild 5. Rißbreite $w_{95\%}$ der Risse am Stoßende in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge $k = l_0/a_0$ und der Lastwechselzahl N unter Oberlast ($\sigma_e = 2,80 \text{ MP/cm}^2$) (a_0 bei Doppelstabmatten auf den Durchmesser d_{ev} des flächengleichen Stabes bezogen)

Fig. 5. Crack width $w_{95\%}$ of the cracks at end of lapped splice, as a function of the related overlapping length $k = l_0/a_0$ and of the number of load cycles N under upper load ($\sigma_e = 2,80 \text{ MP/cm}^2$) (a_0 of double-bar mats related to d_{ev} of bar of identical area)

Fig. 5. Largeur des fissures $w_{95\%}$ aux extrémités des joints en fonction de la longueur de recouvrement calculée $k = l_0/a_0$ et du nombre des cycles de charge N pour la charge max. ($\sigma_e = 2,80 \text{ MP/cm}^2$) a_0 calculé pour les treillis doubles à partir de la valeur d_{ev} des barres de superficie égale)

4.2 Verhalten der Übergreifungsstöße

4.2.1 Rißverhalten

In Bild 5 sind die bei $\sigma_e = 2,8 \text{ MP/cm}^2$ ermittelten Rißbreiten $w_{95\%}$ der Risse am Stoßende in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge $k = l_0/a_0$ für Erstbelastung nach 10^5 und 10^6 Lastwechseln dargestellt. Ein Vergleich mit Bild 2 d zeigt, daß die maximalen Rißbreiten stets an den Stoßenden auftraten. Weiterhin ist zu erkennen, daß die Rißbreite $w_{95\%}$ nach Lastwechseln mit zunehmender Übergreifungslänge abnahm.

Zur Erklärung der breiten Risse an den Stoßenden kann Bild 7 herangezogen werden, das die mit einem Setzdehnungsmesser an den Außenflächen des Betons in Höhe der Zugbewehrung gemessenen Dehnungen zeigt. Es ist zu ersehen, daß an den Stoßenden u. a. infolge des Schlupfes der endenden Stäbe (vergl. Abschnitt 4.2.3) Dehnungsspitzen auftreten, während die Dehnungen im übrigen Stoßbereich verhältnismäßig klein bleiben.

Bild 6 zeigt das nach 10^6 Lastwechseln ermittelte Verhältnis der Rißbreiten am Stoßende zu den Werten im Bereich des konstanten Momentes ohne Stoßbereich in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge.

Es sind auch die Ergebnisse von Vergleichsversuchen an Rippenstählen $d_e = 14 \text{ mm}$ [7] eingetragen. Ein Vergleich von entsprechenden Versuchen ist nur sinnvoll, wenn die Übergreifungslänge von Doppelstabmatten auf den Durchmesser eines flächengleichen Einzelstabes d_{ev} bezogen wird. Da alle Ergebnisse durch einen Linienzug dargestellt werden können, kann der Einfluß von im

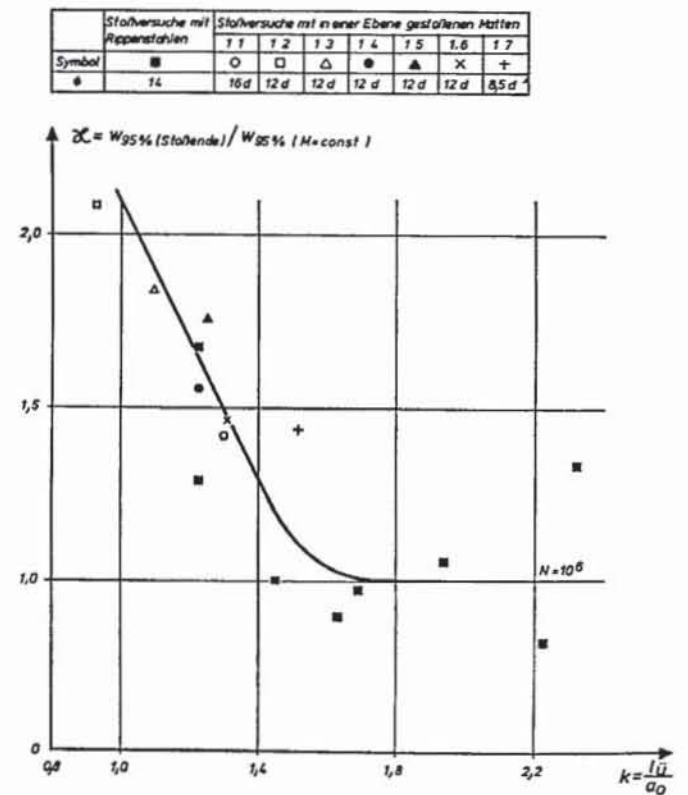


Bild 6. Abhängigkeit des Verhältnisses der Rißbreite $w_{95\%}$ der Risse am Stoßende zu $w_{95\%}$ im Bereich $M = \text{const.}$ außerhalb des Stoßes von der bezogenen Übergreifungslänge $k = l_0/a_0$ nach 10^6 Lastwechseln unter Oberlast. Bei Doppelstabmatten a_0 auf d_{ev} bezogen

Fig. 6. Dependence of the relation of the crack width $w_{95\%}$ of the cracks at end of joint to $w_{95\%}$ in area $M = \text{const.}$ outside lapped splice, on the related overlapping length $k = l_0/a_0$ after 10^6 load cycles under upper load. For double-bar mats, a_0 related to d_{ev}

Fig. 6. Relation entre la proportion de la largeur des fissures $w_{95\%}$ aux extrémités des joints à $w_{95\%}$ dans la zone $M = \text{const.}$ en dehors du joint, et la longueur de recouvrement $k = l_0/a_0$ calculée à partir de 10^6 cycles de charges sous charge max. Pour les treillis doubles a_0 est calculé d'après d_{ev}

