

Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung

Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von
Isabelle Nadine Simons
aus Oberschefflenz

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Tag der mündlichen Prüfung: 18. Januar 2007

Danksagung

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

Meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen gilt mein herzlicher Dank für die Betreuung dieser Arbeit, seine Diskussionsbereitschaft, seine sehr wertvollen und stets hilfreichen Ratschläge und Anregungen, die kritische Durchsicht der Arbeit sowie die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn Prof. Dipl.-Ing. Stempniewski danke ich für die freundliche Bereitschaft, den Mitbericht zu übernehmen und Herrn Prof. Dr.-Ing. Novák für die Übernahme des Vorsitzes.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Josko Ožbolt danke ich für die Unterstützung und die wertvollen Ratschläge bei den durchgeführten numerischen Berechnungen. Herrn Dr.-Ing. Werner Fuchs danke ich für die ständige Bereitschaft zur Diskussion und das aufmerksame Korrekturlesen der Arbeit.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch die Hilfsbereitschaft und die Unterstützung zahlreicher Kollegen und Freunde bei. Dafür danke ich an dieser Stelle Dr.-Ing. Utz Mayer, Dr.-Ing. Matt Hoehler, Dipl.-Ing. Stefan Fichtner, Dipl.-Ing. Jörg Appl und Dipl.-Ing. Anita Negele. Ganz besonders danke ich Herrn Dr.-Ing. Steffen Lettow für die freundschaftliche Zusammenarbeit, für alle Gespräche und Diskussionen fachlicher und strategischer Natur zur Bewältigung der Promotionsprozedur sowie für die sorgfältige Durchsicht meiner Arbeit. Besonderer Dank gebührt auch meiner studentischen Hilfskraft cand. Ing. Chengjie Xu und meinen Diplomanden Dipl.-Ing. Markus Kretzschmar, Dipl.-Ing. Claudia Egner, Dipl.-Ing. Vassilios Kirtzakis, Dipl.-Ing. Stephan Pflumm, die mich bei der Versuchsdurchführung, der Auswertung und der Aufbereitung der Ergebnisse unterstützt haben. Den Technikern am IWB danke ich für die unzähligen Stunden im Versuchsfeld.

Meinen Eltern Dipl.-Ing. Walter und Martha Hofacker danke ich für Ihre Förderung und Unterstützung, welche die Voraussetzung für die Durchführung meiner Dissertation darstellten.

Meinen größten Dank möchte ich meinem lieben Ehegatten Dr.-Ing. Florian Simons aussprechen, der mir bei allen Fragen und Sorgen stets beratend und motivierend zur Seite stand und ohne dessen ständigen Rückhalt sowie seine Nachsicht bei der Erstellung der Dissertation der erfolgreiche Abschluss der Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

Finanziell wurde die Arbeit von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) und der Firma Adolf Würth GmbH & Co. KG unterstützt. Hierfür möchte ich mich herzlich bedanken.

Weinsberg, im Juni 2007

Isabelle Simons

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	3
Inhaltsverzeichnis	5
Abkürzungen und Formelzeichen	9
1 Einleitung	13
1.1 Problemstellung	13
1.2 Zielsetzung und Übersicht	13
2 Stand der Forschung	15
2.1 Allgemeines	15
2.2 Bewehrungsanschlüsse mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben	16
2.2.1 Allgemeines	16
2.2.2 Injektionssysteme	17
2.2.3 Montage	17
2.2.4 Tragverhalten	18
2.2.5 Last-Verschiebungsverhalten	20
2.2.6 Einflussparameter auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben	21
2.3 Bemessung von Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben	26
2.3.1 Bisherige Forschungsarbeiten	26
2.3.2 Verbunddübeltheorie	27
2.3.3 Stahlbetontheorie	30
2.3.4 Zusammenfassung	35
2.4 Tragverhalten unter zyklischer Beanspruchung	36
2.5 Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben	36
2.5.1 Verbundkraftübertragung	36
2.5.2 Versagensarten	37
2.5.3 Materialverhalten unter zyklischer Beanspruchung	38
2.5.4 Verbund unter zyklischer Beanspruchung	40
2.6 Bemessung von Bauwerken unter Erdbebeneinwirkung	44
2.6.1 Allgemeines	44
2.6.2 Bemessung nach <i>EC 8 (2004)</i>	44
2.7 Schlussfolgerungen aus dem Stand der Forschung	47
3 Analytisches Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	48
3.1 Allgemeines	48
3.2 Verbundcharakteristik unter monotoner Beanspruchung	48
3.3 Verbundcharakteristik unter zyklischer Beanspruchung	50
3.4 Analytisches Modell für Beton mit Querbewehrung nach <i>Eligehausen/Popov/Bertero (1983)</i>	51
3.4.1 Allgemeines	51
3.4.2 Monotone Kurve	52
3.4.3 Reduzierte Kurve	53
3.4.4 Reibungswiderstand	55
3.4.5 Ent- und Belastungsast	56
3.4.6 Zusammenfassung	56
4 Experimentelle Untersuchungen mit eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben	57
4.1 Allgemeines	57
4.1.1 Verbundmörtelsysteme	57

4.1.2	Bewehrungsstäbe	60
4.1.3	Sonderstäbe mit Dehnmessstreifen (DMS)	61
4.1.4	Definition der Betondeckung	62
4.1.5	Definition des Ringspaltes	63
4.1.6	Definition der Verbundspannung	63
4.1.7	Auswertung der Lasten nach <i>EOTA (2006)</i>	64
4.1.8	Definition der zyklischen Verschiebungswerte	64
4.2	Versuchsmaterialien und vorbereitende Maßnahmen	65
4.2.1	Betonplatten	65
4.2.2	Risserzeugung	66
4.2.3	Montage	67
4.3	Versuchsaufbau und Messtechnik	68
4.3.1	Allgemeines	68
4.3.2	Monotone Beanspruchung	69
4.3.3	Zyklische Beanspruchung	71
4.4	Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben im ungerissenen Beton	74
4.4.1	Übersicht der Versuche im ungerissenen Beton	74
4.4.2	Einfluss Verbundmörtelsystem	75
4.4.3	Einfluss Verschiebungswert	80
4.4.4	Einfluss Stabdurchmesser	84
4.4.5	Einfluss Spitzendruck	87
4.4.6	Einfluss Art der zyklischen Beanspruchung	89
4.4.7	Zusammenfassung	92
4.5	Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben im gerissenen Beton	92
4.5.1	Übersicht der Versuche im gerissenen Beton	93
4.5.2	Einfluss Rissbreite	94
4.5.3	Einfluss Verbundmörtelsystem	99
4.5.4	Einfluss Verschiebungswert	102
4.5.5	Einfluss Stabdurchmesser	107
4.5.6	Einfluss Bohrlochdurchmesser	111
4.5.7	Einfluss Verankerungslänge	114
4.5.8	Einfluss Art der zyklischen Beanspruchung	115
4.5.9	Einfluss Anzahl Zyklen	117
4.5.10	Einfluss Betondruckfestigkeit	118
4.5.11	Einfluss risssschließender Eigenschaften	119
4.5.12	Einfluss Bohrlochreinigungsintensität	120
4.5.13	Zusammenfassung	121
4.6	Untersuchungen zum Einfluss von Rissen im Beton auf das Tragverhalten	122
4.6.1	Übersicht der Versuche im ungerissenen und gerissenen Beton	122
4.6.2	Einflussfaktoren	122
4.6.3	Bewertung der Einflussfaktoren	126
4.7	Tragverhalten unter zyklischer Beanspruchung mit geringer Betondeckung	129
4.7.1	Versuchsprogramm	129
4.7.2	Versuchsdurchführung	129
4.7.3	Versuchsergebnisse	130
4.8	Tragverhalten von mehrfach verankerten Bewehrungsstäben	136
4.8.1	Versuchsprogramm	136
4.8.2	Versuchsdurchführung	137
4.8.3	Versuchsergebnisse	138
4.9	Zyklische Beanspruchung oberhalb der Streckgrenze des Stahles	142
4.10	Einfluss der Prüfmethode im gerissenen Beton	145
4.10.1	Allgemeines	145
4.10.2	Versuchsdurchführung	145

4.10.3	Versuchsergebnisse	145
5	Numerische Untersuchungen	148
5.1	Allgemeines	148
5.2	Grundlagen Berechnungsprogramm MASA	148
5.2.1	Allgemeines	148
5.2.2	Konstitutives Gesetz - Microplane-Modell	148
5.3	Diskretes Verbundelement	149
5.3.1	Allgemeines	149
5.3.2	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	150
5.3.3	Modellierung	152
5.3.4	Material- und Verbundparameter	153
5.4	Ergebnisse der FE-Simulation im ungerissenen Beton	154
5.4.1	Kalibrierung der Verbundparameter	154
5.4.2	Einfluss Verbundmörtelsystem	155
5.4.3	Einfluss Verankerungslänge	158
5.5	Ergebnisse der FE-Simulation im gerissenen Beton	161
5.5.1	Kalibrierung der Verbundparameter	161
5.5.2	Einfluss Verbundmörtelsystem	162
5.5.3	Einfluss Verschiebungswert	164
5.5.4	Einfluss Verankerungslänge	165
5.6	Untersuchungen zum Einfluss von Rissen im Beton auf das Tragverhalten	169
5.6.1	Übersicht der numerischen Untersuchungen im ungerissenen und gerissenen Beton	169
5.6.2	Einflussfaktoren	169
5.7	Zusammenfassung	171
6	Analytisches Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von eingemörtelten Bewehrungsstäben	172
6.1	Allgemeines	172
6.2	Monotone Kurve	172
6.3	Reduzierte Kurve	173
6.3.1	Vergleich der Versuchsergebnisse mit Gleichung (6.1)	173
6.3.2	Vergleich der Versuchsergebnisse mit Gleichung (6.3)	175
6.3.3	Verbesserter Ansatz nach Gleichung (6.7)	177
6.4	Reibungswiderstand	180
6.4.1	Allgemeines	180
6.4.2	Vereinfachte Auswertung der Versuchsergebnisse zum Einfluss des Reibungswiderstandes	180
6.5	Ent- und Belastungsast	181
6.6	Zusammenfassung	182
7	Vorschlag zur Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Belastung	183
7.1	Bewertung der experimentellen und numerischen Ergebnisse	183
7.1.1	Allgemeines	183
7.1.2	Einfluss von Rissen im Beton	183
7.1.3	Einfluss Verschiebungswert	184
7.1.4	Einfluss Stabdurchmesser	184
7.1.5	Einfluss Art der zyklischen Beanspruchung	184
7.1.6	Einfluss Betondeckung	185
7.1.7	Zusammenfassung	185
7.2	Darstellung bestehender Zusammenhänge im Tragverhalten zwischen monotoner und zyklischer Beanspruchung	186
7.2.1	Allgemeines	186

7.2.2	Bewertung der Verbundmörtelsysteme	186
7.3	Ableitung bestehender Zusammenhänge im Tragverhalten	189
7.3.1	Ungerissener und gerissener Beton	189
7.3.2	Monotone und zyklische Beanspruchung	190
7.3.3	Bewertung der Ergebnisse	192
7.3.4	Zusammenfassung	193
7.4	Bemessungsvorschlag	194
7.4.1	Allgemeines	194
7.4.2	Sicherheitskonzept	194
7.4.3	Anforderungen an Verbundmörtelsysteme	195
7.4.4	Besonderheiten bei der Bemessung mit eingemörtelten Bewehrungsstäben	196
7.5	Vorschlag für ein Bemessungskonzept	197
7.5.1	Allgemeines	197
7.5.2	Vereinfachtes Bemessungskonzept	197
7.5.3	Grenzen des Bemessungskonzeptes	197
8	Zusammenfassung	199
9	Abstract	201
10	Offene Fragen	203
11	Literaturverzeichnis	204
12	Anhang	211
12.1	Versuchsdatenbank	211
12.2	Ergebnisse der FE-Simulation	227
12.2.1	Ungerissener Beton	227
12.2.2	Gerissener Beton	229
12.3	Analytisches Modell	231
12.4	Bewertung der experimentellen Untersuchungen	243
13	Lebenslauf	245

Abkürzungen und Formelzeichen

Formelzeichen werden in der vorliegenden Arbeit entsprechend der üblichen Bezeichnungsweise der jeweiligen Thematik verwendet. Deshalb treten einige Formelzeichen mehrfach auf. Die Bedeutung der Symbole ist jedoch durch den Kontext eindeutig gegeben.

Abkürzungen

RTF	Resttragverhalten nach zyklischer Beanspruchung
VA	Versagensart, z.B. Herausziehen des Bewehrungsstabes bzw. Spalten des Betons

Große Buchstaben

A_{gt}	[%, ‰]	Dehnung des Stahles bei Höchstlast
$A_{p,N}$	[mm ²]	Vorhandene projizierte Fläche des idealisierten Einflussbereiches
$A_{p,N}^0$	[mm ²]	Projizierte Fläche des idealisierten Einflussbereiches einer Einzelbefestigung
$A_{s,prov}$	[mm ²]	Vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung
$A_{s,req}$	[mm ²]	Erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung
A_{sL}	[mm ²]	Querschnittsfläche eines gestoßenen Längsstabs
A_{st}	[mm ²]	Querschnittsfläche eines Schenkels der Querbewehrung
E	[Nm]	Dissipierte Arbeit (Scheranteil), zyklische Beanspruchung
E_0	[Nm]	Dissipierte Arbeit (Scheranteil), monotone Beanspruchung
E_d	[kN]	Bemessungswert der Einwirkung
F_f	[kN]	Versagenslast für eingemörtelte Bewehrungsstäbe in Bauteilfläche
F_u	[kN]	Höchstlast
$N_{b,max}$	[kN]	Höchstlast bei $c = 200$ mm
$N_{Rd,s}$	[kN]	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit bei Stahlversagen
N_{Rk}	[kN]	Charakteristischer Wert des Widerstandes
$N_{Rk,p}$	[kN]	Charakteristischer Widerstand bei VA Herausziehen für eine Gruppenbefestigung
$N_{u,m}$	[kN]	Mittlere Höchstlast
$N_{u,m,p}$	[kN]	Herausziehlast eines Verbunddübels am Bauteilrand
$N_{u,m,p}^0$	[kN]	Mittlere Herausziehlast eines Einzeldübels mit großem Achs- und Randabstand
R	[-]	Radius der Kurvenkrümmung bei Anfangsbelastung
R_d	[kN]	Bemessungswert des Widerstandes
R_m	[kN]	Zugfestigkeit des Stahles
R_p	[kN]	Streckgrenze des Stahles
T	[°C]	Temperatur
$zul F_{Gruppe}$	[kN]	Zulässige maximale Last bei Gruppenbefestigungen
$zul F_n$	[kN]	Zulässige maximale Last eines Einzeldübels im gerissenen Beton

Kleine Buchstaben

a	[mm]	Mittlere Rippenhöhe
b_w	[mm]	Balkenbreite
c	[mm]	Betondeckung
c_l	[mm]	Lichter Rippenabstand
d	[-]	Schädigungsparameter zur Beschreibung der Verbundfestigkeitsabnahmen nach zyklischer Beanspruchung
d_0	[mm]	Bohrlochdurchmesser
d_b	[mm]	Stabdurchmesser
d_{bL}	[mm]	Durchmesser des gestoßenen Bewehrungsstabes
d_s	[mm]	Stabdurchmesser

e	[mm]	Lichter Bewehrungsstababstand
f_{bd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
$f_{bd,c}$	[N/mm ²]	Bemessungswert der Verbundfestigkeit, zyklische Beanspruchung
f_{bk}	[N/mm ²]	charakteristischer Wert der Verbundfestigkeit im gerissenen Beton
f_{bm}	[N/mm ²]	Mittelwert der Verbundfestigkeit im ungerissenen Beton
$f_{bm}^{C20/25}$	[N/mm ²]	Mittlere Verbundfestigkeit in Beton C20/25
$f_{bm}^{C50/60}$	[N/mm ²]	Mittlere Verbundfestigkeit in Beton C50/60
f_{bm}^{req}	[N/mm ²]	Erforderliche Verbundfestigkeit eines eingemörtelten Stabes nach EOTA (2006)
f_{bm}^t	[N/mm ²]	Mittlere Verbundfestigkeit
f'_c	[N/mm ²]	Spezifizierte Betondruckfestigkeit
f_c	[N/mm ²]	Betondruckfestigkeit
$f_{c,red}$	[N/mm ²]	Reduzierte Betondruckfestigkeit
f_{cc}	[N/mm ²]	Würfeldruckfestigkeit (Kantenlänge $a = 150$ mm)
$f_{ctk,0,05}$	[N/mm ²]	Unterer Grenzwert der charakteristischen Zugfestigkeit des Betons (5%-Fraktile)
f_{ctm}	[N/mm ²]	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons
f_{cyc}	[N/mm ²]	Zylinderdruckfestigkeit
f_R	[-]	Bezogene Rippenfläche
f_t	[N/mm ²]	Zugfestigkeit des Stahls
f_y	[N/mm ²]	Nominale Streckgrenze des Stahls
f_{yd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
f_{yk}	[N/mm ²]	Streckgrenze des Bewehrungsstabes
f_{yLd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Festigkeit der Längsbewehrung
f_{ywd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Festigkeit der Querbewehrung
h	[mm]	Querschnittsabmessung
h_{bf}	[mm]	Abminderung der Verankerungstiefe
h_c	[mm]	Stützenbreite parallel zu den Bewehrungsstäben
h_{ef}	[mm]	Effektive Verankerungstiefe
h_f	[mm]	Wirksame Verankerungstiefe
k_1	[N/mm ³]	Elastische Anfangssteifigkeit der τ -s-Beziehung
k_2	[N/mm ³]	Tangentensteifigkeit bis zur maximalen Verbundfestigkeit
k_{sec}	[N/mm ³]	Sekantensteifigkeit
k_{tr}	[-]	Einfluss des vorhandenen Querbewehrungsanteiles
k_{unload}	[N/mm ³]	Tangentensteifigkeit bei Richtungsänderung der Belastung
l_0	[mm]	Übergreifungslänge bei Bewehrungsstößen
$l_{b,min}$	[mm]	Mindestmaß der Verankerungslänge
$l_{b,net}$	[mm]	Verankerungslänge von Bewehrungsstäben in Stützen
$l_{b,rqd}$	[mm]	Grundmaß der Verankerungslänge
l_{bd}	[mm]	Bemessungswert der Verankerungslänge
l_{cr}	[mm]	Länge kritischer Bereich
l_d	[mm]	Verankerungslänge
l_v	[mm]	Verankerungstiefe
$l_{v,Q}$	[mm]	Abminderung der Verankerungstiefe durch Schädigung des Betons infolge Querbeanspruchung
$l_{v,Z}$	[mm]	Effektive Verankerungstiefe, zentrische Zugbeanspruchung
n	[-]	Anzahl der Zyklen, Verankerungen in einer Gruppe
q	[-]	Verhaltensbeiwert zur Berücksichtigung der plastischen Verformung
s	[mm]	Verschiebungswert, Schlupfwert, Achsabstand
$s_{0,25;0,5;0,75Fu}$	[mm]	Verschiebungswert bei 25; 50; 75% der Höchstlast
s_1	[mm]	Schlupf bei Erreichen der maximalen Verbundspannung
s_2	[mm]	Schlupf nach Erreichen der maximalen Verbundspannung

S_3	[mm]	Schlupf nach Zerstörung des mechanischen Verbundes
S_{d0}	[mm]	Verschiebung bei Bohrlochdurchmesser d_0
S_{Fu}	[mm]	Verschiebungswert bei Höchstlast
S_{max}	[mm]	Maximaler Verschiebungswert
$S_{variable}$	[mm]	Variabler Verschiebungswert
t	[mm]	Verankerungstiefe
V_d	[-]	Bemessungswert der bezogenen Längskraft in der Stütze
w	[mm]	Rissbreite

Griechische Buchstaben

λ	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Betonart
Ω_c	[-]	Einfluss der Querdehnung, –spannung zwischen Beton und Bewehrung auf die Verbundfestigkeit
Ω_{cyc}	[-]	Schädigungsparameter zyklische Beanspruchung
$\Omega_{cyc,w4}$	[-]	Schädigungsparameter zyklische Beanspruchung, gerissener Beton, $w = 0,4$ mm
Ω_s	[-]	Einfluss des Stahlfließens auf die Verbundfestigkeit
α_1	[-]	Einfluss der Stabform
α_2	[-]	Einfluss der Betonüberdeckung
α_3	[-]	Einfluss der Querbewehrung (nicht angeschweißt)
α_4	[-]	Einfluss der Querbewehrung (angeschweißt)
α_5	[-]	Einfluss des Querdrucks
α_6	[-]	Einfluss des Anteils der gestoßenen Stäbe im Querschnitt
α_a	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerungsart
α_B	[-]	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bohrlochreinigung
α_{ct}	[-]	Einfluss des Langzeitverhaltens
α_{cyc}	[-]	Einfluss der zyklischen Beanspruchung
α_D	[-]	Einfluss von Umwelteinflüssen
α_N	[-]	Einfluss der Nacherhärtung
α_R	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Streuungen der Versuchsergebnisse
α_T	[-]	Einfluss der Temperatur
α_V	[-]	Einfluss der Verankerungslänge
δ	[-]	Empirischer Beiwert
δ_1	[mm]	Verschiebungswert nach <i>EOTA (2006)</i>
ε_s	[-]	Stahldehnung
γ_1	[-]	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Betonzugfestigkeit
γ_2	[-]	Montagesicherheitsbeiwert
γ_c	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_M	[-]	Teilsicherheitsbeiwert
γ_{Mc}	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck nach <i>EC 2</i>
γ_{Rd}	[-]	Überfestigkeitsverhältnis für Stahl der Balken-Längsbewehrung
γ_s	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl
$\eta_{1,2}$	[-]	Beiwert
ρ'	[-]	Bewehrungsgrad, der durch den Knoten gehenden Balken-Druckbewehrungsstäbe
ρ_{max}	[-]	Zulässiger Höchstwert des Bewehrungsgrades der Zugbewehrung
σ_s	[N/mm ²]	Stahlspannung
σ_{sd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Stahls
τ	[N/mm ²]	Verbundspannung
$\tau_{1,2,3}$	[N/mm ²]	Verbundspannungswert beim Verschiebungswert $s_{1,2,3}$
$\tau_{1,5;2,0}$	[N/mm ²]	Verbundspannungswert beim Verschiebungswert $s = 1,5$ mm; $s = 2,0$ mm

τ_{3mon}	[N/mm ²]	Montone Verbundspannung bei s_3
τ_{3n}	[N/mm ²]	Zyklische Verbundspannung bei s_3
$\tau_{c=200mm}$	[N/mm ²]	Verbundspannung in Bauteilfläche, Betondeckung $c=200$ mm
$\tau_{c=50mm}$	[N/mm ²]	Verbundspannung am Bauteilrand, Betondeckung $c=50$ mm
τ_f	[N/mm ²]	Verbundreibwiderstand
τ_m	[N/mm ²]	Mechanische Verbundfestigkeit
$\tau_{m,w0+w4,2-fach}$	[N/mm ²]	Mittlere Verbundspannung Gesamtsystems, ein Stab im ungerissenen Beton und ein Stab im gerissenen Beton mit $w=0,4$ mm, Stababstand $e=4d_s$
$\tau_{m,w0+w4,einzel}$	[N/mm ²]	Mittlere Verbundfestigkeit Gesamtsystems, ein Stab im ungerissenen Beton und ein Stab im gerissenen Beton mit $w=0,4$ mm, Stababstand $e>15d_s$
τ_{mon}	[N/mm ²]	Monotone Verbundspannung
$\tau_{mon,w0}$	[N/mm ²]	Monotone Verbundspannung, ungerissener Beton
$\tau_{mon,w4}$	[N/mm ²]	Monotone Verbundspannung, gerissener Beton, $w=0,4$ mm
τ_n	[N/mm ²]	Verbundspannung bei s_{max} im n-ten Zyklus
$\tau_{n,c=200mm}$	[N/mm ²]	Verbundspannung bei s_{max} im n-ten Zyklus in Bauteilfläche, $c=200$ mm
$\tau_{n,c=50mm}$	[N/mm ²]	Verbundspannung bei s_{max} im n-ten Zyklus am Bauteilrand, $c=50$ mm
$\tau_{n,w=0,0mm}$	[N/mm ²]	Verbundspannung bei s_{max} im n-ten Zyklus, ungerissener Beton
$\tau_{n,w=0,1;0,4mm}$	[N/mm ²]	Verbundspannung bei s_{max} im n-ten Zyklus, gerissener Beton, $w=0,1;0,4$ mm
τ_{Rk}	[N/mm ²]	Charakteristische Verbundfestigkeit (5% Fraktile)
τ_u	[N/mm ²]	Monotone Verbundfestigkeit
$\tau_{u,1,5}$	[N/mm ²]	Verbundspannung bei $s=1,5$ mm
$\tau_{u,c=200mm}$	[N/mm ²]	Verbundfestigkeit in Bauteilfläche, $c=200$ mm
$\tau_{u,c=50mm}$	[N/mm ²]	Verbundfestigkeit am Bauteilrand, $c=50$ mm
$\tau_{u,m}$	[N/mm ²]	Mittlere Verbundfestigkeit
$\tau_{u,min}$	[N/mm ²]	Mindestwert der Verbundfestigkeit
$\tau_{u,mon}$	[N/mm ²]	Monotone Verbundfestigkeit
$\tau_{u,mon,m}$	[N/mm ²]	Mittlere monotone Verbundfestigkeit
$\tau_{u,RTF}$	[N/mm ²]	Mittlere Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung
$\tau_{u,RTF,c=50mm}$	[N/mm ²]	Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung am Bauteilrand, $c=50$ mm
$\tau_{u,RTF,m}$	[N/mm ²]	Mittlere Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung
$\tau_{u,RTF,w0}$	[N/mm ²]	Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung, ungerissener Beton
$\tau_{u,RTF,w4}$	[N/mm ²]	Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung, gerissener Beton, $w=0,4$ mm
ψ_c	[-]	Einfluss Betondeckung
ψ_e	[-]	Faktor zur Berücksichtigung einer eventuellen Beschichtung der Bewehrung
$\psi_{ec,Np}$	[-]	Einfluss einer exzentrischen Zuglast
$\psi_{g,Np}$	[-]	Einfluss der Bruchflächen bei Gruppenbefestigungen
$\psi_{re,N}$	[-]	Einfluss einer Oberflächenbewehrung
ψ_t	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Lage des Stabes im Betonquerschnitt

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Zur Verstärkung von erdbebengefährdeten Stahl- und Spannbetonkonstruktionen werden zahlreiche Verfahren eingesetzt. Die wesentlichen Verfahren sind das Aussteifen der bestehenden Konstruktion durch das Einbringen eines neuen Bauteils (Decke, Wand, Stütze) und das Verstärken eines bestehenden Bauteils. Zur Verbindung dieser Bauteile werden zunehmend nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe verwendet. Bei Verwendung zugelassener Systeme mit eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Beanspruchung liegen in Deutschland mittlerweile allgemeine Bemessungsregeln vor. Bei bisher nicht zugelassenen Systemen erfolgt die Bemessung eingemörtelter Bewehrungsstäbe in der Regel nach Herstellerangaben, wobei die empfohlenen Verankerungslängen wesentlich kürzer sind als die für einbetonierte Rippenstäbe nach den geltenden Stahlbetonnormen. Daher ist zu erwarten, dass die gewünschte Tragfähigkeit nicht erreicht wird.

Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischen Beanspruchungen ist bisher unzureichend bekannt und kann unter bestimmten Randbedingungen im Vergleich zu einbetonierten Rippenstäben ungünstiger sein. Dennoch werden in der Praxis mangels Alternativen für eine nachträgliche Verstärkung eingemörtelte Bewehrungsstäbe eingesetzt. Daher ist zu befürchten, dass Verstärkungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben nach der heutigen Ausführungspraxis nicht wie geplant wirken, weil die Verankerungen vorzeitig versagen.

1.2 Zielsetzung und Übersicht

Ziel der Arbeit ist es, Grundlagen zum Verbundtragverhalten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung zu schaffen. Dies soll durch experimentelle und numerische Parameterstudien im ungerissenen und gerissenen Beton erreicht werden. Zunächst werden die aus der Literatur bekannten Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Beanspruchung sowie die in der Vergangenheit an einbetonierten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung bereits durchgeführten Untersuchungen und das von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* vorgeschlagene analytische Modell eingehend dargestellt. Das Verbundtragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben in ungerissenen und gerissenen Beton unter zyklischer Beanspruchung wird in umfangreichen experimentellen und numerischen Studien untersucht. Dabei werden das Verbundtragverhalten bei monotoner Beanspruchung und das von einbetonierten Rippenstäben im Vergleich betrachtet. Darauf aufbauend wird ein Zusammenhang im Verbundtragverhalten zwischen monotoner und zyklischer Beanspruchung abgeleitet. Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen wird abschließend ein vereinfachtes Bemessungskonzept für Bewehrungsanschlüsse mit eingemörtelten Rippenstäben vorgeschlagen, mit welchem das für Anwendungen im Stahlbetonbau geltende Sicherheitsniveau gewährleistet ist. Das Bemessungskonzept soll Gültigkeit besitzen für Systeme, welche die nach *EOTA (2006)* geltenden Anforderungen erfüllen.

Die Arbeit gliedert sich in sechs Teile. Die Ausführungen im ersten Teil (Kapitel 2) zeigen den derzeitigen Wissensstand über das Verbundtragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben sowie von einbetonierten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung auf.

Im zweiten Teil (Kapitel 3) wird das analytische Modell nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von einbetonierten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung vorgestellt. Die für die Arbeit wesentlichen Grundlagen werden vertieft dargelegt.

Im dritten Teil (Kapitel 4) werden die wesentlichen Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen dargestellt. In einer Parameterstudie werden die verschiedenen Einflussgrößen auf das Verbundtragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben sowie die Beeinflussung des Verbundspannungs-Verschiebungsverhaltens durch Variation der Eigenschaften der Verbundmörtel aufgezeigt.

Ergänzend zu den experimentellen Untersuchungen wird im vierten Teil (Kapitel 5) das Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben numerisch untersucht. In einer Parameterstudie werden die Resultate der experimentellen Untersuchungen den Ergebnissen der numerischen Berechnungen gegenübergestellt. Weitere Einflussfaktoren werden diskutiert und das prinzipielle Verbundverhalten aufgezeigt.

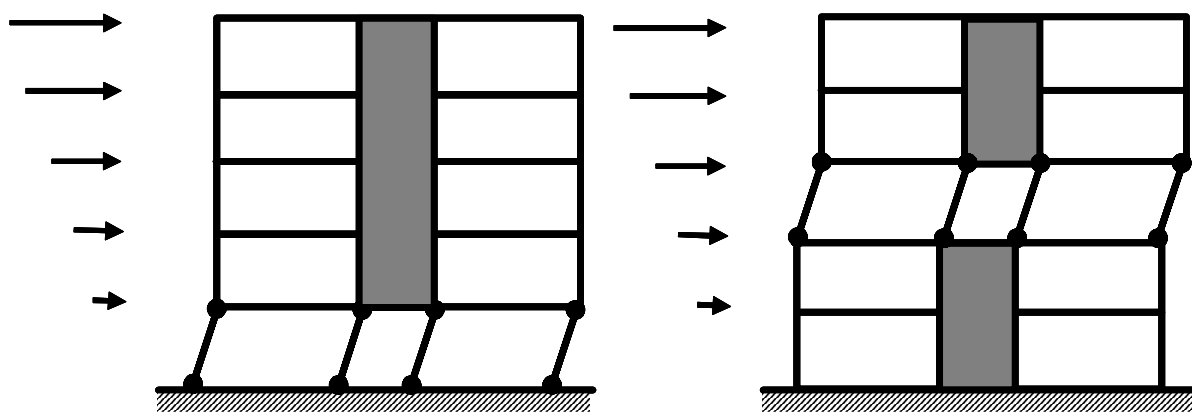
Der fünfte Teil (Kapitel 6) gibt Vorschläge zur analytischen Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupfbeziehung bei monoton steigender und zyklischer Belastung. Hierbei werden unterschiedliche Mörtelsysteme und der Einfluss von Rissen im Beton berücksichtigt.

Die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen werden in einem abschließenden Teil (Kapitel 7) bewertet und Zusammenhänge für den Bemessungsvorschlag hergeleitet. Überdies werden die Gültigkeit und die Anwendungsgrenzen der entwickelten Zusammenhänge herausgearbeitet. Abschließend wird basierend auf den durchgeführten Untersuchungen ein vereinfachtes Bemessungskonzept vorgeschlagen.

2 Stand der Forschung

2.1 Allgemeines

Erst seit Anfang der achtziger Jahre existieren weltweit wirkungsvolle Normen für erdbebensicheres Bauen, wie z.B. *ACI 318 (2005)*, *EC 8 (2004)* und *DIN 4149 (2005)*. In Deutschland und der Schweiz wurden die Normen für erdbebensicheres Bauen, welche der Gefährdungslage angepasst sind, erst im Jahre 1981 (*DIN 4149 (2005)*) und 1989 (*SIA 160 (1989)*) eingeführt. Zwar werden die geltenden Erdbebennormen laufend neuen Erfahrungen und Erkenntnissen angepasst, trotzdem ist ein hoher Anteil der bestehenden Bauwerke in Erdbebengebieten gefährdet. In der Schweiz, so schätzt man, sind "Rund 90% aller Hochbauten aus der Zeit vor 1989" (*BWG (2003)*) in Unkenntnis der notwendigen Anforderungen entstanden. Diese sind nicht oder nach veralteten Regeln für Erdbeben bemessen. Die Situation weltweit sieht nicht grundlegend anders aus. Oftmals werden aus Unkenntnis, Gleichgültigkeit oder auf Grund schlichter Ignoranz etwa das Parterre oder einzelne Obergeschosse zu weich konstruiert, was schon bei relativ schwachen Erdbeben zu einem Totalschaden führen kann (*Bachmann (1997)*) (siehe Bild 2.1).



(a) Schadensfall weiches Untergeschoss

(b) Schadensfall weiches Obergeschoss

Bild 2.1 Schadensfälle infolge Fehlkonstruktion des Unter- bzw. Erdgeschosses

Hier besteht jedoch die Möglichkeit der Ertüchtigung bestehender Bauten, d.h. im Rahmen von Sanierungen können Bauwerke nachträglich erdbebensicher gestaltet werden. Zur Verstärkung von erdbebengefährdeten Bauwerken werden zahlreiche Verfahren eingesetzt (*CEB (1995)*, *fib (2003)*). Wirkungsvoll ist z.B. das Einziehen neuer Bauteile (Wand, Stütze (Bild 2.2)), das Verstärken bestehender Bauteile sowie das Verschließen von Öffnungen in Wänden oder Decken. Bei diesen Verstärkungen wird ein neues Bauteil mit der bestehenden Konstruktion verbunden. Zur Verbindung werden vermehrt nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe verwendet, die durch zyklische Zug- und Druckkräfte sowie Querkkräfte beansprucht werden.

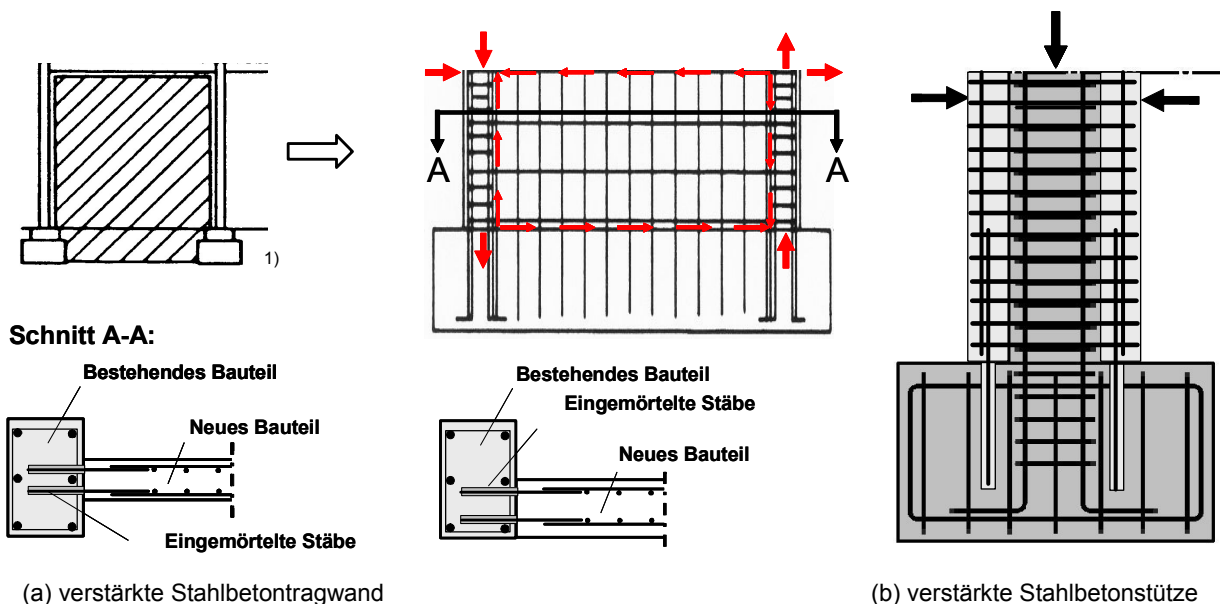


Bild 2.2 Möglichkeiten der nachträglichen Verstärkung mit eingemörtelten Bewehrungsstäben

Die Weiterleitung der eingeleiteten Lasten ist nach den Gesetzen des Stahlbetonbaus sicherzustellen und muss den Anforderungen an die Tragfähigkeit und das Sicherheitsniveau des Stahlbetonbaus genügen. Jedoch sind in den geltenden Stahlbetonnormen (*EC 2 (2005)*, *EC 8 (2004)*) keine Regeln zur Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben vorhanden.

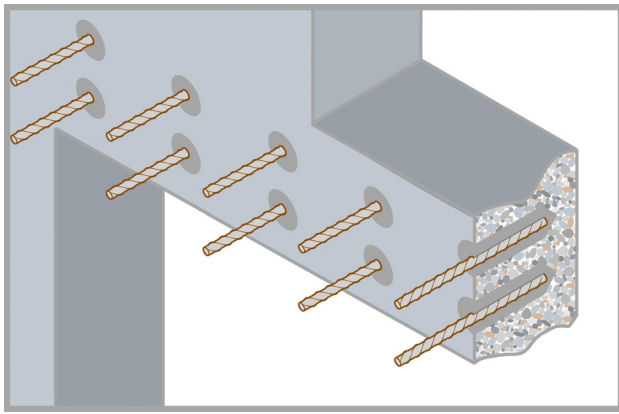
Das Tragverhalten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Beanspruchung wurde von *Darwin/Salamizavaregh (1993)*, *Spieth (2002)*, *Kunz/Muenger (2002)*, *Muenger/Kupfer/Jaehring/Kunz (2002)* ausführlich studiert. Hierbei wurden Verankerungen und Übergreifungsstöße mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben in Dehnkörpern, Balken, Biegeplatten und Rahmenecken untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass eingemörtelte Bewehrungsstäbe - bei Verwendung eines geeigneten Injektionssystems - sich prinzipiell ähnlich wie einbetonierte Bewehrungsstäbe verhalten. Daher wird in diesem Kapitel der Stand des Wissens zu eingemörtelten Bewehrungsstäben aufgezeigt. Vereinzelt wird auf das Tragverhalten von Verbunddübeln eingegangen. Jedoch liegen bisher keine Erkenntnisse von eingemörtelten Bewehrungsstäben zum Tragverhalten unter zyklischer Beanspruchung vor.

Das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung gewann erst seit Anfang der achtziger Jahre an Bedeutung. Die wesentlichen Untersuchungen sind in *ACI 408 (1992)*, *fib (2000)* zusammengestellt. Unter der Annahme, dass das Verbundverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben auch unter zyklischer Beanspruchung Ähnlichkeiten aufweist, werden im Rahmen der Arbeit zusätzlich die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen an einbetonierten Bewehrungsstäben zusammengestellt.

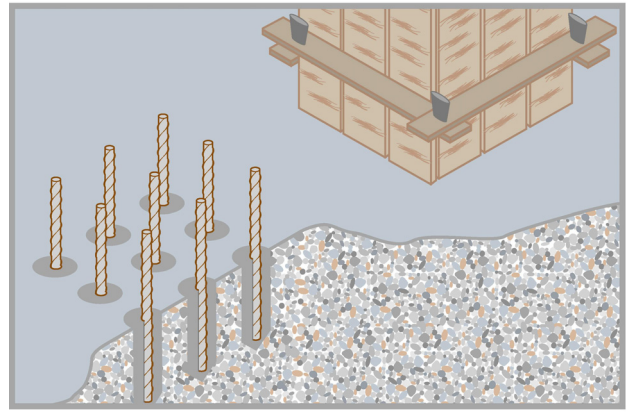
2.2 Bewehrungsanschlüsse mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben

2.2.1 Allgemeines

Eingemörtelte Bewehrungsstäbe gewinnen in der täglichen Baupraxis immer mehr an Bedeutung. Ihr Einsatzgebiet ist vielseitig. Diese Bewehrungsanschlüsse werden sowohl im Neubau als auch bei Renovierungen oder Nutzungsänderungen bestehender Bauwerke eingesetzt. Beispiele für Anwendungen im Neubau sind Anschlüsse neuer Wandscheiben an vorhandene Betonwände, Verankerungen von Treppenpodesten, Anschlüsse von Kragplatten an die Stirnseiten von Deckenplatten (Bild 2.3a) oder Stützenverankerungen in vorhandenen Fundamenten (Bild 2.3b). Ebenso vielseitig sind die Anwendungsmöglichkeiten bei Sanierungen oder Nutzungsänderungen bestehender Bauwerke. Als Beispiele sind Verbreiterungen von Kragplatten, Sanierungen von Plattenrändern oder Verankerungen der Auflagerbewehrung beim Schließen von Deckenöffnungen zu nennen.



(a)



(b)

Bild 2.3 Anschlussmöglichkeiten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben (aus *Handbuch der Würth Dübeltechnik* (2006))

Nachträgliche Bewehrungsanschlüsse haben gegenüber der herkömmlichen Methode, bei der die bestehende Bewehrung zunächst freigelegt, die neuen Bewehrungsstäbe eingebaut und anschließend das Bauteil geschlossen wird, überzeugende Vorteile. Sie ermöglichen eine flexible Planung und weisen eine definierte und verlässliche Tragfähigkeit auf. Durch die Alkalität der mineralischen Anteile (z.B. bei Verwendung von Hybrid-Systemen) ist bei Beachtung definierter Konstruktionsregeln zudem ein ausreichender Korrosionsschutz der eingemörtelten Bewehrungsstäbe gewährleistet.

2.2.2 Injektionssysteme

Systeme zum nachträglichen Einmörteln von Bewehrungsstäben werden in verschiedenen Ausführungen angeboten. Die wesentlichen Unterschiede sind die Art des Mörtels und die Art der Montage. Das Bindemittel des Mörtels kann aus Kunstharz, Zement oder einer Mischung aus beiden bestehen.

Bei Injektionssystemen, welche in der Baupraxis für Anschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben am häufigsten verwendet werden, wird der Mörtel entweder in Kartuschen oder lose angeliefert. Bei Kartuschensystemen sind das organische Bindemittel (Kunstharz) und das mineralische Bindemittel (Härter) in getrennten Kammern enthalten. Dadurch ist es möglich die Vorteile beider Komponenten miteinander zu vereinen. Während der hochreaktive organische Anteil für kurze Abbindezeiten sorgt, erhöht der mineralische Anteil die Temperaturbeständigkeit und den Widerstand gegen chemische Angriffe, reduziert das Schwindmaß und vermindert die Sensibilität gegenüber Art und Umfang der Bohrlochreinigung.

Der Mörtel wird mit Hilfe eines speziellen Auspressgerätes in das gereinigte Bohrloch injiziert. Hierbei werden die Komponenten in einem Statikmischer mit aufgesteckter Mischwendel automatisch vermischt. Die ersten Hübe werden verworfen, weil das erforderliche Mischungsverhältnis noch nicht eingehalten ist. Nach dem Injizieren des Bohrloches bis zu einer bestimmten Tiefe wird der Bewehrungsstab leicht drehend in das Bohrloch eingedrückt. Dabei ist die zulässige Verarbeitungszeit des Verbundmörtels einzuhalten, welche von Mörtel- und Untergrundtemperatur abhängt. Nach dem Aushärten des Mörtels kann das anschließende Bauteil betoniert werden. Bei Epoxid-Systemen sind wesentlich längere Aushärtezeiten zu beachten als bei ungesättigten Polyester- und Vinylesterharzen.

Mörtel, der lose auf der Baustelle angeliefert wird, auch Vergussmörtel genannt, muss in dem vom Hersteller angegebenen Verhältnis gemischt werden. Dies ist erfahrungsgemäß mit viel Aufwand und relativ großen Unsicherheiten verbunden. Der Mörtel kann in das Bohrloch gepresst oder gegossen werden. Dies schließt jedoch Anschlüsse in horizontaler oder in vertikaler Richtung nach oben aus. Im Allgemeinen sind diese Systeme als kritisch zu betrachten und bisher nicht bauaufsichtlich zugelassen.

2.2.3 Montage

Nach Vorgabe der Lage des Bewehrungsstabes durch den planenden Ingenieur wird das Bohrloch

erstellt. Beim Bohren in Stirnseiten von Deckenplatten oder Wandscheiben werden auf Grund der geringen Betonüberdeckung des Bohrlochs hohe Anforderungen an die Toleranzen gestellt. Daher werden für Systeme, die bauaufsichtlich zugelassen sind (*DIBt (2000a)*, *DIBt (2000b)*), spezielle Bohrhilfen angeboten (Bild 2.4a), mit denen Abweichungen $\leq 2\%$ realisierbar sind.

Trotz des hohen Entwicklungsstandes der Mörtel hängt die Verbundfestigkeit zwischen dem erhärteten Mörtel und der Bohrlochwand entscheidend von einer ordnungsgemäßen Bohrlochreinigung ab. Bei bauaufsichtlich zugelassenen Hybrid-Systemen (*DIBt (2000a)*, *DIBt (2000b)*) wird nach Montageanleitung das Bohrloch 3 mal ausgeblasen, 3 mal ausgebürstet und anschließend nochmals 3 mal ausgeblasen. Für diese Reinigungsvorgänge werden spezielle geeignete und in umfangreichen Versuchen erprobte Werkzeuge angeboten. Mit Hilfe einer Reinigungsdüse kann das Loch beginnend vom Bohrlochende sorgfältig mit Druckluft ausgeblasen werden (siehe Bild 2.4b). Die mit einem Elektrogerät angetriebene Stahlbürste (Bild 2.4c) sorgt dafür, dass an der Bohrlochwand haftendes Bohrmehl auch in nassem oder feuchtem Beton sicher abgebürstet wird.

Die gewünschte hohe Tragkraft der eingemörtelten Bewehrungsstäbe wird erreicht, wenn der Injektionsmörtel auf ganzer Verankerungslänge hohlraumfrei eingebracht wird. Ein vollständiges Verfüllen des Bohrlochs vom Bohrlochgrund ist mittels spezieller Injektionshilfen (Bild 2.4d) möglich. Diese gewährleisten selbst bei großen Verankerungslängen ein ordnungsgemäßes Verfüllen des Bohrlochs. Der für den Monteur deutlich spürbare Gegendruck unterstützt ein blasenfreies Verfüllen. Nach dem Injizieren wird der Bewehrungsstab unter Druck und gleichzeitigem Drehen in das Bohrloch eingeführt. Bis zum Belasten des Stabes ist eine temperaturabhängige Aushärtezeit einzuhalten.

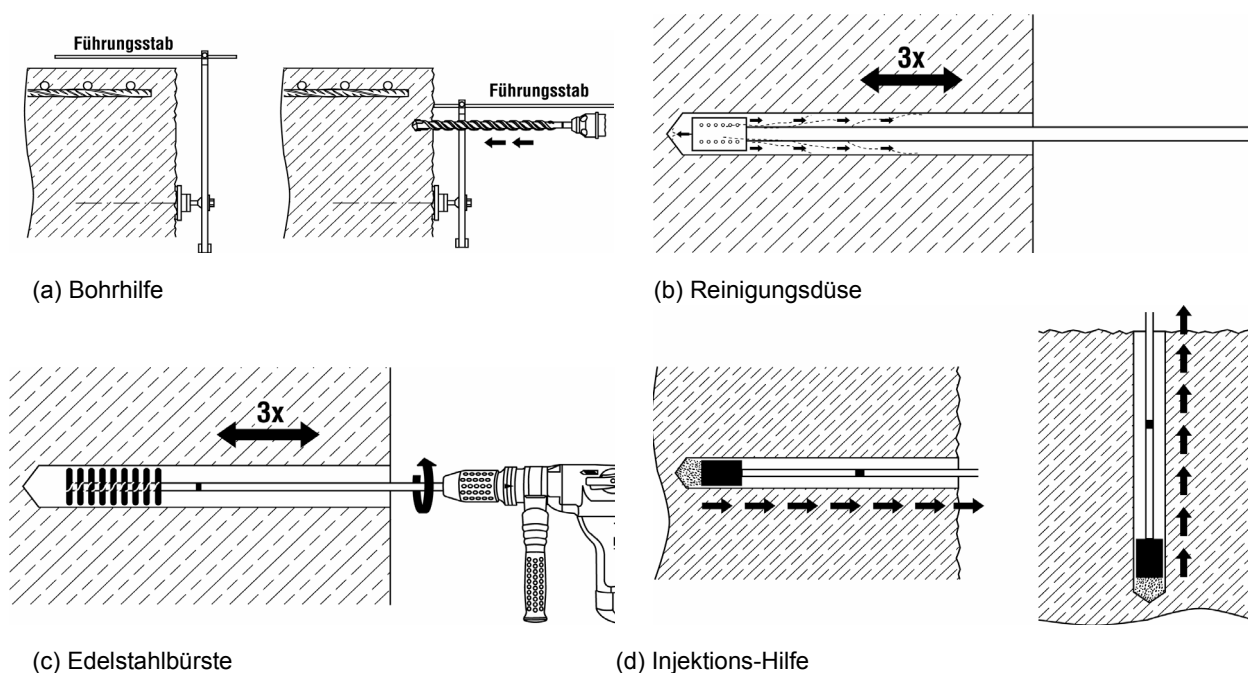


Bild 2.4 Werkzeuge zur Durchführung der Montage von eingemörtelten Bewehrungsstäben nach bauaufsichtlicher Zulassung, nach *DIBt (2000a)*

Bei allen anderen Systemen, die bauaufsichtlich nicht zugelassen sind, wird nach Herstellerangaben in der Regel keine oder eine manuelle Bohrlochreinigung mit Handbürste und Ausblaspumpe empfohlen. Diese Reinigung reicht meist nicht aus, um eine ausreichende Verbundfestigkeit zu gewährleisten. Wird eine Bohrlochreinigung vergessen, so entsteht kein oder ein nur sehr geringer Verbund!

2.2.4 Tragverhalten

2.2.4.1 Verbundmechanismus

Bild 2.5 verdeutlicht die Unterschiede im Lasteinleitungsmechanismus einbetonierter und eingemörtelter Bewehrungsstäbe. Bei einbetonierten Rippenstäben wird die Last direkt über die Verzahnung der Rippen mit dem umgebenden Beton in den Ankergrund eingeleitet (Bild 2.5a).

Versagen tritt entweder durch Stahlbruch, durch Spalten des Betons oder durch Überschreiten der aufnehmbaren Betondruckspannungen unter den Rippen (Herausziehen) auf. Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben wird die Last durch Verzahnung der Rippen mit dem erhärteten Mörtel zunächst in die Mörtelschicht und von dort über Mikroverzahnung und Klebewirkung in den Beton weitergeleitet (Bild 2.5b). Somit können bei eingemörtelten Bewehrungsstäben im Gegensatz zu einbetonierten Bewehrungsstäben zwei Versagensarten auftreten: Versagen zwischen Stab und Mörtel und Versagen zwischen Mörtel und Beton. Tritt der Bruch in der Fuge zwischen Stab und Injektionsmörtel auf, dann verhält sich die Verankerung wie ein einbetonierter Rippenstab. Versagt die Fuge zwischen Mörtel und Beton, dann können Unterschiede im Last-Verschiebungsverhalten sowie bei der Spaltbruchlast auftreten. Bei geeigneten Systemen tritt Versagen in der Fuge zwischen Stab und Mörtel auf. Das Tragverhalten entspricht dann demjenigen einbetonierter Bewehrungsstäbe.

Das Tragverhalten und die Versagensarten von eingemörtelten Bewehrungsstäben werden von dem Verbundmörtel, den Montagebedingungen, dem Betonuntergrund sowie den geometrischen und klimatischen Randbedingungen beeinflusst.



Bild 2.5 Verbundmechanismus (a) einbetonierter Bewehrungsstab, (b) eingemörtelter Bewehrungsstab

2.2.4.2 Lastweiterleitung

Bewehrungsstäbe können in Bauteile eingemörtelt werden, die keine Anschlussbewehrung enthalten (Bild 2.6a) oder man kann sie an eine im Bauteil vorhandene Bewehrung durch einen Übergreifungsstoß anschließen (Bild 2.6b). Bei Verankerungen ohne Anschlussbewehrung muss die eingeleitete Last vom umgebenden Beton aufgenommen und weitergeleitet werden. Hierbei wird die Zugfestigkeit des Betons ausgenutzt. Bei vorhandener Bewehrung wird die eingeleitete Zugkraft über Druckstreben an die vorhandene Bewehrung weitergeleitet. Hierbei muss ausreichend Querbewehrung vorhanden sein, damit die dabei entstehenden Zugkräfte aufgenommen werden.

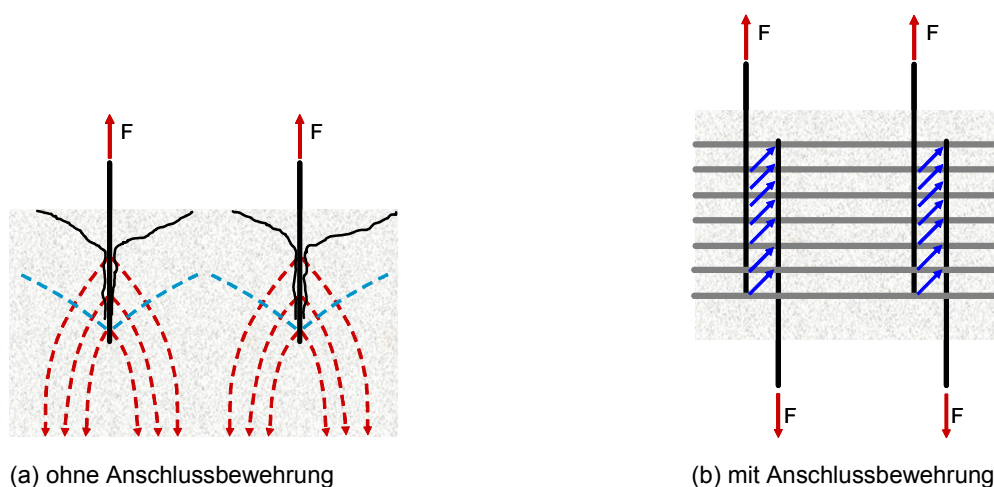


Bild 2.6 Lastweiterleitung eingemörtelter Bewehrungsstäbe, nach Mallée/Simons/Eligehausen (2004)

Ist beispielsweise im Bereich von Endauflagern keine Anschlussbewehrung vorhanden, dann stützt sich die Zugkraft auf eine schräg verlaufende Druckstrebe ab (Bild 2.7). Allerdings wird in diesem Fall von einer gelenkigen Auflagerung der anbetonierten Platte in der Wand ausgegangen. Durch die schräg verlaufende Druckstrebe wird ein Betonausbruch verhindert.

