тл

Abschlussbericht

Untersuchung und Bewertung der Zulässigkeit bisheriger Verbundansätze für Betonstahl in Ringen

Kurztitel: Verbundverhalten von Betonstahl in Ringen

Geschäftszeichen: P 52-5-7.328-2102.23

Berichtszeitraum: 01.09.2023 bis 28.02.2025

Forschungsgeber: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Kolonnenstraße 30 B, 10829 Berlin

Forschungseinrichtung: Technische Universität München (TUM), Lehrstuhl für Massivbau

Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer Dr.-Ing. Johannes Fröse Leopold Staller, M.Sc.

Vorwort

Das Vorhaben P 52-5-7.328-2102.23 mit dem Titel "Untersuchung und Bewertung der Zulässigkeit bisheriger Verbundansätze für Betonstahl in Ringen" wurde durch das DEUTSCHE INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBt) gefördert. An dieser Stelle sei dem Forschungsförderer sowie der Betreuungsgruppe ein herzlicher Dank ausgesprochen.

Ein besonderer Dank gilt auch Herrn WILHELM von der PRÜFSTELLE FÜR BETONSTAHL PROF. DR.-ING. GALLUS REHM GMBH, der uns bei der Materialauswahl unterstützte und mit wertvollen Hinweisen stets tatkräftig zur Seite stand. Weiterhin möchten wir uns bei den vielen Unternehmen bedanken, die uns mit ihren Materialproben bei der Durchführung dieser Forschung unterstützt und damit zum Gelingen des Vorhabens beigetragen haben.

Kurzzusammenfassung

Betonstahl in Ringen ist für die automatisierte Vorfertigung unverzichtbar. Um einer starken Abnutzung der Rippen von Betonstahl in Ringen beim Biegen und Richten entgegenzuwirken, wird dieser in der Regel breiter und flacher ausgebildet, als es bei herkömmlichem Betonstabstahl üblich ist. Bei gleichbleibendem Rippenabstand führt dies zu kleineren Betonkonsolen und einer meist reduzierten Verbundtragfähigkeit. Der Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ allein zeigt ein solches, für den Verbund ungünstiges Verhalten jedoch nicht.

Im Rahmen dieses Vorhabens wurden umfassende Materialuntersuchungen zum Einfluss der Rippengeometrie durchgeführt. An 194 Ausziehversuchen wurden die Effekte von in der Praxis eingesetzten Betonrippenstählen bei Ausziehversagen und Spaltversagen studiert. Dabei liegt der Fokus vor allem auf Betonstahl aus Ringen mit vergleichsweise großen Profil- und Kopfbreiten. Ergänzt werden die Untersuchungen durch acht Bauteilversuche an Endverankerungen und zwei an Übergreifungsstößen zur Verifikation der Beobachtungen an praxisüblichen Bauteilen. In einer statistischen Auswertung einer umfangreichen Versuchsdatenbank mit Bauteilversuchen zu Verankerungen und Übergreifungsstößen werden die eigenen Erkenntnisse zum Verbundverhalten bei unterschiedlicher Rippengeometrie in den Kontext einer breiten Versuchsdatenbasis gestellt.

Bei zentrischen Ausziehversuchen mit Ausziehversagen zeigt Betonstahl in Ringen eine deutlich geringere Verbundtragfähigkeit als herkömmlicher Betonstabstahl. Dieses für das Verbundverhalten ungünstige Verhalten lässt sich gut durch das Verhältnis der Kopf- bzw. Profilbreite der Rippe zum Rippenabstand b_r/c abbilden. In konsolenförmigen Ausziehversuchen mit dem für die Praxis maßgeblichen Spaltversagen wird wiederum ein nur geringfügig unterschiedliches Verbundtragverhalten der einzelnen Betonrippenstähle beobachtet, vorwiegend bei sehr breiten Kopf- bzw. Profilbreiten. Entsprechende Erkenntnisse werden auch durch die Bauteilversuche und die Auswertung der Versuchsdatenbank gestützt, wobei die Verankerungsversuche keinen Einfluss der Rippengeometrie und die Übergreifungsstoßversuche nur für sehr breite Kopf- bzw. Profilbreiten einen Einfluss zeigen.

Damit wird deutlich, dass der Einfluss der Rippengeometrie bei dem für die Praxis maßgeblichen Spaltversagen im Vergleich zum Ausziehversagen relativiert werden muss. Insgesamt lässt sich feststellen, dass bis zu einem Verhältnis $b_r/c \leq 0,35$ kaum ein Einfluss auf die übertragbaren Verbundspannungen beobachtet werden kann. Bei einem Verhältnis $b_r/c \geq 0,45$ kann in verschiedenen Untersuchungen eine leicht reduzierte Verbundfestigkeit festgestellt werden.

Abstract

Reinforcing steel in coils is essential for automated prefabrication. To prevent extensive rib damage of reinforcing steel in coils during bending and straightening, the ribs of rebar in coils are usually wider and flatter than than those of conventional reinforcing steel. If the rib spacing remains the same, this results in smaller concrete consoles and a reduced bond-bearing capacity in most cases. However, the reference value of the ribbed area $f_{\rm R}$ alone does not show such unfavorable behavior for bond.

Within the research project, comprehensive material investigations were carried out to determine the influence of rib geometry. The effects of reinforcing steel used in practice were studied in 194 pull-out tests in which splitting or pull-out failure occurred. The focus was mainly on reinforcing steel from coils with comparatively large head or profile widths. The investigations are supplemented by eight full-scale beam tests on end anchorages and two on laps to verify the observations on components commonly used in practice. In a statistical evaluation of an extensive test database with full-scale beam tests on anchorages and laps, the findings on bond behavior with different rib geometry are placed in the context of a broad test database.

In centric pull-out tests with pull-out failure mode, reinforcing steel in coils shows a significantly lower bond strength than conventional reinforcing steel. This unfavorable bond behavior can be well represented by the ratio of the head or profile width and the rib to the rib spacing b_r/c . In consol type pull-out tests with the decisive splitting failure for practical purposes, only a slightly different bond behavior of the individual ribbed reinforcing steels is observed, mainly with large head or profile widths. The corresponding findings are also supported by the full-scale beam tests and the evaluation of the test database, with the anchorage tests showing no influence of the rib geometry and the lap splice tests only showing an influence for large head or profile widths.

Therefore, the influence of the rib geometry in the case of splitting failure, which is decisive in practice, must be relativized compared to pull-out failure. Overall, up to a ratio $b_{\rm r}/c \leq 0.35$, hardly any influence on the transmissible composite stresses can be observed. At a ratio $b_{\rm r}/c \geq 0.45$, a slightly reduced composite strength can be determined in various investigations.

Inhaltsverzeichnis

Vorw	vort	П
Kurz	zusammenfassung	111
Abst	ract	IV
Abbi	Idungsverzeichnis	VIII
Tabe	ellenverzeichnis	XII
Syml	bole und Abkürzungen	хш
1	Veranlassung und Zielsetzung der Untersuchung	1
2	Einfluss der Rippengeometrie	5
$2.1 \\ 2.2$	Wissenschaftliche Ausgangsbasis	$5 \\ 8$
3	Experimentelle Untersuchungen	14
3.1	Ausziehversuchen mit Betonstahl aus Ringen	15
3.1.1	Versuchskörper	15
3.1.2	Versuchsprogramm	16
3.1.3	Materialeigenschaften	17
3.1.4	Messtechnik	21
3.1.5	Versuchsstand und Versuchsablauf	21
3.1.6	Datenverarbeitung	21
3.2	Untersuchungen zum Verbundverhalten von Endverankerungen im Bauteilzustand $\ .\ .$	22
3.2.1	Versuchskörper	23
3.2.2	Versuchsprogramm	23
3.2.3	Materialeigenschaften	24
3.2.4	Messtechnik	25
3.3	Untersuchungen zum Verbundverhalten von Übergreifungen im Bauteilzustand $\ .\ .\ .$	27
3.3.1	Versuchskörper	27
3.3.2	Versuchsprogramm	28
3.3.3	Materialeigenschaften	28
3.3.4	Messtechnik	28

4	Ergebnisse der Kleinkörperversuche	31
4.1	RILEM-Ausziehversuche	31
4.1.1	Darstellung der Versuchsserien	31
4.1.2	Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$	35
4.1.3	Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$	37
4.1.4	Verhältnis $b_{\rm r}/c$	39
4.2	Konsolenförmige Ausziehversuche	41
4.2.1	Darstellung der Versuchsserien	41
4.2.2	Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$	46
4.2.3	Verhältnis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$	49
4.2.4	Verhältnis $b_{\rm r}/c$	51
4.3	Diskussion	53
5	Ergebnisse der Bauteilversuche	58
5.1	Untersuchungen an Endverankerungen	58
5.1.1	Tragverhalten von Verankerungen	58
5.1.2	Rissentwicklung	60
5.1.3	Entwicklung der Stahlspannung im Verankerungsbereich	61
5.1.4	Schlupfverhalten	61
5.1.5	Bauteilverhalten bei maximaler Traglast, Versagensmechanismus	63
5.2	Untersuchungen an Übergreifungsstößen	63
5.2.1	Last-Verformungsverhalten	63
5.2.2	Rissentwicklung	64
5.2.3	Entwicklung der Stahlspannungen im Übergreifungsstoß	64
5.2.4	Bauteilverhalten bei maximaler Traglast, Versagensmechanismus	65
5.3	Diskussion	66
6	Statistische Auswertung der Datenbank	69
6.1	Datensätze für Verankerungen und Übergreifungen	69
6.2	Bemessungsansatz im Model Code 2010	70
6.3	Statistik des Bemessungsansatzes nach MC10	71
6.4	Evaluierung der Einflussparameter der Rippengeometrie im MC10	73
6.5	Diskussion	76
7	Zusammenfassung und Fazit	77
7.1	Zusammenfassung	77
7.2	Aussage für die Praxis	79
Liter	atur	81
Α	Anhang: Ergebnisdokumentation der experimentellen Untersuchungen	A-1
A.1	Betonrezepturen	A-1
A.2	Ausziehversuche	A-2
A.3	Verankerungen	A-11

С	Anhang: Zeichnungen	C-1
B.2	Stabdurchmesser Ø16mm	B-3
B.1	Stabdurchmesser $\emptyset 12 \mathrm{mm}$	B-1
В	Anhang: Bilderdokumentation Bewehrungsstahl	B-1
A.4	Übergreifungen	A-15

Abbildungsverzeichnis

2.1	Qualitativer Verlauf von Schlupf, Verbundspannung und aufsteigender Ast der	
	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei unterschiedlicher bezogener Rippenflä-	
	che $f_{\rm R}$ ermittelt an Ausziehversuchen nach [16] $\ldots \ldots \ldots$	6
2.2	Einfluss der Rippenhöhe $a_{\rm m}$ (a) auf den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 , (b)	
	die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximale	
	Verbundspannung τ_{\max} bei gleichem Rippenabstand c ; Messdaten aus [16]	8
2.3	Einfluss der Rippenbreite in Stabachse auf (a) den Schlupf am unbelasteten Sta-	
	bende s_0 , (b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von $0,1 \text{ mm}$ und (c) die	
	maximale Verbundspannung τ_{max} ; Messdaten aus [16], [24]	9
2.4	Einfluss des Rippenabstands c (a) auf den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 ,	
	(b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximale	
	Verbundspannung τ_{\max} bei gleichbleibender Rippenhöhe a_m ; Messdaten aus [16]	11
2.5	Einfluss des $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnisses auf (a) den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 ,	
	(b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximale	
	Verbundspannung τ_{max} ; Messdaten aus [16], [24] $\ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots$	11
2.6	Einfluss des Rippenneigungswinkels β auf (a) den Schlupf am unbelasteten Sta-	
	bende s_0 , (b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die	
	maximale Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ bei einem konstanten $f_{\rm R}\text{-Wert}$ von 0,1; Messdaten	
	aus [16]	12
3.1	Anzahl der Weiterverarbeiter, kategorisiert nach Rippengeometrie	14
3.2	Schematischer Aufbau zentrischer Ausziehversuche	15
3.3	Schematischer Aufbau konsolenförmiger Ausziehkörper, hier mit Betondeckung $2,5\varnothing$	16
3.4	Verwendete Messtechnik am Beispiel eines konsolenförmigen Ausziehversuches	21
3.5	(a) Wegmessung δ_l und umgerechneter Schlupf s_l am belasteten Stabende und (b)	
	Gegenüberstellung von Schlupf am unbelasteten Stabende $s_{\rm u},$ am belasteten Stabende	
	$s_{\rm l}$ und mittlerer Schlupf $s_{\rm m}$ am Beispiel von Versuch PO-1 A-ST (1) $\ldots \ldots \ldots$	22
3.6	Schematischer Aufbau der Bauteilversuche zur Untersuchung von Endverankerungen	23
3.7	Kräfte und Verformungen am Versuchskörper	25
3.8	Anordnung der DMS, der faseroptischen Messtechnik und schematische Darstellung	
	des DIC-Messfeldes	26
3.9	Schematischer Aufbau der Bauteilversuche zur Untersuchung von Übergreifungen $\ .$.	27
3.10	Kräfte und Verformungen am Versuchskörper	29
3.11	Anordnung der DMS, der faseroptischen Messtechnik und schematische Darstellung	
	des DIC-Messfeldes	30

4.1	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der RILEM-Ausziehversuche aus Serie PO-1	
	(links) und Serie PO-2 (rechts)	32
4.2	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der RILEM-Ausziehversuche aus Serie PO-3	
	(links) und Serie PO-4 (rechts)	33
4.3	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der RILEM-Ausziehversuche aus Serie PO-1	
	und PO-4 (links) und Serie PO-6 (rechts) $\ldots \ldots \ldots$	34
4.4	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit vom Rechen-	
	wert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser	
	$\varnothing 16\mathrm{mm}$ und (rechts) mit Nenndurchmesser $\varnothing 12\mathrm{mm}$	36
4.5	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit vom Re-	
	chenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ mit Nenndurchmesser $\varnothing 16{\rm mm}$ bei einer	
	Betonfestigkeitsklasse von (links) C20/25 und (rechts) C70/80	37
4.6	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ in Abhängigkeit vom Verhält-	
	nis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser Ø16 mm und (rechts)	
	mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \mathrm{mm}$	38
4.7	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit vom Verhält-	
	nis $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, (links) mit Beton C20/25 und (rechts)	
	mit Beton C70/80 \ldots	38
4.8	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ in Abhängigkeit vom Verhält-	
	nis $b_{\rm r}/c$ mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser Ø16mm und (rechts) mit	
	Nenndurchmesser $\emptyset 12 \mathrm{mm}$	40
4.9	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit vom Verhält-	
	nis b_r/c mit Nenndurchmesser Ø16 mm, (links) mit Beton C20/25 und (rechts) mit	
	Beton C70/80	41
4.10	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der konsolenförmigen Ausziehversuche aus	10
	Serie PO15-1 (Beton C30/37, Betonstahl \emptyset 16mm)	42
4.11	Verbundspannungs-Schlupt-Beziehung der konsolenförmigen Ausziehversuche aus	10
4.10	(links) Serie PO25-2 und (rechts) Serie PO25-3	43
4.12	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der konsolenformigen Ausziehversuche aus	4.5
4 1 9	(links) Serie PO25-5 sowie (rechts) Serie PO25-1 und PO25-5 kombiniert	45
4.13	erbundspannungs-Schlupi-Bezienung der konsolenformigen Auszienversuche aus Serie	16
4 1 4	PO25-5 (Beton C30/37, Betonstani Ø12mm)	40
4.14	Streudiagramm der maximalen verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Rechen-	
	wert der bezogenen Rippelmache $f_{\rm R}$ mit Beton C50/57, (miks) mit Nenndurchmesser	17
4 15	Streudiagramm der meximalen Verbundspannung z in Abhängigkeit vom Be	47
4.10	Streudiagramm der maximalen verbundspannung γ_{max} in Abhängigkeit vom Re-	
	Chenwert der bezogenen Appennache f_R mit Nenndurchmesser \varnothing 10 min, (miks) mit Boton C20/25 und (rochts) mit Boton C70/80	17
A 16	Streudiagramm der maximalen Vorbundspannung σ in Abhängigkeit vom De	41
4.10	chenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm p}$ mit Reton C20/27 (links) mit bezogenen	
	Betondeckung $c/\alpha = 1.5$ und (rechts) mit bezogener Botondeckung $c/\alpha = 4.5$	18
	Decondeckung $c/\omega = 1.0$ und (recurs) mit bezogener Decondeckung $c/\omega = 4.0$	40

4.17	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhält- nis $c_{\text{max}}/a_{\text{max}}$ mit Beton C30/37 (links) mit Nenndurchmesser Ø16 mm und (rechts)	
	mis clicht/am mit Deton C50/37, (mixs) mit Nemidurennesser @10mm und (reents)	40
1 10	Streudiagramm der marimalen Verbundspannung π in Abhängigkeit vom Verbält	49
4.10	Streudiagramm der maximalen verbundspannung τ_{max} in Abhangigkeit vom verbalt-	
	nis $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ mit Nenndurchmesser $\& 16 \text{ mm}$, (links) mit Beton C20/25 und (rechts)	50
	mit Beton $C70/80$	50
4.19	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ in Abhängigkeit vom Ver-	
	hältnis $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{mm}$, (links) mit bezogener Betondeckung	
	$c/\emptyset = 1.5$ und (rechts) mit bezogener Betondekcung $c/\emptyset = 4.5$	51
4.20	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ in Abhängigkeit vom Verhält-	
	nis $b_{\rm r}/c$ mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser $\varnothing 16{\rm mm}$ und (rechts) mit	
	Nenndurchmesser $\emptyset 12 \mathrm{mm}$	52
4.21	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ in Abhängigkeit vom Verhält-	
	nis $b_{\rm r}/c$ mit Nenndurchmesser Ø16 mm, (links) mit Beton C20/25 und (rechts) mit	
	Beton C70/80	52
4.22	Streudiagramm der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ in Abhängigkeit vom Ver-	
	hältnis $b_{\rm r}/c$ mit Nenndurchmesser Ø16mm, (links) mit bezogener Betondeckung	
	$c/\emptyset = 1.5$ und (rechts) mit bezogener Betondekcung $c/\emptyset = 4.5$	53
4.23	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zentrischer und konsolenförmiger Ausziehver-	
	suche mit Betondeckung 4,50, 2,50 und 1,50 (Nenndurchmesser 016mm, Beton	
	C30/37	54
		01
5.1	Einfluss der Verankerungslänge auf den den Stahlspannungs-Durchbiegungsverlauf	
	gemessen am Seilzugsensor 2 (SZ2)	60
5.2	links: DIC-Messfeld in der Seitenansicht mit quantitativer Auswertung der Rissbil-	
	dung im Endverankerungsbereich am Beispiel des Versuchsträgers C50	
	rechts: Einfluss der Verankerungslänge und der Rippengeometrie auf die Rissbreiten-	
	entwicklung am Rissblech auf Höhe der unteren Bewehrungslage	61
5.3	Entwicklung der Stahlspannung über die Verankerungslängen in drei Laststufen.	
	getrennt für innen- und außenliegende Stäbe am Beispiel des Versuchs A C75	62
5.4	Entwicklung der rechnerischen Verbundspannung über den über alle Stäbe gemittelten	
0.1	Schlupf gemessen am unbelasteten Stabende	62
55	Einfluss der Rippengeometrie auf den Last-Verformungsverlauf an den Seilzugsenso-	02
0.0	ren 2 und 3	64
56	links: DIC Mossfeld in der Seitenansicht mit qualitativer Auswertung der Rischildung	01
0.0	im Stooß am Beispiel des Versuchsträgers S	
	rechte: Finflugg des Petenstehlmeteriels auf die Dissentreichlung im Staff am Peispiel	
	rechts: Einnuss des Betonstammaterials auf die Rissentwicklung im Stob am Beispier	CF
	der Diegerisse 5 und 4, getrennt für die Materialien A-ST und N-SK3	60
5.7	Entwicklung der Stanlspannung über die Übergreifungslange in drei Laststufen,	0.0
. -	getrennt fur den Versuchsträger S_A (links) und S_N (rechts)	66
5.8	Vergleich der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sowie des $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ - und $b_{\rm R}/c$ -Verhältnisses	
	auf die maximale Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ unter Berücksichtigung der Verankerungslänge	67

5.9	Vergleich der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sowie des $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ - und $b_{\rm R}/c$ -Verhältnisses	
	auf die maximale Stahlspannung σ_{\max}	68
6.1	Vergleich der auf Mittelwertniveau errechneten Stahlspannungen von (a) Veranke-	
	rungen und (b) Übergreifungen mit den im Versuch gemessenen Werten und (c)	
	Auswertung der bezogenen Stahlspannung über die bezogene Verbundlänge	72
6.2	Einfluss einzelner Parameter der Rippengeometrie auf die Verbundtragfähigkeit	
	getrennt für Verankerungen und Übergreifungen	74
6.3	Regressions analyse des Einflusses des (a) $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ -Verhältnisses und des (b) $b_{\rm r}/c$ -	
	Verhältnisses auf die Bemessung von Übergreifungsstößen nach MC10	75

Tabellenverzeichnis

3.1	Übersicht Kleinkörperversuche	17
3.2	Versuchsmatrix der Kleinkörperversuche	17
3.3	Betoneigenschaften auf Mittelwertnive au in $\rm N/mm^2$ \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots	18
3.4	händische Rippenmessung in m m und Materialkennwerte in $\rm N/mm^2$ für Betonstahl-	
	durchmesser $\emptyset 16 \mathrm{mm}$	19
3.5	händische Rippenmessung in m m und Materialkennwerte in $\rm N/mm^2$ für Betonstahl-	
	durchmesser \emptyset 12mm	20
3.6	Versuchsmatrix Bauteilversuche an Endverankerungen	24
3.7	Betoneigenschaften auf Mittelwertnive au in $\rm N/mm^2$ \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots	24
3.8	Materialeigenschaften Bügelbewehrung und Bewehrung obere Lage auf Mittelwertni-	
	veau in N/mm^2	25
3.9	Betoneigenschaften auf Mittelwertniveau in N/mm ² $\ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots$	28
5.1	Ergebnisse der Untersuchungen an Endverankerungen	59
6.1	Statistik des Bemessungsmodells	72

Symbole und Abkürzungen

Symbole

A_1	%	Luftgehalt Frischbeton - Druckverfahren
$A_{ m R}$	mm^2	Rippenfläche
$A_{ m M}$	mm^2	Mantelfläche
D	$\rm kg/dm^3$	Frischbetonrohdichte
E	$\rm N/mm^2$	Elastizitätsmodul
F	Ν	Kraft
a	mm	Abstand
$a_{ m m}$	mm	Rippenhöhe im Mittelpunkt
$a_{1/4}$	mm	Rippenhöhe am Viertels- oder Dreiviertelspunkt
b	mm	Rippen- bzw. Profilbreite senkrecht zur Schrägrippe
$b_{ m r}$	mm	Rippen- bzw. Profilbreite parallel zur Stabachse
С	mm	Rippenabstand
$c_{ m licht}$	mm	lichter Rippenabstand
d	mm	statische Nutzhöhe
e	mm	Durchschnittlicher Abstand zwischen benachbarten Rippenreihen
f	mm	Ausbreitmaß Frischbeton
$f_{ m cm}$	$\rm N/mm^2$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{\rm cm,cube}$	$\rm N/mm^2$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{ m ctm}$	$\rm N/mm^2$	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ m R}$	-	Bezogene Rippenfläche
korr. $f_{\rm R}$	-	korrigierte bezogene Rippenfläche
$l_{ m b}$	mm	Verbundlänge
s_{l}	mm	Schlupf am belasteten Ende bei Höchstkraft
$s_{\mathrm{u}}, s_{\mathrm{0}}$	mm	Schlupf am unbelasteten Ende bei Höchstkraft
$s_{ m m}$	mm	gemittelter Schlupf aus Schlupf am unbelasteten / belasteten Ende
w	mm	Rissbreite

0	Flankenneigungswinkel der Schrägrippe
0	Neigungswinkel der Schrägrippe
mm	Nenndurchmesser des Stabes
$\rm N/mm^2$	Betonspannung unten
$\rm N/mm^2$	experimentelle Stahlspannung
$\rm N/mm^2$	mittlere, rechnerische Stahlspannung
$\rm N/mm^2$	mittlere, rechnerisch nach Model Code 2010 ermittelte Stahlspan-
	nung
$\rm N/mm^2$	Verbundspannung bei $0{,}01\mathrm{mm},~0{,}1\mathrm{mm}$ oder $1\mathrm{mm}$ Schlupf am
	unbelasteten Ende
$\rm N/mm^2$	mittlere Verbundspannung aus $ au_{0,01}$ $ au_{0,1}$ und $ au_1$ nach
	E DIN EN 10080:2023-02 [1]
$\rm N/mm^2$	Verbundspannung bei Höchstkraft
$\rm N/mm^2$	mittlere Verbundspannung
	° mm N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ²

Abkürzungen

allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
Deutsches Institut für Bautechnik
Digitale Bildkorrelation
Deutsches Institut für Normung e. V.
Dehnmessstreifen
Eurocode 2-1-1
Bezeichnung der Rippengeometrie nach DIN 488 oder abZ
Technische Universität München
TUM Bond Database
Massivbau
Model Code 2010
Model Code 2020
Materialprüfungsamt für das Bauwesen
Master of Science
Anonymisiertes Kennzeichen für den weiterverarbeitenden Betrieb
beziehungsweise
das heißt
vergleich
zum Beispiel

1 Veranlassung und Zielsetzung der Untersuchung

Veranlassung und Problemstellung

Aktuell befindet sich das gesamte Bauwesen in einem Wandel zu klimagerechterem Bauen mit digitalen Prozessen und innovativen, automatisierten Herstellverfahren. Neben einer anspruchsvollen, menschengerechten Architektur ist der nachhaltige Einsatz von Ressourcen und Materialien sowie die Reduzierung der CO2-Emissionen in Zukunft zwingend erforderlich. In dieser Entwicklung kommt dem modularen Bauen durch Vorfertigung einzelner Komponenten oder ganzer Bauteilgruppen und ganz allgemein einer industriellen, qualitätsgesicherten Fertigung eine entscheidende Bedeutung zu. Betonstahl aus Ringen eignet sich durch seine Form für die Automatisierung von Biege- und Verlegeprozessen sowie einer besonders günstigen Lagerhaltung. Auch durch das deutliche Einsparpotential infolge Reduktion des Verschnitts mit maßgenauem Ablängen abgewickelter Bewehrungserzeugnisse, ist Betonstahl in Ringen bezüglich Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit gegenüber traditioneller Bewehrung mit Stabstahl und Matten in vielerlei Hinsicht überlegen. Nicht zuletzt deshalb ist in den vergangenen Jahren eine immense Steigerung des Absatzes von Betonstahl in Ringen im nationalen und internationalen Raum zu beobachten. Während bei kleinen Durchmessern bereits über 50% des Marktanteils als Betonstahl in Ringen vertrieben wird, nimmt durch eine zunehmende Vorfertigung und dem Einsatz leistungsfähiger Materialien auch der Bedarf an immer größer werdenden Bewehrungsdurchmessern zu. Um die fachgerechte Weiterverarbeitung mit Biege- und Richtprozessen zu ermöglichen, weist Betonstahl in Ringen gegenüber Betonstabstahl eine veränderte Oberflächengestalt und Rippengeometrie auf. Eigene Voruntersuchungen haben gezeigt, dass sich die veränderte Rippung bei Betonstahl in Ringen und prozessbedingte große Fertigungstoleranzen mitunter sehr negativ auf den Verbund zwischen Betonstahl und Beton auswirken können. Mit größeren Stabdurchmessern und immer leistungsfähigeren Betonen steigt auch die Kraft, die über eine wirksame Profilierung durch Verbund übertragen werden muss. Derzeitige normative Kriterien und Grenzwerte zur Oberflächenbeschaffenheit gerippter Bewehrungsstäbe bergen mögliche Risiken bei der Ausführung von Verbundverankerungen und Übergreifungen, da sie nicht immer in der Lage sind, eine zutreffende Bewertung dieser Verbundtragwirkung zu ermöglichen.

Betonstahl in Ringen ist bis zu einem Nenndurchmesser von Ø16 mm marktüblich und wird kalt (KR) oder warm gewalzt (WR) hergestellt, wobei Nenndurchmesser ab Ø14 mm in der Duktilitätsklasse B500B nur technisch sinnvoll durch Warmwalzung hergestellt werden können [2]. Durch die Notwendigkeit immer größerer Betonstahldurchmesser wurden bereits Produkte für Betonstahl in Ringen einzelner Hersteller mit einem Nenndurchmesser von bis zu Ø25 mm bauaufsichtlich zugelassen [3]. Für die Lagerung und den Transport werden die Betonstähle auf Coils oder Ringe gebogen und für die Weiterverarbeitung und den Einbau entsprechend abgewickelt und gerichtet. Beim Biegen und Richten entstehen sehr große Kräfte, die die Betonstahlrippen zu einem gewissen Grad deformieren und beschädigen. Normativ muss berücksichtigt werden, dass bei der Weiterverarbeitung bis zu 10% der Rippenhöhe verloren gehen kann [4] und die Oberflächenqualität der abgewickelten Bewehrungsstäbe mitunter größeren Schwankungen unterliegt. Der Stabdurchmesser wirkt sich dabei überproportional auf die Kraft aus, die zum Richten bzw. Rückbiegen erforderlich ist. So steigt der Kraftaufwand für das Rückbiegen eines Stabes Ø25 mm auf das über 30-fache gegenüber einem Stab Ø8 mm an. Um einem hohen Verschleiß beim Richten und Biegen entgegen zu wirken, sind die Rippen von Betonstahl in Ringen gegenüber Betonstabstahl mit den typischerweise sichelförmigen Rippen wesentlich breiter und flacher ausgeprägt. Zudem wurden verschiedene Sonderrippungen mit sehr breiten, flachen Rippen entworfen, die möglichst viele Kontaktpunkte zwischen dem Stab und den Richt- und Führungsrollen der Verarbeitungsmaschinen ermöglichen und so Kraftspitzen reduzieren.

In DIN 488 sind im Teil 2 [5] für Betonstabstahl und im Teil 3 [6] für Betonstahl in Ringen verschiedene Grenz- und Richtwerte für die geometrische Ausbildung der Betonstahlrippen definiert, die eine Bewertung für die Zulassung und Zertifizierung der Bauprodukte ermöglichen sollen. Hierbei stellt der Mindestwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ ein wesentliches Kriterium zur Beurteilung der Rippengeometrie dar und darf als 5%-Quantilwert nicht unterschritten werden. Der Rechenwert der bezogenen Rippenfläche definiert sich wie in der nachfolgenden Formel 1.1 als der Quotient aus Rippenaufstandsfläche $F_{\rm R}$ und der Mantelscherfläche $F_{\rm M}$. Der zweite Summand gilt nach DIN EN 15630-1 nur für kalt verwundene Stäbe und darf bis zu einem Wert von 30% des Gesamtwertes für $f_{\rm R}$ berücksichtigt werden [7]. Für die Anwendung der meisten handelsüblichen Bewehrungsstähle, die nicht als verwundene Stäbe hergestellt werden, kann dieser Anteil somit entfallen.

$$f_{\rm R} = \frac{F_{\rm R}}{F_{\rm M}} = \frac{1}{\pi \cdot \varnothing} \cdot \sum_{\rm i=1}^{n} \frac{1/m \sum_{\rm j=1}^{m} F_{\rm R,i,j} \cdot \sin(\beta_{\rm i,j})}{c_{\rm j}} + \left(\frac{1}{p} \sum_{\rm k=1}^{1} a_{\rm k}'\right)$$
(1.1)

Gleichzeitig ist die Kopfbreite b der Betonstahlrippen auf ein Maß vom 0,2-fachen des Durchmessers zu beschränken und Abweichungen vom Richtwert für den Mittenabstand der Schrägrippen c sind nur in einer Toleranz von $\pm 15\%$ (WR) bzw. 15% / -5% (KR) zulässig. Die Anwendung des Rechenwerts der korrigierten bezogenen Rippenfläche gestattet nach dem neuen Entwurf von DIN 488-6 [8] unter bestimmten Randbedingungen sogar die Verwendung von Betonstählen mit Kopfbreiten von Schrägrippen oberhalb des Grenzwertes von $0.2 \, \emptyset$ bis $0.25 \, \emptyset$, da diese breiten Rippungen für die verschleißarme Weiterverarbeitung von Ringmaterial mit immer größeren Durchmessern erforderlich sind. In die Berechnung der bezogenen Rippenfläche gemäß DIN 488 in Verbindung mit der DIN EN ISO 15630 gehen die Rippenhöhe a und der Mittenabstand der Schrägrippen c mit ein, nicht jedoch die Kopfbreite b bzw. der lichte Abstand der Schrägrippen c_{licht} . Ein geringer Rippenabstand c führt bei ansonsten unveränderten Größen zu einem höheren Wert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$. In Verbindung mit großen Kopfbreiten kann dies zu einem sehr geringen lichten Rippenabstand mit schmalen Betonkonsolen führen. Bei sehr schmalen Betonkonsolen weisen diese mitunter keine ausreichende Tragfähigkeit auf, sodass es zum vorzeitigen Verbundversagen durch Abscheren der Betonkonsolen kommen kann. Am Wert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ kann ein solches Verhalten nicht abgelesen werden. Ganz im Gegenteil suggeriert ein geringer Mittenabstand der Schrägrippen c mit einer großen bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sogar ein günstiges Verbundverhalten. Außerdem ist das Verbundverhalten mit schmalen Betonkonsolen sehr viel weicher, da durch den geringeren

Widerstand der Betonkonsolen auch eine größere Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton zugelassen wird. Ein weiches Verbundverhalten wirkt sich auf die Verbundlänge aber auch maßgeblich auf Verformungen und Rissbreiten der gesamten Tragstruktur aus. Ein Riss entsteht, wenn in einem Betonquerschnitt die Betonzugfestigkeit überschritten ist. In diesem Bereich muss folglich die gesamte vorhandene Zugkraft vom Betonstahl aufgenommen werden. Am Rissufer ist im Beton keine Dehnung vorhanden. Die Dehnung im Betonstahl hingegen ist im Riss maximal. Die unterschiedlichen Dehnungszuwächse führen zu einer Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, dem sogenannten Schlupf. Um den Riss herum wird die Last durch Verbund wieder in den Beton eingeleitet und dieser trägt auf Zug mit. Die Rissöffnung entspricht dem Schlupf zwischen Bewehrung und Beton an den Rissufern, d.h. den über die Einleitungslänge aufintegrierten Dehnungsunterschieden zwischen Bewehrung und Beton [9]–[11]. Bei Verankerungen und Übergreifungen treten durch den weicheren Verbund bereits am Stabende viel größere Relativverschiebung auf. Ein weicher Verbund führt zu größeren Einleitungslängen und zu größeren Rissbreiten. Ein solcher Sachverhalt wird weder in der Planung noch in der Ausführung berücksichtigt und wirkt sich – je nach Anwendungsfall stärker oder schwächer — auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Betonbauteilen und Tragstrukturen aus. Die dafür vorgesehenen Grenzwerte in Verbindung mit dem Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sind nicht dazu geeignet, einen entsprechenden Sachverhalt abzulesen. Ganz im Gegenteil wird mit großen $f_{\rm R}$ -Werte ein positives Tragverhalten suggeriert, dass bei Betonstahl aus Ringen mit großen Rippenbreiten so nicht immer gegeben ist.

Zielsetzung und Methodik

Das Ziel des Vorhabens ist es, den Einfluss praxisüblicher Rippengeometrien auf die Verbundtragfähigkeit von Betonstahl in Ringen zu untersuchen, insbesondere im Hinblick auf die Verwendung von deutlich breiteren Kopf- und Profilbreiten im Vergleich zu herkömmlichem Betonstabstahl, die vermutlich zu einem ungünstigeren Verbundverhalten führen. Hierzu werden neben dem Parameter der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ verschiedene ergänzende Kennwerte untersucht, um ein solches für den Verbund ungünstiges Bauteilverhalten vorhersagen zu können.

Neben den häufig herangezogenen Ausziehversuchen liegt ein besonderer Fokus auf dem Verbundverhalten unter praxisüblichen Randbedingungen, bei denen in der Regel das Spaltversagen den maßgeblichen Versagensmechanismus darstellt. Aus bisherigen Untersuchungen ergibt sich die Vermutung, dass die Auswirkungen sehr breiter Kopf- bzw. Profilbreiten auf die Verbundtragfähigkeit weniger stark sind, als dies auf Basis der Erkenntnisse aus Ausziehversuchen erwartet wird. Dieser These soll im Rahmen der aktuellen Untersuchungen in einem umfangreichen experimentellen Versuchsprogramm weiter nachgegangen werden.

Der Einfluss der Rippengeometrie beim Spaltversagen wird durch umfangreiche Versuchsserien an konsolenförmigen Ausziehversuchen untersucht, die eine große Auswahl unterschiedlicher Betonstähle mit variierender Rippengeometrie einbeziehen. Anhand von Grenzwertbetrachtungen werden wichtige Einflussparameter wie Durchmesser, Betonfestigkeit und Betondeckung überprüft, um eine möglichst umfassende Aussage treffen zu können. Zudem werden großformatige Balkenversuche durchgeführt, um die Erkenntnisse anhand praxisnaher Versuche zu validieren. Eine statistische Auswertung einer umfangreichen Versuchsdatenbank wird die gewonnenen Erkenntnisse zum Verbundverhalten bei unterschiedlicher Rippengeometrie in den Kontext einer breiten Datenbasis einordnen. Dies ermöglicht eine fundierte Bewertung der Thematik sowie die Identifikation weiterer relevanter Fragestellungen.

2 Einfluss der Rippengeometrie

2.1 Wissenschaftliche Ausgangsbasis

In der Literatur werden widersprüchliche Aussagen darüber getroffen, wie stark der Wert der bezogenen Rippenfläche das Verbundverhalten tatsächlich beeinflusst [12]. Ausgehend von insgesamt über 400 Ausziehversuchen an Stäben mit unterschiedlicher Profilierung und einer bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R} \leq 0, 12$, leitet REHM [13] einen annähernd linearen Zusammenhang zwischen Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,1 mm am unbelasteten Stabende und bezogener Rippenfläche $f_{\rm R}$ ab. In weiteren Untersuchungen bestätigen MARTIN UND NOAKOWSKI [14] diesen linearen Zusammenhang bei einem Schlupf von 0,1 mm. Demgegenüber nahm die maximale Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ in den Ausziehversuchen mit steigender bezogener Rippenfläche $f_{\rm R}$ überproportional stark zu.

In [13], [15] beschreibt REHM seinerzeit geltende Kriterien zur Beurteilung gerippter Bewehrungsstäbe, auf denen unsere Bauvorschriften zum Teil heute noch gründen. Zur Charakterisierung von Rippenstählen empfiehlt REHM einen Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $0,065 \le f_{\rm R} \le 0,1$. Der obere Grenzwert soll verhindern, dass die Lastkonzentration bei kurzen Verbundlängen zu hoch wird und der Beton bei "normaler" Überdeckung frühzeitig aufgespalten wird. Darüber hinaus werden zweckmäßige Richtwerte für Höhe und Abstand der Rippen vorgegeben. Für sichelförmige Rippen eignet sich dabei eine Höhe am Scheitelpunkt der Rippenmitte von $0,07\emptyset$, in Kombination mit einem Rippenabstand von $0,6\emptyset$, wobei \emptyset dem Nenndurchmesser des Stabes entspricht. Beide Richtwerte ergeben eine bezogene Rippenfläche von $f_{\rm R} = 0,065$. Weiter soll die Höhe der Rippe eine Wert von 0,4 mm nicht unterschreiten.

Neben dem Rechenwert der bezogenen Rippenfläche diskutiert REHM [13] den Bedarf von weiteren Kriterien, da die zulässige Kopfbreite der Rippen von dem damals geltenden Wert $0, 1\emptyset$ auf $0, 2\emptyset$ angehoben werden sollte. Bei gleichem Rippenabstand verringert eine breitere Rippe den lichten Rippenabstand c_{licht} und somit jene Fläche, die der Betonkonsole zwischen zwei benachbarten Rippen zur Verfügung steht. Es muss sichergestellt werden, dass die Betonkonsolen auch bei breiten Rippen mit geringem lichten Rippenabstand eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen und nicht frühzeitig abgeschert werden. Hierfür wird ein Quotient aus der auf den gesamten Stabumfang umgerechneten mittleren Rippenhöhe $a_{\rm m}$ und dem lichten Rippenabstand $c_{\rm licht}$ empfohlen. Es ergibt sich ein Grenzwert von 0,10 aus der kleinsten zulässigen bezogenen Rippenflächen $f_{\rm R}$ von 0,065 in Kombination mit einer Kopfbreite von $0,2\emptyset$. Für größere Werte von $f_{\rm R}$ sind Kopfbreiten der Rippen von unter $0,2\emptyset$ zu verwenden, damit der Quotient $a_{\rm m}/c_{\rm licht}$ von 0,10 nicht überschritten wird.