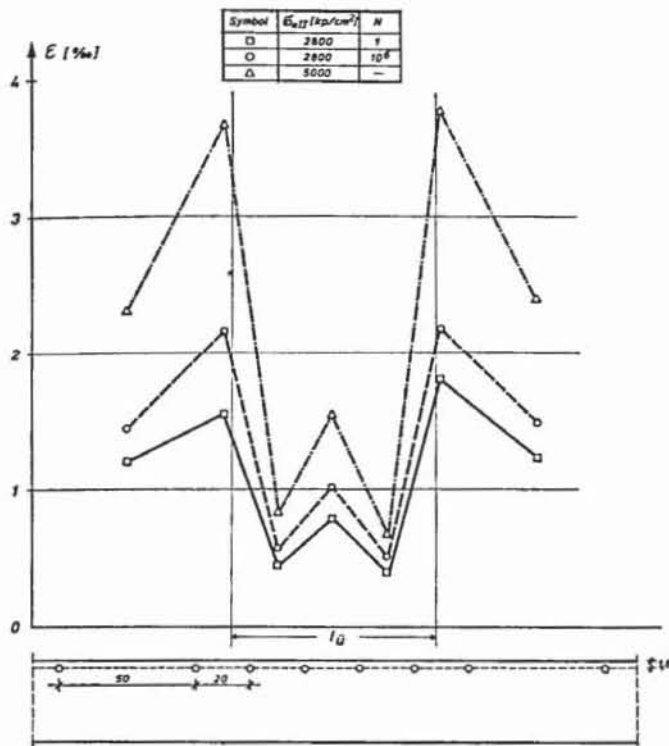


Bild 7. Mit Setzdehnmessern bei Probekörper SMR 1.3 gemessene Dehnung des Betons Inner- und außerhalb des Stoßbereichs

Fig. 7. Strain of concrete inside and outside area of lapped splice, measured with mechanical extensometer on test specimen SMR 1.3

Fig. 7. Dilatation du béton à l'intérieur et à l'extérieur de la zone des joints mesuré à l'aide d'extensiomètres sur éprouvettes SMR 1.3

Stoß angeordneten Querstäben auf das Gebrauchsverhalten unabhängig von deren Lage, Zahl und Abstand als gering angesehen werden.

Bedingt durch die geringe Dehnung im Stoßbereich war hier zu Beginn der Schwellbelastung noch kein entwickeltes Rißbild vorhanden. Der mittlere Rißabstand unterschied sich jedoch nach 10⁶ Lastwechseln nur geringfügig von dem für ein stabilisiertes Rißbild geltenden Wert. Die Rißbreiten im Stoßbereich blieben aus den genannten Gründen klein.

Analog dem Kraftfluß zwischen den gestoßenen Stäben bildeten sich außer bei SMR 1.6 im Stoßbereich kurze,

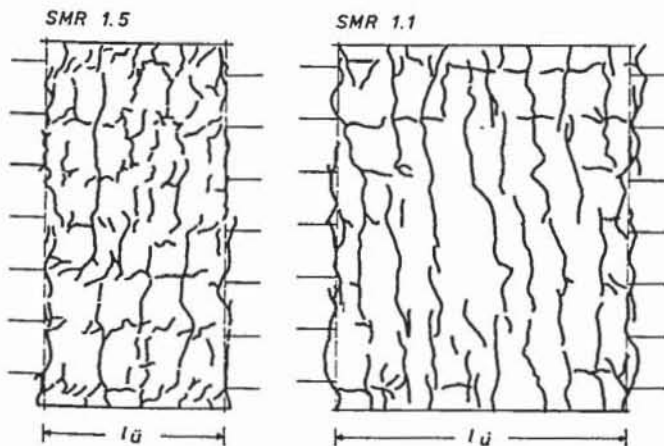


Bild 8. Verlauf der Risse im Stoßbereich von SMR 1.1 und 1.5 kurz vor dem Bruch

Fig. 8. Cracks in areas of lapped splice of SMR 1.1 and 1.5 shortly before fracture

Fig. 8. Fissures dans la zone du joint de SMR 1.1 et 1.5 peu avant la rupture

unter 45° bis 60° zur Längsachse geneigte Schrägrisse und Längsriss aus, die meist an den Stoßenden und bevorzugt an den außenliegenden Stäben begannen (siehe Bild 8). Der überwiegende Teil dieser Risse trat während der schwellenden Belastung auf. Nur bei den Probekörpern SMR 1.3 und 1.7 wurden sie erst kurz vor dem Bruch registriert. Die Längsriss erstreckten sich kurz vor dem Bruch bei den äußeren Stäben über maximal 50–80% der Übergreifungslänge, bei den anderen Stäben meist über kürzere Bereiche. Ihre maximale Breite blieb bei der zuletzt gemessenen Laststufe (~ 80% der Bruchlast) unter 0,2 mm. Ein Einfluß der untersuchten Parameter auf die Bildung von Schräg- und Längsrissen war nicht eindeutig festzustellen.

4.2.2. Stahldehnungsverlauf im Stoßbereich

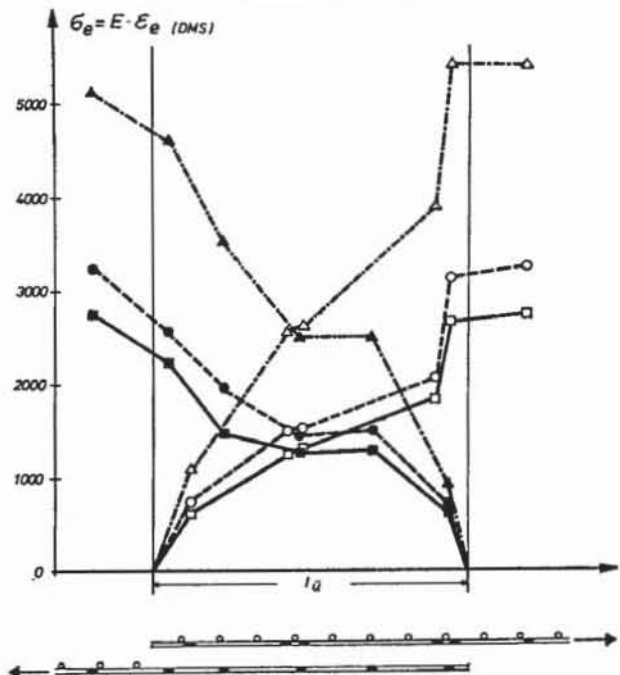
In Bild 9 sind die aus den mittels seitlich an den Stäben aufgeklebten Dehnmeßstreifen gemessenen Stahldehnungen berechneten Stahlspannungen im Stoßbereich für die Platten SMR 1.1, 1.3 und 1.4 aufgetragen. Die Meßwerte für die anderen Platten verliefen ähnlich. Da die Stäbe im Stoßbereich nur an maximal zwei möglichst weit voneinander entfernten Stellen mit Dehnmeßstreifen versehen waren, war die Störung des Verbundes gering.