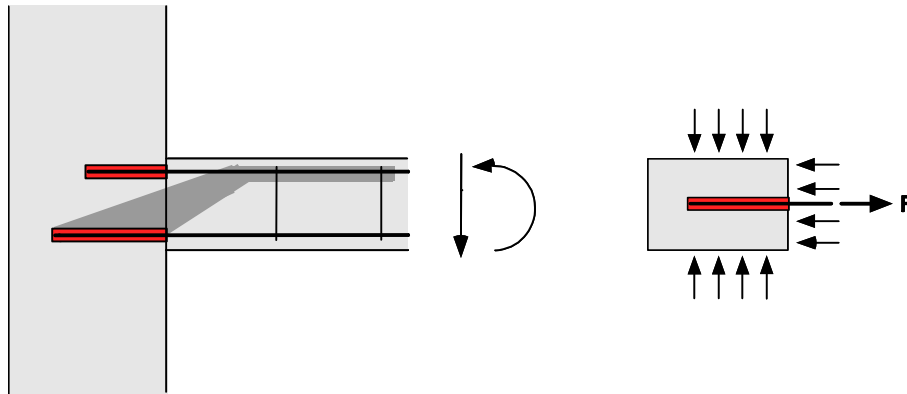


Bild 2.7 Eingemörtelte Bewehrungsstäbe im Bereich von Endauflagern, nach *Spieth (2002)*

2.2.5 Last-Verschiebungsverhalten

Bei der Versagensart Herausziehen kann der Verlauf der Last-Verschiebungskurven von eingemörtelten Stäben, ähnlich wie bei Verbunddübeln, unterschiedlich sein. Bild 2.8 zeigt mögliche Last-Verschiebungskurven von auf Zug beanspruchten Verbunddübeln mit der Versagensart Herausziehen. Einen großen Einfluss auf die Last-Verschiebungskurven haben die Steifigkeit und die Klebekraft des Mörtels. Bei hoher Klebekraft und steifem Mörtel weisen die Dübel bis zu ihrer Höchstlast ein annähernd elastisches Verhalten auf. Versagt der Verbund zwischen Mörtel und Beton, werden durch Ausziehen des Mörtels aus dem rauen und welligen Bohrloch Reibungskräfte aktiviert. Sind die Reibungskräfte kleiner als die Klebekraft, dann fällt die aufnehmbare Last mit zunehmender Verschiebung langsam ab (siehe Bild 2.8a). Ist die Klebekraft geringer als die Reibungskraft, so wird die Höchstlast bei relativ großer Verschiebung erreicht (siehe Bild 2.8b und Bild 2.8c). Versagt dagegen der Verbund zwischen Mörtel und Ankerstange, so nimmt die aufnehmbare Last mit zunehmender Verschiebung relativ schnell ab (siehe Bild 2.8d).

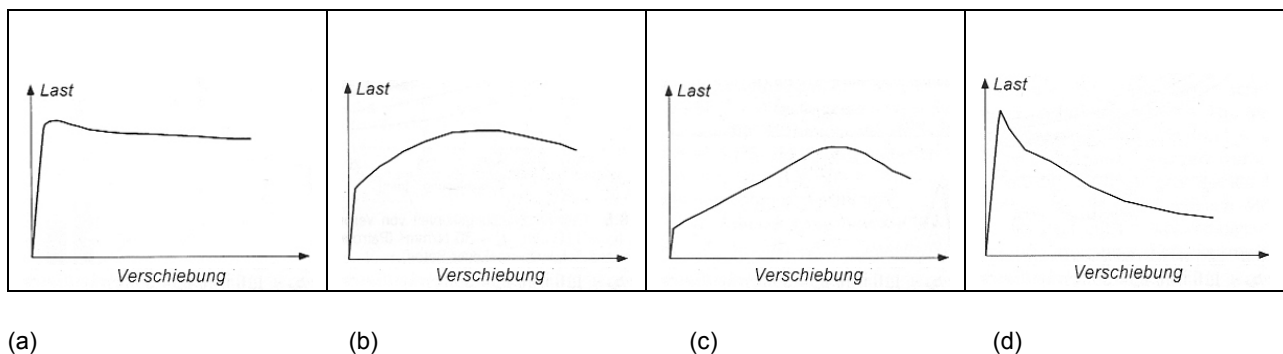


Bild 2.8 Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln, nach *Mészáros (2002)*

In *EOTA (2006)* ist das Auswerteverfahren zur Bestimmung der Verbundfestigkeiten von eingemörtelten Bewehrungsstäben geregelt. Die Verbundfestigkeit wird nach Gleichung (2.1) berechnet:

$$f_{bm}^t = \frac{N_{u,m}}{\pi \cdot d \cdot l_v} \cdot \left(\frac{0,08}{f_R} \right)^{0,4} \quad (2.1)$$

mit:

f_{bm}^t	Mittlere Verbundfestigkeit
$N_{u,m}$	Mittlere Höchstlast
d_s	Stabdurchmesser
l_v	Verankerungslänge
f_R	Bezogene Rippenfläche

Nach *EOTA (2006)* ist die Versagenslast von eingemörtelten Bewehrungsstäben – unabhängig vom verwendeten Verbundmörtelsystem - abhängig von der Last-Verschiebungs-Beziehung bzw. von der Verschiebung bei Höchstlast. Wird die Höchstlast bei einer Verschiebung $\delta \leq \delta_1$ erreicht, dann

entspricht die Höchstlast der Versagenslast. Wird die Höchstlast bei einer Verschiebung $\delta \geq \delta_1$ erreicht, dann wird als Höchstlast die Last bei der Verschiebung δ_1 gewählt. Die Verschiebung δ_1 ist abhängig vom Stabdurchmesser und kann Tabelle 2.1 entnommen werden:

Tabelle 2.1 Verschiebungswerte δ_1 , nach EOTA (2006)

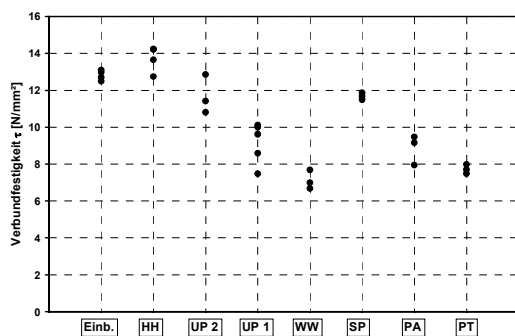
Stabdurchmesser d_s [mm]	Verschiebungswert δ_1 [mm]
< 25	1,5
25 bis 40	2,0
> 40	3,0

2.2.6 Einflussparameter auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben

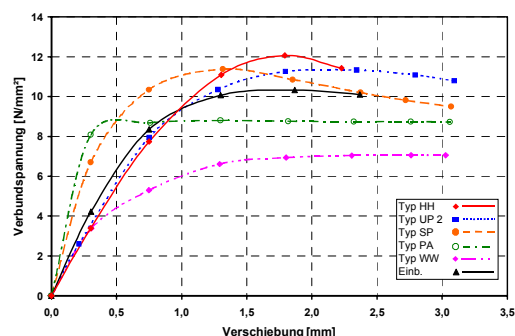
Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben und Verbunddübeln ist von zahlreichen Einflussfaktoren abhängig und wurde eingehend von *Spieth (2002)* unter monotoner Beanspruchung untersucht. Die wesentlichen Einflussfaktoren werden in den folgenden Kapiteln aufgezeigt.

2.2.6.1 Verbundmörtelsystem

Auf dem Markt werden zahlreiche Mörtelsysteme angeboten, die sich in der Art der Zusammensetzung und den Materialeigenschaften teils stark unterscheiden. Diese Unterschiede wirken sich im Wesentlichen auf das Last-Verschiebungsverhalten, die Verbundfestigkeit sowie die Verbundsteifigkeit aus. Nach *Spieth (2002)* können mit eingemörtelten Bewehrungsstäben je nach verwendetem Verbundmörtelprodukt höhere, aber auch geringere Verbundfestigkeiten erzielt werden als mit einbetonierten Bewehrungsstäben (Bild 2.9). Im Weiteren haben sich auch deutliche Unterschiede in der Lastumlagerung und der Spalttrissentwicklung bei Versuchen mit Übergreifungsstößen gezeigt (*Spieth (2002)*). Insbesondere steife Systeme, wie z.B. Epoxidharz, weisen eine schlechte Lastumlagerung und eine hohe Spaltkraftentwicklung auf, wohingegen weiche Systeme (Polyester) eine bessere Lastumlagerung und eine geringere Spaltkraftentwicklung aufzeigen.



(a) Verbundfestigkeiten



(b) Verbundspannungs-Verschiebungskurven

Bild 2.9 Einfluss des Verbundmörtels auf die (a) Verbundfestigkeiten und (b) Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei Verwendung unterschiedlicher Systeme, nach *Spieth (2002)*

2.2.6.2 Bohrlochreinigung

Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben hängt wesentlich von der Klebewirkung bzw. der Mikroverzahnung des Verbundmörtels an der Bohrlochwand ab. Folglich kann ein nicht ausreichend gereinigtes Bohrloch eine Minderung der Traglast bewirken. An der Bohrlochwand verbleibendes Bohrmehl wirkt wie eine Gleitschicht, welche die Verbundwirkung zwischen Mörtel und Beton behindert. Auch das am Bohrlochgrund gesammelte Bohrmehl bei nach unten orientierten Bohrlöchern kann zu einer Abminderung der Tragfähigkeit führen (*Mészáros (2002)*, *Spieth (2002)*).

Die von *Spieth (2002)* durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss der Bohrlochreinigung haben

gezeigt, dass die Bohrlochreinigung einen maßgeblichen Einfluss auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben hat (Bild 2.10). Dieser Einfluss ist jedoch produktabhängig. Besonders wichtig ist die Bohrlochreinigung im nassen Beton, weil das Bohrmehl fest an der Bohrlochwand klebt. Durch das Reinigen mit den häufig von Herstellern angegebenen Geräten (Handbürste, Handausblaspumpe) erzielt man in der Regel keine ausreichende Tragfähigkeit. Erst durch Reinigung mit Spezialgeräten (Druckluft und in Bohrmaschine eingespannte Drahtbürste) ergeben sich sehr gute Tragfähigkeiten. Für die bauaufsichtlich zugelassenen Verbundmörtelsysteme wurden zugehörige optimale Reinigungen entwickelt.

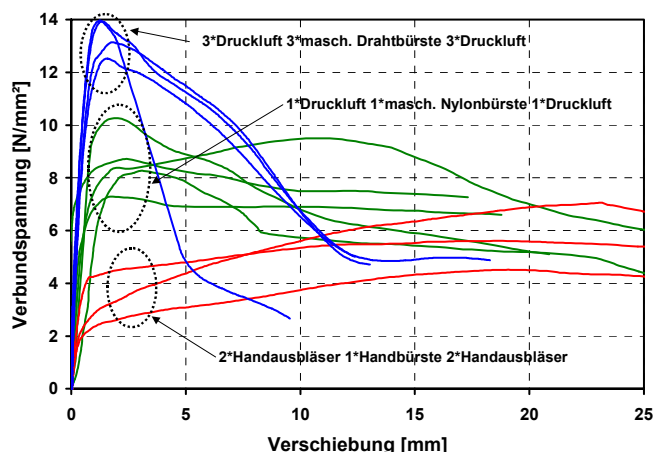


Bild 2.10 Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben im feuchten Beton, nach Spieth (2002)

2.2.6.3 Stabdurchmesser

Spieth (2002) untersuchte den Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit mit Hybrid-Systemen. Der Durchmesser des Stabes variierte zwischen $d_s = 8$ mm und 25 mm. Die Untersuchungen zeigten keinen maßgeblichen Einfluss des Durchmessers auf die Verbundfestigkeit. Untersuchungen von Kirtzakis (2004) an eingemörtelten Zement-Systemen haben dies bestätigt. Es wurden Stabdurchmesser $d_s = 12$ mm bis 26 mm bei Verwendung von Spannstahl und handelsüblichem Bewehrungsstahl im niederfesten und hochfesten Beton geprüft. Die Verbundfestigkeiten wurden nach Gleichung (2.1) gemäß EOTA (2006) auf eine vorgegebene bezogene Rippenfläche f_R normiert. Die Ergebnisse von Kirtzakis (2004) sind in Bild 2.11 dargestellt.

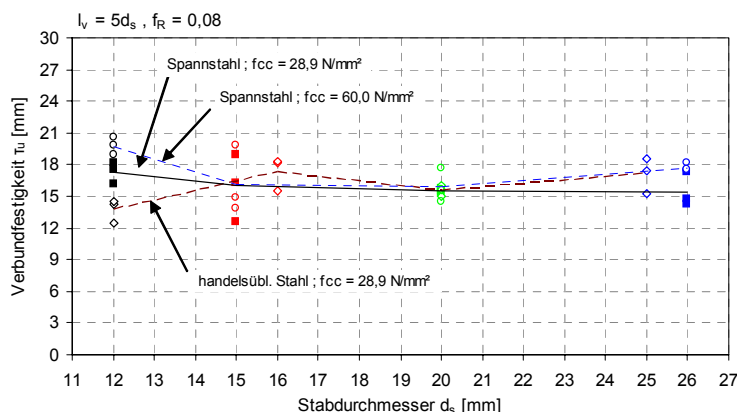


Bild 2.11 Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit bei Zementmörtelsystemen, nach Kirtzakis (2004)

2.2.6.4 Einbindetiefe

Spieth (2002) untersuchte eingemörtelte Bewehrungsstäbe ($d_s = 20$ mm) mit enger Abstützung, die zwischen $l_v = 200$ mm und 300 mm eingebunden waren. Die Versuche wurden mit Hybrid-Systemen durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigten einen geringfügigen Anstieg der Verbundfestigkeit mit zunehmender Einbindetiefe. Dieses Ergebnis wurde auf eine verminderte Tragfähigkeit der Verbundfläche im oberflächennahen Bereich zurückgeführt. Bei den von Spieth (2002) durchgeführten numerischen Untersuchungen wurde dies nicht bestätigt; Vorschädigungen infolge Bohrens wurden

in den FE-Rechnungen nicht berücksichtigt. Bei den durchgeführten Simulationen zeigte die Verankerungslänge in der Regel keinen Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Im Gegensatz hierzu zeigten die numerischen Untersuchungen bei Epoxid-Systemen eine Abnahme der Verbundfestigkeit bei zunehmender Verankerungslänge.

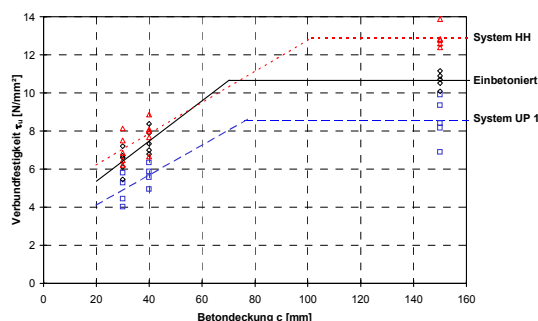
2.2.6.5 Größe des Ringspalt

Untersuchungen von *Spieth (2002)* mit eingemörtelten Stäben des Systems HH zeigten mit zunehmendem Ringspalt eine deutliche Abnahme der Verbundfestigkeit und ein verändertes Verschiebungsverhalten. Jedoch ist der Einfluss des Ringspalt es produktabhängig. Bei Mörtelsystemen, die schwinden, bewirkt das Schwinden ein Ablösen des Mörtels von der Bohrlochwand und dadurch eine Verbundfestigkeitsminderung.

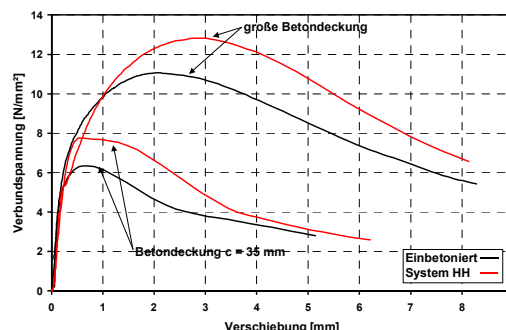
Daher ist in Abhängigkeit der verwendeten Systeme ein optimaler Bereich für den Ringspalt festzulegen. Für die bauaufsichtlich zugelassenen Systeme ist dieser Ringspalt abhängig vom Stabdurchmesser und beträgt 2 mm für $d_s = 8-16$ mm und 2,5 mm für $d_s = 20$ mm. Bei schwindarmen Zement-Systemen ("non-shrinkage" Mörtel) wird nach Herstellerangaben empfohlen, einen Ringspalt von mindestens 3 mm einzuhalten.

2.2.6.6 Betondeckung

Die Betondeckung hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit und das Last-Verschiebungsverhalten. Bei Verankerungen und Übergreifungsstößen mit eingemörtelten Rippenstäben mit geringer Betondeckung tritt Versagen durch Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons auf und der Beton spaltet. Gewährleistet das verwendete Verbundmörtelsystem bei großer Betondeckung eine etwa gleiche oder höhere Verbundfestigkeit wie ein einbetonierter Rippenstab, so verhalten sich nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe bei geringer Betondeckung vergleichbar wie einbetonierte Bewehrungsstäbe (*Spieth (2002)*). Weist demgegenüber der eingemörtelte Bewehrungsstab ein weiches Verhalten und eine geringere Verbundfestigkeit bei der Versagensart Herausziehen als ein einbetonierter Bewehrungsstab auf, so kann auch das Spaltversagen bei niedrigeren Lasten auftreten (*Kirtzakis (2004)*). In Bild 2.12 sind die Ergebnisse der Untersuchungen von *Spieth (2002)* mit kleiner (Spalten) und großer (Herausziehen) Betondeckung dargestellt.



(a) Verbundfestigkeiten



(b) Verbundspannungs-Verschiebungskurven

Bild 2.12 Einfluss der Betondeckung auf (a) Verbundfestigkeit und (b) Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei Verwendung unterschiedlicher Systeme, nach *Spieth (2002)*

Nach *Kirtzakis (2004)* zeigten eingemörtelte Bewehrungsstäbe, die in der Bauteilecke eingebunden waren, eine im Mittel 55% geringere Verbundfestigkeit als vergleichbare Bewehrungsstäbe, die mit großer Betondeckung eingebracht waren. Die Bewehrungsstäbe in der Bauteilecke versagten durch Spalten der vertikalen und horizontalen Betondeckung.

2.2.6.7 Betondruckfestigkeit

Im Gegensatz zu einbetonierten Rippenstäben ist bei eingemörtelten Bewehrungsstäben ein Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit nur dann zu erwarten, wenn der Bruch in der Fuge zwischen Mörtel und Bohrlochwand auftritt. Für die meisten Produkte ist allerdings die Verbundfestigkeit nur wenig abhängig von der Betondruckfestigkeit (Bild 2.13). Bei mit Hybridmörtel eingemörtelten Bewehrungsstäben nimmt die Verbundfestigkeit ab einer Betondruckfestigkeit von $f_c \sim 40$ N/mm² nicht mehr zu, weil das Versagen im härtesten Beton durch Herausziehen der Stäbe aus dem Mörtel hervorgerufen wird.

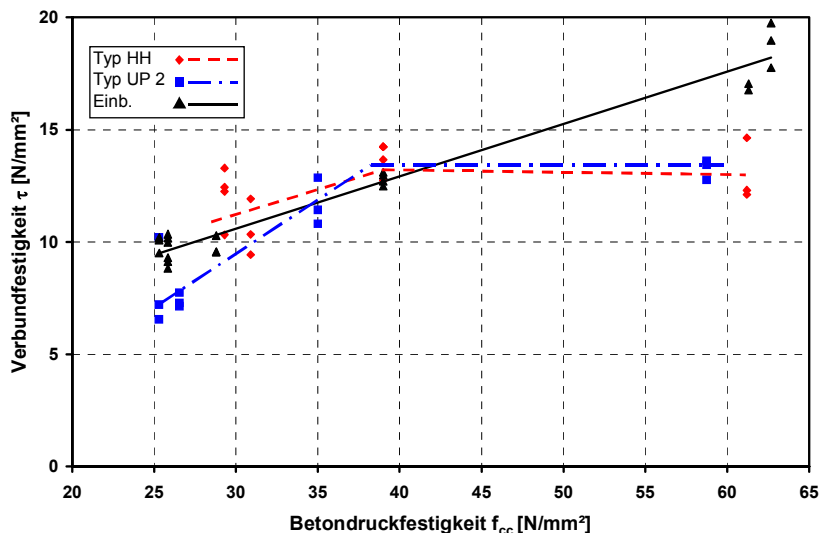


Bild 2.13 Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe, nach *Spieth (2002)*

2.2.6.8 Bohrverfahren

Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben wird bei der Versagensart Herausziehen wesentlich durch den Reibkoeffizienten zwischen Bohrlochwand und Mörtel bestimmt. Dieser hängt von der Oberflächenbeschaffenheit des Bohrlochs ab, welche im Wesentlichen durch das Bohrverfahren charakterisiert wird. Die Bohrlocher können durch Hammerbohren, Diamantbohren oder Pressluftbohren erstellt werden. Beim Pressluftbohren ergibt sich eine sehr raue Bohrlochoberfläche und es können somit hohe Verbundfestigkeiten erreicht werden. Beim Hammerbohren ergeben sich zwar geringere Bohrlochrauhigkeiten, jedoch werden in Kombination mit einer optimalen Bohrlochreinigung nur unwesentlich geringere Verbundfestigkeiten als beim Pressluftbohren erreicht. Das Diamantbohren ist für Anschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben bisher nicht zugelassen. Die Bohrlochoberflächen beim Diamantbohren sind sehr glatt und reduzieren die Tragfähigkeit der Verankerung erheblich.

Die Oberflächenbeschaffenheit kann durch Rauheitsmessungen untersucht werden. *Unterwiesing/Bergmeister (1999)* führten Untersuchungen zum Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Bohrlochreinigung auf die Bohrlochrauhigkeit durch. Sie stellten fest, dass die Rauigkeit im oberen Bereich des Bohrlochs nahe der Betonoberfläche immer größer ist als im unteren Bereich des Bohrlochs.

2.2.6.9 Umwelteinflüsse

Bei Verankerungen von eingemörtelten Bewehrungsstäben im Beton können der Kontakt mit aggressiven Medien, Temperaturschwankungen und Frost-Tau-Wechsel nicht ausgeschlossen werden. Untersuchungen an Bewehrungsstäben, die mit einem Mörtel auf Basis eines ungesättigten Polyesterharz eingemörtelt wurden, zeigten, dass die Verbundfestigkeit nach langer Standzeit in feuchtem Beton bis auf 30-60% des Anfangswertes abnimmt (*Mészáros (2002)*). Bei Mörtel auf Basis von Vinylestern beträgt die Abnahme 10% (*Rehm (1985a, 1985b, 1988)*). Mit zunehmender Anzahl von Frost-Tau-Wechseln nimmt bei Stäben, die mit Mörtel auf Basis eines ungesättigten Polyesters eingemörtelt waren, die Verschiebung zu. Beim Vinylesterharz hingegen bleibt die Verschiebung nach ca. 40 Frost-Tau-Wechseln konstant. Die Untersuchungen von *Spieth (2002)* bestätigen, dass das Vinylesterharz relativ unempfindlich auf Umwelteinflüsse reagiert.

2.2.6.10 Temperatur

Um den Einfluss der Temperatur auf die Verbundfestigkeit zu untersuchen wurden, u.a. von *Sell (1973)*, *Rehm (1988)*, *Elgehausen/Varga (1996)* und *Lehr (2002)* Versuche mit Verbunddübeln und von *Spieth (2002)* Versuche an eingemörtelten Stäben durchgeführt. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Temperatureinfluss produktabhängig ist. Mit zunehmender Temperatur kann die Verbundfestigkeit deutlich abnehmen. In Bild 2.14 ist exemplarisch für drei verschiedene Verbundmörtel das Temperaturverhalten dargestellt. Bei den untersuchten Systemen auf

Kunstharzbasis nimmt die Verbundfestigkeit mit ansteigender Temperatur deutlich ab. Bei einbetonierten sowie bei mit Zementmörtel eingemörtelten Stäben ist ein wesentlicher Abfall der Verbundfestigkeit im dargestellten Temperaturbereich nicht zu erwarten.

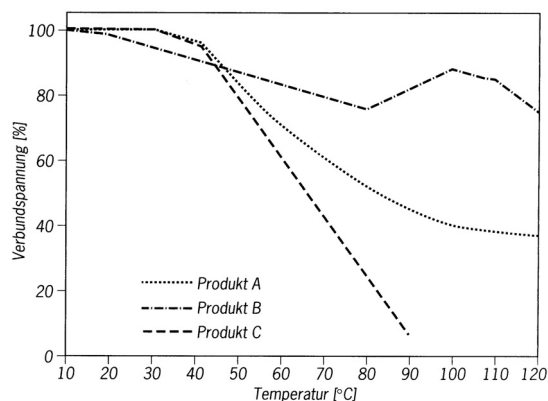


Bild 2.14 Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Temperatur, nach Kunz et al. (1998)

2.2.6.11 Risse im Beton

Risse parallel zum Bewehrungsstab beeinflussen das Tragverhalten sowohl von einbetonierten als auch eingemörtelten Bewehrungsstäben. Nach Eibl/Idda/Lucero-Cimas (1997) zeigten die Versuche mit eingemörtelten Stäben einen Abfall der Verbundfestigkeit bei einer Rissbreite von $w = 0,3$ mm von 20% bis 25% gegenüber dem im ungerissenen Beton. Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben bewirken solche Risse eine Reduktion der Verbundfestigkeit von im Mittel 50% gegenüber dem für ungerissenen Beton geltenden Wert (Mészáros (2002)). Dies ist auf die Zerstörung des Verbundes zwischen Mörtel und Bohrlochwand entlang etwa der halben Bohrlochwand zurückzuführen. Nach Mészáros (2002) können aufgrund der Exzentrizität zwischen Zuglast und resultierender Verbundkraft am oberflächennahen Bereich Zugspannungen senkrecht zur Verbundfläche entstehen, die eine zusätzliche Minderung der Verbundfestigkeit zur Folge haben können. In Bild 2.15 ist der Einfluss von Rissen auf die Bruchlast dargestellt. Bei den als zulässig angesehenen Rissen mit einer Rissbreite $w = 0,4$ mm beträgt die Bruchlast nach Elgehausen/Mallée/Rehm (1984) das 0,2- bis 0,6-fache des Wertes im ungerissenen Beton. Die starke Streuung der Bruchlasten wird auf den Verlauf des Risses entlang der Dübelachse, die Bohrlochgeometrie sowie die Setztiefe zurückgeführt.

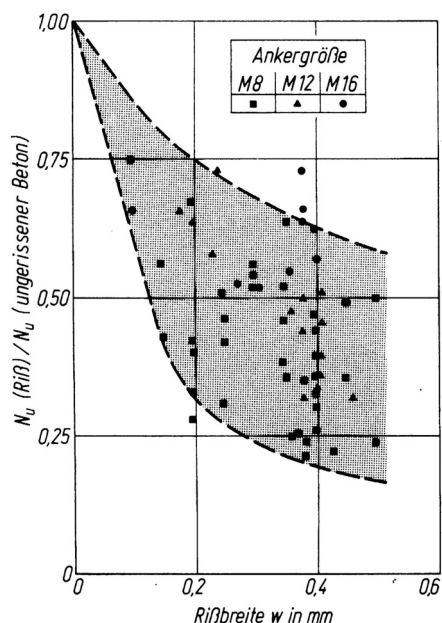


Bild 2.15 Streuungen im ungerissenen und gerissenen Beton bei eingemörtelten Verbundankern, nach Elgehausen/Mallée/Rehm (1984)

2.2.6.12 Aushärtezeit

Die Mindestaushärtezeit der verschiedenen Mörtelsysteme ist produktabhängig und wird vom Hersteller vorgegeben. Sie ist abhängig von der Beton- und Umgebungstemperatur und beträgt bei Hybrid-Systemen 3h und bei Epoxid-Systemen 24h.

Bei Hybrid-Systemen kommt es mit zunehmender Aushärtezeit zu einer Nacherhärtung des Mörtels (*Spieth (2002)*). Die Nacherhärtung des Zementanteils im Mörtel führt gegenüber den Werten bei Mindestaushärtezeit (3h) nach 1000h zu einer Steigerung der Verbundfestigkeit von ca. 50%.

2.2.6.13 Ausführung der Montage

Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben kann wesentlich durch die Montage beeinflusst werden. Die fachgerechte Montage ist relativ aufwändig und Bedarf spezieller Kenntnisse. Daher kann die erforderliche Ausführungsqualität nur von Monteuren erwartet werden, die für die Ausführung von Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben geschult sind. Dies beruht auf einer Forderung des DIBt für sicherheitsrelevante Verbindungen. Aus diesem Grund wurde in Zusammenarbeit mit der Universität Stuttgart eine Schulung für Monteure speziell für den Einsatz von eingemörtelten Bewehrungsstäben ausgearbeitet.

2.2.6.14 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zeigen, dass sich das Tragverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben im ungerissenen Beton unter monotoner Beanspruchung nicht wesentlich unterscheidet, wenn das Mörtelsystem geeignet ist und das Bohrloch ausreichend gereinigt sowie der Mörtel ordnungsgemäß injiziert wurde. Unterschiede im Tragverhalten bestehen bei Auftreten von Rissen im Beton parallel zur Stablängsachse sowie bei niedrigen (Frost) und erhöhten Temperaturen. Im Weiteren müssen die verwendeten Mörtelsysteme dauerhaft sein und den Korrosionsschutz der Bewehrung gewährleisten.

Die Anschlüsse müssen ingenieurmäßig geplant werden. Sie dürfen nur durch zertifizierte Bau-firmen ausgeführt werden, wobei die Installation (Bohren, Bohrloch reinigen, Mörtel injizieren, Bewehrungsstab setzen) durch geschulte und zertifizierte Monteure erfolgen muss. Dies ist notwendig, weil der Einbau von Bewehrungsstäben mit großer Verankerungslänge ($l_v \leq 80d_s$) Spezialkenntnisse erfordert und sehr viel schwieriger ist als z.B. das Montieren von Verbunddübeln ($h_{ef} \sim 8 d_s$).

2.3 Bemessung von Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben

2.3.1 Bisherige Forschungsarbeiten

2.3.1.1 Allgemeines

Die Bemessung der Verbundlängen für die auf dem Markt angebotenen Verbundmörtelsysteme, bei nicht bauaufsichtlich zugelassenen Systemen, erfolgt nach Herstellerangaben. Die vorgeschlagenen Werte sind deutlich kürzer als die Normwerte für einbetonierte Bewehrungsstäbe. Daher wurde die notwendige Verbundlänge von verschiedenen Autoren untersucht und Bemessungsvorschläge entwickelt.

Das von *Darwin/Salamizavaregh (1993)* entwickelte Bemessungskonzept sieht eine Klassifizierung der Verbundmörtel in drei Gruppen vor. Allerdings sind die empfohlenen Verbundlängen deutlich kürzer als die in Stahlbetonnormen für einbetonierte Rippenstäbe geforderten Werte. Sowohl die Hersteller als auch *Darwin/Salamizavaregh (1993)* unterscheiden nicht zwischen Verankerungen und Übergreifungsstößen und berücksichtigen nicht die Versagensart Spalten. Demgegenüber berücksichtigen *DIN 1045 (1988)* und *EC 2 (1992)*, dass bei den in der Praxis üblichen Betondeckungen und Stababständen das Versagen durch Spalten des Betons hervorgerufen wird, und dass im Beton Risse parallel zur Bewehrung auftreten können.

Basierend auf den Stahlbetonnormen *DIN 1045 (1988)* und *EC 2 (1992)* wurde von *Spieth (2002)* ein vereinfachtes und ein genaues Bemessungskonzept für die Versagensarten Herausziehen und Spalten vorgeschlagen sowie Anforderungen an Injektionssysteme abgeleitet. Diese werden in Abschnitt 2.3.3.5 erläutert.

Bei den von *Spieth (2002)* entwickelten Bemessungskonzepten wird vorausgesetzt, dass die Verbundspannungs-Verschiebungskurve von eingemörtelten Stäben mit großer Betondeckung bei der Versagensart Herausziehen gleichartig oder oberhalb derer von einbetonierten Bewehrungsstäben verläuft. Der eingemörtelte Bewehrungsstab muss mindestens die Verbundfestigkeit von einbetonierten Bewehrungsstäben übertragen. Weiterhin wurde berücksichtigt, dass der Bewehrungsstab in Längsrissen liegen kann und bei eingemörtelten Bewehrungsstäben das Verbundverhalten durch weitere Einflüsse wie schlechte Bohrlochreinigung, höhere Temperaturen oder chemische Einflüsse beeinträchtigt werden kann. Nach *Spieth (2002)* erhält man den charakteristischen Wert der Verbundspannung bzw. Verbundfestigkeit zu:

$$f_{bk} = f_{bm} \cdot \alpha_R \cdot \alpha_B \cdot \alpha_V \cdot \alpha_T \cdot \alpha_N \cdot \alpha_D \quad (2.2)$$

mit:

f_{bk}	charakteristischer Wert der Verbundfestigkeit im gerissenen Beton mit $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$
f_{bm}	Mittelwert der Verbundfestigkeit im ungerissenen Beton mit $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$. Wird die Verbundfestigkeit bei $s_u > 0,1 d_s$ erreicht, so ist die Verbundspannung bei $s_u = 0,1 d_s$ anzusetzen. Diese Versuche sollen in trockenem und nassem Beton durchgeführt werden.
α_R	Faktor zur Berücksichtigung der Streuung der Versuchsergebnisse und von gerissenem Beton $= f_{bk, \text{gerissen}} / f_{bm, \text{ungerissen}}$
α_B	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bohrlochreinigung
α_V	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses Verankerungslänge $= f_{bm, 40ds} / f_{bm, 10ds}$
α_T	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses Temperatur
α_N	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Nacherhärtung
α_D	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Umwelteinflüssen (z.B. Alkalität, Sulfate)

Nach *Spieth (2002)* muss die charakteristische Verbundfestigkeit im gerissenen Beton betragen:

$$f_{bk} \geq 5,8 \text{ N/mm}^2 \quad (2.3)$$

Gleichung (2.3) gilt bei Verwendung von Bewehrungsstäben mit $f_R \approx 1,5$ min f_R (min f_R nach *DIN 488 (1986)*). Die dargestellte Verbundfestigkeit muss mindestens dem Wert für einbetonierte Rippenstäbe ($f_{bk} = 5,8 \text{ N/mm}^2$ in $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$) entsprechen.

In der Regel können eingemörtelte Bewehrungsstäbe nach zwei unterschiedlichen Grundsätzen bemessen werden: nach der Dübeltheorie oder nach den Regeln des Stahlbetonbaus. Die derzeit geltenden Normen und Bemessungskonzepte werden im Folgenden näher erläutert.

2.3.2 Verbunddübeltheorie

Im ersten Fall wird der eingemörtelte Bewehrungsstab wie ein Dübel behandelt. Unter Zuglast treten die aus Versuchen mit Dübeln bekannten Versagensarten Stahlbruch, kegelförmiger Betonausbruch, Herausziehen und Spalten auf (vgl. Bild 2.16). Beim Herausziehen kann der Bruch in der Fuge zwischen Mörtel und Beton (Bild 2.16b), zwischen der Ankerstange und dem Mörtel (Bild 2.16c) oder als Mischbruch (Bild 2.16d) auftreten. Bei Querbeanspruchung sind Stahlversagen, Betonkantenbruch sowie Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (pryout) zu berücksichtigen. Gleichzeitig müssen vorgegebene Mindestwerte für die Achs- und Randabstände sowie die Bauteildicke eingehalten werden. Auf Grund der kurzen Verankerungslängen und der dadurch bedingten relativ hohen Verbundspannungen sind die minimalen Achs- und Randabstände in der Regel deutlich größer als die Betonüberdeckung der Bewehrung im Stahlbetonbau.

a) kegelförmiger Betonausbruch	b) Versagen Mörtel / Beton	c) Versagen Anker / Mörtel	d) Mischbruch	e) Stahlbruch

Bild 2.16 Versagensarten von Verbunddübeln unter Zuglast, nach Cook et al. (1998)

Die Bemessung von Verbunddübeln unter vorwiegend ruhender Beanspruchung wird in der Praxis in Europa durch bauaufsichtliche nationale oder europäische Zulassungen geregelt. In diesen sind die zulässigen Anwendungsgebiete, die Installation und die Bemessung geregelt. Das in *Eligehausen et al. (2004)* vorgeschlagene Bemessungsmodell für Einzeldübel mit großem Achs- und Randabstand beruht auf dem CC-Verfahren (*Fuchs/Eligehausen (1995)*).

Die Bemessung von Verbunddübeln mit großem Achs- und Randabstand erfolgt nach *EOTA (2002)* auf Grundlage des Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten. Dabei ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Einhaltung von Gleichung (2.4) nachzuweisen:

$$E_d \leq R_d \quad (2.4)$$

mit:

E_d Bemessungswert der Einwirkung
 R_d Bemessungswert des Widerstandes

Der Bemessungswert der Einwirkung wird wie bei anderen Bauteilen berechnet. Der Bemessungswert des Widerstandes beträgt

$$R_d = N_{Rk} / \gamma_M \quad (2.5)$$

mit:

N_{Rk} charakt. Wert des Widerstandes
 γ_M Teilsicherheitsbeiwert

wobei

$$\gamma_M = \gamma_{Mc} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \quad (2.6)$$

mit:

γ_{Mc} Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck, nach EC 2
= 1,5
 γ_1 Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Betonzugfestigkeit
= 1,2
 γ_2 Montagesicherheitsbeiwert
= 1,0 für Systeme mit hoher Montagesicherheit
= 1,2 für Systeme mit normaler Montagesicherheit
= 1,4 für Systeme mit niedriger, jedoch noch ausreichender Montagesicherheit

Der Montagesicherheitsbeiwert wird aus den Ergebnissen der Versuche zur Überprüfung der Empfindlichkeit gegenüber Montageeinflüssen abgeleitet und ist in der Europäischen Technischen Zulassung angegeben. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_1 wurde zwischenzeitlich auf $\gamma_1 = 1,0$ reduziert (*EOTA (2004)*), weil bei der ursprünglichen Ableitung des Materialsicherheitsbeiwertes (*Bergmeister*

(1989), CEB (1994)) eine niedrigere Versagenswahrscheinlichkeit angesetzt wurde als nach EC 2 (2005).

Der charakteristische Widerstand eines Einzeldübels bei der Versagensart Herausziehen ergibt sich nach Gleichung (2.7). Er ist in der Europäisch Technischen Zulassung für Dübelssysteme angegeben. Er wird aus den Ergebnissen der Zulassungsversuche abgeleitet und gilt für den im Zulassungsbescheid angegebenen Temperaturbereich.

$$N_{Rk,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad (2.7)$$

mit:

τ_{Rk} charakteristische Verbundfestigkeit (5% Fraktile)

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,p}$ wird durch den Wert für Betonausbruch begrenzt. Daher ist die charakteristische Verbundfestigkeit bei Befestigungen in ungerissenem Beton auf den Wert nach Gleichung (2.8) begrenzt.

$$\max \tau_{Rk} = 3,7 \cdot \frac{h_{ef}^{0,5} \cdot f_{cc}^{0,5}}{d} \quad (2.8)$$

Im Weiteren wird in *Eligehausen et al. (2005)* eine Weiterentwicklung der derzeit gültigen Bemessung nach *Lehr (2002)* gegeben. Im Nachfolgenden wird das Verfahren zur Berechnung der mittleren Bruchlast von Einzel- und Gruppenbefestigungen bei der Versagensart Herausziehen bzw. Betonausbruch beschrieben. Das Verfahren wurde aus den Ergebnissen in *Mészáros (2002)*, *Lehr (2002)*, *Appl/Eligehausen (2003)* beschriebenen Untersuchungen abgeleitet. Es entspricht einer Modifizierung des in *Fuchs/Eligehausen (1995)*, *Eligehausen et al. (2004)* beschriebenen CC-Verfahrens für Befestigungen mit Kopfbolzen sowie Spreiz- und Hinterschnittdübeln. Bei der Bemessung wird vorausgesetzt, dass die Bauteildicke mindestens $h > 2h_{ef}$ beträgt, um ein Spaltversagen des Ankergrundes zu vermeiden.

Bei Annahme einer konstanten Verbundspannung beträgt die mittlere Bruchlast eines Verbunddübels am Bauteilrand bzw. einer Verbunddübelgruppe:

$$N_{u,m,p} = N_{u,m,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{ec,Np} \cdot \psi_{re,N} \leq N_{u,m,c} \quad (2.9)$$

mit:

$N_{u,m,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{u,m}$	Mittlere Herausziehlast eines Einzeldübels mit großem Achs- und Randabstand
$A_{p,N}^0$	projizierte Fläche des idealisierten Einflussbereiches einer Einzelbefestigung
$A_{p,N}$	vorhandene projizierte Fläche des idealisierten Einflussbereiches der Verankerung
$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$	Einfluss rotationssymmetrischer Spannungszustand durch Bauteilränder
$c_{cr,Np} = s_{cr,Np} / 2$	
$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 + \frac{s}{s_{cr,N}} \cdot (1 - \psi_{g,Np}^0) \geq 1$	Einfluss der Bruchflächen bei Gruppenbefestigungen
$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,max}} \leq 1$	
$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,Np}} \leq 1$	Einfluss einer exzentrischen Zuglast
$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef} / 200 \leq 1,0$	Einfluss einer Oberflächenbewehrung
$N_{u,m,c}$	Mittlere Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln

Gleichung (2.9) gilt für Befestigungen mit einer Verankerungslänge $h_{ef} / d \leq 20$ in ungerissenem Beton. Die Gleichung liefert auch für Befestigungen in gerissenem Beton ausreichend sichere Ergebnisse, wenn für $N_{u,m,p}^0$ die Tragfähigkeit des Einzeldübels im Riss angesetzt wird. Bei diesem

Ansatz wird der Einfluss von Achs- und Randabständen, von Bruchflächen, von einer exzentrischen Zuglast bzw. Momentenbeanspruchung sowie von einer Oberflächenbewehrung berücksichtigt.

2.3.3 Stahlbetontheorie

2.3.3.1 Allgemeines

Bei der Bemessung eines eingemörtelten Bewehrungsstabes nach den Regeln des Stahlbetonbaus wird von einer axialen Zugbeanspruchung des Bewehrungsstabes ausgegangen. Um Spalten zu verhindern und die Streckgrenzenlast des Bewehrungsstabes zu übertragen, muss die erforderliche Verankerungslänge wegen der üblicherweise nur geringen Betonüberdeckung der Bewehrungsstäbe deutlich größer gewählt werden als nach der Dübeltheorie. Werden die Verankerungslänge nach der Dübeltheorie und die Betonüberdeckung nach Regeln des Stahlbetonbaus kombiniert, dann fällt die Bruchlast der Verankerung deutlich ab. Um diesen Lastabfall zu kompensieren, muss die Verankerungslänge entsprechend vergrößert werden.

Um einen möglichen negativen Einfluss von Schädigungen des Betons beim Bohren zu kompensieren, wird in *EOTA (2006)* empfohlen, die Betonüberdeckung nachträglich eingemörtelter Bewehrungsstäbe gegenüber den für einbetonierte Bewehrungsstäbe geltenden Mindestwerten zu vergrößern (Tabelle 2.2).

Tabelle 2.2 Betonüberdeckung bei nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben, nach *EOTA (2006)*

Bohrverfahren	ohne Bohrhilfe	mit Bohrhilfe
Hammerbohren	$c \geq 30 \text{ mm} + 0,06 \cdot l_v \geq 2 \cdot d_s$	$c \geq 30 \text{ mm} + 0,02 \cdot l_v \geq 2 \cdot d_s$
Pressluftbohren	$c \geq 50 \text{ mm} + 0,08 \cdot l_v \geq 2 \cdot d_s$	$c \geq 50 \text{ mm} + 0,02 \cdot l_v \geq 2 \cdot d_s$

Die empfohlene Betonüberdeckung ist u. a. vom verwendeten Bohrverfahren abhängig. Im Hinblick auf den Korrosionsschutz fordern die Stahlbetonnormen in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen bestimmte Mindestbetonüberdeckungen. Diese Werte sind selbstverständlich auch für nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe zu beachten.

In den folgenden Abschnitten wird die Bemessung eingemörtelter Bewehrungsstäbe auf Grundlage von *EC 2 (2005)* und *ACI 318 (2005)* beschrieben und es werden die erforderlichen Verankerungs- und Übergreifungslängen miteinander verglichen. Da sich das Tragverhalten nachträglich eingemörtelter Bewehrungsstäbe bei Verwendung geeigneter Injektionsmörtel nicht von demjenigen einbetonierter Rippenstäbe unterscheidet (*Spieth (2002)*, *Spieth/Eligehausen (2002)*), gelten die Bemessungsregeln auch für eingemörtelte Bewehrungsstäbe.

2.3.3.2 Bemessung nach EC 2 (2005)

Gemäß *EC 2 (2005)* ist die Tragfähigkeit für die beiden Versagensarten Stahlbruch und Verbundbruch nachzuweisen. Um bei der geringen Betonüberdeckung der Bewehrung eine ausreichende Sicherheit gegen Spalten des Betons zu vermeiden, werden nur relativ geringe Bemessungswerte der Verbundfestigkeit angesetzt.

Der Bemessungswert der Zugtragfähigkeit bei Stahlversagen errechnet sich nach Gleichung (2.10).

$$N_{Rd,s} = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.10)$$

mit:

d_s	Durchmesser des Bewehrungsstabes
f_{yk}	Streckgrenze des Bewehrungsstabes
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für den Stahl = 1,15

Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit hängt von der Betondruckfestigkeit, den Verbundbedingungen und dem Durchmesser der Bewehrungsstäbe ab. Er beträgt:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (2.11)$$

mit:

η_1	= 1,0 für gute Verbundbedingungen = 0,7 für alle anderen Fälle
η_2	= 1,0 für $d_s \leq 32$ mm = $(132 - d_s) / 100$ für $d_s > 32$ mm
f_{ctd}	= $(\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c)$
α_{ct}	Einfluss Langzeitverhalten = 1,0
$f_{ctk,0,05}$	unterer Grenzwert der charakteristischen Zugfestigkeit des Betons (5%-Fraktile)
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für den Beton = 1,5

Nach *Spieth (2002)* verhält sich ein geeigneter eingemörtelter Bewehrungsstab für die von ihm geprüften Mörtel, bis zu einer Betonfestigkeit der Klasse C30/37 hinsichtlich seiner Tragfähigkeit und seines Verschiebungsverhaltens wie ein einbetonierter Bewehrungsstab. Für Betone höherer Festigkeit ($\leq$ C50/60) ist die grundsätzliche Eignung des Mörtels nachzuweisen, jedoch ist keine nennenswerte Steigerung der Verbundfestigkeit mehr zu erwarten.

Gute Verbundbedingungen gelten bei:

- Stäben mit einer Neigung von $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
- Stäben in Bauteilen mit einer Höhe $h \leq 250$ mm
- Stäben in Bauteilen beliebiger Höhe, falls sie in der unteren Querschnittshälfte liegen
- Stäben, die mindestens 300 mm entfernt von der Bauteiloberkante liegen

Die erforderliche Verankerungslänge eines geraden Stabes errechnet sich aus dem Grundmaß der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ und dem Ausnutzungsgrad der Bewehrung wie folgt:

$$l_{b,rqd} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (2.12)$$

mit:

σ_{sd}	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Stahls, f_{yk} / γ_s
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach Gleichung (2.11)

Der Bemessungswert der Verankerungslänge errechnet sich nach Gleichung (2.13):

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (2.13)$$

mit:

α_1	Einfluss der Stabform = 1,0 für gerade Stäbe
α_2	Einfluss der Betonüberdeckung = $1 - 0,15 \cdot (c - d_s) / d_s$ für gerade Stäbe
c	Betonüberdeckung
α_3	Einfluss der Querbewehrung (nicht angeschweißt) ≤ 1
α_4	Einfluss der Querbewehrung (angeschweißt) ≤ 1
α_5	Einfluss eines Querdrucks ≤ 1
$l_{b,rqd}$	nach Gleichung (2.12)
$l_{b,min}$	$> \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot d_s; 100 \text{ mm}\}$; es gilt: $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$.

Die Übergreifungslänge bei Bewehrungsstößen beträgt nach Gleichung (2.14):

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (2.14)$$

mit:

$\alpha_{1,2,3,5}, l_{b,rqd}$	siehe Gleichung (2.13)
α_6	Einfluss des Anteils der gestoßenen Stäbe im Querschnitt = 1,5, wenn alle Stäbe im Querschnitt gestoßen sind
$l_{0,min}$	$> \max \{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot d_s; 200 \text{ mm}\}$

2.3.3.3 Bemessung nach ACI 318 (2005)

Die Verankerungslänge von Bewehrungsstäben nach *ACI 318 (2005)* basiert, wie im Eurocode 2, auf der ertragbaren Verbundspannung. Diese ist wiederum begrenzt, um Spalten bei relativ geringer Betonüberdeckung zu verhindern. Im Kommentar zu *ACI 318 (2005)* wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass für einen Einzelstab in einem großen Betonbauteil wegen des größeren Abstandes zu Bauteilrändern eine kürzere Verankerungslänge angesetzt werden darf, dass aber bei Bewehrungsstäben mit kleinem Stababstand auch in großen Betonbauteilen Spalten auftreten kann.

Die erforderliche Verankerungslänge von auf Zug beanspruchten Stäben errechnet sich nach Gleichung (2.15) bzw. (2.16). Sie gilt bei einem lichten Abstand der Stäbe $\geq d_b$, einer Betonüberdeckung $c \geq d_b$ und bei Anordnung von Bügeln entsprechend dem Mindestwert nach *ACI 318 (2005)* oder bei einem lichten Abstand der Stäbe $\geq 2 \cdot d_b$ und einer Betonüberdeckung $c \geq d_b$.

a) Durchmesser des Bewehrungsstabes $\leq$ No. 6 ($\approx 20 \text{ mm}$):

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \text{ [in]} \quad (2.15)$$

b) Durchmesser des Bewehrungsstabes $\geq$ No. 7 ($\approx 22 \text{ mm}$):

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{20 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \text{ [in]} \quad (2.16)$$

mit:

f_y	Nominale Streckgrenze des Stahls [psi]
f'_c	Spezifizierte Betondruckfestigkeit [psi]
d_b	Durchmesser des Bewehrungsstabes [in]
ψ_t	Faktor zur Berücksichtigung der Lage des Stabes im Betonquerschnitt = 1,3 für Stäbe im Abstand von mindestens 12 inch von der Bauteilunterseite = 1,0 für alle anderen Fälle
ψ_e	Faktor zur Berücksichtigung einer eventuellen Beschichtung der Bewehrung = 1,0 für unbeschichtete Bewehrungsstäbe
λ	Faktor zur Berücksichtigung der Betonart = 1,0 für Normalbeton

Für Stäbe mit einer Betonüberdeckung $c < d_b$ fordert *ACI 318 (2005)* größere Verankerungslängen als nach Gleichung (2.15) bzw. (2.16). Allerdings sind diese Fälle für nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe ohne Belang, da Bohrungen mit derart kleiner Betonüberdeckung unrealistisch sind.

Bei der Berechnung der Übergreifungslänge von Bewehrungsstößen aus Rippenstahl unterscheidet *ACI 318 (2005)* Stöße der Klasse A und B. Die Werte nach Klasse A dürfen angesetzt werden, wenn die Querschnittsfläche der vorhandenen Bewehrung mindestens doppelt so groß ist, wie der rechnerisch erforderliche Wert und maximal 50% der Bewehrung innerhalb der Übergreifungslänge gestoßen wird. Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben liegt in der Regel ein Übergreifungsstoß der Stoßklasse B vor. Die erforderliche Übergreifungslänge beträgt:

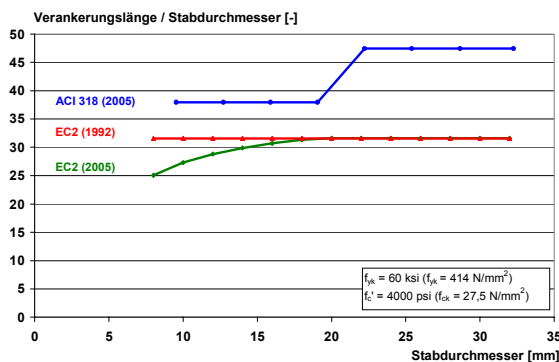
$$\text{Stoßklasse A: } 1,0 \cdot l_d \quad (2.17)$$

$$\text{Stoßklasse B: } 1,3 \cdot l_d \quad (2.18)$$

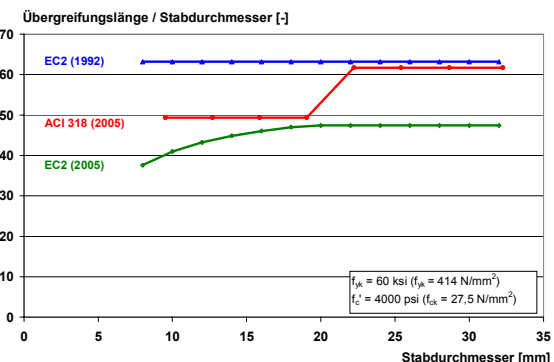
mit:

2.3.3.4 Vergleich der erforderlichen Übergreifungs- und Verankerungslängen

In Bild 2.17a ist die Verankerungslänge gerader Stäbe nach *EC 2 (2005)* und nach *ACI 318 (2005)* in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser aufgetragen. Zum Vergleich zeigt Bild 2.17a zusätzlich Werte nach *EC 2 (1992)*. Die Rechenwerte gelten für eine Betonüberdeckung von 19 mm (= ¾ inch) Mindestwert nach *ACI 318 (2005)*, gute Verbundbedingungen sowie eine Betonzyylinderdruckfestigkeit $f'_c = 4000$ psi ($f_{ck} = 27,5$ N/mm²) und Stahl mit einer Streckgrenze $f_y = 60$ ksi ($f_{yk} = 414$ N/mm²). Außerdem wurde angenommen, dass keine Querbewehrung und kein Querdruk vorhanden ist ($\alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$). Diese Bedingungen liegen bei der Verankerung von Rippenstäben in Platten und Wänden vor. Es ist zu erkennen, dass die Rechenwerte nach *EC 2 (2005)* für alle Durchmesser unterhalb der Werte nach *ACI 318 (2005)* liegen. *EC 2 (1992)* vernachlässigt den Einfluss der Betonüberdeckung auf die Verankerungslänge, die sich nach *EC 2 (2005)* für Stäbe mit $d_s < 19$ mm auswirkt.



(a)

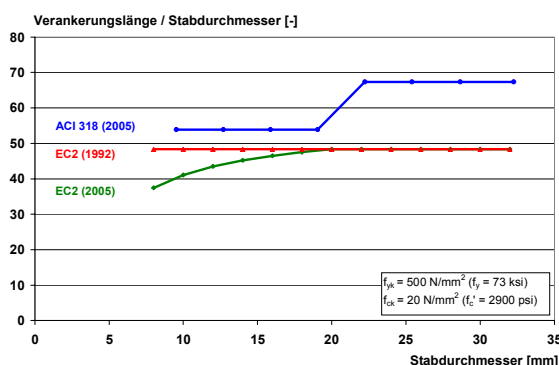


(b)

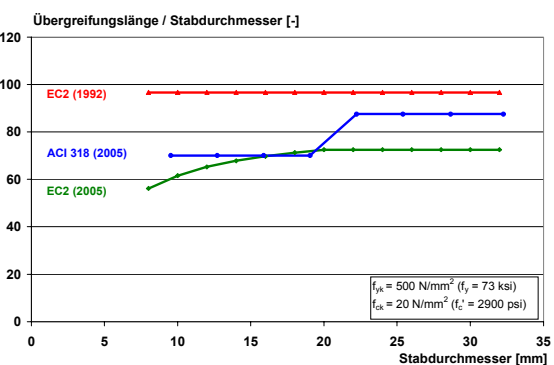
Bild 2.17 Bezogene (a) Verankerungs- und (b) Übergreifungslängen nach unterschiedlichen Normen, nach *Mallée/Simons/Eligehausen (2004)*

Bild 2.17b zeigt die rechnerischen Übergreifungslängen für Bewehrungsstöße mit geraden Stäben nach *EC 2 (1992, 2005)* und *ACI 318 (2005)* für die Bedingungen wie in Bild 2.17a. Außerdem wurde davon ausgegangen, dass mehr als 50 % der Stäbe im Querschnitt gestoßen sind ($\alpha_6 = 1,5$). Vergleicht man die Kurven, dann ist zu erkennen, dass die Rechenwerte nach *EC 2 (2005)* unter denen nach *ACI 318 (2005)* liegen, während sich nach *EC 2 (1992)* größere Werte ergeben. Dies liegt daran, dass in *EC 2 (1992)* der Beiwert $\alpha_6 = 2,0$ beträgt.