In einer weiteren Studie an zentrischen Ausziehkörpern untersuchen REHM ET AL. [16] systematisch den Einfluss der Profilierung und der Betonzusammensetzung auf die Verbundqualität zwischen Betonstahl und Beton. Trotz der zentrischen Stabanordnung mit einer großen Betondeckung erfolgte bei den meisten Versuchen ein Versagen durch Spaltbruch, was unter anderem auf eine gesteigerte Verbundtragfähigkeit infolge der direkten Lagerung und einer fehlenden, in den späteren RILEM- Empfehlungen für Ausziehversuche geforderte verbundfreien Vorlänge [17] zurückzuführen ist. In den Untersuchungen stellte die bezogene Rippenfläche $f_{\rm R}$ den stärksten Einfluss auf die Verbundfestigkeit profilierter Bewehrungsstäbe dar (Abbildung 2.1).



Abbildung 2.1: Qualitativer Verlauf von Schlupf, Verbundspannung und aufsteigender Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei unterschiedlicher bezogener Rippenfläche $f_{\rm R}$ ermittelt an Ausziehversuchen nach [16]

Mit größerer bezogener Rippenfläche konnte bis zu einem $f_{\rm R}$ -Wert von 0,10 eine steile Zunahme des Verbundwiderstandes beobachtet werden. Ab einem $f_{\rm R}$ -Wert von 0,10 wurde nur noch eine geringe Zunahme des Verbundwiderstandes beobachtet und ab einem $f_{\rm R}$ -Wert von 0,20 war praktisch keine Zunahme mehr vorhanden. Bei geringen Schlupfwerten war diese Zunahme des Verbundwiderstandes geringer ausgeprägt als bei großen. Zudem nahm der maximale Schlupf am Stabende $s_{u,max}$ mit wachsender bezogener Rippenfläche hyperbolisch ab. Bei großen $f_{\rm R}$ -Werten war grundsätzlich ein steifes Verbundverhalten mit einem steilen Anstieg der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu verzeichnen. Bei geringen $f_{\rm R}$ -Werten wurde hingegen ein weiches Verbundverhalten mit großer Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton beobachtet. Bei konstanten $f_{\rm R}$ -Werten war der untersuchte Einfluss der Rippenhöhe nur von einer untergeordneten Bedeutung. Ausgehend von diesen Erkenntnissen wurden Anforderungen an die Güte des Verbundes gestellt, die eine Bewertung einer optimalen bezogenen Rippenfläche ermöglichen sollen. Eine große bezogene Rippenfläche ermöglicht einen großen Verbundwiderstand, sodass über eine geringe Verbundlänge möglichst viel Kraft in den Beton eingeleitet werden kann. Aus zu hohen $f_{\rm R}$ -Werten resultiert allerdings eine zu große Spaltwirkung, die zum frühzeitigen Versagen des Verbundes führt und den Verbundwiderstand verkleinert. Bei gleicher Verschiebung war der Verbundwiderstand für niedrige $f_{\rm R}$ -Werte sehr viel kleiner und der Bruch erfolgte erst im Bereich von großen Verschiebungen. Aufgrund der Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist dies nur bis zu einer gewissen Grenze tolerierbar. Ausgehend von theoretischen Überlegungen und den Versuchsergebnissen der Ausziehversuche wird eine optimale bezogene Rippenfläche für den Bereich von $0.05 \le f_{\rm R} \le 0.10$ empfohlen und deckt sich mit der ursprünglichen Empfehlung eines $f_{\rm R}$ -Wertes von 0,065. Die Autoren weisen darauf hin, dass zum Zeitpunkt der Studie noch wenig über den Einfluss der Betondeckung bekannt ist und die Erkenntnisse folglich nur auf große Betondeckungen angewendet werden können.

LOSBERG UND OLSSON [18] führten eine Parameterstudie an Ausziehversuchen, Balkenversuchen und Ringtests durch, um den Einfluss der Rippenhöhe und des Rippenabstands auf die Verbundkraft zu untersuchen. Ausziehversuche mit sehr kurzen Verbundlängen wurden verwendet, um damit eine Obergrenze an übertragbaren Verbundspannungen infolge eines reinen Ausziehversagens durch Abscheren der Betonkonsolen zu erreichen. Bei üblichen Betonträgern mit vergleichsweise geringer Betondeckung ist ein Versagen durch Aufspalten der Betondeckung maßgebend. Da bei einem Spaltversagen eine viel geringere Verbundtragfähigkeit erreicht wird, wurden zusätzlich Balkenendversuche durchgeführt. Anhand von Ringtests (Ausziehversuche mit Stahlringen) sollten die Spaltkräfte beim Ausziehen des Stabes direkt gemessen werden. Die Dehnungen im Stahlring geben einen Hinweis auf die Spaltkräfte im Beton. Ein solches Verfahren wurde erstmals von TEPFERS [19] vorgeschlagen. Anhand der Ausziehversuche konnte aufgezeigt werden, dass die Rippenhöhe ohne ein Spaltversagen einen dominierenden Einfluss auf die zu übertragende Verbundkraft hat. Bei gleichbleibender Rippenhöhe konnte mit einem mittleren Rippenabstand von $12 \,\mathrm{mm} \, (0, 75 \cdot d)$ gegenüber einem großen Rippenabstand von $16 \,\mathrm{mm} \,(1,0 \cdot d)$ zunächst mehr Zugkraft verankert werden. Bei kleineren Rippenabständen von 8 mm $(0,5 \cdot d)$ wurde deutlich weniger Kraft verankert und bei $4 \text{ mm} (0, 25 \cdot d)$ konnte nur noch ein Bruchteil der ursprünglichen Kraft verankert werden. Eine Begründung liegt darin, dass die Betonkonsolen, auf welche sich die Betonstahlrippen abstützen, zu schmal werden und aufgrund der geringen Tragfähigkeit frühzeitig abscheren. Demgegenüber ist ein Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit anhand der bezogenen Rippenfläche nicht identifizierbar, da mit dem größten $f_{\rm R}$ -Wert auch der kleinste Rippenabstand mit der geringsten Verbundtragfähigkeit einhergeht. Bei den Balkenendversuchen konnte gegenüber den Ausziehversuchen im Allgemeinen eine viel geringere Zugkraft verankert werden, da ein frühzeitiges Verbundversagen durch Aufspalten der Betondeckung erfolgte. Der Einfluss von Rippenhöhe und Rippenabstand war viel geringer ausgeprägt als bei jenen Untersuchungen an Ausziehkörpern. Die Ringtests kommen zu einer identischen Aussage. TEPFERS UND OLSSON [20] konnten diese Erkenntnisse anhand weiterer Ringversuche bestätigen. So gab es bei gleichbleibender Rippenbreite und -höhe einen optimalen Rippenabstand, bei dem die größte Verbundspannung übertragen werden konnte. Höhere Rippen führten dabei zu einem steiferen Verbundverhalten, bei dem mehr Kraft übertragen werden konnte. DARWIN UND GRAHAM [21] untersuchten an Balkenendkörpern Bewehrungsstäbe mit unterschiedlicher Rippengeometrie. Im Fall eines Spaltbruchversagens ohne Querbewehrung konnte weder mit Vergrößerung der Rippenhöhe noch des Rippenabstandes ein Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit beobachtet werden. War eine ausreichende Umschnürung der Längsbewehrung durch eine große Betondeckung oder Querbewehrung vorhanden, so wurde mit steigender bezogener Rippenfläche infolge eines reduzierten Rippenabstandes auch eine gesteigerte Verbundtragfähigkeit beobachtet. Im Gegensatz zu LOSBERG UND OLSSON führte auch ein geringer Rippenabstand von unter zwei Drittel des Stabdurchmessers zu keiner Abnahme der Verbundfestigkeit. Die unterschiedlichen Beobachtungen führen die Autoren darauf zurück, dass bei LOSBERG UND OLSSON die Betonstahlrippen sehr breit ausgeführt wurden. Dabei werden bei sehr engen Rippenabständen in Kombination mit großen Rippenbreiten die schmalen Betonkonsolen nach geringer Last abgeschert. Bei schmalen Rippen wiederum steht an der Betonkonsole mehr Fläche zur Verfügung, wodurch auch bei geringen Rippenabständen eine noch ausreichende Tragfähigkeit gegeben ist. Dieses Tragverhalten wird an folgendem Beispiel ersichtlich: Würde man bei einem konstanten Rippenabstand nur die Rippenbreite vergrößern, so würden auch die Betonkonsolen zwischen den Rippen schmäler ausfallen und die damit einhergehende Verbundtragfähigkeit reduziert werden [21].

2.2 Parameter der Rippengeometrie

Der Einfluss der Rippengeometrie ist Gegenstand zahlreicher wissenschaftlicher Untersuchungen. Aufgrund seiner Komplexität wird auf die Zusammenfassungen in einschlägiger Literatur, zuletzt umfangreich in FRÖSE [22], verwiesen. Nachfolgend werden nur die für das vorliegende Forschungsvorhaben maßgebenden Eigenschaften der Rippengeometrie und deren Einfluss auf das Verbundtragverhalten aufgegriffen(s. a. [22]).

Rippenhöhe $a_{\rm m}$

Höhere Rippen lassen wegen der größeren Aufstandsfläche der Betonkonsolen auf den Rippenflanken eine größere Lastübertragung zu. Gleichzeitig steigen die Ringzugkräfte, die zu einer größeren Sprengwirkung auf den Beton führen. Damit wird ein Spaltversagen der Betondeckung vor Erreichen des höchsten Scherwiderstandes des Verbundes immer wahrscheinlicher [15]. Der Einfluss der Rippenhöhe auf den Verbund wird in der Literatur zahlreich untersucht [z.B. [16], [18], [21], [23], [24]]. Untersuchungen zum Einfluss der Rippenhöhe bei gleichbleibender Rippenbreite und Variation des Rippenabstands führen zu einer variablen bezogenen Rippenfläche. Alternativ dazu existieren Untersuchungen bei gleichbleibender bezogener Rippenfläche und variablem Rippenabstand. REHM ET AL. führten Untersuchungen an unterschiedlichen Rippengeometrien an Ausziehkörpern ohne verbundfreie Vorlänge mit gefrästen Stäben durch [16]. Bei nahezu allen Versuchen wurde Spaltversagen maßgebend. Im Allgemeinen sind die Verbundspannungen bei Prüfkörpern ohne verbundfreie Vorlänge deutlich geringer als mit verbundfreier Vorlänge (vgl. [24]). Abbildung 2.2 zeigt eine Auswertung der Ausziehversuche von REHM ET AL. Es wird die Abhängigkeit der Rippenhöhe $a_{\rm m}$ vom Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 , von der Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und von der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ bei gleichbleibendem Rippenabstand cuntersucht.



Abbildung 2.2: Einfluss der Rippenhöhe a_m (a) auf den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 , (b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximale Verbundspannung τ_{max} bei gleichem Rippenabstand c; Messdaten aus [16]

Aus den Untersuchungen geht hervor, dass kleine Rippenhöhen bei großem Rippenabstand einen überproportionalen Einfluss auf den Schlupf am unbelasteten Stabende bei Höchstlast haben (a). Dieser Trend ist besonders bei großen Rippenabständen erkennbar. REHM ET AL. begründen den geringen Schlupf bei zunehmender Rippenhöhe mit einer steiferen Betonkonsole aufgrund der größeren Aufstandsfläche an den Rippenflanken [16]. Mit zunehmender Rippenhöhe können bei einem Schlupf von 0,1 mm größere Verbundspannungen übertragen werden als bei kleinen Rippenhöhen (b). Kleine Rippenabstände begünstigen diesen Effekt zudem. Bei Betrachtung der maximalen Verbundspannung hingegen kann kaum ein Einfluss der Rippenhöhe oder des Rippenabstandes identifiziert werden (c). Dieser Effekt kann auf das überwiegend maßgebend werdende Spaltversagen zurückgeführt werden.

Rippenbreite b und b_r

Die Rippenbreite b wird im Allgemeinen senkrecht zur Schrägrippen gemessen. Für eine bessere Vergleichbarkeit mit dem Rippenabstand c und einen direkten Rückschluss auf die Geometrie der Betonkonsolen werden im Rahmen dieses Berichts vorwiegend die Rippenbreiten entlang der Stabachse b_r betrachtet und gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Rippenneigung β errechnet. Es liegen kaum Untersuchungen vor, die sich mit der Rippenbreite als maßgebenden Parameter beschäftigen. Sobald der Rippenabstand kleiner wird, wirkt sich eine große Rippenbreite negativ auf den lichten Rippenabstand und die Ausbildung möglichst tragfähiger Betonkonsolen aus [13]. Schlanke Rippen ermöglichen breite Betonkonsolen und sind somit für eine hohe Verbundtragfähigkeit zu bevorzugen [25]. Die Betonkonsolen müssen zumindest so breit sein, dass sie ausreichend steif und tragfähig sind. Abbildung 2.3 wertet die Untersuchungen von REHM ET AL. [16] und METELLI UND PLIZZARI [24] hinsichtlich des Einflusses der Rippenbreite auf den (a) Schlupf am unbelasteten Ende, (b) die Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximalen Verbundspannungen.



Abbildung 2.3: Einfluss der Rippenbreite in Stabachse auf (a) den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 , (b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximale Verbundspannung τ_{\max} ; Messdaten aus [16], [24]

Es zeigt sich, dass mit wachsender Rippenbreite auch die Schlupfwerte am unbelasteten Ende steigen. Dazu passt der fallende Trend bei zunehmender Rippenbreite mit steigenden Verbundspannungen. Insgesamt resultiert aus größeren Rippenbreiten eine Tendenz zum weicheren Verbund. Die Zusammenhänge können sowohl bei REHM ET AL. [16] als auch bei METELLI UND PLIZZARI [24] beobachtet werden. Für das Biegen und Richten von Betonstahl steigen mit zunehmendem Stabdurchmesser die dafür notwendigen Kräfte überproportional an. Diese Kräfte können die Rippen beschädigen oder deformieren. Eine Vergrößerung der Rippenbreite und damit der Aufstandsfläche des Richtwerkzeugs verteilt die einwirkenden Kräfte gleichmäßig. Größere Rippenbreiten, so wie sie zum Teil bereits in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) geregelt werden, vermeiden ungewollte Deformationen zu Lasten eines meist schlechteren Verbundtragverhaltens. Die aktuell eingeführte DIN 488 [4] lässt Bippenbreiten von bis zu 0.2 % zu Zukünftig soll diese Begelung

eingeführte DIN 488 [4] lässt Rippenbreiten von bis zu $0,2 \emptyset$ zu. Zukünftig soll diese Regelung auf Kopfbreiten bis zu $0,25 \emptyset$ ausgedehnt werden [8]. Im Model Code 2020 [26] wird von einem Grenzwert von derzeit $0,3 \emptyset$ auf Basis der Regelungen der prDIN EN 10080 [1] ausgegangen.

Rippenabstand c

Beim Rippenabstand wird zwischen dem Rippenabstand c, der mittig von der einen Schrägrippe bis zur Mitte der danebenliegenden gemessen wird und dem lichten Rippenabstand c_{licht} , der den lichten Abstand zwischen zwei benachbarten Schrägrippen beschreibt, unterschieden. Je kleiner der Rippenabstand ist, desto geringer ist die Beanspruchung der einzelnen Betonkonsolen und die Verbundkraft wird gleichmäßig über die Stablänge übertragen. Mutmaßlich bewirkt die gleichmäßige Verbundkraftübertragung auch eine Reduktion der Spaltkräfte. Der lichte Rippenabstand wiederum muss groß genug sein, dass die Betonkonsole eine ausreichende Tragfähigkeit erreicht und es nicht zu einem frühzeitigen Abscheren der Betonkonsolen kommt [27]. Ein geringer Rippenabstand mit niedrigen Rippen ist einem großen Rippenabstand mit großen Rippen vorzuziehen (vgl. [15], [21], [25], [28]). Gemäß den Untersuchungen nach REHM lassen sich die Verformungen für Werte der bezogenen Verbundspannung $\tau/f_{\rm c.cube}$ unter 0,4 bis 0,6 vor allem auf die Verformungen der Betonkonsolen zwischen den Schrägrippen zurückführen [15]. Bei kleineren bezogene Verbundspannungen haben ausschließlich die Rippenhöhe und die Belastung einen Einfluss auf die Verschiebung. Wird der Rippenabstand zu groß, trägt nicht mehr der gesamte Bereich zur Verbundkraftübertragung bei. Einige Untersuchungen, unter anderem von REHM [15], [16], SKOROBOGATOV UND EDWARDS [29], DARWIN UND GRAHAM [21] und CHOI ET AL. [30] stellten fest, dass die Betonkonsolen auf einer Breite der fünf bis siebenfachen Rippenhöhe ausbrechen. Rehm geht davon aus, dass der keilförmige Bruch der Betonkonsolen bereits bei Verbundspannungen in der Größenordnung von dem 0,5 bis 0,6-fachen der Würfeldruckfestigkeit beginnt. Die Keilwirkung vergrößert dabei die aus der Lastübertragung entstehenden Ringzugspannungen und Querdehnungen und begünstigt somit ein vorzeitiges Verbundversagen durch Spaltbruch [15]. Abbildung 2.4 zeigt eine Auswertung der Ausziehversuche von Rehm et al. Es wird die Abhängigkeit des Rippenabstands c vom Schlupf am unbelasteten Stabende $s_0,$ von der Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und von der maximalen Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ bei gleichbleibender Rippenhöhe $a_{\rm m}$ untersucht.

Für kleine Rippenhöhen steigt der Schlupf mit zunehmendem Rippenabstand deutlich an, wohin gegen der Einfluss bei mittleren Rippenhöhen geringer und bei großen Rippenhöhen kaum erkennbar ist (a). Ebenfalls gut zu erkennen ist die Abnahme der Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei 0,1 mm Schlupf mit zunehmendem Rippenabstand (b). Der Einfluss der Rippenhöhen ist dabei für alle drei untersuchten Rippenhöhe in etwa gleich. Für geringe Rippenhöhen konnten auch die kleinsten Verbundspannungen, für große Rippenhöhen die größten Verbundspannungen gemessen werden. Auf die maximale Verbundspannung τ_{max} hat der Rippenabstand kaum einen Einfluss und kann vernachlässigt werden.

Verhältnis lichter Rippenabstand zu Rippenhöhe $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$

Eine niedrige Rippenhöhe und ein geringer, lichter Rippenabstand führt dazu, dass sich die Betonkonsolen nicht kegel- sondern gleichförmig abscheren und somit die Sprengwirkung gering halten [27].



Abbildung 2.4: Einfluss des Rippenabstands c (a) auf den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 , (b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximale Verbundspannung τ_{\max} bei gleichbleibender Rippenhöhe a_m ; Messdaten aus [16]

Ein frühzeitiges Abscheren der Betonkonsolen gilt es zu vermeiden. Aus diesem Grund muss der Rippenabstand groß genug gewählt werden. SORETZ UND HÖLZENBEIN kommen in ihren Untersuchungen zu dem Schluss, dass eine Rippenhöhe von $0,03 \oslash$ und ein Rippenabstand von $0,3 \oslash$ die bestmögliche Kombination darstellt [25]. Auf Basis der in den Untersuchungen verwendeten schmalen Rippen ergibt sich ein $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis von 8 bis 9. REHM empfiehlt ein sehr ähnliches Verhältnis von ≈ 10 [27].



Abbildung 2.5: Einfluss des $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnisses auf (a) den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 , (b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm und (c) die maximale Verbundspannung τ_{max} ; Messdaten aus [16], [24]

Mit steigendem $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis nimmt auch der Schlupf am unbelasteten Stabende ab (a). Die Ergebnisse streuen jedoch stark, sodass hieraus nur eine Tendenz abgeleitet werden kann. Während geringe $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnisse geringfügig größere Verbundspannungen bei 0,1 mm Schlupf am unbelasteten Ende aufweisen, sind diese für große Verhältnisse kleiner (b). Dabei ist dieser Einfluss für METELLI UND PLIZZARI deutlich ausgeprägter zu beobachten als für REHM ET AL. Bei der Auswertung der maximalen Verbundspannung τ_{max} ist für REHM ET AL. eine zunehmende Verbundspannung mit steigendem $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis erkennbar, während sie für METELLI UND PLIZZARI mit wachsendem Verhältniswert abnimmt (c). Das die maximalen Verbundspannungen in den Untersuchungen von METELLI UND PLIZZARI höher ausfallen als bei denen von REHM ET AL. kann bei letzterem auf das überwiegende Spaltversagen bei den Versuchen zurückgeführt werden.

Rippenneigung β

Moderne Rippen sind gegen die Stablängsrichtung geneigt und durch eine Längsrippe getrennt. Dies verhindert ein Verdrehen der Stäbe im Beton [27]. In der DIN 488-2 [5] und DIN 488-3 [6] wird ein Neigungswinkel β der Rippen zwischen 35° und 75° gefordert. Wie in Untersuchungen von MARTIN UND NOAKOWSKI, REHM ET AL. und MARTIN ET AL. festgestellt wurde, haben flache Neigungswinkel einen schlechten Einfluss auf die Verbundeigenschaften unter statischer Belastung. Die besten Verbundeigenschaften konnten mit Quer zur Stablängsrichtung ($\beta = 90^{\circ}$) angeordneten Rippen erreicht werden [14], [23], [31]. In Abbildung 2.6 ist der Schlupf am unbelasteten Stabende, die Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,1 mm und die maximale Verbundspannung bei einem konstanten $f_{\rm R}$ -Wert von 0,1 über den Rippenneigungswinkel β aufgetragen.



Abbildung 2.6: Einfluss des Rippenneigungswinkels β auf (a) den Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 , (b) die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0.1 mm und (c) die maximale Verbundspannung τ_{\max} bei einem konstanten f_R -Wert von 0.1; Messdaten aus [16]

Mit Ausnahme einzelner Ausreißer ist die das steifere Verbundverhalten bei größerem Rippenneigungswinkel deutlich erkennbar (a). Ebenfalls ist sowohl bei einem Schlupf von 0,1 mm (b), als auch bei der maximalen Traglast (c) der stetige Anstieg der Verbundspannungen mit zunehmender Rippenneigung erkennbar. Bei vorherrschendem Spaltversagen ist der Einfluss des Neigungswinkels vernachlässigbar klein [28]. MARTIN UND NOAKOWSKI und MARTIN ET AL. vermuten den Ursprung heutiger Rippenneigungswinkel von überwiegend 35° bis 75° in dem günstigen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit [14], [23]. Kanten in Stablängsrichtung, die auf die Kerbwirkung einen ungünstigen Einfluss haben, werden durch zur Längsachse geneigten Rippen vermieden und somit der Ermüdungsbruch weiter hinausgezögert.

Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$

Das Verhältnis zwischen der eben auf die Stabachse projizierten Rippenfläche und dem Rippenabstand wurde bereite 1913 von ABRAMS [32] als wesentliche Einflussgröße auf die Verbundeigenschaften identifiziert. MARTIN UND NOAKOWSKI [14] und REHM [13] zeigen, dass ein fast linearer Zusammenhang zwischen der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ und der Verbundspannung besteht. Dies gilt nur dann, wenn die Rippenbreite möglichst schmal, d.h. das Verhältnis der Kopfbreite zur Stabdicke $b/d \leq 0, 1\emptyset$ [13] und die Rippenhöhe nicht kleiner als die Rippenbreite ist [15]. Der Rechenwert der bezogenen Rippenfläche wurde von REHM [15] als Vergleichswert unterschiedlicher Rippengeometrien entwickelt. Er ergibt sich aus dem Quotienten der Rippenaufstandsfläche $A_{\rm R}$ (projizierte Rippenfläche) und der Mantelfläche $A_{\rm M}$. Vereinfacht wird das Verhältnis von Rippenhöhe und Rippenabstand wie folgt beschrieben (Gleichung 2.1).

$$f_{\rm R} = \frac{A_{\rm R}}{A_{\rm M}} = \frac{a_{\rm m}}{c} \cdot \frac{\varnothing + a_{\rm m} \cdot \pi}{\varnothing + 2 \cdot a_{\rm m} \cdot \pi} \approx \frac{a_{\rm m}}{c}$$
(2.1)

Die Weiterentwicklung der Rippenformen hin zu sichelförmigen Rippen macht jedoch eine vereinfachte Formeln, wie z.B. die in der DIN EN ISO 15630-1 [7] angegebene Simpson'sche Formel (Gleichung 2.2) zur Berechnung der bezogenen Rippenfläche notwendig.

$$f_{\rm R} = \frac{A_{\rm R}}{A_{\rm M}} = \frac{\left(2 \cdot a_{1/4} + a_{\rm m} + 2 \cdot a_{3/4} \cdot (\pi \cdot \varnothing - \sum e)\right)}{6 \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot c}$$
(2.2)

Die heutige Normengeneration legt in Abhängigkeit des Nenndurchmessers bezogene Rippenflächen (5%-Quantil) zwischen 0,039 für einen Stab mit $\emptyset = 6 \text{ mm}$ und 0,056 für einen Stab mit $\emptyset = 40 \text{ mm}$ fest [5], [6].

3 Experimentelle Untersuchungen

Den experimentellen Untersuchungen geht eine intensive Marktanalyse voraus. Dazu wurde das Betonstahlverzeichnis des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) hinsichtlich der am Markt zugelassenen Rippengeometrien und der Anzahl der Weiterverarbeiter analysiert und so ein Überblick geschaffen, der eine auf die aktuelle Marktsituation abgestimmte Untersuchung ermöglicht. Abbildung 3.1 zeigt deutlich, dass Betonstahl in Ringen mit Rippengeometrien nach DIN 488 [6] der von den meisten der insgesamt ca. 1450 beim DIBt registrierten Weiterverarbeitern verwendete Betonstahl ist (Stand: 02. Dezember 2022 [3]). Ein großer Anteil ist dabei Betonstahl der Güte B500A und Edelstahl (Werkstoffnummern 1.0438 und 1.0439). Einen ebenso erheblichen Anteil haben Rippengeometrien mit den Sonderrippungen TWR [33] und RPR [34]. Die Anzahl der Weiterverarbeiter lässt keinen direkten Rückschluss auf die tatsächlich weiterverarbeiteten Betonstahlerzeugnisse zu, wird aber für die weitergehenden Untersuchungen als Anhaltspunkt für die am Markt relevanten Betonstähle in Ringen herangezogen.



Abbildung 3.1: Anzahl der Weiterverarbeiter, kategorisiert nach Rippengeometrie

Die Auswahl der in den experimentellen Untersuchungen verwendeten Betonstahlproben orientiert sich an der in Abbildung 3.1 dargestellten Verteilung. Eine Anonymisieren der Weiterverarbeiter lässt eine Rückverfolgung zu einzelnen Biegebetrieben nicht zu. Da sich unter den untersuchten Materialien auch Sonderrippung, die nur von einem Weiterverarbeiter gerichtet werden, befinden, werden für eine konsequente Anonymisierung auch die Bezeichnungen nach der jeweiligen Zulassung anonymisiert.

3.1 Ausziehversuchen mit Betonstahl aus Ringen

3.1.1 Versuchskörper

Für kleinmaßstäbliche Untersuchungen hat sich in der Verbundforschung vor allem der zentrische Ausziehversuch (engl. "Pull-Out test") wegen seiner Einfachheit und weiten Verbreitung durchgesetzt. Die Durchführung von Ausziehversuchen ist durch den internationalen Verband RILEM standardisiert [17]. Verbunduntersuchungen mittels Ausziehversuchen wurden entsprechend den RILEM-Empfehlungen informativ in DIN 10080 aufgenommen [35]. Ausziehversuche waren ursprünglich ausschließlich für die Überprüfung des Verbundverhaltens von Betonstählen unterschiedlicher Profilierung vorgesehen [27]. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse, insbesondere hinsichtlich der zulässigen Verbundspannungen, können nicht ohne weiteres auf reale Betonbauwerke übertragen werden, da die Bedingungen im Ausziehversuch von denen im Bauwerk erheblich abweichen [27]. Der RILEM-Ausziehversuch liefert einen oberen Grenzwert für das Verbundverhalten profilierter Betonstähle [27]. Der Versuchskörper ist schematisch in Abbildung 3.2 dargestellt. Die würfelförmigen Betonkörper haben eine Kantenlänge von mindestens $10 \varnothing$ oder 200 mm. Das Bewehrungseisen steht am unbelasteten Ende ca. 5 cm und am belasteten Ende ca. 35 cm über den Probekörper hinaus. Die effektive Verbundlänge des Bewehrungsstabes ist $5 \emptyset$. Über eine Länge von $5 \emptyset$ bzw. der Differenz von 200 mm und $5 \emptyset$ wird der Verbund von Betonstahl und Beton durch ein glattes PVC-Rohr unterbunden.



Abbildung 3.2: Schematischer Aufbau zentrischer Ausziehversuche

Zur Überprüfung des Spaltversagens wird neben den standardisierten RILEM-Ausziehversuchen auch der so genannte konsolenförmige Ausziehkörper eingesetzt. Gegenüber den Ausziehversuchen nach RILEM-Empfehlungen und deren Abwandlung als exzentrischer Ausziehversuch mit randnaher Stablage wird die Sprengwirkung der Rippenstähle bei kleinen Betondeckungen und die daraus resultierende Verbundtragwirkung mit konsolenförmigen Ausziehkörpern wesentlich realitätsnäher erfasst. Konsolenförmige Ausziehkörper wurden von verschiedenen Autoren (siehe u.a. [36]–[38]) als Alternative zum herkömmlichen RILEM-Ausziehversuch vorgeschlagen. Konsolenförmige Ausziehkörper bilden mit dem Spaltversagen einen realitätsnahen, unteren Grenzwert für das Verbundverhalten profilierter Betonstähle ab. In Abbildung 3.3 ist der Aufbau der Versuchskörper schematisch dargestellt. Im Gegensatz zum zentrischen Ausziehkörper unterscheidet sich der konsolenförmige lediglich in der Anordnung einer druckweichen Trennschicht über die gesamte Prüfkörperbreite am Ende der verbundfreien Vorlänge, die einen Riss simuliert. Zusätzlich sind Bügel $\emptyset_w = 6 \text{ mm}$ parallel zur Rissebene mit lediglich 1 cm Betondeckung vorhanden.



Abbildung 3.3: Schematischer Aufbau konsolenförmiger Ausziehkörper, hier mit Betondeckung $2,5\,arnothing$

3.1.2 Versuchsprogramm

Kleinmaßstäbliche Versuche wurden an RILEM-Ausziehkörpern und konsolenförmigen Ausziehkörpern durchgeführt. Der RILEM-Ausziehversuch liefert einen oberen Grenzwert für das Verbundverhalten von profilierten Betonstählen [27]. Der konsolenförmige Ausziehkörper bildet dagegen das in der Praxis bei Betonbauteilen dominierende Spaltversagen wesentlich realitätsnäher ab und kann als unterer Grenzwert für die Verbundtragfähigkeit angesehen werden.

In sieben Serien wurden insgesamt 194 Ausziehversuche durchgeführt, davon 142 Versuche am Durchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ und 52 Versuche am Durchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ (Tabelle 3.1). Die Untersuchungen der Serien 1, 2 und 3 wurden an zufälligen Stichprobe von für den süddeutschen Raum typischem Ringmaterial und als Referenzmaterial an einem Bewehrungsstab mit dem Durchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ durchgeführt. Darüber hinaus wurde in der Serie 1 zusätzlich der Einfluss unterschiedlicher Betondeckungen ($c = 1,5\emptyset$, 2,5 \emptyset und 4,5 \emptyset) mittels konsolenförmiger Ausziehversuche untersucht. In den Serien 2 und 3 wurde außerdem der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse betrachtet. Dazu wurde jeweils eine Serie mit niederfestem Beton (C20/25) und eine Serie mit hochfestem Beton (C70/80) unter sonst gleichen Randbedingungen wie in Serie 1 betoniert.

In der Serie 4 in Ausziehversuchen und in der Serie 5 in konsolenförmigen Ausziehversuchen wurden mit Betonfestigkeitsklasse C30/37 und einer Betondeckung $c = 2,5 \emptyset$ weitere Betonstähle mit Stabdurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ untersucht, die teilweise für den deutschen Markt eher unüblich sind, aber besonders große Kopfbreiten aufweisen (z.B. N und O). Das Ringmaterial des Weiterverarbeiters O ist zudem ein kaltverformtes Ringmaterial der Duktilitätsklasse A ohne deutsche Zulassung. Ansonsten wurde ausschließlich Betonstahl der Duktilitätsklasse B eingesetzt. In der Serie 6 in

	$\varnothing 12\mathrm{mm}$	$\varnothing 16\mathrm{mm}$
Normalbeton $C30/37$	52	93
Niederfester Beton $C20/25$	0	26
Hoch fester Beton $C70/80$	0	26
RILEM-PO (PO)	38	73
konsolf. PO, $c = 1.5 \emptyset$ (PO15)	0	12
konsolf. PO, c= $2,5 \varnothing$ (PO25)	14	45
konsolf. PO, c = $4,5 \varnothing$ (PO45)	0	12
Gesamtanzahl	52	142

Tabelle	3.1:	Übersicht	Kleinkörperversuche
---------	------	-----------	---------------------

Ausziehversuchen und in der Serie 7 in konsolenförmigen Ausziehversuchen mit Betondeckung $c = 2,5 \emptyset$ wurden weitere Betonstähle mit Stabdurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ untersucht.

In jeder Versuchsreihe wurde der Betonstahl mit der Herstellerkennung "A" geprüft. Diese Versuche dienen als Referenz für alle Versuchsserien und ermöglichen eine Zuordnung der Versuchsergebnisse trotz geringfügig schwankender Betonfestigkeiten. Für jeden Hersteller und Verarbeiter wurden in der Regel drei Ausziehversuche durchgeführt, die zur Minimierung von Materialstreuungen zu einer gemeinsamen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zusammengefasst werden. Für die Referenzversuche (A) wurde dabei eine etwas größere Anzahl von drei bis sechs Ausziehversuchen pro Versuchsreihe durchgeführt. In Tabelle 3.2 ist die Versuchsmatrix der Kleinkörperversuche dargestellt.

Betonage- serie	Versuchs- typ	Stahldurch- messer	Beton- güte	Beton- deckung	Hersteller/ Weiterverarbeiter
1	PO PO15 PO25 PO45	Ø16	C30/37	zentr. 1,5Ø 2,5Ø 4,5Ø	A, B, C, D, E A, B, C, D, E A, B, C, D, E A, B, C, D, E
2	PO PO25	Ø16	C20/25	zentr. $2,5\emptyset$	A, B, C, D, I A, C, D, I
3	PO PO25	Ø16	C70/80	zentr. $2,5\emptyset$	A, B, C, D, I A, C, D, I
4	РО	Ø16	C30/37	zentr.	A, F, H, I, L, M, N, O
5	PO PO25	Ø16	C30/37	zentr. $2,5\emptyset$	A A, I, N, O
6	РО	Ø12	C30/37	zentr.	A, D, E, F, G, H, I, J, K, N, O
7	PO25	Ø12	C30/37	$2,5\emptyset$	A, D, N, O, H

Tabelle 3.2: Versuchsmatrix der Kleinkörperversuche

3.1.3 Materialeigenschaften

Im Folgenden sind die Kennwerte der verwendeten Baustoffe dokumentiert. Angegeben sind die Mittelwerte des jeweiligen Parameters über die geprüfte Grundmenge.

Beton

Sämtliche Betonagen wurden am Materialprüfungsamt für das Bauwesen (MPA) der Technischen Universität München (TUM) durchgeführt. Die Betonrezepturen der jeweiligen Betonage sind in Anhang A zu finden. Vor der Betonage wurden das Ausbreitmaß f, die Frischbetonrohdichte D und der Luftporengehalt A_1 bestimmt. Der hergestellte Beton entsprach stets der Konsistenzklasse F3. Für jede der sieben Betonageserien wurde an jeweils mindestens drei würfelförmigen und zylinderförmigen Probekörpern die Druckfestigkeit $f_{\rm cm}$ bzw. $f_{\rm cm,cube}$, an drei Zylindern der E-Modul $E_{\rm cm}$ und an sechs Zylindern die Biegezugfestigkeit $f_{\rm ctm,sp}$ am Tag der Prüfung bestimmt. Es wird jeweils der Mittelwert der Prüfserie bestimmt. Die Betoneigenschaften sind in Tabelle 3.3 zusammengefasst.

	Serie $1^{1)}$	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5	Serie $6^{1)}$	Serie 7
f in mm	520	560	650	485	520	455	500
$D \text{ in } \text{kg}/\text{dm}^3$	2419	2410	2430	2438	2444	2454	2451
A_1 in %	$0,\!6$	$0,\!8$	$1,\!6$	0,7	0,8	$1,\!1$	$1,\!3$
$f_{\rm cm}$	41,0	24,4	77,3	41,1	43,5	42,9	39,7
$f_{\rm cm, cube}$	49,2	28,5	87,4	47,0	43,7	46,9	44,9
$f_{\rm ctm,sp}$	2,6	2,4	3,9	3,1	2,8	3,3	3,0
$E_{\rm cm}$	32.588	29.755	38.227	34.545	33.983	35.098	34.250
Alter in d	28/29	28	25	28	26	28/29	35

Tabelle 3.3: Betoneigenschaften auf Mittelwertniveau in N/mm^2

¹⁾ Materialkennwerte an zwei Tagen ermittelt und kombiniert

Mit Ausnahme der Serien 2 und 3 wurde eine Betonfestigkeitsklasse C30/37 angestrebt. In der Serie 2 wurden Untersuchungen an vergleichsweise niederfestem Beton (C20/25), in der Serie 3 an hochfestem Beton (C70/85) durchgeführt. Es fällt auf, dass die Betonzugfestigkeit der Serie 3 nicht im gleichen Maß wie es die Richtwerte der Ziel-Betonfestigkeitsklasse steigt. Außerdem wurde für die Serien 5 eine nahezu gleich hohe Betondruckfestigkeit am Würfel und Zylinder ermittelt.

Betonstahl

Grundlage für die Bewertung des Einflusses der Rippengeometrie ist eine händische Rippenmessung durch eine zertifizierte Überwachungsstelle gemäß den geltenden Regelwerken. Tabelle 3.4 zeigt die Ergebnisse der Rippenmessung für den Betonstahldurchmesser Ø16 mm. Es wurden durchwegs Betonstähle der Güteklasse B500 (Nenn-Streckgrenze 500 N/mm²) verwendet. Mit wenigen Ausnahmen wurden durchwegs in Deutschland zugelassene Betonstähle, entweder über die DIN 488 oder Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ), verwendet. Die Proben mit der Bezeichnung A-ST und M-ST sind Stäbe nach DIN 488-2 [5]. Die Proben mit der Bezeichnung B-WR, C-WR, I-WR und L-WR sind warmgewalztes Ringmaterial nach DIN 488-3 [6]. Für alle Stäbe der DIN 488 (Stabund Ringmaterial) erfolgt die Berechnung der bezogenen Rippenfläche gemäß der Simpson-Formel. Die Proben D-SR1 und F-SR1 sind Betonstähle von Ringen mit Sonderrippung SR1, warmgewalzt und kaltgereckt, bei denen die bezogene Rippenfläche nach der in der Zulassung angegebenen Formel berechnet wird. Die Proben E-SR2 und H-SR2 sind Betonstähle von Ringen mit Sonderrippung SR2, ebenfalls warmgewalzt und kaltgereckt, bei denen die bezogene Rippenfläche Rippenfläche nach der in der Zulassung angegebenen Formel lassung angegebenen Formel berechnet wird. Die Probe N-SR3 ist ein kaltverformter Betonstahl von Ringen der Duktilitätsklasse B mit Sonderrippung SR3, bei dem die bezogene Rippenfläche nach der in der Zulassung angegebene Formel berechnet wird. Die in der Tabelle 3.4 angegebene Kopfbreite wurde für eine bessere Vergleichbarkeit mit den übrigen Betonstahlproben im Gegensatz zur Zulassung (b = Profilbreite) wie für geripptes Material gemessen. Die Probe O-SR4 ist ein kaltgeripptes Ringmaterial der Duktilitätsklasse A mit Sonderrippung SR4 ohne deutsche Zulassung. Die Berechnung der bezogenen Rippenfläche erfolgt gemäß der Simpson-Formel.