Der Stahldehnungsverlauf war unter Gebrauchslast am Stoßbeginn bzw. Stoßende stark, im mittleren Drittel des Stoßes dagegen schwächer geneigt. Mit zunehmender Belastung wurden diese Unterschiede zwar geringer, die Stahlspannungen nahmen jedoch mit Ausnahme von SMR 1.2 und 1.3 auch kurz vor dem Bruch nicht linear ab. Dieses Verhalten stimmt mit den in [8] für Stöße ohne durchgehende Längsriss beschriebenen Gesetzmäßigkeiten überein. Die aus dem Stahlspannungsverlauf unter Einschluß der Wirkung der angeschweißten Querstäbe berechnete mittlere Verbundspannung ergab dementsprechend Größtwerte an den Stoßenden und geringere Werte im mittleren Stoßbereich.

In den Stabebereichen mit aufgeschweißten Querstäben erfolgte die Verankerung überwiegend durch die Querstäbe. Diese Tendenz war bei großem Querdrahtabstand

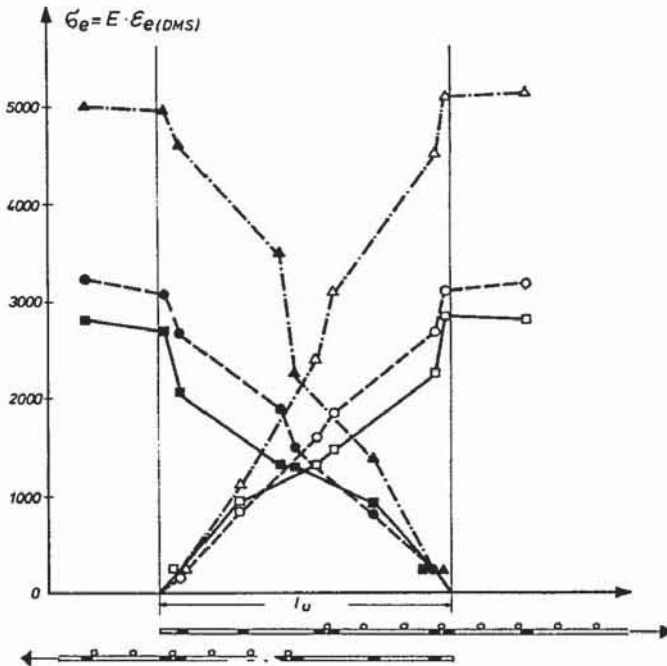
SYMBOL	σ_{sII} (kN/cm ²)	N	σ_s / σ_{sU}
□ ■	2800	1	0,44
○ ●	2800	10 ⁶	0,44
△ ▲	5000	—	0,78

SMR 1.1



Symbol	σ_{eII} (kg/cm ²)	N	$\sigma_e / \sigma_{e,U}$
□ ■	2800	1	0,53
○ ●	2800	10 ⁶	0,53
△ ▲	5000		0,95

SMR 1.3



Symbol	σ_{eII} (kg/cm ²)	N	$\sigma_e / \sigma_{e,U}$
□ ■	2800	1	0,60
○ ●	2800	10 ⁶	0,60
△ ▲	4300	—	0,93

SMR 1.4

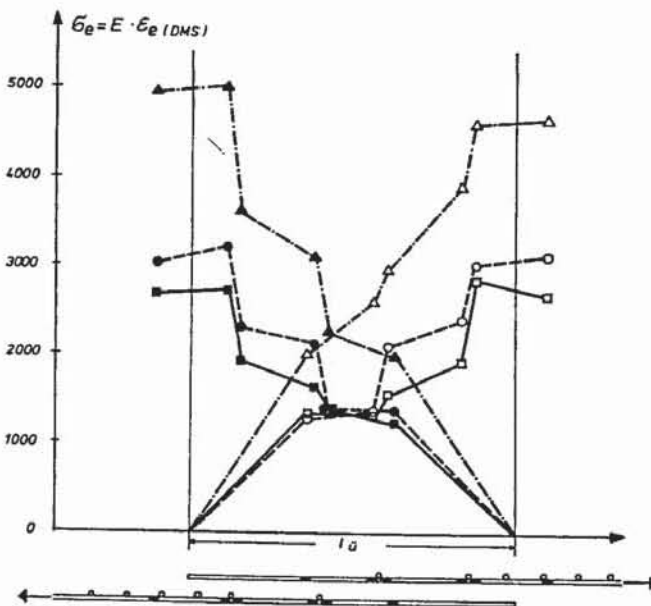


Bild 9. Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (berechnet mit $E_s = 2,1 \cdot 10^6$ aus den gemessenen Dehnungen) der Probekörper SMR 1.1, 1.3 und 1.4

Fig. 9. Development of steel stresses in area of lapped splice (calculated with $E_s = 2,1 \cdot 10^6$ from the strain measured) of test specimens SMR 1.1, 1.3 and 1.4

Fig. 9. Développement des contraintes de l'acier dans la région du joint (calculées avec $E_s = 2,1 \cdot 10^6$ à partir des dilatations mesurées), pour les éprouvettes SMR 1.1, 1.3 et 1.4

deutlicher zu erkennen als bei geringem Abstand (vgl. Versuche SMR 1.4 und SMR 1.3, Bild 9). Die mittlere Neigung des Dehnungsverlaufes unterschied sich jedoch nur geringfügig von der in Bereichen ohne aufgeschweißte Querstäbe. Daher kann der in Abschnitt 1 beschriebene Kraftverlauf in Stößen von Bewehrungen mit innerhalb der Übergreifungslänge unterschiedlicher „Verbundwirkung“ als bestätigt angesehen werden.

Mit zunehmender Schwellbelastung stieg die Neigung der Stahlspannungslinie (mittlere Verbundspannung) im mittleren Stoßbereich an und verringerte sich i. a. geringfügig an den Stoßrändern. Dieses Verhalten war bei Platten, die bei der späteren Weiterbelastung durch Stoßversagen zu Bruch gingen, stärker ausgeprägt als bei den übrigen Körpern (Bild 9).