Bild 2.18 zeigt die Verankerungs- bzw. Übergreifungslängen für Bewehrungsstahl mit einer höheren Festigkeit $f_{yk} = 500$ N/mm² ($f_y = 73$ ksi). Als Betonfestigkeit wurde $f_{ck} = 20$ N/mm² ($f'_c = 2900$ psi) angesetzt und die Betonüberdeckung wurde zu $c = 1d_s \geq 20$ mm angenommen. Naturgemäß sind die Verankerungs- und Übergreifungslängen größer als unter den Bedingungen nach Bild 2.17.



(a)



(b)

Bild 2.18 Bezogene (a) Verankerungs- und (b) Übergreifungslängen nach unterschiedlichen Normen, nach *Mallée/Simons/Eligehausen (2004)*

Einige Hersteller empfehlen in ihren technischen Unterlagen für nachträglich eingemörtelte

Bewehrungsstäbe oft nur Verankerungslängen von $10 \cdot d_s$ bis $20 \cdot d_s$. Diese Werte entsprechen den in Zulassungen für Verbundanker angegebenen Verankerungslängen und gelten nur bei entsprechend großen Achs- und Randabständen sowie für Stahlspannungen $\sigma_b < f_{sd}$. Für Bewehrungsstäbe nach der Stahlbetontheorie sind sie wegen der geringen Betonüberdeckung und der kleinen Stababstände allerdings nicht ausreichend (vgl. Bild 2.17 und Bild 2.18).

2.3.3.5 Bemessungsverfahren von eingemörtelten Bewehrungsstäben

Das vereinfachte Bemessungskonzept nach *Spieth (2002)* sieht vor, dass die eingemörtelten Bewehrungsstäbe entsprechend der Regeln der jeweils gültigen Stahlbetonnorm für gerade einbetonierte Bewehrungsstäbe konstruktiv ausgeführt und bemessen werden sollen.

Das allgemeine Bemessungskonzept nach *Spieth (2002)* unterscheidet hingegen zwischen der Versagensart Spalten und der Versagensart Herausziehen. Maßgeblich ist die Versagensart, die den kleinsten Bemessungswiderstand bzw. die größte Übergreifungslänge ergibt. Der Widerstand von eingemörtelten Bewehrungsstäben und Übergreifungsstößen gegen die Versagensart Spalten wird von *Spieth (2002)* basierend auf den Gleichungen für einbetonierte Bewehrungsstäbe nach *Elgehausen (1979)* angegeben. Bei dieser Bemessung wird nach verschiedenen Brucharten, abhängig von der Betondeckung, dem Achsabstand und dem Querbewehrungsanteil unterschieden. Je nach Bruchart werden die Stahlspannungen beim Versagen mit unterschiedlichen Gleichungen berechnet. Die Gleichungen sind in *Spieth (2002)* ausführlich beschrieben.

Der von *Kunz/Muenger (2002)* entwickelte Vorschlag für die Bemessung der Verbundlänge für die Versagensarten Spalten (Gl. (2.19)) und Herausziehen (Gl. (2.20)) von eingemörtelten Bewehrungsstäben basiert auf den Regeln für einbetonierte Bewehrungsstäbe nach *ACI 318 (1999)* und ist in Gleichung (2.19) und (2.20) zusammengefasst.

$$\text{wenn } \frac{c + k_{tr}}{d_b} \leq 2,5, \text{ dann gilt:} \quad \tau_{sp,d} = \frac{(c + k_{tr}) \cdot \sqrt{f'_c}}{4\gamma \cdot d_b} \quad (2.19)$$

$$\text{wenn } \frac{c + k_{tr}}{d_b} > 2,5, \text{ dann gilt:} \quad \tau_{sp,d} = \frac{\left[2,5 + \delta \left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} - 2,5 \right) \right] \cdot \sqrt{f'_c}}{4\gamma} \quad (2.20)$$

mit:

$k_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{10s_{tr} \cdot n}$	Einfluss vorhandener Querbewehrungsanteil
c	Minimaler Achsabstand $0,5s$ oder Betondeckung c_y, c_x
d_b	Stabdurchmesser
f_c	Bemessungswert Betondruckfestigkeit
γ	Einfluss Stabdurchmesser = 0,8 für $\leq$ No. 6 ($d_s = 19,05$ mm); = 1,0 für $\geq$ No. 7 ($d_s = 22,22$ mm)
δ	Empirischer Beiwert: 0,5-0,8

Nach *Matsuzaki/Nakano (2002)* ist das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben am Bauteilrand von der Betondeckung und der Verankerungslänge abhängig und kann nach Gleichung (2.21) beschrieben werden kann:

$$N_b = N_{b,max} \cdot \left(0,5 \frac{c}{h_{ef}} + 0,5 \right) \quad (2.21)$$

mit:

$N_{b,max}$	Höchstlast bei $c = 200$ mm
-------------	-----------------------------

Die Bemessung nach *EOTA (2006)* erfolgt nach EC 2 und setzt ein bestimmtes Verbundverhalten von eingemörtelten Rippenstäben voraus. Es können nur Mörtelsysteme mit dem Bemessungswert nach EC 2 bemessen werden, die in Beton der Festigkeitsklasse C20/25 und C50/60 die

erforderliche Mindestverbundfestigkeit f_{bm}^{req} nach Tabelle 2.3 erreichen, d.h. $f_{bm}^{C20/25} \geq 10,0 \text{ N/mm}^2$ und $f_{bm}^{C50/60} \geq 18,4 \text{ N/mm}^2$. Bei Mörtelsystemen, welche die Anforderungen nach Tabelle 2.3 nicht erfüllen, muss der Bemessungswert nach EC 2 reduziert werden. Diese abweichende Bemessung ist detailliert in *EOTA (2006)* beschrieben.

Tabelle 2.3 Bemessungswert und erforderliche Verbundfestigkeit, nach *EOTA (2006)*

Beton- festigkeits- klasse	Bemessungswert Verbundfestigkeit nach EC 2 (2005) gute Verbundbedingungen	Erforderliche Verbundfestigkeit eingemörtelte Stäbe
	$f_{bd} [\text{N/mm}^2]$	$f_{bm}^{req} [\text{N/mm}^2]$
C12/15	1,6	7,1
C16/20	2,0	8,6
C20/25	2,3	10,0
C25/30	2,7	11,6
C30/37	3,0	13,1
C35/45	3,4	14,5
C40/50	3,7	15,9
C45/55	4,0	17,2
C50/60	4,3	18,4

Die erforderliche mittlere Verbundfestigkeit nach *EOTA (2006)* muss in zentrischen Ausziehversuchen im ungerissenen Beton der Festigkeitsklasse C20/25 und C50/60 bestimmt wird. Das Versuchsprogramm, die Versuchsdurchführung sowie die Anforderungen an die Prüfkörper sind in *EOTA (2006)* definiert.

Die erforderliche Verankerungslänge eines geraden Stabes errechnet sich dann aus dem Grundmaß der Verankerungslänge und dem Ausnutzungsgrad der Bewehrung. Nähere Angaben zur Berechnung der Verankerung und Übergreifungsstößen nach EC 2 sind Abschnitt 2.3.3.2 zu entnehmen. Nach EC 2 wird ein globaler Sicherheitswert von $\gamma_c = 1,5$ zugrunde gelegt.

Die bisherigen Vorschläge für die Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben gelten nicht für zyklische Belastungen.

2.3.4 Zusammenfassung

Nach den bauaufsichtlichen Zulassungen des *DIBt (2000a, b)* dürfen Anschlüsse mit eingemörtelten gerippten Bewehrungsstäben ausgeführt werden, wenn sie auch mit geraden einbetonierten Bewehrungsstäben zulässig sind. Die Bemessung der Anschlüsse mit eingemörtelten gerippten Stäben erfolgt auf Basis der gültigen Stahlbetonnormen *DIN 1045-1 (2001)* bzw. *EC 2 (2005)*. Es sind jedoch einige Einschränkungen gegenüber den für einbetonierte Rippenstäbe geltenden Regeln einzuhalten und die in den Normen geforderte Querbewehrung muss vorhanden sein. Es sind folgende Abweichungen von den Regeln zu beachten:

- Für die Berechnungen der Verbundlänge darf maximal ein Beton der Festigkeitsklasse angesetzt werden, bis zu welchem der eingemörtelte Bewehrungsstab eine dem einbetonierten Bewehrungsstab vergleichbare Laststeigerung zeigt.
- Es sind Mindestwerte für die Betondeckung und den Stababstand einzuhalten, um eine Vorschädigung des Betons durch das Bohren zu vermeiden. Bei Erstellung des Bohrlochs mit einem Hammerbohrer beträgt die minimale Betondeckung $c = 2d_s \geq 30 \text{ mm}$ und der Mindestabstand zwischen zwei eingemörtelten Stäben $s_{min} = 4 d_s$.
- Bei der Festlegung der mindestens erforderlichen Betondeckung ist die Toleranz beim Bohren durch Vergrößerung der Mindestbetondeckung um $\Delta c = 0,06 - 0,08 l_v$ (freihändiges Bohren) bzw. $\Delta c = 0,02 l_v$ (bei Verwendung einer Bohrhilfe) zu berücksichtigen.

- Zur Berücksichtigung von Längsrissen bei der Versagensart Herausziehen müssen die Mindestwerte der Verankerungs- und Übergreifungslänge um 50% gegenüber den Werten in *DIN 1045-1 (2001)* und *EC 2 (2005)* erhöht werden.
- Die Verbindungsfuge zwischen bestehendem und neuem Bauteil ist so aufzurauen, dass auftretende Querkkräfte übertragen werden können.

Bei Anforderungen an den Feuerwiderstand muss die Betondeckung gegenüber den Werten bei einbetonierten Stäben erhöht werden. Die Erhöhung hängt vom verwendeten Mörtelsystem, dessen Temperaturempfindlichkeit und dem erforderlichen Feuerwiderstand ab.

Die erarbeitete Bemessung für eingemörtelte Bewehrungsstäbe beruht im Wesentlichen auf Untersuchungen unter statischer Beanspruchung und ist daher nicht gültig für Beanspruchungen unter Erdbebeneinwirkung.

2.4 Tragverhalten unter zyklischer Beanspruchung

Die in Kapitel 2.2.6 zusammengefassten Untersuchungen zum Einfluss des Tragverhaltens von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben und die daraus abgeleiteten Bemessungsregeln gelten für Beanspruchungen unter monotoner Belastung. Das Verbundverhalten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung wurde bisher nicht detailliert untersucht und ist Gegenstand dieser Arbeit. Wenige Untersuchungen zum Verbundverhalten wurden mit Verbunddübeln unter zyklischer Beanspruchung durchgeführt. Der bisherige Kenntnisstand wird im Folgenden zusammengefasst.

Von *Matsuzaki/Nakano (2002)* wurden experimentelle Untersuchungen mit Glaspatronendübeln und einbetonierten Stäben zum Einfluss einer zyklischen Querbeanspruchung auf die Ausziehlasten bei einer nachfolgenden Zugbeanspruchung durchgeführt. Die Verbunddübel wurden kraftgesteuert zyklisch zwischen konstanten Werten der Querlast ($\pm V$) beansprucht. Anschließend wurde ein Zugversuch durchgeführt. Die Ergebnisse wurden in einem Bemessungsvorschlag zusammengefasst (vgl. *Matsuzaki/Nakano (2002)*). Sie zeigen, dass eine zyklische Querbeanspruchung die anschließenden Ausziehlasten von einbetonierten Bewehrungsstäben erheblich reduziert. Der Einfluss war bei Verbunddübeln geringer. Die Verbundlänge, die durch die zyklischen Querlasten beschädigt wurde, entsprach bei einbetonierten Stäben $3d_s$ und bei Verbunddübeln $1d_s$. Zur Berücksichtigung der Schädigung des oberflächennahen Betons schlugen *Matsuzaki/Nakano (2002)* eine Abminderung der effektiven Verankerungslänge nach Gleichung (2.22) vor.

$$h_f = h_{ef} - h_{bf} \quad (2.22)$$

mit:

$h_f \leq 15d_s$	wirksame Verankerungslänge
h_{ef}	effektive Verankerungslänge
$h_{bf} = 2d_s$	Abminderung der Verankerungslänge durch Schädigung des Betons

2.5 Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben

2.5.1 Verbundkraftübertragung

Grundsätzlich kann man bei Betonstählen unter monotoner Beanspruchung zwischen drei verschiedenen Verbundarten unterscheiden (*Leonhardt (1984)*), die sich gegenseitig nicht ausschließen, sondern je nach Belastungszustand und Oberflächenform des Bewehrungsstabs gleichzeitig oder aufeinander folgend wirken:

- **Haftverbund:** Zwischen Stahl und Beton entsteht eine Klebewirkung, die auf Adhäsion und Kapillarkräften beruht. Diese Klebewirkung hängt von der Rauigkeit und Sauberkeit der Stahloberfläche ab und wird bereits bei kleinsten Verschiebungen zerstört. Daher kann diese Verbundart für eine sichere Verbundtragwirkung nicht herangezogen werden.

- **Reibungsverbund:** Die Wirkung dieser Verbundart wird aufgrund von Reibungskräften bei einer Relativbewegung zwischen Stahl und Beton bei gleichzeitig wirkender Querpressung aktiviert. Im Gegensatz zum Haftverbund ist der Reibungsverbund erst bei entstehender Verschiebung aktiv und wird stark durch die Rauigkeit der Stahloberfläche des Bewehrungsstabs beeinflusst. Eine starke Erhöhung der Stahloberfläche (z.B. Rost) kann eine so starke Verzahnung zwischen dem Beton und dem Stahl bewirken, dass damit bereits ein gewisser Scherverbund entsteht.
- **Scherverbund:** Bei dieser Verbundart entsteht die Verbundwirkung durch die Verzahnung des profilierten Bewehrungsstabs mit dem umgebenden Beton.

Entscheidend für die Wirksamkeit des Scherverbunds sind das Verformungsverhalten und das Schervermögen des Betonmörtels nahe der Stahloberfläche und besonders im Bereich der Rippen. Erst wenn die Scherfestigkeit der zwischen den Rippen vorhandenen Betonkonsolen erschöpft ist, setzt ein Gleiten des Bewehrungsstabs mit sehr hohem Reibungswiderstand ein.

Der prinzipielle Verbundspannungs-Verschiebungs-Verlauf und die Kraftübertrag am Bewehrungsstab in den umgebenden Beton dieser drei Phasen der Verbundkraftübertragung ist in Bild 2.19 für walzrauhes Stahl und Rippenstahl dargestellt.

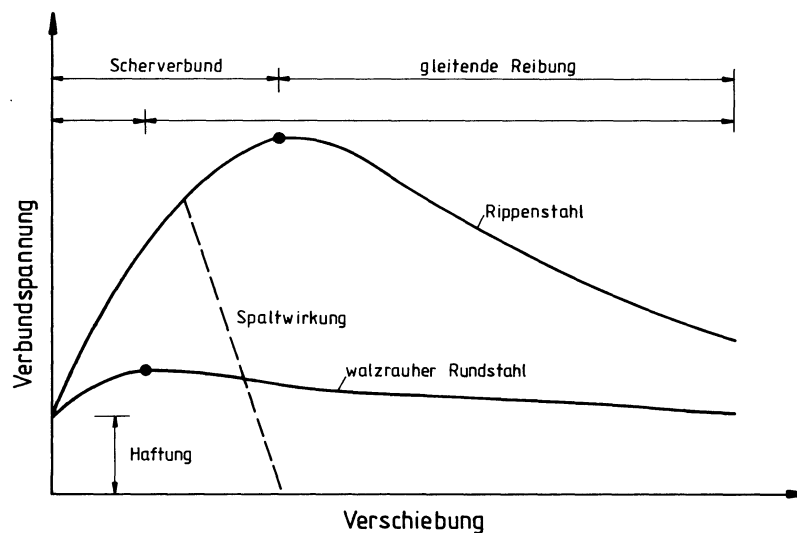


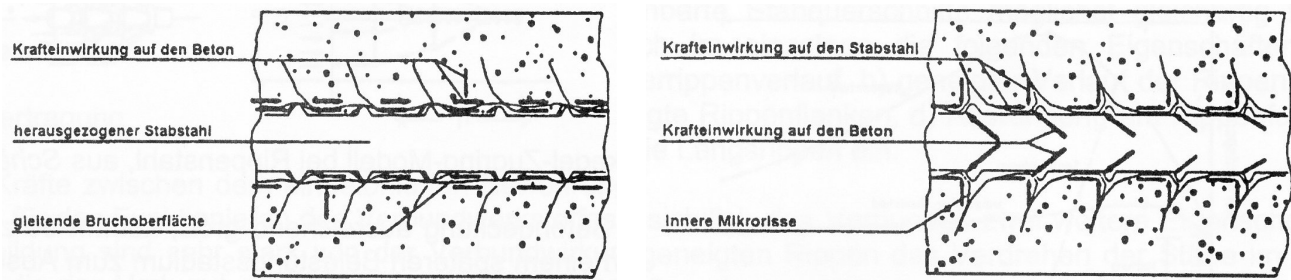
Bild 2.19 Arten der Verbundwirkung, Verbundspannungs-Verschiebungskurven, nach *Rehm* (1961)

Die Verbundkraftübertragung unter zyklischer Beanspruchung beruht im Wesentlichen auf dem Scherverbund, der mechanischen Verzahnung des Bewehrungsstabes mit dem umgebenden Beton. Hierbei wird die Wirkung der Verbundkraftübertragung durch die Zug- und Druckfestigkeit des Betons, die Art der zyklischen Beanspruchung, die geometrischen Randbedingungen, wie die Betondeckung und den Stababstand sowie den Anteil einer vorhandenen Querbewehrung beeinflusst.

2.5.2 Versagensarten

Typische Versagensmechanismen, die unter monotoner Beanspruchung entstehen, sind:

- **Herausziehen des Bewehrungsstabes:** Bei ausreichend großer Betondeckung oder durch Einlegen einer entsprechenden Querbewehrung kommt es zum Verbundversagen infolge Herausziehen. Dabei werden die Betonkonsolen vor oder zwischen den Rippen abgescher. Bei zunehmender Relativverschiebung und abnehmender Verbundspannung werden nach *Eligehausen/Popov/Bertero* (1983) die Betonkonsolen zwischen den Rippen komplett abgescher bzw. die dabei entstehende Bruchfläche geglättet (siehe Bild 2.20a).
- **Spalten der Betondeckung:** Bei zu geringer Betondeckung führen die im Bereich der Bewehrungsrippen hervorgerufenen Ringzugspannungen zur Bildung von Mikrorissen. Diese bewirken eine schlagartige Abnahme der übertragbaren Verbundspannungen bzw. ein Absprengen der Betondeckung. Die Bildung dieser Mikrorisse wurde erstmals von *Goto* (1971) sichtbar gemacht (siehe Bild 2.20b).



(a) Herausziehen des Stabes, Den Uijl/Bigaj (1996)

(b) Spalten des Betons, Goto (1971)

Bild 2.20 Kraftübertragung am Bewehrungsstab bei unterschiedlichen Versagensarten

Bei zyklischer Beanspruchung mit wenigen Lastwechseln im Bereich oberhalb der Streckgrenze des Stahles, das sogenannte LOW-CYCLE FATIGUE, sind die Versagensarten vergleichbar mit dem Verhalten bei monotoner Beanspruchung. Hingegen kann eine oftmals wiederholte zyklische Beanspruchung im linear-elastischen Bereich des Stahles, das sogenannte HIGH-CYCLE FATIGUE, ein Materialversagen infolge Ermüdung der Werkstoffe Stahl und Beton hervorrufen. Im Folgenden wird nur auf LOW-CYCLE FATIGUE eingegangen.

2.5.3 Materialverhalten unter zyklischer Beanspruchung

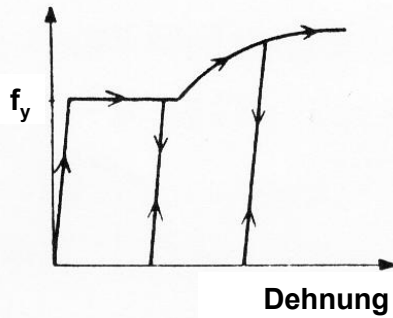
2.5.3.1 Bewehrungsstahl

Durch Erdbebeneinwirkung werden Teile von Stahlbetontragwerken zyklisch und somit abwechselnd auf Zug und Druck stark plastisch beansprucht. Dabei kann die Betonüberdeckung der Bewehrung abplatzen und die gedrückten Stäbe können ausknicken. Bei einer nachfolgenden Zugbeanspruchung werden die ausgeknickten Stäbe zerrissen, was zum Versagen des Tragwerks führen kann. Dies haben Versuche an Stahlbetontragwänden bestätigt (Dazio/Wenk/Bachmann (1999), Lestuzzi/Wenk/Bachmann (1999)).

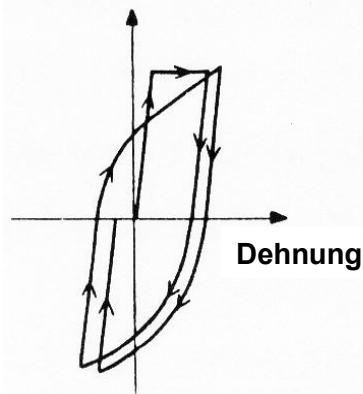
Zahlreiche Experimente wurden an Bewehrungsstählen unter zyklischer Beanspruchung durchgeführt (Thiele/Dazio/Bachmann (2001), Pipa/Vercesi (1996), Monti/Nuti (1992), Kato (1979)). Dabei wurden die Spannungsamplituden variiert, um den Einfluss der Belastungsgeschichte zu erfassen. Hierbei wurden die folgenden Beobachtungen gemacht:

- Das elastische und plastische Verhalten von Betonstählen unter Druckbeanspruchung entspricht dem einer Zugbeanspruchung. Diese Annahme gilt für naturharte Stähle. Sie ist aufgrund des BAUSCHINGER-EFFEKTES (BE) (ein deutlicher Unterschied zwischen Quetsch- und Streckgrenze) auf kaltverformte Stähle nicht ohne weiteres übertragbar.
- Der mehrfach be- und entlastete Zug- bzw. Druckstab beschreibt Spannungs-Dehnungskurven, die zwischen den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der monotonen Belastungen verlaufen. So beschreibt die monotone Arbeitslinie eine Umhüllende für Zyklen ohne Vorzeichenänderung (Bild 2.21a).
- Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Bewehrungsstabes unter zyklischer Beanspruchung ist von der Belastungsgeschichte abhängig. Die Wiederbelastungssteifigkeit ändert sich bei zyklischer Beanspruchung infolge lokalen Fließens des Stahls. Je stärker die plastische Beanspruchung in den vorangegangenen Zyklen, desto stärker sinkt die Wiederbelastungssteifigkeit (Bild 2.21b).
- Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit zeigt sich im Wesentlichen in der Erhöhung der Fließspannung (rund 10%) und der Vergrößerung der Gleichmaßdehnung (180%-200%) (Ammann/Mühlmatter/Bachmann (1982), Berner (1981)).

Spannung



Spannung



(a) ohne Lastumkehr

(b) mit Lastumkehr

Bild 2.21 Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls unter zyklischer Beanspruchung

Zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei Bewehrungsstählen unter zyklischer Beanspruchung werden analytische Modelle herangezogen. Die häufig verwendeten Stahlgesetze sind das Modell nach *Ramberg/Osgood* (1943) und nach *Menegotto/Pinto* (1973).

2.5.3.2 Beton

Eine umfassende Zusammenstellung zum Materialverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung ist in *Aoyama/Noguchi* (1979) zu finden. Folgende Beobachtungen wurden gemacht:

- Unabhängig vom Lastbild ergibt sich eine einheitliche Umhüllende für die sich bei zyklischer Druckbelastung einstellenden Be- und Entlastungskurven (Bild 2.22). Die monotone Belastungskurve stimmt mit dieser Umhüllenden gut überein.
- Der Einfluss der Bügelbewehrung auf die Festigkeitseigenschaften des Betons zeigt sich insbesondere im Bereich großer Verformungsamplituden. Die Entfestigung des Betons wird verlangsamt und ein zähes Materialverhalten wird erzielt (Bild 2.23). Diese auf den Umschnürungseffekt zurückzuführende Steigerung der Plastifizierbarkeit wurde in Abhängigkeit mehrerer Einflussparameter (Bügelabstand, Bügelform) untersucht (*Sheikh* (1982)).
- Bis zur relativ niedrigen Zugfestigkeit des Betons wurde ein nahezu lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten beobachtet.
- Die Steigerung der Belastungsgeschwindigkeit führt zu einer stetigen, jedoch nur geringen Erhöhung der Zug- und Druckfestigkeit. Der Zuwachs wird ab $\epsilon = 0,2$ [1/s] deutlich größer. Bei den meisten Untersuchungen wurde gleichzeitig eine Verminderung der Bruchdehnung beobachtet.

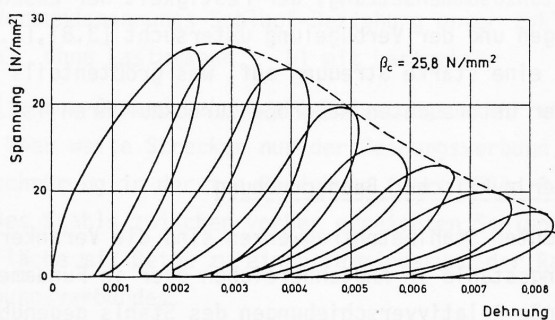


Bild 2.22 Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons unter zyklischer Druckbeanspruchung, nach *Sheikh* (1982)

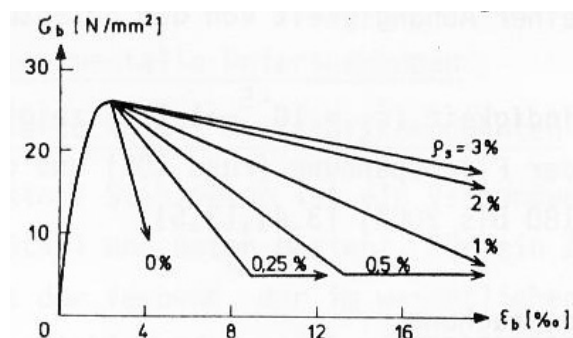


Bild 2.23 Einfluss der Verbügelung auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons unter Druckbeanspruchung, nach *Bertero/Bresler* (1975)

2.5.4 Verbund unter zyklischer Beanspruchung

2.5.4.1 Allgemeines

Bei durch Erdbeben beanspruchten Stahlbetontragwerken sind die Verankerungseigenschaften der Bewehrungsstäbe speziell in Knotenbereichen oder in Fundamenten von großer Bedeutung. Große Relativverschiebungen des Stahls gegenüber dem Beton oder sogar totales Versagen des Verbundes können die Verformungs- und Trageigenschaften des Tragwerks sehr stark beeinflussen. Die Experimente lassen sich in zwei Gruppen zusammenfassen.

- Untersuchung der Verbundeigenschaften in bestimmten Verankerungszonen (z.B. Rahmenknoten) anhand von Kraft-Verschiebungs-Beziehungen der dort verankerten Stäbe (*Hassan/Hawkins (1977)*, *Bertero/Popov/Viwathanatepa (1978)*, *Ueda/Lin/Hawkins (1986)*, *Tsonos (1999)*, *Leon (1999)*, *Hakuto/Park/Tanaka (1999, 2000)*).
- Ableitung elementarer Gesetzmäßigkeiten für Verbund zwischen Stahl und Beton durch Untersuchung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen an kurzen Verbundlängen (*Morita/Kaku (1973)*, *Tassios (1979)*, *Ciampi et al. (1981)*, *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*).

2.5.4.2 Einflussparameter auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben

2.5.4.2.1 Beton

Da bei zyklischer Beanspruchung die angreifenden Kräfte im Wesentlichen durch mechanische Verzahnung der Stahlrippen und die Klebewirkung des Zementsteins übertragen werden, kann das Versagen infolge Überschreiten der Zug- und Schubfestigkeit des Betons auftreten. Jedoch hat in beiden Fällen auch die Druckfestigkeit einen maßgebenden Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit (*Orangun/Jirsa/Breen (1977)*). Bisher liegen jedoch vergleichsweise wenige Kenntnisse über das Verbundverhalten unter zyklischer Beanspruchung im hochfesten Beton vor.

In der Literatur wird die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Betonfestigkeit unter monotoner Beanspruchung unterschiedlich bewertet. Nach *Rehm (1961)*, *Martin (1973)*, *Lorrain/Khelafi (1988)* ist der Einfluss proportional zur Betonfestigkeit, wohingegen in *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*, *Robins/Standish (1984)*, *Soroushian et al. (1991)* der Einfluss proportional zur Quadratwurzel der Betonfestigkeit angegeben wird. In *Mainz (1993)* sind die aus der Literatur bekannten Ansätze zur Beschreibung der Verbundspannung in Abhängigkeit der Betonfestigkeit zusammengefasst.

2.5.4.2.2 Betondeckung

Die Versagensart unter monotoner Beanspruchung hängt im Wesentlichen von der Betondeckung und der Art und Menge der (Quer-)bewehrung ab (*Eligehausen (1979)*, *Orangun/Jirsa/Breen (1977)*, *Tepfers (1973)*, *Eligehausen/Kreller/Langer (1989)*). Dabei zeigten Bewehrungsstäbe mit geringer Betondeckung deutlich kleinere Verbundfestigkeiten und ein spröderes Versagen als Bewehrungsstäbe mit großer Betondeckung. Das Versagen trat durch Spalten der Betondeckung auf. Diese Beeinträchtigung spielt bei Beanspruchungen unter zyklischer Belastung noch eine sehr viel größere Rolle als unter monotoner Beanspruchung, da mehr Risse auftreten und die wiederholten Beanspruchungen die Energie erhöhen, die für die Rissbildung notwendig ist.

2.5.4.2.3 Stabdurchmesser

In bisherigen Untersuchungen wird der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit unterschiedlich bewertet. *Rehm (1961)* und *Martin (1973)* stellten keinen signifikanten Einfluss fest. Dagegen fanden *Viwathanatepa/Popov/Bertero (1979)*, *Royle/Morley/Khan (1982)* und *Rostásy/Scheuermann (1987)* heraus, dass bei abnehmendem Durchmesser die Verbundfestigkeit zunimmt. Der Grund für die widersprüchlichen Ergebnisse liegt möglicherweise darin, dass sich mit unterschiedlichem Stabdurchmesser auch die Rippenfläche der Bewehrungsstäbe ändert (*Mainz (1993)*). Für zyklische Belastungen wird nach *ACI 408 (1992)* empfohlen, bevorzugt Stäbe mit kleinerem Stabdurchmesser zu verwenden, da mit kleinerem Stabdurchmesser auch geringere Verbundkräfte in den Beton eingeleitet werden. Voraussetzung hierbei ist, dass der in der Norm geforderte lichte Abstand zwischen den Stäben gewährleistet wird.

2.5.4.2.4 Verankerungslänge

Nach *ACI 408 (1992)* sind die Verbundfestigkeiten nicht konstant über die Verankerungslänge. Es wird angenommen, dass bei zyklischer Beanspruchung die Verbundfestigkeiten mit zunehmender Verankerungslänge größer werden. Jedoch fehlen hierzu bislang entsprechende Untersuchungen, die diese Aussage bestätigen oder widerlegen. Nach *Thiele/Dazio/Bachmann (2001)* muss lediglich die Verankerungslänge in plastischen Bereichen ausreichend lang sein, um einen vorzeitigen Verbundbruch zu vermeiden.

2.5.4.2.5 Anforderungen an Bewehrungsstahl

Bei Beanspruchungen unter zyklischer Belastung sind Bewehrungsstäbe mit hoher Verformbarkeit und Plastizität von Vorteil. Nach *EC 8 (2004)* muss für die Bemessung mit einbetonierten Bewehrungsstäben in den kritischen Bereichen (dies sind jene, in denen die ungünstigsten Schnittkraftkombinationen auftreten) spezieller Betonstahl verwendet werden. Hierbei wird in die unterschiedlichen Duktilitätsklassen "L" (niedrige Zähigkeit – low ductility), "M" (mittlere Zähigkeit – medium ductility) und "H" (hohe Zähigkeit – high ductility) unterschieden. Die Anforderungen an solche Bewehrungsstäbe sind in *EC 8 (2004)* zusammengestellt.

2.5.4.2.6 Profilform des Bewehrungsstabes

Bisherige Untersuchungen haben gezeigt, dass die "bezogene Rippenfläche f_R " einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundsteifigkeit und das Verbundverhalten von Rippenstäben hat. Nach *Balázcs (1986)*, *Elgehausen (1979)*, *Rehm/Elgehausen (1979)* und *Rehm (1961)* steigt mit zunehmender bezogener Rippenfläche die Verbundfestigkeit an. Die bezogene Rippenfläche wird nach Gleichung (2.23) berechnet:

$$f_R = \frac{\text{Normalprojektionsfläche}}{\text{Mantelscherfläche}} \quad (2.23)$$

2.5.4.2.7 Lage und Anteil an Querbewehrung

Das Versagen von Bewehrungsstäben infolge Spalten des Betons kann durch die Anzahl und die Menge einer Querbewehrung beeinflusst werden (*Elgehausen (1979)*, *Orangun/Jirsa/Breen (1977)*, *Tepfers (1973)*). Durch gezielt eingesetzte Querbewehrung kann der Rissfortschritt behindert, die Tragfähigkeit bei zyklischer Beanspruchung erheblich erhöht und ein Ausknicken der Stäbe verhindert werden. Bei ausreichendem Querbewehrungsanteil kann dies zu einem Versagen infolge Herausziehen des Bewehrungsstabes führen. Maßgebend für die Steigerung der Zugringtragfähigkeit durch die Querbewehrung ist deren Anordnung im Bereich eines wahrscheinlichen Versagens durch Spalten des Betons.

2.5.4.2.8 Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren

Untersuchungen haben gezeigt, dass die Lage der Bewehrungsstäbe bezüglich der Betonierrichtung und der Betonierart einen wesentlichen Einfluss auf das Verbundverhalten unter monotoner Beanspruchung haben (*Leonhardt (1984)*). Für die Verbundgüte ist wesentlich, ob die Stäbe beim Betonieren waagrecht oder senkrecht stehen und wie hoch sie über dem Schalungsboden liegen (Bild 2.24). Während das Absetzmaß für unten liegende horizontale Bewehrung eher unwesentlich ist, wird die wirksame Rippenhöhe der oben liegenden Stäbe reduziert und die Verbundtragfähigkeit fällt deutlich ab.

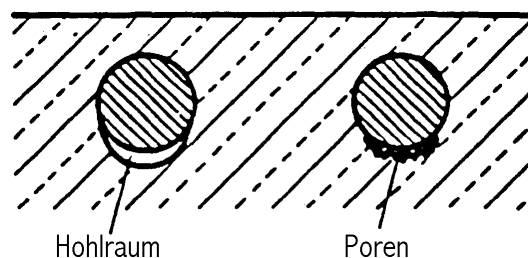


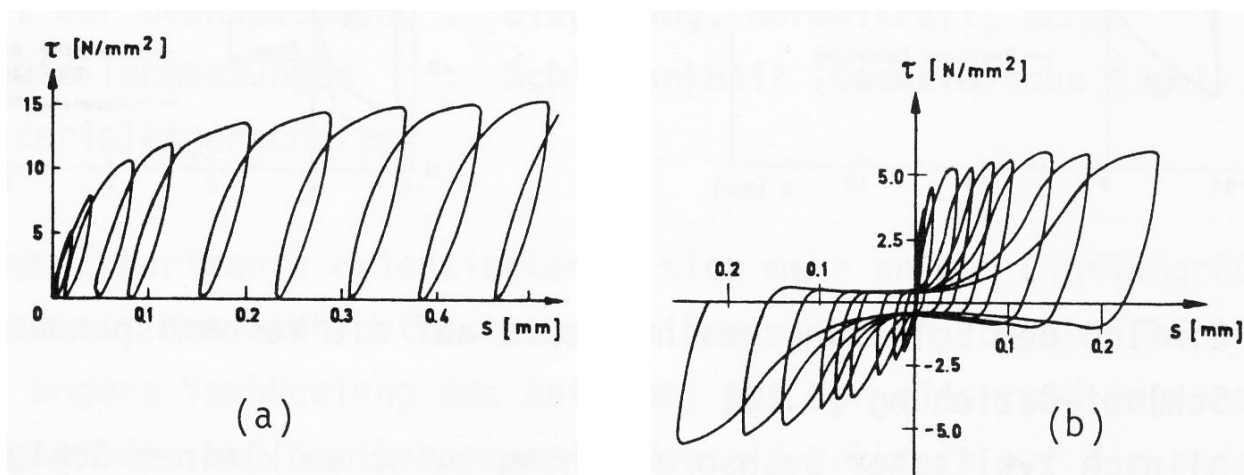
Bild 2.24 Bildung von Hohlräumen oder Poren unten liegender Stäbe infolge Sedimentation und Wasseransammlung des Betons, nach *Rehm (1961)*

Hinzu kommt der Einfluss der Belastungsrichtung, je nachdem ob der Stab entgegen der Setzrichtung (guter hohlraumfreier Beton) oder entgegengesetzt (schlechter Verbund) gezogen wird (Russwurm (1993)). Dieser Einfluss wird in den gängigen Stahlbetonnormen berücksichtigt (EC 2 (2005), DIN 1045-1 (2001)).

2.5.4.2.9 Art der zyklischen Beanspruchung

Untersuchungen an einbetonierten Bewehrungsstäben haben gezeigt, dass die Art der zyklischen Beanspruchung einen wesentlichen Einfluss auf das Verbundtragverhalten hat (Eligehausen/Popov/Bertero (1983)). Hierbei wird unterschieden in eine (a) einseitig und (b) wechselnd zyklische Belastung.

Bei einseitig zyklischer Beanspruchung, auch ONE-DIRECTIONAL LOADING genannt, bilden die Be- und Entlastungsäste eine Einhüllende, die näherungsweise der Arbeitslinie bei monotoner Belastung entspricht (Bild 2.25a).



(a) ohne Lastumkehr

(b) mit Lastumkehr

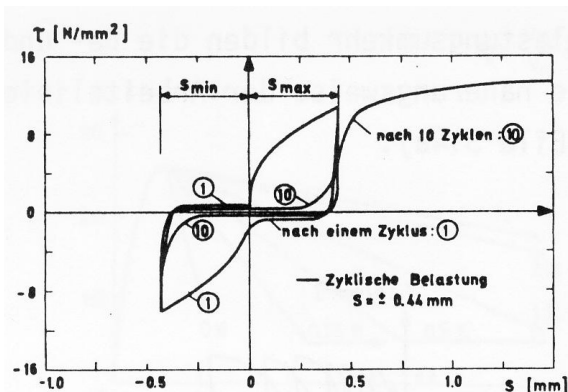
Bild 2.25 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter zyklischer Beanspruchung, nach ACI 408 (1992)

Erfolgt die zyklische Beanspruchung im Wechsel zwischen Zug und Druck (im Folgenden auch als REVERSED CYCLIC LOADING bezeichnet), so handelt es sich um eine Beanspruchung, die im Vergleich zur schwellenden Beanspruchung enorme Schädigungen des Verbundes hervorruft. Dies wird im Wesentlichen durch die bei diesen Beanspruchungen stark zunehmenden Mikrorisse im Beton und die Betonschädigungen im Bereich der Rippen hervorgerufen.

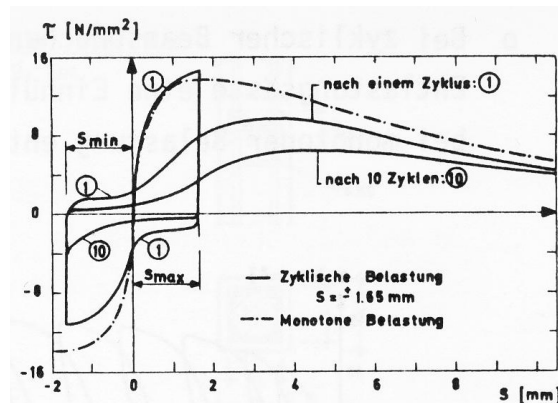
Charakteristisch für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei zyklischer Beanspruchung sind der nichtlineare Verlauf der Be- und Entlastungsäste und die stark ausgeprägte Plastifizierung. Bei wechselnder zyklischer Belastung wirkt im Lastwechselbereich über weite Strecken nur der Reibungsverbund, was zu einer starken Einschnürung in der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung führt (Bild 2.25b). Zyklische Bewegungen des Stahls zwischen vorher erreichten Schlupfwerten führen in der Kontaktfläche mit dem umgebenden Beton zu einer Verminderung der Rauigkeit und damit des Reibungsverbundes. Bei einer wechselnden zyklischen Belastung hängt der Einfluss der Lastwiederholung auf den Scherverbund und die Verbundfestigkeit im Wesentlichen von der Größe der bis dahin erreichten Beanspruchung ab. Zahlreiche Untersuchungen an einbetonierten Stäben wurden von Eligehausen/Popov/Bertero (1983) durchgeführt. Folgende Beobachtungen wurden gemacht:

- Die nach einer Maximalamplitude von Verbundspannungen $< 0,8\tau_{u,mon}$ aufgetragenen wenigen (z.B. 10) Wiederholungen lassen keine Änderung der Verbundfestigkeit erkennen. Die monotone Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird bei größerem Schlupfwert erreicht (Bild 2.26a). Häufigere Lastwechsel bewirken eine mäßige Abnahme der Verbundfestigkeit, was auf Entfestigungseffekte im Materialgefüge des Betons zurückzuführen ist.
- Werden jedoch Schlupfwerte erreicht, bei denen Verbundspannungen $> 0,8\tau_{u,mon}$ aktiviert werden, so ergeben sich sowohl bei einer Belastung in die entgegengesetzte Richtung als auch bei einer größeren Schlupfamplitude in der gleichen Richtung kleinere Verbundfestig-

keiten als nach der monotonen Belastungskurve (Bild 2.26b). Mit zunehmenden Schlupf-
werten s und Anzahl der Zyklen wird die Festigkeitsabnahme deutlicher.



(a) kleinen Schlupfwerten



(b) großen Schlupfwerten

Bild 2.26 Einfluss der Belastungsgeschichte auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei zykklischer Beanspruchung zwischen (a) kleinen Schlupfwerten, (b) großen Schlupfwerten, nach Elgehausen/Popov/Bertero (1983)

Nach Shah/Chung (1986) steigt mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit die Verbundfestigkeit an und verursacht geringere Schäden im Bereich der Verankerung. Dabei wird der Anstieg im Wesentlichen von der Betongüte und von der Größe des Schlupfes mitbestimmt. Die Messergebnisse weisen im Allgemeinen beträchtliche Streuungen auf (Hjorth (1979)).

2.5.4.2.10 Risse im Beton

Bei Erdbebenbeanspruchungen ist mit ausgeprägter Rissbildung in Stahlbetonbauteilen zu rechnen. Risse parallel zu Bewehrungsstäben, sogenannte Längsrisse, beeinflussen das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben ungünstig (Gambarova/Karakoc (1982), Gambarova/Rosati/Zasso (1989), Gambarova/Rosati (1997), Eibl/Idda/Lucero-Cimas (1997)). Bereits geringe Rissbreiten, die im Gebrauchszustand zulässig sind, wirken sich nachteilig auf das Verbundverhalten aus. Dagegen wirken sich Querrisse (Risse senkrecht zum Bewehrungsstab) nicht wesentlich auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben aus. Die Reduzierung der Verbundfestigkeit ist auf die Verminderung der Kontaktfläche zwischen Beton und Stab sowie auf die Verminderung der Querdehnungsbehinderung des Betons unter den hoch belasteten Rippen zurückzuführen. Bild 2.27 zeigt die Ergebnisse von Auszugsversuchen an einbetonierten Bewehrungsstäben nach Eibl/Idda/Lucero-Cimas (1997). Dargestellt ist das Verhältnis des Mittelwertes der Verbundfestigkeit im gerissenen Beton zum Mittelwert im ungerissenen Beton in Abhängigkeit von der Rissbreite. Die Versuche zeigen einen Abfall der Verbundfestigkeit bei einer Rissbreite von $w = 0,3$ mm von 20% bis 25% gegenüber dem Wert im ungerissenen Beton.

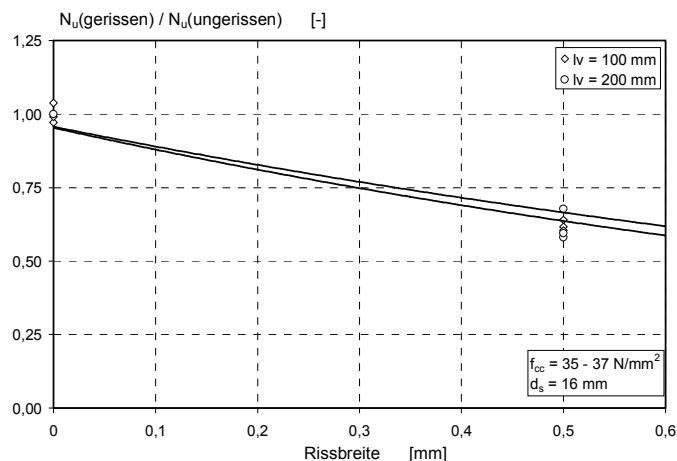


Bild 2.27 Einfluss von Längsrissen auf die Verbundfestigkeit von einbetonierten Rippenstäben, nach Eibl/Idda/Lucero-Cimas (1997)

2.6 Bemessung von Bauwerken unter Erdbebeneinwirkung

2.6.1 Allgemeines

Die wichtigsten Ziele der Normen zur Erdbebensicherung sind, dass Bauwerke schwache Erdbeben ohne Schäden überstehen sollen und bei schweren Erdbeben nur Schäden entstehen, welche die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks nicht wesentlich beeinträchtigen.

Die Bemessung von Bauwerken unter Erdbebeneinwirkung erfolgt in Deutschland nach den geltenden Stahlbetonnormen *EC 8 (2004)* bzw. nach der derzeit noch gültigen Norm *DIN 4149 (2005)*. Sowohl nach *DIN 4149 (2005)* als auch nach *EC 8 (2004)* erfolgt die Berechnung im linear-elastischen Bereich, wobei das tatsächliche, nichtlineare Bauwerksverhalten bei starken Erdbeben über Abminderungsfaktoren berücksichtigt wird.

Dazu werden in *DIN 4149 (2005)* bereits abgeminderte Spektralwerte angegeben, während *EC 8 (2004)* von wirklichkeitsnahen, elastischen Spektralwerten ausgeht, welche durch Verhaltensbeiwerte geteilt werden, die von der nichtlinearen Verformbarkeit (Zähigkeit oder Duktilität) des Bauwerks abhängen. Hierdurch kann man den Zusammenhang zwischen der Erdbebenbeanspruchung der elastischen Systeme und den sich daraus ergebenden Duktilitätsanforderungen bestimmen. Auf weitere Besonderheiten des *EC 8 (2004)* (Kapazitätsbemessung, Berücksichtigung der Versagensart) wird in dieser Arbeit nicht eingegangen und auf *Eibl/Keintzel (1995)* verwiesen. Die Grundlagen der Bemessung nach *EC 8 (2004)* werden im folgenden Abschnitt näher erläutert.

2.6.2 Bemessung nach EC 8 (2004)

Die Bemessung seismisch beanspruchter Konstruktionen erfolgt in der Regel auf der Grundlage einer linearen Berechnung, wobei die seismischen Einwirkungen mit Hilfe geglätteter Antwortspektren (bei welchem mehrere Schwingungsformen berücksichtigt werden) beschrieben werden. Zur Berücksichtigung der nichtlinearen Tragreserven der Struktur werden die elastischen Antwortspektren mit einem geeigneten Faktor reduziert. Die Berücksichtigung der plastischen Verformung erfolgt mit dem Verhaltensbeiwert q , der unter Beachtung von baustoffspezifischen Regeln verschiedene Duktilitätsklassen berücksichtigt: (a) "dissipative Tragwerke" für $q > 1$ (Teil 1-3, *EC 8 T1-3 (2004)*) und (b) "nichtdissipativen Tragwerke" für $q = 1$ (Teil 4, *EC 8 (2004)*). Entsprechend hängt auch die Systemduktilität μ und die erforderliche Duktilität aller maßgebenden Querschnitte vom Verhaltensfaktor q ab.

Um für unterschiedliche Bauvorhaben in Gebieten mit unterschiedlicher Erdbebengefährdung eine wirtschaftlich angemessene Erdbebensicherung zu ermöglichen, sind in *EC 8 (2004)* drei Zähigkeitsklassen mit abgestuften Verhaltensbeiwerten zur Erzielung der erforderlichen Zähigkeit vorgesehen. Die Zähigkeitsklasse "L" entspricht Tragwerken, die nach *EC 2 (2005)* entworfen und bemessen wurden. Bei Tragwerken, die gemäß Zähigkeitsklasse "M" bemessen wurden, sind spezifische Vorschriften für erdbebensicheres Bauen zu berücksichtigen. Hingegen sind bei der Zähigkeitsklasse "H" durch Entwurf, Bemessung und bauliche Durchbildung, die Entwicklung von stabilen Mechanismen, verbunden mit einer großen hysteretischen Energiedissipation, gesichert.

In neueren Normen wird bei der Erdbebenauslegung von Bauwerken vielfach das von neuseeländischen Forschern entwickelte Verfahren der Kapazitätsbemessung zugrunde gelegt, das in *Paulay/Park/Priestley (1978)* beschrieben ist. Ziel dieses Verfahrens ist es, die dissipativen Vorgänge in bestimmten Bauwerksbereichen bewusst zu lenken. So werden ausgewählte Bauwerksbereiche, in denen eine hohe Plastizität erzielt werden kann, so bemessen, dass sie bei starken Erdbeben plastifizieren, und andere Bereiche im elastischen Zustand verbleiben. Nach *EC 8 (2004)* ist die Anwendung der Kapazitätsbemessung auf Rahmen für Stielmomente und –querkräfte sowie für Knotenschubkräfte auf die Klassen "H" (nur Riegelquerkräfte) und "M" begrenzt. Für die Zähigkeitsklasse "L" werden die Bemessungsmomente und –querkräfte direkt aus der Norm entnommen.

Für die konstruktive Durchbildung der Bewehrung gilt *EC 2 (2005)*, Abschnitt 8 mit den zusätzlichen Regeln der folgenden Unterabschnitte:

- Bügel, die als Querbewehrung in Balken, Stützen oder Wänden verwendet werden, müssen mit 135°-Haken der Länge $10d_{bw}$ geschlossen sein.

- In Tragwerken der Zähigkeitsklasse "H" muss die Verankerungslänge in Balken und Stützen innerhalb von Balken-Stützen-Verbindungsknoten ab einem Punkt des Bewehrungsstabs im Abstand $5d_{bL}$ von der Außenfläche des Knotens gemessen werden, um die Fließeindringtiefe infolge zyklischer Verformungen im plastischen Bereich zu berücksichtigen (Bild 2.28a).

2.6.2.1 Verankerungen

Nach *EC 8 (2004)* gelten die folgenden Regeln für die Verankerung von Bewehrungsstäben und für Übergreifungsstöße für alle Zähigkeitsklassen.

2.6.2.1.1 Stützen

Bei der Berechnung der Verankerungslänge $l_{b,net}$ von Bewehrungsstäben in Stützen, die zur Biegetragfähigkeit in den kritischen Bereichen der betroffenen Bauteile beitragen, ist das Verhältnis der erforderlichen zur vorhandenen Querschnittsfläche der Bewehrung $A_{s,req}/A_{s,prov}$ zu 1 anzusetzen:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot (A_{s,req} / A_{s,prov}) \cdot l_b \geq l_{b,min} \quad (2.24)$$

mit:

α_a	Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerungsart = 1,0 für gerade Stäbe
$A_{s,req}$	erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung
$A_{s,prov}$	vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung
l_b	Verankerungslänge nach <i>EC 2 (2005)</i>
$l_{b,min}$	Mindestmaß der Verankerungslänge

Wenn in der seismischen Lastkombination Zugkräfte als Längskräfte in Stützen auftreten können, sind die Verankerungslängen gegenüber der in *EC 2 (2005)* angegebenen Werten um 50% zu vergrößern.

2.6.2.1.2 Balken

Bei der Verankerung von Bewehrung in Balken sind nach *EC 8 (2004)* die folgenden Regelungen zu beachten:

- Die zur Verankerung in Knoten als Winkelhaken abgebogene Längsbewehrung von Balken ist immer im Innern der entsprechenden in Stützen vorgesehenen Umschnürungsbügel anzuordnen.
- Um Verbundversagen zu vermeiden, muss der Durchmesser d_{bL} der Balkenlängsbewehrungsstäbe, die durch Balken-Stützen-Knoten hindurchgehen, nach Gl. (2.25) bzw. (2.26) zu begrenzen:

(a) Balken-Stützen-Innenknoten

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (2.25)$$

(b) für Balken-Stützen-Außenknoten

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) \quad (2.26)$$

mit:

h_c	Stützenbreite parallel zu den Bewehrungsstäben
f_{ctm}	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons
f_{yd}	Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
v_d	Bemessungswert der bezogenen Längskraft in der Stütze, als Mindestwert für die seismische Lastkombination ermittelt $v_d = N_{Sd} / f_{cd} \cdot A_c$

k_d	Beiwert zur Berücksichtigung der Zähigkeitsklasse
ρ'	Bewehrungsgrad der durch den Knoten gehenden Balken-Druckbewehrungsstäbe
$\rho_{\max}$	Zulässiger Höchstwert des Bewehrungsgrades der Zugbewehrung
γ_{Rd}	Überfestigkeitsverhältnis für den Stahl der Balken-Längsbewehrung, in Abhängigkeit von der Zähigkeitsklasse = 1,25 / 1,15 / 1,00 für DC "H" / "M" / "L"

Wenn für Balken-Stützen-Außenknoten die Bedingungen in Gl. (2.26) nicht eingehalten werden kann, weil die Höhe h_c der Stütze parallel zu den Bewehrungsstäben zu klein ist, so dürfen folgende Maßnahmen nach *EC 8 (2004)* ergriffen werden, um die Verankerung der Balken-Längsbewehrung sicherzustellen:

- Der Balken oder die Platte dürfen als außen liegende kurze Balkenstücke horizontal weitergeführt werden (siehe Bild 2.28a)
- Es dürfen Bewehrungsstäbe mit Köpfen oder an die Stabenden geschweißte Ankerplatten verwendet werden (siehe Bild 2.28b)
- Winkelhaken mit einer Mindestlänge von $10 \cdot d_{bl}$ und eine Querbewehrung aus kurzen Stäben, die unter den Winkelhaken einer Gruppe von Bewehrungsstäben angeordnet und mit diesen eng verbunden sind, dürfen hinzugefügt werden (siehe Bild 2.28c).
- Obere oder untere Stäbe, die durch Innenknoten gehen, müssen in den Trägern enden, die mit dem Knoten biegesteif verbunden sind. Dabei ist ein Abstand von der Knoten-Endfläche von nicht unter l_{cr} (Länge des kritischen Bereichs des Bauteils) einzuhalten.