Bez.	$a_{\rm m}$	$a_{1\vee 3/4},$	с	e	b	$f_{\rm R}$	$c_{\text{licht}} \parallel f_{\text{ym}}$	$f_{\rm tm}$	$E_{\rm sm}$	$A_{\rm gt}$ [%]
A-ST	$1,\!46$	$1,\!13$	$9,\!93$	$_{3,4}$	$1,\!43$	0,087	8,21 562	646	214.191	9,70
M-ST	$1,\!18$	$1,\!00$	9,40	$_{3,2}$	$2,\!00$	$0,\!800$	7,10 460	589	184.000	$12,\!35$
B-WR	$1,\!30$	0,97	9,64	$_{3,0}$	2,48	0,079	6,60 -	-	-	-
C-WR	1,52	$1,\!11$	$10,\!55$	3,3	$2,\!80$	0,082	7,19 542	634	185.000	6,11
I-WR	$1,\!27$	$0,\!80$	9,7	2,9	$2,\!43$	0,068	6,60 535	599	-	9,60
L-WR	$1,\!11$	$0,\!95$	$9,\!04$	$2,\!9$	$2,\!55$	$0,\!080$	5,96 560	685	203.000	8,68
D-SR1	0,94	-	9,64	2,0	2,20	0,076	6,70 528	620	285.000	7,51
F-SR1	$1,\!13$	-	$9,\!59$	2,3	$2,\!18$	$0,\!088$	6,64 546	626	-	$9,\!40$
E-SR2	$1,\!05$	-	10,16	1,9	$2,\!15$	0,078	7,24 -	-	-	-
H-SR2	$1,\!19$	-	$10,\!19$	1,4	$2,\!48$	$0,\!088$	6,81 528	603	193.000	$6,\!28$
N-SR3	0,60	0,60	7,79	2,3	3,20	0,066	4,00 575	642	207.000	$5,\!17$
O-SR4	0,80	$0,\!69$	7,87	2,2	$2,\!87$	0,066	4,11 588	638	-	6,40

 $\textbf{Tabelle 3.4:} händische Rippenmessung in mm und Materialkennwerte in N/mm^2 für Betonstahldurchmesser \varnothing 16\,mm$

Die Rippenmessung gestaltet sich dann schwierig, wenn die Schrägrippen über ihren sichelförmigen Verlauf (nach DIN 488-3 definiert) uneinheitlich gewalzt oder gequetscht wurde. In diesen Fällen ist eine möglichst repräsentative Mittlung der Messergebnisse erforderlich. Davon sind sowohl die Rippenmerkmale selbst, Rippenhöhe und Kopfbreite, aber auch der Reihenabstand zweier benachbarten Rippenreihen betroffen. Die händische Rippenmessung bietet hier im Vergleich zur automatisierten Auswertung die größte Flexibilität. Vor dem Hintergrund der direkten Korrelation von bezogener Rippenfläche und Verbundqualität scheinen die $f_{\rm R}$ -Werte der Proben A-ST, M-ST, D-SR1, F-SR1, E-SR2 und H-SR2 repräsentativ zu sein. Auf Basis der großen, deformierten Rippenbreite scheinen die rechnerischen $f_{\rm R}$ -Werte der Proben B-WR, C-WR, I-WR und L-WR vergleichsweise zu hoch auszufallen und damit die Verbundeigenschaften zu überschätzen. Die $f_{\rm R}$ -Werte der Proben N-SR3 und O-SR4 liegen zwar unter den übrigen Proben, könnten aber im Gesamtvergleich auf Basis der großen Rippenbreite bei gleichzeitig geringem Rippenabstand noch zu hoch sein.

Auch für den Stabdurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ ist die Grundlage für die Bewertung des Einflusses der Rippengeometrie eine händische Rippenmessung durch eine zertifizierte Überwachungsstelle gemäß den geltenden Regelwerken. Tabelle 3.5 zeigt die Ergebnisse der Rippenmessung für den Betonstahldurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ sowie die Zuordnung der Betonstahlproben zum jeweiligen zugrunde gelegten Regelwerk. Es wurden durchwegs Betonstähle der Güteklasse B500 (Nennstreckgrenze 500 N/mm^2) verwendet. Mit wenigen Ausnahmen wurden durchwegs in Deutschland zugelassene Betonstähle, entweder über die DIN 488 oder Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen, verwendet. Die Proben mit der Bezeichnung A-ST, D-ST und G-ST sind Stäbe nach DIN 488-2 [5]. Die Proben mit der Bezeichnung E-WR, H-WR, I-WR und L-WR sind warmgewalztes Ringmaterial nach DIN 488-3 [6]. Für alle Stäbe der DIN 488 (Stab- und Ringmaterial) erfolgt die Berechnung der bezogenen Rippenfläche gemäß der Simpson-Formel. Die Proben F-SR1, J-SR1 und K-SR1 sind Betonstähle von Ringen mit Sonderrippung, warmgewalzt und kaltgereckt, bei denen die bezogene Rippenfläche nach der in der Zulassung angegebenen Formel berechnet wird. Die Probe N-SR3 ist ein kaltverformter Betonstahl der Duktilitätsklasse B mit Sonderrippung SR3, bei dem die bezogene Rippenfläche nach der in der Zulassung angegebene Formel berechnet wird. Die in der Tabelle 3.5 angegebene Kopfbreite wurde für eine bessere Vergleichbarkeit mit den übrigen Betonstahlproben im Gegensatz zur Zulassung (b = Profilbreite) wie für geripptes Material gemessen. Die Probe O-SR4 ist ein kaltgeripptes Ringmaterial der Duktilitätsklasse A mit Sonderrippung SR4 ohne deutsche Zulassung. Die Berechnung der bezogenen Rippenfläche erfolgt gemäß der Simpson-Formel.

Bez.	$a_{\rm m}$	$a_{1\vee 3/4},$	с	е	b	$f_{\rm R}$	$c_{\rm licht}$	$ f_{ym}$	$f_{\rm tm}$	$E_{\rm sm}$	$A_{\rm gt}$ [%]
A-ST	$0,\!89$	0,84	6,7	2,9	$1,\!5$	0,090	4,88	590	679	-	$11,\!60$
D-ST	0,96	0,74	7,3	2,1	1,4	0,080	$5,\!64$	544	649	195.000	$11,\!66$
G-ST	$0,\!88$	0,78	7,5	1,3	2,1	0,082	5,12	533	619	193.000	$9,\!84$
E-WR	0,86	0,63	7,4	2,7	1,93	0,066	4,92	561	633	205.000	6,29
H-WR	$0,\!90$	0,70	7,2	1,5	1,8	0,072	4,84	562	629	193.000	$4,\!82$
I-WR	$0,\!86$	$0,\!65$	7,5	2,6	$1,\!9$	0,066	5,11	534	596	-	$7,\!90$
F-SR1	$0,\!83$	-	7,3	1,5	1,7	0,088	5,02	550	608	-	9,40
J-SR1	0,70	-	7,3	$1,\!8$	$1,\!9$	$0,\!084$	$4,\!90$	580	664	-	10,40
K-SR1	$0,\!85$	-	7,2	1,5	1,7	$0,\!091$	$4,\!98$	548	619	-	9,00
N-SR3	$0,\!49$	-	$5,\!54$	2,9	2,53	0,068	2,52	546	616	-	7,50
O-SR4	0,81	$0,\!65$	6,94	2,7	2,57	0,064	$3,\!69$	579	616	-	5,90

Vor dem Hintergrund der direkten Korrelation von bezogener Rippenfläche und Verbundqualität scheinen die $f_{\rm R}$ -Werte der Proben D-ST, G-ST, E-WR und I-WR repräsentativ zu sein. Auf Basis der großen Rippenbreite scheinen die rechnerischen $f_{\rm R}$ -Werte der Proben H-WR, F-SR1, J-SR1 und K-SR1 vergleichsweise geringfügig zu hoch auszufallen und damit die Verbundeigenschaften zu überschätzen. Die $f_{\rm R}$ -Werte der Proben A-ST, N-SR3 und O-SR4 fallen zu hoch aus und überschätzen aller Voraussicht nach die Verbundeigenschaften der Stäbe.

Der Entwurf der DIN EN 488-6 [8] sieht im Anhang C vor, dass die bezogene Rippenfläche bei Rippenbreiten $0, 2\emptyset \ge b \le 0, 25\emptyset$ durch eine korrigierte bezogene Rippenfläche korr. $f_{\rm R}$ nach Gleichung 3.1 beschrieben werden kann. Dabei wird die bezogene Rippenfläche durch Berücksichtigung des Rippenabstands c, der Rippenbreite b und dem Stabdurchmesser \emptyset reduziert. Zur Anwendung des Korrekturfaktors muss $c_{\rm licht} = c - (b/\sin(\beta)) \ge 5, 5 \cdot a_{\rm m}$ sein. Dieses Anwendungskriterium erfüllen weder das Material N-SR3 noch O-SR4, sodass die korrigierte bezogene Rippenfläche für die vorliegenden Materialien nicht angewendet werden kann.

korr.
$$f_{\rm R} = f_{\rm R} \left(\frac{c}{c+b-0, 1\varnothing} \right)$$
 (3.1)

3.1.4 Messtechnik

Neben den Messwerten des in die Versuchsmaschine integrierten Wegaufnehmers und Kraftmessdose wird über die Versuchszeit mit einer Abtastrate von 10 Hz mit jeweils zwei induktiven Wegaufnehmern, die über eine Klemmhalterung starr mit dem Betonstahl verbundenen sind, der Schlupf am belasteten und unbelasteten Stabende aufgezeichnet. Die Kraftmessdose der Versuchsmaschine befindet sich am unteren, unverschieblichen Ende. Zusätzlich wird an den konsolenförmigen Ausziehkörpern der Serien 4 und 5 die Rissöffnung über einen induktiven Wegaufnehmer in der Mitte der Verbundlänge mitgeschrieben. Für eine bessere Visualisierung der Rissverläufe und Beobachtung des Risswachstums wird in den letzten Versuchsserien auf ein photoptisches Verfahren gewechselt. Der Messaufbau wird schematisch in Abbildung 3.4 dargestellt.



Abbildung 3.4: Verwendete Messtechnik am Beispiel eines konsolenförmigen Ausziehversuches

3.1.5 Versuchsstand und Versuchsablauf

Die Versuche wurden in einer servohydraulischen Universalprüfmaschine mit einer Kapazität von 600 kN durchgeführt. Über einen Prüfrahmen, der steif am höhenverstellbaren Querhaupt angebracht ist, wird die Auflagefläche, in der Mittig ein Durchlass für das zu belastende Stabende des Versuchskörpers vorgesehen ist, ermöglicht. Das belastete Stabende des Versuchskörpers wird über hydraulisch ansteuerbare Spannbacken fest mit dem unteren, fest gelagerten Querhaupt verspannt. Der Versuchskörper wird auf einer dünnen Gummimatte zum Ausgleich minimaler Unebenheiten gelagert.

3.1.6 Datenverarbeitung

Die Umrechnung der Verbundspannung erfolgt in Anlehnung an die RILEM-Empfehlungen, Abschnitt RC6, aus der Maschinenkraft F, dem Nenndurchmesser \emptyset und der Verbundlänge $l_{\rm b}$ [17]. Aufgrund der kurzen Verbundlänge wurde dabei stark vereinfachend ein annähernd konstanter Verlauf der Verbundspannung angenommen. Die mittlere Verbundspannung $\tau_{\rm m}$ berechnet sich nach Gleichung 3.2.

$$\tau_{\rm m} = \frac{F}{\pi \cdot \varnothing \cdot l_{\rm b}} \tag{3.2}$$

Die Weg- bzw. Schlupfmessung erfolgte sowohl am unbelasteten als auch am belasteten Stabende. Für die Umrechnung des Schlupfes am belasteten Stabende muss die Wegmessung um die elastische Dehnung des Stabes entlang der verbundfreien Vorlänge und des Abstandes der Klemmhalterung, die Verformung des Elastomerlagers, die Setzung und die Stauchung des Betonkörpers korrigiert werden. Die elastische Dehnung des Stabes wird vereinfachend über alle Materialien hinweg mit einem konstanten E-Modul $E_{\rm sm} = 205\,000\,{\rm N/mm^2}$ ermittelt. Die Wegmessung am unbelasteten Stabende kann ohne Korrektur übernommen werden. Das Vorgehen ist beispielhaft in Abbildung 3.5 (a) für den ersten Versuch der Versuchsserie PO-1 (A-ST) dargestellt.



Abbildung 3.5: (a) Wegmessung δ_l und umgerechneter Schlupf s_l am belasteten Stabende und (b) Gegenüberstellung von Schlupf am unbelasteten Stabende s_u , am belasteten Stabende s_l und mittlerer Schlupf s_m am Beispiel von Versuch PO-1 A-ST (1)

WINDISCH berichtet erstmals über die Diskrepanz zwischen einer Schlupfmessung am unbelasteten $s_{\rm u}$ und am belasteten Stabende $s_{\rm l}$ und über den entscheidenden Unterschied zu einer tatsächlichen lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [39]. Setzt man die mittlere Verbundspannung ins Verhältnis zum Schlupf am unbelasteten Stabende $s_{\rm u}$, so ergibt sich ein zu steifes Verbundverhalten, während die Schlupfmessung am belasteten Stabende $s_{\rm l}$ ein zu weiches Verbundverhalten widerspiegelt. Üblicherweise wird der Schlupf in Ausziehversuchen am unbelasteten Stabende gemessen, wodurch das Verbundverhalten in der Regel als zu steif dargestellt wird. Um jedoch möglichst präzise Ergebnisse zu erzielen, wird in dieser Arbeit der mittlere Schlupf $s_{\rm m}$, berechnet aus den beiden Schlupfmessungen $s_{\rm u}$ und $s_{\rm l}$, für die Ableitung der mittleren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen herangezogen. Abbildung 3.5 (b) zeigt den Vergleich zwischen dem mittleren Schlupf $s_{\rm m}$ sowie dem Schlupf am unbelasteten Stabende $s_{\rm u}$ und am belasteten Stabende $s_{\rm l}$ am Beispiel des ersten Versuchs der Versuchsreihe PO-1 (A-ST).

3.2 Untersuchungen zum Verbundverhalten von Endverankerungen im Bauteilzustand

Aufbauend auf den Materialversuchen werden die Untersuchungen zum Verbundverhalten im Bauteilzustand mit den Betonstählen mit der maßgebenden Rippengeometrie (unterer und oberer Grenzwert) durchgeführt. Insgesamt wurden acht Teilversuche an Endverankerungen an vier Balken
und zwei Bauteilversuche an Übergreifungsstößen durchgeführt. Das Versuchsprogramm zur Untersuchung der Rippengeometrie auf Endverankerungen und Übergreifungen wird im MPA der TUM durchgeführt. Einer kurzen Erläuterung der Versuchsmimik folgenden werden das Versuchsprogramm und die wesentlichen Auswertungen der durchgeführten Versuche präsentiert.

3.2.1 Versuchskörper

An 2,75 m langen Balken mit rechteckigem Querschnitt, einer Breite von 38,4 cm und einer Höhe von 50 cm wurden jeweils zwei Teilversuche zur Untersuchung von Endverankerungen durchgeführt. Abbildung 3.6 zeigt schematisch den Versuchsträger in Ansicht und Schnitt. Der Endverankerungsversuch mit einer Verankerungslänge von 7,5 \emptyset ist in schwarz, der mit einer Verankerungslänge von 5 \emptyset in grau dargestellt.



Abbildung 3.6: Schematischer Aufbau der Bauteilversuche zur Untersuchung von Endverankerungen

Die Untersuchungen wurden ausschließlich am Stabdurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ durchgeführt. Über ein glattschaftigtes Kunststoffrohr wurde an den letzten 2 cm des Versuchsbalkens eine verbundfreie Vorlänge geschaffen, sodass Einflüsse aus oberflächennahen Eigenspannungen oder Betonierfehlstellen praktisch ausgeschlossen werden können. Zu Beginn der Verankerungslängen wird jeweils ein Lochblech (Lochanteil 35,4%) mit einer Blechstärke t = 1 mm senkrecht zur Bewehrungsebene einbetoniert und oberhalb der Zugbewehrung um 45° in Richtung Feldmitte abgewinkelt. Das Rissblech soll einen definierten Rissursprung zu Beginn der Verankerunglänge sicherstellen. Die über die Trägerlänge konstant gehaltene Bügelbewehrung $\emptyset 10 \text{ mm}-10 \text{ cm}$ reichte bis kurz vor das Rissblech und die geplante Verankerungslänge. Die untere Lage der Längsbewehrung wurde zu vier $\emptyset 16 \text{ mm}$, einer Betondeckung von $2,5 \emptyset = 40 \text{ mm}$ und einem lichtem Stababstand von $5 \emptyset = 80 \text{ mm}$ gewählt. In der oberen Lage wurden ebenfalls vier $\emptyset 16 \text{ mm}$ verbaut. Vollständige Bewehrungszeichnungen finden sich im Anhang C.

3.2.2 Versuchsprogramm

An insgesamt vier Balken wurden acht Endverankerungsversuche durchgeführt. Dabei wurden vier unterschiedliche Bewehrungsstäbe (1x Stabstahl, 3x Betonstahl vom Ring) untersucht. Für den Stabstahl wurde dabei wieder das Referenzmaterial des Weiterverarbeiters mit der Kennzeichnung A verwendet. Mit Ausnahme des Refernezträgers wurde an allen Balken zuerst die Verankerungslänge mit 5 \emptyset und im Anschluss die mit einer Länge von 7,5 \emptyset untersucht. Tabelle 3.6 zeigt eine Übersicht sowie deren Kennzeichnung der durchgeführten Untersuchungen an Endverankerungen.

Versuchsträger	А		С		Н		Ν	
Verankerung	$5 \varnothing$	$7,5 \varnothing$	$5 \varnothing$	$7,5 \varnothing$	$5 \varnothing$	$7,5 \varnothing$ A_H75	$5 \varnothing$	$7,5 \varnothing$
Kenncode	A_A50	A_A75	A_C50	A_C75	A_H50		A_N50	A_N75

Tabelle 3.6: Versuchsmatrix Bauteilversuche an Endverankerungen

3.2.3 Materialeigenschaften

Im Folgenden sind die Kennwerte der verwendeten Baustoffe dokumentiert. Angegeben sind die Mittelwerte des jeweiligen Parameters über die geprüfte Grundmenge.

Beton

Sämtliche Betonagen wurden am MPA der TUM durchgeführt. Der Beton wurde als Transportbeton C35/45 ausgeführt. Die Betonrezepturen der jeweiligen Betonage sind in Anhang A zu finden. Vor Betonage eines Trägers wurden Ausbreitmaß f, Frischbetonrohdichte D und Luftporengehalt A_1 bestimmt. Der gelieferte Beton entsprach stets der Konsistenzklasse F4. An mindestens drei würfelförmigen und zylinderförmigen Probekörpern wurde die Druckfestigkeit $f_{\rm cm}$ bzw. $f_{\rm cm,cube}$, an drei Zylindern der E-Modul $E_{\rm cm}$ und an sechs Zylindern die Biegezugfestigkeit $f_{\rm ctm,sp}$ am Tag der Prüfung bestimmt. Ergänzend werden am darauf folgenden Tag für den zweiten Teilversuch an demselben Versuchsträger an drei weiteren Betonwürfeln die Druckfestigkeit $f_{\rm cm}$ bestimmt. Die Betoneigenschaften sind in Tabelle 3.7 zusammengefasst.

	A75	A50	C50	C75	H50	H75	N50	N75
f in mm	520							
$D \text{ in } \text{kg}/\text{dm}^3$	2.381							
A_1 in %	2,0							
$f_{ m cm}$	45,0	-	$43,\!8$	-	$45,\!8$	-	41,5	-
$f_{\rm cm, cube}$	$53,\!0$	$51,\!8$	51,7	$52,\!3$	$52,\!8$	$51,\!9$	$52,\!6$	$53,\!6$
$f_{\rm ctm,sp}$	3,0	-	3,3	-	3,2	-	3,1	-
$E_{\rm cm}$	33.025	-	32.530	-	32.892	-	32.835	-
Alter in d	25	26	27	28	33	34	35	36

Tabelle 3.7: Betoneigenschaften auf Mittelwertniveau in $\rm N/mm^2$

Die Druckfestigkeit am Würfel zeigt, dass eine Bestimmung der Festigkeit am Würfel an zwei aufeinander folgenden Tagen keinen wesentlichen Einfluss auf die Absolutwerte haben.

Betonstahl

Tabelle 3.8 zeigt die Materialeigenschaften der verbauten Bügelbewehrung ($\emptyset 10 \text{ mm}$) sowie der Bewehrung der oberen Lage ($\emptyset 16 \text{ mm}$). Die Festigkeitskennwerte wurden über das Werkszeugnis des Herstellers bestimmt. Die Eigenschaften der Bewehrung der unteren Lage sind in Tabelle 3.4 bereits aufgeführt.

Mat.	$f_{\rm ym}$	$f_{\rm tm}$	$E_{\rm sm}$	$A_{\rm gt}$ [%]
Ø10mm	533	608	-	9,9
$\varnothing 16\mathrm{mm}$	569	617	-	6,5

Tabelle 3.8: Materialeigenschaften Bügelbewehrung und Bewehrung obere Lage auf Mittelwertniveau in $\mathrm{N/mm}^2$

3.2.4 Messtechnik

Kräfte, Translation

Verformungs- und Kraftsensoren sind entsprechend Abbildung 3.7 am Versuchskörper angebracht. Ein vollständiger Messtechnikplan ist in Anhang C beigefügt.



Abbildung 3.7: Kräfte und Verformungen am Versuchskörper

Aus den Kraftvektoren des gesteuerten Hydraulikzylinders können Kräfte und die daraus resultierenden Schnittgrößen bestimmt werden. Zu Referenzzwecken und zur genauen Bestimmung der Lagerpressung und gegebenenfalls auftretenden Asymmetrien werden unter das zu untersuchende Auflager zwei Kraftmessdosen in die Lagerkonstruktion mit eingebaut. Damit kann die theoretische Schnittgrößenverteilung mit der tatsächlichen abgeglichen werden. Eine Klemmkonstruktion zur Befestigung von je zwei induktiven Wegaufnehmern an den aus dem Betonkörper herausstehenden Bewehrungstäben der unteren Bewehrungslage ermöglicht die Bestimmung des Schlupfes. Zur Aufnahme einer kontinuierlichen Verformungsfigur sind insgesamt fünf Seilzugsensoren angeordnet, die die vertikale Durchbiegung des Balken aufzeichnen. Über an drei der vier Ecken des Elastomerlagers angeordneten induktiven Wegaufnehmern kann die Lagerverformung in Verlängerung der Trägerhöhe bestimmt werden. Die Anordnung eines Inklinometers zur Bestimmung der Verdrehung in der Lagerachse vervollständigen die Bestimmung sämtlicher Translationen am Versuchskörper. Der Versuchsstand, bestehend aus einem in den Boden eingespannten Stahlrahmen und Betonblöcken als Auflager kann insgesamt als steif angesehen werden. Verformungen des Versuchsstandes selbst werden im weiteren Verlauf vernachlässigt.

Konventionelle Messtechnik

Abbildung 3.8 zeigt unter anderem die um die Dehnmesstreifen DMS vervollständigte konventionelle Messtechnik. Neben der Betrachtung der Entwicklung der Stahlspannungen innerhalb der Verankerungslänge über zwei auf der Oberseite der Zugbewehrung angeordneten DMS, soll ein weiterer DMS unmittelbar vor dem Rissblech und der damit vorgegebenen Verankerungslänge Aufschluss



Abbildung 3.8: Anordnung der DMS, der faseroptischen Messtechnik und schematische Darstellung des DIC-Messfeldes

über die Kräfteentwicklung an gelenkigen Endverankerungen geben.

Faseroptische Messtechnik

An zwei der vier Längsstäbe der unteren Bewehrungslage werden optische Messfasern angebracht. Dazu werden entlang des Walzgrades zwei gegenüberliegende Nuten mit Querschnitt 1x1mm CNC-gefräst. Anschließend können die Fasern umhüllt von einer Klebstoffmatrix in die Nut eingelegt werden. Sie sind damit vor mechanischen Beanspruchungen währen der Bewehrungs- und Betonagearbeiten bestmöglich geschützt. Es werden je zwei Messfasern am gegenüberliegenden Bewehrungsquerschnitt angebracht und in Trägermitte durch einen radialen, drucksteifen Schlauch mit Durchmesser D = 1,3mm nach oben geführt. Die Bewehrungsstäbe werden so gedreht, dass die Fasern in einer horizontalen Ebene möglicht es den Ausfall einer Faser zu kompensieren und bei erfolgreicher Messfasern an einem Stab ermöglicht es den Ausfall einer Faser zu kompensieren und bei der Digitalen Bildkorrelation können die Daten damit einen Einblick in die Formänderung, Rissbildung Kinematik des Endverankerungsbereichs geben. Der kontinuierliche Messpunktabstand entlang der verwendeten, Polymid bedampften optischen Messfaser beträgt 1,0 cm. Die Messdatenerfassung erfolgt mit der Rayleigh-Reflektometereinheit ODISI-A der Fa. Luna.

Digitale Bildkorrelation

Zur kontaktlosen, optischen Erfassung der Betonverzerrungen im Bereich der Endverankerung wird die Digitale Bildkorrelation (DIC) [40] herangezogen. Nach Aufbringen eines stochastischen Musters mit Punktgrößen von 0,66 mm auf die zu betrachtenden, lotrecht zur Blickrichtung stehenden Ebene, können über die Auswertung der relativen Pixelverschiebungen Aussagen bezüglich der Betonverzerrungen gemacht werden. Die Auswertung der digitalen Bildkorrelation ermöglicht zusammen mit den faseroptischen Messergebnissen eine gegenseitige Validierung, eine globale Verfolgung der einsetzenden Rissbildung und eine analytische Betrachtung zur Rissentwicklung. Die Bildaufnahme wird während der Versuchslaufzeit mit einer Frequenz von 1 Hz durch einen externen Trigger ausgelöst. Die nachträgliche Zuordnung der Bilder zu den wirksamen Schnittgrößen und sonstigen Messdaten wird über das schreiben des Auslösezeitpunktes in die Messdaten sichergestellt. Für die Bildaufnahmen werden Industriekameras (Fa. TELEDYNE DALSA, Modell GM10-M4040, 12 MP, Sensor Sony IMX253) mit Festbrennweitenobjektiv (Fa. Kowa, Modellserie LM16FCJ52) zum Einsatz. Die digitale Bildkorrelation erfolgt durch die Software GOM Correlate 2018.

3.3 Untersuchungen zum Verbundverhalten von Übergreifungen im Bauteilzustand

Aufbauend auf den Materialversuchen werden die Untersuchungen zum Verbundverhalten im Bauteilzustand mit den Betonstählen mit der maßgebenden Rippengeometrie (unterer und oberer Grenzwert) durchgeführt. Es werden zwei Bauteilversuche an Übergreifungsstößen durchgeführt. Das Versuchsprogramm zur Untersuchung der Rippengeometrie auf Übergreifungen wird im MPA der TUM durchgeführt. Einer kurzen Erläuterung der Versuchsmimik folgenden werden das Versuchsprogramm und die wesentlichen Auswertungen der durchgeführten Versuche präsentiert.

3.3.1 Versuchskörper

An 3,7 m langen Balken mit rechteckigem Querschnitt, einer Breite von 44,8 cm und einer Höhe von 50 cm wurden zwei Untersuchungen zu Übergreifungsstößen durchgeführt. Abbildung 3.9 zeigt schematisch den Versuchsträger in Ansicht und Schnitt.



Abbildung 3.9: Schematischer Aufbau der Bauteilversuche zur Untersuchung von Übergreifungen

Die Untersuchungen wurden ausschließlich am Stabdurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ durchgeführt. In der unteren Lage werden vier jeweils von einer Seite kommende Bewehrungsstäbe mit deren Gegenspieler von der anderen Seite über eine Länge von $20\emptyset = 32 \text{ cm}$ gestoßen. Die Stöße werden im Querschnitt symmetrisch zum Mittelachse angeordnet. Die Längsstäbe haben sowohl zur Trägerunterseite als auch zur Seitenfläche eine Betondeckung von $2,5\emptyset = 40 \text{ mm}$. Um ein gegenseitiges Beeinflussen der Stöße untereinander auszuschließen, beträgt der lichte Abstand benachbarter Stöße $5\emptyset = 80 \text{ mm}$. Über die gesamte Trägerlänge werden geschlossene Bügel $\emptyset 10 \text{ mm}-15 \text{ cm}$ mit versetztem Bügelschloss verlegt. Die Bügel werden ausgehend vom Übergreifungsstoß so angeordnet, dass drei Bügel, jeweils einer am Beginn/Ende des Stoßes und einer mittig Platz finden. Die Querschnittsfläche der Bügelbewehrung schließt ein querkraftinduziertes Versagen aus, gleichzeitig soll der Querbewehrungsgrad im Stoß so gering wie möglich gehalten werden. Die Betondeckung der Bügelbewehrung beträgt 30 mm. In der oberen Lage wurden vier $\emptyset 16 \text{ mm}$ verbaut. Vollständige Bewehrungzeichnungen finden sich im Anhang C.

3.3.2 Versuchsprogramm

Es wurden zwei Untersuchungen an Übergreifungsstößen durchgeführt: jeweils ein Versuch mit Stabstahl und einer mit Betonstahl vom Ring. Für den Stabstahl wurde dabei das Referenzmaterial des Herstellers mit der Kennzeichnung A-ST verwendet, für den Betonstahl vom Ring das Material N-SR3. Beide Untersuchungen wurden mit einer Übergreifungslänge von $20 \emptyset$ durchgeführt. Der Versuchsträger mit dem Material A-ST wird mit S_A bezeichnet und der mit dem Material N-SR3 mit S_N.

3.3.3 Materialeigenschaften

Im Folgenden sind die Kennwerte verwendeter Baustoffe dokumentiert. Angegeben sind die Mittelwerte des jeweiligen Parameters über die geprüfte Grundmenge.

Beton

Sämtliche Betonagen wurden am MPA der TUM durchgeführt. Der Beton wurde als Transportbeton C35/45 ausgeführt. Die Betonrezepturen der jeweiligen Betonage sind in Anhang A zu finden. Vor Betonage eines Trägers wurden Ausbreitmaß f, Frischbetonrohdichte D und Luftporengehalt A_1 bestimmt. Der gelieferte Beton entsprach stets der Konsistenzklasse F4. An mindestens drei würfelförmigen und zylinderförmigen Probekörpern wurde die Druckfestigkeit $f_{\rm cm}$ bzw. $f_{\rm cm,cube}$, an drei Zylindern der E-Modul $E_{\rm cm}$ und an sechs Zylindern die Biegezugfestigkeit $f_{\rm ctm,sp}$ am Tag der Prüfung bestimmt. Ergänzend werden am darauf folgenden Tag für den zweiten Teilversuch an demselben Versuchsträger an drei weiteren Betonwürfeln die Druckfestigkeit $f_{\rm cm}$ bestimmt. Die Betoneigenschaften sind in Tabelle 3.9 zusammengefasst.

Tabelle 3.9: Betoneigenschaften auf Mittelwertniveau in $\rm N/mm^2$

	$f_{\rm cm}$	$f_{\rm cm,cube}$	$f_{\rm ctm,sp}$	$E_{\rm cm}$	Alter in d	f in mm	$D~{\rm in}~{\rm kg}/{\rm dm}^3$	A_1 in %
S_A S_N	$44,6 \\ 43,8$	$50,9 \\ 51,0$	$3,1 \\ 3,2$	$32.749 \\ 32.903$	$\begin{array}{c c} 45\\ 46 \end{array}$	570	2.471	2,7

Betonstahl

Die verwendeten Materialien für die Versuchskörper zur Untersuchung von Übergreifungsstößen sind dieselben wie die für die Endverankerung verwendeten. Die Materialkennwerte der unteren Bewehrungslage sind in Tabelle 3.4, die der Bügelbewehrung und der Bewehrung der oberen Lage in Tabelle 3.8 aufgeführt.

3.3.4 Messtechnik

Kräfte, Translation

Verformungs- und Kraftsensoren sind entsprechend Abbildung 3.10 am Versuchskörper angebracht. Ein vollständiger Messtechnikplan ist in Anhang C beigefügt.



Abbildung 3.10: Kräfte und Verformungen am Versuchskörper

Aus den Kraftvektoren des gesteuerten Hydraulikzylinders können Kräfte und die daraus resultierenden Schnittgrößen bestimmt werden. Zu Referenzzwecken und zur genauen Bestimmung der Lastverteilung und gegebenenfalls auftretenden Asymmetrien werden unter den Lastverteilerbalken zwei Kraftmessdosen in die Lasteinleitekonstruktion an der Trägeroberseite mit eingebaut. Damit kann die theoretische Schnittgrößenverteilung mit der tatsächlichen abgeglichen werden. Jeweils an den Enden und an der Mitte der Übergreifungslänge an der Seitenfläche angebrachte induktive Wegaufnehmer ermöglichen die Bestimmung der Änderung der Trägerhöhe und zeichnen damit ein mögliches Abklappen mit auf. Eine am äußersten Bewehrungsstab angeschweißte Langmutter ermöglicht das Anschrauben eines Fahnenblechs in Richtung der Seitenfläche. Über das Anbringen eines induktiven Wegaufnehmers konnte der Schlupf des Stabes in seiner Längsrichtung aufgezeichnet werden. Zur Aufnahme einer kontinuierlichen Verformungsfigur sind insgesamt fünf Seilzugsensoren angeordnet, die die vertikale Durchbiegung des Balken aufzeichnen. Die Anordnung eines Inklinometers zur Bestimmung der Verdrehung in der Lagerachse vervollständigen die Bestimmung sämtlicher Translationen am Versuchskörper. Der Versuchsstand, bestehend aus einem in den Boden eingespannten Stahlrahmen und Betonblöcken als Auflager kann insgesamt als steif angesehen werden. Verformungen des Versuchsstandes selbst werden im weiteren Verlauf vernachlässigt.

Konventionelle Messtechnik

Abbildung 3.11 zeigt unter anderem die um die DMS vervollständigte konventionelle Messtechnik. Drei über die Übergreifungslänge gleichmäßig verteilte DMS an jeweils beiden gestoßenen Stäben ermöglichen die Ermittlung der Entwicklung der Stahlspannung über den Stoß.

Faseroptische Messtechnik

Die Grundlagen der Faseroptischen Messtechnik sind in Abschnitt 3.2.4 bereits beschrieben. Analog der Anwendung quasi-kontinuierlicher faseroptischer Dehnungsmessung bei den Endverankerungen wurde diese auch bei den Übergreifungsstoßversuchen angewendet. Zwei Übergreifungsstöße mit jeweils zwei in Nuten verklebten, Polymid bedampften Messfasern an beiden Stäben wurden mir der faseroptischen Messtechnik bestückt. Bei erfolgreicher Messung beider Fasern eines Stabes können so die Messwerte beider Fasern gemeinsam betrachtet werden und mögliche Ausfälle kompensiert werden. Da ein außen und ein innenliegender Stoß ausgerüstet wurde, sind Rückschlüsse auf das



Abbildung 3.11: Anordnung der DMS, der faseroptischen Messtechnik und schematische Darstellung des DIC-Messfeldes

unterschiedliche Tragverhalten möglich.

Digitale Bildkorrelation

Die Grundlagen der Digitalen Bildkorrelation sind in Abschnitt 3.2.4 bereits beschrieben. Während der Untersuchungen an den Übergreifungsstößen wird ein am Stoßbereich zentriertes Messfeld mit einer Breite von 70 cm erfasst.

4 Ergebnisse der Kleinkörperversuche

Im ersten Abschnitt dieses Kapitel werden die zentrischen Ausziehversuche hinsichtlich Ihrer Verbundspannungs-Schlupf-Charakteristik anschaulich dargestellt und diskutiert, bevor der Einfluss ausgewählter Kennwerte und Verhältnisse auf die Verbundspannung untersucht werden. Im weiteren Verlauf des Kapitels wird selbiges Vorgehen für konsolenförmige Ausziehversuche durchgeführt. Das Kapitel wird durch eine Diskussion abgeschlossen, in dem die Erkenntnisse beider Versuchsarten zusammengefasst und gemeinsam bewertet werden.

4.1 RILEM-Ausziehversuche

4.1.1 Darstellung der Versuchsserien

Die in den nächsten Abschnitten dargestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zeigen die Verbundspannungen $\tau_{\rm m}$ über dem aus den Wegmessungen am belasteten und unbelasteten Stabende gemittelten Schlupf $s_{\rm m}$. Mit jedem Stabtyp wurden in einer Versuchsreihe mehrere Ausziehversuche durchgeführt und zu einer mittleren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zusammengefasst. Die Grenzwerte der Einzelversuche sind in einem Streuband dargestellt.

PO-1 (C30/37, Ø16 mm)

In der ersten Versuchsserie PO-1 wurden RILEM-Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von Ø16 mm und einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 durchgeführt (Abbildung 4.1 links). Untersucht wurden ein handelsüblicher Betonstabstahl mit sichelförmigen Rippen und zwei Rippenreihen nach DIN 488-2 [5] (A-ST), warmgewalztes Ringmaterial mit sichelförmigen Rippen und vier Rippenreihen nach DIN 488-3 [6] (B-WR, C-WR) sowie warmgewalztes Ringmaterial mit Sonderrippung und vier Rippenreihen (D-TWR, E-RPR). In den Untersuchungen wurden mit Betonstahl in Ringen deutlich geringere Verbundkräfte übertragen als mit Betonstabstahl A-ST. Gegenüber dem Referenzmaterial A-ST wurde mit dem Ringmaterial B-WR eine um rund 20 % geringere Übertragung von Verbunspannungen bei gleichem Schlupf ermittelt. Die Materialien C-WR, D-SR1 und E-SR2 erreichen bei geringeren Schlupfwerten ihr Verbundspannungsmaximum, welches leicht über dem des B-WR, aber deutlich unterhalb des Betonstabstahl A-ST liegt.

PO-2 (C25/30, Ø16 mm)

In der Versuchsserie PO-2 wurden RILEM-Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ und einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 durchgeführt (Abbildung 4.1 rechts). Anstelle des Betonstahl E-SR2 wurde der Betonstahl I-WR verwendet. Dabei handelt es sich um das gleiche Ringmaterial wie beim Stahl B-WR, jedoch von einem anderen Weiterverarbeiter. Aufgrund der etwas höheren Beanspruchung beim Richtvorgang weist der Stahl I-WR ($f_{\rm R} = 0,068$)



Abbildung 4.1: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der RILEM-Ausziehversuche aus Serie PO-1 (links) und Serie PO-2 (rechts)

einen etwas geringeren $f_{\rm R}$ -Wert auf als der Stahl B-WR ($f_{\rm R} = 0,079$). Dennoch ist das Verbundverhalten beider Materialien nahezu identisch. In den Untersuchungen mit niederfestem Beton wurden mit Betonstahl in Ringen geringere Verbundkräfte übertragen als mit Betonstabstahl A-ST. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Ringmaterialien liegen allesamt nahe beieinander. Gegenüber dem Referenzmaterial A-ST wurde mit dem Ringmaterial B-WR eine um rund 30 % geringere Übertragung von Verbundspannungen beobachtet. Die Materialien B-WR und I-WR weisen dabei nahezu identische Verbundspannungen und Schlupfwerte auf. Die Materialien C-WR und D-SR1 erreichen höhere Verbundspannungen als die zuvor genannten. Dabei weist der Betonstahl mit der Sonderrippung SR1 den geringsten Schlupf auf. Die Schlupfwerte der WR- und ST-Rippengeometrien sind nahezu identisch und in etwa doppelt so groß.

PO-3 (C70/80, Ø16 mm)

In der Versuchsserie PO-3 wurden RILEM-Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von Ø16 mm und einem Beton der Festigkeitsklasse C70/80 durchgeführt (4.2 links). In den Untersuchungen mit hochfestem Beton wurden mit Betonstahl in Ringen geringere Verbundkräfte übertragen als mit dem Betonstabstahl A-ST. Gegenüber dem Betonstabstahl A-ST wurde mit dem Ringmaterial B-WR und D-SR1 bei einem ca. dreimal so großem Schlupf eine über 30 % geringere Übertragung von Verbundspannungen beobachtet. Bei dem geringsten Schlupf erreicht das Betonstahlmaterial D-SR1 auch die geringsten Verbundspannungen. Dieselben erreicht auch das Material I-WR bei einem in etwa doppelt so großem Schlupf. Die übrigen WR-Rippengeometrien (B-WR, C-WR) erreichen bei ähnlichen Schlupfwerten wie das Referenzmaterial A-ST Verbundspannungen im mittleren untersuchten Bereich.