Durch die Schwelllast wurde daher der mittlere Stoßbereich stärker zur Verankerung herangezogen. Waren hier keine ausreichenden Reserven vorhanden, wurde durch die Schwelllast die Bruchart bei nachfolgender statischer Belastung praktisch vorgegeben.

Während der schwellenden und der anschließenden statischen Belastung wurden keine Querstäbe abgesichert. Dies ist auf die relativ geringen durch die Knoten auf den Beton übertragenen Verankerungskräfte zurückzuführen, die während der Lastwechsel bei SMR 1.6 maximal ca. 60%, bei den übrigen Platten maximal ca. 30% der am nackten Stab gemessenen Knotenfestigkeit betragen.

4.2.3. Schlupfverhalten im Stoßbereich

Die Verschiebung der Längsstabenden wurde bei einigen Platten mittels Setzdehnmessgeräten gemessen. Die prinzipielle Anordnung der Meßmarken ist Bild 10 zu entnehmen. Um den Einfluß des Rißverlaufes auf die Verschiebung zu berücksichtigen, wurden neben der Verschiebung am Stahl auch die Betondehnung zu beiden Seiten des Längsstabes und die Rißbreiten im Bereich der Meßplättchen gemessen. Bei der Auswertung wurde angenommen, daß die auf der Betonoberfläche geklebten Meßplättchen sich jeweils um die halbe Rißbreite gegenüber ihrer ursprünglichen Lage verschieben.

In Bild 11 sind die am Stabende gemessenen mittleren Verschiebungswerte unter Oberlast und der anschließenden statischen Belastung in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge aufgetragen.

Es läßt sich die Tendenz ablesen, daß die Verschiebung des Stabendes bei niedrigen Betongüten mit zunehmender Übergreifungslänge abnimmt. Die Werte bei hoher Betongüte (SMR 1.5) liegen unter den entsprechenden Werten bei niedriger Betongüte und annähernd gleicher bezogener Übergreifungslänge.

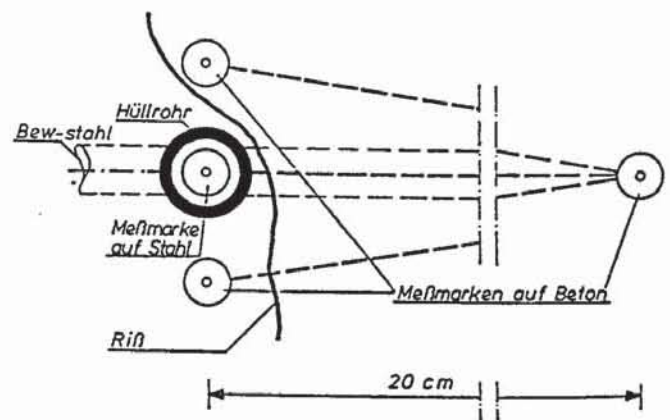


Bild 10. Anordnung der Meßmarken für Schlupfmessungen

Fig. 10. Arrangement of the measuring marks for slip measurements

Fig. 10. Disposition des repères pour la mesure des glissements

Typ SMR	1.4	1.5	1.6	1.7
Symbol	●	▲	○	△
Betongüte ($\beta_{w,28}$) kp/cm^2	214	526	229	277
$\sigma_{e,U}$ Mp/cm^2	4,65	4,97	5,57	≥ 6,41

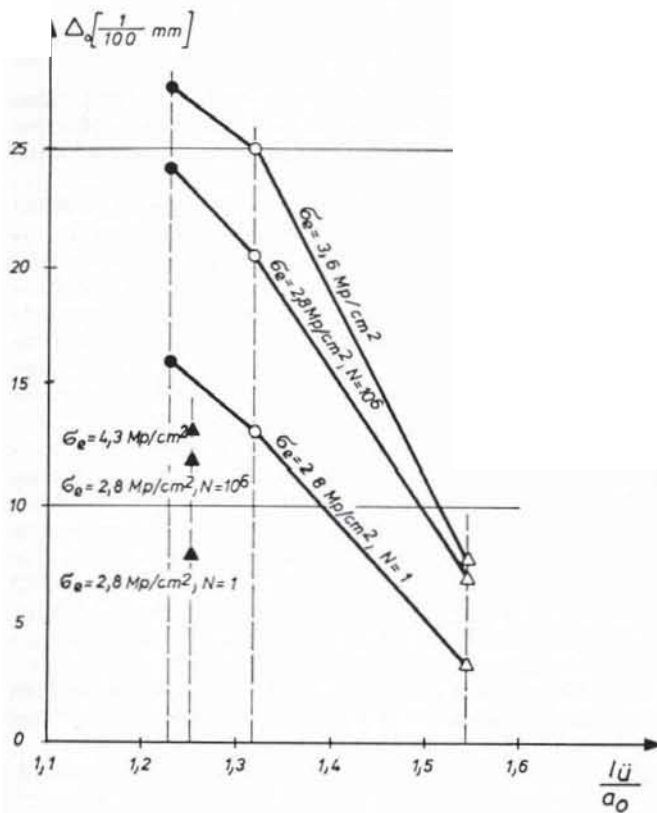


Bild 11. Mittlere Verschiebungswerte der Stabenden bei den Platten SMR 1.4–1.7

Fig. 11. Mean displacement values of bar ends for slabs SMR 1.4–1.7

Fig. 11. Valeurs moyennes de déplacement des extrémités de barres des dalles SMR 1.4–1.7

4.2.4. Bruchverhalten

In Tabelle 4 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 $\nu = M_{U,v}/M_{zul}$.

Die rechnerischen Gebrauchslasten wurden nach [1] ermittelt. Als Nennfestigkeit $\beta_{w,N}$ des Betons wurde der am Versuchsbeginn gemessene Mittelwert der Druckfestigkeit aus drei Proben angenommen.

Zur Ermittlung der rechnerischen Bruchlasten diente ebenfalls das in [1] beschriebene n-freie Verfahren. Allerdings wurde als Rechenwert der Betondruckfestigkeit die Prismenfestigkeit des Betons ($\beta_R = 0,85 \beta_w$) und als Kenngröße für den Stahl wegen des verhältnismäßig geringen Bewehrungsgrades die erzielte Bruchfestigkeit β_U eingesetzt.