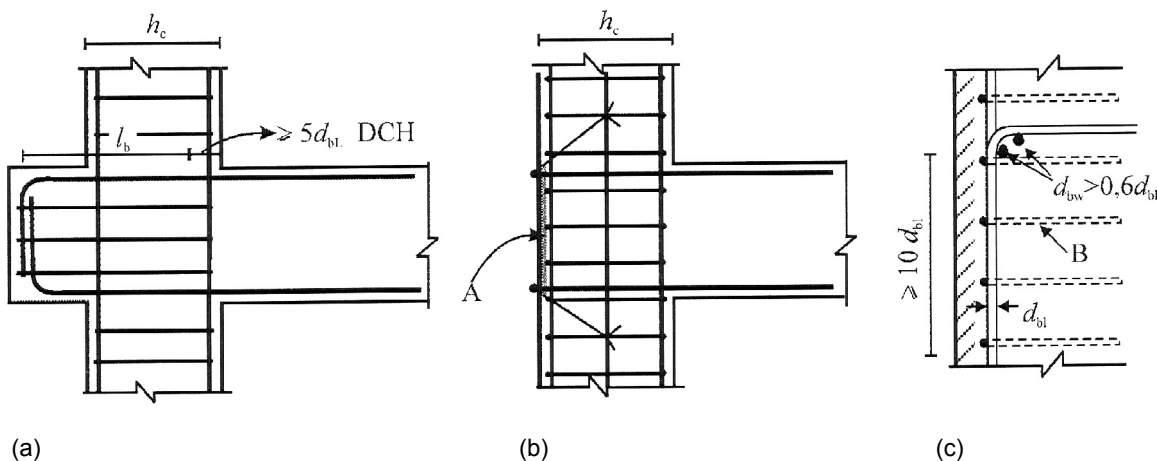


Bild 2.28 Zusatzmaßnahmen zur Verankerung in Balken-Stützen-Außenknoten, nach *EC 8 (2004)*

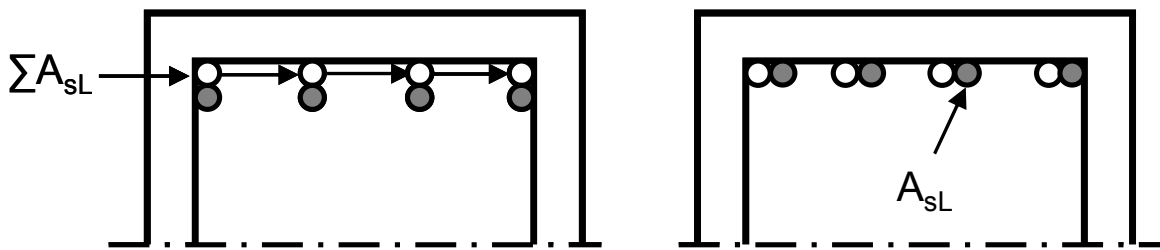
2.6.2.2 Übergreifungsstöße

Nach *EC 8 (2004)* dürfen bei tragenden Bauteilen keine geschweißten Überlappungsstöße innerhalb der kritischen Bereiche vorkommen.

Durch mechanische Verbindungselemente hergestellte Stöße sind in Stützen und Wänden erlaubt, wenn die Eignung dieser Verbindungselemente durch geeignete Prüfverfahren festgestellt wurde, unter Prüfbedingungen, die der gewählten Duktilitätsklasse entsprechen.

Die bei Übergreifungsstößen vorzusehende Querbewehrung ist gemäß *EC 2 (2005)* zu bemessen. Zusätzlich sind folgende Regeln zu berücksichtigen:

- Bei Anordnung der Übergreifungsstöße nach Bild 2.29a ist die Summe der Querschnittsflächen aller gestoßener Stäbe $\sum A_{sL}$ bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.
- Für eine Anordnung der Übergreifungsstöße wie in Bild 2.29b ist die Querschnittsfläche des stärkeren gestoßenen Längsstabs A_{sL} bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.



(a)

(b)

Bild 2.29 Anordnung von Übergreifungsstößen

- Der Abstand s der entlang eines Übergreifungsstoßes anzuordnenden Querbewehrungsstäbe darf $s = \min(h/4; 100 \text{ mm})$ nicht überschreiten (h = kleinste Querschnittsabmessung).
- Die erforderliche Querbewehrung A_{st} innerhalb der Übergreifungslänge der Längsbewehrung von Stützen, die an gleicher Stelle gestoßen sind, oder der Längsbewehrungsstäbe in Randelementen von Wänden, kann nach Gleichung (2.27) berechnet werden:

$$A_{st} = s \cdot \left(\frac{d_{bL}}{50} \right) \cdot \left(\frac{f_{yLd}}{f_{ywd}} \right) \quad (2.27)$$

mit:

A_{st}	Querschnittsfläche eines Schenkels der Querbewehrung
d_{bL}	Durchmesser des gestoßenen Bewehrungsstabes
s	Abstand der Querbewehrungsstäbe
f_{yLd}	Bemessungswert der Festigkeit der Längsbewehrung
f_{ywd}	Bemessungswert der Festigkeit der Querbewehrung

2.7 Schlussfolgerungen aus dem Stand der Forschung

Die Literaturlauswertung hat gezeigt, dass das Verbundverhalten und damit das Trag- und Verformungsverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben von zahlreichen Einflussfaktoren abhängig ist. Insbesondere bei nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben wird das Tragverhalten wesentlich durch das verwendete System und die dazugehörige Montage beeinflusst. Jedoch haben bisherige Untersuchungen unter monotoner Beanspruchung gezeigt, dass eingemörtelte Bewehrungsstäbe bei Verwendung eines geeigneten Systems ein vergleichbares Tragverhalten aufweisen können wie einbetonierte Rippenstäbe.

Während das zyklische Verbundverhalten von einbetonierten Rippenstäben weitgehend bekannt ist, wurde das zyklische Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben bisher nicht untersucht.

3 Analytisches Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

3.1 Allgemeines

Zur Beschreibung des Verbundes wurden u.a. von *Morita/Kaku (1973)*, *Tassios (1979)*, *Viathanatepa/Popov/Bertero (1979)*, *Hawkins/Lin/Jiang (1982)*, *Ciampi et al. (1981)*, *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*, *Pochanart/Harmon (1989)* und *Balázs (1991)* analytische Modelle aufgestellt, die die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von einbetonierten Bewehrungsstäben beschreiben. Diese Verbundgesetze geben die Relation zwischen örtlicher Verbundspannung und der örtlich auftretenden Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton an. Die Verbundmodelle basieren in der Regel auf experimentellen Untersuchungen an Bewehrungsstäben mit kurzer Einbettungslänge.

Eligehausen/Popov/Bertero (1983) führten experimentelle Studien über die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von einbetonierten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer Belastung durch. Die Hauptannahme bestand darin, dass die Verbundverschlechterung von der Schädigung des Betons abhängt, welche wiederum eine Funktion der gesamten verbrauchten Energie ist. Diese Annahme trifft nur dann zu, wenn von einer geringen Anzahl Zyklen mit jeweils relativ großen Schlupfverschiebungen ausgegangen werden kann.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde auch der Einfluss verschiedener Parameter auf das Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten untersucht, wie z.B. die Art der Belastung, der Querbewehrungsanteil, der Stabdurchmesser, die Betondruckfestigkeit, der Stababstand usw.

Anhand der Versuchsergebnisse von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* wurde ein analytisches Modell zur Bestimmung der örtlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für monotone und zyklische Belastungen entwickelt. Insgesamt wurden 125 Ausziehversuche an 125 Probekörpern durchgeführt. Jeder Probekörper sollte einen Rahmenknoten simulieren. Um die Bedingungen in einem Rahmenknoten zu erfüllen, wurde der Beton mit einer zusätzlichen Querbewehrung versehen, welche die Stützbewehrung repräsentieren sollte.

3.2 Verbundcharakteristik unter monotoner Beanspruchung

Der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei monotoner Beanspruchung, die monotone Kurve, ist exemplarisch in Bild 3.1 dargestellt.

Schon bei relativ geringen Verbundspannungen ist ausgehend vom Kontaktpunkt zwischen Stahl und Beton (Rippe) die Bildung von geneigten Rissen (Verbundrisse) zu erwarten (vgl. Bild 2.20b und Bild 3.1). Die Länge und Breite dieser Risse wird bei Vorliegen einer Querbewehrung (oder einer ausreichend großen Betondeckung) behindert. In Bild 3.1a ist dies durch eine Normalspannung am oberen Elementrand dargestellt. Mit zunehmender Relativverschiebung wird der Beton unmittelbar vor den Rippen zerstört. Die gegenüber der Stabachse geneigten Verbundkräfte zur Übertragung der Stahlkraft in den Beton, sind bei dieser relativ kleinen Beanspruchung schwach geneigt (ca. 30°).

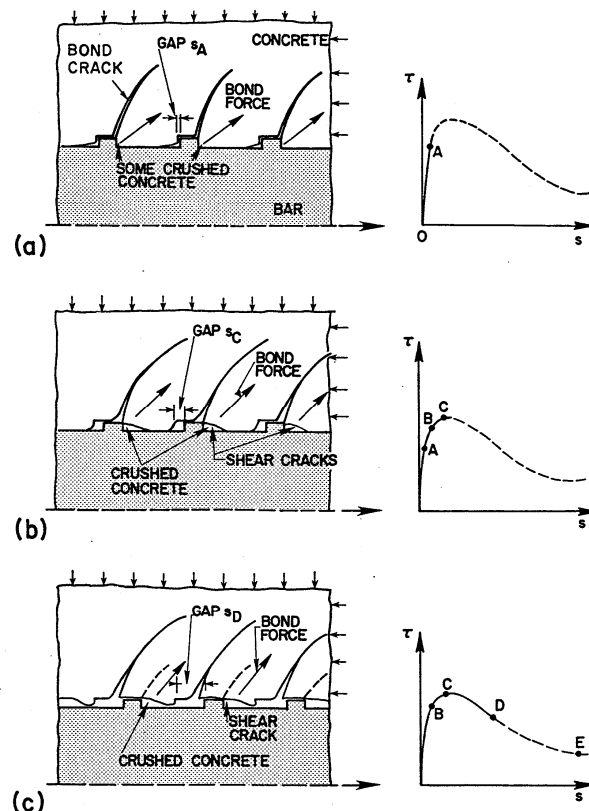


Bild 3.1 Verbundmechanismus bei monotoner Belastung, nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

Aufgrund von größeren lokalen Schädigungen des Betons vor den Rippen treten bei wachsender Stahlspannung im Bewehrungsstahl größere Relativverschiebungen auf. Dadurch bilden sich Schubrisse im Bereich der Betonkonsolen zwischen den Rippen. Nach *Rehm (1961)* treten diese Risse im Bereich des Punktes B (Bild 3.1b), in dem die Steifigkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im aufsteigendem Ast deutlich abnimmt, auf. Bei Erreichen der Verbundfestigkeit (Punkt C, Bild 3.1b) werden die Betonkonsolen zwischen den Rippen teilweise oder ganz abgescher, abhängig von der Größe des Verhältnisses zwischen lichtem Rippenabstand c_i und mittlerer Rippenhöhe a . Für übliche Verhältnisse ($c_i/a > 6$) wird nur ein Teil der Betonkonsolen abgescher. Die Länge des Schubrisses wird von *Rehm (1961)* als 6-fache Rippenhöhe und von *Lutz/Gergerly (1967)* als das ca. 2-3-fache der Rippenhöhe angegeben. Im Modell wird die Schubrisslänge zum ca. 4-fachen der Rippenhöhe angenommen. In diesem Beanspruchungszustand stellt sich infolge der Verkeilung der abgesicherten Betonkonsole ein auf ca. 45° erhöhter Winkel zwischen Verbundkraft und Stabachse ein.

Das Verhältnis zwischen lichtem Rippenabstand und mittlerer Rippenhöhe betrug bei den in *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* verwendeten Betonstählen ca. 9. Die Verbundfestigkeit wurde bei einer zugehörigen Relativverschiebung $s(\tau_u)$ von ungefähr 1,2 mal der Rippenhöhe erreicht. Daher wird angenommen, dass an diesem Punkt ungefähr 50% der Konsolenlänge abgescher war (Bild 3.1b).

Mit steigender Verschiebung wird ein zunehmend größerer Bereich der Betonkonsole bei nahezu konstanter Verbundspannung abgescher. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen konnte bei einer Verschiebung, die in etwa 3 mal so groß wie $s(\tau_u)$ war, eine um 15% verringerte Verbundspannung gemessen werden. Die Schubrisse haben dann den Fußpunkt der Betonkonsole der benachbarten Rippe erreicht. Die Relativverschiebung entspricht ungefähr dem halben Rippenabstand (Punkt D, Bild 3.1c). Um die verbliebenen Teile der Betonkonsole abzuscheren bzw. die Oberfläche des Schubrisses zu glätten, werden zunehmend geringere Kräfte erforderlich. Sobald die Relativverschiebung dem lichten Rippenabstand entspricht (die Position der Rippen entspricht nun derjenigen der benachbarten Rippe vor Beginn der Belastung; Punkt E, Bild 3.1c), ist nur noch ein Reibungswiderstand vorhanden, der nahezu unabhängig von der Oberflächengestalt bzw. der bezogenen Rippenfläche ist. Infolge der Schubrisse ist es wahrscheinlich, dass die geneigten Verbundrisse bezogen auf Punkt C nicht weiter wachsen. Vielmehr ist aufgrund der immer noch

hohen Druckkräfte im Beton unmittelbar vor den Rippen die Bildung von zusätzlichen geneigten Rissen zu erwarten (gestrichelte Linie in Bild 3.1c).

Der Verschiebungswert bei Erreichen des Reibungswiderstandes (Punkt E, Bild 3.1c) war in den Untersuchungen 0,5 - 1,0 mm größer als der lichte Rippenabstand und war nicht abhängig von der bezogenen Rippenfläche f_R (Eligehausen/Popov/Bertero (1983)).

3.3 Verbundcharakteristik unter zyklischer Beanspruchung

In Bild 3.2a wird angenommen, dass die Belastungsumkehr vor Entstehen von Schubrisen im Beton stattfindet. Der Verbundmechanismus beim Beanspruchungszyklus OA ist entsprechend dem in Abschnitt 3.2. Nach Entlastung (Verlauf AF) verbleibt ein offener Spalt mit der Breite, die der Relativverschiebung im Punkt F entspricht, zwischen linker Seite der Rippe und dem umgebenden Beton (vgl. Bild 3.1a), da nur ein kleiner Bruchteil der Relativverschiebung, der durch die elastischen Betonverformungen hervorgerufen wird, während der Entlastung wiederhergestellt wird.

Sobald eine zusätzliche Verschiebung in der umgekehrten Richtung aufgebracht wird, baut sich Reibungswiderstand auf. Der Widerstand ist eher gering, da die den Stab umgebende Betonoberfläche relativ glatt ist. Im Punkt H berührt die Rippe wieder den umgebenden Beton und ein Spalt auf der rechten Seite der Rippe öffnet sich. Durch das Auftreffen der Rippe auf den Beton findet ein Steifigkeitswechsel in der Hysteresekurve (Verlauf HI) statt. Der Anstieg kann auch schon vor Punkt H stattfinden, wenn sich einige Brocken Beton während der Beanspruchung von O nach A gelöst haben. Mit zunehmender Belastung schließen sich die alten Risse und erlauben die Übertragung von Druckspannungen über die geschlossenen Risse ohne Änderung der Steifigkeit.

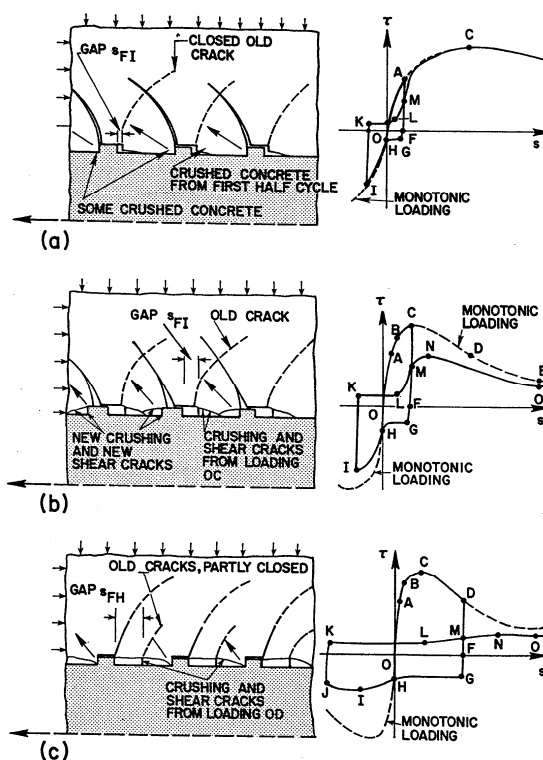


Bild 3.2 Verbundmechanismus bei zyklischer Belastung, nach Eligehausen/Popov/Bertero (1983)

Geneigte Risse, die rechtwinklig zu den alten Rissen ausgerichtet sind, entstehen bei weiterer Steigerung der negativen Verbundspannungen und können sich sogar überlappen. Beim umschnürten Beton können sich die ausbrechenden Betonstücke nicht verschieben. Daher wird sich der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei Wiederbelastung der monotonen Kurve anpassen. Bei Punkt I verbleibt lediglich ein Spalt, welcher der Verschiebung s_{FI} , dem Differenzwert der Verschiebung bei Punkt F und I entspricht (Bild 3.2a). Bei Belastungsumkehr im Punkt I ist der Verbundmechanismus der Strecke IKL ähnlich wie der Verlauf von AFH. Erst im Punkt L, wenn die Rippen erneut auf die zuvor zerstörten Betonstücke stoßen, stellt sich wieder eine Verbundtragwirkung ein. Mit zunehmender Beanspruchung entstehen wieder Verbund-

spannungen, welche die zuvor entstandenen Risse wieder schließen und die zuvor geschlossenen erneut öffnen. Im Punkt M stößt die Rippe wieder auf den Beton. Steigert man die Verschiebung weiter, so wird die monotone Ausziehkurve wieder erreicht und folgt dem Verlauf von HI.

Erfolgt die Belastungsumkehr erst nach Entstehen von Schubrisen im Beton (Verlauf OABC, Bild 3.2b), dann ergibt sich ein anderes Verbundverhalten. Bei Belastungsumkehr (Verlauf CFGHI) pressen die Rippen gegen einen Keil, dessen Widerstand durch die Bildung der Schubrisse (Verlauf OA) bereits geschwächt ist. Es bedarf sicherlich höherer Lasten als bei der zyklischen Beanspruchung in Bild 3.2a, um die weit geneigten Schubrisse wieder zu schließen, was die Lasteinleitung der geneigten Verbundkräfte erschweren kann. Dadurch können Schubrisse bei geringeren Lasten auf der bisher unbeschädigten Seite der Rippen hervorgerufen werden und sich mit den bereits bestehenden Schubrisen überlagern. Bei Belastungsumkehr (Verlauf IKLMN) muss nur der bisher unbeschädigte Beton zwischen den Rippen abgesichert werden. Der dabei erreichte maximale Verbundwiderstand ist geringer als in Punkt I (Bild 3.2b).

Als letzte Möglichkeit wird die Belastungsumkehr nach Erreichen der Höchstlast im abfallenden Ast (Verlauf OABCD) bei Erreichen der Schubrisse den Fußpunkt der Betonkonsole beschrieben (Bild 3.2c). Bei Entlastung wird sich ein größerer Reibungswiderstand ausbilden als bisher beschrieben, ausbilden, da die Betonoberfläche entlang der Rippenbreite aufgeraut ist. Im Punkt H stoßen die Rippen erneut auf "unbeschädigte" Betonkeile, die geringfügig Widerstand bieten. Die dabei erreichte Verbundfestigkeit entspricht dem maximalen Reibungswiderstand der monotonen Beanspruchung. Bei der anschließenden Belastungsumkehr (Verlauf JKLMNO) nimmt der Verbundwiderstand weiter ab, da der auf Schub beanspruchte Beton zwischen den Rippen bereits im ersten Zyklus geglättet wurde.

Folglich werden die wesentlichen Schädigungen im Beton bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s_{\max}$ und $s_{\min}$ während des 1. Zyklus hervorgerufen. Bei weiterer zyklischer Belastung wird der auf Schub beanspruchte Beton weiter "zermahlen", die mechanische Verzahnung und der Reibungswiderstand verringern sich (Verlauf LMN Bild 3.2b,c).

Demzufolge wird die Abnahme der Verbundfestigkeiten bei Bewehrungsstäben mit kleinerem Verhältnis c/a deutlich ausgeprägter sein als bei Bewehrungsstäben mit einem größeren Verhältnis aus Rippenabstand und Rippenhöhe.

3.4 Analytisches Modell für Beton mit Querbewehrung nach Elgehausen/Popov/Bertero (1983)

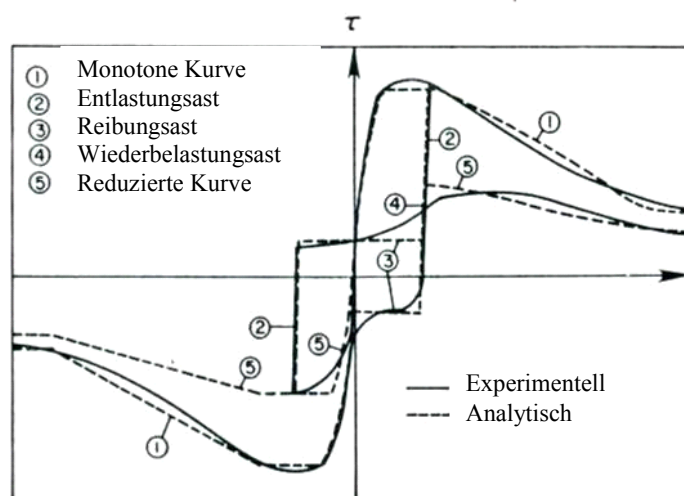
3.4.1 Allgemeines

Das Modell nach *Elgehausen/Popov/Bertero (1983)* besitzt generell Gültigkeit für umschnürten Beton (WELL CONFINED), wodurch der Rissfortschritt und insbesondere die Rissbreite von möglichen Spaltrissen gering gehalten wird. Das Verbundversagen erfolgt infolge Herausziehen des Stabes aus dem Beton. In *Viwathanatepa/Popov/Bertero (1979)* wird ein weiteres Modell für nicht umschnürten Beton vorgeschlagen, das hier jedoch nicht erläutert wird.

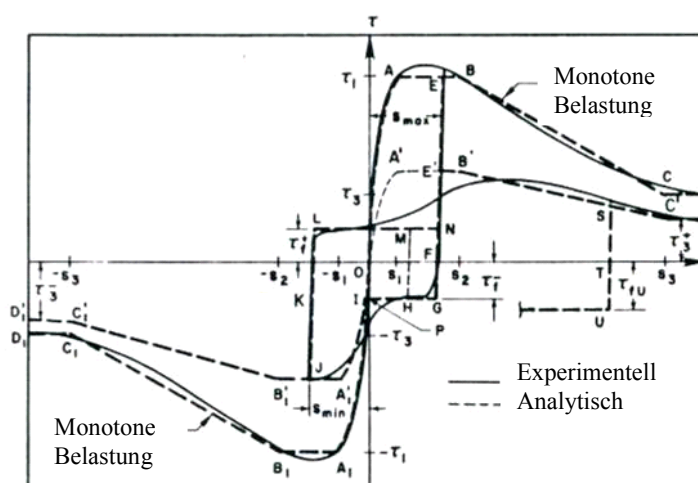
Das vorgeschlagene Verbundmodell, welches zuerst von *Ciampi et al. (1981)* vorgestellt wurde, ist in Bild 3.3 dargestellt. Das Modell ist relativ einfach und kann leicht auf die unterschiedlichsten Verbundbedingungen angewandt werden. Die wesentlichen Bestandteile des Modells werden im Folgenden kurz erläutert:

Bei Erstbelastung folgt die Kurve zunächst der monotonen Kurve (OABCD bzw. $OA_1B_1C_1D_1$). Bei Belastungsumkehr bzw. Entlastung an einer beliebigen Stelle folgt ein steiler Entlastungsast bis zu dem Punkt, an dem die Reibungskräfte mobilisiert werden (EFG). Eine weitere Schlupfvergrößerung in die entgegengesetzte "negative" Richtung findet ohne einen Anstieg von τ statt (GHI). Mit weiter ansteigendem Schlupf Δs folgt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung dem Verlauf der monotonen Kurve. Die Verbundspannungswerte sind jedoch geringer (IA_1J). Diese Kurve ($OA'_1B'_1C'_1D'_1$) wird als reduzierte Kurve bezeichnet. Erfolgt die Lastumkehr an der Stelle J, so folgt der Kurvenverlauf zunächst dem Entlastungsast und anschließend dem Reibungsast bis zum Punkt N (JLN), welcher auf dem Verlauf EFG des Entlastungsastes liegt. Ab dem Punkt N folgt der Wiederbelastungsast bis zum Punkt E' (Schnittpunkt mit der Reduzierten Kurve $OA'_1B'_1C'_1D'_1$).

Daraufhin folgt die Kurve den Punkten E'B'C'. Wird der Schlupf ab dem Punkt N nicht vergrößert, sondern mehrere Zyklen zwischen den Schlupfwerten bei N und K ausgeführt, so ähnelt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der eines starr-plastischen Modells. Der einzige Unterschied besteht darin, dass die reibungsbedingte Verbundfestigkeit mit einer zunehmenden Anzahl an Zyklen abnimmt.



(a)



(b)

Bild 3.3 Analytisches Modell für die örtliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für querbewehrten Beton, nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

3.4.2 Monotone Kurve

Die monotone Kurve des analytischen Modells beginnt zunächst mit einer nichtlinearen Beziehung $\tau = \tau_1 (s / s_1)^\alpha$ für die Schlupfwerte $s \leq s_1$. Danach folgt ein Plateau mit $\tau = \tau_1$ für $s_1 \leq s \leq s_2$. Für die Schlupfwerte $s \geq s_2$ nimmt die Verbundspannung τ linear bis zur verbleibenden reibungsbedingten Verbundspannung τ_3 mit einem dazugehörigen Schlupfwert s_3 ab. Der Verschiebungswert s_3 entspricht ungefähr dem lichten Rippenabstand.

Aufgrund dieser Zusammenhänge wird von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* das folgende analytische Modell für umschnürten Beton bei monotoner Beanspruchung vorgeschlagen (Bild 3.4).

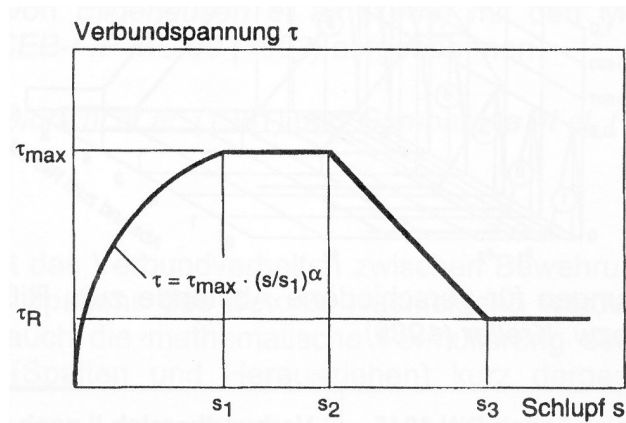


Bild 3.4 Verbundmechanismus bei monotoner Belastung, nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

Die charakteristischen Verbundspannungs- und Verschiebungswerte sind in Tabelle 3.1 zusammengestellt:

Tabelle 3.1 Verbundspannungs- und Schlupfwerte, nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

Verbundspannungs- und Schlupfwerte	
s_1	= 1,0 mm
s_2	= 3,0 mm
s_3	= 10,5 mm
$\tau_{\max} = \tau_u = \tau_1$	= 13,5 N/mm ²
$\tau_R = \tau_3$	= 5,0 N/mm ²
α	= 0,4

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist unabhängig davon, ob der Stab auf Druck oder Zug belastet wird. Obwohl das Modell sehr gut mit den Versuchsergebnissen von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* übereinstimmt, ist anzumerken, dass die Ergebnisse der Untersuchungen, insbesondere das Verbundtragverhalten, zwischen den verformten Bewehrungsstäben und dem umgebenden Beton sehr stark streuen kann.

3.4.3 Reduzierte Kurve

Nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* stehen die Verbundspannungswerte τ_1 und τ_3 der monotonen Ausziehkurve und die Werte im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung in direktem Zusammenhang und können über einen Schädigungsparameter d , dem sogenannten DAMAGE FACTOR, beschrieben werden (siehe Bild 3.5). Findet keine Schädigung statt ($d=0$), dann wird nach zyklischer Belastung die monotone Ausziehkurve erreicht. Bei totaler Schädigung ($d=1$) ist der Verbund komplett zerstört ($\tau=0$ N/mm²). Der in Bild 3.5 gezeigte Zusammenhang ist nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* unabhängig von der Anzahl der Lastwechsel und vom Verschiebungswert, zwischen dem zyklisch beansprucht wurde.

Die maximale Verbundspannung τ_1 nimmt mit zunehmender Anzahl Zyklen bzw. größer werdenden Schlupfwerten schneller ab als der verbleibende Reibungswiderstand τ_3 . Es besteht jedoch ein Zusammenhang beider Verbundspannungen, der nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* über Gleichung (3.1) beschrieben werden kann:

$$\gamma = 1 - \frac{d}{2-d} \quad (3.1)$$

mit:

- γ Funktion zur Beschreibung der Abnahme des Reibungswiderstandes nach zyklischer Beanspruchung
 $= \tau_{3(n)} / \tau_{3(n=1)}$
- d Schädigungsparameter zur Beschreibung der Verbundfestigkeitsabnahme nach zyklischer Beanspruchung
 $= 1 - \tau_{1(n)} / \tau_{1(n=1)}$

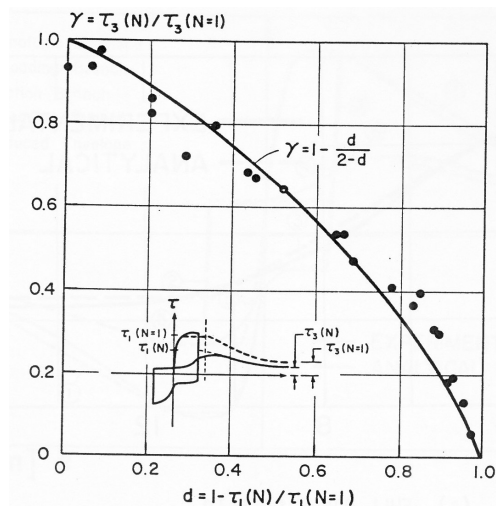


Bild 3.5 Zusammenhang zwischen dem Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_{3(n)} / \tau_{3(n=1)}$ und dem Schädigungsparameter d , nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

Nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* ist die Abnahme der monotonen Verbundspannungen eine Funktion der Verschiebungswerte, zwischen denen zyklisch beansprucht wurde, und der Anzahl Zyklen. Je größer der Verschiebungswert und die Anzahl Zyklen, desto größer die Schädigung bzw. Abnahme der Verbundspannungen. In Bild 3.6 ist der Faktor d in Abhängigkeit vom Verhältniswert E/E_0 aufgetragen. Dabei ist E die bei zyklischer Beanspruchung verbrauchte Energie (siehe Bild 3.6). Bei der Berechnung der insgesamt verbrauchten Energie E wurden 50% der durch Reibung verbrauchten Energie in Rechnung gestellt, unter der Annahme, dass der andere Teil der Reibungsenergie direkt in Wärme umgewandelt wird. Die Energie E_0 entspricht der bei monotoner Beanspruchung verbrauchten Energie bis Erreichen des Verschiebungswertes s_3 . Mit diesem Ansatz konnten von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* ein Großteil der Ergebnisse beschrieben werden.

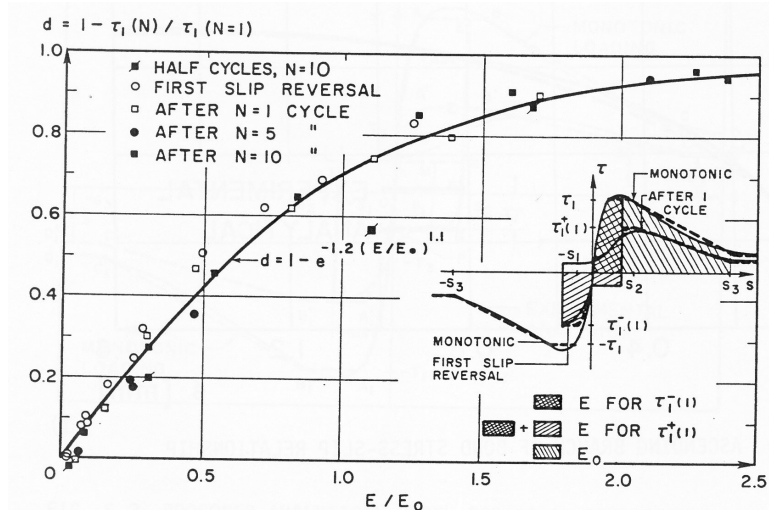


Bild 3.6 Zusammenhang zwischen dem Schädigungsparameter d und dem Verhältnis der verbrauchten Energien E/E_0 , nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

Der Zusammenhang zwischen den beschriebenen Parametern und der verbrauchten Energie kann nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* nach Gleichung (3.2) und (3.3) beschrieben werden:

$$\tau_1(N) = (1-d) \cdot \tau_1(N=1) \quad (3.2)$$

und

$$d = 1 - e^{-1,2(E/E_0)^{1,1}} \quad (3.3)$$

mit:

E	Verbrauchte Arbeit bzw. Energie
E ₀	Fläche unter der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve bei monotoner Beanspruchung

Der Schädigungsfaktor d kann nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* nur dann als Funktion der gesamten verbrauchten Energie dargestellt werden, wenn von einer geringen Anzahl Zyklen (< 30) und relativ großen Schlupfwerten ausgegangen werden kann. Bei einer hohen Anzahl Lastwechsel und kleinen Verschiebungswerten kann die verbrauchte Energie relativ groß sein, obwohl kein wesentlicher Schaden verursacht wird.

3.4.4 Reibungswiderstand

Der Reibungswiderstand τ_f (Bild 3.7) ist abhängig vom maximalen Verschiebungswert $s = \pm s_{\max}$ und der dazugehörigen Verbundspannung. Bei der ersten Belastungsumkehr hängt das Verhältnis τ_f / τ_3 wesentlich vom Verhältnis $s_{\max} / s_3$ ab. Dabei bedeuten τ_f der Reibungswiderstand nach Entlastung und τ_3 der Reibungswiderstand bei Erreichen der Verschiebung s_3 . Nach mehrmaliger zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{\max}$ nimmt nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* τ_f deutlich schneller ab als τ_3 . Nach zehn Zyklen ist das Verhältnis τ_f / τ_3 nahezu unabhängig von $s_{\max} / s_3$ (Bild 3.7).

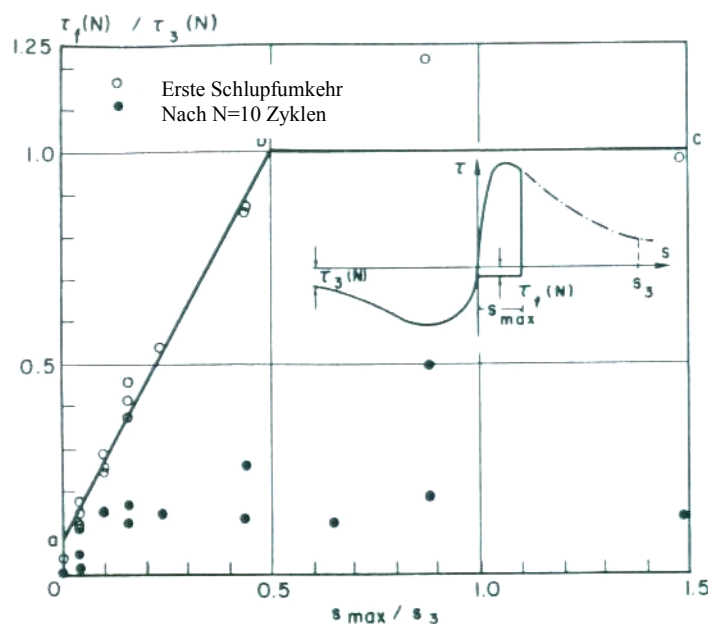


Bild 3.7 Zusammenhang zwischen dem Verhältnis Reibungswiderstand $\tau_f(N) / \tau_3(N)$ und Verschiebung $s_{\max} / s_3$, nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

In Bild 3.8 ist der Zusammenhang zwischen dem Schädigungsparameter d_f und der verbrauchten Energie E_f / E_{0f} aufgetragen. Die Energie E_f entspricht der infolge Reibung verbrauchten Energie, wobei sich die Energie E_{0f} aus dem Produkt $\tau_3 \cdot s_3$ der monotonen Referenzkurve berechnet.

Obwohl nur ein geringer Anteil an Reibungsenergie zwischen kleinen Verschiebungswerten verbraucht wurde, war die Abnahme des Reibungswiderstandes eher groß. Erfolgt die Belastungsumkehr bei einem Verschiebungswert $s \geq s_{Fu}$, so kann der Verbundspannungswert τ_f interpoliert werden.

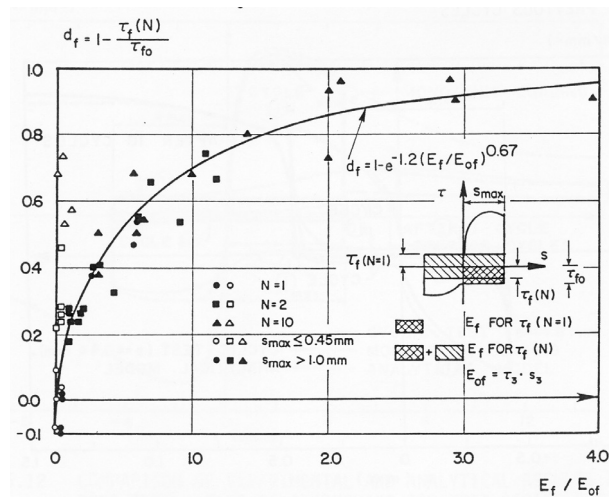


Bild 3.8 Zusammenhang zwischen dem Schädigungsparameter d_f und dem Verhältnis der Energie E_f / E_{of} , nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

3.4.5 Ent- und Belastungsast

Sowohl die Neigung des Entlastungsastes als auch die des Belastungsastes wird für einbetonierte Bewehrungsstäbe mit $K = 180 \text{ N/mm}^3$ definiert. Der relativ geringe Einfluss der Zyklenanzahl auf die Steifigkeit wird vernachlässigt.

3.4.6 Zusammenfassung

Das analytische Modell von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* ist in der Lage das Verbundverhalten im gesamten Verschiebungsbereich sehr gut wiederzugeben. Der Einfluss der Parameter Betonfestigkeit, Stahldurchmesser, Staboberflächengeometrie, lichter Stababstand, Umschließungsbewehrung, äußerer Querdruck, Betonierlage der Stäbe, Belastungsgeschwindigkeit sowie nichtelastische Stahldehnungen auf das Verbundverhalten wird von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* anhand der durchgeführten Versuche bzw. der Literatur in gewissen Grenzen angegeben.

Die meisten Einflussparameter beeinflussen das Verbundverhalten der nach dem analytischen Modell berechneten reduzierten Kurven nicht maßgeblich. Das trifft jedoch nur dann zu, wenn die Verschlechterung der Verbundfestigkeit in Zusammenhang mit der relevanten monotonen Kurve steht und für ähnliche Verhältnisse $s_{\max} / s_3$ berechnet wurde.

4 Experimentelle Untersuchungen mit eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben

4.1 Allgemeines

Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben wurde an Verankerungen unter zyklischen Zug- und Druckbeanspruchungen untersucht. In allen Fällen wurde vorab das Verhalten unter monotoner Zugbelastung geprüft. Vergleichend wurden Auszugsversuche an einbetonierten Bewehrungsstäben unter Einhaltung der gleichen geometrischen und versuchstechnischen Randbedingungen durchgeführt. Es wurden Versuche mit kurzer Verankerungslänge ($l_v \leq 10 d_s$) mit großer (Herausziehen) und kleiner Betondeckung (Spalten) an Einzelstäben im ungerissenen Beton bzw. in einem Riss parallel zur Stablängsachse liegend durchgeführt. Weiterhin wurden Stäbe mit großer Betondeckung, bei denen Fließen der Bewehrungsstäbe auftritt ($l_v = 25 d_s$) geprüft. Um den Einfluss der Lastumlagerung bei redundanten Verankerungen zu studieren wurden Versuche durchgeführt, bei denen ein Stab im ungerissenen, der andere im gerissenen Beton verankert wurden.

Ziel der vorliegenden Untersuchungen ist es, einen Beitrag zum besseren Verständnis des Verbundtragverhaltens von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung zu leisten und durch Parameterstudien die grundlegenden Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten aufzuzeigen.

4.1.1 Verbundmörtelsysteme

Da auf dem Markt verschiedene organische und anorganische Mörtelsysteme angeboten werden, und das Verbundversagen von eingemörtelten Bewehrungsstäben wesentlich vom verwendeten Mörtel und der Bohrlochreinigung abhängt, wurden verschiedene Verbundmörtelsysteme untersucht. Die Systeme unterschieden sich in ihren Materialeigenschaften (Zug- und Druckfestigkeit, E-Modul und Querdehnzahl) und dem unterschiedlichen Verbundspannungs-Verschiebungs-Verhalten und den dabei auftretenden Versagensarten. Die verwendeten Mörtel werden im Folgenden firmenneutral, d.h. mit codierten Bezeichnungen, dargestellt.

Um einen reibungslosen Arbeitsablauf zu gewährleisten, wurden für alle Mörtelsysteme einheitliche Aushärtezeiten (ca. 24h), die teilweise die von den Herstellern vorgegebenen Mindestaushärtezeiten überschritten, eingehalten.

Bei einigen Mörtelsystemen wurden Materialuntersuchungen (Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit) an drei Prismenproben an der MPA Stuttgart durchgeführt. Dazu wurden 3 Prismen mit einem Maß von 160 mm x 40 mm x 40 mm in einer Stahlform gefertigt. Die wesentlichen Beobachtungen sind im folgenden Abschnitt mit aufgeführt.

4.1.1.1 Injektionssystem HH

Hierbei handelt es sich um ein Hybrid-System basierend auf einem Zweikomponentensystem; einem anorganischen sowie einem organischen Bindemittel. Die Komponenten sind getrennt in zwei zusammenhängenden Kartuschen aufbewahrt. Die Mischung erfolgt bei der Injektion durch einen im aufgeschraubten Injektionsrohr integrierten Statikmischer. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit bei einer Temperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ 6 Minuten; der eingemörtelte Bewehrungsstab ist nach 50 Minuten voll belastbar. Die Materialkennwerte (Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit) wurden bei $T = 25^\circ\text{C}$ nach 30 Stunden an der MPA Stuttgart bestimmt. Beim Abbinden des Mörtels nach der Verarbeitungszeit erfolgte eine exotherme Reaktion mit starker Wärmeentwicklung, die dabei gemessene Temperatur betrug ca. $T = 70^\circ\text{C}$. Im Weiteren wurde ein sichtbares Schwinden des Mörtels in den Formen bereits nach wenigen Minuten beobachtet. Nach Aushärten des Mörtels wurden die Proben der Form entnommen und an der MPA Stuttgart auf ihre Biegezug- und Druckfestigkeitswerte geprüft (siehe Ergebnisse Tabelle 4.1). Zum Vergleich sind in Tabelle 4.4 die Materialeigenschaften nach Herstellerangaben zusammengestellt.

Tabelle 4.1 Materialeigenschaften des Injektionssystems HH, nach MPA Stuttgart

Materialparameter (nach 30 Stunden Aushärtezeit)		
Rohdichte	1,65	[g/cm³]
Biegezugfestigkeit	8,89	[N/mm²]
Druckfestigkeit	26,9	[N/mm²]

Das Versagen der Proben unter Druck war spröde und ist exemplarisch in Bild 4.1 gezeigt.

**Bild 4.1** Versagen des Injektionssystems HH nach Druckfestigkeitsbeanspruchung

4.1.1.2 Injektionssystem HE

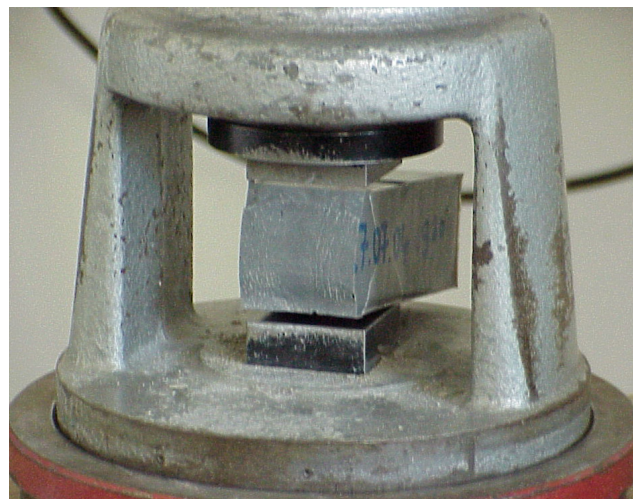
Bei diesem Mörtel handelt es sich um einen Reaktionsharz-Verbundmörtel auf Epoxidharzbasis. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems bei einer Temperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ 30 Minuten; der eingemörtelte Bewehrungsstab ist nach 12 Stunden voll belastbar. Der Kartuschaufbau und die Mischprozedur sind analog zum System HH. Die Materialeigenschaften nach Herstellerangaben sind in Tabelle 4.4 zusammengefasst.

4.1.1.3 Injektionssystem WE

Hierbei handelt es sich ebenfalls um ein Reaktionsharz-Verbundmörtel auf Basis von Epoxidharz. Die Verarbeitungszeit nach Herstellerangaben beträgt bei $T = 20^\circ\text{C}$ 30 Minuten; der eingemörtelte Bewehrungsstab ist nach 10 Stunden voll belastbar. Der Kartuschaufbau und die Mischprozedur sind vergleichbar mit System HE. Das Injektionssystem WE besitzt nach Herstellerangaben die in Tabelle 4.4 aufgeführten Materialeigenschaften. Beim Injektionssystem WE wurden ebenfalls die Materialkennwerte (Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit) bei $T = 25^\circ\text{C}$ nach 27 Stunden Aushärtezeit an der MPA Stuttgart bestimmt. Nach der Verarbeitungszeit wurden weder eine starke Wärmeentwicklung noch ein sichtbares Schwinden beobachtet. Nach Aushärten des Mörtels wurden die Proben der Form entnommen und an der MPA Stuttgart geprüft (siehe Tabelle 4.2). Zur Untersuchung der Biegezugfestigkeit konnten mit der vorhandenen Biegezugmaschine nur Lasten bis 20 kN aufgebracht werden, was auch nach mehrmaliger Beanspruchung nicht zum Versagen führte. Bei der Bestimmung der Druckfestigkeit wurden die Proben mittig in den Prüfzylinder eingesetzt (Bild 4.2) und versagten beim Erreichen hoher Druckfestigkeitswerte (Tabelle 4.2) durch Abscheren außerhalb der Lasteinleitung mit Ausbildung einer glatten Bruchfläche (Bild 4.3a), die aufgebrachte Druckbeanspruchung war in Form eines Kegelabdrucks deutlich sichtbar (Bild 4.3b).

Tabelle 4.2 Materialeigenschaften des Injektionssystems WE, nach MPA Stuttgart

Materialparameter (nach 27 Stunden Aushärtezeit)		
Rohdichte	1,54	[g/cm³]
Biegezugfestigkeit	> 50	[N/mm²]
Druckfestigkeit	127,3	[N/mm²]



(a) Biegezugfestigkeitsprüfung

(b) Druckfestigkeitsprüfung

Bild 4.2 Prüfen der Materialeigenschaften des Injektionssystems WE



(a)

(b)

Bild 4.3 Bruchflächen des Injektionssystems WE nach Druckfestigkeitsprüfung

4.1.1.4 Zement-System PZ

Bei diesem Mörtelsystem handelt es sich um eine Zementmörtel-Fertigmischung bestehend aus feinkörnigen Zuschlagstoffen (0-1 mm), Additiven und Portlandzement. Die Fertigmischung wird mittels einem, in eine Bohrmaschine eingespannten, Quirl mit Wasser angerührt. Bei einer Verarbeitungstemperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ erreicht der Mörtel nach Herstellerangaben nach 24 h Aushärtezeit eine Druckfestigkeit von $f_c = 40 \text{ N/mm}^2$, nach 28 Tagen werden bei $T = 20^\circ\text{C}$ $f_c = 78 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Das Quellmaß nach 24 h beträgt 0,5%. Weitere Angaben zu Materialeigenschaften nach Herstellerangaben sind Tabelle 4.4 zu entnehmen. Die Materialkennwerte (Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit) des Zement-Systems PZ, die an der MPA Stuttgart nach 30 Stunden bei $T = 25^\circ\text{C}$ bestimmt wurden, sind in Tabelle 4.3 aufgeführt. Die Untersuchungen an den Prismenproben zeigten keine Besonderheiten.

Tabelle 4.3 Materialeigenschaften des Zement-Systems PZ, nach MPA Stuttgart

Materialparameter (nach 24 Stunden Aushärtezeit)		
Rohdichte	2,11	[g/cm ³]
Biegezugfestigkeit	7,11	[N/mm ²]
Druckfestigkeit	32,55	[N/mm ²]



Bild 4.4 Bruchflächen des Zement-Systems PZ nach Druckfestigkeitsprüfung

4.1.1.5 Injektionssystem WW

Dieses System basiert auf einem ungesättigten Polyesterharz. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems bei einer Temperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ 6 Minuten; der eingemörtelte Bewehrungsstab ist nach 60 Minuten voll belastbar. Der prinzipielle Kartuschaufbau und die Mischprozedur sind analog System HH.

4.1.1.6 Zusammenstellung der Materialeigenschaften

In Tabelle 4.4 sind die wesentlichen Festigkeitseigenschaften der verwendeten Systeme HH, HE, WE, PZ, WW nach Herstellerangaben aufgeführt. Die Aushärtezeit betrug, soweit angegeben, 7 Tage. Zum Vergleich sind die Festigkeitseigenschaften von Beton C20/25 mit aufgeführt. Es sind deutliche Unterschiede der Festigkeitseigenschaften der Verbundmörtel untereinander als auch im Vergleich zum Beton zu erkennen.

Tabelle 4.4 Vergleich der Materialeigenschaften System HH, HE, WE, PZ, WW mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25, mechanische Kennwerte der Mörtel nach Herstellerangaben

Materialparameter	Mörtelsystem					Beton
	HH	HE	WE	PZ	WW	
Druckfestigkeit	42,4	120	145	72	103	20
Biegezugfestigkeit	11,3	90	63	9,5	37	4,2
Zugfestigkeit	3,7	51,5	k.A.	k.A.	k.A.	2,3
Elastizitätsmodul	3300	5700	7400	33800	1200	20000
Querkontraktionszahl	2,1	3,5	k.A.	k.A.	k.A.	0,18
(-) Schwind-, (+) Quellmaß	-0,7	-0,004	-0,43	+0,5	k.A.	-

4.1.2 Bewehrungsstäbe

Alle Ausziehversuche wurden mit gerippten Bewehrungsstäben durchgeführt, die Mehrzahl der Versuche mit Stabdurchmesser $d_s = 20$ mm. Jedoch wurde in ausgewählten Versuchen auch der Einfluss des Durchmessers ($d_s = 12$ mm, $d_s = 32$ mm) auf das Verbundverhalten untersucht. Um Stahlbruch auszuschließen, wurden je nach Art der Prüfung handelsübliche Bewehrungsstäbe BSt 500 oder hochfeste gerippte Spannstähle vom Typ St 900/1100 ($d_s = 20$ mm), S850 ($d_s = 12$ mm) und St 950/1050 ($d_s = 32$ mm) verwendet. Das Verbundverhalten bei nicht-elastischen Stahldehnungen wurde mit Bewehrungsstäben mit hoher Duktilität (Duktilitätsklasse S nach CEB (1993) $f_t/f_y \geq 1,15$, $\varepsilon \geq 6\%$) untersucht.

In Tabelle 4.5 sind die Abmessungen der verwendeten Stähle gemäß Herstellerangaben aufgeführt. Die zugehörigen Festigkeits- und Verformungseigenschaften, sowie die bezogene Rippenfläche sind in Tabelle 4.6 angegeben. Die geometrischen und mechanischen Eigenschaften der

verwendeten Stähle wurden zusätzlich in einem unabhängigen Labor überprüft. Die mechanischen Werte waren in der Regel höher als die Mindestwerte nach Herstellerangaben.

Tabelle 4.5 Abmessungen der verwendeten Stähle nach Herstellerangaben (*BSt 500)

Nenndurchmesser			Gewinderippen				
Stab	Kerndurchmesser		Höhe	Breite	Abstand	Neigung	Radius
d_s [mm]	d_h [mm]	d_v [mm]	a [mm]	b [mm]	c [mm]	β [°]	R [mm]
20	19,9	19,6	1,20	4,8	10,0	81,5	2,0
20*	19,5	19,1	1,3	4,8	10,0	81,5	2,0
12	12,4	12,2	0,88	4,0	9,0	77,5	1,3
32	31,9	31,4	1,9	7,6	16,0	81,5	3,2

Tabelle 4.6 Mechanische Eigenschaften der verwendeten Stähle, nach Herstellerangaben und *Meßwerte

Festigkeits- und Verformungseigenschaften				
Stahlsorte mit Gewinderippen	St 900/1100	BSt 500	S 850	St 950/1050
Stabdurchmesser d_s [mm]	20	20	12	32
Streckgrenze $R_{p0,1}$ [N/mm ²]	900	500	750	950
Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	1100	550	850	1050
Bruchdehnung A_{10} [%]	7	10	10	7
Bezogene Rippenfläche f_R [-]*	0,082*	0,079*	0,091*	0,075*
Elastizitätsmodul [N/mm ²]	205000	205000	205000	205000

Zur Veranschaulichung zeigt Bild 4.5 eine schematische Darstellung der verwendeten Spannstähle und des handelsüblichen Bewehrungsstabes.

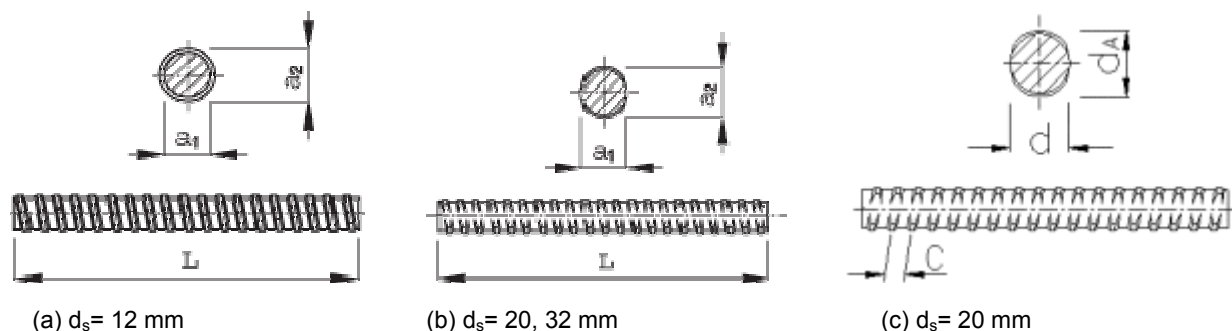


Bild 4.5 Ausbildung der Spannstähle mit Stabdurchmesser (a) $d_s = 12$ mm, (b) $d_s = 20, 32$ mm und des handelsüblichen Bewehrungsstabes mit Stabdurchmesser (c) $d_s = 20$ mm

4.1.3 Sonderstäbe mit Dehnmessstreifen (DMS)

Zur Erfassung der Lasteinleitung und der Verbundspannungsverteilung über die Einbindetiefe von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben, wurden für einige Versuche Stäbe verwendet, die längs der Stabachse Dehnmessstreifen enthielten.