PO-4 (C30/37, Ø16 mm)

In der Versuchsserie PO-4 wurden weitere RILEM-Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ und einem Beton der Festigkeit C30/37 durchgeführt und die Ergebnisse der Serie PO-1 um weitere Hersteller/Weiterverarbeiter erweitert. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen sind in Abbildung 4.2 rechts dargestellt. Untersucht wurden neben dem



Abbildung 4.2: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der RILEM-Ausziehversuche aus Serie PO-3 (links) und Serie PO-4 (rechts)

Betonstabstahl A-ST ein weiterer Hersteller M-ST für Stabstahl mit sichelförmigen Rippen und zwei Rippenreihen nach DIN 488-2 [5]. Zudem wurde weiteres warmgewalztes Ringmaterial mit sichelförmigen Rippen und vier Rippenreihen nach DIN 488-3 [6] (L-WR) sowie warmgewalztes Ringmaterial mit Sonderrippung und vier Rippenreihen (F-TWR, H-RPR) untersucht. Bei den Proben N-SR3 handelt es sich um kaltverformten Betonstahl der Duktilitätsklasse B mit Sonderrippung SR3. Bei den Proben O-SR4 handelt es sich um kaltgeripptes Ringmaterial der Duktilitätsklasse A mit Sonderrippung SR4 ohne deutsche Zulassung. Die Proben N-SR3 und O-SR4 weisen besonders breite Kopf- bzw. Profilbreiten b auf. In den Untersuchungen wurden mit Betonstahl von Ringen zum Teil deutlich geringere Verbundkräfte übertragen als mit Betonstabstahl A-ST. Gegenüber dem Betonstabstahl A-ST wurde mit dem Ringmaterial N-SR3 sogar eine um 43 % geringere Übertragung von Verbundspannungen ermittelt. Die Proben M-ST zeigten eine nahezu identische Verbundübertragung wie die Proben A-ST. Das Material mit der Sonderrippung SR3 erreicht dabei beim geringsten Schlupf die geringsten Werte für die Verbundspannung τ_m . Die Materialien I-WR und O-SR4 können bei sehr geringen bzw. hohen Schlupfwerten nur geringfügig höhere Verbundspannungen übertragen. Die Ringmaterialien mit WR-Rippung sowie den Sonderrippungen SR1 und SR2 erreichen bei geringen Schlupfwerten mittlere bis hohe Verbundspannungen.

Die Ausziehversuche der Versuchsserien PO-1 und PO-4 sind in Abbildung 4.3 (links) gemeinsam dargestellt. Beide Versuchsserien wurden mit einem Nenndurchmesser von Ø16 mm und einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 durchgeführt. Aufgrund der unterschiedlichen Druck- und Zugfestigkeit des Betons in beiden Versuchsserien war für die einheitliche Darstellung eine Angleichung erforderlich. In jeder Versuchsserie wurden Ausziehversuche mit dem Material A-ST durchgeführt. Diese dienen als Referenz für alle Versuchsserien und ermöglichen eine Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse trotz geringfügiger Schwankungen der Festigkeitskennwerte. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen des Materials A-ST der Serie PO-1 werden so skaliert, dass eine möglichst gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen des Materials A-ST der Versuchsserie PO-4 erzielt wird. Der für diese Skalierung ermittelte Faktor wurde auch auf die anderen Ausziehversuche der Serie PO-1 in Abbildung 4.3 angewandt.

Ein Vergleich der skalierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abbildung 4.3 (links) mit



Abbildung 4.3: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der RILEM-Ausziehversuche aus Serie PO-1 und PO-4 (links) und Serie PO-6 (rechts)

den Untersuchungen an niederfestem Beton in Abbildung Abbildung 4.1 (rechts) und hochfestem Beton in Abbildung 4.2 (links) zeigt, dass für hochfesten Beton die höchsten, und für niederfesten die niedrigsten Verbundspannungen erreicht werden. Dabei liegen die Verbundspannungsmaxima der niederfesten und normalfesten Betondruckfestigkeitsklasse bezogen auf die zugehörige Betondruckfestigkeit deutlich näher beieinander.

PO-5 (C30/37, Ø16 mm)

In der Versuchsserie PO-5 wurde lediglich RILEM-Ausziehversuche am Betonstabstahl A-ST durchgeführt. Diese dienen als Kontrollserie für die Versuchsserie der konsolenförmigen Ausziehversuche PO25-5 und werden hier nicht separat dargestellt.

PO-6 (C30/37, Ø12 mm)

In der Versuchsserie PO-6 wurden RILEM-Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von $\emptyset 12 \text{ mm}$ und Beton der Festigkeitsklasse C30/37 durchgeführt. Die Verbundspannugns-Schlupf-Beziehungen sind in Abbildung 4.3 (rechts) dargestellt. Dabei wurden drei verschiedene Bewehrungsstäbe mit sichelförmigen Rippen und zwei Rippenreihen nach DIN 488-2 [5] (A-ST, D-ST, G-ST) sowie Material dreier Weiterverarbeiter von warmgewalztem Ringmaterial mit sichelförmigen Rippen und vier Rippenreihen nach DIN 488-3 [6] (E-WR, H-WR, I-WR) untersucht. Zusätzlich wurden warmgewalztes Ringmaterial mit Sonderrippung (F-TWR, J-TWR, K-TWR) sowie zwei kaltverformte bzw. kaltgerippte Betonstähle aus Ringen mit Sonderrippung SR3 und SR4 (N-SR3 und O-SR4) betrachtet. Bei den Proben N-SR3 handelt es sich um kaltverformten Betonstahl der Duktilitätsklasse B mit Sonderrippung SR3. Bei den Proben O-SR4 handelt es sich um kaltgeripptes Ringmaterial der Duktilitätsklasse A mit Sonderrippung SR4 ohne deutsche Zulassung. Die Proben N-SR3 und O-SR4 weisen besonders breite Kopf- bzw. Profilbreiten *b* auf. In den Untersuchungen wurden mit Betonstahl von Ringen zum Teil deutlich geringere Verbundkräfte übertragen als mit Betonstabstahl. Gegenüber dem Betonstabstahl D-ST wurde mit dem Ringmaterial N-SR3 sogar eine um 45 % geringere Übertragung von Verbundspannungen ermittelt. Für die Betonstabstähle (A-ST, D-ST, G-ST) wurden insgesamt die höchsten Verbund- und Schlupfwerte erreicht. Das Material N mit der Sonderrippung SR3 erreicht bei den kleinsten Schlupfwerten die mit Abstand geringsten Verbundspannungen. Für die Materialien H-WR und O-SR4 können nahezu identische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen beobachtet werden. Die übrigen WR-Rippengeometrien (E-WR, I-WR) und Materilien mit der Sonderrippung SR1 (F-SR1, J-SR1, K-SR1) erreichen bei mittleren Werten für den mittleren SChlupf mittlere bis hohe Verbundspannungen.

4.1.2 Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$

In Abbildung 4.4 sind die maximalen Verbundspannungen $\tau_{\rm max}$ in Abhängigkeit der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ für die Gesamtheit der Versuche mit einem Stabdurchmesser vom (links) $16\,{\rm mm}$ beziehungsweise (rechts) 12 mm und einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37 dargestellt. Für den Stabdurchmesser von 16 mm wurden verschiedene Betonageserien betrachtet und gemäß dem in Abschnitt 4.1.1 beschriebenen Vorgehen skaliert. Mit steigendem $f_{\rm R}$ -Wert steigt auch die maximal erreichte Verbundspannung $\tau_{\rm max}$. Für den Stabdurchmesser 16 mm (links) kann dieser Zusammenhang mit guter Näherung durch eine lineare Trendlinie beschrieben werden, sodass für die Trendlinie ein großes Bestimmtheitsmaß R^2 ermittelt wurde. Das Bestimmtheitsmaß R^2 ist eine statistische Kenngröße die angibt, wie gut eine abhängige Variable – hier der $f_{\rm R}$ -Wert – durch das Regressionsmodell beschrieben wird. Er nimmt immer Werte zwischen 0 und 1 an. Ein Wert von $R^2 = 1$ bedeutet, dass alle Datenpunkte exakt auf der Regressionsgeraden liegen. Die Variation der Daten wird vollständig durch das Regressionsmodell erfasst. Ist hingegen $R^2 = 0$, verläuft die geschätzte Regressionsgerade vollkommen horizontal. Der Einflussfaktor erklärt keinerlei Variation der Verbundspannung. Der Betonstabstahl erreicht durchwegs die höchsten Verbundspannungen bei gleichzeitig hohem $f_{\rm R}$ -Wert, wohingegen das Ringmaterial mit Rippengeometrie nach DIN 188-3 bei niedrigem bis mittlerem $f_{\rm R}$ -Wert nur mittlere Verbundspannungen erreicht. Ringmaterial mit den Sonderrippungen SR1 und SR2 liegen bei geringer Streuung nah an der Trendlinie bei mittleren bis hohen $f_{\rm R}$ - und Verbundspannungswerten. Die Bewehrungsstähle mit einer Sonderrippung SR3 oder SR4 weisen den niedrigsten untersuchten $f_{\rm R}$ -Werte auf und erreichen deutlich niedrigere Verbundspannungen als die Vergleichsmaterialien. Generell ist ein deutlicher Trend einer steigenden Verbundspannung mit zunehmendem $f_{\rm R}$ -Wert zu erkennen. Allerdings können bei ähnlichen $f_{\rm R}$ -Werten erhebliche Unterschiede bei der übertragbaren Verbundspannung auftreten, die sich allein durch diesen Parameter nicht erklären lassen.

Für den Stabdurchmesser 12 mm verläuft die Trendlinie deutlich flacher. Die ermittelte Steigung der Geraden ist nicht einmal halb so groß wie die für den Stabdurchmesser $\emptyset 16$ mm. Im Vergleich nimmt damit der $f_{\rm R}$ -Wert einen geringeren Einfluss auf die erreichten Verbundspannungen. Der Betonstabstahl (A-ST, D-ST, G-ST) und Betonstahl vom Ring mit der Sonderrippunge SR1 (F-SR1, J-SR1, K-SR1) erreichen auch hier bei den höchsten $f_{\rm R}$ -Werten die größten Verbundspannungen. Für WR-Rippengeometrien, deren $f_{\rm R}$ -Werte für den Durchmesser 12 mm nur im unteren Drittel der untersuchten $f_{\rm R}$ -Werte liegen, streuen die erreichten Verbundspannungen stark. Es werden sowohl vergleichsweise geringe als auch hohe Verbundspannungen erreicht. Die Sonderrippungen SR3



Abbildung 4.4: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_{R} mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ und (rechts) mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$

und SR4 decken wiederum die geringsten $f_{\rm R}$ -Werte ab und erreichen dabei die geringsten $\tau_{\rm max}$ -Werte. Bei den untersuchten Materialien mit Stabdurchmesser 12 mm wird noch deutlicher, dass die Variation der Versuchsdaten nicht allein durch den $f_{\rm R}$ -Wert erklärt werden kann. Obwohl die Materialien WR, SR3 und SR4 einen ähnlichen $f_{\rm R}$ -Wert aufweisen, lassen sich die Unterschiede nicht nur durch diesen Parameter beschreiben. Das gleiche gilt für die Materialien ST und SR1, bei denen auch mit den Materialien D-ST und G-ST höhere Verbundspannungen ermittelt wurden, obwohl diese im Vergleich die kleinsten $f_{\rm R}$ -Werte aufweisen.

Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundspannung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen wird in Abbildung 4.5 untersucht. Es zeigt sich, dass die erreichten $\tau_{\rm max}$ -Werte bei einem C70/80 (links) durchwegs deutlich über denen des C20/25 (rechts) liegen. Der Einfluss des $f_{\rm R}$ -Wertes auf die Verbundspannungen ist für hochfeste Betone größer als für niederfeste. In jedem Fall steigen die Verbundspannungen mit steigendem $f_{\rm R}$ -Wert. Bewehrungsmaterial vom Stab erreicht die höchsten Verbundspannungen. Für das untersuchte Ringmaterial nach DIN EN 488-3 und mit der Sonderrippung SR1 werden ähnliche $\tau_{\rm max}$ -Werte erzielt.

Der Vergleich der Abbildungen 4.4 und 4.5 macht deutlich, dass die Verbundspannungen unabhängig von der Festigkeitsklasse mit steigendem $f_{\rm R}$ -Wert zunehmen. Bei einem Vergleich der Steigungen der ermittelten Trendlinien wird klar, dass der Wert der bezogenen Rippenfläche die maximale Verbundspannung mit zunehmender Betonfestigkeitsklasse stärker beeinflusst. So steigen bei hochfesten Betonen die Verbundspannungen mit wachsendem $f_{\rm R}$ -Wert schneller an als für niederfeste. Dieser Zusammenhang scheint für den Bereich von nieder- bis normalfesten Betonen ausgeprägter als für normal- bis hochfeste Betone. Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundspannung beim Stabdurchmesser $\emptyset 12$ mm ist geringer als für den Stabdurchmesser $\emptyset 16$ mm. Der Kennwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ allein scheint jedoch nicht ausreichend zu sein, um die Variation der Versuchsdaten hinreichend genau zu beschreiben.



Abbildung 4.5: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ bei einer Betonfestigkeitsklasse von (links) C20/25 und (rechts) C70/80

4.1.3 Verhältnis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$

Das Verhältnis der lichten Rippenbreite c_{licht} zur Rippenhöhe a_{m} ist ein Maß für die Form der Betonkonsole im Querschnitt entlang der Stabachse. Ein hoher Verhältniswert deutet auf breite und flache Betonkonsolen hin, während ein niedriger Verhältniswert eine schmale und hohe Betonkonsole anzeigt. Abbildung 4.6 zeigt die Abhängigkeit der Verbundspannung τ_{max} von dem Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$, getrennt für (links) Ø16 mm und (rechts) Ø12 mm bei einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37. Für den Stabdurchmesser Ø16 mm streuen die Ergebnisse sehr stark, sodass die Trendlinie unter Berücksichtigung des R^2 -Wertes keine belastbare Aussage liefert. Da die Gerade keine Steigung aufweist, kann sie in diesem Fall als Mittelwertlinie betrachtet werden. Betonstabstahl erreicht die höchsten Verbundspannungen bei einem mittleren Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$, wohingegen die Sonderrippungen SR3 und SR4 für tendenziell niedrigere bzw. höhere Verhältniswerte die im Verhältniswerten durchwegs unterhalb des Mittelwerts der Verbundspannungen. Das τ_{max} der Rippengeometrien SR1 und SR2 beleibt trotz mittlerem bis hohem Verhältniswert nahe dem Mittelwert der betrachteten Untersuchungen.

Für den Stabdurchmesser $\emptyset 12 \,\mathrm{mm}$ zeigt die Trendlinie einen positiven Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und dem $c_{\mathrm{licht}}/a_{\mathrm{m}}$ -Verhältnis an. Die Einzelwerte sind dabei, mit Ausnahme der Werte der SR3-Rippengeometrie, nahe um die Trendlinie verteilt. Das Stabmaterial kann auch hier die höchsten Verbundspannung bei mittlerem Verhältniswert aufnehmen. Die Materialproben mit einer Rippengeometrien nach DIN EN 488-3 weisen ähnliche Verhältniswerte bei tendenziell geringeren erreichten Verbundspannungen auf. Die τ_{max} -Werte der SR1-Rippung können bei mittleren bis hohem $c_{\mathrm{licht}}/a_{\mathrm{m}}$ -Verhältnis den Trend nur annähernd bestätigen. Bei einer davon isolierten Betrachtung würde sich womöglich ein flacherer Trend zeigen. Die Ergebnisse für die Sonderrippung SR3 liegen deutlich unter denen der übrigen Untersuchungen. Die schlankesten Betonkonsolen werden bei der Rippengeometrie SR4 ermittelt, die auch gleichzeitig mit die geringsten Verbundspannungen erreicht.



Abbildung 4.6: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis c_{licht}/a_m mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ und (rechts) mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$

Abbildung 4.7 bezieht die Festigkeitsklasse als weiteren Einflussparameter in die Untersuchung zum Einfluss des $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ -Verhältnisses auf die Verbundspannung mit ein. Für einen niederfesten Beton mit einer Ziel-Druckfestigkeitsklasse C20/25 (links) hat die Geometrie der Betonkonsole keinen Einfluss. Die Trendlinie verläuft horizontal und kann damit als Mittelwert interpretiert werden. Rippengeometrien nach DIN EN 488-3 mit einem niedrigen $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ -Verhältnis erreichen nahezu die gleichen Verbundspannungen wie solche mit der Kennzeichnung SR1 mit dem höchsten untersuchten Verhältniswert. Betonstabstahl erreicht auch hier die größten Verbundspannungen. Für hochfesten Beton der Festigkeitsklasse C70/80 (Abbildung 4.7 rechts) zeigt sich ein schwach abfallender Trend mit steigendem Verhältniswert. Dabei erreichen SR1-Rippengeometrien die geringsten Verbundspannungen, gefolgt von der WR-Rippung. Für Betonstabstahl konnten bei mittlerem $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ -Verhältnis abermals die höchsten $\tau_{\rm max}$ -Werte erreicht werden.



Abbildung 4.7: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis c_{licht}/a_m mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, (links) mit Beton C20/25 und (rechts) mit Beton C70/80

Kombiniert man die Untersuchungen zum Stabdurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ und dem Einfluss des $c_{\mathrm{licht}}/a_{\mathrm{mm}}$ -

Verhältnisses auf die Verbundspannung so wird deutlich, dass niedrige bis mittlere Beton-Festigkeitsklassen keinen Einfluss auf die Verbundspannungen haben. Für hohe Betonfestigkeitsklassen haben hohe Verhältniswerte tendenziell einen negativen Einfluss auf die maximale Verbundspannung. Aufgrund der geringen Anzahl an Untersuchungen und des geringen Bestimmtheitsmaßes muss

dieser Zusammenhang in weiterführenden Untersuchungen verifiziert werden. Betonstabstahl erreicht unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse durchwegs die höchsten Verbundspannungen. Der Einfluss des $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnisses auf die Verbundspannung ist beim Stabdurchmesser Ø12mm größer als für den Stabdurchmesser Ø16mm, jedoch Durchmesser übergreifend gering.

4.1.4 Verhältnis $b_{\rm r}/c$

Ähnlich zum zuvor untersuchten $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ Verhältnis ist auch das der Rippenbreite zum Rippenabstand ein Maß der parallel zur Stabachse betrachteten Form der Betonkonsole im Querschnitt. Ein hoher Verhältniswert deutet auf eine breite Rippe und einen kleinen lichten Rippenabstand hin. Ein niedriger Wert zeigt schmale Rippen und einen großen Rippenabstand an. Abbildung 4.8 zeigt die Abhängigkeit der Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ von dem Verhältnis $b_{\rm r}/c$, getrennt für (links) Ø16 mm und (rechts) Ø12mm bei einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37. Für einen steigenden Verhältniswert können die Untersuchungen am Stabdurchmesser Ø16mm in guter Näherung mit einer abfallenden Trendlinie approximiert werden. Aufgrund der schmal zulaufenden, sichelförmigen Rippen weist der Betonstabstahl erwartungsgemäß die geringen Verhältniswerte auf. Gerichtetes Material vom Ring weist durchgehend größere b_r/c -Verhältnisse auf. Dies kann einerseits auf die notwendige breitere Ausbildung der Rippen zur Reduktion der Spannungen während des Richtprozesses und andererseits auf eine zusätzliche Quetschung bzw. Abnutzung der Rippen am Richtwerkzeug zurückgeführt werden, die insgesamt bei Ringmaterial zu breiteren Rippen führt. Betonstabstahl erreicht bei dem geringsten untersuchten $b_{\rm r}/c$ -Verhältnis die größten Verbundspannungen. Dem gegenüber stehen die Rippengeometrien SR3 und SR4, an denen bei deutlich größerem Verhältniswert geringere Verbundspannungen ermittelt wurden. Die Rippengeometrien WR, SR1 und SR2 erreichen bei mittlerem $b_{\rm r}/c$ -Verhältnis mittlere Verbundspannungen, die innerhalb einer Rippengeometrie gleichmäßig oberund unterhalb der ermittelten Trendlinie liegen.

Für den Stabdurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ zeigt die Trendlinie einen ähnlichen Zusammenhang zwischen b_r/c -Verhältnis und maximaler Verbundspannung. Mit steigendem Verhältniswert fallen die Verbundspannungen ab. Dabei ist die Trendlinie nur minimal stärker geneigt als die für den Stabdurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ ermittelte. Auch der Nulldurchgang der Geradengleichung, der in diesem Zusammenhang näherungsweise zusammen mit der Steigung als vergleichbares Maß der maximal erreichten Verbundspannungen herangezogen werden kann, liegen nah beieinander. Betonstabstahl erreicht nur noch moderatere Verhältniswerte, liegt dabei jedoch immer noch in der unteren Hälfte der untersuchten Verhältniswerte. Die Rippengeometrien WR und SR1 erreichen bei mittlerem b_r/c -Verhältnis tendenziell höhere Verbundspannungen als beim Stabdurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, bleiben im Mittel jedoch weiter unter denen des Betonstabstahls. Die Sonderrippenformen SR3 und SR4 bilden weiterhin das obere Ende der untersuchten Verhältniswerte ab. Hier ist deutlich zu erkennen, dass ein größeres b_r/c -Verhältnis zu niedrigeren Verbundspannungen führt.

Abbildung 4.9 berücksichtigt als weiteren Parameter die Betonfestigkeitsklasse, um den Einfluss des b_r/c -Verhältnisses auf die maximale Verbundspannung zu analysieren. Für einen niedrigfesten Beton



Abbildung 4.8: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis b_r/c mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ und (rechts) mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$

der Festigkeitsklasse C20/25 (links) zeigt sich weiterhin eine mit zunehmendem b_r/c -Verhältnis kleiner werdende Verbundspannung. Diese kann in guter Näherung durch eine Trendlinie approximiert werden. Deren Steigung fällt im Vergleich zur normalfesten Festigkeitsklasse C30/37 nur geringfügig flacher aus. Der Betonstabstahl erreicht bei kleinstem Verhältniswert die höchsten Verbundspannungen. WR- und SR1-Rippengeometrien erreichen bei mittlerem b_r/c -Verhältnis geringere τ_{max} -Werte und liegen dabei sehr nah beieinander. Abbildung 4.9 stellt rechts anschaulich den identischen Zusammenhang zwischen dem b_r/c -Verhältnis und der maximalen Verbundspannung bei hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C70/80 dar. Bei, besonders für die Betonstähle mit WR-Rippengeometrie, größerer Streuung kann die mit steigendem Verhältniswert sinkende Verbundspannung in guter Näherung durch eine Trendglinie angenähert werden. Die Steigung derselben ist dabei deutlich steiler als bei den untersuchten niedrig- und normalefesten Festigkeitsklassen. Für Betonstabstahl könenn wiederrum die höchsten Verbundspannungen ermittelt werden. Die Rippengeometrien mit dem Kennzeichen WR und SR1 erreichen bei mittlerem Verhältniswert um bis zu $15 \,\mathrm{N/mm^2}$ weniger Verbundspannung als das Referenzmaterial vom Stab A-ST.

Die gemeinsame Betrachtung der Abbildungen 4.8 und 4.9 lässt für alle untersuchten Einflussgrößen denselben Trend erkennen. Dabei zeigt sich für die Untersuchungen am Stabdurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ nahezu dieselben Ergebnisse wie für den Stabdurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$. Der Einfluss des b_r/c -Verhältnisses auf die Verbundspannung ist bei beiden Durchmessern unter sonst identischen Voraussetzungen gleich. Bei Variation der Festigkeitsklasse kann für nieder- und normalfeste Festigkeitsklassen noch kein wesentlicher Unterschied ausgemacht werden. Beide Trendlinien bilden einen annähern gleichen Einfluss des b_r/c -Verhältnisses auf die maximale Verbundspannung ab. Für hochfeste Festigkeitsklassen ist eine geringfügig steilere Trendlinie erkennbar, was darauf zurückzuführen ist, dass allgemein höhere Verbundfestigkeiten ermittelt werden. Das Verhältnis b_r/c erweist sich neben dem Kennwert der bezogenen Rippenfläche f_R als geeigneter Parameter, um die übertragbare Verbundspannung bei Ausziehversuchen in Abhängigkeit von der Rippengeometrie handelsüblicher Betonstähle zuverlässig zu prognostizieren.



Abbildung 4.9: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis b_r/c mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, (links) mit Beton C20/25 und (rechts) mit Beton C70/80

4.2 Konsolenförmige Ausziehversuche

4.2.1 Darstellung der Versuchsserien

Die konsolenförmigen Ausziehversuche werden analog den zentrischen ausgewertet. In den nächsten Abschnitten zeigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen die Verbundspannungen $\tau_{\rm m}$ über dem aus den Wegmessungen am belasteten und unbelasteten Stabende gemittelten Schlupf $s_{\rm m}$. Mit jedem Stabtyp wurden in einer Versuchsreihe mehrere Ausziehversuche durchgeführt und zu einer mittleren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zusammengefasst. Die Grenzwerte der Einzelversuche sind in einem Streuband dargestellt. Ein schmales Streuband ist Indikator für eine geringe Streuung der Untersuchungsergebnisse.

PO15-1, PO25-1 und PO45-1 (C30/37, Ø16mm)

In einer ersten Versuchsserie PO15-1, PO25-1 und PO45-1 wurden konsolenförmige Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von $\emptyset 16 \text{ mm}$ und einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 durchgeführt. Es wurden drei Betondeckungen für dieselben Materialien untersucht: In Abbildung 4.10 links sind die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ($\tau/s_{\rm m}$ -Beziehung) für 1,5 \emptyset , mittig die Untersuchungen für 2,5 \emptyset und rechts für 4,5 \emptyset dargestellt. Es wurde ein Material mit sichelförmigen Rippen und zwei Rippenreihen nach DIN EN-488-2 (A-ST), warmgewalztes Ringmaterial mit sichelförmigen Rippen und vier Rippenreihen nach DIN 488-3 (B-WR, C-WR) und warmgewalztes Ringmaterial mit Sonderrippung und vier Rippenreihen (D-SR1, E-SR2) untersucht. Abbildung 4.10 links zeigt ein nahezu identisches Verhalten für alle untersuchten Rippengeometrien bei einer Betondeckung von 1,5 \emptyset . Bei gleichem Schlupf erreichten WR-Bewehrungsstähle sowohl die höchsten (C-WR) als auch die niedrigsten (B-WR) Verbundspannungen. Die übrigen Materialien ordnen sich mit engem Abstand dazwischen ein. Insgesamt ist kaum ein Unterschied erkennbar. In der Mitte sind die $\tau/s_{\rm m}$ -Beziehungen für dieselben Materialien mit einer Betondeckung von 2,5 \emptyset dargestellt. Auch hier zeigt sich ein nahezu identisches Verbundtragverhalten der untersuchten Rippengeometrien. Bei gleichem Schlupf erreicht das Material B-WR die höchsten, das Material E-SR2 die geringsten Verbundspannungen. Abbildung 4.10 rechts zeigt ebenfalls eine sehr ähnliches Verhalten aller untersuchten Materialien mit einem Beton der Festigkeitsklasse C70/80. Der zur maximalen Verbundspannung gehörende mittlere Schlupf variiert geringfügig. Die Rippengeometrie mit der Sonderrippung SR1 erreicht bei dem geringsten s_m -Wert die kleinste Verbundspannung. Ebenfalls bei einem sehr geringen τ_m -Wert werden für die Sonderrippung SR2 die größten gemittelten Schlupfwerte ermittelt. Die den Regeln der DIN EN 488-2 folgenden Rippengeometrien auf den Betonstählen B-WR und C-WR erreichen die größten Verbundspannung bei einem Schlupfwert, der mittig in der untersuchten Spannbreite liegt. Für den Betonstabstahl A-ST wird in dieser Untersuchung ein mittlerer Verbundspannungs- und Schlupfwert ermittelt. Die maximal ermittelten Verbundspannungen unterscheiden sich dabei um weniger als 10 %.



Abbildung 4.10: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der konsolenförmigen Ausziehversuche aus Serie PO15-1 (Beton C30/37, Betonstahl Ø16 mm)

Vergleicht man die untersuchten Betondeckungen bei sonst gleichen Randbedingungen wird deutlich, dass die ermittelten Verbundspannungen für eine Betondeckung von 1,50 und 2,50 nahezu identisch sind. Die untersuchten Materialien liegen sowohl bezogen auf die Verbundspannung, als auch auf die Schlupfwerte nahe beieinander. Für eine Betondeckung von 4,50 ist eine um ca. 30% höhere Verbundspannung bei sonst ähnlichem Schlupf erkennbar. Erstmals ist auch ein Unterschied bei den Schlupfwerten bei erreichen der maximalen Verbundspannung und somit marginale Unterschiede in der Verbundsteifigkeit. Aus der Anzahl der Untersuchungen lässt sich jedoch kein eindeutiger Trend hinsichtlich der Verbundsteifigkeit ableiten. Das Referenzmaterial vom Stab A-ST liefert Betondeckungsübergreifend mittlere Verbundspannungs- und Schlupfwerte im Vergleich zum untersuchten Ringmaterial.

Die Untersuchungen an konsolenförmigen Ausziehkörpern der Serie 1 haben ergeben, dass kein Einfluss der Betondeckungen bis zu einer Betondeckung von $2,5\emptyset$ erkennbar ist. Auf Basis der RILEM-Ausziehversuche deuten die Ergebnisse bei $4,5\emptyset$ auf einen beginnenden Übergang zum Ausziehversagen hin. Noch dazu wird eine Betondeckung von $4,5\emptyset = 72 \text{ mm}$ im Bezug auf die praktische Anwendung als tendenziell zu hoch eingeschätzt. Im weiteren Verlauf wurde sich aufgrund der genannten Gründe deshalb auf die Untersuchungen an konsolenförmigen Ausziehkörpern mit einer Betondeckung von $2,5\emptyset$ beschränkt.



Abbildung 4.11: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der konsolenförmigen Ausziehversuche aus (links) Serie PO25-2 und (rechts) Serie PO25-3

PO25-2 (C20/25, Ø16mm)

In der Serie PO25-2 wurden konsolenförmige Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von Ø16 mm und einem niederfesten Beton der Festigkeitsklasse C20/25 durchgeführt. Die zugehörigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen sind in Abbildung 4.11 (links) dargestellt. Es wurde ein Material mit sichelförmigen Rippen und zwei Rippenreihen nach DIN EN-488-2 (A-ST), warmgewalztes Ringmaterial mit sichelförmigen Rippen und vier Rippenreihen nach DIN 488-3 (C-WR, I-WR) und warmgewalztes Ringmaterial mit Sonderrippung und vier Rippenreihen (D-SR1). Im Vergleich zur ersten Serie wurde der Stahl B-WR durch den I-WR ersetzt. Es handelt sich um denselben Betonstahl, der jedoch von einem anderen Weiterverarbeiter gerichtet wurde. Alle Materialien erreichen ähnliche maximale Verbundspannungen bei geringfügig unterschiedlichen Schlupfwerten. Das steifste Verbundverhalten mit dem geringstem Schlupf weist der Betonstabstahl A-ST auf. Für Betonstahl mit einer WR-Rippengeometrie des Weiterverarbeiters C wurden die höchsten Schlupfwerte gemessen.

PO25-3, (C70/80, Ø16mm)

Mit denselben Materialien mit einem Stabdurchmesser von $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$, die in der Serie PO25-2 mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25 untersucht wurden, wurden in Serie PO25-3 konsolenförmige Ausziehversuche mit Beton der Festigkeitsklasse C70/80 durchgeführt. Abbildung 4.11 (rechts) zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für die untersuchten Betonstähle. Alle Materialien erreichen fast identische Verbundspannungs- und Schlupfwerte bei sehr geringer Streuung.

Vergleicht man die in Abbildung 4.11 dargestellten $\tau - s_{\rm m}$ -Beziehungen untereinander so wird deutlich, dass die Betonfestigkeitsklasse einen positiven Einfluss auf die erreichbaren Verbundspannungen hat. Für den hochfesten Beton (rechts) werden durchwegs deutlich höhere $\tau_{\rm m}$ -Werte erreicht als für den niederfesten (links). Die mittleren Schlupfwerte nach dem Spaltversagen fallen für den hochfesten Beton deutlich höher aus als für den niederfesten. Zwar kann der Übergang von der maximalen Verbundspannung zum fast horizontalen Ast der $\tau - s_{\rm m}$ -Beziehung aufgrund des schlagartigen Verbundversagens und des Herausziehens des Stabes in diesem Bereich einer gewissen Unstetigkeit unterliegen, dennoch sind die Werte auf dem horizontalen Ast weiterhin

repräsentativ. Der nach dem Entstehen des Verbundrisses entlang der Stabachse erreichte Schlupf steigt überproportional gegenüber der Verhältnisse für nieder- und normalfesten Beton an. Bezieht man in den Vergleich die Untersuchungen an normalfestem Beton (Abbildung 4.10) mit ein, so liegen deren Verbundspannungen oberhalb den am niederfesten Beton und unterhalb den am hochfesten Beton ermittelten. Der gemittelte Schlupf für die Untersuchungen an nieder- und normalfestem Beton nimmt dabei ähnliche Werte an.

PO25-5, (C30/37, Ø16mm)

In der Serie PO25-5 wurden weitere konsolenförmige Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von Ø16mm und einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 durchgeführt und die Ergebnisse der Serie PO25-1 um weitere Hersteller/Weiterverarbeiter erweitert. Die zugehörigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen sind in Abbildung 4.12 (links) dargestellt. Es wurde das Referenzmaterial mit sichelförmigen Rippen und zwei Rippenreihen nach DIN EN-488-2 (A-ST) und warmgewalztes Ringmaterial mit sichelförmigen Rippen und vier Rippenreihen nach DIN 488-3 (I-WR) untersucht. Bei den Proben N-SR3 handelt es sich um kaltverformten Betonstahl der Duktilitätsklasse B mit Sonderrippung SR3. Die Proben O-SR4, ein kaltgeripptes Ringmaterial der Duktilitätsklasse A mit Sonderrippung SR4, hat keine deutsche Zulassung. In Abbildung 4.12 (rechts) sind die konsolenförmigen Ausziehversuche der Serien PO25-1 und PO25-5 mit gleicher Festigkeitsklasse C30/37 und einem Nenndurchmesser von Ø16 mm kombiniert dargestellt. Aufgrund der sehr ähnlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Referenzversuche A-ST wurde trotz geringfügig unterschiedlicher Festigkeitswerte auf eine Skalierung der Messdaten verzichtet.

Bei ähnlichen Schlupfwerten unterscheiden sich die maximal ermittelten Verbundspannungen deutlich. Das Referenzmaterial vom Stab A-ST wurde bereits in der Serie 1 (Abbildung 4.10 mitte) getestet und erreicht in der hier betrachteten Serie PO25-5 nahezu identische Werte für Verbundspannung und mittleren Schlupf. Für das Material O mit der Sonderrippung SR4 wurden die kleinsten Verbundspannungen ermittelt. Die vom Betonstahl N-SR3 erreichten Verbundspannungen liegen deutlich über denen des Materials O und erkennbar unterhalb denen des Betonstabstahl A-ST. Bei Betrachtung der Steigung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und des ähnlichen Schlupfs bei unterschiedlichen Verbundspannungen kann auf ein erkennbar weicheres Verbundtragverhalten der Materialien N und O gegenüber der Materialien A und I rückgeschlossen werden.

PO25-7, (C30/37, Ø12mm)

In der Serie PO25-7 wurden konsolenförmige Ausziehversuche an Betonstählen mit einem Nenndurchmesser von \emptyset 12mm und einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 durchgeführt. Die zugehörigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen sind in Abbildung 4.13 rechts dargestellt. Dabei wurden zwei verschiedene Betonstabstähle mit sichelförmigen Rippen und zwei Rippenreihen nach DIN EN 488-2 (A-ST und D-ST) sowie Material eines Weiterverarbeiters von warmgewalztem Ringmaterial mit sichelförmigen Rippen und vier Rippenreihen nach DIN EN 488-3 (H-WR) untersucht. Zusätzlich wurden zwei kaltverformte bzw. kaltgerippte Betonstähle der Duktilitätsklasse B bzw. A aus Ringen mit Sonderrippung SR3 und SR4 (N-SR3 und O-SR4) betrachtet. Die Sonderrippung SR4 besitzt keine deutsche Zulassung. Die Proben N-SR3 und O-SR4 weisen besonders breite Kopfbreiten bzw. Profilbreiten *b* auf. Die Wahl der untersuchten Materialien wurde auf Basis der Ergebnisse der



Abbildung 4.12: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der konsolenförmigen Ausziehversuche aus (links) Serie PO25-5 sowie (rechts) Serie PO25-1 und PO25-5 kombiniert

zentrischen Ausziehversuche (Abbildung 4.3 rechts) sowie der Rippengeometrie getroffen: Aufgrund der ähnlichen Ergebnisse der Stabstähle wurde sich für die konsolenförmigen Ausziehversuche auf die Stabstähle A und D beschränkt. Das Ringmaterial H-WR wies unter den getesteten Rippengeometrien nach DIN EN 488-3 die geringsten Verbundspannungen auf und wird deshalb ebenfalls mit konsolenförmigen Ausziehversuchen näher untersucht. Während die Sonderrippungen SR1 und SR2 im Mittelfeld der ermittelten Verbundspannungen liegen, werden für das Ringmaterial mit den Sonderrippenformen SR3 und SR4 in den Ausziehversuchen die niedrigsten Verbundspannungen ermittelt. Diese wurden ebenfalls in die weitere Versuchsreihe mit konsolenförmigen Ausziehversuchen mit einbezogen. Besonders im Vergleich zu den übrigen Streubändern ist das der Stabdurchmesser \emptyset 12mm deutlich breiter und ist damit ein Indikator für eine größere Streuung innerhalb der Untersuchungen mit gleichen Randbedingungen. Der Betonstabstahl A-ST erreicht bei kleinstem Schlupf die größte Verbundspannung. Der Betonstahl vom Ring mit der WR-Rippengeometrie H-WR kommt nahe an die Verbundspannungs- und Schlupfwerte des Referenzmaterials heran. Das zweite Material vom Stab D-ST erreicht eine ähnliche Verbundspannung jedoch erst bei einem größeren Schlupf. Dabei ist die gesamte $\tau - s_m$ -Beziehung bis zum Verbundspannungsmaximum flacher als die der erstgenannten Materialien. Die Sonderrippenformen SR3 und SR4 erreichen nur knapp 80% der Verbundspannung des Stabmaterials bei einem knapp doppelt so großen Schlupf. Hier ist ein weicheres Verbundverhalten deutlich erkennbar.

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung des Referenzmaterials A-ST in Abbildung 4.12 (rechts) zeigt, dass sich die betrachteten Materialien bei einem maßgebenden Spaltversagen mit Ausnahme der Sonderrippungen SR3 und SR4 einen sehr ähnlichen Verbundspannungs-Schlupf-Verlauf haben. Die beiden genannten Sonderrippungen bleiben mir ihren Verbundspannungsmaxima hinter den anderen zurück. Ein Vergleich der untersuchten Stabdurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ in Abbildung 4.13 mit den untersuchten Stabdurchmessern $\emptyset 16 \text{ mm}$ zeigt für den Stabdurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ größere Streuungen der Messwerte. Weiter kann für kleinere Stabdurchmesser ein größerer Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundcharakteristik erkannt werden, der sich so für den Stabdurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ nur im Ansatz erkennen lässt. Mutmaßlich ist die Verbundkraftübertragung bei kleinen Durchmessern effektiver als bei großen, sodass diese auch größeren Streuungen unterworfen ist und bei kleineren



Abbildung 4.13: erbundspannungs-Schlupf-Beziehung der konsolenförmigen Ausziehversuche aus Serie PO25-5 (Beton C30/37, Betonstahl Ø12mm)

Stabdurchmessern sensitiver auf veränderte Rippengeometrien reagiert.