Während der schwellenden Belastung trat bei keinem der Versuchskörper ein Bruch auf. Alle Versuchskörper wurden nach Beendigung der Schwellbelastung stufenweise bis zum Bruch weiterbelastet.

Für den Probekörper SMR 1.1 und 1.7 wurde ein Biegebruch registriert. Die restlichen Platten versagten durch plötzliches Abplatzen der Betondeckung im gesamten Stoßbereich (SMR 1.2–1.5, Bild 12) oder in Teilbereichen des Stoßes (SMR 1.6, Bild 13) wobei in der Mitte zwischen den gestoßenen Stäben i. a. nur die obere Schicht der Betondeckung abgesprengt wurde. Die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Stöße war daher bei dem vor-

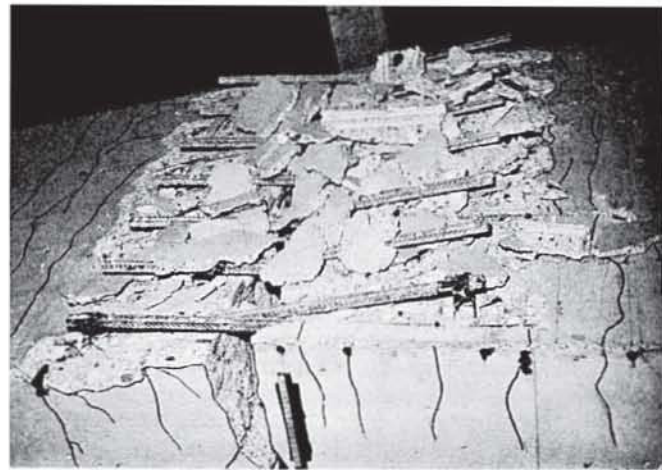


Bild 12. Bruchbild von Probekörper SMR 1.3

Fig. 12. Fracture pattern of test specimen SMR 1.3

Fig. 12. Rupture de l'éprouvette SMR 1.3

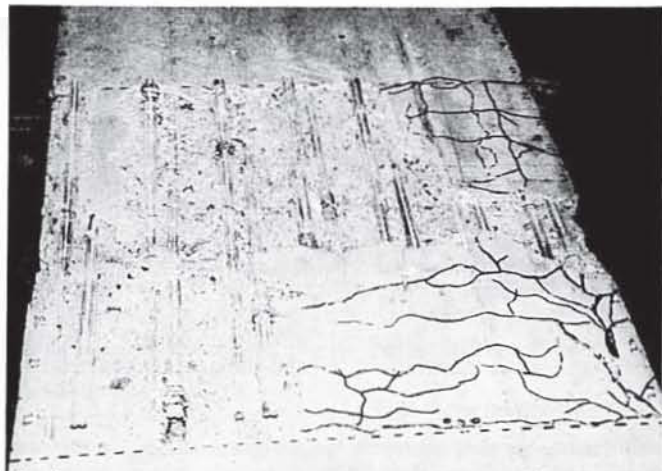


Bild 13. Bruchbild von Probekörper SMR 1.6

Fig. 13. Fracture pattern of test specimen SMR 1.6

Fig. 13. Rupture de l'éprouvette SMR 1.6

handenen lichten seitlichen Abstand ($\sim 8 d_e$) gering. Während der Bruch bei den Versuchskörpern SMR 1.2 bis 1.5 ohne Vorankündigung eintrat, erfolgte bei Platte SMR 1.6 eine „Vorwarnung“ durch sehr breite Risse am Stoßende, die auf ein Überschreiten der Streckgrenze des Stahles schließen lassen.

Bild 14 zeigt die erzielten Bruchsicherheiten in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge. Sie steigen mit zunehmender Übergreifungslänge an. Ein Vergleich von SMR 1.2 bis SMR 1.7 mit SMR 1.1 zeigt, daß zur Erzielung annähernd gleicher Bruchsicherheiten die Übergreifungslänge bei Matten aus Doppelstäben auf den flächengleichen Einzelstabdurchmesser d_{er} bezogen werden muß.

Ein Vergleich der Ergebnisse untereinander und mit den in [7] erzielten zeigt, daß die Tragfähigkeit des Stoßes durch im Stoßbereich vorhandene angeschweißte Stäbe unabhängig von deren Lage und Zahl vernachlässigbar gering beeinflusst wird. Ein gesicherter Einfluß der Betongüte und des lichten Abstandes der gestoßenen Stäbe konnte nicht festgestellt werden. Es wird allerdings vermutet, daß die verhältnismäßig niedrige Bruchlast von SMR 1.4 zum Teil durch Entmischungen des Betons im Bereich des Stoßes bedingt war.

Während der schwellenden Belastung betrug die Stahlspannung unter Oberlast das 0,43- bis 0,68fache des vom Stoß beim Bruch übertragenen Wertes, ohne daß ein Ermüdungsbruch auftrat. Dieses Ergebnis stimmt mit den in [7], [8] mitgeteilten überein. Da für Stöße eine Trag-

Typ SMR	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
Symbol	○	□	△	⊙	×	+	
Bruchart	B	SP	SP	SP	SP	SV	B
	SP: Stoßversagen ohne Verankündigung						
	SV: Stoßversagen mit Verankündigung						
	B: Biegebruch						
Nationenart	E	D	D	D	D	D	D
	E: Einzelstabmatte, Doppelstabmatte; D						