Für die Versuche mit kurzen Verankerungslängen ($l_v \leq 10 d_s$) wurden speziell präparierte hochfeste Spannstähle ($d_s = 20$ mm) verwendet, die mit DMS bestückt waren (siehe Bild 4.6). Für jeden einzelnen DMS wurde vor Versuchsbeginn durch Belastung des Stabes ein spezifischer Kalibrierungsfaktor ermittelt. Da bei den Ausziehversuchen zum Großteil mit kurzen Verankerungslängen geprüft wurde, waren zum Teil nur wenige DMS einbetoniert bzw. eingemörtelt.

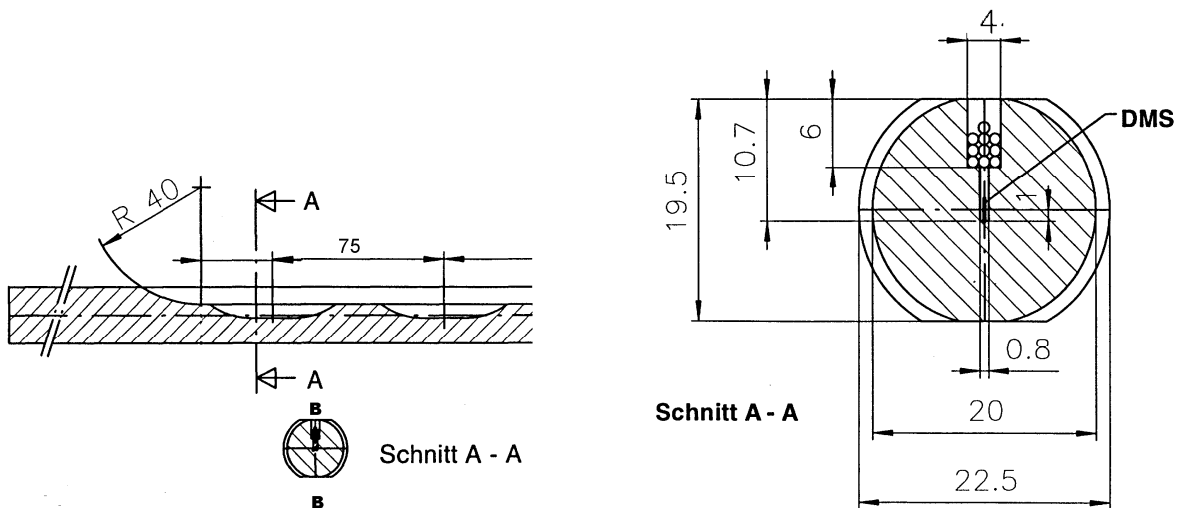


Bild 4.6 Längs- und Querschnitt des angefertigten DMS-Stabs; alle Maße in [mm]

Bei den Versuchen mit großen Verankerungslängen ($l_v = 25 d_s$) im nicht-elastischen Stahldehnungsbereich wurden spezielle handelsübliche Bewehrungsstäbe mit hoher Duktilität (siehe Abschnitt 4.1.2) mit geeigneten DMS bestückt. Insgesamt sechs DMS wurden beidseitig im Zentrum der Bewehrungsstäbe in eine 5 mm breite und 2,5 mm tiefe Nut im Abstand von 60 mm eingeklebt. Die DMS wurden mit einem mechanischen und chemischen Schutz abgedichtet. Die Kalibrierfaktoren wurden den Angaben des Herstellers entnommen.

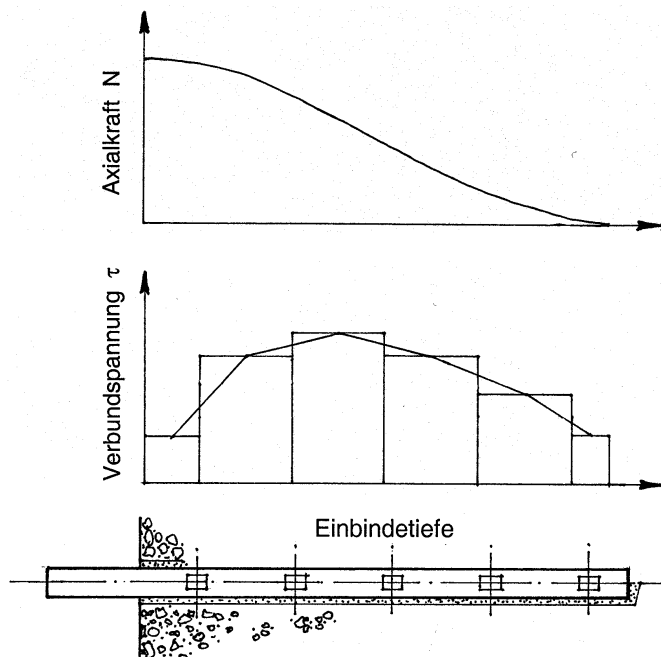


Bild 4.7 Schematische Darstellung der Auswertung der DMS-Versuche

Die Dehnungen entlang des Bewehrungsstabes wurden mit den gegebenen Kalibrierfaktoren berechnet. Die Verbundspannung für den Mittelpunkt zwischen zwei DMS wurde aus der Differenz der ermittelten Kraft beider DMS zueinander und der Mantelfläche des Stabes zwischen den DMS errechnet (siehe auch *Pflumm (2003)*, *Kretzschmar (2004)*). Vereinfachend wurde die Verbundspannung zwischen zwei DMS als konstant angenommen. Bei der Auswertung wurde an der Betonoberfläche die Stahlspannung angesetzt, die dem gemessenen Wert der Kraftmessdose entsprach. Die Stahlspannung am unbelasteten Ende der Stäbe wurde mit 0 N/mm^2 angesetzt. Die so ermittelte Verbundspannungsverteilung ist beispielhaft mit 5 DMS in Bild 4.7 dargestellt.

4.1.4 Definition der Betondeckung

Die Betondeckung c wurde bei den eingemörtelten und einbetonierten Stäben als der Abstand zwischen Betonoberfläche und Bewehrungsstab definiert (siehe Bild 4.8). Die eingemörtelten Stäbe

wurden mit dem gleichen Achsabstand wie die einbetonierten Stäbe angeordnet.

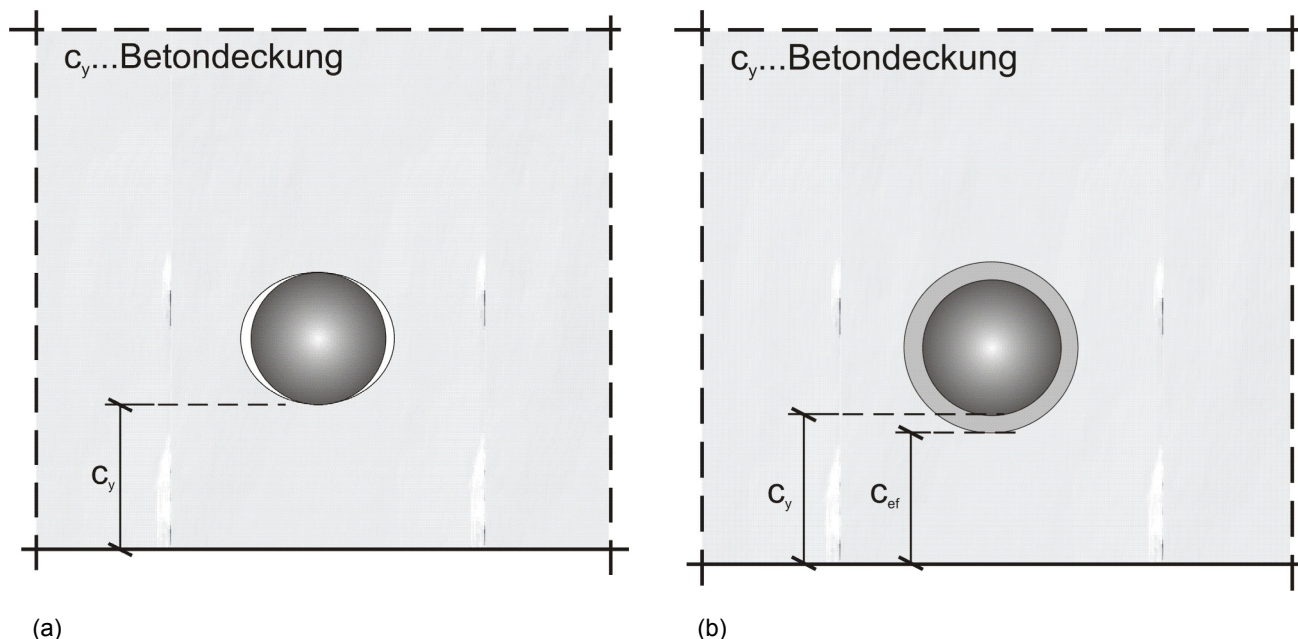


Bild 4.8 Graphische Darstellung der Betondeckung bei (a) einbetonierten und (b) eingemörtelten Stäben

4.1.5 Definition des Ringspalt

Der Ringspalt bzw. die Ringspaltbreite entspricht dem Abstand zwischen Bohrlochwand und Bewehrungsstab. Die optimale Ringspaltbreite ist durch den Verbundsystemhersteller festgelegt. Im Rahmen der Untersuchungen wurde das Bohrloch, abweichend von den Herstellerangaben, variiert, was zu unterschiedlichen Ringspaltbreiten führte. In Bild 4.9 ist der Ringspalt graphisch dargestellt.

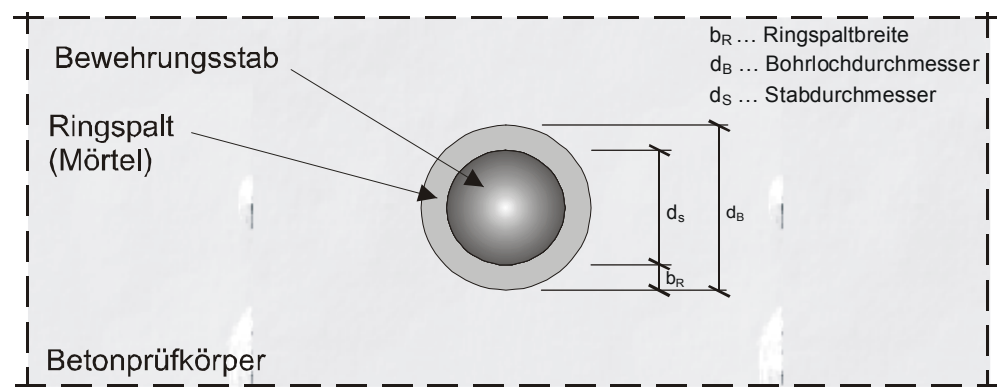


Bild 4.9 Graphische Darstellung des Ringspalt

4.1.6 Definition der Verbundspannung

Zum besseren Vergleich der Versuchsergebnisse wurde die Verbundspannung τ als konstant über die Verbundlänge angenommen. Als maßgebender Durchmesser wurde sowohl bei den einbetonierten als auch bei den eingemörtelten Bewehrungsstäben, unabhängig von der Versagensart, der Stabdurchmesser angesetzt. Die Berechnung der Verbundspannung erfolgte, soweit nicht anders angegeben, gemäß Gleichung (4.1):

$$\tau_u = \frac{F_u}{\pi \cdot d_s \cdot l_v} \quad (4.1)$$

mit:

τ_u	Mittlere Verbundfestigkeit
F_u	Höchstlast
d_s	Stabdurchmesser
l_v	Einbindetiefe

4.1.7 Auswertung der Lasten nach EOTA (2006)

Bei den Auswertungen der Verbundspannungswerte der Versuche bei monotoner Belastung wurden die im Versuch erreichte Höchstlast F_u bzw. Verbundfestigkeit τ_u sowie zusätzlich die Last nach EOTA (2006) für $d_s < 25$ mm bei einer Verschiebung $s = 1,5$ mm ($F_{1,5}$, $\tau_{1,5}$) und für $d_s \geq 25$ mm bei $s = 2,0$ mm ($F_{2,0}$, $\tau_{2,0}$) ausgewertet, wenn die Höchstlast bzw. Verbundfestigkeit bei einer Verschiebung $s > 1,5$ mm ($d_s < 25$ mm) bzw. $s > 2,0$ mm ($d_s \geq 25$ mm) auftrat (vgl. Abschnitt 2.2.5).

4.1.8 Definition der zyklischen Verschiebungswerte

Zu Beginn der Untersuchungen wurden für jedes System Referenzversuche ($n = 5$ Versuche) unter monotoner Beanspruchung durchgeführt. Aus den Mittelwertkurven der Referenzversuche wurden die Verschiebungswerte für die zyklische Beanspruchung bestimmt. Es wurden Verschiebungswerte im aufsteigenden Ast bei 50% der Höchstlast ($s_{0,5F_u}$), bei Höchstlast (s_{F_u}) und im abfallenden Ast nach Überschreiten der Höchstlast ($\sim 2s_{F_u}$) gewählt. In ausgesuchten Versuchsserien wurden zusätzlich Verschiebungswerte bei 25% ($s_{0,25F_u}$) und 75% ($s_{0,75F_u}$) der Höchstlast bestimmt. Die zyklische Belastung erfolgte zwischen den gewählten Verschiebungswerten.

Tabelle 4.7 zeigt die gewählten Verschiebungswerte für die Versuche mit großer Betondeckung. Die Verschiebungswerte für die Versuche mit geringer Betondeckung sind in Tabelle 4.8 zusammengestellt.

Tabelle 4.7 Verschiebungswerte der Versuche mit großer Betondeckung im ungerissenen⁽¹⁾ und gerissenen Beton ($w = 0,1$ mm⁽²⁾, $w = 0,4$ mm⁽³⁾); (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ, WW)

d_s [mm]	s [mm]	Mörtelsystem					Einbetoniert
		HH	HE	WE	PZ	WW	
12	s_{F_u}			1,5 ⁽³⁾	0,8 ⁽¹⁺³⁾		0,8 ⁽¹⁺³⁾
	$s_{0,25F_u}$	0,2 ⁽¹⁾				0,2 ⁽¹⁾	
	$s_{0,5F_u}$	0,6 ⁽¹⁺²⁺³⁾	0,3 ⁽²⁾	0,3 ⁽¹⁺³⁾	0,3 ⁽²⁺³⁾	0,4 ⁽¹⁾	0,3 ⁽¹⁺²⁺³⁾
20	$s_{0,75F_u}$	0,8 ⁽¹⁾				0,8 ⁽¹⁾	
	s_{F_u}	2,2 ⁽¹⁺²⁺³⁾	2,2 ⁽¹⁺²⁾	1,5 ⁽¹⁺³⁾	1,2 ⁽¹⁺²⁺³⁾	2,0 ⁽¹⁾	1,5 ⁽¹⁺²⁺³⁾
	$2s_{F_u}$	4,0 ⁽²⁺³⁾	4,0 ⁽²⁾	4,0 ⁽³⁾	4,0 ⁽²⁺³⁾		4,0 ⁽²⁺³⁾
32	s_{F_u}			2,2 ⁽¹⁺³⁾	1,2 ⁽¹⁺³⁾		2,2 ⁽¹⁺³⁾

Tabelle 4.8 Verschiebungswerte der Versuche mit geringer Betondeckung $c = 2,5d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

Verschiebungswert		Mörtelsystem		
		HH	WE	PZ
s_{F_u}	[mm]	1,2	0,8	0,5

Die Lage der Verschiebungswerte ist exemplarisch für $s_{0,5F_u}$, s_{F_u} und $2s_{F_u}$ in Bild 4.10 dargestellt. Zum besseren Vergleich der Versuchsergebnisse wurden für die Versuche im gerissenen Beton die gleichen Verschiebungswerte gewählt wie bei den Versuchen im ungerissenen Beton.

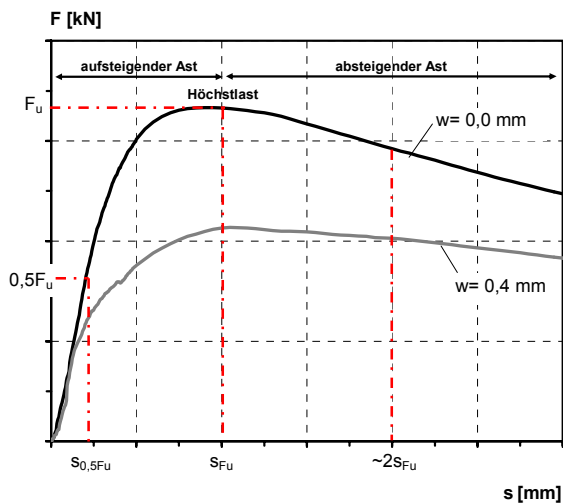


Bild 4.10 Wahl und Lage der Verschiebungswerte

4.2 Versuchsmaterialien und vorbereitende Maßnahmen

4.2.1 Betonplatten

Die Versuche wurden unter monotoner und zyklischer Beanspruchung im ungerissenen und gerissenen Beton durchgeführt. Hierfür wurden Betonplatten verwendet, die sich in der Art der Bewehrungslage, des Bewehrungsgrades und der Prüfkörperabmessungen unterschieden. In der Regel wurden Betonplatten aus niederfestem Beton, der nach *EOTA (1997)* hergestellt wurde, verwendet. Der Frischbeton wurde unter Berücksichtigung der Eigenfeuchte der Zuschlagstoffe gewichtsmäßig zusammengesetzt und fachgerecht nach DIN 1045 und DIN 1048 behandelt. Er wurde in der Konsistenz KP (DIN 1045, Ausgabe 7/88) verarbeitet. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe wurde so gewählt, dass eine Sieblinie zwischen den Regelsieblinien A16 und B16 in der Nähe von B16 nach DIN 1045 zustande kam.

Die Frischbetonkonsistenz wurde anhand eines Ausbreitversuchs nach DIN 1048 überprüft. Darüber hinaus wurde die Frischbetontemperatur gemessen. Ein Teil des Betons wurde für die Herstellung der Betonwürfel verwendet, die später für die Ermittlung der Betondruckfestigkeit benötigt wurden. Bild 4.11 zeigt die beschriebenen Arbeitsschritte zur Überprüfung der Betoneigenschaften im Betonwerk.



(a) Ausbreitmaß



(b) Messen Betontemperatur



(c) Betonwürfelformen

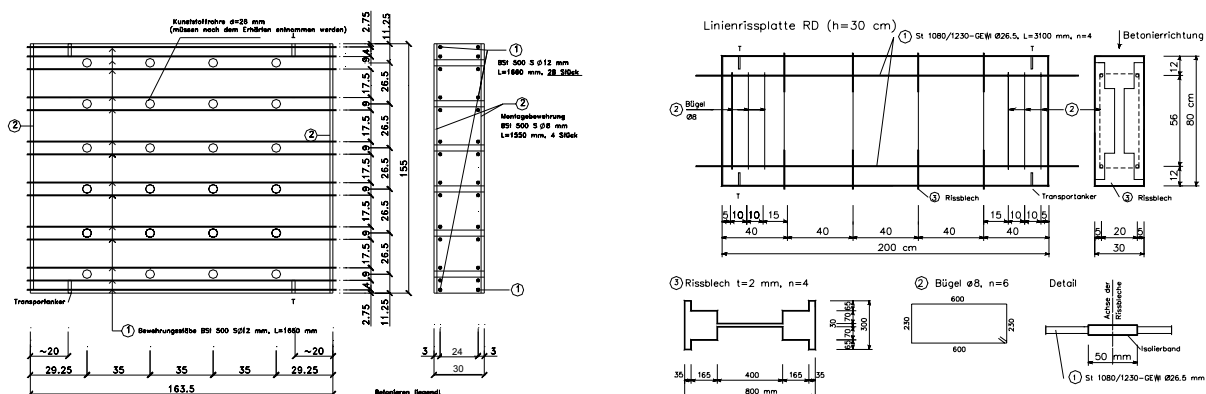
Bild 4.11 Überprüfen der Betoneigenschaften im Betonwerk

4.2.1.1 Monotone Beanspruchung

Die Versuche im ungerissenen Beton wurden in Betonplatten durchgeführt, die unten am Rande konstruktiv bewehrt waren. Die Versuche im gerissenen Beton wurden in bewehrten Betonplatten mit den gleichen Abmessungen durchgeführt. In diesen Betonplatten wurden mit Hilfe von Keilen Risse geöffnet (Keilrissplatten), die in die Aussparungen der Betonplatte eingebracht wurden. Bild 4.12a zeigt die Maße und die Ausbildung einer typischen Keilrissplatte, die für den Einsatz unter

monotoner Beanspruchung verwendet wurde. Für die Versuche mit minimaler Betondeckung wurden Betonplatten verwendet, die nur konstruktiv auf der Betonplattenunterseite bewehrt waren.

In einzelnen Untersuchungen wurden auch Versuche in Dehnkörper mit den Abmessungen $L \times B \times H = 200 \times 80 \times 30$ cm durchgeführt. In Bild 4.12b sind die Abmessungen und die Lage der Bewehrung eines typischen Dehnkörpers dargestellt.



(a) Keilrissplatte

(b) Dehnkörper

Bild 4.12 Betonprüfkörper der Versuche im gerissenen Beton

4.2.1.2 Zyklische Beanspruchung

Für die Versuche im gerissenen Beton wurden Betonplatten mit den Abmessungen $100 \times 75,5 \times 30$ cm, mit wenigen Rissabschnitten und Rissen verwendet. Die Betonplatten waren so ausgelegt, dass ein optimaler Einbau in die vorgesehene Versuchseinrichtung und ein reibungsloser Versuchsablauf gewährleistet werden konnte. Die Versuche im ungerissenen Beton wurden in Betonplatten mit den gleichen Abmessungen durchgeführt, sie waren jedoch nur konstruktiv unten bewehrt. Die konstruktive Bewehrung war so angeordnet, dass kein Einfluss auf die Versuchsergebnisse möglich war.

4.2.2 Risserzeugung

4.2.2.1 Keilrissplatte

Vor dem Erstellen der Bohrlöcher wurden die Risse in den Betonkörpern der Linienriss-Keilplatten durch Eintreiben der Stahlkeile in die Spalthülsen, die in die vorgefertigten Betonlöcher eingelegt wurden, geöffnet (Bild 4.13a). Der entstandene Haarriss wurde mit einem Bleistift nachgezeichnet, die Keile wurden anschließend wieder gezogen. Die Breite des verbleibenden Haarriss wurde vor dem Setzen des Bewehrungsstabs mit einer Risslupe gemessen und betrug in der Regel zwischen 0,02 mm und 0,04 mm.

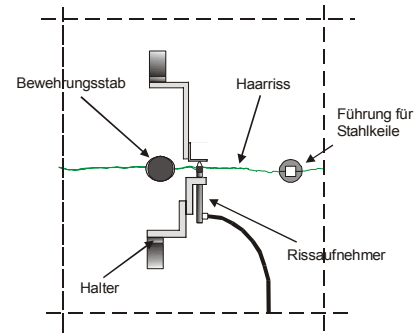
Das Bohrloch wurde in der Regel auf der geschalteten Seite der Stahlbeton - Linienrissplatten aus niederfestem Beton C20/25 in die zuvor geschlossene Haarrisse erstellt. Der weitere Setzvorgang erfolgte wie in Abschnitt 4.2.3 beschrieben. Anschließend wurden die Risse durch Eintreiben der Keile um die gewünschte Rissbreite geöffnet, wie in Bild 4.13b gezeigt, und die Ausziehversuche durchgeführt. Zum Messen der Rissöffnung wurden Rissaufnehmer angebracht (Bild 4.13c), die nach dem Öffnen des Risses wieder entfernt wurden.



(a) vor der Montage



(b) nach der Montage



(c) Messen der Rissöffnung

Bild 4.13 Risserzeugung und Messung in Keilrissplatten mit Stahlkeilen

Die Veränderung der Rissbreite während des Ausziehversuchs wurde mit zwei liegend angebrachten Wegaufnehmern beidseits des Bewehrungsstabes, im Abstand von ca. 7 cm, gemessen.

4.2.2.2 Hydraulische Rissanlage

Bei Verwendung eines Dehnkörpers nach Bild 4.12b wurden die Risse im Beton mit einer hydraulischen Rissanlage durch Einleiten einer Zugkraft in die Längsbewehrung erzeugt. In der Regel wurden jeweils 2 Versuche in einem Riss angeordnet. Als maßgebende Rissöffnung wurde der Mittelwert der zwei gemessenen Rissöffnungen gewählt.

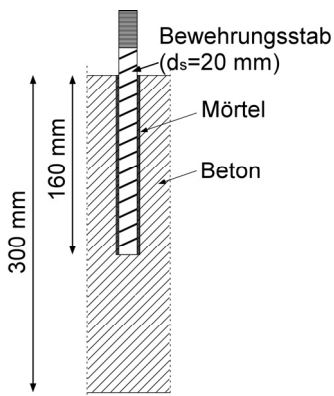
4.2.3 Montage

Zur Montage der nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäbe in Beton wurden zunächst Bohrlöcher mit der erforderlichen Tiefe erzeugt. Dazu wurde ein Hartmetallbohrer mit dem vorgeschriebenen Eckmaß nach *EOTA (1997)* und eine geeignete Bohrmaschine verwendet. Die Bohrlöcher wurden rechtwinklig zur Betonoberfläche erstellt. Dazu wurde die Bohrmaschine in einem Bohrstander geführt.

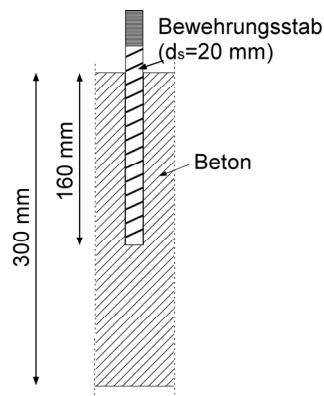
4.2.3.1 Vereinfachte Montage

Bei der vereinfachten Montage wurden Bohrlöcher erstellt, gereinigt, Mörtel injiziert und der Stab gesetzt. Bild 4.14 zeigt schematisch die Lage der eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäbe. Diese Montage wurde bei den folgenden Belastungsarten angewandt:

- Monotone Belastung
- Zyklische Belastung zwischen $s = +s_{\max}$ und $s = 0$ mm
- Zyklische Belastung mit Spitzendruck



(a)



(b)

Bild 4.14 Lage der (a) eingemörtelten und (b) einbetonierten Bewehrungsstäbe bei vereinfachter Montage

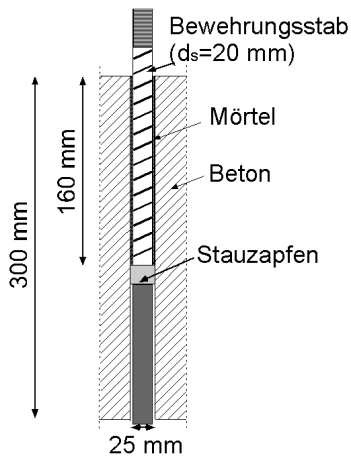
4.2.3.2 Aufwändige Montage

Im Gegensatz zur vereinfachten Montage nach Abschnitt 4.2.3.1 musste bei allen zyklischen Zug- und Druckbeanspruchungen der Spitzendruck an der Stirnseite der Stäbe, durch Gewährleistung

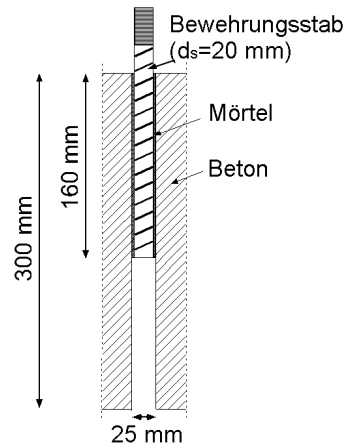
eines nach unten offenen Stabendes, ausgeschaltet werden.

4.2.3.2.1 Eingemörtelte Bewehrungsstäbe

Damit gewährleistet werden konnte, dass sich der Bewehrungsstab bei Zug- und Druckbeanspruchungen frei bewegen konnte, wurden bei Versuchen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben die Betonplatten durchgebohrt. Während der Montage des Bewehrungsstabes wurde das Bohrloch so verschlossen, dass kein Mörtel nach unten austreten konnte. Dafür wurden spezielle Stauzapfen verwendet, die im Bohrloch verspannt wurden und somit eine einfache und sehr genaue Einstellung der Verankerungslänge zuließen (Bild 4.15a). Dadurch wurde ein optimales Verfüllen des Bohrloches ohne Verlust von Mörtel gewährleistet. Nach Aushärten des Mörtels wurden die Stauzapfen wieder entfernt und das Stabende lag frei (Bild 4.15b).



(a) bei der Montage



(b) bei der Versuchsdurchführung

Bild 4.15 Lage der eingemörtelten Bewehrungsstäbe

4.2.3.2.2 Einbetonierte Bewehrungsstäbe

Das Ausschalten des Spitzendrucks wurde bei einbetonierten Rippenstäben mit einer verbundfreien Länge, unterhalb der effektiven Verankerungslänge, gewährleistet. Hierzu wurde ein Kunststoffrohr verwendet, dessen Außendurchmesser dem Bohrlochdurchmesser der eingemörtelten Rippenstäbe, entsprach. Um Eindringen des Betons in die Kunststoffhülse zu unterbinden, wurde dieser kritische Bereich so abgedichtet, dass der Bewehrungsstab unter Zug- und Druckbeanspruchung frei beweglich war. Bild 4.16 zeigt am Beispiel von zwei Bewehrungsstäben mit (a) $d_s = 20$ mm, (b) $d_s = 12$ mm die Verwirklichung der verbundfreien Länge sowie (c) die Fixierung der Bewehrungsstäbe in einer Keilrissplatte vor dem Betoniervorgang.



(a) $d_s = 20$ mm



(b) $d_s = 12$ mm



(c) vor Betoniervorgang

Bild 4.16 Verbundfreie Länge bei einbetonierten Stäben und Fixierung der Stäbe vor dem Betonieren

4.3 Versuchsaufbau und Messtechnik

4.3.1 Allgemeines

Alle Versuche unter monotoner und zyklischer Beanspruchung wurden mit enger Abstützung durch-

geführt. Damit wurde der bei einer Verankerung im Stahlbetonbau vorhandene Kräftefluss nachgeahmt, bei der die Zugkraft in eine Druckstrebe eingeleitet wird (siehe Bild 2.7). Hierzu wurde eine biegesteife Stahlplatte mit Durchgangsloch verwendet. Um eine Behinderung der Querdehnung des Betons möglichst zu verhindern, wurden die Stahlplatten mit zwei aufeinander liegenden Teflonfolien unterlegt. Die Wegmessung erfolgte mittels zwei Wegaufnehmern, die an einer Halterung, oberhalb der Stahlplatte, angebracht waren. Bei den Versuchen im gerissenen Beton wurde eine, in der Mitte des Querschnitts verjüngte, Stahlplatte mit Durchgangsloch verwendet, die es ermöglichte, zwei zusätzliche Rissaufnehmer beidseits des Bewehrungsstabes anzubringen (siehe Bild 4.17a). Der Durchmesser des Durchgangsloches wurde abhängig vom Stabdurchmesser nach *EOTA (1997)* gewählt. Zudem wurde bei Versuchen am Bauteilrand zusätzlich ein Wegaufnehmer seitlich an der Betonfläche aufgeklebt, um das Spalten des Betons näher zu untersuchen. Die Anordnung und Lage dieses Rissaufnehmers ist in Bild 4.17b dargestellt.

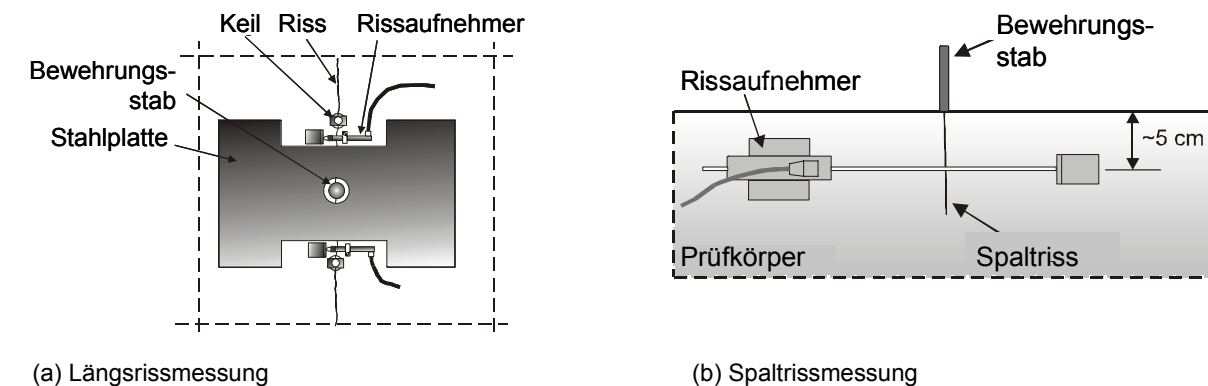


Bild 4.17 Anordnung der Rissaufnehmer zur Messung der Rissöffnung

Um die Querschnittsfläche des Bewehrungsstabes voll zu nutzen, erfolgte die Lasteinleitung am Stabende unter monotoner Beanspruchung mittels Klemmkeilen bzw. Muttern und einem eigens hierfür entwickelten Anbauteil und bei zyklischer Beanspruchung über eine Koppelmutter, die gekontert wurde. Dies gewährleistete eine kraftschlüssige Lasteinleitung ohne Schlupf, was insbesondere unter zyklischer Umkehrbeanspruchung von großer Bedeutung war.

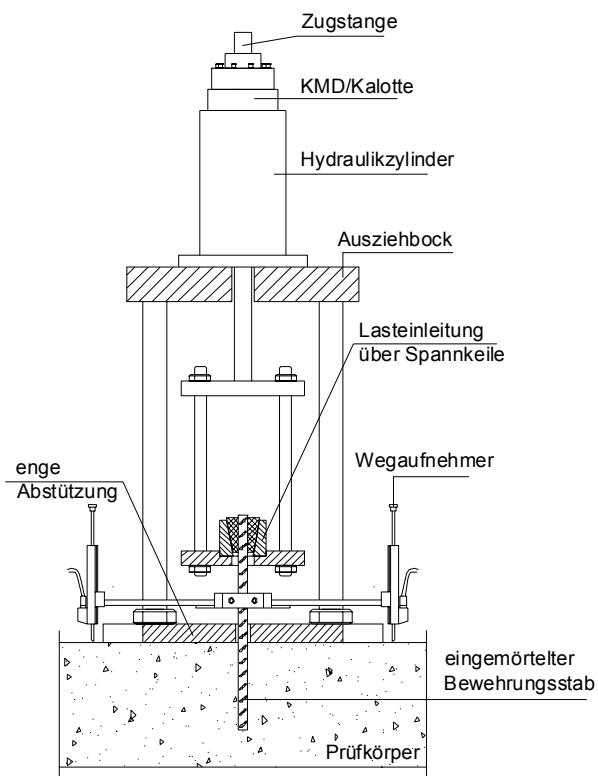
4.3.2 Monotone Beanspruchung

Bild 4.18 zeigt einen typischen Versuchsaufbau (monotone Beanspruchung) für Versuche mit großer Betondeckung im (a) ungerissenen und (b) gerissenen Beton. Die Zugkraft wurde über einen Hydraulikzylinder in den Bewehrungsstab eingeleitet, der auf einem Ausziehbock stand. Dieser Ausziehbock stützte sich gegen die Stahlplatte ab.

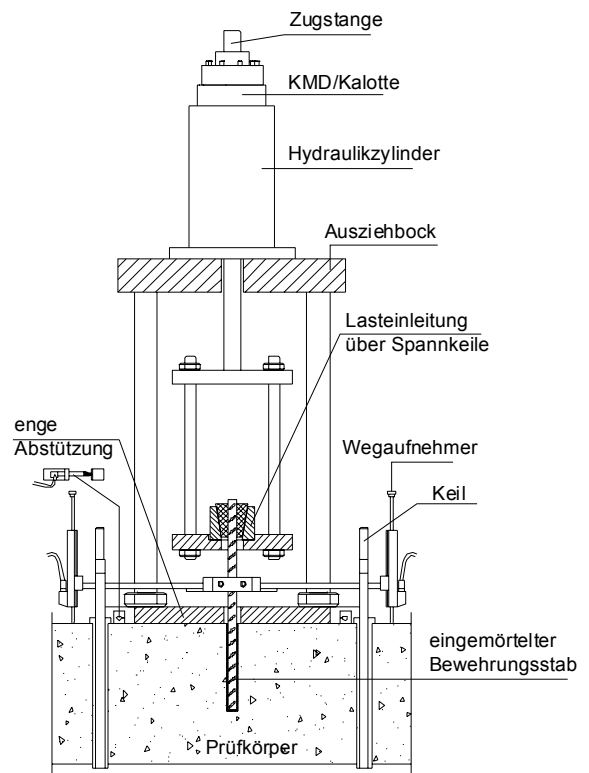
Bei den Versuchen mit geringer Betondeckung musste die Druckplatte außerhalb des Betonkörpers mit einer höhenverstellbaren Auflagerung abgestützt werden (Bild 4.19). Die Lagerung der Betonplatte erfolgte auf dem Spannboden. Um ein einseitiges Anheben und Verkanten der Betonplatte beim Belasten zu verhindern, wurde die Betonplatte mit zwei Klemmbacken und zwei Gewindestangen M36 auf den Spannboden gespannt.

Die Last, die Verschiebung am Bewehrungsstab und die Rissöffnungen wurden kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet. Die Messung der Verschiebung am Bewehrungsstab erfolgte über zwei am Bewehrungsstab symmetrisch zum Stab angebrachte potenziometrische Wegaufnehmer gegen die Betonplatte; die Daten wurden gemittelt. Die Kraftmessung erfolgte kontinuierlich durch eine elektrische Kraftmessdose vom Typ Hottinger C6. Die Datenerfassung wurde kontinuierlich von einer PC-gesteuerten Anlage vom Typ Hottinger Spider 8 erfasst.

Die Laststeigerung wurde nach *EOTA (1997)* so gewählt, dass die Versagenslast in einer Zeitdauer von 1 bis 3 Minuten erreicht wurde. Die Ölpumpe förderte eine konstante Ölmenge pro Zeiteinheit, so dass der Ausziehversuch quasi weggeregelt durchgeführt wurde.

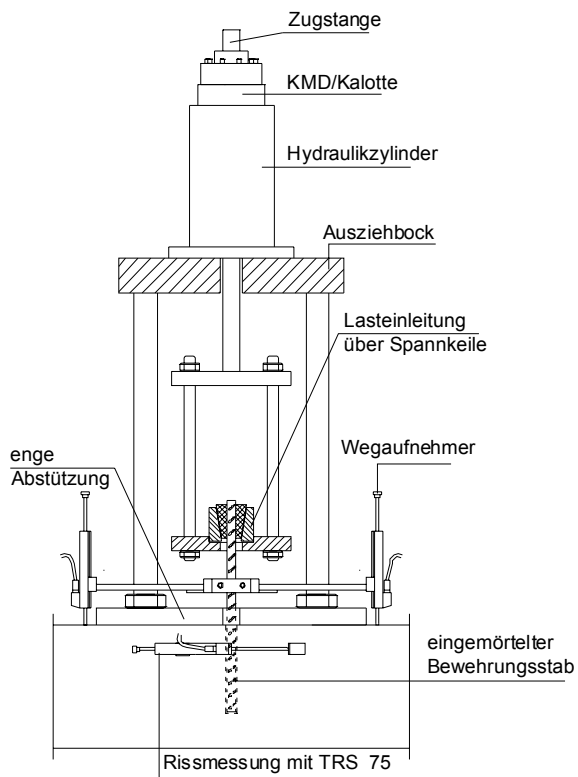


(a) ungerissener Beton

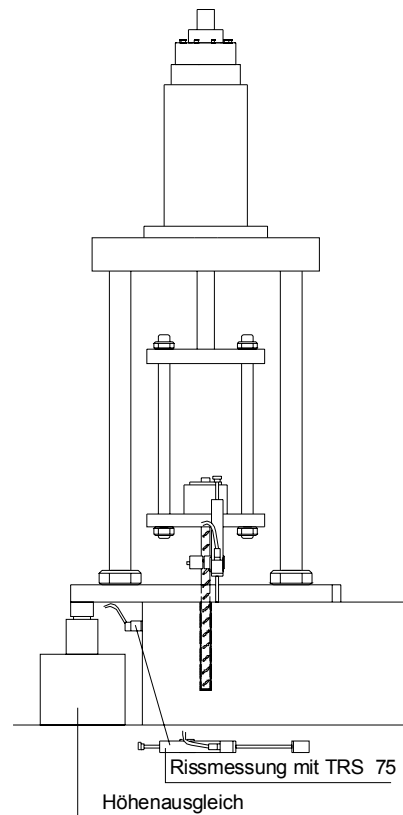


(b) gerissener Beton

Bild 4.18 Versuchsaufbau der Versuche unter monotoner Beanspruchung mit großer Betondeckung



(a) Vorderansicht



(b) Seitenansicht

Bild 4.19 Versuchsaufbau der Versuche unter monotoner Beanspruchung mit geringer Betondeckung

4.3.3 Zyklische Beanspruchung

4.3.3.1 Einzelstab mit kurzer Verankerungslänge ($l_v \leq 10 d_s$)

In Bild 4.20 ist schematisch der typische Versuchsaufbau eines Versuchs unter zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton dargestellt. Im ungerissenen Beton wurde der gleiche Versuchsaufbau verwendet, allerdings fehlten Stahlkeile und Rissaufnehmer.

Die Betonplatte war auf Betonwürfeln und einem horizontal beweglichen Grundgerüst gelagert und wurde zwischen je zwei auf der Ober- und Unterseite symmetrisch zum Stab angebrachten (Quer-) Stahlträgern eingebaut. Die Stahlträger wurden über vier Gewindestangen gegen den Spannboden gespannt, so dass ein unabhängiges kraftschlüssiges System entstand (ohne Beeinflussung des Verbundes) und ein Anheben des Prüfkörpers beim Be- und Entlasten (bzw. beim zyklischen Belasten) verhindert wurde. Zur Übertragung der Zug- und Druckkräfte auf die Bewehrungsstäbe wurden diese am belasteten Ende über ein Anbauteil an die Zugstange einer servo-hydraulischen Prüfmaschine angeschlossen. Die zyklische Belastung erfolgte weggesteuert und wurde über den Mittelwert der (zur Messung der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton eingesetzten) Wegaufnehmer reguliert.

Die Last, die Relativverschiebung des Bewehrungsstabes am belasteten als auch am unbelasteten Stabende sowie die Rissöffnung auf der Oberseite der Betonplatte (an ausgesuchten Versuchen auch an der Unterseite) wurden kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet. Die Messung der Last erfolgte mittels Kraftmessdose Typ HBM 630 kN, die der Verschiebungen mittels Wegaufnehmern vom Typ NOVOTECH TRS 075 und die Rissbreiten über zwei Rissaufnehmer vom Typ HBM WETA1/2.

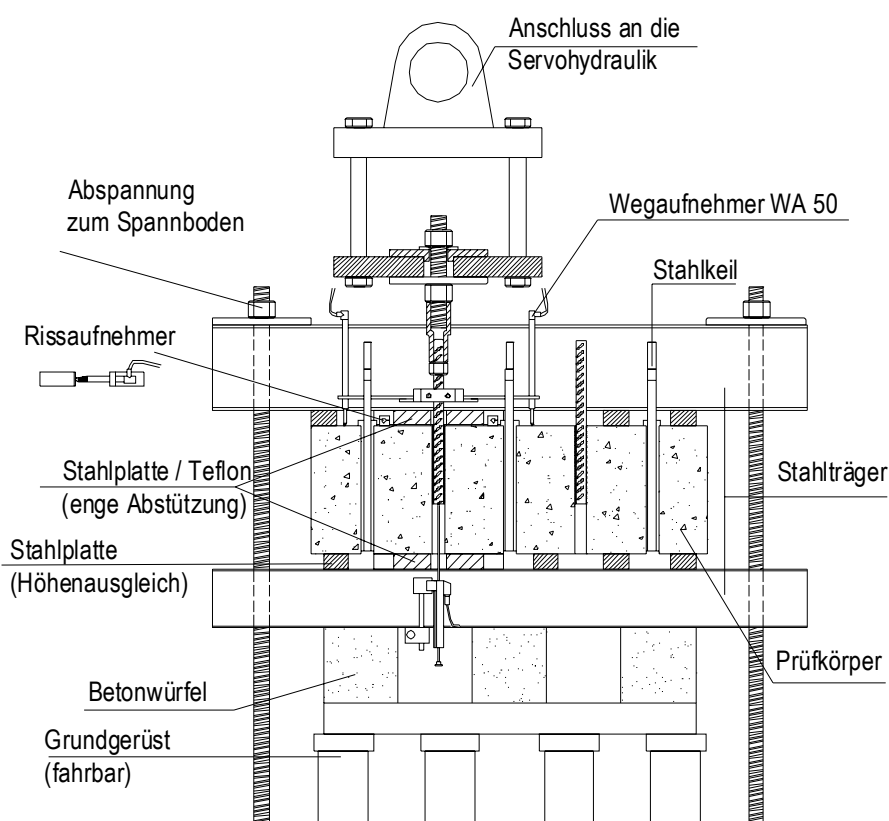
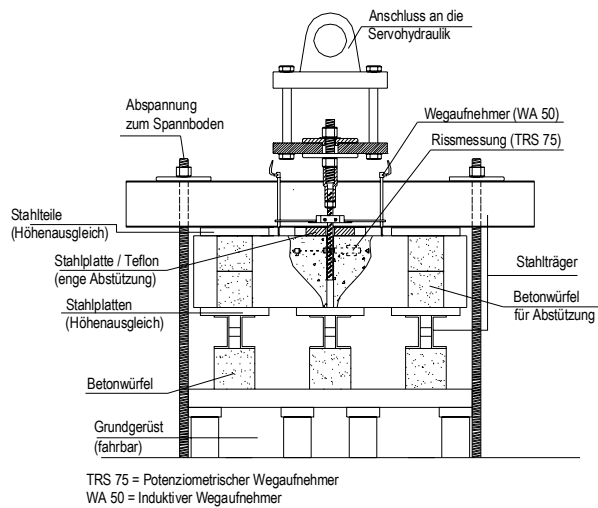
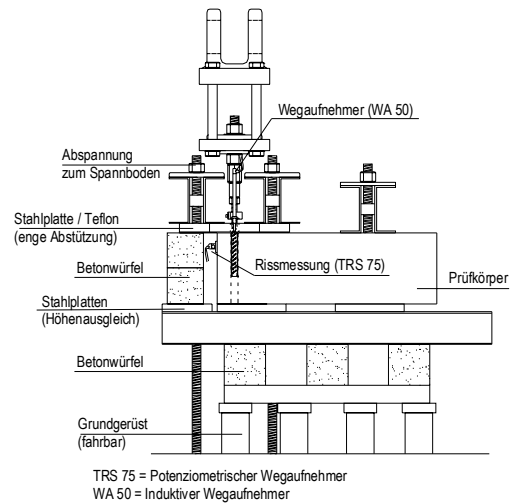


Bild 4.20 Versuchsaufbau der Versuche unter zyklischer Beanspruchung mit großer Betondeckung

Der Versuchsaufbau der Versuche unter zyklischer Beanspruchung mit geringer Betondeckung ist schematisch für zwei Ansichten in Bild 4.21 dargestellt.



(a) Vorderansicht

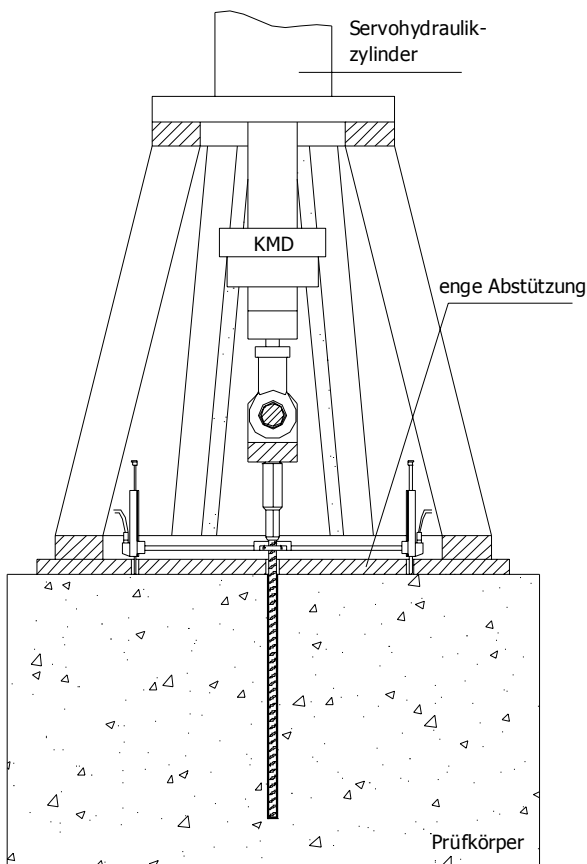


(b) Seitenansicht

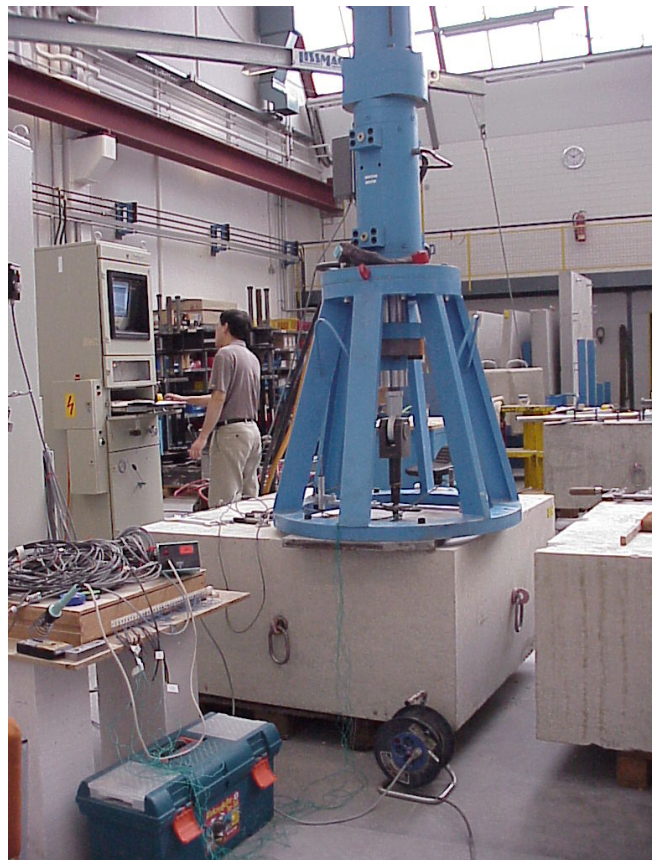
Bild 4.21 Versuchsaufbau der Versuche unter zyklischer Beanspruchung mit geringer Betondeckung

4.3.3.2 Einzelstab mit großer Verankerungslänge ($l_v = 25 d_s$)

Die Versuche mit großer Verankerungslänge ($l_v = 25 d_s$) dienen der Untersuchung des Einflusses der zyklischen Beanspruchung oberhalb der Streckgrenze des Bewehrungsstahles auf das Tragverhalten. Der Versuchsaufbau ist in Bild 4.22 dargestellt. Die zyklische Beanspruchung erfolgte einseitig zwischen $s = +s$ und 0 mm . Der Versuchsaufbau entsprach demjenigen der Versuche unter monotoner Beanspruchung. Die Messung von Verschiebung und Last wurden entsprechend den zyklischen Versuchen nach Abschnitt 4.3.3.1 durchgeführt.



(a) schematische Darstellung

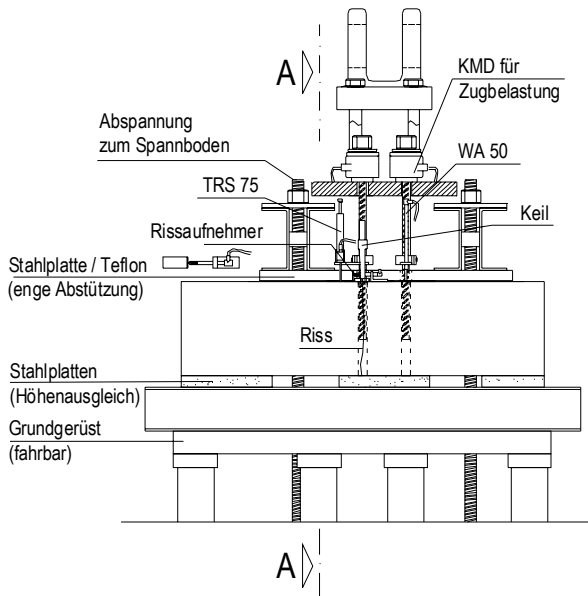


(b) Foto

Bild 4.22 Versuchsaufbau der Versuche unter zyklischer Beanspruchung mit großer Verankerungslänge

4.3.3.3 Zweifachbefestigung mit kurzer Verankerungslänge ($l_v \leq 10 d_s$)

Der Versuchsaufbau der Versuche mit zwei gleichzeitig belasteten Stäben war prinzipiell ähnlich wie der mit einzelnen Stäben nach Abschnitt 4.3.3.1.