4.2.2 Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$

Abbildung 4.14 zeigt die maximalen Verbundspannungen τ_{max} in Abhängigkeit vom Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ für die Gesamtheit der Untersuchungen mit einem Stabdurchmesser von $\emptyset 16 \text{ mm}$ (links) und $\emptyset 12 \text{ mm}$ (rechts) und einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37. Auf den ersten Blick steigen für beide Durchmesser bei größer werdendem $f_{\rm R}$ -Wert auch die Verbundspannungen. Die Betonstähle mit der Sonderrippung SR3 und SR4 liegen bei kleinsten $f_{\rm R}$ -Werten unter den übrigen Verbundspannungen, das Material O sogar deutlich. Die Trendlinie bildet hier den Zusammenhang nur mit einem niedrigen Bestimmtheitsmaß ab. Das kann auf die im Vergleich zur Gesamtheit der Untersuchungen geringen $f_{\rm R}$ -Werte der Sonderrippungen SR3 und SR4 zurückgeführt werden, die aufgrund ihres gleichzeitig niedrigen Wertes der bezogenen Rippenfläche einen großen Einfluss auf die Trendlinie haben. Für das Referenzmaterial vom Stab A-ST die größte bezogene Rippenfläche ermittelt. Für das Material mit einer Rippengeometrie nach DIN EN 488-3 werden sowohl hohe, als auch niedrige $f_{\rm R}$ errechnet. Die Verbundspannungen bleiben dabei nahezu konstant. Die Sonderrippungen SR1 und SR2 erreichen ein ähnliches τ_{max} bei mittlerem f_{R} -Wert. Die Trendlinie für den Zusammenhang zwischen der bezogenen Rippenfläche und der maximalen Verbundspannung für Bewehrung mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ kann die mit steigendem f_{R} -Wert ansteigende Verbundspannung mit einem mittleren Bestimmtheitsmaß annähernd abbilden. Die beiden untersuchten Betonstabstähle A-ST und D-ST erreichen bei hohen bzw. mittleren $f_{\rm R}$ -Werten mit die höchsten Verbundspannungen. Ähnliche Verbundspannungen kann auch das Ringmaterial mit WR-Rippengeometrie bei einer mittleren bezogenen Rippenfläche übertragen. Das Material des Weiterverarbeiters N erreicht bei niedrigem $f_{\rm R}$ -Wert die geringsten Verbundspannungen. Der Betonstahl vom Ring mit der Sonderrippung SR4 erreicht bei der gleichzeitig kleinsten untersuchten bezogenen Rippenfläche ähnliche τ_{max} -Werte wie der mit der Sonderrippung SR3.

Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundspannung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen wird in Abbildung 4.15 untersucht. Es zeigt sich, dass die erreichten τ_{max} -Werte bei einem C20/25 (links) durchwegs deutlich über denen des C70/80 (rechts) liegen. Die nahezu parallel verlaufenden Trendlinien für beide untersuchten Betonfestigkeitsklassen



Abbildung 4.14: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ und (rechts) mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \,\mathrm{mm}$

deuten auf die weitestgehende Unabhängigkeit des $f_{\rm R}$ -Wertes bei niedrigen und hohen Festigkeitsklassen hin. Für die niedrige Betonfestigkeitsklasse ist eine leicht steigende Tendenz mit wachsender bezogener Rippenfläche erkennbar. Die untersuchten Materialien decken sowohl niedrige (C-WR), mittlere (D-SR1) als auch hohe (I-WR, A-ST) $f_{\rm R}$ -Werte bei nahezu gleichbleibenden Verbundspannungen ab. Keinerlei Einfluss hat die bezogene Rippenfläche bei hochfesten Betonen. Die Trendlinie verläuft annähern horizontal. Der R^2 -Wert ist nahe 0. Die Materialien N-SR3 und O-SR4, die durch sehr breite Kopf- bzw. Profilbreiten b gekennzeichnet sind, wurden erst in einer späteren Versuchsserie einbezogen und nicht in den Untersuchungen mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen berücksichtigt. Die Erkenntnisse aus den Versuchen mit Beton der Klasse C30/37, wonach Stähle mit breiten Kopf- bzw. Profilbreiten b geringere Verbundspannungen übertragen, lassen sich vermutlich auch auf andere Betonfestigkeitsklassen übertragen. Ein entsprechender Nachweis ergibt sich jedoch nicht direkt aus den durchgeführten Untersuchungen.



Abbildung 4.15: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \, {\rm mm}$, (links) mit Beton C20/25 und (rechts) mit Beton C70/80



Abbildung 4.16: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ mit Beton C30/37, (links) mit bezogener Betondeckung $c/\emptyset = 1.5$ und (rechts) mit bezogener Betondeckung $c/\emptyset = 4.5$

Ein ähnlicher Zusammenhang ist auch bei der Betrachtung der mittleren Betonfestigkeitsklasse C30/37 in Abbildung 4.14 erkennbar. Verbundspannungen liegen im Mittel leicht oberhalb der mit einem C20/25 erreichten und deutlich unterhalb derer mit einem Beton der Festigkeit C70/80 ermittelten. Der Anstieg der Verbundspannungen hängt dabei nicht direkt proportional mit der Druckfestigkeit zusammen.

Abbildung 4.16 zeigt den Einfluss der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ auf die Verbundspannung unter Berücksichtigung der Betondeckung für 1,5 \emptyset (links) und 2,5 \emptyset (rechts). Für beide Betondeckungen ergibt sich dabei ein ähnliches Bild. Sowohl für geringe $f_{\rm R}$ -Werte (D-SR1, E-SR2, B-WR), als auch für mittlere (C-WR) oder hohe (A-ST) bleiben die Verbundspannungen nahezu konstant. Die Trendlinie verläuft nahezu horizontal. Der R^2 -Wert nahe 0 bestätigt die These, dass die Änderungen der Verbundspannung unter den gegebenen Voraussetzungen nicht über die bezogene Rippenfläche vorhergesagt werden können. Für die größte untersuchte Betondeckung konnten dafür im Mittel höhere Verbundspannungen als für eine Betondeckung von 1,5 \emptyset erreicht werden. Auch hier ist festzuhalten, dass die Materialien N-SR3 und O-SR4 mit besonders großen Kopf- bzw. Profilbreiten b nicht mit unterschiedlichen Betondeckungen untersucht wurden. Dennoch lassen sich die Erkenntnisse, wonach Stähle mit breiten Kopf- bzw. Profilbreiten b geringere Verbundspannungen übertragen, mutmaßlich auch auf andere Betondeckungen übertragen, wobei ein entsprechender genauer Nachweis noch aussteht.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass der $f_{\rm R}$ -Wert bei Rippengeometrien mit üblichen Kopfbzw. Profilbreiten *b* und einer Betondeckung von 2,50 keinen wesentlichen Einfluss auf die Verbundspannung ausübt. Zwar lässt sich für den Stabdurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ (Abbildung 4.14 links) unter normalfestem Beton ein positiver Zusammenhang zwischen Verbundspannung und bezogener Rippenfläche erkennen, dieser wird aber vor allem durch die Werte des Ringmaterials mit den Sonderrippenformen SR3 und SR4 (breite Kopf- bzw. Profilbreiten *b*) beeinflusst. Selbiges Verhalten lässt sich auch für den Betonstahl mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \,\mathrm{mm}$ erkennen (Abbildung 4.14 rechts). Die detaillierte Untersuchung des Einflusses der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundspannung unter Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse (Abbildung 4.15) oder der Betondeckung (Abbildung 4.16) lässt keine anderweitige Abhängigkeit der τ_{max} -Werte auf die Verbundspannung erkennen. Die Trendlinien verlaufen nahezu horizontal.

4.2.3 Verhältnis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$

Abbildung 4.17 zeigt die Abhängigkeit der Verbundspannung τ_{max} von dem Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ getrennt für $\emptyset 16 \text{ mm}$ (links) und $\emptyset 12 \text{ mm}$ (rechts) bei einer Betonfestigkeitsklasse C30/37 und einer Betondeckung von 2,5 \emptyset . Die horizontal verlaufende Trendlinie bildet mit Ausnahme des Ringmaterials mit der Sonderrippung SR4 alle untersuchten Materialien gut ab. Bei niedrigem $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis erreicht das Material O-SR4 nur deutlich kleinere Verbundspannungen als die Vergleichsmaterialien. Die WR-Rippengeometrien weisen die kleinsten $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnisse auf und erreichen dabei die höchsten Verbundspannungen. Mit einem mittleren Verhältniswert und deutlich höheren erreichen die Materialien A-ST bzw. N-SR3, E-SR2 und D-SR1 dennoch sehr ähnliche Werte für τ_{max} . Zusammen mit der horizontalen Trendlinie ist der R^2 -Wert nahe dem Wert null ein Indiz, dass mit dem $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis die Verteilung der Verbundspannung nicht erklären.

Die Trendlinie für den Nenndurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ approximiert für steigende $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis steigende Verbundspannungen. Insgesamt werden für diesen Stabdurchmesser nur niedrige (O-SR4) bis mittlere (H-WR, A-ST und D-ST) Verhältniswerte erreicht. Für das Ringmaterial mit der Kennung N-SR3 wurden Verhältniswerte dazwischen errechnet. Mit dem Stabmaterial A-ST und dem Ringmaterial mit Rippengeometrie nach DIN EN 488-3 werden die höchsten τ_{max} -Werten erreicht. Die Sonderrippung SR3 kann die niedrigsten Verbundspannungen übertragen. Vergleicht man beide Stabdurchmesser werden mit dem Stabdurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$ im Mittel höhere Verbundspannungen als mit dem Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ erreicht.



Abbildung 4.17: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis c_{licht}/a_m mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ und (rechts) mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$

Abbildung 4.18 zeigt den Einfluss des $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis auf die Verbundspannung unter Berücksichtigung des Einflusses einer niedrigen (C20/25, links) und hohen (C70/80, rechts) Betonfestigkeitsklasse bei einer Betondeckung von 2,5 \emptyset . Für beide Festigkeitsklassen approximieren nahezu horizontale Trendlinien die Datenpunkte. Mit dem kleinsten Verhältniswert erreicht das Material C-WR im Mittel ebenso hohe Verbundspannungen wie das Material mit mittlerem Verhältniswert I-WR und das Referenzmaterial A-ST sowie das mit dem deutlich höheren $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ -Verhältnis des Materials D-SR1. Während für die Festigkeitsklasse C20/25 das Material C-WR die höchsten Verbundspannungen aufweist, erreichen diese für die Festigkeitsklasse der C70/80 das Referenzmaterial vom Stab A-ST. Das Bestimmtheitsmaß nahe dem Wert null zeigt ebenso, dass der untersuchte Verhältniswert Änderungen der Verbundspannungen nicht abbilden kann. Vergleicht man die Verbundspannungen der Betonfestigkeitsklasse der hochfeste Beton deutlich höhere Verbundspannungen als die mittlere und niederfeste Festigkeitsklasse.



Abbildung 4.18: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis c_{licht}/a_m mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, (links) mit Beton C20/25 und (rechts) mit Beton C70/80

Abbildung 4.19 stellt die maximale Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis bei einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37 dar und vergleicht diese für unterschiedliche Betondeckungen. Für eine Betondeckung des 1,5-fachen Stabdurchmessers (Abbildung 4.19 links) können die Datenpunkte durch eine horizontale Trendlinie approximiert werden. Das Bestimmtheitsmaß R^2 ist sehr klein. Sowohl für die WR-Rippengeometrien mit kleinem Verhältniswert (B-WR, C-WR), als auch für das Referenzmaterial vom Stab mit mittlerem $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis und die Materialien mit Sonderrippenformen mit dem mit Abstand größten Verhältniswert (D-SR, E-SR2) werden im mittel dieselben Verbundspannungen erreicht. Der Betonstabstahl A-ST erreicht die höchsten Verbundspannungen. Für Betondeckungen mit einer Betondeckung von $4, 5\emptyset = 72 \,\text{mm}$ stellt Abbildung 4.19 rechts einen leicht abfallenden Trend über alle Datenpunkte dar. Betonstahl mit Rippengeometrien nach DIN EN 488-3 erreicht bei kleinstem $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis die höchsten Verbundspannungen vor dem Referenzmaterial vom Stab A-ST mit einem mittleren Verhältniswert. Wiederum mit deutlich größerem $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis können die Sonderrippengeometrien SR1 und SR2 die geringsten Verbundspannungen übertragen.

Die Gegenüberstellung der Untersuchungen an unterschiedlichen Betondeckungen bei gleichen Randbedingungen in Abbildung 4.17 links und Abbildung 4.19 zeigt ein identischen Trendverhalten: Mit zunehmendem Verhältniswert nehmen die Verbundspannungen ab. Deutlich wird auch, dass für die Serie PO45-1 bis zu 40 % größere Verbundspannungen erreicht werden als für die Serien PO25-1 und PO15-1. Dabei liegen die ermittelten τ_{max} -Werte für die Betondeckung von 1,5 \emptyset sogar leicht



Abbildung 4.19: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis c_{licht}/a_m mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, (links) mit bezogener Betondeckung $c/\emptyset = 1.5$ und (rechts) mit bezogener Betondekcung $c/\emptyset = 4.5$

über denen mit einer Betondeckung von 2,5 \emptyset erreichten. Im mittel kann jedoch von einem ähnliche aufnehmbaren Verbundspannungsniveau ausgegangen werden. Insgesamt werden die Abhängigkeiten durch den Verhältniswert c $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ nur unzureichend dargestellt.

4.2.4 Verhältnis $b_{\rm r}/c$

Analog zu den Untersuchungen an zentrischen Ausziehkörpern wird auch für die konsolenförmigen Ausziehkörper der Einfluss des Verhältnisses der Rippenbreite in Stabachse zum Rippenabstand $b_{\rm r}/c$ untersucht. Abbildung 4.20 zeigt den Einfluss des Verhältnisses auf die Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ getrennt für die Stabdurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ (links) und $\emptyset 12 \,\mathrm{mm}$ (rechts) bei einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37 und einer Betondeckung von 2,5 \emptyset . Für das kleinste b_r/c -Verhältnis und den Nenndurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ erreicht das Referenzmaterial vom Stab mit die höchsten Verbundspannungen. Betonstahl vom Ring mit Rippengeometrien nach DIN EN 488-3 (B-WR, C-WR und I-WR) sowie den Sonderrippenformen SR1 und SR2 erreichen bei mittlerem Verhältniswert ähnliche Verbundspannungen. Bei deutlich größerem b_r/c -Verhältnis werden für die Materialien N-SR3 und O-SR4 auch erkennbar kleinere Verbundspannungen erreicht. Die errechnete Trendlinie lässt auf sinkende Verbundspannungen bei steigendem Verhältniswert rückschließen. Bei weiterer Betrachtung kann jedoch festgestellt werden, dass die Datenpunkte der Rippengeometrien SR3 und SR4 deutlich unterhalb der übrigen liegen und damit den Trend maßgebend beeinflussen. Abbildung 4.20 zeigt für den Nenndurchmesser Ø12mm ein ähnliches Bild. Bei moderateren Verhältniswerten erreichen die untersuchten Betonstabstähle A-ST und D-St ähnlich hohe Verbundspannungen wie der Betonstahl vom Ring mit WR-Rippengeometrie bei mittlerem $b_{\rm r}/c$ -Verhältnis. Die Sonderrippengeometrien SR3 und SR4 liegen wiederum bei deutlich höheren Verhältniswerten unter den übrigen erreichen $\tau_{\rm max}$ -Werten. Die ermittelte Trendlinie zeigt eine mit steigendem $b_{\rm r}/c$ -Verhältnis sinkende Verbundspannung auf. Auch hier haben die Materialien N-SR3 und O-SR4 einen deutlich erkennbaren Einfluss auf den Trendverlauf. Im Vergleich der beiden Untersuchungen unterschiedlicher Stabdurchmesser bei sonst gleichen Randbedingungen fällt auf, dass für den kleineren Stabdurchmesser im Mittel größere Verbundspannungen erreicht werden. Dabei beeinflusst bei beiden Untersuchungen



das Material mit der Kennung N-SR3 und O-SR4 den Trendverlauf.

Abbildung 4.20: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis b_r/c mit Beton C30/37, (links) mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$ und (rechts) mit Nenndurchmesser $\emptyset 12 \text{ mm}$

Der Einfluss des b_r/c -Verhältnisses unter Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse wird in Abbildung 4.21 für einen C20/25 (links) und einen C70/80 (rechts) bei einer konstanten Betondeckung von 2,5Ø für den Stabdurchmesser Ø16mm dargestellt. Sowohl für den niederfesten, als auch für den hochfesten Beton verläuft die errechnete Trendlinie horizontal ($R^2 \approx 0$). Dies weist darauf hin, dass das Verhältnis b_r/c unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse eine Veränderung der Verbundspannung nicht beschreiben kann bzw. kein Einfluss gegeben ist. Sowohl für das Referenzmaterial vom Stab A-ST bei sehr niedrigem b_r/c -Verhältnis als auch für die WR- und SR1-Rippengeometrien (C-WR, I-WR, D-SR1) bei mittlerem Verhältniswert, werden ähnliche Verbundspannungen bei geringen Streuungen erreicht. Für den Beton der Festigkeitsklasse C70/80 liegen die aufnehmbaren Verbundspannungen deutlich über denen des C20/50, der nur sehr knapp unterhalb denen des C30/37 bleibt.



Abbildung 4.21: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis b_r/c mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, (links) mit Beton C20/25 und (rechts) mit Beton C70/80

Abbildung 4.22 stellten dein Einfluss des Verhältnisses b_r/c auf die maximale Verbundspannung unter

Berücksichtigung der Betondeckung von 1,5 \emptyset (links) und 4,5 \emptyset (rechts) bei einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37 für den Stabdurchmesser \emptyset 16 mm dar. Für beide untersuchten Betondeckungen verlaufen die Trendlinien nahezu horizontal bei einem Bestimmtheitsmaß nahe null. Sowohl für das Referenzmaterial vom Stab A-St mit dem kleinsten b_r/c -Verhältnis, als auch für den Betonstahl vom Ring mit Rippengeometrien nach DIN EN 488-3 (B-WR, C-WR) bzw. Sonderrippengeometrien SR1 und SR2 (D-SR, E-SR2) werden ähnliche maximale Verbundspannungen erreicht. Dabei liegen die bei einer bezogenen Betondeckung von 4,5 \emptyset ermittelten Verbundspannung im Mittel ca. 25%über denen mit einer bezogenen Betondeckung von 1,5 \emptyset . Beim Vergleich der maximalen Verbundspannungen für die kleine (1,5 \emptyset) und mittlere (2,5 \emptyset) Betondeckung wird deutlich, dass diese nah beieinander liegen.



Abbildung 4.22: Streudiagramm der maximalen Verbundspannung τ_{max} in Abhängigkeit vom Verhältnis b_r/c mit Nenndurchmesser $\emptyset 16 \text{ mm}$, (links) mit bezogener Betondeckung $c/\emptyset = 1.5$ und (rechts) mit bezogener Betondekcung $c/\emptyset = 4.5$

4.3 Diskussion

Das Verbundversagen kann im Allgemeinen auf zwei Arten erfolgen: Ausziehversagen und Spaltversagen. Bei Bauteilen mit praxisüblicher Betondeckung ist in der Regel immer das Spaltversagen maßgebend. Beide Versagensarten – das Ausziehversagen und das Spaltversagen – werden im Rahmen dieser Arbeit mithilfe unterschiedlicher Probekörperformen untersucht. Das Ausziehversagen, bei dem das Abscheren der Betonkonsolen an den Rippen charakteristisch ist, wird in zentrischen Ausziehversuchen nach INTERNATIONAL UNION OF TESTING AND RESEARCH LABORATORIES FOR MATERIALS AND STRUCTURES [17] untersucht. Die großzügige Betondeckung – für den Nenndurchmesser Ø12mm= 94mm und für den Nenndurchmesser Ø16mm= 92mm – verhindert ein Spaltversagen, da die Betonzugfestigkeit durch die Ringszugspannungen nicht überschritten wird. Zusätzlich wirkt sich die für die Versuche vorgeschriebene verbundfreie Vorlänge günstig auf das Verbundtragverhalten aus und trägt ebenfalls zur Verhinderung des Spaltens des Betons bei [vgl. 22]. Das Spaltversagen ist durch parallel zur Stabachse verlaufende Risse gekennzeichnet und tritt bereits wesentlich früher als das Ausziehversagen ein, sodass deutlich geringere Verbundkräfte übertragen werden können. Die für das Verbundversagen relevanten Querrisse werden bei konsolenförmigen Ausziehversuchen durch eine Weicheinlage als Risselement simuliert. Eine Bügelbewehrung verhindert das Biegeversagen der so erzeugten Konsole. Diese Art der konsolenförmigen Ausziehkörper ermöglicht eine realitätsnahe Erfassung der Sprengwirkung der Rippenstähle bei kleinen Betondeckungen und die aus dem Spaltversagen resultierende reduzierte Verbundtragwirkung.

In Abbildung 4.23 ist die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zentrischer und konsolenförmiger Ausziehversuche mit einer Betondeckung von $4,5\emptyset$, $2,5\emptyset$ und $1,5\emptyset$ (Nenndurchmesser $\emptyset16\,\mathrm{mm}$, Beton C30/37) aus der Versuchsserie 1 für die Stähle A-ST und D-SR1 dargestellt. Dabei zeigt sich anschaulich, dass in den zentrischen Ausziehversuchen ein Vielfaches der Verbundspannungen übertragen werden kann als in den konsolenförmigen Ausziehversuchen. Der aufsteigende Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird dabei maßgeblich durch die mechanische Verzahnung der Betonstahlrippen im Beton bestimmt. Nach dem Überschreiten der maximalen Verbundkraft werden die Betonkonsolen zwischen den Betonstahlrippen allmählich abgeschert oder zerdrückt, und der Betonstahl herausgezogen. Auch bei konsolenförmigen Ausziehversuchen verläuft der aufsteigende Ast zunächst deckungsgleich mit dem der zentrischen Ausziehversuche. Allerdings tritt das Verbundversagen infolge des Spaltens der Betondeckung deutlich früher ein, wodurch die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung abrupt abknickt. Die Tragfähigkeit der Betonkonsolen zwischen den Betonstahlrippen wird dabei nicht voll ausgenutzt. Bei größeren Betondeckungen führt der erhöhte Spaltwiderstand zu einer höheren Verbundkraft. Dadurch tritt das Spaltversagen entsprechend später ein. Für die kleinen und mittleren untersuchten Betondeckungen 1,5Ø und $2,5\emptyset$ scheint die größere Betondeckung noch nicht für eine sichtbare Erhöhung des Spaltwiderstands auszureichen.



Abbildung 4.23: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zentrischer und konsolenförmiger Ausziehversuche mit Betondeckung 4,50, 2,50 und 1,50 (Nenndurchmesser 016 mm, Beton C30/37)

Der Zeitpunkt des Spaltversagens scheint hauptsächlich von den üblichen Verbundparametern (z. B. Betonfestigkeit, Betondeckung, Stabdurchmesser etc.) abzuhängen und ist bei den meisten der untersuchten Rippengeometrien – mit Ausnahme von SR3 und SR4 – weitgehend unabhängig von der Rippengeometrie. Dadurch werden bei den Stählen A-ST und D-SR1 in den konsolenförmigen Ausziehversuchen fast identische Verbundfestigkeiten ermittelt, wobei die Streuung der einzelnen Versuchswerte äußerst gering ist. Erkenntnisse, wie sie häufig in der Literatur beschrieben werden (z. B. in [16]), wonach sich bestimmte Rippengeometrien unvorteilhaft auf das Spaltversagen wirken, konnten im Rahmen der Untersuchung nicht bestätigt werden. Dies könnte unter anderem darauf zurückzuführen sein, dass alle untersuchten Betonstähle einen $f_{\rm R}$ -Wert aufwiesen, der innerhalb des von REHM ET AL. als optimal beschriebenen Bereichs $0,05 \le f_{\rm R} \le 0,1$ liegen. Bei zentrischen Ausziehversuchen hängt der Verbundwiderstand maßgeblich von der Betonkonsole zwischen den Rippen ab. In diesem Fall ist die Rippengeometrie immer von entscheidender Bedeutung. Je stärker die Betonkonsole beansprucht wird, desto wahrscheinlicher treten bei veränderten Rippengeometrien entsprechende Unterschiede bei den ermittelten Verbundkräften auf. Zudem wurden deutlich größere Streuungen der einzelnen Versuchsergebnisse innerhalb einer jeden Versuchsreihe beobachtet. Die Auswertung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der zentrischen Ausziehversuche zeigt eine deutlich geringere Verbundtragfähigkeit für Betonstahl in Ringen gegenüber Betonstabstahl. Besonders auffällig ist hierbei, das der Betonstahl mit der Sonderrippung SR3 bis zu 45% geringere Verbundspannungen überträgt als der Betonstabstahl unter gleichen Versuchsbedingungen. In den vorhergehenden Abschnitten wurde der Einfluss ausgewählter Kenngrößen und Verhältniswerte auf die in den zentrischen Ausziehversuchen maximal erreichten Verbundspannungen untersucht. Grundsätzlich kann eine wachsende Relevanz der untersuchten Kenngrößen und Verhältniswerte mit höherer Betonfestigkeitsklasse auf die in zentrischen Ausziehversuchen übertragenen Verbundspannung beobachtet werden. Dabei verstärkt die Betonfestigkeitsklasse den an normalfestem Beton beobachteten Trend. Am deutlichsten ist dieser Zusammenhang beim Verhältnis $b_{\rm r}/c$. Bei der Untersuchung zentrischer Ausziehversuche ist hinsichtlich des unterschiedlichen Verbundtragverhaltens verschiedener Rippengeometrien kein klarer Trend erkennbar. Zwar wurden mit kleineren Stabdurchmessern größere Verbundspannungen übertragen, jedoch zeigt sich unter dem Einfluss der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$, dass die Verbundspannungen für den Stabdurchmesser $\emptyset 16\,{\rm mm}$ stärker ansteigen als für \emptyset 12 mm. Hingegen führt das b_r/c -Verhältnis zu kaum erkennbaren Unterschieden. Mit den konsolenförmigen Ausziehversuchen wurden bei Spaltversagen insgesamt deutlich geringere Verbundspannungen übertragen als bei zentrischen Ausziehversuchen mit Ausziehversagen. Zudem zeigten die konsolenförmigen Ausziehversuche für den Großteil der untersuchten Stabtypen annähernd gleiche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, wobei die maximalen Verbundspannungen nur wenig voneinander abweichen. Lediglich für die Sonderrippenformen SR3 und SR4 werden bei gleichem Schlupf merklich geringere Verbundspannungen übertragen. Für die Untersuchung unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen ist für niederfeste Beton eine Vergrößerung des Schlupfes im Vergleich zum Betonstabstahl A-ST zu beobachten. Für hochfeste Betone ist dieser Unterschied nicht vorhanden. Beim Vergleich der Stabdurchmesser werden für den Nenndurchmesser $\emptyset 12 \,\mathrm{mm}$ durchgehen höhere Verbundspannungen beobachtet als bei vergleichbaren Untersuchungen am Stabdurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$. Die Untersuchung des Einflusses der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ und der Verhältnisse $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ sowie b_r/c führt zu dem Schluss, dass keine der gewählten Kenngrößen und Verhältniswerte die Änderung der Verbundspannung zutreffend beschreiben kann. Die ermittelten Trendlinien werden stark durch die Ergebnisse der Rippengeometrien SR3 und SR4 beeinflusst. Diese erreichen durchwegs niedrigere Verbundspannungswerte, gleichwohl die übrigen Untersuchungen allesamt vergleichbare Verbundspannungswerte zeigen. Ohne SR3 und SR4 sind die Trendlinien weitestgehend ohne Einfluss und damit horizontal.

Die Auswertung der in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen hinsichtlich des auch im Rahmen dieser Arbeit näher betrachteten $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnisses zeigt eine sinkende Verbundspannung bei größer werdendem Verhältniswert bei maßgebendem Ausziehversagen (Abbildung 2.5). Im

Rahmen dieser Arbeit kann ein gegenteiliges Verhalten für den Stabdurchmesser $\emptyset 12 \,\mathrm{mm}$ beobachtet werden. Mit Ausnahme der Tastversuche zu hohen Betondruckfestigkeiten, bei denen ebenfalls eine fallende Verbundspannung mit steigendem Verhältniswert beobachtet werden konnte, ist für den Stabdurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ kaum ein Einfluss erkennbar. Konsolenförmige Ausziehversuche am Stabdurchmesser $\emptyset 12 \,\mathrm{mm}$ können die steigenden Verbundspannungen mit wachsendem Verhältniswert gut abbilden, wohingegen sich für den Stabdurchmesser $\emptyset 16 \,\mathrm{mm}$ kaum eine Abhängigkeit vermuten lässt.

Nach den in den ersten drei Serien untersuchten Einflüssen der Betondeckung und -festigkeit wurden alle weiteren Serien mit einer mittleren Betonfestigkeitsklasse C30/37 und die konsolenförmigen Ausziehkörper mit einer Betondeckung von 2,50 durchgeführt. Die Auswertung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung macht deutlich, dass eine niedrigere Betonfestigkeitsklasse, mit Ausnahme der Reduktion der erreichten Verbundspannungen insgesamt, keinen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse hat. Erst mit einer hochfesten Betonfestigkeitsklasse verstärkt sich der Effekt der untersuchten Einflüsse auf die Verbundspannung. Dieser Einfluss ist jedoch nur für zentrische Ausziehversuche, beispielsweise für die bezogene Rippenfläche $f_{\rm R}$ oder das Verhältnis der Rippenbreite in Stabachse zum Rippenabstand b_r/c beobachtbar. Für konsolenförmige Ausziehversuche ist der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse vernachlässigbar klein. Die Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Betondeckungen von $1,5\emptyset$, $2,5\emptyset$ und $4,5\emptyset$ zeigt keinerlei Einfluss auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für die kleine und mittlere Betondeckung. Für die hohe Betondeckung werden höhere Verbundspannungen erreicht. Aufgrund des geringen Unterschieds zur Betondeckung eines zentrischen Ausziehkörpers $(5,75\emptyset)$ scheinen die Untersuchungen in einem Übergangsbereich zum Ausziehversagen zu liegen. Weiter erscheinen den Verfassern eine Betondeckung von $4,5\emptyset$ baupraktisch als wenig sinnvoll. Die umfassenden Erkenntnisse an Versuchskörpern mit einer mittleren Betonfestigkeitsklasse C30/37 und einer Betondeckung von $2,5\emptyset$ können als weitgehend repräsentativ angesehen werden und im Rahmen der stichprobenartigen Überprüfung einer Betonfestigkeitsklasse C20/25 und C70/80 sowie einer Betondeckung von $1,5\emptyset$ und $4,5\emptyset$ auch auf diese Grenzen übertragen werden.

Der direkte Vergleich der Ergebnisse der zentrischen mit den konsolenförmigen Ausziehversuchen macht deutlich, dass der große Einfluss der Rippengeometrie beim maßgebenden Ausziehversagen bei frühzeitigem Eintreten eines Spaltversagens relativiert wird. So wurden bei maßgebendem Ausziehversagen sehr große Unterschiede von über 45 % festgestellt. Hingegen zeigen bei dem für die Praxis üblichen Spaltversagen mit konsolenförmigen Ausziehversuchen, mit Ausnahme der Stabtypen SR3 und SR4, keine relevanten Unterschiede bei der Verbundfestigkeit. Nichtsdestotrotz gilt es, extreme Rippengeometrien und insbesondere sehr breite Kopf- oder Profilbreiten b zu vermeiden, da diese im Zweifelsfall zu einer geringeren Verbundübertragung und einem insgesamt weicheren Verbundverhalten führen. Der Rechenwert der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ suggeriert dabei insbesondere bei Bewehrungsstäben mit sehr breiten Kopf- bzw. Profilbreiten b ein viel zu günstiges Verbundverhalten. Ergänzende Parameter wie das Verhältnis $b_{\rm r}/c$ können dazu beitragen, solche für das Verbundverhalten eher ungünstigen Rippengeometrien zu identifizieren und besser zu bewerten. In den Untersuchungen wurde festgestellt, dass Bewehrungsstähle mit einem Verhältnis $b_{\rm r}/c < 0,35$ beim für die Praxis relevanten Spaltversagen zu vergleichbaren Verbundfestigkeiten führen. Bei Bewehrungsstäben mit einem Verhältnis $b_{\rm r}/c > 0,45$ wurde hingegen ein ungünstiges Verbundverhalten

ten beobachtet. Im nachfolgenden Kapitel werden die Erkenntnisse der Kleinkörperversuche durch großformatige Bauteilversuche gestützt.

5 Ergebnisse der Bauteilversuche

5.1 Untersuchungen an Endverankerungen

Die in Abschnitt 3.2 beschriebenen Untersuchungen an Biegebalken mit praxisnahen Abmessungen geben Aufschluss über das Tragverhalten von Endverankerungen und ermöglichen den direkten Vergleich des Tragverhaltens von Betonstabstahl und Betonstahl vom Ring. Die Untersuchungen werden in folgenden Teilschritten systematisch vorgestellt:

- 1. Last-Verformungsverhalten
- 2. Rissentwicklung
- 3. Entwicklung der Stahlspannung im Verankerungsbereich
- 4. Schlupfverhalten
- 5. Bauteilverhalten bei maximaler Traglast und Versagensmechanismen

5.1.1 Tragverhalten von Verankerungen

Um eine Vergleichbarkeit der Messergebnisse herzustellen, werden diese allesamt auf die rechnerische Stahlspannung zu Beginn der Verankerungslänge bezogen. Weiter sollen der Einfluss der Querpressung und des Stab-/Randabstandes näher betrachtet werden.

Die Versuchsträger wurden so konzipiert, dass sie mit einer möglichst großen Schubschlankheit $a_v/d \simeq 1,2$ ein Verbundversagen von vier in der Zugzone angeordneten Bewehrungsstäben bei einer Verbundlänge von 5 \varnothing und 7,5 \varnothing ermöglichen können. Dabei beschreibt a_v den lichten Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager sowie d die statische Nutzhöhe. Bei der Wahl der Schubschlankheit müssen jedoch zwei sich beeinflussende Parameter berücksichtigt werden. Bei einem großen Verhältniswert wird eine direkte Lasteinleitung der Prüfkraft in das Auflager verhindert. Gleichzeitig steigt jedoch das Biegemoment und damit die Beanspruchung auf die Bewehrung im Feld. Die Wahl der Verbundlängen wurde in Anlehnung an die durchgeführten Untersuchungen an Kleinkörpern gewählt um eine direkte Vergleichbarkeit zu ermöglichen. Eine Verankerungslänge von 7,5 \varnothing soll möglichst nahe an die normative Mindestverankerungslänge herankommen. Gleichzeitig steigen die aufnehmbaren Verbundspannung mit zunehmender Verankerungslänge und damit die für ein Verankerungsversagen aufzubringende Prüfkraft.

In Tabelle 5.1 sind die im Versuch aufgebrachten maximalen Auflagerkräfte sowie die rechnerische Stahlspannung σ_{calc} zu Beginn der Verankerungslänge, die sich aufgrund der maßgebenden Auflagerkraft in der Bewehrung einstellt. Die rechnerische Stahlspannung wird durch die in der Gleichung 5.1 angegebene Beziehung ermittelt. Darin wird für V_{max} die direkt gemessene Auflagerkraft, für *cot* θ der nach EC2-1-1, Gleichung 6.7DE [41] direkt ermittelte Druckstrebenneigungswinkel, für l_x der
Abstand des Erstrisses von der Auflagermitte, für z der innere Hebelarm unter Berücksichtigung der Regelungen aus EC2-1-1, Abs. 6.2.2 [41] und für n die Anzahl der verankerten Stäbe eingesetzt.

$$\sigma_{\text{calc}} = \frac{V_{\text{max}} \cdot \left(\frac{\cot\theta}{2} + \frac{l_{\text{x}}}{z}\right)}{n \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} \tag{5.1}$$

Bei jedem Erstversuch an einem Balken wurden sämtliche Materialparameter bestimmt. Da am direkt darauf folgenden Tag der zweite Teilversuch durchgeführt wurde, wurde die Druckfestigkeit an drei weiteren Würfeln bestimmt. Der Vergleich der in Tabelle 3.7 gelisteten Druckfestigkeitswerte an Zylindern $f_{\rm cm}$ mit den für fehlende Werte aus der Würfeldruckfestigkeit $f_{\rm cm,cube}$ umgerechnete Druckfestigkeiten zeigt vernachlässigbar geringe Unterschiede. Die Differenz liegt in der Größenordnung der Materialstreuung. Dabei werden die für den zweiten Teilversuch ermittelten Druckfestigkeitswerte am Würfel zusätzlich um den Faktor 1/1,202 = 0,83 nach DAfStb-Heft 617 (Gl. 1-16) [42] reduziert. Aus diesem Grund werden für die weiteren Untersuchungen für beide Teilversuche die jeweils direkt am Zylinder ermittelten Druckfestigkeiten während des ersten Teilversuchs angesetzt.

Tabelle 5.1 zeigt außerdem die über zwei Kraftmessdosen gemessenen Auflagerkräfte. Die resultierende Auflagerkraft, die im Falle eines Einfeldträgers unter Einzellast der Querkraft zwischen Lasteinleitung und Auflagerpunkt entspricht, ergibt sich aus der Summe der beiden Messungen ($V_{\rm li}$ und $V_{\rm re}$). Nicht vollständig planparallele Flächen führen zu einer schiefen Auflagerung des Trägers auf dem Elastomerlager und damit zu unterschiedlichen Querpressungen der endverankerten Längsbewehrung. So sind besonders beim Träger N (Teilversuche A_N50 und A_N75) aber auch beim Teilversuch A_N75 deutliche Unterschiede der Kraftmessungen über die Querschnittsbreite von bis zu 42% erkennbar und müssen bei der Auswertung berücksichtigt werden.

	$f_{\rm cm}$ [N/mm ²]	$l_{\rm b}$ [mm]	$l_{\rm x}$ [mm]	$\cot \theta$	β	$\sigma_{ m calc} \ [m N/mm^2]$	$V_{\rm li}$ [kN]	$V_{\rm re}$ [kN]	$V_{\rm max}$ [kN]	F_{\max} [kN]
$\begin{array}{c} A_A50^{1)} \\ A_C50 \\ A_H50 \\ A_N50 \end{array}$	$\begin{array}{c} 45,0 \\ 43,8 \\ 45,8 \\ 41,5 \end{array}$	80	40	$1,97 \\ 2,27 \\ 2,21 \\ 2,07$	$0,60 \\ 0,60 \\ 0,60 \\ 0,60$	$260,8 \\ 243,5 \\ 248,6 \\ 246,6$	$153,4 \\ 127,1 \\ 139,3 \\ 124,1$	$163,3 \\131,4 \\131,0 \\161,3$	316,7 258,5 270,3 285,4	$522,7 \\ 434,9 \\ 460,0 \\ 486,2$
$\begin{array}{c} A_A75\\ A_C75^{1)}\\ A_H75^{1)}\\ A_N75^{1)} \end{array}$	$45,0 \\ 43,8 \\ 45,8 \\ 41,5$	120	60	$1,94 \\ 1,87 \\ 1,93 \\ 1,81$	$0,57 \\ 0,57 \\ 0,57 \\ 0,57 \\ 0,57$	$262,0 \\ 267,4 \\ 264,9 \\ 272,7$	$159,7 \\ 165,1 \\ 147,0 \\ 130,7$	$163,2 \\174,9 \\181,4 \\227,2$	322,9 340,0 328,4 357,9	527,8 560,7 544,3 596,5

 Tabelle 5.1: Ergebnisse der Untersuchungen an Endverankerungen

¹⁾ Übernahme $f_{\rm cm}$ aus erstem Teilversuch

Abbildung 5.1 zeigt die Beziehung zwischen der nach Gleichung 5.1 ermittelten rechnerischen Stahlspannung und der vertikalen Verformung unter der Lasteinleitung getrennt für Verankerungslängen von 5,0% und 7,5%. Im ungerissenen Zustand verhalten sich alle Versuchsträger bis zu einer Verformung unterhalb der Lasteinleitung von ca. 1 mm identisch. Eine Ausnahme bildet hier der Betonstabstahl A-ST mit einer Verankerungslänge, der bei einer Verformung von 1 mm bereits höhere Stahlspannungen aufgenommen hat. Mit der Erstrissbildung zeigen beide Verankerungslängen ein duktiles Bauteilverhalten bei ähnlicher maximaler rechnerischer Stahlspannung zwischen 220 N/mm² und 230 N/mm² und einem langen horizontalen Ast, bei dem keine Laststeigerung bei Zunahme



Abbildung 5.1: Einfluss der Verankerungslänge auf den den Stahlspannungs-Durchbiegungsverlauf gemessen am Seilzugsensor 2 (SZ2)

der Verformung möglich ist. Die mit dem Stabtyp H-SR2 oder N-SR3 bewehrten Versuchsträger verhalten sich tendenziell steifer und erreichen bei gleicher Verformung höhere Stahlspannungen. Bei einsetzendem Verankerungsversagen, welches durch einen Kraftsprung bei ca. 5 mm gekennzeichnet ist, trat kein plötzliches Versagen auf. Vielmehr scheint eine Lastumlagerung in steifere Bauteilbereiche möglich zu sein. Für die im ansteigenden Ast steiler verlaufenden Stabtypen liegt dieser Sprung bereits bei einer Verformung von 4,5 mm.

5.1.2 Rissentwicklung

Das Tragverhalten von Endverankerungen ist maßgebend von der Rissbildung im Verankerungsbereich abhängig. Während der Versuche wurde einseitig an der Seitenansichtsfläche die Rissentwicklung mittels Photogrammetrie auf Basis der digitalen Bildkorrelation (DIC, Abschnitt 3.2.4) aufgezeichnet und mit der kommerziellen Auswertesoftware GOM Correlate ausgewertet. Dabei kann die räumliche und zeitliche Rissentwicklung sowie die Rissbreite bestimmt und visualisiert werden. Während der Versuche entstehen zunächst Biegerisse im Feldbereich (2), bevor sich mit zunehmender Last aufgrund des Rissblechs am Auflagerrand (1) ein weiterer Biegeriss (3) bildet (Abbildung 5.2 links). Die günstig wirkende Querpressung unterbindet weitestgehend die Ausbildung von Längsrissen an der Bauteilseite entlang der Zugbewehrung. Die über den Versuchskörper hinausstehende Zugbewehrung (4) ermöglicht die Schlupfmessung.