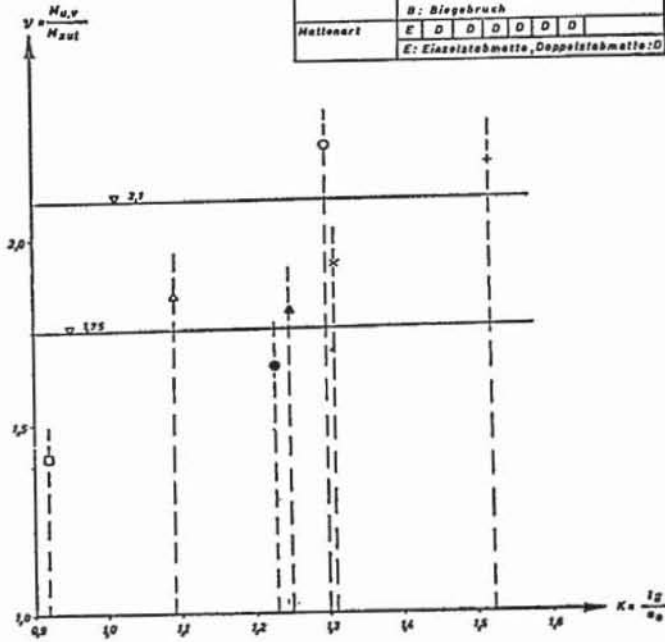


Bild 14. Bruchsicherheit $\gamma = \frac{M_{U,v}}{M_{zul}}$ In Abhängigkeit von der bezogenen Überlappungslänge $k = \frac{l_{\bar{0}}}{a_0}$ (a_0 bei Doppelstabmatten auf den flächengleichen Einzelstabdurchmesser d_{ev} bezogen)

Fig. 14. Safety against fracture $\gamma = \frac{M_{U,v}}{M_{zul}}$ as a function of the related overlapping length $k = \frac{l_{\bar{0}}}{a_0}$ (a_0 of double-bar mats related to single-bar diameter d_{ev} of identical area)

Fig. 14. Sécurité à la rupture $\gamma = \frac{M_{U,v}}{M_{zul}}$ en fonction de la longueur de recouvrement calculée $k = \frac{l_{\bar{0}}}{a_0}$ (a_0 dans le cas des treillis doubles calculés à partir des diamètres des barres d_{ev} de superficie identique)

sicherheit $\gamma = 2,1$ gefordert wird, ist dessen Ermüdungsbruch in praktischen Fällen i. a. nicht zu befürchten.

5. Folgerungen für die Bemessung von Überlappungsstößen

Es soll untersucht werden, ob Überlappungsstöße von Betonstahlmatten aus gerippten Stäben, deren Überlappungslänge entsprechend den Regeln für Rippenstahl bemessen wird, ein ausreichendes Tragverhalten unter Gebrauchs- und Bruchlast aufweisen. Dabei wird zwischen einer vorwiegend ruhenden und einer vorwiegend nicht ruhenden Belastung unterschieden. Zunächst noch einmal die Forderungen der DIN 1045 [1]: Der Mindestwert der Überlappungslänge beträgt für Vollstöße mit einem lichten seitlichen Stoßabstand $e_2 \geq 10 d_e$ $l_{\bar{0}} = 1,6 a$. Dieser Wert wird für die vorliegenden Versuche als maßgebende Bezugsgröße angesehen, da bei Vergrößerung des lichten seitlichen Stoßabstandes von den in den Versuchen vorhandenen Werten auf den Grenzwert $e_2 = 10 \phi$ nur eine geringfügig höhere Tragkraft des Stoßes zu erwarten ist. Diese Aussage wird durch die Bruchart begründet und stimmt mit den in [9] mitgeteilten Ergebnissen überein.

Bei nicht vorwiegend ruhender Belastung sind die zulässigen Verbundspannungen mit dem Faktor

$$\alpha = 1 - 0,6 \frac{\Delta \sigma_e}{\sigma_e}$$

zu multiplizieren. Bei Stößen von Doppelstabmatten darf die Überlappungslänge auf den Durchmesser des Einzelstabes bezogen werden.

5.1 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 Dauerstandbelastung vergrößert. Dabei kann auf Grund der Versuchserfahrung eine Schwellbelastung in bezug auf die Rißbildung als Zeitraffung angesehen und einer Dauerstandbelastung gleichgesetzt werden [6]. Aus diesem Grunde gelten die nachfolgenden Aussagen sowohl für Stöße unter langandauernder ruhender als auch unter vorwiegend nicht ruhender Belastung.

Bei Überlappungsstößen liegen die kritischen Rißstellen immer an den Stoßenden, wo sich die Stahldehnung und die Gleitungen innerhalb des Stoßbereiches addieren und daher größere Rißbreiten als an anderen Stellen zu erwarten sind. Würde man die für Bauteile im Innern noch als zulässig erachtete Rißbreite $w_{max} = 0,3$ Millimeter als Vergleichsmaßstab heranziehen, könnten allerdings praktisch noch alle Versuche als „bedingungsgemäß“ eingestuft werden. Der Grenzwert der zugehörigen Überlappungslänge beträgt bei den gewählten Versuchsbedingungen und voller Beanspruchung des Stoßes $l_{\bar{0}} \sim 1,0 a_0$.

Geht man jedoch sinnvollerweise davon aus, daß durch einen Überlappungsstoß die Verhältnisse speziell hinsichtlich der Rißbildung gegenüber einem Bauteil ohne Stoß nicht verschlechtert werden sollen, so müßte die Überlappungslänge bei den ausgewählten Stabdurchmessern und voller Ausnutzung des Stoßes $l_{\bar{0}} \sim 1,6 a_0$ betragen. Bei Doppelstabmatten wäre a_0 jedoch auf $d_{ev} = \sqrt{2} \cdot d_e$, also auf den Durchmesser des flächengleichen Einzelstabes, zu beziehen.

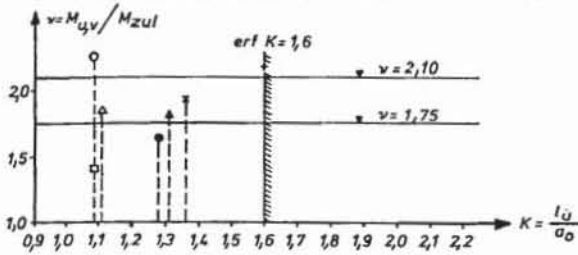
Nach DIN 1045 ausgebildete Stöße von Doppelstabmatten weisen bei nicht ruhender Belastung in der Regel trotzdem eine ausreichende Gebrauchsfähigkeit auf, weil die erforderliche Überlappungslänge durch die Abminderung der zulässigen Verbundspannungen in etwa erreicht wird. Für vorwiegend ruhende Belastung aber können insbesondere bei dicken Stäben zu breite Risse an den Stoßenden auftreten.