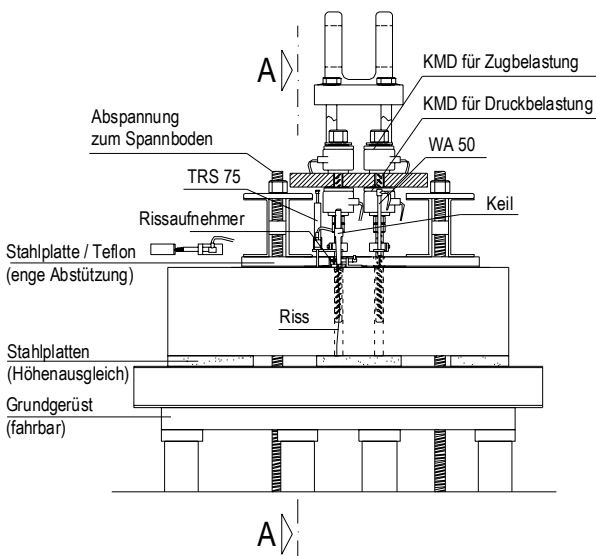


TRS 75 = Potenziometrischer Wegaufnehmer
WA 50 = Induktiver Wegaufnehmer

(a)

(b) Schnitt A-A

Bild 4.23 Versuchsaufbau der Versuche unter einseitig zyklischer Beanspruchung mit zwei Stäben



TRS 75 = Potenziometrischer Wegaufnehmer
WA 50 = Induktiver Wegaufnehmer

(a)

(b) Schnitt A-A

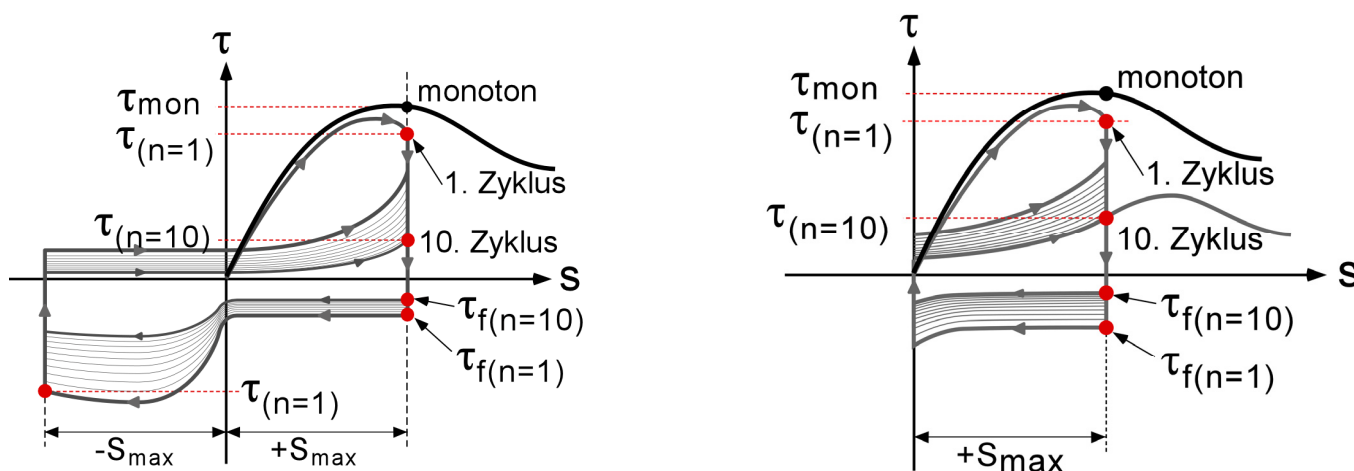
Bild 4.24 Versuchsaufbau der Versuche unter wechselnd zyklischer Beanspruchung mit zwei Stäben

Die Stäbe wurden so eingebracht, dass ein Stab im Riss und der zweite im ungerissenen Beton positioniert waren. Die Kraft des Zylinders wurde in eine biege- und drehsteif gelagerte Stahlkonstruktion eingeleitet, welche die Last weiter in die Stäbe einleitete. Jeder Stab wurde in Durchsteckmontage durch die drehsteife Platte gesteckt und nach Ausrichtung mit Muttern und Kalotten mit der Ausziehvorrichtung verbunden. Dazwischen wurde jeder Bewehrungsstab mit 1-2 Kraftmessdosen ausgestattet. Die Anzahl der Kraftmessdosen war abhängig von der Art der zyklischen Beanspruchung. Bei wechselnd zyklischer Beanspruchung wurden zwei (siehe Bild 4.23), bei einseitig zyklischer Belastung eine Kraftmessdose (siehe Bild 4.24) pro Stab verwendet.

Zur Gewährleistung einer engen Abstützung wurde eine biegesteife Stahlplatte mit zwei Durchgangslöchern verwendet. An beiden Bewehrungsstäben erfolgte eine Wegmessung über jeweils zwei Wegaufnehmer. Die Steuerung der Belastung erfolgte über den Mittelwert der Wegaufnehmer, die am Bewehrungsstab im ungerissenen Beton, angebracht waren.

4.3.3.4 Versuchsablauf

Der Bewehrungsstab wurde zunächst bis zum vorgegebenen Verschiebungswert $s = +s_{\max}$ (vgl. Abschnitt 4.1.8) mit einer konstanten Auszugsgeschwindigkeit von 1,8 mm/min auf Zug beansprucht. Bei Erreichen des vorgegebenen Verschiebungswertes $s = +s_{\max}$ erfolgte eine Belastungsumkehr in die entgegengesetzte Richtung bis zum Erreichen des Verschiebungswertes $s = -s_{\max}$ bzw. $s = 0$ mm. Bei Erreichen des Verschiebungswertes $s = -s_{\max}$ wurde die Belastungsrichtung erneut umgekehrt, bis zur Verschiebung $s = 0$ mm. Dieser Vorgang entspricht dem Ablauf eines einzelnen Zyklus und wurde in der Regel 10 mal wiederholt (ohne Zwischenstop bei $s = 0$ mm). Nach Durchführung der zyklischen Belastung wurde ein Ausziehversuch durchgeführt. Die zyklische Belastung zwischen einem konstanten Verschiebungswert ist schematisch in Bild 4.25 dargestellt.



(a) (b)
Bild 4.25 Zyklische Beanspruchung zwischen (a) $s = \pm s_{\max}$ bzw. (b) $s = +s_{\max}$ und $s = 0$ mm

4.4 Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben im ungerissenen Beton

4.4.1 Übersicht der Versuche im ungerissenen Beton

Es wurden insgesamt 162 Versuche im ungerissenen Beton mit großer Betondeckung durchgeführt, davon wurden 43 Versuche monoton und 119 zyklisch belastet. Bei allen Versuchsreihen wurden eingemörtelte und einbetonierte Bewehrungsstäbe im Vergleich geprüft. Hierbei wurden die folgenden Parameter P variiert:

- Verbundmörtelsystem
- Verschiebungswert
- Stabdurchmesser
- Spitzendruck
- Art der zyklischen Beanspruchung

P(Systeme HH, HE, WE, WW, PZ)
 $P(s = \pm(s_{0,25F_u}, s_{0,5F_u}, s_{0,75F_u}, s_{F_u}, 2s_{F_u}))$
 $P(d_s = 12 \text{ mm}, 20 \text{ mm und } 32 \text{ mm})$
 $P(\text{ohne und mit } {}^{(mSp)} \text{ Spitzendruck})$
 $P(s = +s_{F_u} / 0 \text{ mm und } \pm s_{F_u})$

Tabelle 4.9 Versuchsprogramm der Versuche unter monotoner und zyklischer Beanspruchung mit großer Betondeckung im ungerissenen Beton; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, WW, PZ)

Ungerissener Beton				Einbetoniert	System HH	System HE	System WE	System WW	System PZ
monoton	$d_s=12\text{ mm}$			8	-	-	3	-	3
	$d_s=20\text{ mm}$			5	3	3	5	6	3
	$d_s=32\text{ mm}$			2	-	-	-	-	2
zyklisch	n=10	$d_s=12\text{ mm}$	$s = \pm s_{Fu}$	4	-	-	-	-	3
		$d_s=20\text{ mm}$	$s = \pm s_{0,25Fu}$	5^{mSp}	$5+5^{mSp}$	-	-	5	-
			$s = \pm s_{0,5Fu}$	$4+5^{mSp}$	4	-	4	5	-
			$s = \pm s_{0,75Fu}$	-	5	-	-	5	-
			$s = +s_{Fu}$	4	9	-	4		-
			$s = \pm s_{Fu}$	$6+5^{mSp}$	4	2	4	5	4
			$s = \pm 2s_{Fu}$	-	5	-	-	-	-
		$d_s=32\text{ mm}$	$s = \pm s_{Fu}$	4	-	-	2	-	2

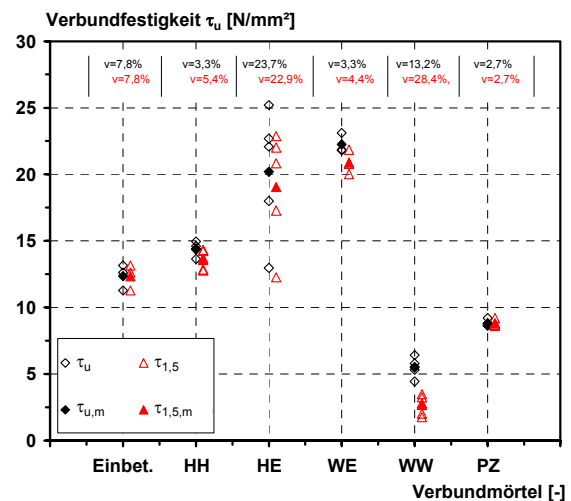
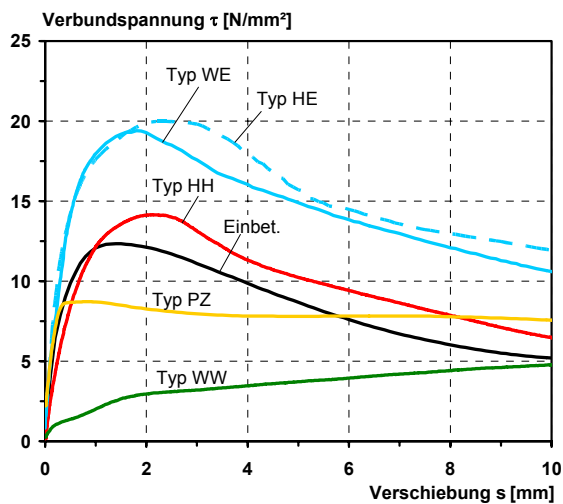
^{mSp} mit Spitzendruck

Das Versuchsprogramm mit den maßgeblichen Parametern und den verwendeten Systemen der durchgeführten Versuche ist in Tabelle 4.9 dargestellt. Die detaillierten Ergebnisse der in diesem Abschnitt erläuterten Versuche sind im Anhang (Abschnitt 12.1) aufgeführt.

4.4.2 Einfluss Verbundmörtelsystem

4.4.2.1 Monotone Beanspruchung

In Bild 4.26a sind die gemittelten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen der untersuchten eingemörtelten Bewehrungsstäbe unter monotoner Beanspruchung dargestellt. Zum Vergleich sind die Werte von vergleichbaren einbetonierten Bewehrungsstäben mit aufgenommen. Die Bohrlöcher wurden in der Regel nach Herstellerangaben gereinigt und die Bewehrungsstäbe wurden in trockenem Beton gesetzt. Ziel der Untersuchungen war es, Systeme zu untersuchen, die ein unterschiedliches Last-Verschiebungsverhalten und verschiedene Versagensarten aufweisen. Daher wurde beim System WW das Bohrloch bewusst schlechter als vom Hersteller angegeben manuell gereinigt (3mal ausblasen, 3mal ausbürsten, 3mal ausblasen). Beim System PZ werden vom Hersteller keine Angaben zur Bohrlochreinigung gegeben. Daher wurde einheitlich für alle Stäbe das Bohrloch vor dem Setzen 24h gewässert und anschließend optimal manuell gereinigt (3mal ausblasen, 3mal ausbürsten, 3mal ausblasen).



(a) (b)
Bild 4.26 Einfluss des Mörtelsystems auf die (a) mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) Verbundfestigkeit unter monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8\text{--}10 d_s$, $f_{cc} = 28\text{--}29 \text{ N/mm}^2$ (Einbetoniert, Systeme HH, WE, WW), $f_{cc} = 34\text{--}35 \text{ N/mm}^2$ (Systeme HE, PZ)

Die Versuche zeigen einen deutlichen Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf die Verbundsteifigkeit und die Verbundfestigkeit. Die Verbundspannungs-Verschiebungskurve der eingemörtelten Bewehrungsstäbe (System HH) zeigt einen vergleichbaren Verlauf der Verbundsteifigkeit und der Verbundfestigkeit wie die der einbetonierten Bewehrungsstäbe. Dagegen weisen die mit den Systemen PZ, HE und WE eingemörtelten Stäbe ein deutlich steiferes Verhalten und die Stäbe, eingemörtelt mit dem Polyesterharz WW, eine deutlich niedrigere Verbundsteifigkeit auf als einbetonierte Rippenstäbe.

Wie in Abschnitt 2.2.5 beschrieben können bei der Versagensart Herausziehen unterschiedliche Last-Verschiebungskurven auftreten, die abhängig sind von der Steifigkeit und der Klebekraft des Mörtels. Bei hoher Klebekraft und steifem Mörtel (Systeme HH, HE, WE, PZ) weisen die Bewehrungsstäbe bis zu ihrer Höchstlast ein annähernd elastisches Verhalten auf. Bei den Stäben, eingemörtelt mit System PZ, sind jedoch die Reibungskräfte kleiner als die Klebekraft, daher fällt die aufnehmbare Last mit zunehmender Verschiebung langsam ab. Bei den mit System WW eingemörtelten Stäben werden nach Überwindung der Adhäsionskräfte Reibungskräfte aktiviert; hier wird die Höchstlast bei relativ großer Verschiebung ($s = 15$ bis 18 mm) erreicht.

In Bild 4.26b sind die in Bild 4.26a gemessenen Ergebnisse der Verbundfestigkeiten τ_u und $\tau_{1,5}$ (siehe Abschnitt 4.1.7) für die verschiedenen Verbundmörtelprodukte dargestellt. Die eingemörtelten Stäbe (Systeme HH, HE, WE) weisen eine im Mittel ca. 15% (System HH) bzw. 60% (Systeme HE, WE) höhere Verbundfestigkeit auf als die einbetonierten Bewehrungsstäbe. Wohingegen die Verbundfestigkeiten der mit den Systemen PZ und WW eingemörtelten Stäbe im Mittel mit 25% (System PZ) und 67% (System WW) deutlich geringere Verbundfestigkeiten aufweisen als einbetonierte Stäbe. Insbesondere die Systeme HE und WW, bei denen das Bohrloch mit Hand gereinigt wurde, zeigen zudem deutlich größere Streuungen als die anderen Systeme. Dies wird bei beiden Systemen im Wesentlichen auf die Bohrlochreinigung zurückgeführt. Denn das mit dem System HE vergleichbare System WE zeigt deutlich geringere Streuungen; diese Bohrlöcher wurden maschinell gereinigt.

Vergleicht man die Werte der Verbundfestigkeiten τ_u mit den Verbundspannungen $\tau_{1,5}$ so zeigen lediglich die Versuche mit den Systemen WE und HE geringfügig und die mit System WW deutlich kleinere Festigkeitswerte. Dies ist auf das unterschiedliche Last-Verschiebungsverhalten dieser Mörtel zurückzuführen.

Wie in Abschnitt 2.2.6.2 aufgeführt hängt das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben wesentlich von der Klebewirkung bzw. der Mikroverzahnung des Verbundmörtels an der Bohrlochwand ab. Das Verbundversagen der mit Hybrid eingemörtelten Stäbe war vergleichbar mit

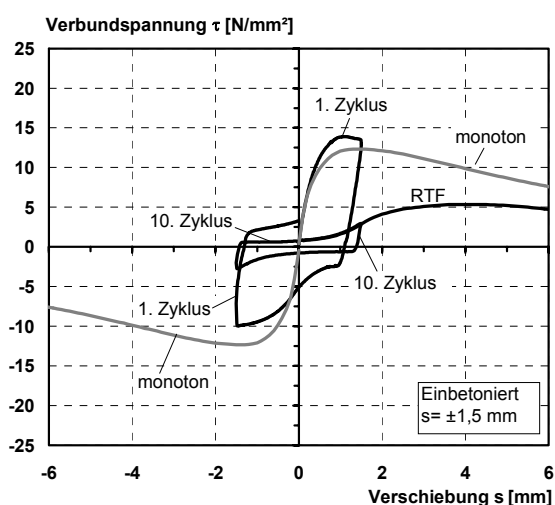
dem von einbetonierten Bewehrungsstäben und trat in der Regel an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel auf. Während beim System WW das Verbundversagen bei allen geprüften Stäben zwischen Bohrlochwand und Mörtel auftrat, wurde bei den Systemen PZ und HE sowohl ein Versagen zwischen Stab und Mörtel mit hohen Verbundfestigkeiten als auch ein Versagen durch Herausziehen des Mörtelpfropfens mit deutlich geringeren Verbundfestigkeiten beobachtet. Trotz der besseren Bohrlochreinigung (maschinell) und der daraus resultierenden hohen Klebewirkung zwischen Stab und Mörtel trat auch beim Epoxid-System WE in der Regel das Versagen zwischen Mörtel und Beton auf.

Die Ergebnisse der Versuche unter monotoner Beanspruchung zum Einfluss des Verbundmörtels auf das Verbundverhalten decken sich mit den Ergebnissen von *Spieth (2002)*, der ebenfalls einen deutlichen Einfluss der Verbundmörtelsysteme auf die Verbundfestigkeit von eingemörtelten Bewehrungsstäben festgestellt hat (vgl. Abschnitt 2.2.6.1).

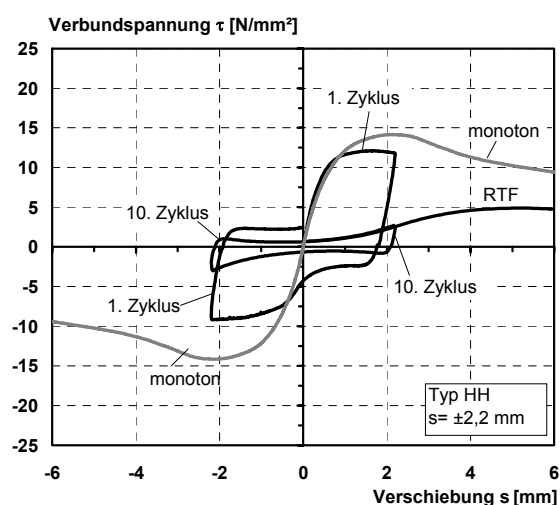
4.4.2.2 Zyklische Beanspruchung

Bild 4.27 zeigt die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von einbetonierten (Bild 4.27 a) und eingemörtelten Bewehrungsstäben (Bild 4.27b-f) unter zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton. Dargestellt sind die Kurven im 1. und 10. Zyklus sowie die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung. Im Vergleich ist die mittlere monotone Ausziehkurve der Versuche unter monotoner Beanspruchung im Zugbereich und gespiegelt im Druckbereich dargestellt.

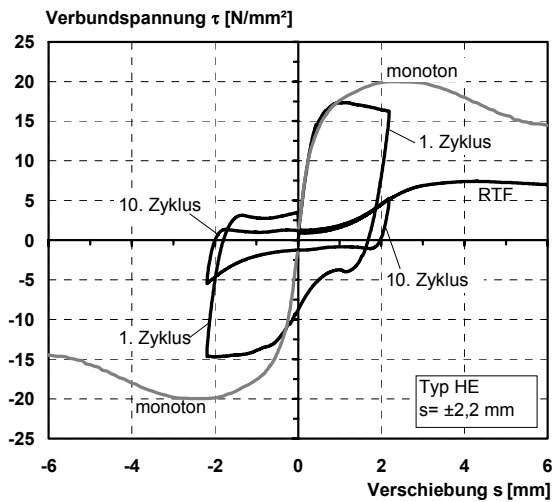
Aus Bild 4.27 geht hervor, dass der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurve des 1. Zyklus bis Erreichen von s_{Fu} , unter Berücksichtigung der üblichen Streuungen, mit dem Verlauf der monotonen Kurve übereinstimmt. Nach zyklischer Beanspruchung wird jedoch die für monotone Belastung geltende Ausziehkurve bei einbetonierten und eingemörtelten Stäben (Systeme HH, HE, WE) nicht mehr erreicht. Demgegenüber nähert sich bei den Systemen PZ und WW die in den Resttragfähigkeitsversuchen gemessene Ausziehkurve, bei großen Verschiebungen, der für monotone Belastungen geltenden Verbundspannungs-Schlupfkurve an.



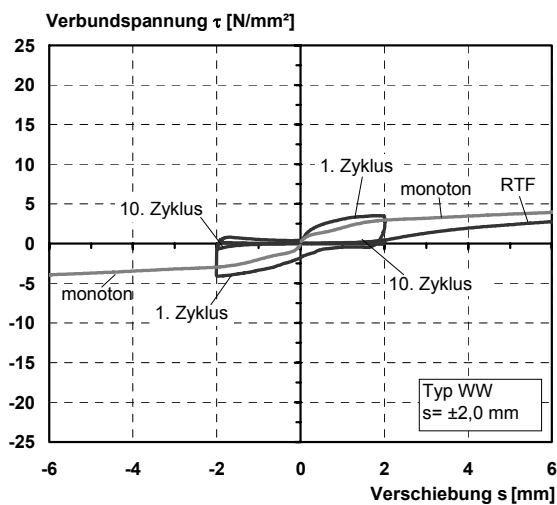
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5$ mm



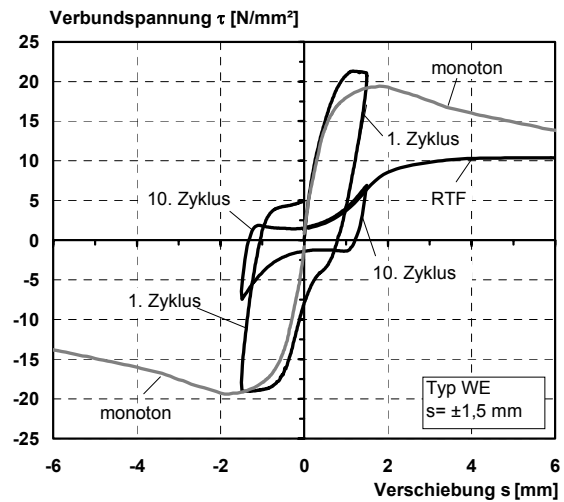
(b) System HH, $s = \pm 2,2$ mm



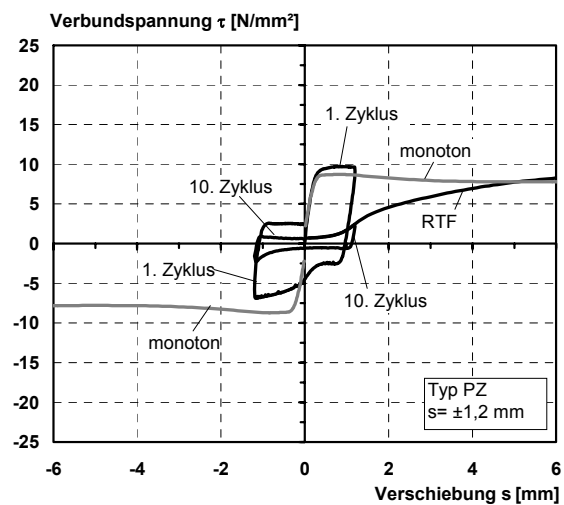
(c) System HE, $s = \pm 2,2 \text{ mm}$



(e) System WW, $s = \pm 2,0 \text{ mm}$



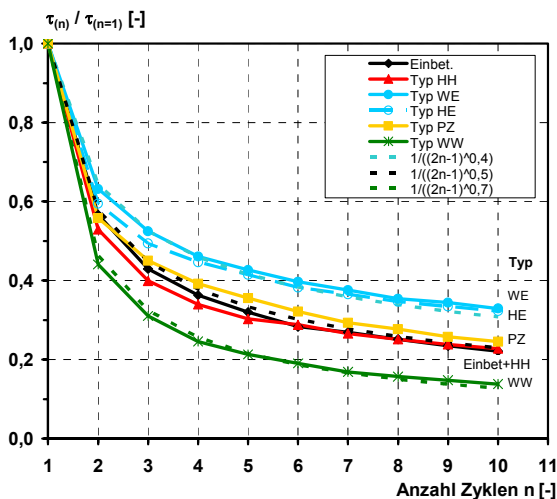
(d) System WE, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$



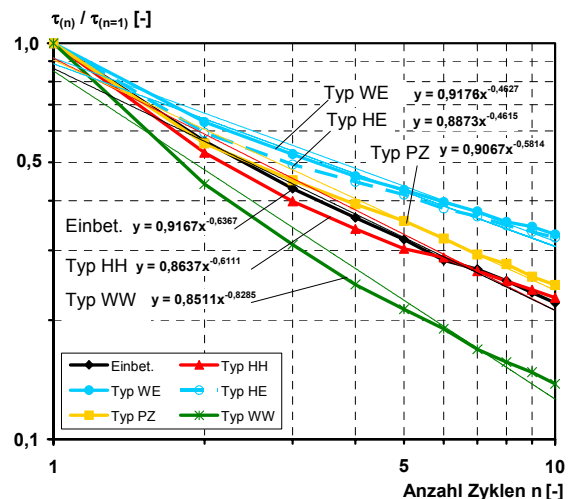
(f) System PZ, $s = \pm 1,2 \text{ mm}$

Bild 4.27 Einfluss des Mörtelsystems auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von (a) einbetonierten und (b-f) eingemörtelten Stäben unter monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, WW, PZ)

In Bild 4.28 ist das mittlere Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für alle Versuchsserien dargestellt. Dabei bedeutet $\tau_{(n)}$ die Verbundspannung bei $s = s_{max}$ nach n Lastwechseln und $\tau_{(n=1)}$ die Verbundspannungen bei erstmaligen Erreichen von $s = s_{max}$. Die Verbundspannungen bei $s = s_{max}$ nehmen mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Die Versuche mit eingemörtelten Stäben (Systeme HH, PZ) zeigen einen ähnlichen Verlauf der Verhältniswerte $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ wie einbetonierte Stäbe. Demgegenüber weist das Epoxid-System eine geringfügig geringere, das System WW eine etwas erhöhte Abnahme der Verbundspannungen auf als einbetonierte Stäbe. Nach 10 Zyklen werden bei $s = +s_{Fu}$ im Mittel 30% (Systeme WE, HE), 20% (Systeme HH, PZ, Einbetoniert) und 15% (System WW) der Verbundspannungen beim 1. Zyklus erreicht.



(a) lineare Darstellung



(b) doppelt logarithmische Darstellung

Bild 4.28 Einfluss des Mörtelsystems auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, WW, PZ)

In Bild 4.28 sind zusätzlich Vorschläge zur Beschreibung des Kurvenverlaufs mit eingetragen. Insgesamt sind drei Kurven gemäß Gleichung (4.2) dargestellt. Die erste Kurve ($b = 0,4$) gilt für ein sehr steifes System (Systeme HE, WE). Die zweite Kurve ($b = 0,5$) beschreibt gut die Ergebnisse der Versuche mit einbetonierten und eingemörtelten (Systeme PZ, HH) Stäben. Die dritte Kurve mit $b = 0,7$ gilt für ein sehr weiches System (System WW).

$$\tau_{(n)} = \frac{\tau_{(n=1)}}{(2n-1)^b} \quad (4.2)$$

mit:

- b
- Beiwert abhängig vom verwendeten System
 - = 0,4 (Typ HE, WE), $s = \pm s_{Fu}$, $w = 0,0$ mm
 - = 0,5 (Einbetoniert, HH, PZ), $s = \pm s_{Fu}$, $w = 0,0$ mm
 - = 0,7 (Typ WW), $s = \pm s_{Fu}$, $w = 0,0$ mm

Zusätzlich sind die in Bild 4.28a gezeigten Kurven in Bild 4.28b vergleichend in einem doppelt logarithmischen Maßstab dargestellt. Der Verlauf der Kurven kann für jedes Mörtelsystem genauer durch eine einfache potenzielle Funktion, die in Bild 4.28b für die unterschiedlichen Systeme mit angegeben ist, nach Gleichung (4.3) beschrieben werden.

$$y = ax^{-b} \quad (4.3)$$

mit:

- y
- = $\log \tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$
- a
- Beiwert für die Steigung der Geraden, nach Bild 4.28b ergibt sich ein Wert von 0,9
- x
- = $\log n$
- b
- Beiwert abhängig vom verwendeten System

Bei den Versuchen, die zyklisch zwischen den Verschiebungen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton durchgeführt wurden, kann gemäß Bild 4.28b der Beiwert a gemäß Gleichung (4.3) vereinfachend zu $a = 0,9$ angenommen werden. Dann ergibt sich Gleichung (4.4):

$$y = 0,9 \cdot x^{-b} \quad (4.4)$$

Der Beiwert b ist abhängig vom verwendeten System und die Ergebnisse sind in Tabelle 4.10 zusammengefasst.

Tabelle 4.10 Beschreibung der mittleren Verbundspannungsabnahme $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, WW, PZ)

Beiwert b aus $y = 0,9 \cdot x^{-b}$	Einbetoniert	Mörtelsystem				
		HH	HE	WE	WW	PZ
$w = 0,0$ mm, $\pm s_{Fu}$	0,63	0,61	0,46	0,46	0,8	0,58
Bezogene b/ Einbetoniert	1,0	0,97	0,73	0,73	1,27	0,92

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ durch das Verbundmörtelprodukt beeinflusst wird, sind in Bild 4.29 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der untersuchten Mörtelsysteme dargestellt. Zum Vergleich ist auch die mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurve von einbetonierten Stäben eingezeichnet.

Das Resttragverhalten wurde direkt im Anschluss an die zyklische Beanspruchung geprüft. Bei der Verschiebung $s = 0$ mm wird die nach zehnmaliger zyklischer Beanspruchung noch ertragbare Verbundspannung gemessen. Dieser Wert ist produktabhängig.

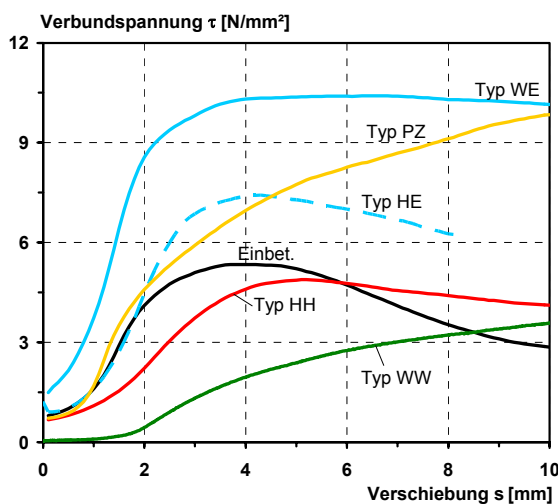


Bild 4.29 Einfluss des Mörtelsystems auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ, WW)

Bild 4.29 zeigt einen deutlichen Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf die Verbundsteifigkeit und –festigkeit nach zyklischer Beanspruchung. Sowohl die Epoxid-Systeme (HE, WE) als auch das Zement-System PZ weisen eine ähnliche Steifigkeit auf wie einbetonierte Stäbe, erreichen jedoch deutlich höhere Festigkeitswerte. Die bei den Stäben mit System HH beobachtete geringere Verbundsteifigkeit als bei einbetonierten Stäben ist auf den bei zyklischer Beanspruchung verwendeten größeren Verschiebungswert zurückzuführen. Die hierbei erreichten Festigkeitswerte sind vergleichbar mit denen von einbetonierten Stäben. Demgegenüber weist das System PZ deutlich geringere Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten auf als einbetonierte Stäbe. Jedoch zeigen die Systeme PZ und WW eine deutliche Aktivierung der Reibungskräfte mit zunehmender Verschiebung. Die Versagensart der Stäbe unter zyklischer Beanspruchung entsprach derjenigen unter monotoner Beanspruchung (Abschnitt 4.4.2.1).

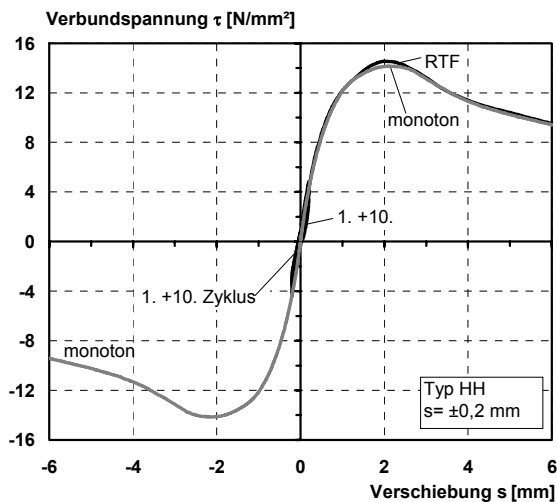
Die Untersuchungen im ungerissenen Beton haben gezeigt, dass das Verbundmörtelprodukt einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten unter monotoner und zyklischer Beanspruchung hat. Das Tragverhalten unter zyklischer Beanspruchung im ungerissenen Beton ist abhängig von der Verbundspannungs-Verschiebungskurve unter monotoner Beanspruchung. Der Verlauf der Verbundspannungsabnahmen während der zyklischen Beanspruchung kann mit einer Gleichung beschrieben werden, deren Parameter abhängig vom gewählten System bzw. dessen Steifigkeit sind.

4.4.3 Einfluss Verschiebungswert

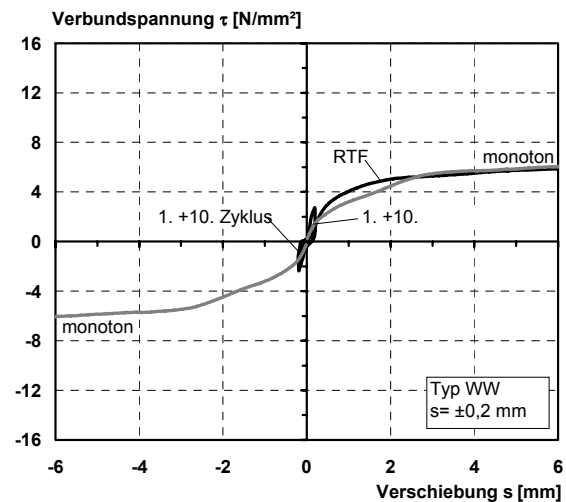
Um den Einfluss des Verschiebungswertes auf das Verbundverhalten zu untersuchen, wurden Versuche an eingemörtelten Bewehrungsstäben mit den Systemen HH und WW durchgeführt. Die Verschiebungswerte, zwischen denen zyklisch beansprucht wurde, entsprachen der Verschiebung der monotonen Ausziehkurve des Systems HH (siehe Bild 4.26a) bei 25% ($s = \pm s_{0,25Fu}$), 50% ($s = \pm s_{0,5Fu}$), 75% ($s = \pm s_{0,75Fu}$) der Höchstlast und bei Höchstlast ($s = \pm s_{Fu}$). Zum besseren Vergleich wurden bei dem System WW die gleichen Verschiebungswerte wie beim System HH gewählt. In Bild 4.30 sind die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der mit dem System HH (Bild

4.30a1-a3) und WW (Bild 4.30b1-b3) eingemörtelten Bewehrungsstäbe dargestellt. Die Darstellung zeigt den 1. und 10. Zyklus sowie die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung. Im Vergleich ist die mittlere Ausziehkurve der Versuche unter monotoner Beanspruchung im Zugbereich und gespiegelt im Druckbereich dargestellt.

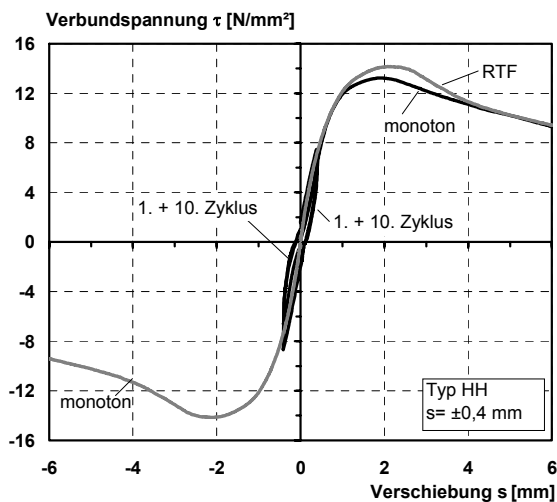
Bild 4.30 zeigt einen deutlichen Einfluss des gewählten zyklischen Verschiebungswertes auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit nach zyklischer Beanspruchung. Während bei kleinem Verschiebungswert $s < s_{0,75F_u}$ (System HH) und $s < s_{0,5F_u}$ (System WW) im 10ten Zyklus und im anschließenden Restzugversuch keine Abnahme der Verbundsteifigkeit und -festigkeit im Vergleich zur monotonen Ausziehkurve beobachtet wurde, nehmen mit zunehmendem Verschiebungswert sowohl die Verbundsteifigkeit als auch die Verbundfestigkeit deutlich ab. Die für monotone Belastung geltende Ausziehkurve wird im Restzugversuch nicht mehr erreicht.



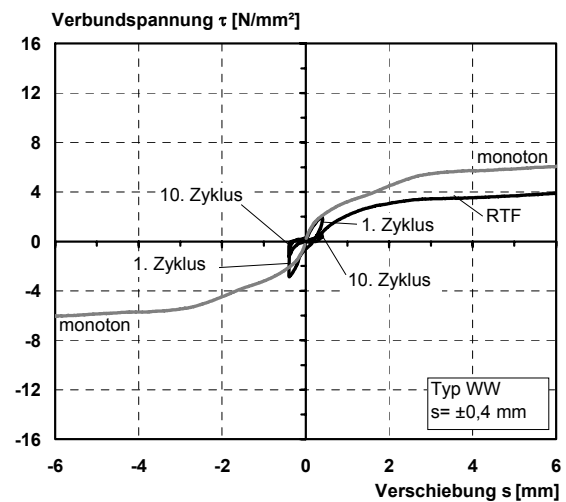
(a1) System HH, $s = \pm 0,2$ mm



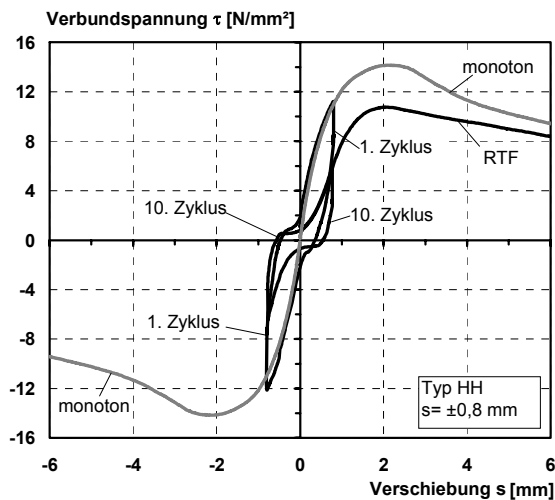
(b1) System WW, $s = \pm 0,2$ mm



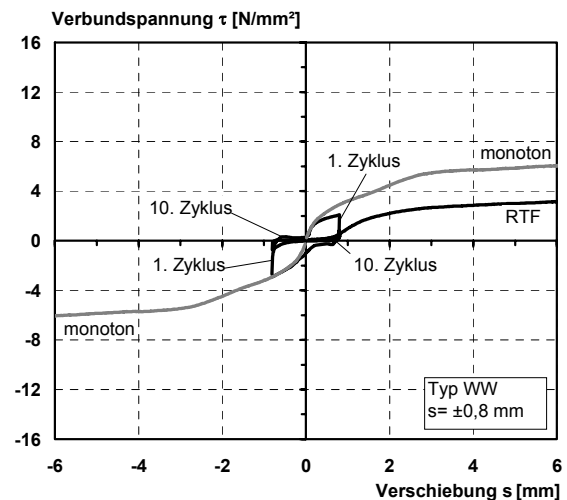
(a2) System HH, $s = \pm 0,4$ mm



(b2) System WW, $s = \pm 0,4$ mm



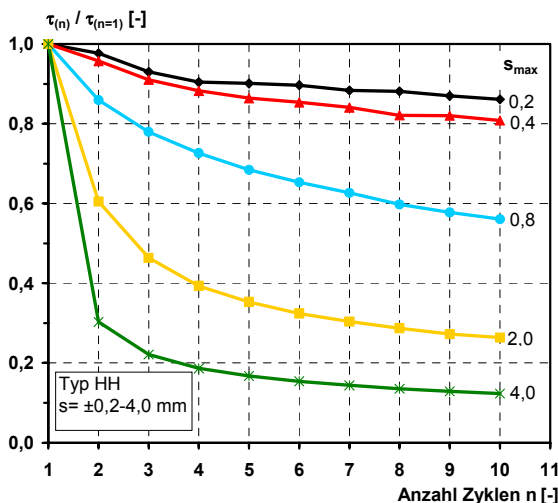
(a3) System HH, $s = \pm 0,8$ mm



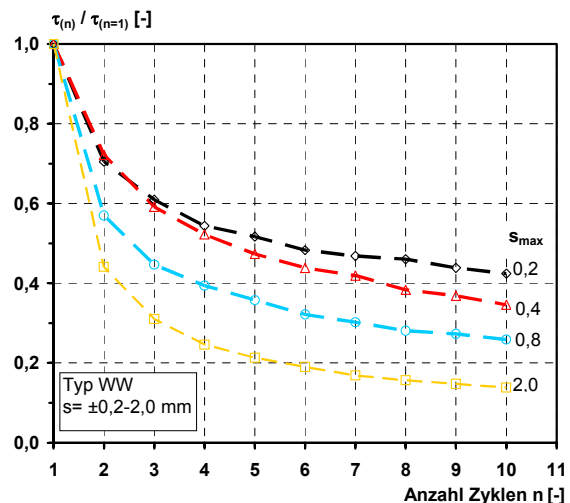
(b3) System WW, $s = \pm 0,8$ mm

Bild 4.30 Einfluss des Verschiebungswertes auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Stäben (System HH (a1-a3) und System WW (b1-b3)) unter monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $\pm 0,2$; $0,4$; $0,8$ mm im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 10 d_s$

Die Verbundspannungen $s = +s_{\max}$ nehmen mit zunehmender Zahl der Lastwechsel ab (Bild 4.31). Die Zunahme wird jedoch mit abnehmendem Schlupfwert geringer. Sie ist für das System WW wesentlich ausgeprägter als für das System HH.



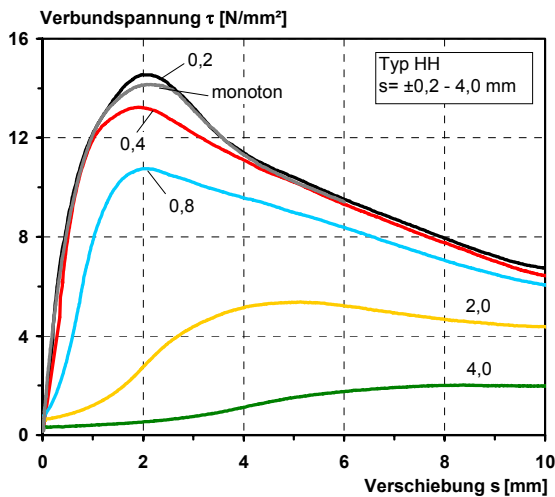
(a) System HH



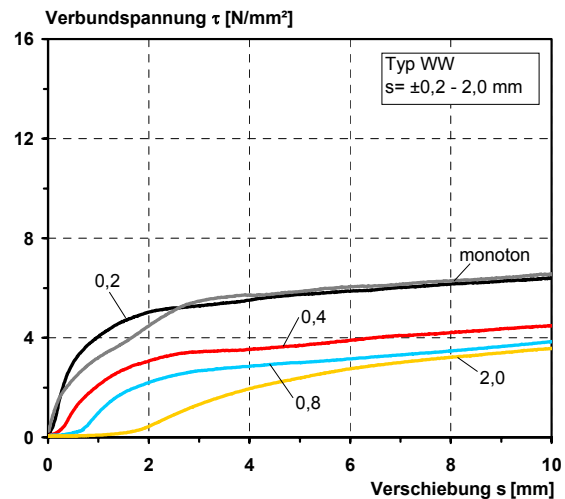
(b) System WW

Bild 4.31 Einfluss des Verschiebungswertes auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen von eingemörtelten Stäben (System HH (a) und WW (b)) bei zyklischer Beanspruchung zwischen $\pm 0,2$; $0,4$; $0,8$; $2,0$ mm und $4,0$ mm (nur System HH) im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$

Zur Verdeutlichung der Ergebnisse aus Bild 4.30 sind in Bild 4.32 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven im Restzugversuch der untersuchten Mörtelsysteme (HH und WW) dargestellt. Im Vergleich ist auch die mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurve der monotonen Versuche aufgetragen.



(a) System HH



(b) System WW

Bild 4.32 Einfluss des Verschiebungswertes auf die mittleren Verbundspannungs-Verchiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $\pm 0,2$; $0,4$; $0,8$; $2,0$ mm und $4,0$ mm (nur System HH) im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Systeme HH (a) und WW (b))

Unter Berücksichtigung der üblichen Streuungen haben die Untersuchungen gezeigt, dass sich bei einer zyklischen Belastung zwischen kleinen Verschiebungswerten ($s \leq \pm 0,4$ mm) im anschließenden Ausziehversuch ähnliche Verbundspannungswerte wie unter monotoner Belastung ergeben. Bei einer zyklischen Belastung zwischen $s \geq \pm 0,8$ mm wird die Tragfähigkeit unter monotoner Beanspruchung nicht erreicht. Diese Aussage ist gültig für die Systeme HH und WW.

Zusätzlich wurden Untersuchungen an einbetonierten Stäben im ungerissenen Beton durchgeführt, die zyklisch zwischen den Verschiebungswerten $s = \pm s_{0,5F_u}$ und $\pm s_{F_u}$ beansprucht wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Bild 4.33 und Bild 4.34 mit den Ergebnissen der eingemörtelten Stäbe (Systeme HH und WW) verglichen.

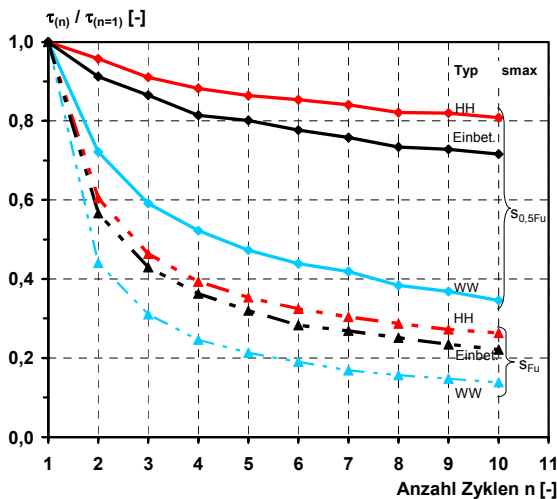


Bild 4.33 Einfluss des Verschiebungswertes auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_n/\tau_{n=1}$ bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$ und $\pm s_{F_u}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WW)

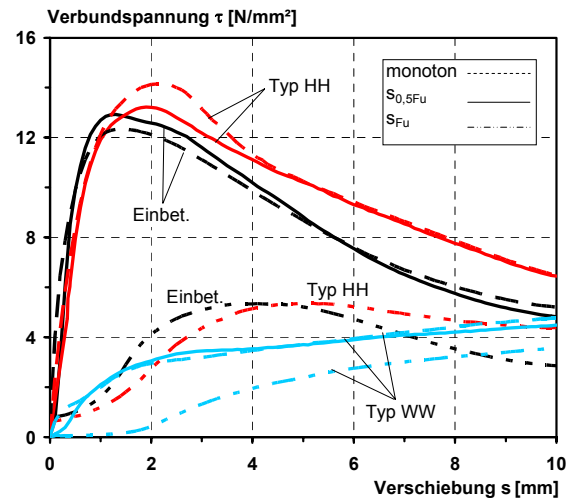


Bild 4.34 Mittlere Verbundspannungs-Verchiebungskurven unter monotoner und nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$ und $\pm s_{F_u}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WW)

Deutlich sichtbar ist, dass das Tragverhalten der mit Hybridmörtel eingemörtelten Stäbe vergleichbar ist mit dem von einbetonierten Stäben. Dies gilt während und nach der zyklischen Beanspruchung zwischen den Verschiebungswerten $s = \pm s_{0,5F_u}$ und $\pm s_{F_u}$. Demgegenüber weist das System WW ein deutlich schlechteres Tragverhalten auf als einbetonierte Stäbe.

Das Verbundversagen der eingemörtelten Stäbe war, unabhängig von der Wahl des gewählten Verschiebungswertes, entsprechend dem Versagen unter monotoner Beanspruchung. Bei mit Hybridmörtel eingemörtelten Stäben trat das Versagen in der Regel an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel auf und war vergleichbar mit dem von einbetonierten Stäben. Die bei diesen Stäben (System HH) erreichte höhere Verbundfestigkeit, im Vergleich zu einbetonierten Stäben, wird auf die höhere Mörtelfestigkeit zurückgeführt. Demgegenüber trat bei allen geprüften Stäben mit System WW das Verbundversagen zwischen Bohrlochwand und Mörtel auf. Nach Überschreiten der Klebewirkung, bei relativ kleiner Verschiebung ($s \sim \pm 0.2$ mm), erfolgt die Kraftübertragung lediglich durch Reibung. Dieser Reibungswiderstand wird durch eine zyklische Beanspruchung deutlich stärker reduziert als bei einbetonierten Stäben.

Die Ergebnisse der Versuche mit einbetonierten Stäben unter zyklischer Beanspruchung zum Einfluss des Verschiebungswertes auf das Tragverhalten stimmen mit den Ergebnissen von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* überein, der ebenfalls einen deutlichen Einfluss des Verschiebungswertes auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit festgestellt hat (vgl. Abschnitt 2.5.4.2.9).

4.4.4 Einfluss Stabdurchmesser

Zur Untersuchung des Einflusses des Stabdurchmessers auf das Verbundverhalten wurden Versuche an einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben (Systeme PZ, WE (nur monoton)) unter monotoner und zyklischer Beanspruchung durchgeführt. Hierfür wurden die in Abschnitt 4.1.2 beschriebenen Rippenstäbe verwendet. Aus versuchstechnischen Gründen wurden alle Bewehrungsstäbe unabhängig vom Stabdurchmesser in Betonplatten der Dicke $d = 30$ cm mit $l_v = 8 d_s$ verankert. Um Spaltrisse bei den Versuchen mit $d_s = 32$ mm zu vermeiden, wurden große Achs- und Randabstände gewählt. Der Ringspalt Durchmesser wurde nach Herstellerangaben gewählt. Er betrug für die Stäbe mit $d_s = 12$ mm 2 mm, für $d_s = 20$ mm 2,5 mm und für $d_s = 32$ mm 4 mm.

Um einen Einfluss der bezogenen Rippenflächen auszuschließen, wurden die Verbundspannungswerte nach Gleichung (2.1) umgerechnet. Der Bezugswert der bezogenen Rippenfläche wurde mit $f_R = 0,08$ gewählt. Der Einfluss der bezogenen Rippenflächen wird bei den durchgeführten Versuchen als gering eingestuft, da sich die Werte nicht wesentlich unterschieden (vgl. Abschnitt 4.1.2). Bei den Stäben mit $d_s = 12$ mm ist jedoch anzumerken, dass die Rippen ringförmig um den Stab, d.h. gewindestabähnlich angeordnet waren (Bild 4.5a Abschnitt 4.1.2). Um einen Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit auszuschließen, wurden unter der Annahme, dass die Verbundfestigkeit bei einbetonierten Rippenstäben nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* proportional zur Quadratwurzel der Betonfestigkeit zunimmt, alle im Folgenden dargestellten Ergebnisse zusätzlich auf eine Betondruckfestigkeit von $f_{cc} = 30$ N/mm² umgerechnet.

4.4.4.1 Monotone Beanspruchung

Die monotonen Versuche dienten als Referenzversuche, aus denen die Verschiebungswerte bei Höchstlast bestimmt wurden. In Bild 4.35a sind die gemittelten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung und in Bild 4.35b die Ergebnisse der Verbundfestigkeiten der untersuchten eingemörtelten Stäbe unter monotoner Beanspruchung dargestellt. Zum Vergleich sind die Werte von vergleichbaren einbetonierten Stäben mit aufgenommen.

Die Bilder zeigen, dass unter monotoner Beanspruchung mit zunehmendem Stabdurchmesser zum Teil niedrigere Verbundsteifigkeiten und geringere Verbundfestigkeiten gemessen wurden. Die Änderung der Anfangssteifigkeit ist insbesondere bei den geprüften einbetonierten Stäben deutlich sichtbar.

Die eingemörtelten Stäbe (System WE) weisen, unabhängig vom Stabdurchmesser, deutlich höhere Verbundfestigkeiten auf als die einbetonierten Stäbe. Wohingegen die Verbundfestigkeiten der mit Zement eingemörtelten Stäbe, für Stabdurchmesser $d_s = 12$ mm, vergleichbare und für Stabdurchmesser $d_s > 12$ mm geringere Werte erreichen als einbetonierte Stäbe.

Während die eingemörtelten Stäbe (Systeme WE, PZ) mit $d_s = 12$ mm, zusätzlich begünstigt durch die gewindeähnliche Ausbildung der Rippen (siehe *Kirtzakis (2004)*), in der Verbundfläche zwischen Stab und Mörtel versagten, trat das Versagen bei den Stäben mit $d_s = 20$ mm und $d_s = 32$ mm (nur System PZ) zwischen Mörtel und Beton auf.

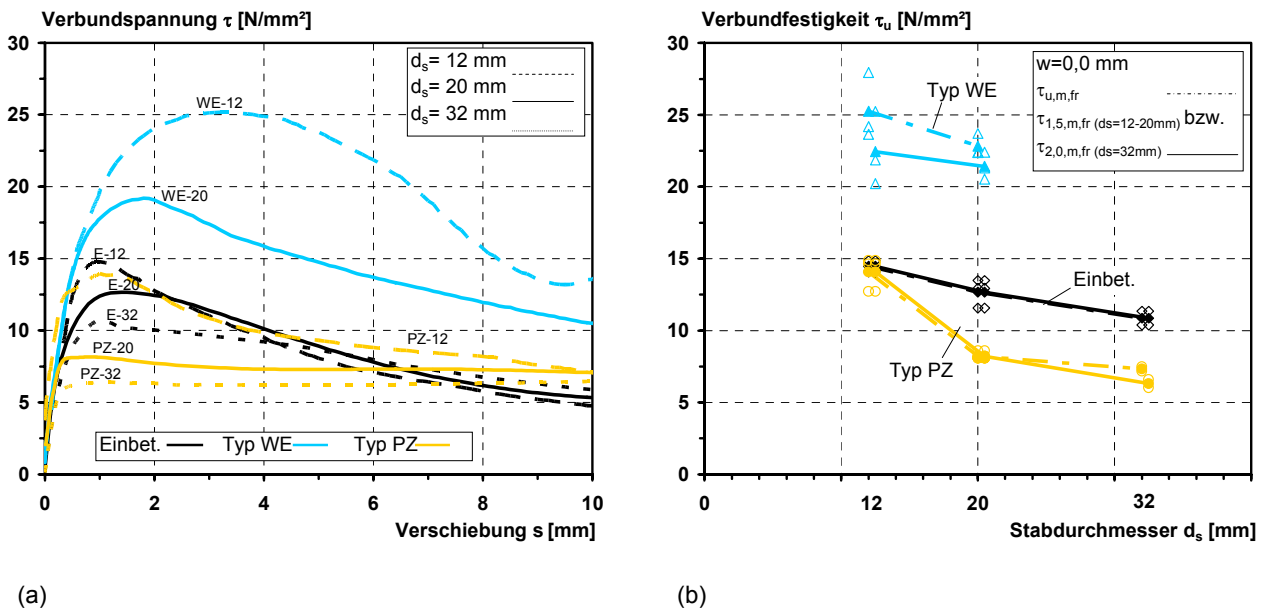


Bild 4.35 Einfluss des Stabdurchmessers auf die mittleren (a) Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton; $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme WE, PZ)

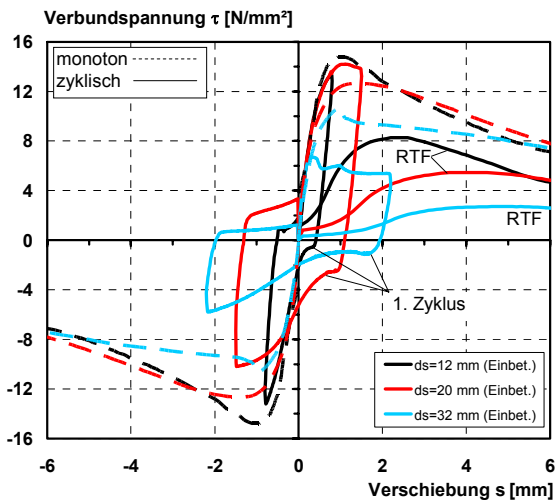
Die Untersuchungen lassen vermuten, dass die Verbundfestigkeiten bei monotoner Beanspruchung vom Stabdurchmesser abhängen. Sie bestätigen die Beobachtungen von *Viathanatepa/Popov/Bertero (1979)*, *Royles/Morley/Khan (1982)* und *Rostásy/Scheuermann (1987)* (vgl. Abschnitt 2.5.4.2.3). Allerdings stimmen sie mit den Ergebnissen von *Spieth (2002)* und *Kirtzakis (2004)* nicht überein. Frühere Untersuchungen an mit Zement eingemörtelten Stäben haben gezeigt, dass das Last-Verschiebungsverhalten dieser Stäbe u.a. von der Aushärtezeit abhängig ist (*Kirtzakis (2004)*). Bei gleicher Aushärtezeit nehmen die Verbundfestigkeiten mit zunehmendem Ringspaltdurchmesser ab und können sogar eine Änderung der Versagensart hervorrufen.