Die ausgewerteten Rissbreiten am Rissblech auf Höhe der unteren Lage der Bewehrung in Abbildung 5.2 rechts zeigen, dass sich diese an der Sollbruchstelle bis zu einer rechnerischen Stahlspannung von ca. 200 N/mm^2 relativ gleichmäßig bis zu einer Rissbreite von ca. 0,04 mm öffnen, bei Überschreiten dieser Laststufe mit eintretendem Verbundversagen jedoch sprunghaft wachsen. Dabei scheint der Zeitpunkt und die Größe der Rissöffnung weitestgehend unabhängig von der Rippengeometrie oder der Verankerungslänge zu sein. Bei einer Verankerungslänge von 7,5 \emptyset zeigen die Stabtypen H-SR2 und A-ST im ansteigenden Ast etwas kleinere Rissbreiten. Sie wachsen jedoch bei gleicher Laststufe wie die Vergleichsmaterialien sprunghaft an.



Abbildung 5.2: links: DIC-Messfeld in der Seitenansicht mit quantitativer Auswertung der Rissbildung im Endverankerungsbereich am Beispiel des Versuchsträgers C50 rechts: Einfluss der Verankerungslänge und der Rippengeometrie auf die Rissbreitenentwicklung am Rissblech auf Höhe der unteren Bewehrungslage

Für den Endverankerungsversuch A_N75 zeigt sich, dass sich der Riss am Rissblech sehr viel schneller öffnet als bei den üblichen Versuchen. Hier bildete sich innerhalb der Verankerungslänge ein zweiter, vom Rissblech unabhängiger Riss, der die Verankerungslänge nahezu halbiert. Bei Auswertung der Kraftverteilung am Auflager über die Querschnittsbreite fällt zudem auf, dass der Träger auf der der DIC-zugewandten Seite lange Zeit kaum auflag. Es fehlt also der Einfluss der Querpressung auf den außenliegenden Stab und dessen Nachbarn. Diese These kann über das Fehlen des Biegerisses innerhlab der Verankerungslänge auf der gegenüberliegenden Seite bestätigt werden. Ab einer Stahlspannung von $150 \,\mathrm{N/mm^2}$ konnten keine plausiblen Daten mehr für diesen Riss bestimmt werden. Die Rissbilder aller Verankerungsversuche nach der Versuchsdurchführung können Anhang A.3 entnommen werden.

5.1.3 Entwicklung der Stahlspannung im Verankerungsbereich

Die Entwicklung der Stahlspannungen im Verankerungsbereich wurde in den hier beschriebenen Versuchen über Dehnmessstreifen (DMS) und ergänzend faseroptische Sensoren gemessen. DMS ermöglichen eine schnelle Auswertung einer über die Messgitterlänge (hier: 3 mm) gemittelte lokalen Verzerrung. Abbildung 5.3 zeigt exemplarisch anhand der während des Versuchs A_C75 gemessenen Stahldehnungen die Entwicklung der Stahlspannung über die Verankerungslänge getrennt für innenund außenliegende Stäbe über drei Laststufen. Zwischenwerte wurden linear interpoliert. Ergänzend ist die Rückansicht des Versuchsträgers dargestellt, die qualitativ die Verteilung der Querpressung über die Breite des Querschnitts zeigt. Es ist erkennbar, dass die DMS zu einer rechnerischen Stahlspannung von $200 \,\text{N/mm}^2$ zu Beginn der Verankerung kaum Dehnungen aufzeichnen. Erst zum Erreichen der Höchstlast steigen auch die Stahlspannungen signifikant an. Bei gleichmäßiger Verteilung der Querpressung erreichen die innenliegenden Stäbe dabei größere Dehnungen als die außenliegenden.

5.1.4 Schlupfverhalten

Die verankerte Längsbewehrung des Versuchskörpers wurde über den Betonquerschnitt hinausgeführt. Dies ermöglicht die Befestigung von Wegaufnehmern am Ende des Stabes und so die Messung des



Abbildung 5.3: Entwicklung der Stahlspannung über die Verankerungslängen in drei Laststufen, getrennt für innenund außenliegende Stäbe am Beispiel des Versuchs A_C75

Schlupfes zwischen Betonstahl und Beton am unbelasteten Ende analog zu der Messung an den Kleinkörperversuchen. Abbildung 5.4 zeigt die Entwicklung der rechnerischen Verbundspannung über den über alle Stäbe gemittelten Schlupf gemessen am unbelasteten Stabende. Es wird deutlich, dass für alle Stäbe, kategorisiert nach deren Verankerungslänge, ähnliche maximale Verbundspannungen bei nahezu identische Schlupfwerte erreicht werden. Nach Erreichen des Maximums, ist keine Steigerung der Verbundspannung, sondern lediglich eine Zunahme des Schlupfes erkennbar. Bei für alle Stäbe nahezu identisch erreichten rechnerischen Stahlspannungen fallen die Verbundspannungen bei einer Verankerungslänge von 5,0 \emptyset naturgemäß größer aus als für die längere Verankerungslängen. Die Schlupfwerte für WR-Rippengeometrien fallen für beide Verankerungslängen höher als für die Vergleichsmaterialien aus. Die des Referenzmaterials A-ST zeigt Verankerungslängen-übergreifend das steifste Tragverhalten.



Abbildung 5.4: Entwicklung der rechnerischen Verbundspannung über den über alle Stäbe gemittelten Schlupf gemessen am unbelasteten Stabende

5.1.5 Bauteilverhalten bei maximaler Traglast, Versagensmechanismus

Mit Ausnahme der Bauteilversuche mit dem Material A wurde zuerst der Teilversuch mit einer Verankerungslänge von $5 \emptyset$ und anschließend $7.5 \emptyset$ durchgeführt. Damit der zweite Teilversuch störungsfrei durchgeführt werden konnte, wurde der erste Teilversuch gestoppt bevor Risse in den Verankerungsbereich des zweiten Teilversuchs fortgeschritten waren. Ausschlaggebend war dabei, ob die Risse im Bereich des noch zu testenden Versuchsfeldes zu groß oder der Schlupf am unbelasteten Ende ohne Zunahme der Kraft kontinuierlich zunahm. Im Zuge der Vorbemessung wurde ein Versagen der Endverankerung bei gleichzeitig möglichst realitätsnahen Schubschlankheit (hier $a_v/d \simeq 1,2$) angestrebt. Eine geringere Schubschlankheit hätte einen direkten Eintrag der Versuchslast ins Auflager zur Folge. Auf eine Zulagebewehrung unter der Einzellast wurde aufgrund der beengten Platzverhältnisse verzichtet. Nur so konnte ein möglicher Einfluss der im Feld verankerten Zulagebewehrung auf die über dem Auflager verankerte Bewehrung ausgeschlossen werden. Ein isoliertes Verankerungsversagen trat bei keinem der Teilversuche auf. Vielmehr zeigte sich ein beginnendes Verankerungsversagen, erkennbar an der schlagartigen Vergrößerung des am unbelasteten Ende gemessenen Schlupfes. Infolgedessen entzieht sich der verankerte Stab der Last, wodurch bei weiterer Laststeigerung ein Biegeversagen eintritt, das sich durch eine überproportionale Zunahme der Verformungen und der Rissbreite im Lasteinleitungsbereich kennzeichnet.

5.2 Untersuchungen an Übergreifungsstößen

Die in Abschnitt 3.3 beschriebenen Untersuchungen an Biegebalken mit praxisnahen Abmessungen geben Aufschluss über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen und ermöglichen den direkten Vergleich des Tragverhaltens von Betonstabstahl und Betonstahl in Ringen. Die Untersuchungen werden in folgenden Teilschritten systematisch vorgestellt:

- 1. Last-Verformungsverhalten
- 2. Rissentwicklung
- 3. Entwicklung der Stahlspannungen im Übergreifungsstoß
- 4. Bauteilverhalten bei maximaler Traglast und Versagensmechanismen

5.2.1 Last-Verformungsverhalten

Die beiden untersuchten Betonstahlsorten mit den Kennzeichen A und N bilden das untere bzw. obere Ende der untersuchten Rippenbreiten bei vergleichbaren Rippenabständen ab. Es handelt sich dabei um einen Betonstabstahl nach DIN 488-2 und das Ringmaterial vom Typ SR3 repräsentiert. Wie bereits in Abschnitt 2.2 angedeutet, führt eine Verbreiterung der Rippen bei gleichbleibendem Rippenabstand zu einer Verkleinerung der Betonkonsolen und damit zu einem geringen Abscherwiderstand derselben. Ein weicherer Verbund ist die Folge. Abbildung 5.5 bestätigt diesen Zusammenhang. Zu Beginn der Belastung, im ungerissenen Zustand, weisen beide Versuchsträger praktisch identische Verformungen auf. Mit den ersten Rissen ändert sich die Steigung der Last-Verformungs-Beziehung und die Effektivität der Verbundübertragung bestimmt maßgeblich das Bauteilverhalten. Bei ansonsten ähnlichem Verlauf stellen sich bei gleicher Laststufe für den



Abbildung 5.5: Einfluss der Rippengeometrie auf den Last-Verformungsverlauf an den Seilzugsensoren 2 und 3

Versuchsträger mit dem Material A-ST geringere Verformungen als für den Versuchsträger mit dem Ringmaterial N-SR3 ein. Dies kann sowohl für den Seilzugsensor SZ_2 als auch für den in Trägermitte angeordneten Seilzugsensor SZ_3 festgestellt werden. Dieser Effekt verstärkt sich mit zunehmender Belastung.

5.2.2 Rissentwicklung

Die Rissentwicklung im Bereich des Übergreifungsstoßes wird mit Hilfe der Methode der Digitalen Bildkorrelation über die Versuchsdauer erfasst. Abbildung 5.6 links zeigt exemplarisch für den Versuchsträger S_A die qualitative Auswertung der Rissbildung im Übergreifungsstoßbereich. Zu Beginn des Versuchs bilden Sich die Biegerisse 1 und 2 jeweils außerhalb des Stoßes. Im weiteren Verlauf entsteht mittig im Übergreifungsstoß der dritte und gegen Ende der Untersuchung ein vierter Biegeriss am linken Ende des Stoßbereichs. Das Rissbild ist abgeschlossen und es vergrößern sich lediglich die Rissbreiten.

Abbildung 5.6 rechts veranschaulicht den Einfluss des Betonstahltyps auf die Rissentwicklung im Stoßbereich. Dargestellt ist die Entwicklung der Rissbreite in Abhängigkeit der Pressenkraft der in Abbildung 5.6 links mit Biegeriss 3 und 4 beschrifteten Biegerisse, getrennt für die Versuchsträger S_A und S_N. Die Rissbreiten mit dem in orange dargestellten Betonstahls des Weiterverarbeiters N gehen dabei deutlich früher und weiter auf als die des Herstellers A. Bei beiden Versuchsträgern reißt der Biegeriss 3 in der Mitte der Übergreifung vor dem Biegeriss 4.

5.2.3 Entwicklung der Stahlspannungen im Übergreifungsstoß

Beim Übergreifungsstoß wird die Stabkraft räumlich in den Beton und anschließend in den benachbarten Stab übertragen. Die Druckstreben stützen sich an den Betonkonsolen des jeweils anderen Stabes ab. Eine größere Rippenbreite bei gleichbleibendem Rippenabstand sollte sich auch bei der Entwicklung der Stahlspannungen im Übergreifungsstoß andeuten. Abbildung 5.7 zeigt die Entwicklung der Stahlspannung über die Übergreifungslänge in drei Laststufen, getrennt für den Versuchsträger S_A(links) und S_N (rechts). Die Stahlspannungen werden dabei direkt aus den



Abbildung 5.6: links: DIC-Messfeld in der Seitenansicht mit qualitativer Auswertung der Rissbildung im Stooß am Beispiel des Versuchsträgers S_A rechts: Einfluss des Betonstahlmaterials auf die Rissentwicklung im Stoß am Beispiel der Biegerisse 3 und 4, getrennt für die Materialien A-ST und N-SR3

Messwerten der über den Stoß verteilt angeordneten DMS ermittelt. Ein Vergleich der über die Belastung errechneten, experimentellen Stahlspannung und der direkt über die Messwerte der DMS ermittelte zeigt in der Spitze eine Abweichung von lediglich 4 %. Insgesamt kann damit die analytische Ermittlung der Stahlspannungen als ausreichend genau bestätigt werden. Eine vertikale, strichpunktierte Linie in der Mitte der Übergreifungslänge kennzeichnet die Symmetrieachse. Der Betonstabstahl zeigt mit Ausnahme der letzten Laststufe eine geringere Steigung in der Mitte der Übergreifung als an den jeweiligen Enden. Die Steigung passt sich bei der maximal erreichten Stahlspannung den Endwerten an. Die Stahlspannungslinien der von links und rechts kommenden Stäbe schneiden sich rechts der Symmetrieachse. Das lässt darauf schließen, dass die Verbundübertragung im rechten Teil des Stoßes effektiver war als im linken. Ein möglicher Grund hierfür ist auf die stärkere Rissbildung im linken Teil des Übergreifungsstoßes (Biegeriss 3 und 4) zurückzuführen. Demgegenüber ist ein solches Plateau bei identischen Stahlspannungen für den Betonstahl in Ringen mit dem Kennzeichen N kaum erkennbar. Hier traten entsprechende Biegerisse lediglich an den Stabenden und nicht innerhalb des Übergreifungsstoßes auf. Die von links und rechts kommenden Stahlspannungslinien schneiden sich für alle Laststufen in der Symmetrieachse. Hier kann von einer gleichmäßigen Verbundübertragung ausgegangen werden.

5.2.4 Bauteilverhalten bei maximaler Traglast, Versagensmechanismus

Zur Untersuchung des Übergreifungsstoßes wurde ein Versagen desselben durch die Ausbildung einer kurzen Übergreifungslänge von $20 \, \varnothing$ angestrebt. Beide Versuchsträger zeigten einen Biegezugbruch durch Versagen des Übergreifungsstoßes durch Auseinanderziehen. Dabei erreicht der Betonstabstahl A-ST eine um 20 % höhere maximale Traglast als der Betonstahl vom Ring N-SR3. Ein Abklappen der Zugbewehrung aufgrund einer hohen Eigensteifigkeit konnte weder anhand der Stahlspannungen der Bügelbewehrung noch der Betondehnungen an der Oberfläche beobachtet werden. Der Last-Verformungs-Verlauf in Abbildung 5.5 zeigt ein duktiles Versagen welches sich durch eine kontinuierliche Rissentwicklung (Abbildung 5.6 rechts) ankündigt.



Abbildung 5.7: Entwicklung der Stahlspannung über die Übergreifungslänge in drei Laststufen, getrennt für den Versuchsträger S_A (links) und S_N (rechts)

5.3 Diskussion

Die Untersuchung an acht Endverankerungen, davon jeweils vier mit Verankerungslängen von $5.0\emptyset$ bzw. 7,5Ø zeigen ein ähnliches Tragverhalten am Gesamtsystem. Die Auswertung der Durchbiegung des Biegebalkens und der Rissbreitenentwicklung über die rechnerische Stahlspannung zeigt eine steifere Verbundübertragung für einzelne Stäbe bei einer Verankerungslänge von $7,5\varnothing$. Dabei kann keine eindeutige Abhängigkeit der Stahlspannung von der Rippengeometrie abgeleitet werden. Abbildung 5.8 stellt den Zusammenhang der bezogenen Rippengeometrie $f_{\rm R}$ sowie des $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ - und $b_{\rm r}/c$ -Verhältnisses auf die Verbundspannungen, getrennt für beide untersuchten Verankerungslängen grafisch dar. Die gewählten Kennwerte und Verhältnisse entsprechend den für die Untersuchungen an Kleinkörpern analysierten. Aufgrund der Auswertung der konsolenförmigen Kleinkörperversuche konnte eine sinkende Verbundspannung für große b_r/c -Verhältnisse erwartet werden. Diese Abhängigkeit zeigt sich für die Bauteilversuche jedoch nicht wesentlich. Die Steigung der errechneten Regressiongeraden hat für beide untersuchten Verankerungslängen eine Steigung nahe dem Wert null. Für die bezogene Rippenfläche $f_{\rm R}$ und das Verhältnis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ konnte weder bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen, noch für die Bauteilversuche ein signifikanter Einfluss auf die maximale Verbundspannung beobachtet werden. Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass nach Auswertung der Bauteilversuche an Endverankerungen die Verbundspannung für die untersuchten Materialien weitestgehend unabhängig vom Kennwerte $f_{\rm R}$ sowie den Verhältnissen $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ und $b_{\rm r}/c$ ist.

An zwei identischen Versuchsträgern wurden Übergreifungen an insgesamt zwei Stabtypen untersucht. Beide Versuchsträger versagten durch ein Verbundversagen mit Auseinanderziehen des Stoßes. Die Versagenslast des Versuchsträgers, bewehrt mit Betonstahl vom Ring mit der Sonderrippenform N-SR3, versagte bei nur 80 % der Last, die das Referenzmaterial vom Stab A-ST erreichte. Für den Stabtyp N-SR3 öffneten sich die ersten Biegerisse bereits bei der Hälfte der Last, bei der sie die für den Stabtyp A-ST öffneten. Dabei stellen sich deutlich größere Rissbreiten ein. Die Betrachtung der Entwicklung der Stahlspannungen über den Stoß zeigt für das Referenz-Stabmaterial ein Plateau bis



Abbildung 5.8: Vergleich der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sowie des $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ - und $b_{\rm R}/c$ -Verhältnisses auf die maximale Verbundspannung $\tau_{\rm max}$ unter Berücksichtigung der Verankerungslänge

zu einer Stahlspannung von $400 \,\mathrm{N/mm^2}$, wohingegen dieses für das Ringmaterial auch für niedrige Laststufen kaum erkennbar ist. Dies lässt auf Tragreserven für den Betonstabstahl rückschließen, die für den Betonstahl vom Ring nicht ausgemacht werden können.

Abbildung 5.9 stellten den Zusammenhang der bezogenen Rippengeometrie $f_{\rm R}$ (links) sowie des $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ - und $b_{\rm r}/c$ -Verhältnisses (mitte beziehungsweise rechts) auf die maximal erreichte Stahlspannung in der Übergreifungslänge grafisch dar. Die gewählten Kennwerte entsprechen den für die Untersuchungen an Kleinkörpern und Endverankerungen analysierten. Da in dem hier vorliegenden Forschungsvorhaben lediglich zwei Untersuchungen durchgeführt wurden und damit auch nur zwei Datenpunkte für die Ermittlung einer Trendlinie zur Verfügung stehen, soll dieselbe hier lediglich als erste Orientierung für den Einfluss der jeweils betrachteten Einflussgröße auf die maximale Stahlspannung betrachtet werden. Für die bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ (links) kann eine steigende Stahlspannung für einen steigenden $f_{\rm R}$ -Wert beobachtet werden. Für die Verhältnisse $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ und $b_{\rm r}/c$ sinken jedoch die Stahlspannungen mit steigenden Stahlspannung mit größer werdender bezogener Rippenfläche und einer sinken Stahlspannung mit wachsendem $b_{\rm r}/c$ -Verhältnis für Übergreifungsstöße bestätigt werden.

Die Auswertung der in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen hinsichtlich des auch im Rahmen dieser Arbeit näher betrachteten $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnisses zeigt eine sinkende Verbundspannung bei größer werdendem Verhältniswert bei maßgebendem Ausziehversagen (Abbildung 2.5). Das aus den Untersuchungen an den Übergreifungsstößen aufgestellt Verhältnis kann diesen Zusammenhang bestätigen. Gleichwohl die geringe Datenmenge keine abschließende Aussage zulässt kann dieser Zusammenhang bei den hier untersuchten Materialien auch auf die große Profilbreite des Stahls N-SR3 zurückgeführt werden. Eine großes $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis steht für lange, niedrige Betonkonsolen. In Verbindung mit einer Rippenbreite nimmt gleichzeitig jedoch die Anzahl der Betonkonsolen über die Verbundlänge ab. Ein Abstützen der Druckstreben an den Rippen kann so nur in größeren Abständen erfolgen. Die in den Untersuchungen zur Verankerung festgestellte Unabhängigkeit der Verbundspannung vom $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ -Verhältnis bestätigt die an konsolenförmigen Ausziehversuchen aufgestellte Beobachtung, nicht jedoch die aus den Daten von REHM ET AL. [16], wonach eine steigende Verbundspannung aus einem wachsendem Verhältniswert resultiert.



Abbildung 5.9: Vergleich der bezogenen Rippenfläche f_R sowie des c_{licht}/a_m - und b_R/c -Verhältnisses auf die maximale Stahlspannung σ_{max}

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass der Übergreifungsstoß, der mit Betonstahl vom Ring bewehrt ist, ein insgesamt weicheres Tragverhalten aufweist. Trotz der niedrigeren Versagenslast und der größeren Rissbreiten hält der Betonstahl vom Ring auch den Bemessungsanforderungen des EC2 stand, auch wenn die Differenz zwischen experimentell ermittelter Stahlspannung und der auf Designniveau rechnerisch bestimmten kleiner wird. Die für konsolenförmige Ausziehkörper ermittelte Abhängigkeit der Stahlspannung von der bezogenen Rippenfläche und des b_r/c -Verhältnisses lässt sich im Ansatz bestätigen, nicht jedoch für das Verhältnis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$. Eine allgemeingültige Aussage ist jedoch aufgrund der geringen Datenmenge nicht möglich.

6 Statistische Auswertung der Datenbank

6.1 Datensätze für Verankerungen und Übergreifungen

Die Fachgremien ACI Committee 408 [43], [44] und *fib* Task Group 2.5 (früher *fib* Task Group 4.5) [45]. [46] erarbeiteten umfangreiche Datensätze mit Verbunduntersuchungen. Auf diesen basiert die Validierung und Kalibrierung der Bemessungskonzepte von MODEL CODE 2010 (MC10) [47] und MODEL CODE 2020 (MC20) [26] sowie der Neufassung des Eurocode 2 (FprEC2) [48]. Für weiterführende Erläuterungen zu den Datensätzen sei auf die zugehörigen Hintergrunddokumente verwiesen, wie etwa [46], [49]. In [50]–[53] werden Datensätze in ähnlicher Weise erarbeitet und durch neue experimentelle Untersuchungen laufend ergänzt. Die Datensätze bestehend überwiegend aus Balkenversuchen mit Übergreifungsstößen und nur einer geringen Anzahl an Verankerungsversuchen. Der neue Datensatz TUM Bond Database (TUMBD) [54] baut auf denen des ACI Committee 408 und der fib Task Group 2.5 sowie den Arbeiten von [19], [51]–[53], [55]–[71] auf. Aktuelle Versuchsdaten aus der Literatur ergänzen den Datensatz für Übergreifungen und Verankerungen. Die TUMBD beinhaltet ausschließlich gut dokumentierte Versuche aus der Primärliteratur sowie eigene Untersuchungen und wird stetig erweitert. Untersuchungen, die keiner Standardversuchskonfiguration entsprechen, sind aus dem Datensatz ausgeschlossen. Dazu gehören beispielsweise hohe Silika-Gehalte [72], Oberflächenbewehrung [53] oder ungewöhnliche Rippengeometrien [73]. Weiter werden Untersuchungen, bei denen nach Angabe der Autoren kein Verbundversagen aufgetreten ist, nicht berücksichtigt. Der Datensatz umfasst insgesamt 1003 Übergreifungsstoß- und 189 Verankerungsversuche. Es werden nur Verankerungen oder Übergreifungen auf Zug betrachtet. Druckstöße und Verankerungen bleiben aufgrund ihres unterschiedlichen Tragverhaltens - unter anderem der Stirnflächenpressung - unberücksichtigt. FRÖSE [22] dokumentiert die Datensätze ausführlich. STALLER ET AL. [74] wendet den Datensatz als Basis für die Evaluierung neuester Verbundbemessungsmodelle für die Verankerung und Übergreifung von Betonstahlbewehrung an. FRÖSE UND FISCHER untersuchten bereits auf Basis des Datensatzes den Einfluss einzelner charakteristischer Kennwerte der Rippengeometrie auf das Verbundtragverhalten [75].

Der Datensatz wird zur weiteren Verwendung auf die in den eingeführten Regelwerken zugelassenen Grenzen begrenzt. Der MC10 macht keinerlei Angaben zu zulässigen Stabdurchmessern oder Stahlspannungen. Im Datensatz werden Stabdurchmesser von \emptyset 8mm bis \emptyset 57mm und eine maximale Stahlspannung von bis zu 827 N/mm² abgebildet. Damit nichtlineare Effekte aus dem Fließen des Stahls ausgeschlossenen werden können, wird die maximale Stahlspannung ungeachtet der Vorgaben des MC10 auf $1, 2\dot{f}_y$ begrenzt. Weiter bezieht der Datensatz Betondruckfestigkeiten $f_{\rm cm}$ von $15 \,\rm N/mm^2$ bis $110 \,\rm N/mm^2$ und bezogene Mindestbetondeckungen von wenigstens $0,5 \,\emptyset$ und höchstens $3,5 \,\emptyset$ mit ein. Für das Verhältnis $c_{\rm max}/c_{\rm min}$ gilt: $1 \leq c_{\rm max}/c_{\rm min} \leq 5$. Es werden ausschließlich Untersuchungen herangezogen, die eine Mindestübergreifungslänge von wenigstens $15 \,\emptyset$ mit mindestens zwei Stabpaaren einhalten. Entgegen der normativen Vorgaben wir die Mindestveranke-

rungslänge von $10 \oslash$ auf $5 \oslash$ heruntergesetzt, damit die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens bearbeiteten Bauteilversuche in den Vergleich mit dem Datensatz einbezogen werden können. Nicht beachtet werden Untersuchungen an Verankerungen mit verbundfreier Vorlänge und gestaffelte Übergreifungsstöße. Der Querbewehrungsgrad ist auf maximal 5% begrenzt. Wo entsprechende Angaben bestehen, wird für den Ansatz des Bügelabstands der wahre und nicht der über den Quotienten der Verbundlänge und der Anzahl der Bügel in derselben errechneter Abstand angesetzt. Sind bei Veröffentlichungen aus der Literatur nicht alle benötigte Kennwerte vorhanden, so werden diese möglichst durch Umrechnungen ermittelt. In der Auswertung des Datensatzes wird sich ausschließlich auf die Zylinderdruckfestigkeit $f_{\rm cm}$ bezogen. Eine Umrechnung der am Würfel ermittelten Festigkeitswerte $f_{\rm cm,cube}$ in die Zylinderdruckfestigkeit erfolgt in Anlehnung an das

DAfStb-Heft 617 [42] nach Gleichung 6.1.

$$f_{\rm cm} = 0,832 \cdot f_{\rm cm,cube} \tag{6.1}$$

Der lichte Rippenabstand c_{licht} beeinflusst direkt die Größe der Betonkonsole und wird damit dort, wo die Tragfähigkeit der Betonkonsole maßgebend ist, die Verbundtragfähigkeit beeinflussen. Oft geben Rippenvermessungen nur den Rippenabstand c und nicht den lichten Rippenabstand c_{licht} mit an. Gemessen wird dieser entlang der Stabachse zwischen den Achsen zweier benachbarten Rippen. Die Kopf- bzw. Profilbreite b wird senkrecht zur Schrägrippe gemessen und der lichte Rippenabstand c_{licht} wird parallel zur Stabachse angegeben. Damit geht über den Neigungswinkel der Schrägrippe β die Rippenbreite ein, die für die Ermittlung in die Breite parallel zur Stabachse b_r umgerechnet werden muss. Dort, wo der Rippenabstand und der Neigungswinkel im Datensatz angegeben ist, der lichte Rippenabstand jedoch fehlt, wird dieser in Anlehnung an E DIN EN 10080:2023-02 [1] nach Gleichung 6.2 ermittelt. Die Rippenbreite b wird über den Sinus des Neigungswinkels der Schrägrippe β über den Quotienten aus b zu sin (β) berechnet und in der Datenbank berücksichtigt.

$$c_{\rm licht} = c - \frac{b}{\sin(\beta)} \tag{6.2}$$

Die im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens ergänzten Versuche ermitteln die maximale Stahlspannung zum Zeitpunkt des Versagens nach Gleichung 5.1. Unter Berücksichtigung der genannten Filterkriterien und Umrechnungen verbleiben in der Datenbank 650 Übergreifungsstoßund 148 Verankerungsversuche. Nicht Untersuchungen machen auch vollständige Angaben zur Rippengeometrie. Abhängig von der auszuwertenden Parameter ist die Anzahl der tatsächlich dargestellten Versuche wesentlich geringer und wird bei der jeweiligen Auswertung mit angegeben.

6.2 Bemessungsansatz im Model Code 2010

Das im MC10 vorgestellte Verbundmodell zur Ermittlung der erforderlichen Verankerungs- und Übergreifungslängen basiert erstmals auf einem semi-empirischen Ansatz. Die wesentlichen Hintergründe des probabilistischen Ansatzes zur Kalibrierung und Validierung der Bemessungsgleichung an einer Versuchsdatenbank mit überwiegend Untersuchungen an Übergreifungsstößen ist im Hintergrunddokument *fib* Bulletin 72 [46] beschrieben. FRÖSE, PLIZZARI ET AL. und CAIRNS UND ELIGEHAUSEN haben das Modell bereits hinreichend evaluiert, optimiert und validiert [22], [76], [77]. Die Modelle der später folgenden MC20 [26] und FprEC2 [48] basieren im Wesentlichen auf dieser Beschreibung. Angesichts der zahlreichen Veröffentlichungen zur Validierung sowie der stetigen Weiterentwicklung kann ungeachtet der Grundlage eines semi-empirischen Ansatzes und einer stellenweise inkonsistenten Verfolgung mechanischer Grundlagen ein Bemessungsansatz entsprechend den anerkannten Regeln der Technik unterstellt werden. Im Vergleich zu anderen Modellen wie DIN EN 1992-1-1 [41], FprEN 1992-1-1 [48] oder MC20 [26] erweist sich das Modell aus MC10 [47] als besonders geeignet für Betrachtungen auf Mittelwertniveau, wie in [74] dargelegt. Daher wird für die statistische Evaluierung das Mittelwertmodell aus MC10 herangezogen, anstelle eines Bemessungsmodells aus DIN EN 1992-1-1 oder FprEN 1992-1-1.

Die Stahlspannung auf Mittelwertniveau wird in Gleichung 6.3 beschrieben als Funktion der mittleren Betondruckfestigkeit f_cm , des Stabdurchmessers \emptyset , der Verbundlänge l_b , der minimalen Betondeckung c_{\min} und dessen Verhältnis zur maximalen Betondeckung c_{\max} sowie eines Faktors zur Berücksichtigung der Umschnürung k_m und Dichte K_{tr} der Querbewehrung. Das Modell basiert auf der Beschreibung der Stahlspannung durch potenzierte Einflussparameter und Vorfaktoren. Infolge der im Grundsatz gemeinsamen Betrachtung von Verankerungen und Übergreifungen in der Modellbeschreibung des MC10, wurde in vorangegangen Untersuchungen ein optimierter Vorfaktor zur bestmöglichen Beschreibung des Datensatzes durch das Modell zu 56 anstelle von 54 gewählt [74]. Der angepasste Vorfaktor ist in der Gleichung 6.3 bereits berücksichtigt.

$$\sigma_{\rm sm,MC10} = 56 \cdot \left(\frac{f_{\rm cm}}{25}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{25}{\varnothing}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{l_{\rm b}}{\varnothing}\right)^{0,55} \cdot \left[\left(\frac{c_{\rm min}}{\varnothing}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{c_{\rm max}}{c_{\rm min}}\right)^{0,1} + k_{\rm m} \cdot K_{\rm tr}\right]$$
(6.3)

Die Faktoren zur Berücksichtigung der Betondeckung beziehen die Randabstände der betrachteten Bewehrung zu beiden Rändern und den Abstand zum nächstgelegenen Stab mit ein. Der Beiwert c_{\max} vernachlässigt den Randabstand in *y*-Richtung. Der Faktor k_{\max} zur Berücksichtigung der Umschnürung des betrachteten Stabes durch die Querbewehrung wird für Bügelschenkel senkrecht zur Spaltebene in einem Abstand von $\leq 125 \text{ mm} \leq 5\emptyset$ maximal. Ohne Querbewehrung zwischen dem betrachteten Stab und der nächsten Betonoberfläche ist $k_{\max} = 0$ zu setzen. Zur Berücksichtigung der Querbewehrungsmenge im Verbundbereich berücksichtigt der Faktor K_{tr} die Anzahl und Querschnittsfläche der Bügelschenkel sowie den Bügelabstand und die Anzahl der zu verankernden Stäbe. Es gilt: $K_{\text{tr}} \leq 0,05$.

6.3 Statistik des Bemessungsansatzes nach MC10

Abbildung 6.1 zeigt die in den Versuchen ermittelte Stahlspannung und stellt sie getrennt nach Verankerungen (a) und Übergreifungen (b) den nach MC10 [47] berechneten Stahlspannungen gegenüber. Die im Rahmen der vorliegenden Untersuchung durchgeführten Versuche sind dabei mit roter Farbe gekennzeichnet. Je kompakter die Punktwolken an der Winkelhalbierenden liegen, desto präziser bildet der Bemessungsansatz im MC10 den Datensatz ab. Sowohl für Übergreifungen als auch für Verankerungen werden rechnerisch tendenziell zu geringe Stahlspannungen ermittelt. Die im Rahmen dieses Vorhabens untersuchten Verankerungen und Übergreifungen werden durch das Modell gut abgebildet. Abbildung 6.1 (c) zeigt die relativen Stahlspannungen η in Abhängigkeit der auf den Stabdurchmesser bezogenen Verbundlänge. Dabei sind sowohl Verankerungen, als auch Übergreifungen dargestellt. Die relative Stahlspannung beschreibt dabei das Verhältnis der



Abbildung 6.1: Vergleich der auf Mittelwertniveau errechneten Stahlspannungen von (a) Verankerungen und (b) Übergreifungen mit den im Versuch gemessenen Werten und (c) Auswertung der bezogenen Stahlspannung über die bezogene Verbundlänge

experimentell ermittelten zur rechnerischen Stahlspannung. Verhältniswerte $\sigma_{s,exp}/\sigma_{sm,EC2}$ nahe dem Wert eins sprechen für eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und experimentell ermittelten Stahlspannungen. Ein konservatives Modell zeigt sich durch Werte größer eins. Demgegenüber bedeuten Werte darunter, dass das Modell die Stahlspannungen zu hoch abschätzt und damit auf der unsicheren Seite liegt.

Tabelle 6.1 ergänzt Abbildung 6.1 durch die zugehörigen statistischen Kennwerte (Minimum, Maximum, 5%-Quantil, Mittelwert und Standardabweichung) der relativen Stahlspannung auf Basis einer Lognormalverteilung und die mittlere residuale Abweichung RSME. Die mittlere residuale Abweichung ist hier ein Maß für die durchschnittliche Differenz zwischen den experimentell ermittelten und den errechneten Stahlspannungen. Damit erlaubt der Kennwerte eine Aussage über die Abbildung der tatsächlichen, experimentellen Stahlspannungen durch die Berechnung des MC10 [47]. Zusätzlich sind in Klammern die Statistischen Kennwerte angegeben, der eine Berechnung ohne modifizierten Vorfaktor nach MC10 vorangegangen ist. Es wird deutlich, dass durch die vorgenommene Anpassung die Aussagewahrscheinlichkeit für Verankerungen zwar abnimmt, für Übergreifungen hingegen optimiert wurde. Da der Datensatz aus mehr als viermal so vielen Untersuchungen an Übergreifungen wie an Verankerungen besteht, kann damit auch der Datensatz insgesamt besser beschrieben werden.

Die gemeinsame Betrachtung von Abbildung 6.1 und Tabelle 6.1 zeigt deutlich, dass die nach dem Modell des MC10 berechneten Verbundspannungen bei Verankerungen für hohe Stahlspannungen

$\eta = \sigma_{\rm s,exp}/\sigma_{\rm sm,MC10}$	Veran	ıkerung	Überg	greifung	kom	biniert
Mittelwert μ_x	0,96	(0,99)	1,00	(1,04)	0,99	(1,03)
Minimum x_{\min}	0,36	(0, 38)	0,51	(0,52)	0,36	(0, 38)
Maximum x_{\max}	$1,\!95$	(2,02)	1,73	(1, 80)	$1,\!95$	(2,02)
5%-Quantil $Q_{0,05}$	0,55	(0,57)	0,73	(0,76)	$0,\!69$	(0,72)
Standardabweichung SD	0,28	(0,28)	$0,\!18$	(0, 18)	$0,\!20$	(0,20)
RMSE	$79,\!59$	(80, 17)	$81,\!11$	(81, 88)	$80,\!83$	(81, 57)

Tabelle 6.1: Statistik des Bemessungsmodells

überschätzt, wohingegen sie für kleine Stahlspannungen unterschätzt werden. Der Mittelwert liegt nur leicht unter dem Wert 1. Übergreifungen werden im Vergleich besser abgebildet. Für hohe Stahlspannungen steigt hier die Abweichung vom Mittelwert. Die Verbundspannungen werden vom Modell in gleicher Weise unter- wie überschätzt. Bei der gemeinsamen Betrachtung von Verankerungen und Übergreifungen über die bezogene Verbundlänge (Abbildung 6.1 (c)) zeigt eine für kurze und mittlere Verbundlängen weitestgehend unabhängige Ermittlung der Stahlspannungen. In diesem Bereich werden für einzelne Punkte auch deutlich zu geringe Stahlspannungen rechnerisch ermittelt, welche in Abbildung 6.1 (c) als Ausreißer nach oben erkennbar sind. Für lange Verbundlängen liegen diese größtenteils auf der unsicheren Seite. Dabei muss berücksichtigt werden, dass für lange Verbundlängen im Gegensatz zu kurzen Verbundlängen deutlich weniger Datenpunkte vorhanden sind.

6.4 Evaluierung der Einflussparameter der Rippengeometrie im MC10

Abbildung 6.2 zeigt den Einfluss der (a) bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$, (b) der Rippenhöhe $a_{\rm m}$, der (c) Rippenbreite parallel zur Stabachse b_r , des (d) Rippenabstandes c, des (e) Neigungswinkels der Schrägrippen β sowie des (f) lichten Rippenabstandes c_{licht} auf die relative Stahlspannung. Die Wahl der Symbole macht eine Unterscheidung zwischen Untersuchungen zu Verankerungen und Übergreifungen möglich. Eine Einfärbung in Rot kennzeichnet einen Versuch, der im Rahmen der vorliegenden Untersuchung durchgeführt wurde. Die im gefilterten Datensatz vorhandenen Datenpunkte sind blau eingefärbt. Ein linearer Trend über den Darstellungsbereich wird separat für Verankerungen in schwarz und Übergreifungen in grau ermittelt. Die Anzahl der betrachten Untersuchungen variiert über die untersuchten Parameter stark. Mit Ausnahme des Teilbilds (a) können die Trends für Verankerungen, aufgrund der geringen Anzahl an Datenpunkten – acht von zehn stammen aus der vorliegenden Untersuchung – nur als Tendenz verstanden und nicht als repräsentativ angesehen werden. Die Datenpunkte weisen bei Betrachtung der relativen Stahlspannung über die bezogene Rippenfläche in Abbildung 6.2 (a) eine große Streuung auf. Für Verankerungen ist dabei ein schwach abfallender Trend mit größer werdendem Kennwert erkennbar. Dieser Zusammenhang verhält sich für Übergreifungen umgekehrt: für große $f_{\rm R}$ -Werte sind demnach tendenziell größere relative Stahlspannungen als für kleine $f_{\rm R}$ -Werte zu erwarten. Die Rippenhöhe (Abbildung 6.2 (b)) hat bei Verankerungen eine schwachen positiven Einfluss auf die relative Stahlspannung. Der Überwiegende Teil der Datenpunkte bildet jedoch nur kleine bis mittlere Rippenhöhen ab. Für Übergreifungen ist die Steigerung der relativen Stahlspannungen mit zunehmendem $a_{\rm m}$ ausgeprägter. Bei der Betrachtung von Abbildung 6.2 (c) steigen die relativen Stahlspannungen bei größer werdender Rippenbreite für Übergreifungen. Die schwach abfallende Tendenz bei großen Rippenbreiten bei Verankerungen scheint aufgrund der geringen Anzahl an Untersuchungen und der Ansammlung der Datenpunkte im Bereich von kleinen bis mittleren Rippenbreiten nicht repräsentativ. Für Verankerungen und Übergreifungen kann mit der Auswertung des Rippenabstands in Abbildung 6.1 (d) eine leicht steigende Tendenz beobachtet werden. Der überwiegende Teil der Datenpunkte für Verankerungen bildet nur kleine Rippenabstände ab, sodass Aussagen für große Rippenabstände nur sehr wage getroffen werden können. Sowohl für Verankerungen als auch für Übergreifungen ist in Abbildung 6.1 (e) keinerlei Einfluss der Rippenneigung β auf die relative Stahlspannung erkennbar. Der Einfluss der mit 90°, das entspricht senkrecht zur Stablängsachse angeordneten Schrägrippen, angegeben



Abbildung 6.2: Einfluss einzelner Parameter der Rippengeometrie auf die Verbundtragfähigkeit getrennt für Verankerungen und Übergreifungen

 β -Werte auf die Gesamttendenz ist pauschal nicht bewertbar. Der lichte Rippenabstand hat sowohl für Vernakerungen als auch für Übergreifungen einen schwach positiven Einfluss auf die relativen Stahlspannungen (vgl. Abbildung 6.1 (f)). Bei steigendem lichten Rippenabstand steigen auch die relativen Stahlspannungen. Hier kann auf einen positiven Einfluss größerer Betonkonsolen auf die Verbundtragfähigkeit geschlossen werden.