5.2 Bruchzustand

Für Überlappungsstöße wird eine 2,1fache Sicherheit verlangt, da deren evtl. Versagen meist ohne Verankündigung schlagartig erfolgt. Bei den durch Stoßversagen zerstörten Prüfkörpern war die Sicherheit in allen Fällen $< 2,1$. Bei Versuch SMR 1.6 trat das Stoßversagen allerdings erst nach Überschreiten der Streckgrenze bei einer Bruchsicherheit von 1,92 auf. Daher kann die Tragfähigkeit dieser Platte als bedingt ausreichend bezeichnet werden. Eine ausreichende Tragsicherheit wäre nach den in [8] mitgeteilten Ergebnissen für $l_{\bar{0}} \sim 1,5 a_0$ zu erwarten.

Die in [7] beschriebenen Vergleichsversuche zeigen, daß unter sonst gleichen Bedingungen eine vorhergehende nicht ruhende Belastung die Tragkraft eines Stoßes gegenüber dem im Kurzzeitversuch zu erwartenden Wert zumindest nicht herabsetzt. Daher können die Versuchsergebnisse auch zur Beurteilung der Frage, ob die Regelungen nach DIN 1045 eine ausreichende Tragfähigkeit von Mattenstößen bei ruhender Belastung gewährleisten, herangezogen werden.

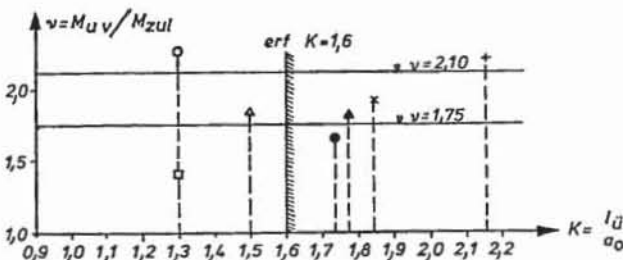
Typ SMR	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	SP	Stoßversagen ohne Vorankündigung
Symbol	○	□	△	●	▲	×	+	SV	Stoßversagen mit Vorankündigung
Bruchursache	B	SP	SP	SP	SP	SV	B	B	Biegebruch
ausreichende Tragfähigkeit	ja	nein	nein	nein	nein	(ja)	ja		



a) nicht ruhende Belastung

$$\alpha = 1 - 0,6 \cdot \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{e0}}$$

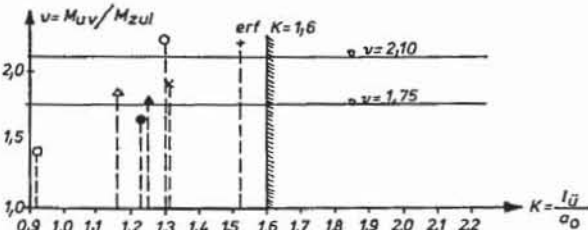
a_0 bei Matten aus Doppelstäben auf ϕ des Einzelstabes bezogen



b) ruhende Belastung

$$\alpha = 1$$

a_0 bei Matten aus Doppelstäben auf ϕ des Einzelstabes bezogen



c) ruhende oder nicht ruhende Belastung

$$\alpha = 1$$

a_0 bei Matten aus Doppelstäben auf flächengleichen Einzelstab ϕ bezogen

Bild 15. Gemessene Bruchsicherheiten $v = M_{Uv} / M_{zul}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge $k = l_{\bar{u}} / a_0$

Fig. 15. Measured values of safety against fracture $v = M_{Uv} / M_{zul}$ as a function of the related overlapping length $k = l_{\bar{u}} / a_0$

Fig. 15. Sécurité à la rupture $v = M_{Uv} / M_{zul}$ en fonction de la longueur de recouvrement calculée $k = l_{\bar{u}} / a_0$

Bild 15 zeigt die erreichten Bruchsicherheiten in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge $k = l_{\bar{u}} / a_0$. In Bild 15 a und b wurden für die Berechnung des Wertes k die Regeln der DIN 1045 beachtet. Bei Bild 15 c wurden die Übergreifungslängen der Matten aus Doppelstäben auf den Durchmesser des flächengleichen Einzelstabes (d_{ev}) bezogen und der Reduktionsfaktor $\alpha = 1$ gesetzt.

Es ist zu ersehen, daß bei nicht ruhender Belastung die Regelung der DIN 1045 für Einzelstabmatten sehr auf der sicheren Seite liegt. Für Doppelstabmatten erhält man ebenfalls ausreichend tragsichere Stöße (Bild 15a). Wird die Übergreifungslänge auf d_{ev} bezogen, kann auch bei nicht ruhender Belastung der Beiwert $\alpha = 1$ gesetzt werden (Bild 15c).

Demgegenüber ergeben sich nach [1] Übergreifungslängen, die bei ruhender Belastung und Matten aus Einzelstäben gut ausreichende, für Matten aus Doppelstäben

jedoch zu geringe Tragsicherheiten (Bild 15 b) erwarten lassen. Im letzteren Fall müßte zumindest bei Matten mit dicken Stäben ($> 8,5 d$) $l_{\bar{u}}$ als Vielfaches des Durchmessers eines flächengleichen Einzelstabes berechnet werden (Bild 15 c).

Zwar muß auch bei Doppelstabmatten mit dünnen Stäben die Übergreifungslänge auf den Durchmesser des flächengleichen Stabes bezogen werden, um unter sonst gleichen Bedingungen annähernd gleiches Tragverhalten gegenüber querschnittsgleichen Matten aus Einzelstäben zu erreichen. Im anderen Zusammenhang durchgeführte Versuche zeigen jedoch, daß bei Matten mit $d_e \leq 6,5 d$ bei Anwendung der Faktoren $k = l_{\bar{u}} / a_0$ nach [1] die Übergreifungslänge ohne Gefahr auf den Durchmesser des Einzelstabes bezogen werden kann. Dies liegt daran, daß die Vorschriften auf dicke Stäbe zugeschnitten sind und daher beim Stoß von dünnen Stäben sehr auf der sicheren Seite liegende Forderungen enthalten.

Für Doppelstabmatten mit $6,5 < d_e \leq 8,5$ mm liegen für eine gesicherte Aussage nicht genügend Versuchsergebnisse vor. Daher sollte bei diesen Matten die Übergreifungslänge bis zum Vorliegen weiterer Ergebnisse auch auf den Durchmesser des querschnittsgleichen Einzelstabes bezogen werden.