4.4.4.2 Zyklische Beanspruchung

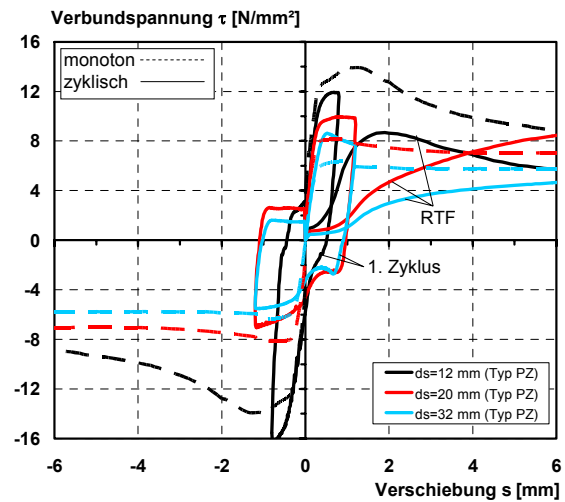
Zyklische Versuche zwischen Verschiebungswerten $s = \pm s_{Fu}$ wurden mit einbetonierten und eingemörtelten Stäben (System PZ) mit $d_s = 12$ mm, 20 mm und 32 mm durchgeführt. Die aus den Versuchsergebnissen berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven sind in Bild 4.36 dargestellt. Aufgetragen sind der 1. Zyklus und die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung. Zum Vergleich ist die monotone Ausziehkurve mit eingezeichnet.

Es ist anzumerken, dass das Aufbringen einer Druckbeanspruchung beim Prüfen mit Stabdurchmesser $d_s = 12$ mm mit dem in Abschnitt 4.3.3.1 beschriebenen Versuchsaufbau schwierig war. Aus versuchstechnischen Gründen musste eine bestimmte Lasteinleitungslänge gewährleistet werden, die mit Stäben, eingemörtelt mit System WE, aufgrund Ausknicken des Stabes nicht realisiert werden konnte. Daher wurden keine zyklische Versuche mit eingemörtelten Stäben (System WE) und $d_s = 12$ mm durchgeführt.

Aus Bild 4.36 geht hervor, dass der Stabdurchmesser das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Stäben bei Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ beeinflusst. Während die Verbundsteifigkeit im ersten Zyklus nicht wesentlich vom Stabdurchmesser beeinflusst ist, zeigen sich im Resttragfähigkeitsversuch deutliche Steifigkeitsunterschiede. Demgegenüber zeigen die Verbundfestigkeiten sowohl im ersten Zyklus als auch im Resttragfähigkeitsversuch einen deutlichen Einfluss des Stabdurchmessers auf das Tragverhalten. Es ist sichtbar, dass sich die Verbundfestigkeiten der monoton und zyklisch beanspruchten Stäbe teilweise erheblich unterscheiden. Im Gegensatz zu den Untersuchungen unter monotoner Beanspruchung traten bei den Versuchen unter zyklischer Beanspruchung bei Verwendung von Stabdurchmesser $d_s = 32$ mm, trotz der gewählten großen Stababstände, Spalttrisse im oberflächennahen Beton auf. Dadurch wird die Verbundfestigkeit reduziert.



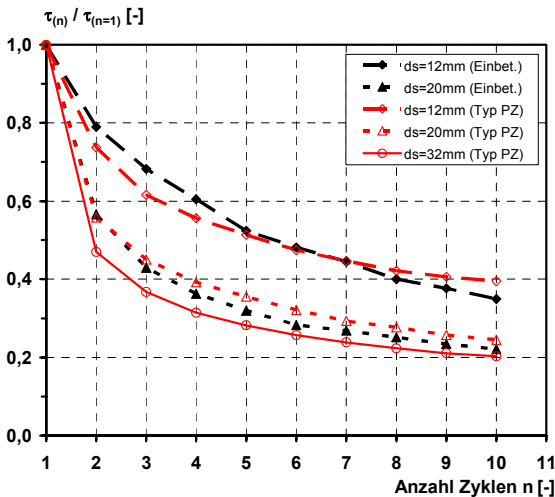
(a) Einbetoniert



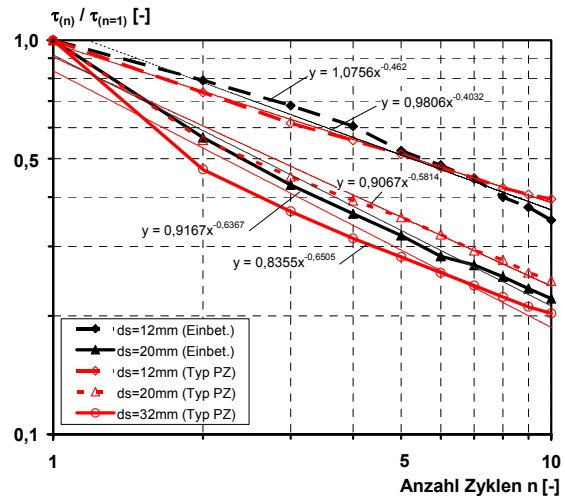
(b) System PZ

Bild 4.36 Einfluss des Stabdurchmessers auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von (a) einbetonierten und (b) eingemörtelten Stäben (System PZ) unter monotoner und zyklischer (1. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$

Die mittleren Abnahmen der Verbundspannungen nach dem 2.-10. Zyklus bezogen auf den Verbundspannungswert beim 1. Zyklus sind in Abhängigkeit der Lastwechselzahl in Bild 4.37 dargestellt. Bild 4.37b zeigt die Ergebnisse in doppelt logarithmischem Maßstab, wobei die Versuchsergebnisse zusätzlich durch eine potenzielle Trendlinie angenähert sind. Die Versuche mit eingemörtelten Stäben (System PZ) zeigen, für die untersuchten Stabdurchmesser, einen ähnlichen Verlauf der Verhältnisswerte $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ wie einbetonierte Stäbe. Die Abnahme der Verbundspannungen bei Stabdurchmesser $d_s = 20$ und 32 mm ist deutlich ausgeprägter als bei $d_s = 12$ mm.



(a) lineare Darstellung



(b) doppelt logarithmische Darstellung

Bild 4.37 Einfluss des Stabdurchmessers auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, System PZ)

Die im Resttragfähigkeitsversuch gemessene Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit nehmen mit zunehmendem Stabdurchmesser für beide Systeme (Einbetoniert, System PZ) deutlich ab (Bild 4.38). Im Vergleich zu einbetonierten Stäben erreichen die mit Zement eingemörtelten Stäbe, unabhängig vom Stabdurchmesser, vergleichbare oder geringfügig größere Verbundfestigkeiten. Bei dem geprüften Zement-System werden mit Stäben $d_s = 20$ mm zwar vergleichbare Festigkeitswerte erreicht wie mit Stäben $d_s = 12$ mm, jedoch erst bei sehr großen Verschiebungen ($s \sim 10$ mm).

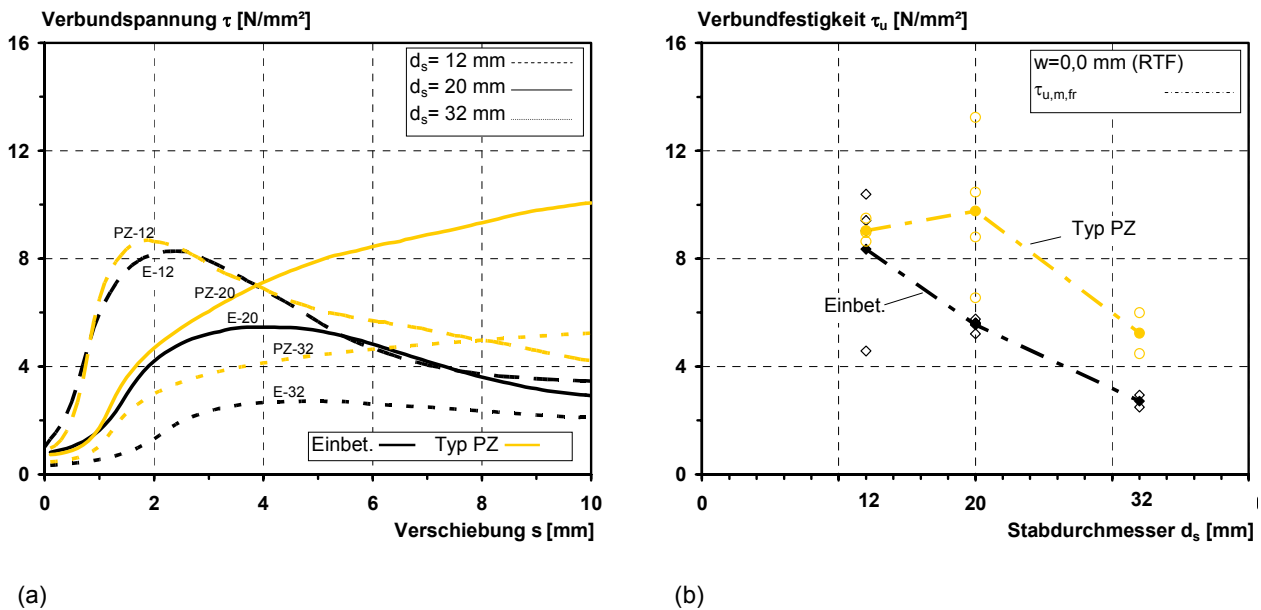


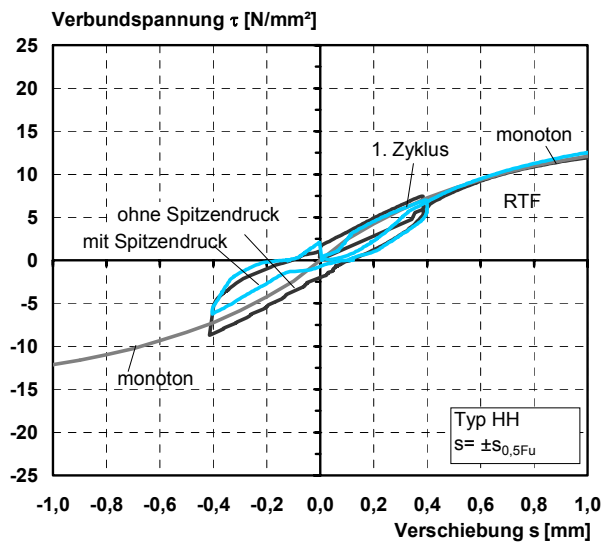
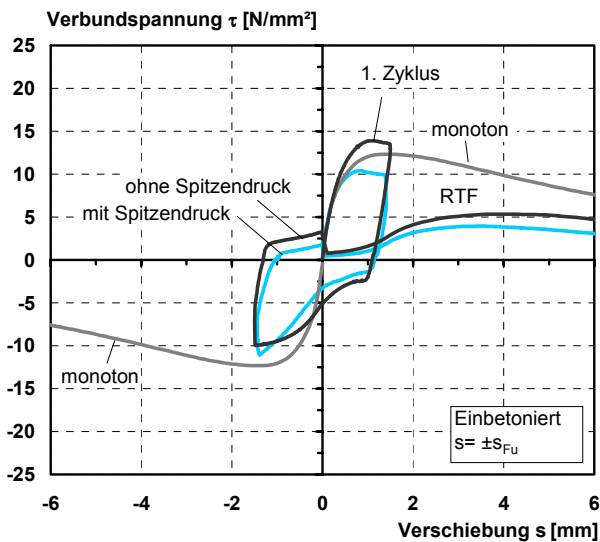
Bild 4.38 Einfluss des Stabdurchmessers auf die (a) mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) die Verbundfestigkeiten nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, System PZ)

Es scheint, dass bei eingemörtelten (System PZ) und einbetonierten Stäben unter zyklischer Beanspruchung und im Restzugversuch ein Einfluss des Stabdurchmessers auf das Tragverhalten vorhanden ist. Dieser Einfluss wurde bei dem untersuchten System PZ durch die vom Hersteller vorgegebenen unterschiedlichen Ringspaltdurchmesser noch verstärkt. Allerdings kann ein Einfluss der Betonplattendicke nicht ausgeschlossen werden. Daher sind weitere Untersuchungen notwendig. Die Versagensart der Stäbe unter zyklischer Beanspruchung entsprach der unter monotoner Beanspruchung.

4.4.5 Einfluss Spitzendruck

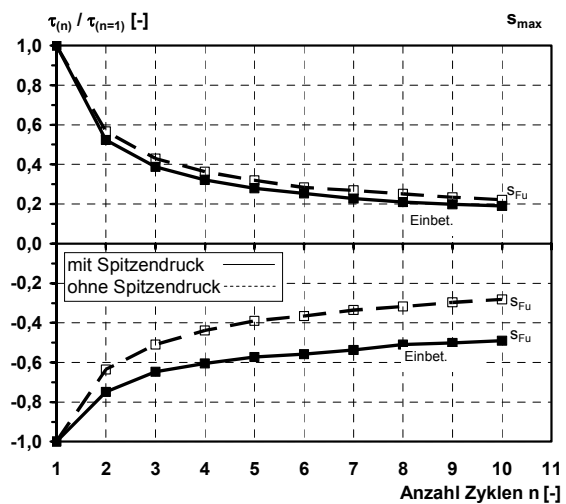
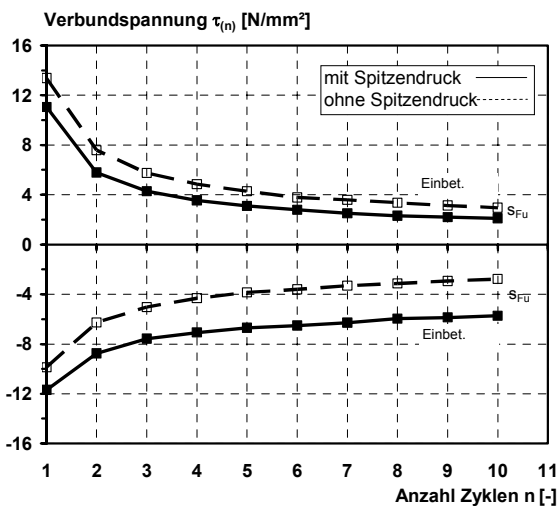
Bei Verankerungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben wird ein Bohrloch erstellt, mit Mörtel verfüllt und der Bewehrungsstab in den Mörtel eingedreht (vgl. Abschnitt 4.2.3). Daher tritt bei Versuchen unter zyklischer Zug- und Druckbeanspruchung ein Spitzendruck an der Stirnseite der Stäbe auf. Der Einfluss dieses Spitzendrucks auf das Verbundverhalten wurde an eingemörtelten (System HH) und einbetonierten Stäben untersucht. Die Versuchsergebnisse werden mit Ergebnissen von Versuchen verglichen, bei denen dieser Spitzendruck ausgeschaltet wurde (freies Stabende).

Der Einfluss des Spitzendrucks auf das Tragverhalten von Bewehrungsstäben wurde in zyklischen Versuchen mit den Verschiebungswerten $s = \pm s_{0,25Fu}$, $\pm s_{0,5Fu}$ und $s = \pm s_{Fu}$ (nur einbetonierte Stäbe) untersucht. Bei zyklischer Beanspruchung zwischen Verschiebungswerten $s \leq \pm s_{Fu}$ wurde kein wesentlicher Unterschied im Verbundverhalten von Stäben mit und ohne Spitzendruck festgestellt. Die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven sind in Bild 4.39 dargestellt.



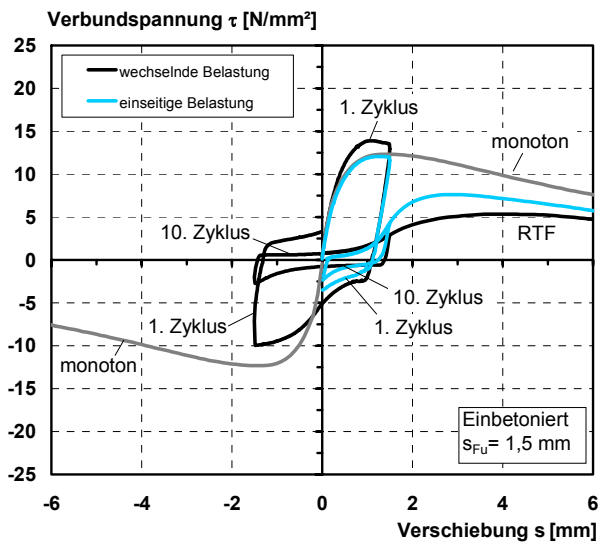
(a) (b)
Bild 4.39 Einfluss des Spitzendrucks auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von (a) einbetonierten und (b) eingemörtelten Stäben (System HH) unter monotoner und zyklischer (1. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5Fu}$ (System HH) und $s = \pm s_{Fu}$ (Einbetoniert) im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$

In Bild 4.40 wurden die Verbundspannungen nach Gl. (4.1) aus den gemessenen Lasten berechnet. Bei Druckbeanspruchung ergeben sich für Stäbe, die direkt auf den Beton stoßen, höhere Verbundspannungen als bei Stäben mit einem Hohlraum hinter dem Stabende (Bild 4.40a). Diese scheinbare Verbundspannungserhöhung ist auf den Spitzendruck zurückzuführen. Die Abnahme der Verbundspannung bei der Verschiebung $s = -s_{Fu}$ ist bei Stäben mit Spitzendruck geringer als bei Stäben ohne Spitzendruck (Bild 4.40b). Offenbar erfolgt mit zunehmender Zahl der Lastwechsel eine Lastumlagerung vom Verbund auf den Spitzendruck. Bei Zugbeanspruchung des Stabes ergeben sich keine wesentlichen Unterschiede zwischen Stäben mit und ohne Spitzendruck.

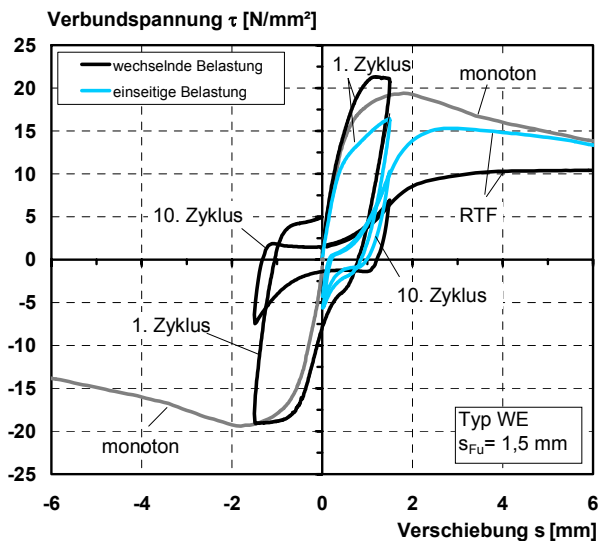


(a) (b)
Bild 4.40 Einfluss des Spitzendrucks auf (a) die mittleren Verbundspannungen $\tau_{(n)}$ und (b) das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 10 d_s$; (Einbetoniert)

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung durch den Spitzendruck beeinflusst wird, sind in Bild 4.41 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der einbetonierten und eingemörtelten Stäbe (System HH) dargestellt. Zum Vergleich ist auch die mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurve der Referenzversuche unter monotoner Beanspruchung eingezeichnet.

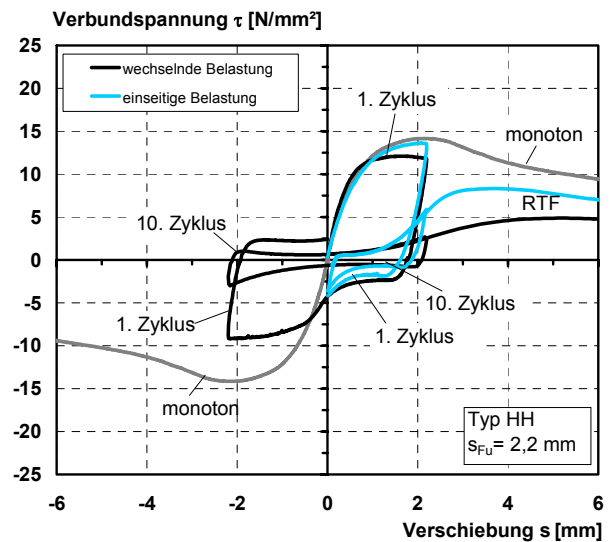


(a) Einbetoniert



(c) System WE

Bild 4.42 Einfluss der zyklischen Belastung auf die mittleren Verbundspannungs-Verchiebungskurven von (a) einbetonierten und (b-c) eingemörtelten Stäben (Systeme HH, WE) unter monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen s_{Fu} im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$



(b) System HH

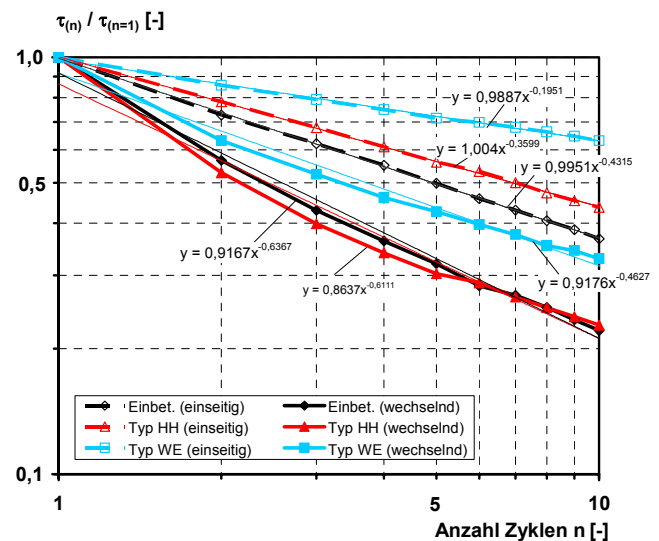


Bild 4.43 Einfluss der zyklischen Belastung auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen s_{Fu} im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE)

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ durch die Art der zyklischen Belastung beeinflusst wird, sind in Bild 4.44 die mittleren Verbundspannungs-Verchiebungskurven der in Bild 4.42 gezeigten Systeme dargestellt. Zum Vergleich ist auch die mittlere Verbundspannungs-Verchiebungskurve von einbetonierten Stäben eingezeichnet.

Bild 4.44 zeigt einen deutlichen Einfluss des Verbundmörtelproduktes im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit nach zyklischer Beanspruchung. Die Verbundspannungs-Verchiebungskurve nach einseitig zyklischer Belastung der eingemörtelten Stäbe (System HH) zeigt einen vergleichbaren Verlauf im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit wie die der einbetonierten Stäbe. Dagegen weisen die mit dem System WE eingemörtelten Stäbe ein deutlich steiferes Verhalten auf als einbetonierte Stäbe. Die Abnahme der gemessenen Verbundfestigkeit im Resttragfähigkeitsversuch bei wechselnd zyklischer Belastung ist bei eingemörtelten (System WE)

und einbetonierten Stäben vergleichbar. Sie beträgt ca. 40% der Werte bei einseitig zyklischer Belastung. Bei Stäben, eingemörtelt mit System HH, werden bei wechselnd zyklischer Belastung zwar vergleichbare Verbundfestigkeiten erreicht wie mit einbetonierten Stäben, jedoch beträgt der Verlust der mittleren Verbundfestigkeit ca. 70% der Werte, die bei einseitig zyklischer Belastung erreicht werden.

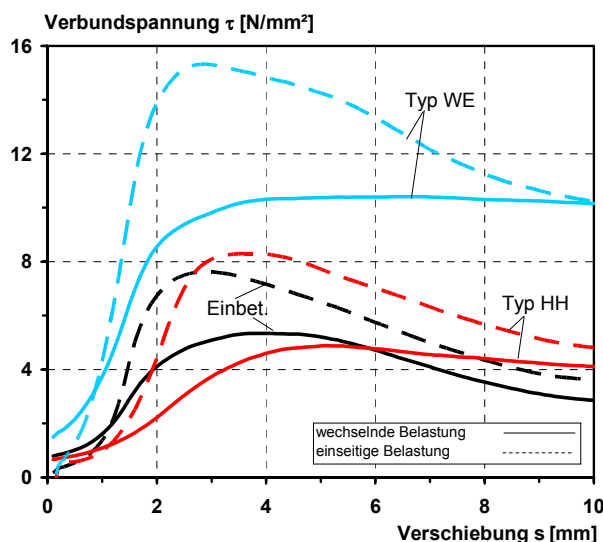


Bild 4.44 Einfluss der zyklischen Belastung auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen s_{Fu} im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE)

Bei wechselnd zyklischer Belastung werden größere Schädigungen im Verbund hervorgerufen als bei einseitig zyklischer Belastung. Dies ist auf die zunehmenden Mikrorisse im Beton und die Betonschädigungen im Bereich der Rippen zurückzuführen (siehe *Eligehausen/Bertero/Popov (1983)*).

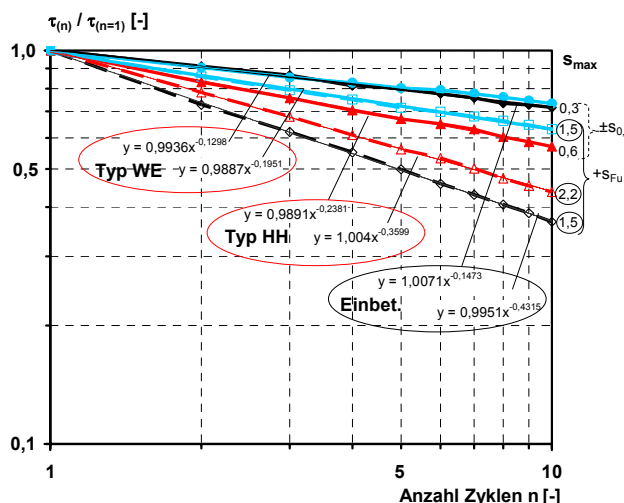


Bild 4.45 Einfluss der zyklischen Belastung auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5Fu}$ und $+s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert; Systeme HH, WE)

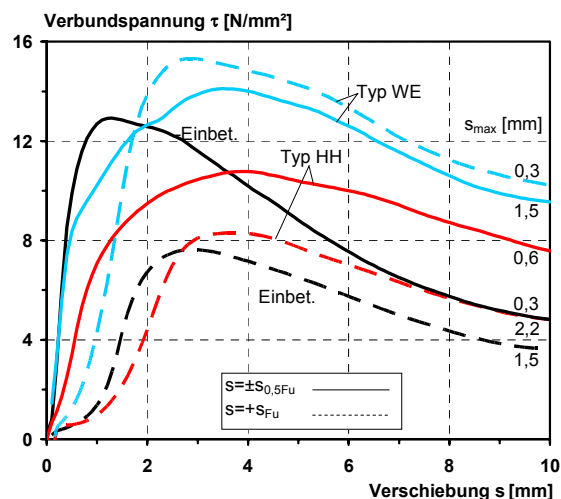


Bild 4.46 Einfluss der zyklischen Belastung auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5Fu}$ und $+s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE)

Das mittlere Verhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl bei zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{0,5Fu}$ und $+s_{Fu}$ ist in Bild 4.45 im doppelt logarithmischen Maßstab gezeigt. Zusätzlich wurde der Verlauf der Kurven für jedes Mörtelsystem durch eine potenzielle Trendlinie angenähert. Die Abnahme der Verbundspannungen bei wechselnd zyklischer Belastung zwischen

$s = \pm s_{0,5F_u}$ ist geringer als bei einseitig zyklischer Beanspruchung zwischen $s = +s_{F_u}$. Dies zeigen auch die Ergebnisse der berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven im Resttragzugversuch in Bild 4.46. Nach wechselnd zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$ wird bei eingemörtelten (System HH) und einbetonierten Stäben noch eine deutlich höhere Verbundsteifigkeit und –festigkeit erreicht als nach einseitig zyklischer Beanspruchung zwischen $s = +s_{F_u}$. Demgegenüber weist das System WE im Restzugversuch keinen wesentlichen Einfluss der zyklischen Belastung auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten auf.

4.4.7 Zusammenfassung

Die Untersuchungen im ungerissenen Beton haben gezeigt, dass die Art des Verbundmörtels einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten bei monotoner und zyklischer Beanspruchung hat. Bewehrungsstäbe, die mit dem Hybrid-System eingemörtelt sind, zeigen unter monotoner und zyklischer Beanspruchung ein vergleichbares Verbundtragverhalten wie einbetonierte Rippenstäbe. Sowohl die einbetonierten als auch die mit Hybridmörtel eingemörtelten Bewehrungsstäbe versagten bei monotoner und zyklischer Belastung an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel.

Im Gegensatz dazu versagten die Bewehrungsstäbe, die mit den Systemen HE, WE, PZ, WW eingemörtelt waren an der Grenzfläche zwischen Mörtel und Beton. Während bei den Epoxid-Systemen HE und WE unter monotoner und zyklischer Beanspruchung höhere Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten erreicht wurden als bei einbetonierten Rippenstäben, wiesen Bewehrungsstäbe, die mit System WW eingemörtelt waren, verhältnismäßig niedrige Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten auf. Trotz der geringen Verbundfestigkeiten bei monotoner Beanspruchung, war das Verbundtragverhalten von Bewehrungsstäben, eingemörtelt mit dem Zement-System PZ, während der zyklischen Beanspruchung vergleichbar mit dem von einbetonierten Stäben, im Resttragversuch wurden jedoch deutlich höhere Reibungskräfte aktiviert.

Die Ergebnisse der Versuche an eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung zum Einfluss des Verschiebungswertes haben einen deutlichen Einfluss des Verschiebungswertes im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und –festigkeit gezeigt und stimmen mit den Ergebnissen von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* überein.

Zusätzliche Untersuchungen an einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben, bei denen der Stabdurchmesser variiert wurde, lassen vermuten, dass das Verbundtragverhalten bei zyklischer Beanspruchung vom Stabdurchmesser abhängt. Mit zunehmendem Stabdurchmesser nehmen die Verbundfestigkeiten ab. Dies wurde für die Untersuchungen an einbetonierten als auch eingemörtelten (System PZ) Bewehrungsstäben beobachtet.

Die Versuche zum Einfluss der Art der zyklischen Belastung auf das Verbundverhalten haben gezeigt, dass die Verbundschädigungen (unter sonst gleichem Verhältnis) bei einseitig zyklischer Belastung zwischen $s = 0$ mm und $s = +s_{F_u}$ wesentlich geringer sind als bei wechselnd zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{F_u}$. Dies gilt für einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass unabhängig von der Art der zyklischen Beanspruchung eingemörtelte Bewehrungsstäbe, die unter monotoner Beanspruchung vergleichbare bzw. größere Verbundfestigkeiten gewährleisten als einbetonierte Rippenstäbe, auch unter zyklischer Beanspruchung ein vergleichbares oder besseres Verbundtragverhalten besitzen. Demgegenüber weisen eingemörtelte Bewehrungsstäbe, bei denen unter monotoner Beanspruchung ein schlechteres Tragverhalten beobachtet wurde als bei einbetonierten Rippenstäben, in der Regel auch unter zyklischer Beanspruchung ein schlechteres Tragverhalten auf. Insbesondere bei solchen Systemen wurden im Resttragzugversuch hohe Reibungskräfte aktiviert, deren Verbundfestigkeiten jedoch erst bei großen Verschiebungen erreicht wurden.

4.5 Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben im gerissenen Beton

Bei starken Erdbebenbeanspruchungen ist von einer deutlichen Rissbildung in Stahlbetonbauteilen auszugehen. Die Rissbreiten betragen im Bereich von plastischen Gelenken $> 0,8$ mm und sind in den benachbarten Bereichen kleiner. Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben hängt wesentlich von der Breite der Risse parallel zur Stablängsachse ab. Dies haben Unter-

suchungen an einbetonierten Rippenstäben (siehe Abschnitt 2.5.4.2.10) und Verbunddübeln (siehe Abschnitt 2.2.6.11) gezeigt. Bei Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben werden die Stäbe in Rissen mit unterschiedlicher Breite liegen. Daher wurde der Großteil der experimentellen Untersuchungen in mittleren Längsrissbreiten von $w = 0,4$ mm durchgeführt. Zum Vergleich wurden auch vereinzelt Untersuchungen in schmalere ($w = 0,1$ mm) und breitere Rissen bis $w = 0,8$ mm durchgeführt. Die Reinigung der Bohrlöcher und die Installation der Bewehrungsstäbe erfolgte wie in Abschnitt 4.4.2.1 beschrieben. Ziel der Untersuchungen war es, das prinzipielle Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in Rissen bei monotoner und zyklischer Belastung zu studieren.

4.5.1 Übersicht der Versuche im gerissenen Beton

Im gerissenen Beton wurden insgesamt 195 Versuche mit großer Betondeckung durchgeführt, davon wurden 61 Bewehrungsstäbe monoton und 134 zyklisch belastet. In der Regel wurden bei allen Versuchsreihen eingemörtelte und einbetonierte Bewehrungsstäbe im Vergleich geprüft. Hierbei wurden die folgenden Einflussgrößen E_i der Parameter $P(E_i)$ variiert (siehe Tabelle 4.11):

- Rissbreite $P(w = 0,1$ mm (w1), $w = 0,4$ mm (w4))
- Verbundmörtelsystem $P(\text{Systeme HH, HE, WE, PZ})$
- Verschiebungswert $P(s = \pm s_{0,5F_u}, \pm s_{F_u} \text{ und } \pm 2s_{F_u})$
- Stabdurchmesser $P(d_s = 12$ mm, 20 mm und 32 mm)
- Bohrlochdurchmesser $P(d_0 = 25$ mm und 32 mm^(d032))
- Verankerungslänge $P(l_v = 8d_s \text{ und } 12d_s^{(lv12ds)})$
- Art der zyklischen Beanspruchung $P(s = +s_{F_u} / 0$ mm und $\pm s_{F_u})$
- Anzahl Zyklen $P(n = 5, 10 \text{ und } 30)$

Tabelle 4.11 Versuchsprogramm der Versuche unter monotoner und zyklischer Beanspruchung und großer Betondeckung im gerissenen Beton; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

				Einbetoniert		System HH		System HE		System WE		System PZ	
Rissbreite				w1	w4	w1	w4	w1	w4	w1	w4	w1	w4
monoton	d _s =12 mm			-	3	-	-	-	-	-	3	-	3
	d _s =20 mm			6	3	6	3	3	-	-	6+3 ²	4	6+3 ²
	d _s =32 mm			-	3	-	-	-	-	-	3	-	3
zyklisch	n=10	d _s =12 mm	s= ±s _{Fu}	-	3	-	-	-	-	-	2	-	3
	n=5	d _s =20 mm	s= ±s _{Fu}	-	-	-	3	-	-	-	3	-	3
	n=10		s= ±s _{0,5Fu}	4	3	5	3	4	-	-	3	4	3
			s= +s _{Fu}	-	3	-	3	-	-	-	3	-	3
			s= ±s _{Fu}	4	3	4+3 ¹	3	4	3	-	3+3 ²	4	3+3 ²
			s= ±2s _{Fu}	3	3	3	3	4	-	-	3	3	3
	n=30		s= ±s _{Fu}	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-
	n=10	d _s =32 mm	s= ±s _{Fu}	-	3	-	-	-	-	-	3	-	3

¹ $l_v = 12d_s$, ² $d_0 = 32$ mm

Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Beanspruchung wurden ergänzend die folgenden Einflussparameter untersucht:

- Betondruckfestigkeit
- risssschließende Eigenschaften
- Bohrlochreinigungsintensität

In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Untersuchungen erläutert. Die detaillierten Ergebnisse sind im Anhang (Abschnitt 12.1) aufgeführt.

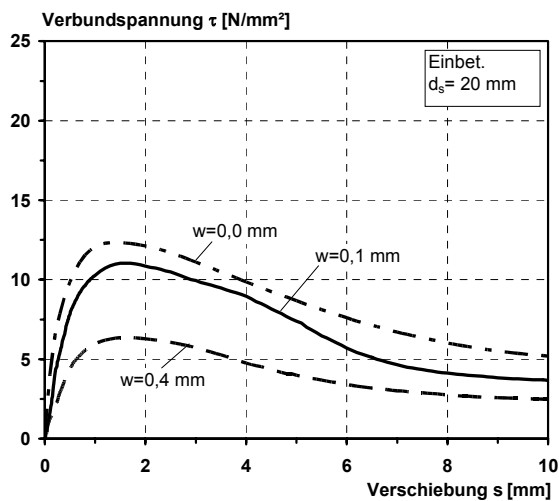
4.5.2 Einfluss Rissbreite

Zur Untersuchung des Einflusses der Rissbreite auf das Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben wurden Versuche durchgeführt, die monoton und zyklisch beansprucht wurden.

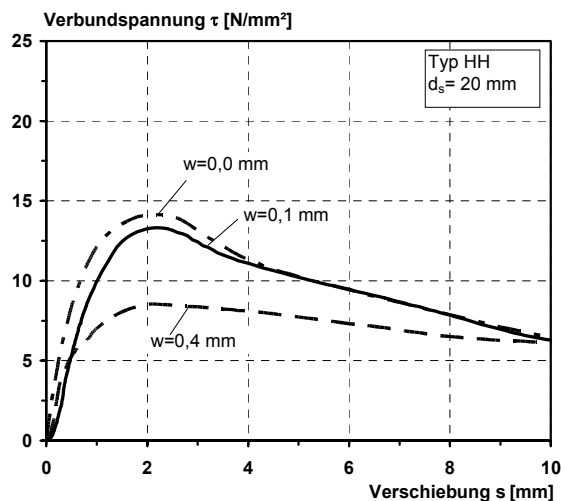
4.5.2.1 Monotone Beanspruchung

Das Tragverhalten von einbetonierten Stäben und eingemörtelten Stäben (Systeme HH, WE, HE und PZ) wurde in verschiedenen Versuchsserien in Rissbreiten $w = 0,1 - 0,4$ mm untersucht. Bild 4.47 zeigt den Einfluss der Rissbreite auf die gemittelten Verbundspannungs-Verschiebungskurven der untersuchten Stäbe bei monotoner Beanspruchung. Zum Vergleich sind die Ergebnisse von vergleichbaren Untersuchungen im ungerissenen Beton mit aufgenommen. Die Reinigung der Bohrlöcher erfolgte entsprechend den Untersuchungen im ungerissenen Beton (siehe Abschnitt 4.4.2.1).

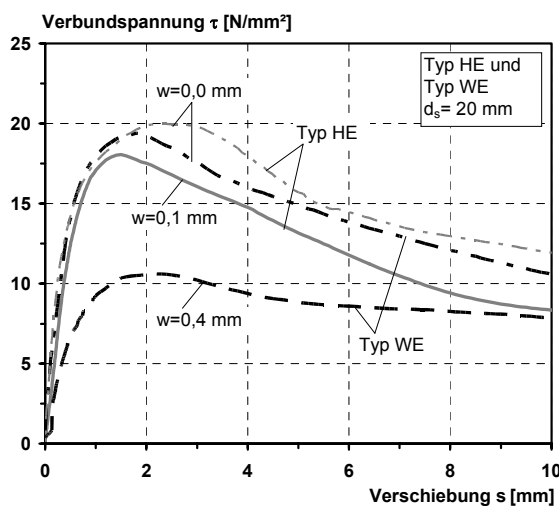
Aus Bild 4.47 geht hervor, dass mit zunehmender Rissbreite die Anfangssteifigkeit der Verbundspannungs-Verschiebungskurven und die mittleren Verbundfestigkeiten abnehmen. Das Lastmaximum ist mit zunehmender Rissbreite weniger ausgeprägt.



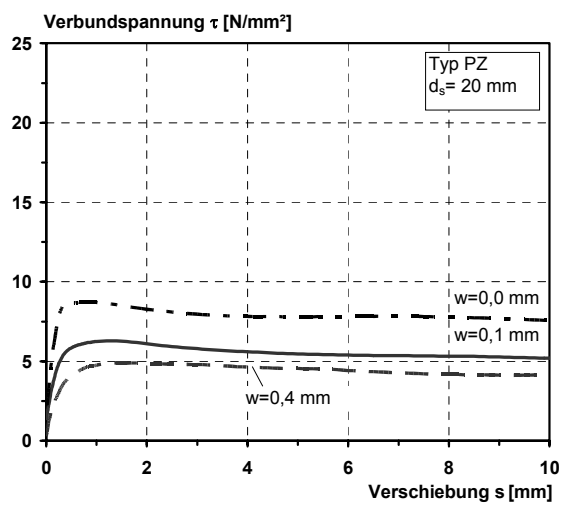
(a) Einbetoniert



(b) System HH



(c) System HE, System WE



(d) System PZ

Bild 4.47 Einfluss der Rissbreite auf die mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurven unter monotoner Beanspruchung; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

In Bild 4.48a sind die Verbundfestigkeiten τ_u bzw. die Verbundspannungen bei 1,5 mm Verschiebung $\tau_{1,5}$ (siehe Abschnitt 4.1.6) der in Bild 4.47 gezeigten Ergebnisse in Abhängigkeit der Rissbreite dargestellt. In Bild 4.48b sind die mittleren Verbundfestigkeiten auf die mittlere Verbundfestigkeit der jeweiligen Versuchsserie im ungerissenen Beton bezogen. Die Mittelwerte wurden aus den Ergebnissen einer Versuchsserie gebildet. Die Verbundfestigkeiten nehmen mit zunehmender Rissbreite ab.

Die Versuche mit eingemörtelten Stäben (Systeme HH, HE und WE) zeigen einen ähnlichen Verlauf der Verhältnisswerte $\tau_u / \tau_{u,m,ungerissen}$ wie einbetonierte Stäbe. Die gemessenen Verbundfestigkeiten betragen bei einer Rissbreite von $w = 0,1$ mm ca. 90% und bei $w = 0,4$ mm noch ca. 60% (System HH) bzw. 50% (Einbetoniert, System WE) der Werte im ungerissenen Beton. Demgegenüber weisen Stäbe, eingemörtelt mit System PZ, bei Rissbreiten $w = 0,1$ mm eine deutliche bzw. bei $w = 0,4$ mm eine geringfügig erhöhte Abnahme der Verbundfestigkeit auf als einbetonierte Stäbe.

Insbesondere die Stäbe eingemörtelt mit System HE, bei denen das Bohrloch mit Hand gereinigt wurde, zeigen deutlich größere Streuungen als die anderen Systeme. Dies wird im Wesentlichen auf die Bohrlochreinigung zurückgeführt. Denn das mit dem System HE vergleichbare System WE zeigt deutlich geringere Streuungen; diese Bohrlöcher wurden maschinell gereinigt. Das Versagen der eingemörtelten Stäbe (System HH) trat im ungerissenen und gerissenen Beton an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel auf. Demgegenüber versagten die Stäbe eingemörtelt mit den Systemen HE, WE und PZ in der Regel zwischen Mörtel und Beton.

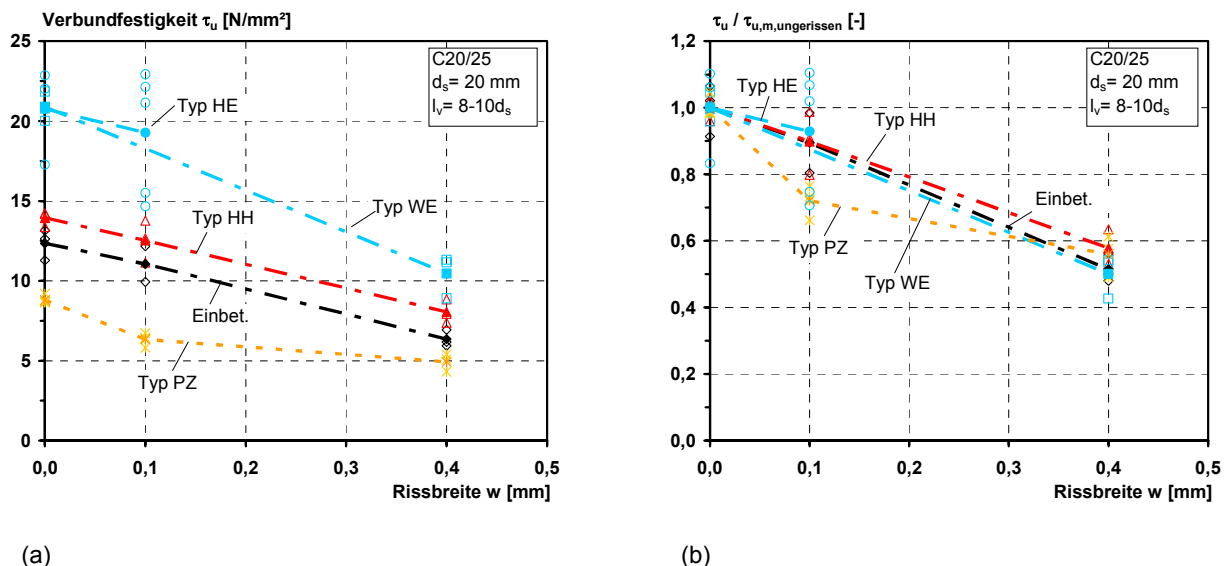


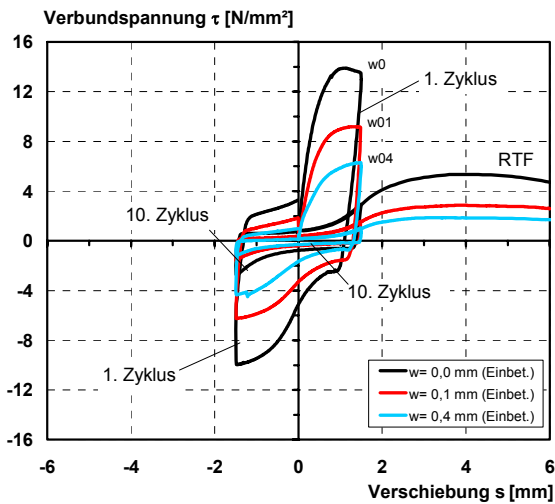
Bild 4.48 Einfluss der Rissbreite auf die (a) Verbundfestigkeit und (b) bezogene Verbundfestigkeit unter monotoner Beanspruchung in Beton C20/25; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

Nach den Untersuchungen ist ein Einfluss der Rissbreite auf die Verbundfestigkeit vorhanden. Dieser Einfluss ist bei eingemörtelten Stäben produktabhängig. Die Ergebnisse der Versuche an einbetonierten Stäben unter monotoner Beanspruchung decken sich mit den Ergebnissen von *Eibl/Idda/Lucero-Cimas (1997)*, der ebenfalls einen deutlichen Einfluss der Rissbreite auf die Verbundfestigkeit festgestellt hat (vgl. Abschnitt 2.2.6.11). Die Abminderung der Verbundfestigkeitswerte ist auf eine Verminderung der Aufstandsfläche der Rippen des Bewehrungsstabes sowie auf die Querdehnungsbehinderung des Betons unter den hoch belasteten Rippen zurückzuführen.

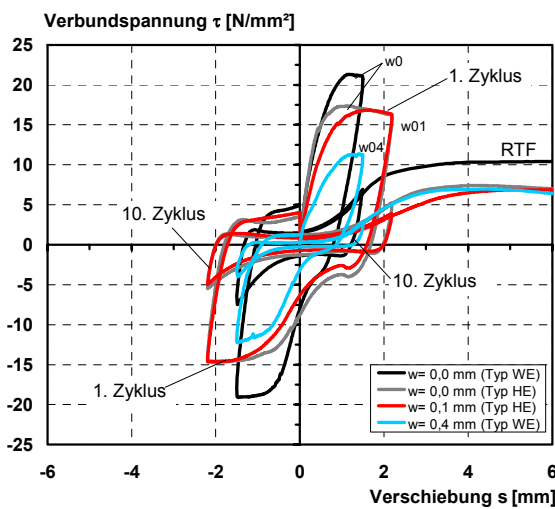
4.5.2.2 Zyklische Beanspruchung

Bild 4.49 zeigt die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von einbetonierten (Bild 4.49a) und eingemörtelten Stäben (Bild 4.49b-f) unter zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,1$ mm und $w = 0,4$ mm. Zum Vergleich sind die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Versuche im ungerissenen Beton eingezeichnet. Dargestellt sind die Kurven im 1. und 10. Zyklus sowie die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung. Bild 4.49c zeigt die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Stäbe eingemörtelt mit den Systemen HE und WE.

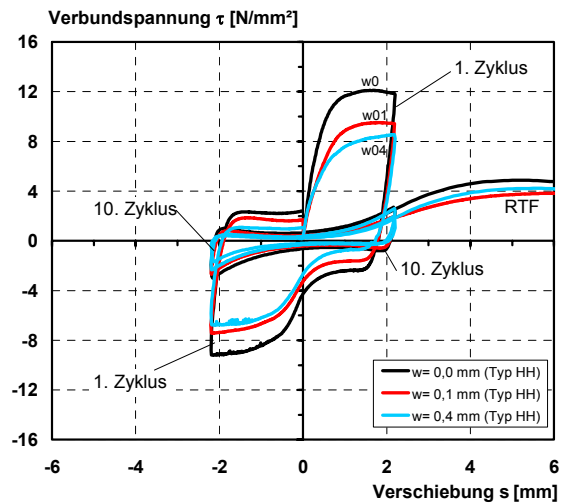
Aus Bild 4.49 geht hervor, dass die Rissbreite einen deutlichen Einfluss auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Stäben hat. Mit zunehmender Rissbreite nehmen die Anfangssteifigkeiten und die Verbundfestigkeiten im 1. Zyklus, sowohl unter Zug- und Druckbeanspruchung, als auch im Resttragversuch ab. Das Lastmaximum ist mit zunehmender Rissbreite weniger ausgeprägt.



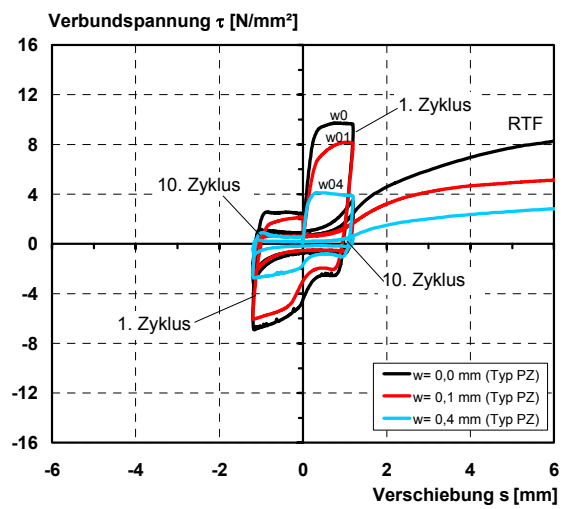
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5$ mm



(c) System WE, $s = \pm 1,5$ mm; System HE, $s = \pm 2,2$ mm



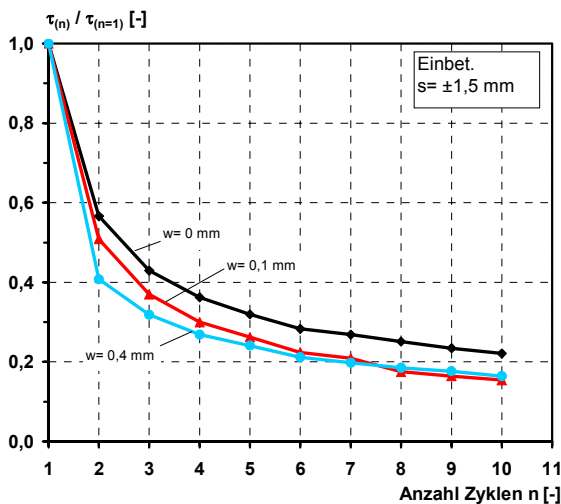
(b) System HH, $s = \pm 2,2$ mm



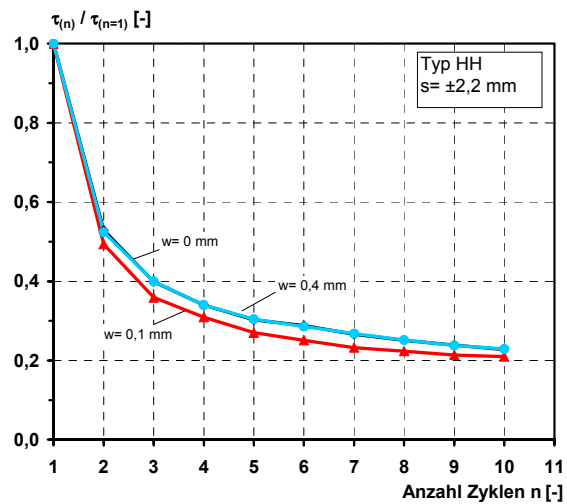
(d) System PZ, $s = \pm 1,2$ mm

Bild 4.49 Einfluss der Rissbreite auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von (a) einbetonierten und (b-f) eingemörtelten (Systeme HH, HE, WE, PZ) Stäben unter zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$

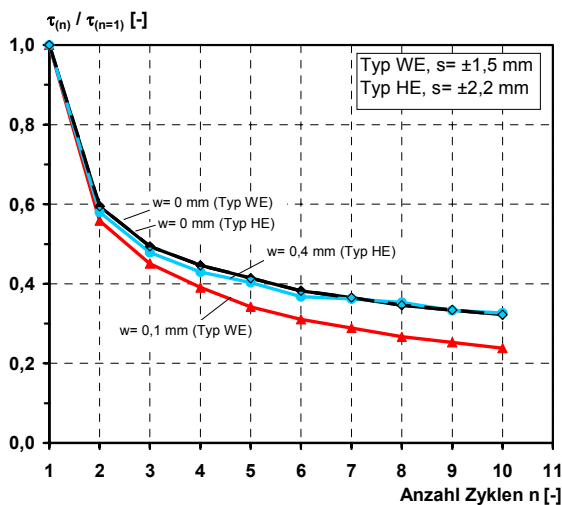
Die mittleren Abnahmen der Verbundspannungen nach dem 2.-10. Zyklus bezogen auf den Verbundspannungswert beim 1. Zyklus sind in Abhängigkeit der Lastwechselzahl in Bild 4.50 dargestellt. Die Verbundschädigung während der zyklischen Belastung nimmt mit zunehmender Rissbreite zu. Sie ist für einbetonierte und mit Zement eingemörtelte Bewehrungsstäbe ausgeprägter als für Bewehrungsstäbe, eingemörtelt mit den Systemen HE, WE und HH. Insgesamt ist der Einfluss der Rissbreite auf das Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl relativ gering.