Die in Abbildung 6.3 dargestellten Streudiagramme zeigen die relative Stahlspannung aus dem Quotienten aus experimentell ermittelten und nach MC10 berechneten Stahlspannung getrennt für Übergreifungen und Verankerungen in Abhängigkeit zu unterschiedlichen Parameterkombinationen der Rippengeometrie. Dabei wird in Untersuchungen mit und ohne Querbewehrung für Übergreifungen beziehungsweise mit und ohne Querdruck für Verankerungen mittels unterschiedlicher Symbole und Farben differenziert. Untersuchungen, die im Rahmen des vorliegenden Forschungsberichts durchgeführt wurden, sind rot eingefärbt. Die Cook'sche Distanz hat sich als effektives Hilfswerkzeug zur Bestimmung von Datenpunkten, die hohen Residuen und damit eine hohe Hebelwirkung auf den Gesamttrend haben, erwiesen [22], [74], [78], [79]. Datenpunkte mit einer großen Cook'schen Distanz sollten hinsichtlich deren Einflusses auf die Trendlinien untersucht werden. Vorliegend wird nach BACKHAUS ET AL. ein Schwellenwert zur Erkennung einflussreicher Beobachtungen von $D_n \geq 4/n$ verwendet [79]. n bezeichnet die Anzahl an Beobachtungen. Datenpunkte mit hohen Residuen haben bei den durchgeführten Trendanalysen keinen Einfluss auf die Neigung der Trendlinie. Aus statistischer Sicht kann damit auf eine getrennte Bewertung solcher Datenpunkte verzichtet werden. Auf eine separate Darstellung wird daher verzichtet.

Abbildung 6.3 zeigt die Regressionsanalyse für die Kombinationen der Einflussparameter des Quo-



Abbildung 6.3: Regressionsanalyse des Einflusses des (a) $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ -Verhältnisses und des (b) $b_{\rm r}/c$ -Verhältnisses auf die Bemessung von Übergreifungsstößen nach MC10

tienten (a) aus lichtem Rippenabstand und Rippenhöhe $c_{\text{licht}}/a_{\text{m}}$ sowie (b) der Rippenbreite in Stablängsrichtung und dem Rippenabstand b_r/c . Das Verhältnis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ bildet die Querschnittsfläche der Betonkonsole ab. Für Übergreifungen liegen die Trendlinien nahe dem Wert 1 und es ist kaum eine Neigung erkennbar. Die Trendlinie kann damit als Mittelwert interpretiert werden. Unabhängig vom Verhältniswert streuen die Datenpunkte zum Teil deutlich um den Mittelwert herum. Für Verankerungen zeigt sich ein ähnliches Bild: Die Trendlinie verläuft nahezu horizontal. Im Vergleich zum Mittelwert der Übergreifungen ist sie leicht nach unten versetzt. Da die in den Trend eingehenden Datenpunkte überwiegend aus den vorliegenden Untersuchungen stammen, scheinen diese eine untere Grenze abzubilden. Dabei kann sowohl die experimentelle Stahlspannung im Vergleich zu niedrig oder die Stahlspannung nach MC10 zu hoch ermittelt worden sein. Aufgrund der geringen Datenmenge kann hieraus jedoch nicht auf einen globalen Zusammenhang geschlossen werden. Für einen steigenden b_r/c -Verhältniswert steigen tendenziell auch die relative Stahlspannung für Übergreifungen leicht an. Der Trend scheint durch sehr niedrige relative Stahlspannungen für kleine und sehr hohe relative Stahlspannungen für einen extrem hohen Verhältniswert stark beeinflusst. Für die derzeit gültige Bemessungsgleichung ist der Verhältniswert bereits auf ≤ 0.3 begrenzt [26]. Über das Verhältnis von 0,3 hinaus lässt sich für einen steigenden Verhältniswert eine konstante relative Verbundspannung erahnen. Die Streuung bleibt dabei vergleichbar gering. Die im Rahmen der vorliegenden experimentellen Untersuchung durchgeführten an Übergreifungen decken dabei das obere und untere Ende der Verhältniswerte ab, entspricht dabei jedoch kaum dem aus dem Datensatz ermittelten Trend. Hier ist ein abfallender Trend mit steigender Verbundspannung beobachtbar. Für Verankerungen ist kein Einfluss des $b_{\rm r}/c$ -Verhältnisses auf die relative Verbundspannung erkennbar. Dies wird durch die nahezu horizontal verlaufende Trendlinie bestätigt. Auch hier verläuft die Trendlinie im Vergleich zur Ziellinie mit dem Wert 1 parallel leicht nach unten verschoben.

6.5 Diskussion

In diesem Kapitel wurde ein auf den Datenbanken der ACI [43] und *fib* [45] aufbauender und durch FRÖSE [22] erweiterter Datensatz hinsichtlich der Einflüsse der Rippengeometrie auf die Stahlspannung in Verankerungen und Übergreifungen untersucht. Dabei wird die relative Stahlspannung als Quotient der experimentell zur rechnerisch ermittelten Stahlspannung nach MC10 verwendet. Um belastbare Aussagen über den Einfluss einzelner Parameter auf die relative Verbundspannung zu erhalten, ist eine möglichst exakte Beschreibung des Datensatzes durch ein Modell erforderlich. Hierzu wurde das hinsichtlich des Vorfaktors optimierte Berechnungsmodell des MC10 auf Mittelwertniveau, welches ursprünglich an Teilen des vorliegenden Datensatzes kalibriert wurde, herangezogen. Eine geringe Modellstreuung erlaubt eine möglichst präzisere Aussage.

Die Betrachtung des Mittelwerts getrennt für Verankerungen und Übergreifungen zeigt, dass das Modell für kleine Stahlspannungen unterhalb der Symmetrielinie (Identitätsgerade) und für große Stahlspannungen oberhalb derselben liegt. Für Übergreifungen nimmt lediglich die Modellstreuung mit steigender Stahlspannung zu. Zieht man die Standardabweichung als weitere statistische Kenngröße heran, kann eine bessere Beschreibung der Stahlspannungen für Übergreifungen bestätigt werden. Eine Auswertung der relativen Stahlspannungen zeigt, dass das Modell für kurze bis mittlere Verbundlängen zum Teil deutlich oberhalb der Symmetrielinie liegen, für lange dagegen leicht unterhalb liegt.

Insgesamt zeigt sich, dass alle untersuchten Parameter der Rippengeometrie einen äußerst geringen Einfluss auf die ermittelten experimentellen Stahlspannungen haben. Aufgrund der stark inhomogenen Datenstruktur – die Untersuchungen umfassen ganz unterschiedliche Parameterkombinationen aus Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Betondeckung, etc. – sind belastbare Aussagen jedoch nur eingeschränkt möglich. Dennoch stimmen die Erkenntnisse gut mit den Ergebnissen aus den Ausziehversuchen (Kapitel 4) und den Balkenversuchen (Kapitel 5) überein. Diese zeigen, dass die Rippengeometrie an Einfluss auf die übertragbare Verbundfestigkeit verliert, sobald ein Spaltversagen anstelle eines Ausziehversagens maßgebend wird. Bei Betonbauteilen mit praxisüblicher Betondeckung stellt das Spaltversagen nahezu immer den maßgebenden Versagenszustand dar.

7 Zusammenfassung und Fazit

7.1 Zusammenfassung

Für die Lagerung und den Transport werden die Betonstähle auf Coils bzw. Ringe gebogen und für die Weiterverarbeitung und den Einbau entsprechend abgewickelt und gerichtet. Beim Biegen und Richten entstehen sehr große Kräfte, die die Betonstahlrippen zu einem gewissen Grad deformieren und beschädigen. Für immer größer werdender Betonstahldurchmesser vom Ring werden laufend modifizierte Rippengeometrien entwickelt, die ein für die Deformation der Rippen schonendes Richten gewährleisten. Die Verbreiterung der Rippen reduziert die Spannungsspitzen und beugt somit übermäßigen Verformungen und Abnutzungen beim Richtvorgang vor. Eine auch im Entwurf der neuen DIN 488-6 [8] vorgesehene größere zulässige Rippenbreite führt bei gleichem Rippenabstand zu einem geringen Rippenabstand mit schmäleren Betonkonsolen. Dies kann zu vorzeitigem Abscheren der Betonkonsolen mit einem weicheren Verbundverhalten führen. An gängigen Parametern wie der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ lässt sich ein solch ungünstiges Bauteilverhalten nicht ohne weiteres ablesen, da die Kopf- bzw. Profilbreite *b* in diesem Parameter nicht berücksichtigt wird.

Der Entwicklung eines Untersuchungsprogramms an Kleinkörpern und Bauteilen ging eine umfassende Marktanalyse und Sichtung der in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen zur Rippengeometrie voran. Im Zuge der Entwicklung neuer Betonstähle mit unterschiedlichen Festigkeiten und Oberflächengestaltungen wird sich schon lange mit dem Einfluss einzelner Parameter der Rippengeometrie oder einer Kombination aus diesen beschäftigt. Dennoch sind nicht alle Zusammenhänge eindeutig geklärt.

An insgesamt 142 zentrischen und 52 konsolenförmigen Ausziehkörpern wurden umfassende Materialuntersuchungen zum Einfluss der Rippengeometrie unter Berücksichtigung der beiden Versagensarten, Auszieh- bzw. Spaltversagen, durchgeführt. Dabei wurden neben der Rippengeometrie durch unterschiedliche Betonstähle verschiedener Hersteller und Weiterverarbeiter auch die Betonfestigkeitsklasse und die Betondeckung variiert. Durch die Messung des Schlupfes am belasteten und unbelasteten Ende wird die Betrachtung des mittleren Schlupfes ermöglicht. Zusammen mit der über die Verbundlänge als konstant angenommenen Verbundspannung kann so eine möglichst aussagekräftige mittlere Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ermittelt werden. Die Untersuchung unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen hat, mit Ausnahme der insgesamt niedrig oder höher werdenden Verbundspannungen, keinen signifikanten Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundspannungen. Die Untersuchung unterschiedlicher Betondeckungen bei konsolenförmigen Ausziehkörpern zeigt für kleine und mittlere Betondeckungen keinen signifikanten Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundspannung. Allgemeingültig können die umfassenden Untersuchungen an einer mittleren Betonfestigkeitsklasse mit einer praxisrelevanten Betondeckung vom 2,5-fachen des Stabdurchmessers als repräsentativ angesehen und die Erkenntnisse auf die im Rahmen dieser Untersuchung betrachteten Grenzen übertragen werden.

Für Betonstahl in Ringen kann bei zentrischen Ausziehversuchen eine deutlich geringere Verbundtragfähigkeit als für Betonstabstahl beobachtet werden. Die untersuchten Parameter der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sowie der Verhältnisse $c_{\rm licht}$ und $b_{\rm r}$ haben keinen signifikanten Einfluss auf die erreichten Verbundspannungen. Die beobachtbaren Tendenzen verstärken sich jedoch bei der Verwendung hochfester Betone, während niederfeste Betone keinen erkennbaren Einfluss auf die Verbundfestigkeit haben. Untersuchungen an konsolenförmigen Ausziehkörpern erreichen nur deutlich geringere Verbundspannungen als zentrische Ausziehkörper. Die ermittelten, für das Verbundverhalten charakteristischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, sind zudem materialübergreifend sehr ähnlich. Die Auswertung der bereits bei zentrischen Ausziehversuchen untersuchten Parameter und Verhältnisse unter Vernachlässigung der Sonderrippenformen SR3 und SR4 zeigt, dass keine der gewählten eine Änderung der Verbundspannung zutreffend beschreiben kann. Es kann festgehalten werden, dass der große Einfluss der Rippengeometrie auf die absoluten Verbundspannungsmaxima bei maßgebendem Ausziehversagen bei praxisüblichem, frühzeitigem Eintreten des Spaltversagens relativiert werden. Die bezogene Rippenfläche $f_{\rm R}$ suggeriert in Verbindung mit sehr breiten Kopf- und Profilbreiten b ein zu günstiges Verbundverhalten. Bei einem Verhältnis $b_r/c \leq 0.35$ bei maßgebendem Spaltversagen kann eine vergleichbare Verbundfestigkeit beobachtet werden. Ein Verhältnis $b_{\rm r} \ge 0,45$ (SR3 und SR4) zeigt jedoch ein ungünstiges Verbundverhalten.

Acht Untersuchungen an Endverankerungen, darunter vier mit einer Verankerungslänge von 5,0 \emptyset und vier mit 7,5 \emptyset , zeigen erwartungsgemäß ein steiferes Verbundverhalten für die längere Verankerungslänge. Die Auswertung des Einflusses der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sowie der Verhältnisse $c_{\rm licht}$ und $b_{\rm r}/c$ auf die maximal erreicht Verbundspannung zeigt, dass keine der Parameter und Verhältnisse eine Änderung der Verbundspannung zuverlässig abbildet. Die Untersuchung zweier Übergreifungen macht deutlich, dass für Betonstahl vom Ring mit großen Rippenbreiten die Tragfähigkeit des Stoßes bei früherer Rissbildung und größeren Verformungen um bis zu 20 % reduziert sein kann. Das im Vergleich zum Betonstabstahl fehlende Spannungsplateau in der Stoßmitte lässt Rückschlüsse auf Tragreserven des Stabstahls zu. Die Auswertung des Einflusses der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ sowie der Verhältnisse $c_{\rm licht}$ und $b_{\rm r}/c$ auf die maximal erreicht Verbundspannung zeigt, dass der für konsolenförmige Ausziehkörper beobachtete Trend einer steigenden Stahlspannung mit größer werdender bezogenen Rippenfläche und einer sinkenden Stahlspannung mit wachsendem $b_{\rm r}/c$ -Verhältnis für Übergreifungsstöße bestätigt werden kann.

Die Auswertung eines breiten Datensatzes für Verankerungen und Übergreifungen ermöglicht die an den Kleinkörpern und Bauteilversuchsträgern ermittelten Abhängigkeiten der Verbundspannung von einzelnen Parametern der Rippengeometrie belastbar zu validieren. Das auf Mittelwertniveau formulierte Berechnungsmodell des MC10 beschreibt den Datensatz möglichst zutreffend, sodass diese Modellformulierung für die Analyse herangezogen wurde. Die Analyse der der Bauteilversuche der Literatur zeigt, dass bei Übergreifungen die Entwicklung der relativen Stahlspannung im Allgemeinen stärker beeinflusst wird als bei Verankerungen. Für größer werdende Rippenbreiten zeigt sich hier eine Zunahme der relativen Stahlspannung und steht damit im Gegensatz zu der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen. Für Verankerungen steht nur eine sehr geringe Anzahl an Untersuchungen mit Angabe zur Rippengeometrie zur Verfügung, sodass keine belastbare Aussage getroffen werden kann. Während mit steigender bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ für zentrische Ausziehversuche und Übergreifungen eine steigende Verbundspannung beobachtet wurde,

war für exzentrische Ausziehversuche und Verankerungen ein kaum messbarer Einfluss zu erkennen. Die Auswertung der Datenbasis bestätigt diese Beobachtung, zeigt für Verankerungen jedoch sogar eine leicht abnehmende Verbundspannung mit steigendem $f_{\rm R}$ -Wert. Das Verhältnis $c_{\rm licht}/a_{\rm m}$ zeigt nahezu keinerlei Einfluss auf die bezogene Verbundspannung und deckt sich damit mit den Erkenntnissen aus den konsolenförmigen Ausziehkörpern und Untersuchungen an Verankerungen. Für Übergreifungen zeigten die beiden untersuchten Stöße einen negativen Zusammenhang, welcher gegenüber 147 Untersuchungen in der Datenbank folglich als nicht repräsentativ angesehen werden muss. Mit steigendem $b_{\rm r}/c$ -Verhältnis wurde sowohl für zentrische, als auch für konsolenförmige Ausziehversuche und die Bauteilversuche mit Verankerungen und Übergreifungen eine sinkende Verbundspannung beobachtet. Der Einfluss war dabei bei zentrischen Ausziehversuchen am größten und bei Verankerungen am Bauteil am geringsten. Die Trendlinien sind dabei mit Ausnahme der zentrischen Ausziehversuche stark von der Sonderrippung SR3 mit einem deutlich größeren Verhältniswert abhängig. Die Auswertung des Datensatzes konnte diese Beobachtungen lediglich für Verankerungen bestätigen. Für Übergreifungen ist ein leicht gegenteiliges Verhalten erkennbar.

7.2 Aussage für die Praxis

Durch Verwendung des Rechenwertes der bezogenen Rippenfläche $f_{\rm R}$ als Kriterium zur Beurteilung der Rippengeometrie lassen sich Bewehrungsstäbe mit unterschiedlicher Oberflächenform anschaulich miteinander vergleichen. Bei uneingeschränkter Anwendung besteht jedoch die Gefahr, dass Rippen mit einer für den Verbund ungünstigen Geometrie, z.B. Rippengeometrien mit sehr geringen Rippenabständen und großen Kopfbreiten bevorzugt werden, die gemäß neueren Erkenntnissen zu einem eher ungünstigen Verbundverhalten führen. In Ergänzung mit weiteren Parametern wie dem Verhältniswert $b_{\rm r}/c$ lässt sich ein solch ungünstiges Verbundverhalten sehr viel zuverlässiger erkennen.

Das Verbundversagen kann im Allgemeinen auf zwei Arten erfolgen – Ausziehversagen und Spaltversagen. Bei Bauteilen mit praxisüblicher Betondeckung ist in der Regel das Spaltversagen maßgeblich. Das Ausziehversagen, das durch eine steigende Beanspruchung der Betonkonsolen gekennzeichnet ist, reagiert empfindlich auf Veränderungen der Rippengeometrie. Hierbei konnten insbesondere im Hinblick auf den Verhältniswert b_r/c sehr große Unterschiede zwischen den einzelnen Rippengeometrien festgestellt werden. Ausziehversuche können insbesondere dann als sinnvoll angesehen werden, um ungünstige Rippengeometrien im Hinblick auf das Verbundverhalten zu identifizieren. Da die Versuchsbedingungen bei Ausziehversuchen jedoch mehr oder weniger stark von den in der Praxis vorliegenden Verhältnissen abweichen, kann aus den Versuchsergebnissen nicht ohne weitere Überlegungen auf eine zulässige Verbundspannung geschlossen werden.

Bei dem für die Bemessung und Praxis maßgeblichen Spaltversagen wurde wiederum nur ein sehr geringer Einfluss der Rippengeometrie auf das Verbundtragverhalten festgestellt. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Geometriewerte, Parameter und Verhältniswerte zeigen, dass ausgehend vom Verhältnis b_r/c , welches ein Maß für die Fläche der Betonkonsolen entlang der Verbundlänge darstellt, ein Grenzwert definiert werden kann, bis zu welchem kaum eine Beeinflussung der Verbundspannung beobachtet werden konnte. Die vorliegenden Untersuchungen zeigen keinen signifikanten Einfluss des Verhältnisses auf die Verbundspannung für $b_r/c \leq 0,35$. Für ein Verhältnis $b_r/c \geq 0,45$

Literatur

- Stahl f
 ür die Bewehrung von Beton Schweiβgeeigneter Betonstahl Allgemeines; Deutsche und Englische Fassung prEN 10080:2023, E DIN EN 10080:2023-02.
- [2] M. Schwarzkopf, J. Schulz und W. Schleicher, TWR Betonstahl im Ring ... zu neuen Dimensionen, Badische Stahlwerke GmbH, Hrsg. Kehl, 2016, 15 S.
- [3] Deutsches Institut für Bautechnik, *Betonstahlverzeichnisse, Stand: 02. Dezember 2022.* Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 2022.
- [4] Betonstahl Teil 6: Übereinstimmungsnachweis, DIN 488-6:2010-01.
- [5] Betonstahl Betonstabstahl, DIN 488-2:2009-08.
- [6] Betonstahl Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht, DIN 488-3:2009-08.
- Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton Prüfverfahren Teil 1: Bewehrungsstäbe, Walzdraht und Draht (ISO 15630-1:2019); Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2019, DIN EN ISO 15630-1:2019-05.
- [8] Betonstahl Teil 6: Übereinstimmungsnachweis, E DIN 488-6:2021-11.
- [9] H. Kreller, "Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangeinwirkung," Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1989.
- T. Sippel, Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung (DAfStb-Heft 540). Berlin, Wien und Zürich: Beuth Verlag GmbH, 2003.
- K. Zilch und G. Zehetmaier, Bemessung im konstruktiven Betonbau. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2010. DOI: 10.1007/978-3-540-70638-0.
- [12] U. Mayer, "Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen," Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2001.
- [13] G. Rehm, "Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund," in Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis - Hubert Rüsch gewidmet, G. Knittel und H. Kupfer, Hrsg., Berlin und München: Wilhelm Ernst & Sohn, 1969, S. 79–96.
- [14] H. Martin und P. Noakowski, Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen (DAfStb-Heft 319). Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1981.
- [15] G. Rehm, Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton (DAfStb-Heft 138).
 Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1961.
- [16] G. Rehm, H. Martin und S. Noakowski, Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton, Ausziehversuche an gefräsen Stählen. München, 1970.

- [17] International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, "RC6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test," in *Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*, International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, Hrsg., S. 218–220.
- [18] A. Losberg und P.-A. Olsson, "Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on the Longitudinal Splitting Effect of the Bars," ACI Journal Proceedings, S. 5–18, 1979. DOI: 10.14359/6934.
- [19] R. Tepfers, "A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars," Dissertation, Chalmers University of Technology Göteborg, Göteborg, 1976.
- [20] R. Tepfers und P.-A. Olsson, "Ring Test for Evaluation of Bond Properties of Reinforcing Bars," Bond in Concrete - From Research to Practise, S. 89–99, 1992.
- [21] D. Darwin und E. K. Graham, "Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars," ACI Structural Journal, Jg. 90, Nr. 6, S. 464–657, 1993. DOI: 10.14359/ 4459.
- [22] J. Fröse, "Zum Verbundtragverhalten von geripptem Betonstahl bei Spaltversagen," Lehrstuhl für Massivbau, Dissertation, Technische Universität München, München, 2024.
- [23] H. Martin, P. Schießl und M. Schwarzkopf, Optimierung der Rippenausbildung hochfester Betonstähle (Forschungsbericht T 84-201), Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V., Hrsg. München, 1984.
- [24] G. Metelli und G. A. Plizzari, "Influence of the relative rib area on bond behaviour," Magazine of Concrete Research, Jg. 66, Nr. 6, S. 277–294, 2014. DOI: 10.1680/macr.13.00198.
- [25] S. Soretz und H. Hölzenbein, "Influence of Rib Dimensions of Reinforcing Bars on Bond and Bendability," ACI Journal Proceedings, Jg. 76, Nr. 1, 1979. DOI: 10.14359/6939.
- [26] féderation internationale du béton, fib Model Code for Concrete Structures (2020). Lausanne: Fédération internationale du béton (fib), 2023.
- [27] G. Rehm, "Zur Frage der Prüfung und Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und Beton von Betonrippenstäben," in Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet, J. Eibl, Hrsg., Berlin, München und Düsseldorf: Wilhelm Ernst & Sohn, 1979, S. 101–114.
- [28] J. Cairns und K. Jones, "Influence of rib geometry on strength of lapped joints: an experimental and analytical study," *Magazine of Concrete Research*, Jg. 47, Nr. 172, S. 253–262, 1995. DOI: 10.1680/macr.1995.47.172.253.
- [29] S. M. Skorobogatov und A. D. Edwards, "The influence of the geometry of deformed steel bars on theor bond strength in concrete," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Jg. 67, Nr. 2, S. 327–339, 1979. DOI: 10.1680/iicep.1979.2460.
- [30] O. C. Choi, S. Y. Yang und H. Choi, "Splice Strength of Reinforcing Bars with High and Low Alternating Ribs," ACI Structural Journal, Jg. 117, Nr. 5, S. 177–189, 2020.
- [31] G. Rehm, R. Eligehausen und B. Neubert, Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien (DAfStb-Heft 300). Berlin, München und Düsseldorf, 1979.

- [32] D. A. Abrams, Tests of bond between concrete and steel (Bulletin 71). Illimois, 1913.
- [33] Betonstahl in Ringen B500B mit Sonderrippung TWR, warmgewalzt und kaltgereckt, Nenndurchmesser; 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20 und 25 mm, Z-1.2-260:2023-03.
- [34] Betonstahl in Ringen B500B mit Sonderrippung RPR, warmgewalzt und kaltgereckt, Nenndurchmesser: 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16 und 20 mm, Z-1.2-275:2023-06.
- [35] Stahl für die Bewehrung von Beton Schweißgeeigneter Betonstahl Allgemeines; Deutsche Fassung EN 10080:2005, DIN EN 10080:2005-08.
- [36] J. Eibl und J. Kobarg, "Das Verbundverhalten von Stahl und Beton unter besonderer Berücksichtigung der lokalen Stahlspannung," in *Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau*, R. Eligehausen und D. Rußwurm, Hrsg., Berlin: Ernst, 1984, S. 143–152.
- [37] K. Janovic, Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für eine allgemeingültiges Verbundprüfverfahren, Lehrstuhl für Massivbau, Hrsg. München, 1979.
- [38] G. Schmidt-Thrö, "Verbundverhalten von Rippenstählen in Beton unter besonderer Berücksichtigung der einachsigen Querpressung," Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Dissertation, Technische Universität München, München, 1987.
- [39] A. Windisch, "A modified Pull-out Test and new evaluation methods for a more reald local bond-slip relationship," *Matériaux et Constructions*, S. 181–184, 1984.
- [40] T. Luhmann, Nahbereichsphotogrammetrie, Grundlagen Methoden Beispiele, 4., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin und Offenbach: Wichmann, 2018.
- [41] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil
 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln f
 ür den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1 1:2004 + AC:2010, DIN EN 1992-1-1:2011-01.
- [42] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., Hrsg., ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups, 617. Aufl., Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., 2017.
- [43] Amercian Concrete Institute. "Tension Lap Splice Database, Stand 04-2021." ACI Committee 408, Hrsg. (2024), Adresse: https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx? ItemID=408DB&Format=EXCEL&Language=English&Units=US_AND_METRIC (besucht am 20.05.2024).
- [44] Amercian Concrete Institute, Bond and development of straight reinforcing bars in tension, Reported by ACI Committee 408, 1. print. Farmington Hills, Mich.: American Concrete Inst, 2003.
- [45] International Federation for Structural Concrete. "Splice Test Database, Stand 09-2005," fib Task Group 2.5 Bond models. (2022), Adresse: http://fibtg45.dii.unile.it/files% 20scaricabili/Database_splicetest%20Stuttgart%20sept%202005.xls (besucht am 19.05.2022).

- [46] féderation internationale du béton, Hrsg., Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010, Bd. 72, Bulletin / International Federation for Structural Concrete Technical report, Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2014.
- [47] féderation internationale du béton, fib Model Code for Concrete Structures (2010). Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [48] Final Draft FprEN 1992-1-1; Eurocode 2 Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, FprEN 1992-1-1:2023-04.
- [49] A. Muttoni, J. Cairns, C. Goodchild und H. R. Ganz, "Background document to clauses 11.4 and 11.5, Anchorage and laps of bars in tension and compression," in *Background document to FprEN 1992-1-1:2023-04 (Formal-Vote-Draft): Eurocode 2 Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*, Europäisches Komitee für Normung, Hrsg., 2023, S. 423–438.
- [50] J. Hegger, O. Fischer, B. Camps und J. Fröse, Wirtschaftliche Bemessungsansätze für Betonstahlverbundverankerungen und Übergreifungsstöße auf der Grundlage von fasreoptisch instrumentierten Bauteilversuchen, AiF Forschungsvorhaben Nr. 20443 N. 2022.
- [51] C. J. Burkhardt, "Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton," Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB), Dissertation, RWTH Aachen University, Aachen, 2000.
- [52] R. S. Amin, "End Anchorage At Simple Supports In Reinforced Concrete," Dissertation, London South Bank University, London, 2009.
- [53] J. C. Schoening, "Anchorages and laps in reinforced concrete members under monotonic loading," eng, Schoening, Janna Caroline (VerfasserIn), Dissertation, RWTH Aachen University, Aachen, 2018.
- [54] J. Fröse und L. Staller. "TUM Bond Database TUMBD-2025-02, Beam tests with anchorages and laps in tension [unveröffentlicht]," Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. (2025).
- [55] J. Hegger und B. Camps, Überprüfung der Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße und Verankerungen (gerade Stäbe, Abbiegungen und Haken) nach dem Entwurf der zweiteen Generation des Eurocode 2, Abschlussbericht. 2020.
- [56] A. Azizinamini, M. Chisala und S. K. Ghosh, "Tension development length of reinforcing bars embedded in high-strength concrete," *Engineering Structures*, Jg. 17, Nr. 7, S. 512–522, 1995.
- [57] A. Azizinamini, R. Pavel, E. Hatfield und S. K. Ghosh, "Behavior of Lap-Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," ACI Structural Journal, Jg. 96, Nr. 5, S. 826–835, 1999. DOI: 10.14359/737.
- [58] M. Briggs, S. Miller, D. Darwin und J. Browning, Bond Behavior of Grade 100 ASTM A 1035 Reinforcing Steel in Beam-Splice Specimens, The University of Kansas Center for Research, INC., Hrsg. Kansas, 2007.

- [59] O. C. Choi, H. Hadje-Ghaffari, D. Darwin und S. L. McCabe, "Bond of Epoxy-Coated Reinforcement: Bar Parameters," ACI Materials Journal, Jg. 88, Nr. 2, S. 207–217, 1991. DOI: 10.14359/2023.
- [60] D. Darwin, M. L. Tholen, E. K. Idun und J. Zuo, "Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars," ACI Structural Journal, Jg. 93, Nr. 1, S. 95–107, 1996. DOI: 10.14359/9680.
- [61] B. S. Hamad und M. Mansour, "Bond Strength of Noncontact Tension Lap Splices," ACI Structural Journal, Jg. 93, Nr. 3, S. 316–326, 1996. DOI: 10.14359/9691.
- [62] J. Hegger und J. Burgkhardt, "Tragverhalten von Übergreifungsstößen zug- und druckbeanspruchter Betonstähle im hochfestem Beton," *Kurzberichte aus der Bauforschung*, Jg. 40, 1999.
- [63] C. J. Hester, S. Salamizavaregh, D. Darwin und S. L. McCabe, "Bond of Epoxy-Coated Reinforcement: Splices," ACI Structural Journal, Jg. 90, Nr. 1, S. 89–102, 1993. DOI: 10.14359/4200.
- [64] R. Maurer und M. Bettin, Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung, Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen Heft B 148). Bremen: Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH, 2020.
- [65] G. Metelli, J. Cairns und G. Plizzari, "The influence of percentage of bars lapped on performance of splices," *Materials and Structures*, Jg. 48, Nr. 9, S. 2983–2996, 2015. DOI: 10.1617/s11527-014-0371-y.
- [66] C. Papadopoulou, "Erweiterung einer Versuchsdatenbank zur Untersuchung der Einflussgrößen auf den Betonstahlverbund," Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München, 2021, 161 S.
- [67] G. Rehm und R. Eligehausen, "Übergreifungsstöße von Rippenstählen unter nicht ruhender Belastung," Beton- und Stahlbetonbau, Nr. 7, S. 170–174, 1977.
- [68] T. Rezansoff, U. S. Konkankar und Y. C. Fu, "Confinement limits for tension lap splices under static loading," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Nr. 19, S. 447–453, 1992.
- [69] S. Stöckl, B. Menne und H. Kupfer, Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungsstößen von Rippenstählen (DAfStb-Heft 276). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1997.
- [70] J. Zuo und D. Darwin, Bond Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars. Kansas, 1998.
- [71] J. Zuo und D. Darwin, "Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete," ACI Structural Journal, Jg. 97, Nr. 4, S. 630–641, 2000.
- [72] B. S. Hamad, "Bond Strength Improvement of Reinforcing Bars with Specially Designed Rib Geometries," ACI Structural Journal, Jg. 92, Nr. 1, S. 3–13, 1995.
- [73] O. C. Choi, S. Y. Yang und H. Choi, "Splice Strength of Reinforcing Bars with High and Low Alternating Ribs," ACI Structural Journal, Jg. 117, Nr. 5, S. 177–189, 2020.

- [74] L. Staller, J. Fröse und O. Fischer, "Versuchsdatengestützte Evaluierung neuester Verbundbemessungsmodelle für die Verankerung und Übergreifung von Betonstahlbewehrung/Evaluation of latest bond models for the design of Anchorages and Laps in reinforced concrete based on experimental data," *Bauingenieur*, Jg. 99, Nr. 11, S. 366–373, 2024.
- [75] J. Fröse und O. Fischer, "Einfluss der Rippengeometrie auf den Verbund von Betonstahl aus Ringen," Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 118, Nr. 7, S. 504-512, 2023. DOI: 10.1002/best. 202300022.
- [76] G. Plizzari, J. Cairns und G. Metelli, Hrsg., Advances on bond in concrete, State-of-the-art report, eng, Bd. 106, Bulletin / International Federation for Structural Concrete, Plizzari, Giovanni (HerausgeberIn) Cairns, John (HerausgeberIn) Metelli, Giovanni (HerausgeberIn), Lausanne, Switzerland: Fédération internationale du béton (fib), 2022.
- [77] J. Cairns und R. Eligehausen, "Evaluation of EC2 rules for design of tension lap joints," The Structural Engineer, Jg. 92, Nr. 9, S. 44–52, 2014.
- [78] R. D. Cook, "Detection of Influential Observation in Linear Regression," Technometrics, Jg. 19, Nr. 1, S. 15–18, 1977. DOI: 10.2307/1268249.
- [79] K. Backhaus, B. Erichson, S. Gensler, R. Weiber und T. Weiber, Multivariate Analysemethoden, Eine anwendungsorientierte Einführung, ger, 17., aktualisierte Auflage. Wiesbaden: Springer Gabler, 2023, Backhaus, Klaus (VerfasserIn) Erichson, Bernd (VerfasserIn) Gensler, Sonja (VerfasserIn) Weiber, Rolf (VerfasserIn) Weiber, Thomas (VerfasserIn). DOI: 10.1007/978-3-658-40465-9.

A Anhang: Ergebnisdokumentation der experimentellen Untersuchungen

A.1 Betonrezepturen

In der nachfolgenden Tabelle werden die Betonrezepturen der einzelnen Betonagen, getrennt nach Kleinkörpern (KKV) und Bauteilen (GKV) nach ihren wesentlichen Bestandteilen aufgeschlüsselt.

	Art	Zementart	Zement	Sand $0/4$	Kies $4/8$	Kies $8/16$	Puzzo-	Wasser	Fließ-
							lane		mittel
XV	S1	CEM I/42,5 R	324	866	376	640	-	182	-
Я	S2	CEM I/32,5 R	270	928	398	645	-	189	-
	S3	CEM I/42,5 R	421	792	344	585	110	161	-
	S4	CEM I/42,5 R	295	897	391	663	-	166	-
	S5	CEM I/42,5 R	308	883	384	653	-	173	-
	$\mathbf{S6}$	CEM I/42,5 R	295	897	391	663	-	166	-
	S7	CEM I/42,5 R	295	897	391	663	-	166	-
XV	S	CEM II/42,5 N $$	390	827	311	695	-	178	4
5	Α	CEM II/42,5 N	390	827	311	695	-	178	4

A.2 Ausziehversuche

Die Ausziehversuche werden in Anlehnung an die RILEM-Ausziehversuche durchgeführt [17]. Es soll eine Belastungsgeschwindigkeit in N/sec von $v_{\rm p} = 0, 5 \cdot \mathscr{O}^2$ angestrebt werden, wobei der Stabdurchmesser in mm einzusetzen ist. Damit soll eine über die Serien konstante Steigerungsrate der Verbundspannungen gewährleistet werden [17]. Für eine stetige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wurde eine weggesteuerte Prüfgeschwindigkeit gewählt. In Abhängigkeit der maximal erwartbaren, rechnerischen Verbundspannung nach MC10 [47] und der am Prüftag ermittelten Betondruckfestigkeit wurde für den Stabdurchmesser 16 mm eine Prüfgeschwindigkeit zu 0,38 mm/min und für den Stabdurchmesser 12 mm zu 0,25 mm/min abgeschätzt.