Die obigen Ausführungen für Doppelstabmatten gelten streng nur für Matten mit einem seitlichen lichten Abstand $e_s / d_e \geq 10$, da nach [1] sonst die Übergreifungslänge $l_{\bar{u}} = 2,2 a_0$ betragen muß. Unter Zugrundelegung einer solchen Länge könnte man nach den vorliegenden Versuchen immer mit dem Durchmesser des vorhandenen Einzelstabes rechnen. Bei geringeren seitlichen Abständen als im Versuch geprüft (z. B. für Matten mit verringertem Stababstand) wäre aber die erforderliche Übergreifungslänge erheblich größer als im Versuch [9]. Daher könnte nur in einem sehr eng begrenzten Bereich auf die Berechnung der Übergreifungslänge für den Durchmesser des flächengleichen Einzelstabes verzichtet werden.

Zur Verhinderung von Entmischungen im Stoßbereich wird empfohlen, bei Doppelstäben mit $d_e \geq 8,5 d$ den lichten Abstand zwischen den gestoßenen Stäben nicht kleiner als $2 d_e$ zu wählen.

5.3 Bemessungsregeln

In Tabelle 5 sind die aus den Versuchen abgeleiteten Kriterien als Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße von geschweißten Betonstahlmatten aus gerippten Stäben zusammengestellt. Sie berücksichtigen die vorstehend erläuterten Anforderungen im Gebrauchs- und Bruchzustand.

Beim Stoß von Betonstahlmatten ist anders als beim Stoß von Einzelstäben der lichte seitliche Stoßabstand wegen des vorgegebenen Längstababstandes bekannt.

Art der Matten	Stabdurchmesser d_e	Abminderungsfaktor α nach DIN 1045		Abminderungsbeiwert $\alpha = 1,0$
		Belastung vorwiegend nicht ruhend $\alpha = 1 - 0,6 \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{e0}} \geq 0,5$ $\sigma_{e0} \leq 0,85$	Belastung vorwiegend ruhend $\alpha = 1$	Belastung vorwiegend ruhend und vorwiegend nicht ruhend
Doppelstabmatten	$> 8,5^1$ $\leq 12,0$	Regelung DIN 1045 anwendbar ²⁾		Übergreifungslänge muß auf den Durchmesser des flächengleichen Stabes ($d_{ev} = 1,41 d_e$) bezogen werden. ²⁾
	$> 6,5$ $\leq 8,5$	(Übergreifungslänge auf den Durchmesser des Einzelstabes beziehen)		
Einzelstabmatten	$\leq 6,5$	Regelung DIN 1045 anwendbar ²⁾		

¹⁾ Es wird empfohlen den lichten seitlichen Abstand der gestoßenen Stäbe nicht kleiner als $2 \cdot d_e$ zu wählen.

²⁾ Bei geringen Unterschreitungen \leq Grenzwertes des seitlichen lichten Stoßabstandes $e_s = 10 d_e$ darf der Faktor $k = 1,6$ angesetzt werden.

Tabelle 5: Mögliche Regeln zur Bemessung der Übergreifungslänge von Betonstahlmatten aus gerippten Stäben bei Anwendung der Faktoren $k = l_{\bar{u}} / a_0$ nach DIN 1045, Ausgabe 1/72.

Eine praxisgerechte, wirtschaftliche und den Sicherheitsanforderungen genügende Lösung könnte demnach darin bestehen, die Übergreifungslänge in Abhängigkeit vom Achsabstand und dem Durchmesser der Längsstäbe anzugeben.

Investigations on the carrying behaviour of overlapping joints of welded reinforcing steel mats made from ribbed reinforcing bars, under pulsating load.

Summary: This article describes the results of tests for investigation of the behaviour of overlapped splices of welded reinforcing steel mats from ribbed reinforcing bars. The tests were intended for a verification of the specification laid down in DIN 1045. After a description of the test specimens of the materials used, and of the test procedure, the results are explained. The area of the lapped splices and the areas outside the overlapped splices are dealt with separately. From the test results is derived a proposal for dimensioning of overlapped splices.

Recherches sur le pouvoir porteur de joints de recouvrement de treillis en acier nervuré sous l'effet de charges de gonflement.

Résumé: L'article décrit les résultats d'essais sur le pouvoir porteur de joints de recouvrement de treillis soudés en acier nervuré. Les essais ont servis à la vérifi-

cation des règles établies dans la norme DIN 1045. Après description des éprouvettes, des matériaux utilisés et de la méthode d'essais, les résultats expérimentaux sont commentés. On a traité séparément la zone du joint et les zones en dehors des joints de recouvrement. Les résultats d'essais ont permis de proposer une méthode de dimensionnement des joints de recouvrement

Literaturnachweis

- [1] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung (Ausgabe 1/72)
- [2] Martin/Schießl: Ausziehversuche zur Ermittlung des Zusammenwirkens zwischen Schweißknoten und Verbund bei Baustahlgewebe aus KARI-Stahl, Versuchsberichte Nr. 6112 und 6198 von 5/1969 bzw. 8/1969 der Technischen Hochschule München, Lehrstuhl für Massivbau
- [3] Rehm/Eligehausen/Bengel: Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten aus Betonrippenstahl unter Schwellast, Untersuchungsbericht des Lehrstuhls für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig vom Mai 1973
- [4] DIN 1045: Bauwerke aus Stahlbeton Ausgabe 11/1959
- [5] Rehm/Martin: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau, Beton und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- [6] Rehm/Eligehausen: Einfluß von Dauerlast und Ermüdungsbeanspruchung auf das Rißverhalten von Stahlbetonbauteilen unter überwiegender Biegebeanspruchung, CEB Bulletin, Nr. 89, 1973
- [7] Rehm/Eligehausen: Übergreifungsstöße von Betonrippenstählen unter nicht ruhender Belastung, Veröffentlichung in Vorbereitung
- [8] Tepfers: A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars, Chalmers University of Technology, Göteborg, Publication 73.2, 1973
- [9] Stöckl: Übergreifungsstöße von zugbeanspruchten Bewehrungsstäben, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 20, 1972