Nachfolgend sind die Messergebnisse der experimentellen Untersuchungen der RILEM- und konsolenförmigen Ausziehversuche tabellarisch dokumentiert. Der Aufbau der Versuche ist den Abbildungen 3.2 und 3.3 zu entnehmen. Die Materialkennwerte sind, sortiert nach Serie für den Beton den Tabellen 3.3, 3.7 und 3.9 sowie für Bewehrungsstahl sortiert nach Weiterverarbeiter in den Tabellen 3.4, 3.5 und 3.8 angegeben. Es wird folgende Nomenklatur verwendet:

Nr.	-	Laufende Nummer der Versuchskörper
S	-	Nummer der Serie
Ø	mm	Stabdurchmesser
RG	-	Bezeichnung der Rippengeometrie nach DIN 488 oder abZ
WV	-	Anonymisiertes Kennzeichen für den weiterverarbeitenden Betrieb
Тур	-	Unterscheidung in PO für zentrische oder $PO15/PO25/PO45$ für
		konsolenförmige Ausziehkörper
c_{\min}	mm	kleinste Betondeckung
bez. c_{\min}	-	auf den Stabdurchmesser bezogene kleinste Betondeckung
$l_{ m b}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	Verbundlänge
bez. $l_{\rm b}$	-	bezogene Verbundlänge
$\sigma_{ m s,exp}$	$\rm N/mm^2$	experimentelle Stahlspannung errechnet aus dem Quotienten aus Ma-
		schinenkraft und dem Nennquerschnitt
$\tau_{0,01}/\tau_{0,1}/\tau_1$	$\rm N/mm^2$	Verbundspannung bei $0{,}01\mathrm{mm},0{,}1\mathrm{mm}$ oder $1\mathrm{mm}$ Schlupf am unbe-
		lasteten Ende
$ au_{ m bu}$	$\rm N/mm^2$	Verbundspannung bei Höchstkraft
$ au_{ m bm}$	$\rm N/mm^2$	mittlere Verbundspannung $\frac{\tau_{0,01}+\tau_{0,1}+\tau_1}{3}$
s_{u}	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	Schlupf am unbelasteten Ende bei Höchstkraft
s_{l}	mm	Schlupf am belasteten Ende bei Höchstkraft
$s_{ m m}$	mm	mittlerer Schlupf bei Höchstkraft

Nr.	\mathbf{S}	Ø	RG	WV	Тур	c_{\min}	bez. c_{\min}	$l_{\rm b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\sigma_{ m s,exp}$	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	$s_{ m u}$	$s_{ m l}$	$s_{ m m}$
1	1	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	400.5	4.8	10.8	-	20.0	7.8	0.98	1.42	2.41
2	1	16	ST	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	423.8	4.8	10.7	20.9	21.2	12.1	1.38	2.06	3.44
3	1	16	ST	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	364.4	4.2	9.1	18	18.2	10.4	1.42	1.85	3.28
4	1	16	WR	В	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	341.9	5.8	12.1	-	17.1	8.9	0.90	2.61	3.51
5	1	16	WR	В	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	297.2	4.4	9.1	14.7	14.9	9.4	1.30	2.52	3.83
6	1	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	361.1	6.7	13.5	-	18.1	10.1	0.96	1.25	2.21
7	1	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	307.0	4.2	9.3	-	15.3	6.7	0.83	1.19	2.02
8	1	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	337.5	4.7	10.2	16.6	16.9	10.5	1.48	1.82	3.30
9	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	342.8	4.4	10.8	-	17.1	7.6	0.71	1.90	2.60
10	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	360.8	6.8	13.4	-	18.0	10.1	0.88	1.42	2.30
11	1	16	SR2	Ε	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	379.1	6.9	13.4	-	19.0	10.1	0.97	2.08	3.04
12	1	16	SR2	\mathbf{E}	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	317.7	4.7	10.2	-	15.9	7.5	0.95	1.23	2.18
13	1	16	\mathbf{ST}	А	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	209.7	4.6	10	-	10.5	7.3	0.14	0.40	0.54
14	1	16	ST	А	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	199.3	5.1	9.9	-	10.0	7.5	0.11	0.60	0.71
15	1	16	\mathbf{ST}	А	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	199.6	4.4	9.3	-	10.0	6.8	0.14	0.26	0.40
16	1	16	WR	В	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	208.9	6.0	-	-	10.4	6	0.08	0.42	0.49
17	1	16	WR	В	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	222.8	6.1	11.1	-	11.1	8.6	0.11	0.99	1.10
18	1	16	WR	\mathbf{C}	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	218.9	5.4	10.5	-	10.9	7.9	0.13	0.33	0.47
19	1	16	WR	\mathbf{C}	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	212.8	6.2	-	-	10.6	6.2	0.07	0.40	0.47
20	1	16	WR	\mathbf{C}	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	197.7	4.4	-	-	9.9	4.4	0.09	0.57	0.66
21	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	202.5	5.5	-	-	10.1	5.5	0.06	0.37	0.43
22	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	184.1	5.0	-	-	9.2	5	0.08	0.46	0.54
23	1	16	SR2	\mathbf{E}	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	199.1	5.6	-	-	10.0	5.6	0.09	0.33	0.42
24	1	16	SR2	Ε	PO45	72	$4.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	200.5	4.1	8.8	-	10.0	6.5	0.16	0.59	0.74
25	1	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	139.2	4.9	-	-	7.0	4.9	0.08	0.47	0.55
26	1	16	ST	А	PO25	40	2.5 Ø	80	$5 \varnothing$	162.2	4.1	7.8	-	8.1	6	0.13	0.77	0.91

Nr.	\mathbf{S}	Ø	RG	WV	Тур	c_{\min}	bez. c_{\min}	$l_{\rm b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\sigma_{\rm s,exp}$	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	s_{u}	s_{l}	$s_{ m m}$
27	1	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	156.9	5.4	-	-	7.8	5.4	0.09	0.30	0.39
28	1	16	WR	В	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	163.0	4.8	-	-	8.1	4.8	0.07	0.36	0.43
29	1	16	WR	В	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	166.8	5.2	-	-	8.3	5.2	0.09	0.51	0.60
30	1	16	WR	С	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	154.9	5.7	-	-	7.7	5.7	0.07	0.54	0.61
31	1	16	WR	\mathbf{C}	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	160.4	5.8	-	-	8.0	5.8	0.08	1.37	1.45
32	1	16	WR	С	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	163.1	5.8	-	-	8.2	5.8	0.05	0.31	0.36
33	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	148.9	5.5	-	-	7.4	5.5	0.08	0.27	0.36
34	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	162.8	5.5	-	-	8.1	5.5	0.08	0.41	0.50
35	1	16	SR2	Е	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	144.0	4.6	-	-	7.2	4.6	0.09	0.70	0.80
36	1	16	SR2	Е	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	141.3	4.2	6.9	-	7.1	5.5	0.13	0.57	0.70
37	1	16	ST	А	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	153.6	5.1	-	-	7.7	5.1	0.07	0.44	0.51
38	1	16	\mathbf{ST}	А	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	135.4	4.3	6.7	-	6.8	5.5	0.11	0.36	0.48
39	1	16	\mathbf{ST}	А	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	167.4	5.6	-	-	8.4	5.6	0.08	0.29	0.37
40	1	16	WR	В	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	153.8	4.6	-	-	7.7	4.6	0.09	0.28	0.37
41	1	16	WR	В	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	138.3	4.7	-	-	6.9	4.7	0.08	0.28	0.36
42	1	16	WR	\mathbf{C}	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	164.0	5.2	-	-	8.2	5.2	0.08	0.32	0.40
43	1	16	WR	\mathbf{C}	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	159.2	5.9	-	-	8.0	5.9	0.05	0.35	0.40
44	1	16	WR	\mathbf{C}	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	156.4	5.6	-	-	7.8	5.6	0.07	0.30	0.37
45	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	150.5	4.8	7.5	-	7.5	6.2	0.11	0.37	0.48
46	1	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	154.8	5.7	-	-	7.7	5.7	0.07	0.23	0.29
47	1	16	SR2	Ε	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	154.1	4.8	-	-	7.7	4.8	0.08	0.39	0.48
48	1	16	SR2	Е	PO15	24	$1.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	145.3	5.1	-	-	7.3	5.1	0.07	0.47	0.54
49	2	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	372.1	6.0	11.1	18.6	18.6	11.9	1.09	1.44	2.53
50	2	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	336.5	5.7	10.8	16.8	16.8	11.1	1.12	1.49	2.62
51	2	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	378.5	5.8	11.7	-	18.9	8.8	0.96	1.79	2.75
52	2	16	WR	В	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	275.7	4.1	8.2	13.6	13.8	8.6	1.68	1.98	3.66

Nr.	\mathbf{S}	Ø	RG	WV	Тур	c_{\min}	bez. c_{\min}	$l_{\rm b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\sigma_{ m s,exp}$	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	$s_{ m u}$	s_{l}	$s_{ m m}$
53	2	16	WR	В	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	256.3	3.7	7.6	-	12.8	5.7	0.89	1.39	2.28
54	2	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	304.9	5.1	10.1	-	15.2	7.6	0.81	1.05	1.87
55	2	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	291.4	4.2	9.2	-	14.6	6.7	0.90	1.15	2.05
56	2	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	294.8	4.6	9.6	14.7	14.7	9.6	1.01	1.34	2.35
57	2	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	277.4	5.7	9.6	-	13.9	7.7	0.57	1.11	1.68
58	2	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	305.6	6.5	11.1	-	15.3	8.8	0.49	1.20	1.69
59	2	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	291.2	5.5	10.2	-	14.6	7.9	0.72	1.22	1.94
60	2	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	267.0	4.1	8.3	-	13.4	6.2	0.72	1.03	1.75
61	2	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	241.9	4.0	7.4	-	12.1	5.7	0.82	1.34	2.16
62	2	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	270.8	4.4	8.3	-	13.5	6.4	0.88	1.31	2.18
63	2	16	ST	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	133.9	4.8	-	-	6.7	4.8	0.07	0.64	0.71
64	2	16	ST	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	139.1	4.9	-	-	7.0	4.9	0.06	0.77	0.83
65	2	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	137.9	4.7	-	-	6.9	4.7	0.09	0.53	0.62
66	2	16	ST	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	132.5	5.3	-	-	6.6	5.3	0.07	0.51	0.58
67	2	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	135.1	5.0	-	-	6.8	5	0.08	0.32	0.41
68	2	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	132.9	4.7	-	-	6.6	4.7	0.09	0.79	0.88
69	2	16	WR	\mathbf{C}	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	148.3	3.9	7.1	-	7.4	5.5	0.16	0.83	1.00
70	2	16	WR	\mathbf{C}	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	121.6	3.2	5.8	-	6.1	4.5	0.14	0.83	0.97
71	2	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	141.5	4.5	7	-	7.1	5.7	0.12	0.62	0.74
72	2	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	138.5	4.5	6.9	-	6.9	5.7	0.10	0.60	0.70
73	2	16	WR	Ι	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	119.8	3.8	5.9	-	6.0	4.8	0.12	0.81	0.93
74	2	16	WR	Ι	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	131.8	4.1	6.5	-	6.6	5.3	0.13	0.64	0.76
75	3	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	58	$3 \varnothing$	567.6	6.5	21.1	27.8	28.4	18.5	1.57	2.09	3.66
76	3	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	59	$3 \varnothing$	530.4	4.8	19.4	26.4	26.5	16.9	1.22	1.70	2.92
77	3	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	58	3 arnothing	525.3	6.6	20	-	26.3	13.3	0.91	1.68	2.59
78	3	16	WR	В	РО	92	$5.75 \ arnothing$	59	$3 \varnothing$	418.8	5.4	16.8	20.9	20.9	14.4	1.55	2.09	3.64

Nr.	\mathbf{S}	Ø	RG	WV	Тур	c_{\min}	bez. c_{\min}	$l_{\rm b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\sigma_{\rm s,exp}$	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	s_{u}	$s_{ m l}$	$s_{ m m}$
79	3	16	WR	В	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	58	$3 \varnothing$	453.1	6.4	16.7	22.2	22.7	15.1	1.36	1.82	3.18
80	3	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ arnothing$	60	$3 \varnothing$	474.1	7.3	-	-	23.7	7.3	$-11.15^{1)}$	1.82	-9.33
81	3	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ arnothing$	57	3 arnothing	484.8	4.5	18.9	24.1	24.2	15.8	2.25	2.81	5.06
82	3	16	WR	\mathbf{C}	РО	92	$5.75 \ arnothing$	56	$3 \varnothing$	424.2	5.5	17.3	21.2	21.2	14.7	1.05	1.66	2.71
83	3	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ arnothing$	57	$3 \varnothing$	369.4	5.6	17.3	-	18.5	11.4	0.39	1.22	1.62
84	3	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ arnothing$	57	$3 \varnothing$	380.1	6.3	17.5	-	19.0	11.9	0.62	0.97	1.58
85	3	16	$\mathbf{SR1}$	D	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	58	$3 \varnothing$	392.5	6.0	17.7	-	19.6	11.9	0.20	0.64	0.84
86	3	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	57	$3 \varnothing$	402.7	6.0	17	-	20.1	11.5	0.89	1.31	2.20
87	3	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	58	$3 \varnothing$	375.1	5.9	15.3	18.6	18.8	13.3	1.26	1.66	2.91
88	3	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	57	$3 \varnothing$	391.0	6.0	16.6	-	19.6	11.3	0.90	1.32	2.22
89	3	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	241.9	9.1	-	-	12.1	9.1	0.04	0.73	0.78
90	3	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	232.6	8.5	-	-	11.6	8.5	0.05	0.75	0.80
91	3	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	249.0	8.9	-	-	12.4	8.9	0.05	0.89	0.94
92	3	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	220.4	8.0	-	-	11.0	8	0.04	0.47	0.51
93	3	16	ST	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	224.7	8.7	-	-	11.2	8.7	0.04	0.75	0.79
94	3	16	ST	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	221.4	9.7	-	-	11.1	9.7	0.03	0.66	0.69
95	3	16	WR	\mathbf{C}	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	225.0	9.1	-	-	11.3	9.1	0.03	0.43	0.46
96	3	16	WR	\mathbf{C}	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	225.9	9.7	-	-	11.3	9.7	0.03	0.60	0.62
97	3	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	237.8	8.6	-	-	11.9	8.6	0.04	0.51	0.55
98	3	16	$\mathbf{SR1}$	D	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	215.0	8.3	-	-	10.7	8.3	0.04	0.45	0.49
99	3	16	WR	Ι	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	228.1	8.4	-	-	11.4	8.4	0.05	0.47	0.51
100	3	16	WR	Ι	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	235.4	9.0	-	-	11.8	9	0.04	0.35	0.39
101	4	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	5 arnothing	476.4	4.0	11.8	23.5	23.8	13.1	1.55	2.06	3.61
102	4	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	464.5	4.4	12.6	-	23.2	8.5	0.81	1.53	2.34
103	4	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	492.6	4.3	11.1	24.5	24.6	13.3	1.27	1.52	2.79
104	4	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	410.9	2.9	8.4	20.2	20.5	10.5	1.36	1.54	2.90

Nr.	\mathbf{S}	Ø	RG	WV	Тур	c_{\min}	bez. c_{\min}	$l_{\rm b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\sigma_{ m s,exp}$	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	s_{u}	s_{l}	$s_{ m m}$
105	4	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	495.5	2.2	7.8	24.1	24.8	11.4	1.65	1.98	3.62
106	4	16	ST	А	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	474.1	1.5	5.7	22.8	23.7	10	1.43	1.83	3.26
107	4	16	ST	Μ	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	389.4	2.7	9.5	19.4	19.5	10.5	1.24	1.67	2.91
108	4	16	ST	Μ	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	471.3	4.2	13.4	23.3	23.6	13.6	1.71	2.82	4.53
109	4	16	ST	Μ	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	450.9	5.5	14.4	22.4	22.5	14.1	1.13	1.58	2.71
110	4	16	ST	Μ	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	465.3	4.2	13.1	23.1	23.3	13.5	1.14	1.85	2.99
111	4	16	ST	Μ	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	443.2	3.8	10.4	21.8	22.2	12	1.47	1.95	3.42
112	4	16	ST	Μ	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	410.3	3.3	8.3	20.5	20.5	10.7	1.10	1.32	2.41
113	4	16	$\mathbf{SR1}$	F	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	432.1	4.9	12.5	21.6	21.6	13	1.06	2.09	3.15
114	4	16	$\mathbf{SR1}$	\mathbf{F}	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	394.7	3.7	10.3	-	19.7	7	0.91	1.22	2.13
115	4	16	$\mathbf{SR1}$	\mathbf{F}	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	429.1	5.5	14.6	21.4	21.5	13.8	1.46	2.03	3.49
116	4	16	SR2	Η	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	436.3	6.7	16.6	-	21.8	11.7	0.86	1.27	2.12
117	4	16	SR2	Η	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	392.3	5.4	14.8	19.6	19.6	13.3	1.13	2.30	3.43
118	4	16	SR2	Η	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	352.9	3.9	10.1	-	17.6	7	0.92	1.32	2.24
119	4	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	351.1	6.1	13.7	-	17.6	9.9	0.87	1.52	2.39
120	4	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	274.7	3.2	8.2	-	13.7	5.7	0.80	1.25	2.05
121	4	16	WR	Ι	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	282.8	3.2	8.5	-	14.1	5.9	0.88	1.11	1.99
122	4	16	WR	\mathbf{L}	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	391.7	5.6	12.8	19.6	19.6	12.7	1.04	1.38	2.42
123	4	16	WR	\mathbf{L}	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	380.1	4.2	11.4	-	19.0	7.8	0.86	1.07	1.93
124	4	16	WR	\mathbf{L}	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	354.3	4.6	11.8	-	17.7	8.2	0.74	0.92	1.66
125	4	16	SR3	Ν	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	283.6	3.3	9.7	-	14.2	6.5	0.81	0.98	1.79
126	4	16	SR3	Ν	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	271.1	4.0	9.5	13.5	13.6	9	1.05	1.22	2.26
127	4	16	SR3	Ν	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	213.7	2.8	6.5	-	10.7	4.6	0.74	0.91	1.66
128	4	16	SR4	Ο	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	282.0	3.2	7.7	13.8	14.1	8.2	1.48	1.90	3.38
129	4	16	SR4	Ο	РО	92	$5.75 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	296.9	4.6	10	14.8	14.8	9.8	1.07	1.27	2.34
130	4	16	SR4	0	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	325.5	4.1	10	-	16.3	7.1	0.91	1.12	2.03

Nr. S Ø RG WV Typ c_{min} b_{e} c_{h} $\sigma_{s,eep}$ $\tau_{0,1}$ τ_{1} τ_{bu} tu_{bu} tu_{bu}																			
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	Nr.	\mathbf{S}	Ø	RG	WV	Typ	c_{\min}	bez. $c_{\rm min}$	$l_{\rm b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\sigma_{ m s,exp}$	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	$s_{ m u}$	s_{l}	$s_{ m m}$
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	131	5	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	501.1	5.4	12.9	-	25.1	9.1	0.76	0.97	1.73
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	132	5	16	ST	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	505.6	4.1	11.2	-	25.3	7.7	0.75	1.18	1.93
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	133	5	16	ST	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	521.7	5.1	13.4	26	26.1	14.8	1.18	1.42	2.60
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	134	5	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	438.0	3.1	12.3	-	21.9	7.7	0.36	0.71	1.06
136516STAPO92 $5.75 \oslash$ 80 $5 \oslash$ 484.01.69.3-24.25.50.590.881.47137516STAPO2540 $2.5 \oslash$ 80 $5 \oslash$ 157.42.77.9-7.95.30.100.480.58138516STAPO2540 $2.5 \oslash$ 80 $5 \oslash$ 151.93.27.5-7.65.40.110.770.88139516STAPO2540 $2.5 \oslash$ 80 $5 \oslash$ 145.31.76.4-7.34.10.140.700.84140516WR <i< td="">PO2540$2.5 \oslash$80$5 \oslash$180.25.09-9.070.110.750.86141516WR<i< td="">PO2540$2.5 \oslash$80$5 \oslash$161.33.97.6-8.15.80.130.520.65142516SR3NPO2540$2.5 \oslash$80$5 \oslash$161.33.97.6-8.15.80.140.330.48143516SR4OPO2540$2.5 \oslash$80$5 \oslash$148.33.67.1-7.55.60.150.490.65144516SR4OPO2540$2.5 \oslash$80$5 \oslash$148.35</i<></i<>	135	5	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	493.6	1.4	10.8	24.6	24.7	12.3	1.15	1.49	2.63
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	136	5	16	\mathbf{ST}	А	РО	92	$5.75 \ arnotheta$	80	$5 \varnothing$	484.0	1.6	9.3	-	24.2	5.5	0.59	0.88	1.47
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	137	5	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	157.4	2.7	7.9	-	7.9	5.3	0.10	0.48	0.58
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	138	5	16	\mathbf{ST}	А	PO25	40	$2.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	151.9	3.2	7.5	-	7.6	5.4	0.11	0.77	0.88
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	139	5	16	ST	А	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	145.3	1.7	6.4	-	7.3	4.1	0.14	0.70	0.84
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	140	5	16	WR	Ι	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	180.2	5.0	9	-	9.0	7	0.11	0.75	0.86
142516SR3NPO2540 $2.5 \oslash 80$ $5 \oslash$ 161.3 3.9 7.6 - 8.1 5.8 0.14 0.33 0.48 143516SR3NPO2540 $2.5 \oslash 80$ $5 \oslash$ 167.7 3.5 7.6 - 8.4 5.6 0.15 0.35 0.51 144516SR4OPO2540 $2.5 \oslash 80$ $5 \oslash$ 148.3 3.6 7.1 - 7.4 5.4 0.15 0.63 0.78 145516SR4OPO2540 $2.5 \oslash 80$ $5 \oslash$ 148.3 3.6 7.1 - 7.5 5.6 0.15 0.49 0.65 146612STAPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 148.3 5.8 13.6 - 22.4 9.7 0.72 0.97 1.69 147612STAPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 465.8 4.2 10.1 - 23.3 7.2 0.89 1.09 1.99 148612STAPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 403.1 2.7 7.8 $ 20.2$ 5.2 0.96 1.11 2.07 149612STAPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 403.1 2.7 7.8 $ 20.2$ 5.2 0.96 1.11 2.07 150612STD <td< td=""><td>141</td><td>5</td><td>16</td><td>WR</td><td>Ι</td><td>PO25</td><td>40</td><td>$2.5 \ arnothing$</td><td>80</td><td>$5 \varnothing$</td><td>175.0</td><td>3.1</td><td>8.6</td><td>-</td><td>8.7</td><td>5.8</td><td>0.13</td><td>0.52</td><td>0.65</td></td<>	141	5	16	WR	Ι	PO25	40	$2.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	175.0	3.1	8.6	-	8.7	5.8	0.13	0.52	0.65
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	142	5	16	SR3	Ν	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	161.3	3.9	7.6	-	8.1	5.8	0.14	0.33	0.48
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	143	5	16	SR3	Ν	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	167.7	3.5	7.6	-	8.4	5.6	0.15	0.35	0.51
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	144	5	16	SR4	Ο	PO25	40	$2.5 \ \varnothing$	80	$5 \varnothing$	148.3	3.6	7.1	-	7.4	5.4	0.15	0.63	0.78
146612STAPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 448.3 5.8 13.6 - 22.4 9.7 0.72 0.97 1.69 147612STAPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 465.8 4.2 10.1 - 23.3 7.2 0.89 1.09 1.99 148612STAPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 428.3 5.2 13.4 - 21.4 9.3 0.97 1.20 2.17 149612STAPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 403.1 2.7 7.8 - 20.2 5.2 0.96 1.11 2.07 150612STAPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 403.1 2.7 7.8 - 20.2 5.2 0.96 1.11 2.07 150612STAPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 403.1 2.3 7.8 19.8 100 1.09 1.22 2.31 151612STDPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 485.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152612STDPO94 $7.83 \oslash$ 60 $5 \oslash$ 465.0 7.1 16.6 $ 23.1$ 11.9 0.90 1.22 2.12	145	5	16	SR4	0	PO25	40	$2.5 \ arnothing$	80	$5 \varnothing$	149.6	4.1	7.2	-	7.5	5.6	0.15	0.49	0.65
147 6 12 STAPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 465.8 4.2 10.1 $ 23.3$ 7.2 0.89 1.09 1.99 148 6 12 STAPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 428.3 5.2 13.4 $ 21.4$ 9.3 0.97 1.20 2.17 149 6 12 STAPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 403.1 2.7 7.8 $ 20.2$ 5.2 0.96 1.11 2.07 150 6 12 STAPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 403.1 2.7 7.8 $ 20.2$ 5.2 0.96 1.11 2.07 150 6 12 STAPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 396.1 2.3 7.8 19.8 100 1.09 1.22 2.31 151 6 12 STDPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 485.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152 6 12 STDPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 475.0 5.0 11.9 23.6 23.8 13.5 1.14 1.45 2.59 153 6 12 STDPO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 462.0 7.1 16.6 $-$	146	6	12	\mathbf{ST}	А	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	448.3	5.8	13.6	-	22.4	9.7	0.72	0.97	1.69
148612STAPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 428.3 5.2 13.4 - 21.4 9.3 0.97 1.20 2.17 149612STAPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 403.1 2.7 7.8 - 20.2 5.2 0.96 1.11 2.07 150612STAPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 396.1 2.3 7.8 19.8 19.8 10 1.09 1.22 2.31 151612STDPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 485.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152612STDPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 485.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152612STDPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \checkmark$ 475.0 5.0 11.9 23.6 23.8 13.5 1.14 1.45 2.59 153612STDPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \checkmark$ 462.0 7.1 16.6 - 23.1 11.9 0.90 1.22 2.12 154612STDPO94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \checkmark$ 462.0 7.1 16.6 - 23.1 11.9 $0.$	147	6	12	\mathbf{ST}	А	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	465.8	4.2	10.1	-	23.3	7.2	0.89	1.09	1.99
149 6 12 ST A PO 94 7.83 Ø 60 5Ø 403.1 2.7 7.8 - 20.2 5.2 0.96 1.11 2.07 150 6 12 ST A PO 94 7.83 Ø 60 5Ø 396.1 2.3 7.8 19.8 19.8 10 1.09 1.22 2.31 151 6 12 ST D PO 94 7.83 Ø 60 5Ø 485.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152 6 12 ST D PO 94 7.83 Ø 60 5Ø 445.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152 6 12 ST D PO 94 7.83 Ø 60 5Ø 475.0 5.0 11.9 23.6 23.8 13.5 1.14 1.45 2.59 153 6 12 ST D PO 94 <td>148</td> <td>6</td> <td>12</td> <td>ST</td> <td>А</td> <td>PO</td> <td>94</td> <td>$7.83 \ arnothing$</td> <td>60</td> <td>$5 \varnothing$</td> <td>428.3</td> <td>5.2</td> <td>13.4</td> <td>-</td> <td>21.4</td> <td>9.3</td> <td>0.97</td> <td>1.20</td> <td>2.17</td>	148	6	12	ST	А	PO	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	428.3	5.2	13.4	-	21.4	9.3	0.97	1.20	2.17
150612STAPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 396.1 2.3 7.8 19.8 19.8 10 1.09 1.22 2.31 151612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 485.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 475.0 5.0 11.9 23.6 23.8 13.5 1.14 1.45 2.59 153612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 462.0 7.1 16.6 $ 23.1$ 11.9 0.90 1.22 2.12 154612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 472.4 4.6 10.7 23.4 23.6 12.9 1.24 1.47 2.71 155612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 436.3 5.8 14.7 21.8 14.1 1.05 1.29 2.34 156612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 466.1 6.9 14.3 23.3 23.3 14.8 1.04 1.28 2.32	149	6	12	ST	А	PO	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	403.1	2.7	7.8	-	20.2	5.2	0.96	1.11	2.07
151612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 485.5 5.5 12.1 23.7 24.3 13.8 1.44 1.82 3.26 152612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 475.0 5.0 11.9 23.6 23.8 13.5 1.14 1.45 2.59 153612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 462.0 7.1 16.6 $ 23.1$ 11.9 0.90 1.22 2.12 154612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 472.4 4.6 10.7 23.4 23.6 12.9 1.24 1.47 2.71 155612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 436.3 5.8 14.7 21.8 21.8 14.1 1.05 1.29 2.34 156612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 466.1 6.9 14.3 23.3 23.3 14.8 1.04 1.28 2.32	150	6	12	\mathbf{ST}	А	PO	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	396.1	2.3	7.8	19.8	19.8	10	1.09	1.22	2.31
152612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 475.0 5.0 11.9 23.6 23.8 13.5 1.14 1.45 2.59 153612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 462.0 7.1 16.6 - 23.1 11.9 0.90 1.22 2.12 154612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 472.4 4.6 10.7 23.4 23.6 12.9 1.24 1.47 2.71 155612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 436.3 5.8 14.7 21.8 21.8 14.1 1.05 1.29 2.34 156612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 466.1 6.9 14.3 23.3 23.3 14.8 1.04 1.28 2.32	151	6	12	ST	D	PO	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	485.5	5.5	12.1	23.7	24.3	13.8	1.44	1.82	3.26
153612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 462.0 7.1 16.6 - 23.1 11.9 0.90 1.22 2.12 154612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 472.4 4.6 10.7 23.4 23.6 12.9 1.24 1.47 2.71 155612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 436.3 5.8 14.7 21.8 21.8 14.1 1.05 1.29 2.34 156612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 466.1 6.9 14.3 23.3 23.3 14.8 1.04 1.28 2.32	152	6	12	ST	D	PO	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	475.0	5.0	11.9	23.6	23.8	13.5	1.14	1.45	2.59
154612STDPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 472.4 4.6 10.7 23.4 23.6 12.9 1.24 1.47 2.71 155612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 436.3 5.8 14.7 21.8 21.8 14.1 1.05 1.29 2.34 156612WREPO94 $7.83 \oslash 60$ $5 \oslash$ 466.1 6.9 14.3 23.3 23.3 14.8 1.04 1.28 2.32	153	6	12	ST	D	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	462.0	7.1	16.6	-	23.1	11.9	0.90	1.22	2.12
155 6 12 WR E PO 94 7.83 Ø 60 5 Ø 436.3 5.8 14.7 21.8 21.8 14.1 1.05 1.29 2.34 156 6 12 WR E PO 94 7.83 Ø 60 5 Ø 466.1 6.9 14.3 23.3 23.3 14.8 1.04 1.28 2.32	154	6	12	\mathbf{ST}	D	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	472.4	4.6	10.7	23.4	23.6	12.9	1.24	1.47	2.71
156 6 12 WR E PO 94 $7.83 \varnothing$ 60 $5 \varnothing$ 466.1 6.9 14.3 23.3 23.3 14.8 1.04 1.28 2.32	155	6	12	WR	Ε	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	436.3	5.8	14.7	21.8	21.8	14.1	1.05	1.29	2.34
	156	6	12	WR	Е	РО	94	7.83 Ø	60	$5 \varnothing$	466.1	6.9	14.3	23.3	23.3	14.8	1.04	1.28	2.32
Nr.	S	Ø	RG	WV	Тур	c_{\min}	bez. c_{\min}	$l_{ m b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\sigma_{ m s,exp}$	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	$s_{ m u}$	s_{l}	$s_{ m m}$	
-----	---	----	----------------	--------------	-----	------------	----------------------	------------	------------------	---------------------	--------------	-------------	---------	---------------	---------------	------------	------------------	------------	
157	6	12	WR	Е	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	362.3	4.4	10	18.1	18.1	10.8	1.01	1.22	2.23	
158	6	12	SR1	\mathbf{F}	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	375.9	4.5	11.4	18.8	18.8	11.6	1.10	1.27	2.38	
159	6	12	$\mathbf{SR1}$	\mathbf{F}	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	421.2	5.9	13.5	-	21.1	9.7	0.79	0.97	1.76	
160	6	12	$\mathbf{SR1}$	F	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	349.5	4.0	7.6	17.5	17.5	9.7	1.02	1.18	2.19	
161	6	12	\mathbf{ST}	G	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	512.3	7.8	15.8	25	25.6	16.2	1.45	1.69	3.14	
162	6	12	\mathbf{ST}	G	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	414.3	4.8	9.4	20.2	20.7	11.5	1.50	1.72	3.22	
163	6	12	\mathbf{ST}	G	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	411.8	5.2	11.8	20.5	20.6	12.5	1.23	1.46	2.69	
164	6	12	\mathbf{ST}	G	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	462.0	4.4	8.4	23	23.1	11.9	1.23	1.61	2.84	
165	6	12	\mathbf{ST}	G	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	476.2	5.3	11.1	23.1	23.8	13.2	1.55	1.96	3.51	
166	6	12	WR	Η	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	330.5	5.1	10.4	16.4	16.5	10.6	1.54	1.77	3.31	
167	6	12	WR	Η	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	326.2	3.5	9	-	16.3	6.3	0.70	0.87	1.57	
168	6	12	WR	Η	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	309.0	3.9	9.3	-	15.4	6.6	0.96	1.11	2.06	
169	6	12	WR	Ι	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	377.8	3.6	8.6	-	18.9	6.1	0.68	1.05	1.73	
170	6	12	WR	Ι	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	395.0	3.6	9.6	-	19.8	6.6	0.96	1.40	2.36	
171	6	12	WR	Ι	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	427.7	5.0	11.8	-	21.4	8.4	0.67	1.02	1.68	
172	6	12	SR1	J	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	435.9	5.2	13.6	-	21.8	9.4	0.98	1.27	2.25	
173	6	12	$\mathbf{SR1}$	J	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	409.7	5.0	11.9	-	20.5	8.4	0.69	0.99	1.68	
174	6	12	$\mathbf{SR1}$	J	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	423.2	4.4	10.9	-	21.2	7.7	0.63	1.01	1.64	
175	6	12	$\mathbf{SR1}$	Κ	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	440.1	4.3	12.9	-	22.0	8.6	0.67	0.89	1.55	
176	6	12	$\mathbf{SR1}$	Κ	РО	94	$7.83 \ \varnothing$	60	$5 \varnothing$	455.5	4.3	13.4	-	22.8	8.9	0.82	1.16	1.98	
177	6	12	SR1	Κ	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	352.2	3.6	11.1	-	17.6	7.4	0.61	0.98	1.58	
178	6	12	SR3	Ν	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	200.5	2.8	6.4	-	10.0	4.6	0.47	0.60	1.07	
179	6	12	SR3	Ν	РО	94	$7.83 \ \varnothing$	60	$5 \varnothing$	280.9	4.3	10.6	-	14.0	7.5	0.43	0.57	0.99	
180	6	12	SR3	Ν	РО	94	$7.83 \ \varnothing$	60	$5 \varnothing$	229.5	3.3	7	-	11.5	5.1	0.45	0.57	1.02	
181	6	12	SR4	Ο	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	334.5	3.0	7.9	16.7	16.7	9.2	1.03	1.18	2.21	
182	6	12	SR4	0	PO	94	7.83 Ø	60	$5 \varnothing$	353.8	3.8	8.7	17.6	17.7	10	1.06	1.30	2.36	

A-9

Nr.	\mathbf{S}	Ø	RG	WV	Тур	c_{\min}	bez. c_{\min}	$l_{\rm b}$	bez. $l_{\rm b}$	$\ \sigma_{\mathrm{s,exp}} \ $	$ au_{0,01}$	$ au_{0,1}$	$ au_1$	$ au_{ m bu}$	$ au_{ m bm}$	s_{u}	s_{l}	$s_{ m m}$
183	6	12	SR4	0	РО	94	$7.83 \ arnothing$	60	$5 \ arnothing$	$\parallel 307.5$	2.6	7.1	-	15.4	4.8	0.95	1.17	2.11
184	7	12	\mathbf{ST}	А	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	194.4	4.9	8.9	_	9.7	6.9	0.17	0.37	0.54
185	7	12	\mathbf{ST}	А	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	$5 \ arnothing$	212.6	4.2	9.3	-	10.6	6.7	0.20	0.45	0.64
186	$\overline{7}$	12	\mathbf{ST}	А	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	184.0	4.5	8.4	-	9.2	6.5	0.16	0.35	0.51
187	$\overline{7}$	12	\mathbf{ST}	D	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	185.8	3.9	8.3	-	9.3	6.1	0.18	0.44	0.61
188	7	12	\mathbf{ST}	D	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	179.5	2.7	6.9	-	9.0	4.8	0.20	0.47	0.67
189	7	12	\mathbf{ST}	D	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	$5 \ arnothing$	198.0	3.2	7.5	_	9.9	5.3	0.24	0.68	0.91
190	7	12	SR3	Ν	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	5 arnothing	150.0	2.2	5.6	_	7.5	3.9	0.27	0.53	0.80
191	7	12	SR3	Ν	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	5 arnothing	170.3	2.8	6.8	_	8.5	4.8	0.37	0.53	0.90
192	7	12	SR3	Ν	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	5 arnothing	167.9	2.7	6	_	8.4	4.3	0.33	0.57	0.91
193	7	12	SR4	0	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	5 arnothing	174.4	2.3	6	-	8.7	4.1	0.33	0.72	1.05
194	7	12	SR4	0	PO25	30	$2.5 \ arnothing$	60	$5 \varnothing$	161.6	2.6	6.8	_	8.1	4.7	0.21	0.61	0.83
195	7	12	SR4	0	PO25	30	$2.5 \ arnotheta$	60	5 Ø	175.6	2.9	6.4	_	8.8	4.7	0.26	0.52	0.78
196	7	12	WB	Ĥ	PO25	30	2.5 Ø	60	5 Ø	204.4	3.4	8	_	10.2	5.7	0.20	0.40	0.60
197	7	12	WR	Н	PO25	30	$2.5 \varnothing$	60	$5 \approx$ $5 \varnothing$	183.1	4.4	8.6	-	9.2	6.5	0.13	0.43	0.56

¹⁾ Wegaufnehmer während der Messung abgelöst

A.3 Verankerungen

Stabtyp A

Versuchsablauf



Abbildung: (links) Kraft-Zeit und (rechts) Weg-Zeit Diagramm Versuch A_A



Abbildung: Rissbild Versuche A_50 und A_75

Stabtyp C

Versuchsablauf

Zylinderkraft F [kN] Zylinderweg W [mm] 0,25 500 0,20 400 0,15 300 0,10 200 0,05 100 Verankerungslänge I_b 5,0 Ø Verankerungslänge I_b 5,0 Ø Verankerungslänge I_b 7,5 Ø Verankerungslänge I_b 7,5 Ø 0,00 0 2.000 3.000 4.000 5.000 6.000 1.000 2.000 3.000 4.000 5.000 6.000 1.000 0 0 Zeit t [s] Zeit t [s]

Abbildung: (links) Kraft-Zeit und (rechts) Weg-Zeit Diagramm Versuch A_C



Abbildung: Rissbild Versuche H_50 und H_75

Stabtyp H

Versuchsablauf



Abbildung: (links) Kraft-Zeit und (rechts) Weg-Zeit Diagramm Versuch A_H



Abbildung: Rissbild Versuche H_50 und H_75

Stabtyp N

Versuchsablauf



Abbildung: (links) Kraft-Zeit und (rechts) Weg-Zeit Diagramm Versuch A_N



A.4 Übergreifungen

Stabtyp A

Versuchsablauf



Abbildung: Kraft-Zeit Diagramm Versuch S_A



Abbildung: Rissbild Versuch S_A

Stabtyp N

Versuchsablauf



Abbildung: Kraft-Zeit Diagramm Versuch S_N



Abbildung: Rissbild Versuch S_N

B Anhang: Bilderdokumentation Bewehrungsstahl

B.1 Stabdurchmesser $\varnothing 12\,\mathrm{mm}$

Stabstahl A-ST



Stabstahl D-ST



Ringmaterial E-WR



Ringmaterial F-SR1



Stabstahl G-ST



Ringmaterial H-WR



Ringmaterial I-WR



Ringmaterial J-SR1



Ringmaterial K-SR1



Ringmaterial N-SR3



Ringmaterial O-SR4



B.2 Stabdurchmesser $\varnothing 16\,\mathrm{mm}$

Stabstahl A-ST



Ringmaterial B-WR



Ringmaterial C-WR



Ringmaterial D-SR1



Ringmaterial E-SR2



Ringmaterial F-SR1



Ringmaterial H-SR2



Ringmaterial I-WR



Ringmaterial L-WR



Ringmaterial M-ST



Ringmaterial N-SR3



Ringmaterial O-SR4



C Anhang: Zeichnungen

In diesem Kapitel folgen die Zeichnungen der Schalung, Bewehrung und Messtechnik der Bauteilversuchskörper. Für eine bessere Übersicht werden die Plannummern mit dessen Inhalt tabellarisch zusammengestellt.

Plannummer	Planart	Inhalt
6150513_B1BT-EV	Schalung und Bewehrung	Endverankerung
$6150513_B2A_BT-UEGS$	Schalung und Bewehrung	Übergreifungsstoß
6150513 _M-3B_EV75	Messtechnik	Endverankerung $l_{\rm b} = 7,5 \varnothing$
6150513 _M-4UEGS	Messtechnik	Übergreifung
6150513 _M-5A_EV50	Messtechnik	Endverankerung $l_{\rm b} = 5 \varnothing$

Übersicht Zeichnungen



H/B = 297 / 420 (0.12m²)

	Kolonnenstr. 30B, 10829 Berlin	
Projekt	Verbundverhalten von Betonstahl in Ring	gen
Planinhalt	Bewehrungsplan	М
	Bauteilversuch Endverankerung	1:10/20
	A 11	



Stabliste - Biegeformen

Pos.	Stck	ø	Einzel Länge	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge	Masse
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
1	4	16	1.98	198	7.92	12.51
2	4	16	3.62	362	14.48	22.88
3	4	16	1.98	198	7.92	12.51
4	25	10	1.92	4 39	48.00	29.62
5	2	12	0.79	37	1.58	1.40
				(Gesamtmasse :	78.92

Betoneigenschaften Expositionsklasse | Feuchtigkeits- | Größtkorn Dmail Betondeckung cnom klasse luftberührt 3,0 cm Balken C35/45 Konsistenz: F4 XC1 WA 16 mm Festigkeitsentwicklung: mittel Höchszulässiger w/z = 0,50 Festigkeitsentwicklung mittel r < 0,3 / 0,5 **BIEGE- UND VERLEGEANWEISUNG FÜR RUNDSTAHLBEWEHRUNG** Bewehrung nach EC2, 2011-01 3766 (03.2004) berechnet. B 29.04.2024 | LS AG Deutsches Institut für Bautechnik Technische Universität München Kolonnenstr. 30B, 10829 Berlin School of Engineering and Design / CEE Lehrstuhl für Massivbau / LKI Projekt Verbundverhalten von Betonstahl in Ringen 6150513_B2A_BT-UEGS Planinhalt Schal- und Bewehrungsplan Μ

liegen von Betonstählen nach D	BV-Merkblatt "Beto	ondeckung und B					
ämliche angegebene Bügelma	Se sind Außenmaß	e und nach ISO 3					
Stabdurchmesser ds in mm:	ds < 20mm ds > 20mm	min D = 4ds min D = 7ds					
etonstahlsorte nach DIN 488-1: B 500 B (B = Duktilitätsklasse)							
С							





Träger insg. 2x herstellen!

Stückliste

2x PHILIPP Ösenanker RD20



	1:25
All	plan 2024

Bauteilversuch Übergreifungsstoß





Stückliste Messtechnik

Kompensations-DMS

Kraftmessdose Hydraulikzylinder Kraftmessdose Lasteinleitung

Wegaufnehmer Hydraulikzylinder Wegaufnehmer Dickenänderung Schlupfmessung Übergreifungsstoß

Faseroptische Dehnungsmessung

Digitale Bildkorrelation

AG Deutsches Institut für Bautechnik Kolonnenstr. 30B, 10829 Berlin							
Projekt	Verbundverhalten von Betonstahl in Rin	gen					
Planinhalt	Messtechnik Bauteilversuch Übergreifungsstoß	M 1:20					
	A 11	1 0004					



Allplan 2024