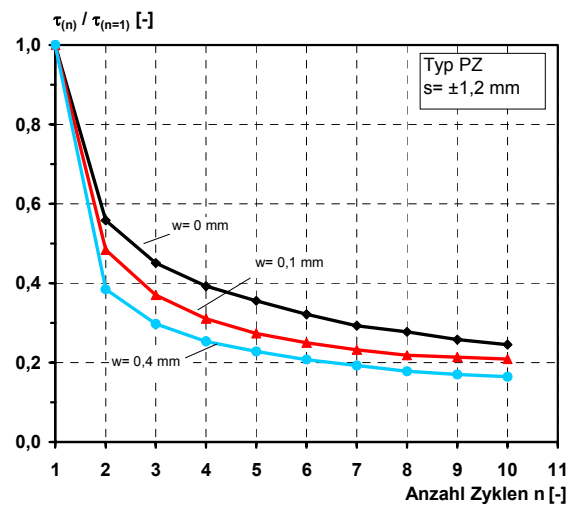
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$



(b) System HH, $s = \pm 2,2 \text{ mm}$



(c) System WE, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$; System HE, $s = \pm 2,2 \text{ mm}$

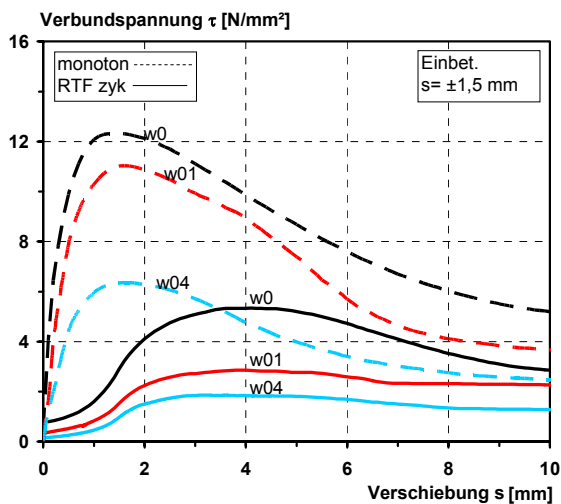


(d) System PZ, $s = \pm 1,2 \text{ mm}$

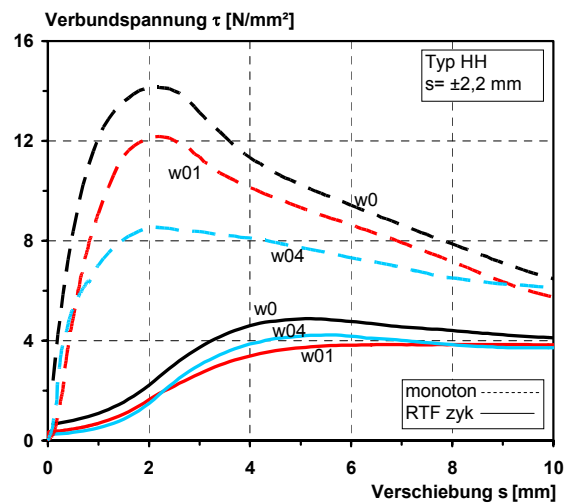
Bild 4.50 Einfluss der Rissbreite auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ durch die Rissbreite beeinflusst wird, sind in Bild 4.51 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der untersuchten einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, HE und PZ) Stäbe dargestellt. Zum Vergleich sind auch die mittleren Ausziehkurven der Versuche unter monotoner Beanspruchung eingezeichnet. Nach zyklischer Beanspruchung wird die für monotone Beanspruchung geltende Ausziehkurve bei einbetonierten und eingemörtelten Stäben (Systeme HH, HE, WE) unabhängig von der Rissbreite nicht mehr erreicht. Demgegenüber nähert sich beim System PZ, die in den Resttragfähigkeitsversuchen gemessene Ausziehkurve, bei großen Verschiebungen, der für monotone Belastungen geltenden Verbundspannungs-Schlupfkurve an.

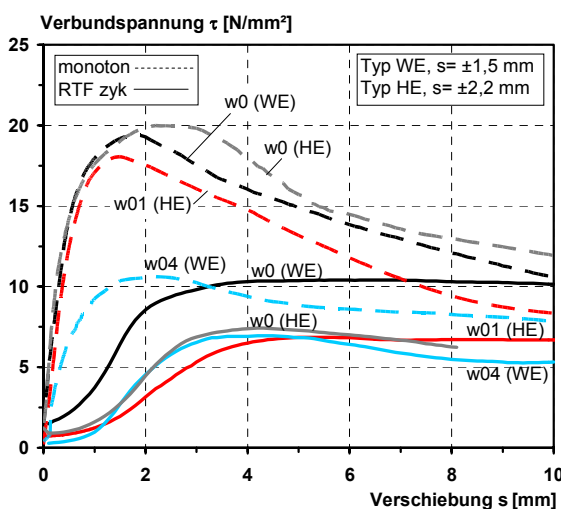
Bild 4.51 zeigt, dass die im Resttragfähigkeitsversuch gemessene Verbundsteifigkeit und -festigkeit mit zunehmender Rissbreite bei einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HE, WE, PZ) Stäben deutlich abnimmt. Dieser Einfluss wurde bei mit System HH eingemörtelten Stäben nicht beobachtet und wird auf den gewählten größeren Verschiebungswert zurückgeführt. Die eingemörtelten Stäbe weisen bei $w = 0,1 \text{ mm}$ eine im Mittel ca. 5% (System HH) bzw. 40% (System PZ) geringere Verbundfestigkeit auf als im ungerissenen Beton. Bei einbetonierten Stäben beträgt die mittlere Abnahme der Verbundfestigkeit ca. 50%. In Rissbreiten $w = 0,4 \text{ mm}$ werden Verbundfestigkeiten erreicht, die im Mittel ca. 5% (System HH), 25% (System WE) und 70% (System PZ, Einbetoniert) geringer sind als im ungerissenen Beton.



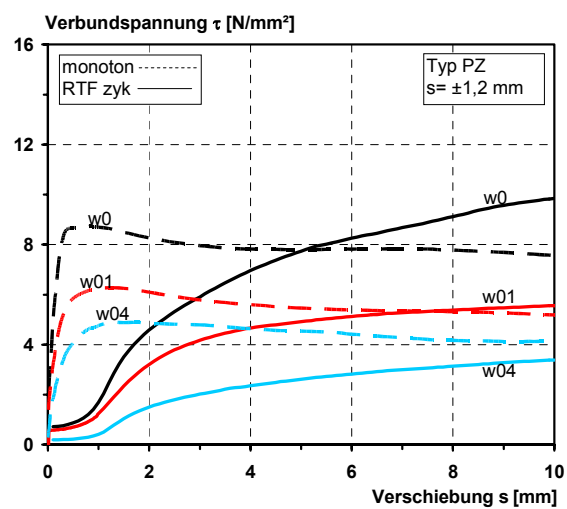
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5$ mm



(b) System HH, $s = \pm 2,2$ mm



(c) System WE, $s = \pm 1,5$ mm; System HE, $s = \pm 2,2$ mm



(d) System PZ, $s = \pm 1,2$ mm

Bild 4.51 Einfluss der Rissbreite auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von (a) einbetonierten und (b-f) eingemörtelten (Systeme HH, HE, WE, PZ) Bewehrungsstäben unter monotoner und nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$

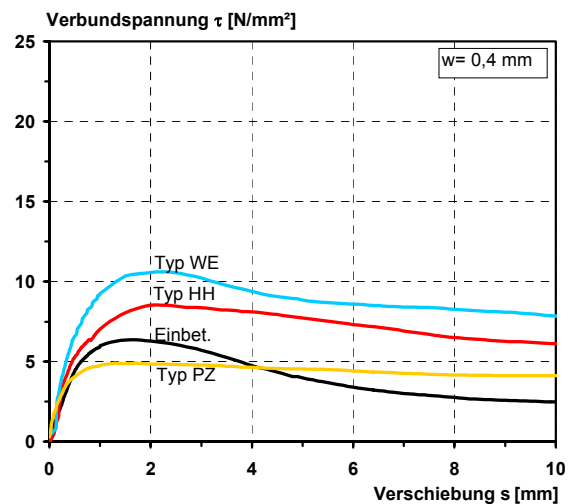
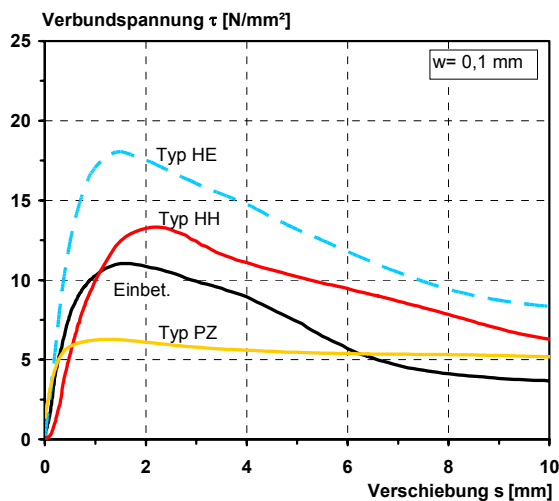
Die eingemörtelten Stäbe versagten im gerissenen Beton, unabhängig von der Rissbreite, wie bei den Versuchen im ungerissenen Beton (vgl. Abschnitt 4.4.2.1).

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass das Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Stäben unter zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton ähnlich ist wie im ungerissenen Beton. Die bei der Verschiebung $s = s_{Fu}$ aufnehmbaren Verbundspannungen, bezogen auf den Wert im ersten Zyklus, nehmen mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Dabei wird die Abnahme mit zunehmender Rissbreite etwas größer. Auch die nach 10 Zyklen im Resttragfähigkeitsversuch gemessenen Verbundfestigkeiten nehmen erwartungsgemäß mit zunehmender Rissbreite ab. Dabei ist ein Einfluss des Mörtelsystems, mit dem der Stab eingemörtelt wurde, vorhanden.

4.5.3 Einfluss Verbundmörtelsystem

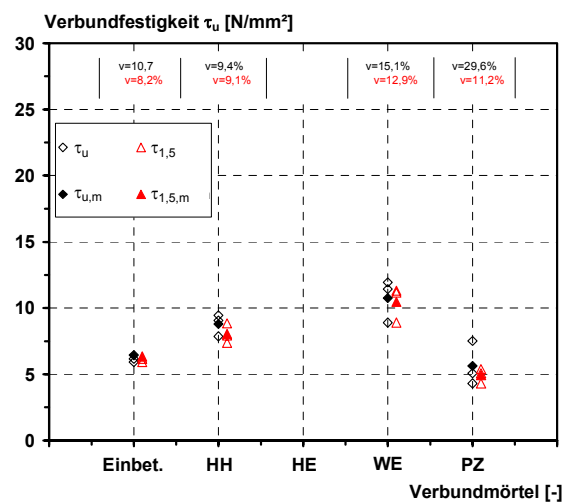
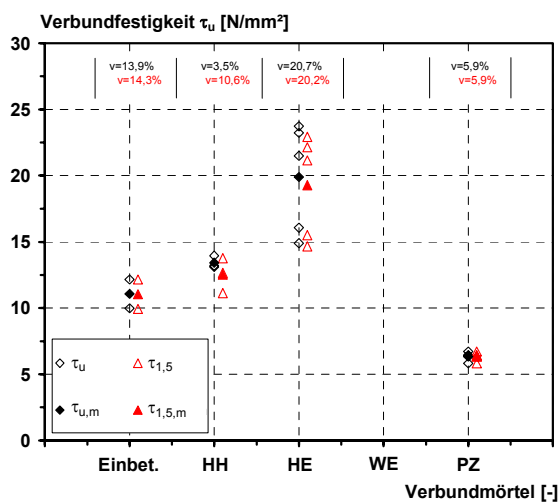
4.5.3.1 Monotone Beanspruchung

In Bild 4.52 sind die Ergebnisse der gemittelten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen der untersuchten eingemörtelten Stäbe unter monotoner Beanspruchung dargestellt. Zum Vergleich sind die Werte von vergleichbaren einbetonierten Stäben mit aufgenommen.



(a) (b)
Bild 4.52 Einfluss des Mörtelsystems auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven unter monotoner Beanspruchung im gerissenen Beton ((a) $w = 0,1$ mm, (b) $w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

Aus Bild 4.52a ist zu erkennen, dass in Rissen mit $w = 0,1$ mm ein Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit vorhanden ist. Die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der eingemörtelten Stäbe (System HH) zeigen einen vergleichbaren Verlauf der Verbundsteifigkeit wie die der einbetonierten Stäbe, erreichen jedoch im Mittel ca. 15% höhere Verbundfestigkeiten. Dagegen weisen die mit System HE und PZ eingemörtelten Stäbe ein steiferes Verhalten und eine im Mittel ca. 75% (System HE) erhöhte bzw. 40% (System PZ) geringere Verbundfestigkeit auf als einbetonierte Stäbe. In Rissbreiten $w = 0,4$ mm ist der Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf die Verbundsteifigkeit vernachlässigbar (Bild 4.52b), die bei eingemörtelten Stäben gemessenen Verbundfestigkeiten sind nur geringfügig höher (Systeme HH, WE) bzw. geringer (System PZ) als bei einbetonierten Stäben (vgl. Bild 4.53).

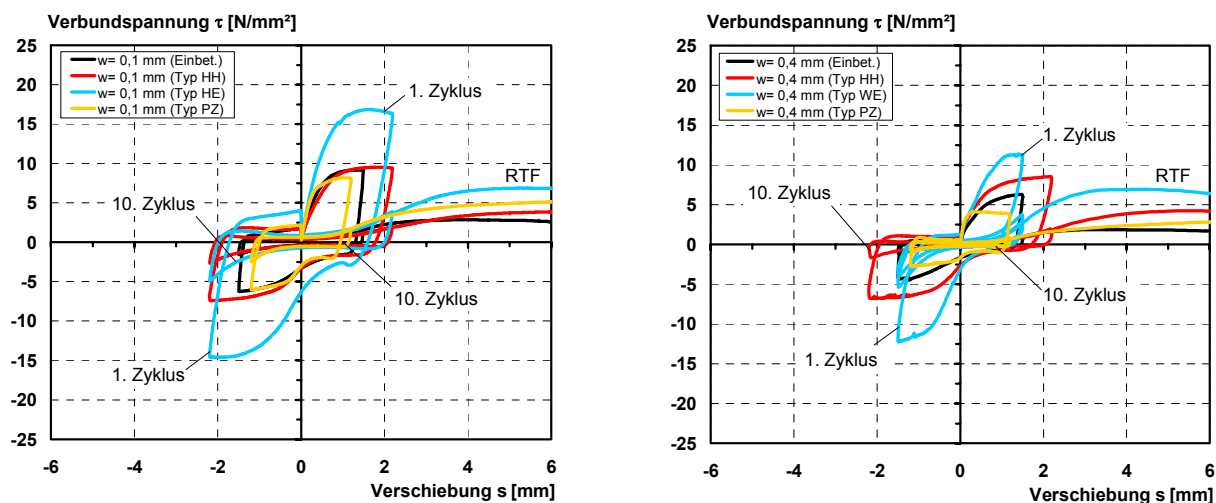


(a) (b)
Bild 4.53 Einfluss des Mörtelsystems auf die Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung im gerissenen Beton ((a) $w = 0,1$ mm, (b) $w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

4.5.3.2 Zyklische Beanspruchung

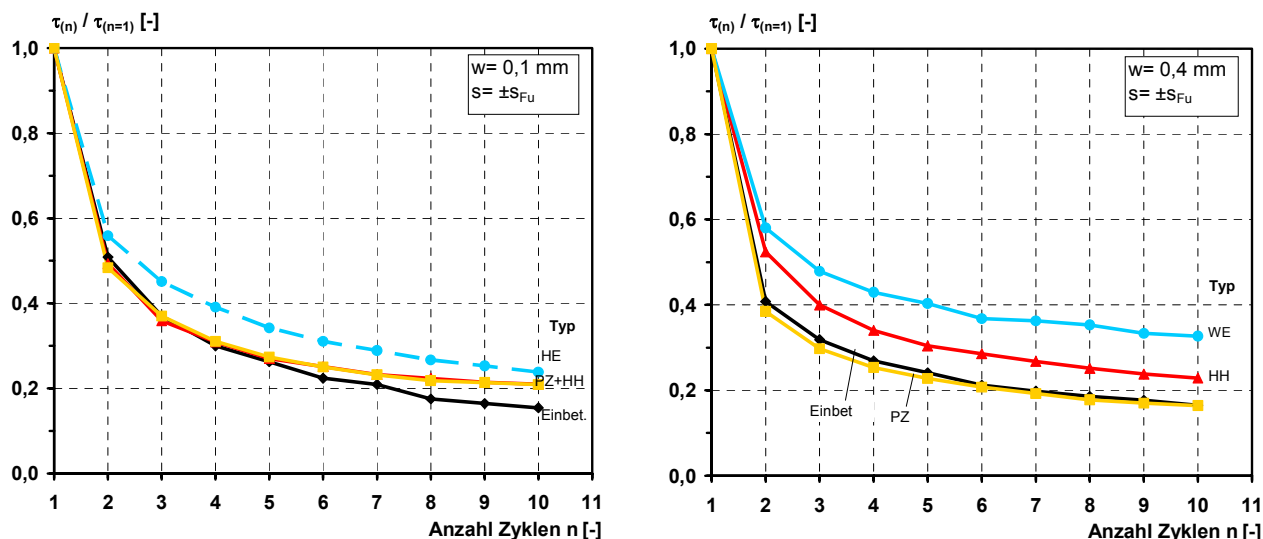
Um den Einfluss des Verbundmörtelsystems auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit zu zeigen, sind in Bild 4.54 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der eingemörtelten Stäbe dargestellt. Zum Vergleich ist die mittlere Kurve der einbetonierten Stäbe eingezeichnet. Die zyklische Belastung erfolgte bis zum Verschiebungswert $s = \pm s_{Fu}$ bei $w = 0,1$ mm (Bild 4.54a) und

$w = 0,4 \text{ mm}$ (Bild 4.54b). Es sind deutliche Unterschiede im Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und –festigkeit zu erkennen. Diese Aussage ist gültig für den Kurvenverlauf im 1. Zyklus als auch im Restzugversuch. Insbesondere die mit Epoxidharz eingemörtelten Stäbe zeigen ein deutlich steiferes Verbundverhalten und erreichen deutlich höhere Verbundfestigkeiten als einbetonierte und eingemörtelte Stäbe mit den Systemen HH und PZ.



(a) (b)
Bild 4.54 Einfluss des Mörtelsystems auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven unter zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ((a) $w = 0,1 \text{ mm}$, (b) $w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

Das mittlere Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl ist in Bild 4.55 für die in Bild 4.54 gezeigten Versuchsserien dargestellt. In Rissbreiten $w = 0,1 \text{ mm}$ und $w = 0,4 \text{ mm}$ ist kein wesentlicher Einfluss des Mörtels auf die Verbundschädigung zu beobachten. Der Verlauf dieser Kurven ist ähnlich wie bei einbetonierten Kurven. Dies gilt für eingemörtelte Stäbe mit den Systemen PZ und HH. Nur eingemörtelte Stäbe mit System WE zeigten weniger Verbundschädigung während der zyklischen Belastung als einbetonierte Stäbe.



(a) (b)
Bild 4.55 Einfluss des Mörtelsystems auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ((a) $w = 0,1 \text{ mm}$, (b) $w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Wie in Abschnitt 4.4.2 beschrieben, kann der Kurvenverlauf gemäß Gleichung (4.3) beschrieben werden. In Tabelle 4.12 sind die Parameter zur Beschreibung der Funktion angegeben. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Versuche im ungerissenen Beton mit aufgeführt.

Tabelle 4.12 Beschreibung der mittleren Verbundspannungsabnahme $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen und gerissenen Beton $w = 0,1, 0,4 \text{ mm}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

Beiwert b aus $y = 0,9 \cdot x^{-b}$	Einbetoniert	Mörtelsystem			
		HH	HE	WE	PZ
$w = 0,0 \text{ mm}, \pm s_{Fu}$	0,63	0,61	0,46	0,46	0,58
$w = 0,1 \text{ mm}, \pm s_{Fu}$	0,79	0,65	0,60	-	0,80
$w = 0,4 \text{ mm}, \pm s_{Fu}$	0,61	0,58	-	0,46	0,72

Das direkt nach zyklischer Belastung geprüfte Resttragverhalten der eingemörtelten Stäbe ist in Bild 4.56 dargestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der einbetonierten Stäbe mit eingezeichnet. Der Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf die Verbundsteifigkeit und –festigkeit ist in Rissbreiten $w = 0,1 \text{ mm}$ deutlich ausgeprägter als in Rissbreiten $w = 0,4 \text{ mm}$. Im Restzugversuch weisen eingemörtelte Stäbe eine höhere (Systeme HE, WE und PZ) bzw. eine ähnliche (System HH) Anfangssteifigkeit auf als einbetonierte Stäbe, erreichen jedoch höhere Festigkeitswerte. Dies wird auf eine bessere Aktivierung der Reibungskräfte bei eingemörtelten Stäben zurückgeführt.

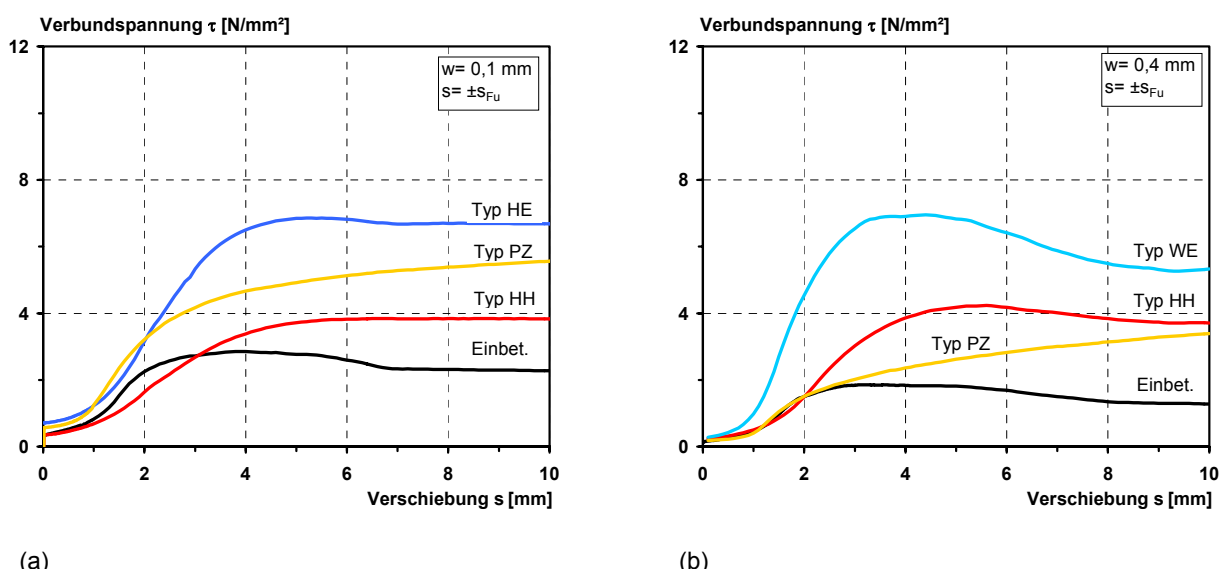


Bild 4.56 Einfluss des Mörtelsystems auf die mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ((a) $w = 0,1 \text{ mm}$, (b) $w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, HE, PZ)

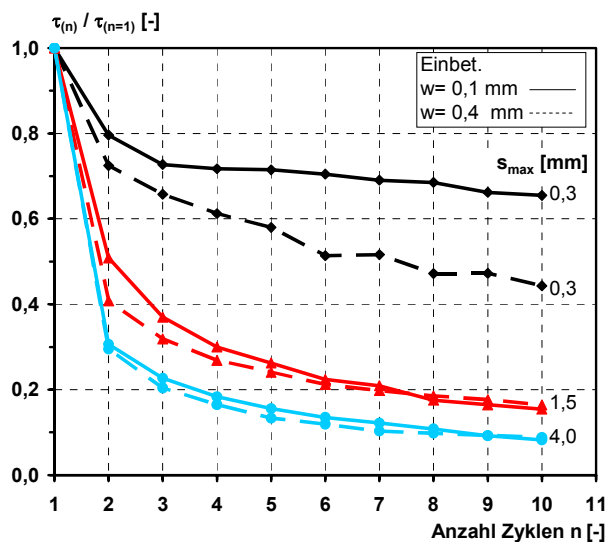
Die Versuche unter zyklischer Belastung zeigten keinen Einfluss der Rissbreite auf die Versagensart der Bewehrungsstäbe. Das Versagen trat gemäß den Versuchen im ungerissenen Beton entweder an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel (System HH) oder zwischen Mörtel und Beton (Systeme HE, WE und PZ) auf.

4.5.4 Einfluss Verschiebungswert

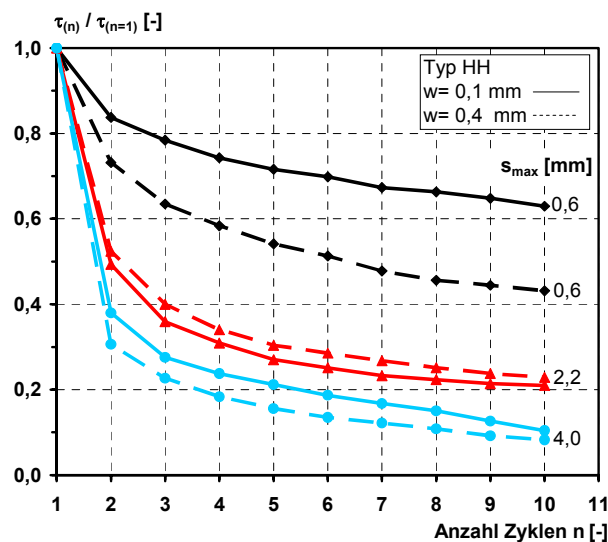
Um den Einfluss des Verschiebungswertes in Rissbreiten $w = 0,1 \text{ mm}$ und $w = 0,4 \text{ mm}$ auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten zu untersuchen, wurden Versuche an eingemörtelten Stäben (Systeme HH, HE, WE und PZ) durchgeführt. Zum Vergleich wurden Versuche an einbetonierten Stäben durchgeführt. Hierbei wurden die gleichen Verschiebungswerte gewählt wie bei den Versuchen im ungerissenen Beton (siehe Tabelle 4.7). Die zyklische Belastung erfolgte bei 50% der Höchstlast ($s = \pm s_{0,5Fu}$), bei Höchstlast ($s = \pm s_{Fu}$) und nach Erreichen der Höchstlast ($s \sim \pm 2s_{Fu}$ bzw. $s = \pm 4,0 \text{ mm}$).

Der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurven im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und –festigkeit wurde in Abschnitt 4.5.3.2 für Versuche bei $s = \pm s_{Fu}$ beschrieben. Die in Abschnitt 4.5.3.2 getroffenen Aussagen sind gültig für den Kurvenverlauf im 1. Zyklus bei $s = \pm s_{0,5Fu}$ bzw. $s \sim \pm 2s_{Fu}$.

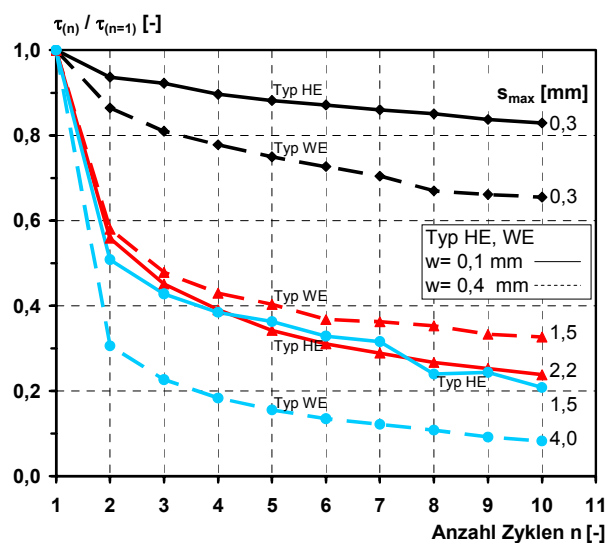
In Bild 4.57 ist das mittlere Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für die geprüften Versuchsserien im gerissenen Beton ($w = 0,1 \text{ mm}$, $w = 0,4 \text{ mm}$) dargestellt. Das Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ nimmt mit zunehmendem Wert s_{max} zu und mit zunehmender Anzahl der Lastwechsel ab. Der Einfluss der Rissbreite auf die Verbundschädigung ist bei kleinen Verschiebungswerten $s = \pm s_{0,5Fu}$ deutlich ausgeprägter als bei $s = \pm s_{Fu}$ oder $s \sim \pm 2s_{Fu}$.



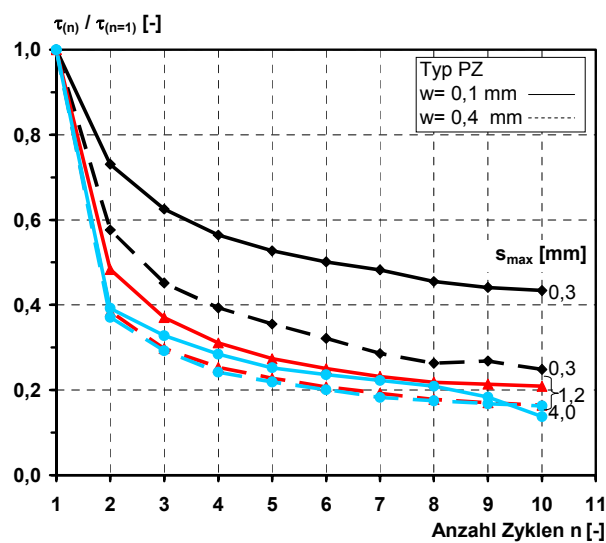
(a) Einbetoniert



(b) System HH



(c) Systeme HE und WE



(d) System PZ

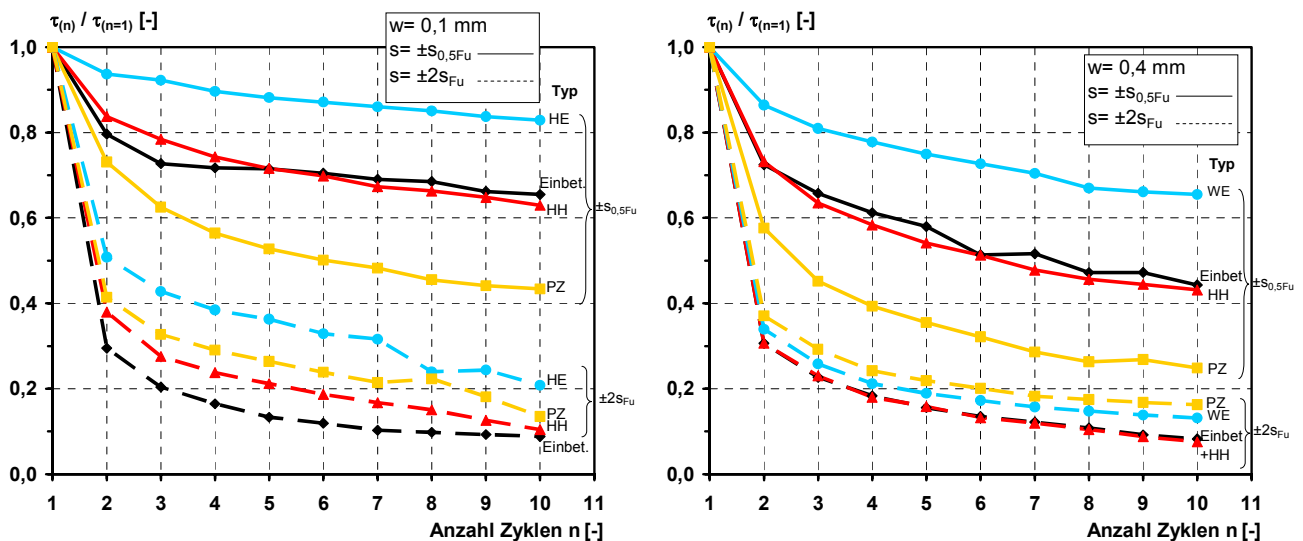
Bild 4.57 Einfluss des Verschiebungswertes auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5Fu}$, $\pm s_{Fu}$, $\pm 2s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,1, 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

Die Parameter zur Beschreibung der in Bild 4.57 gezeigten Kurvenverläufe nach Gleichung (4.3) sind in Tabelle 4.13 angegeben.

Tabelle 4.13 Beschreibung der mittleren Verbundspannungsabnahme $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$, $\pm s_{F_u}$, $\pm 2s_{F_u}$ im gerissenen Beton ($w = 0,1, 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

Beiwert b und (a) aus $y = a \cdot x^{-b}$		Einbetoniert	Mörtelsystem			
			HH	HE	WE	PZ
$\pm s_{0,5F_u}$	$w = 0,1 \text{ mm}$	0,16 (0,93)	0,19 (0,98)	0,08 (1,0)	-	0,36 (0,95)
	$w = 0,4 \text{ mm}$	0,33 (0,96)	0,36 (0,96)	-	0,18 (1,0)	0,59 (0,92)
$\pm s_{F_u}$	$w = 0,1 \text{ mm}$	0,79 (0,93)	0,65 (0,84)	0,60 (0,9)	-	0,65 (0,84)
	$w = 0,4 \text{ mm}$	0,72 (0,80)	0,61 (0,86)	-	0,45 (0,86)	0,72 (0,77)
$\pm 2s_{F_u}$ (4,0 mm)	$w = 0,1 \text{ mm}$	1,00 (0,73)	0,87 (0,83)	0,6 (0,9)	-	0,71 (0,81)
	$w = 0,4 \text{ mm}$	0,96 (0,77)	1,00 (0,79)	-	0,8 (0,74)	0,72 (0,75)

Der Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf das mittlere Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ bei $s = \pm s_{0,5F_u}$ und $s \sim \pm 2s_{F_u}$ ist in Bild 4.58 dargestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der einbetonierten Stäbe eingezeichnet. Bei $s = \pm s_{0,5F_u}$ ist ein deutlicher Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ vorhanden. Die mit Hybridmörtel eingemörtelten Stäbe zeigen einen ähnlichen Verlauf der Verhältniswerte $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ wie einbetonierte Stäbe. Dagegen weist das Epoxid-System eine geringfügig geringere, das Zement-System eine etwas erhöhte Abnahme der Verbundspannungen auf als einbetonierte Stäbe. Bei zyklischer Belastung zwischen $s \sim \pm 2s_{F_u}$ ist der Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ vernachlässigbar gering. Die Versuche an eingemörtelten Stäben zeigen bei $w = 0,1 \text{ mm}$ und $w = 0,4 \text{ mm}$ einen ähnlichen Kurvenverlauf wie einbetonierte Stäbe.



(a) Rissbreite $w = 0,1 \text{ mm}$

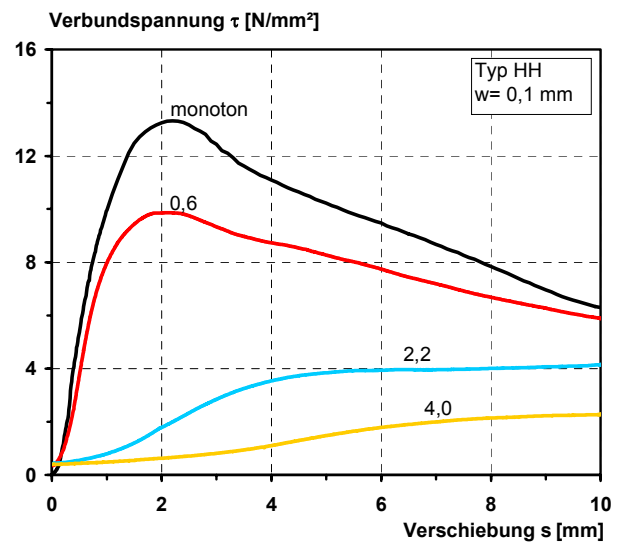
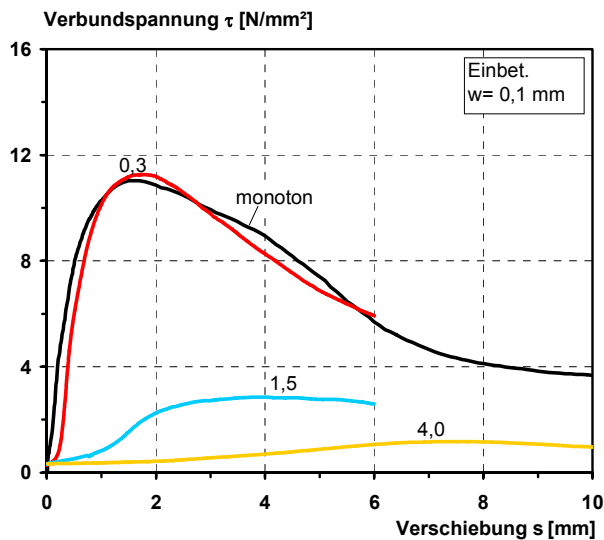
(b) Rissbreite $w = 0,4 \text{ mm}$

Bild 4.58 Einfluss des Verschiebungswertes auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$, $\sim \pm 2s_{F_u}$ im gerissenen Beton ((a) $w = 0,1 \text{ mm}$, (b) $w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 7-8 d_s$; (Einbetoniert, System HH, HE(a), WE(b), PZ)

Die mittleren Verbundspannungen im gerissenen Beton nach dem 2.-10. Zyklus bezogen auf den Verbundspannungswert im ungerissenen Beton sind in Abhängigkeit der Lastwechselzahl in Bild 4.80 dargestellt.

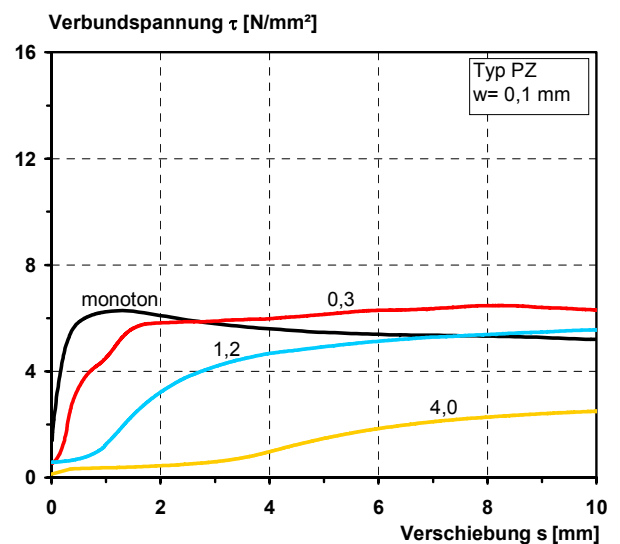
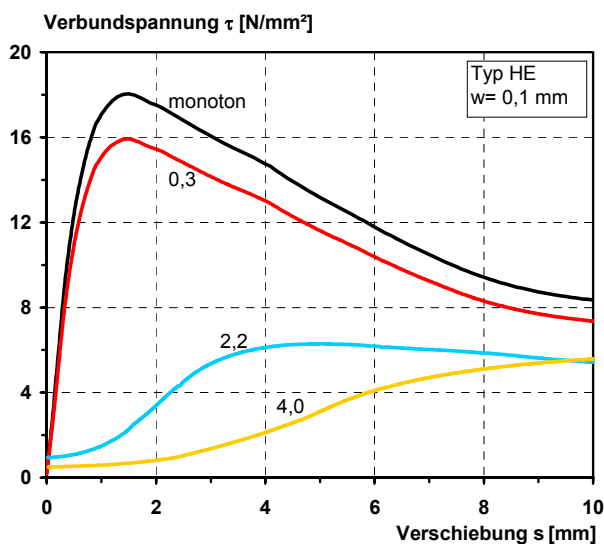
Die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven im Restzugversuch sind für die untersuchten Mörtelsysteme und Verschiebungswerte bei $w = 0,1 \text{ mm}$ in Bild 4.59 und bei $w = 0,4 \text{ mm}$ in Bild 4.60 dargestellt. Zum Vergleich ist die mittlere Ausziehkurve der Versuche unter monotoner Beanspruchung eingezeichnet. Aus Bild 4.59 und Bild 4.60 geht hervor, dass der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurve bei kleinen Verschiebungen $s \leq 0,3 \text{ mm}$ wieder erreicht wird. Mit zunehmender Verschiebung während der zyklischen Belastung wird der Unterschied zur monotonen Ausziehkurve größer und die Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten nehmen deutlich

ab. Das Lastmaximum im Restzugversuch nach zyklischer Belastung bei $s \geq \pm s_{Fu}$ ist deutlich geringer ausgeprägt als bei $s = \pm s_{0,5Fu}$. Diese Aussage ist gültig für die Versuche in Rissbreiten $w = 0,1 \text{ mm}$ und $w = 0,4 \text{ mm}$.



(a) Einbetoniert

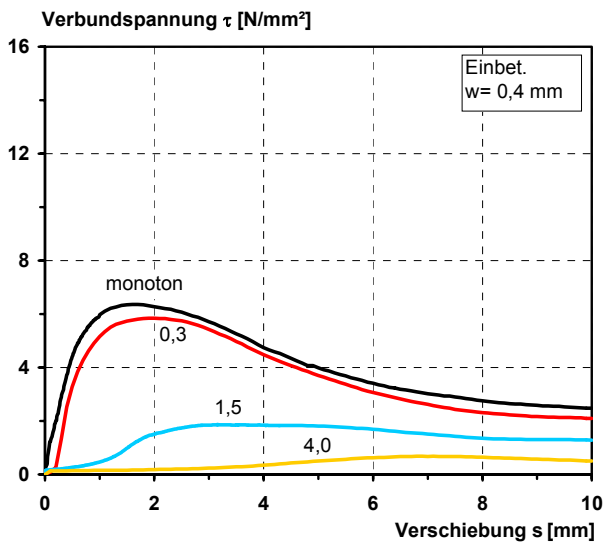
(b) System HH



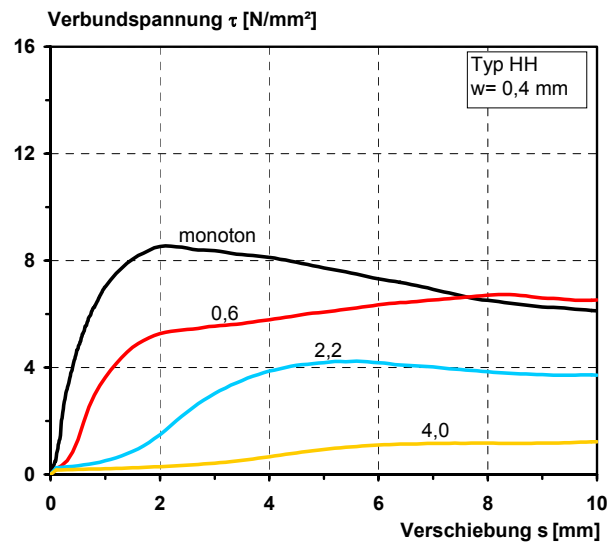
(c) System HE

(d) System PZ

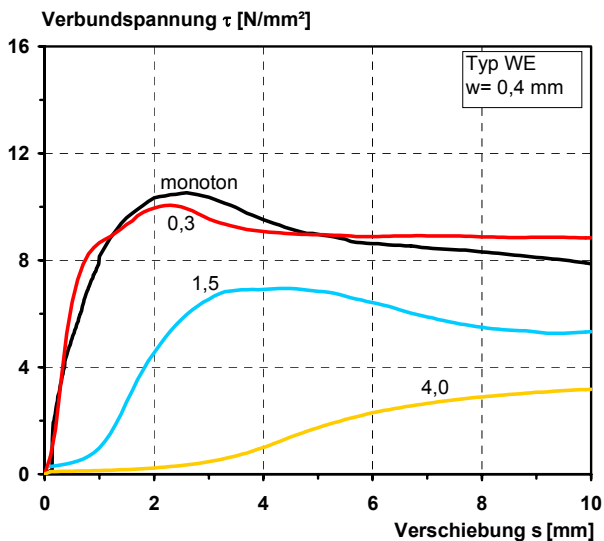
Bild 4.59 Einfluss des Verschiebungswertes auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5Fu}$, $\pm s_{Fu}$, $\sim \pm 2s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,1 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 7-8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, PZ)



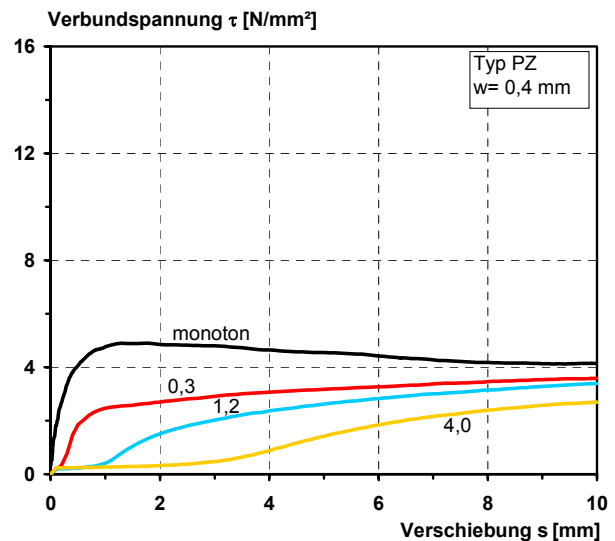
(a) Einbetoniert



(b) System HH



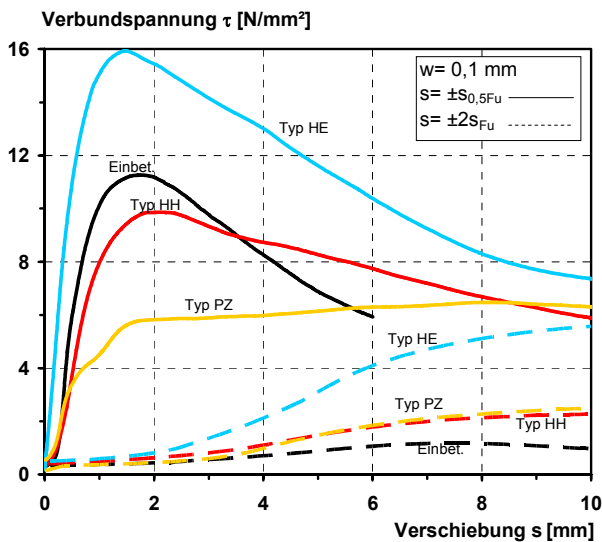
(c) System WE



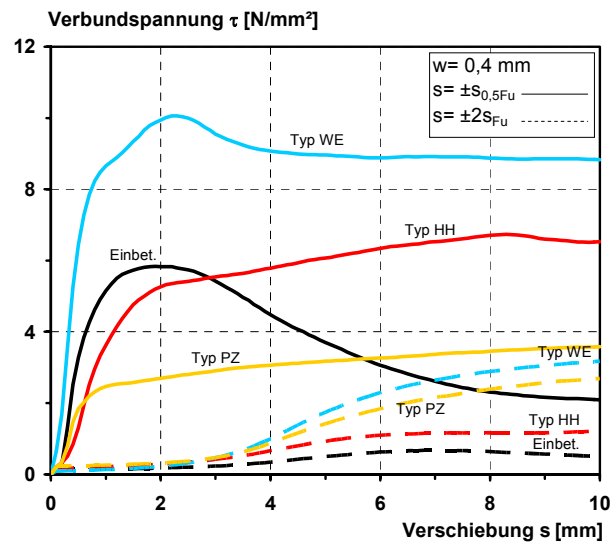
(d) System PZ

Bild 4.60 Einfluss des Verschiebungswertes auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$, $\pm s_{F_u}$, $\sim \pm 2s_{F_u}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Der Einfluss des Verbundmörtels auf die mittleren Resttragfähigkeitskurven im gerissenen Beton nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$ und $s = \pm 2s_{F_u}$ ist im Folgenden gezeigt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von einbetonierten Stäben mit eingezeichnet. Die Bilder sind getrennt nach den Untersuchungen in Rissbreiten (a) $w = 0,1$ mm und (b) $w = 0,4$ mm zusammengefasst.



(a) Rissbreite $w = 0,1 \text{ mm}$



(b) Rissbreite $w = 0,4 \text{ mm}$

Bild 4.61 Einfluss des Mörtelsystems auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$, $\pm 2s_{F_u}$ im gerissenen Beton ((a) $w = 0,1 \text{ mm}$, (b) $w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, HE, PZ)

Bild 4.61 zeigt einen deutlichen Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit nach zyklischer Beanspruchung. Mit zunehmender Rissbreite und zunehmendem Verschiebungswert nimmt dieser Einfluss ab. Das Epoxid-System HE erreicht im Restzugversuch unabhängig von der Rissbreite und des Verschiebungswertes deutlich höhere Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten als einbetonierte Stäbe. Die beim System HH bei $s = \pm s_{0,5F_u}$ beobachtete geringere Verbundsteifigkeit als bei einbetonierten Stäben ist auf den bei zyklischer Beanspruchung verwendeten größeren Verschiebungswert zurückzuführen. Bei $s = \pm 2s_{F_u}$ ist der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurve beim System HH vergleichbar mit dem von einbetonierten Stäben, die erreichten Verbundfestigkeiten sind vergleichbar bzw. geringfügig höher als die von einbetonierten Stäben. Dagegen weist das Zement-System vergleichbare Anfangssteifigkeiten auf wie einbetonierte Stäbe und erreicht bei $s = \pm s_{0,5F_u}$ im Mittel ca. 40% geringere, bei $s = \pm 2s_{F_u}$ höhere Verbundfestigkeiten als einbetonierte Stäbe.

Unabhängig von der Rissbreite und dem gewählten Verschiebungswert trat beim Hybrid-System das Versagen an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel auf. Im Gegensatz dazu versagten die Systeme HE und PZ an der Grenzfläche zwischen Mörtel und Beton.

Die Untersuchungen im gerissenen Beton haben gezeigt, dass mit zunehmendem Verschiebungswert bei zyklischer Belastung die Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten im Resttragversuch abnehmen und das Lastmaximum deutlich geringer ausgeprägt ist. Bei zyklischer Belastung zwischen kleinen Verschiebungswerten ($s \leq 0,3 \text{ mm}$) ist der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurve vergleichbar mit der Ausziehkurve unter monotoner Beanspruchung. Demgegenüber wird nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s \geq 0,5\tau_{u,mon}$ die ursprüngliche Tragfähigkeit unter monotoner Beanspruchung nicht mehr erreicht.

4.5.5 Einfluss Stabdurchmesser

Die Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss des Stabdurchmessers auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben im gerissenen Beton werden im folgenden Abschnitt beschrieben. Bei der durchgeführten Parameterstudie wurden Versuche mit Stäben, die mit Epoxidharz bzw. Zement eingemörtelt wurden, unter monotoner und zyklischer Beanspruchung durchgeführt. Zum Vergleich wurden Versuche an einbetonierten Stäben geprüft. Die Wahl der Stabdurchmesser und der Verschiebungswerte bei zyklischer Belastung erfolgte wie bei den Versuchen im ungerissenen Beton (vgl. Abschnitt 4.4.4). Die gemessenen Verbundspannungen wurden nach Gleichung (2.1) auf die bezogene Rippenfläche ($f_R = 0,08$) und die bezogene Betondruckfestigkeit ($f_{cc} = 30 \text{ N/mm}^2$) umgerechnet.

4.5.5.1 Monotone Beanspruchung

In Bild 4.62a sind die gemittelten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung und in Bild 4.62b die Ergebnisse der Verbundfestigkeiten der untersuchten eingemörtelten Stäbe bei monotoner Beanspruchung dargestellt. Die Werte von vergleichbaren einbetonierten Stäben sind zum Vergleich mit aufgenommen.

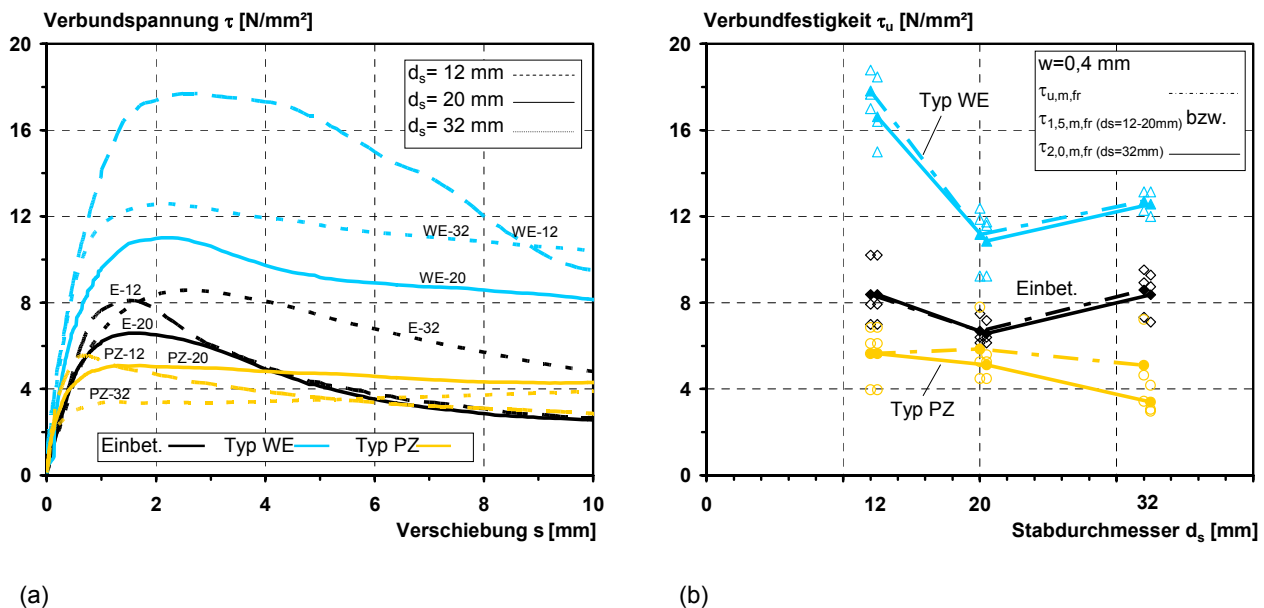
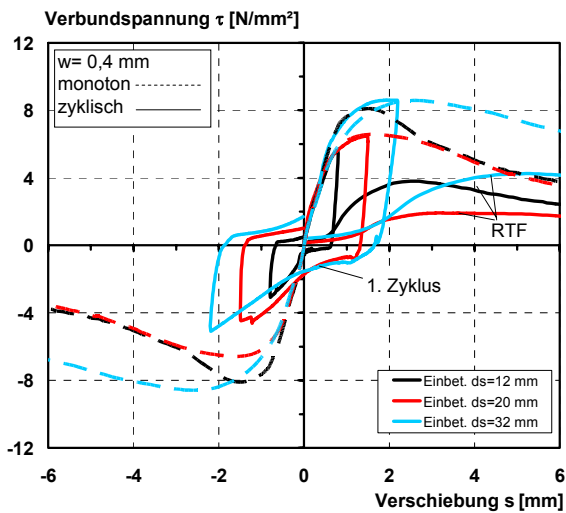


Bild 4.62 Einfluss des Stabdurchmessers auf die mittleren (a) Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung im gerissenen Beton ($w=0,4$ mm); $d_s=12, 20, 32$ mm, $l_v=8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme WE, PZ)

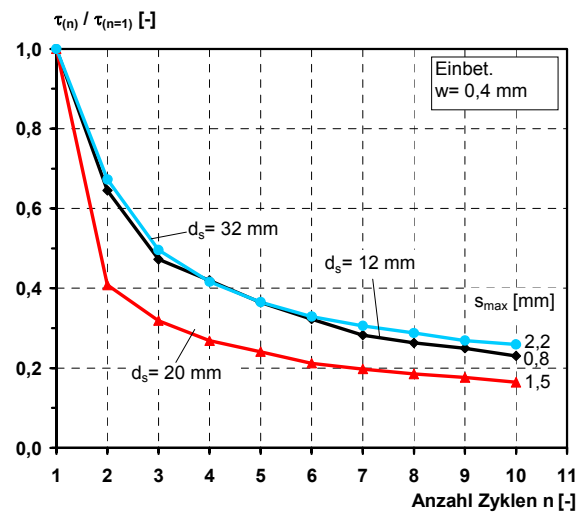
Aus Bild 4.62 geht hervor, dass im gerissenen Beton ein Einfluss des Stabdurchmessers auf den Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurven vorhanden ist. Dieser Einfluss ist produktabhängig. Insbesondere bei Stäben, eingemörtelt mit Epoxidharz, ist der Einfluss des Stabdurchmessers im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit deutlich ausgeprägter als bei einbetonierten und mit System PZ eingemörtelten Stäben. Bei Versuchen mit Stabdurchmesser $d_s=12$ mm wurde bei allen Systemen, einbetoniert und eingemörtelt, eine höhere Verbundsteifigkeit und -festigkeit beobachtet als bei Versuchen mit größeren Stabdurchmessern. Dies kann auf die bei $d_s=12$ mm vorhandene gewindeähnliche Ausbildung der Rippen zurückgeführt werden (vgl. Abschnitt 4.4.4.1). Im Gegensatz zu den Versuchen im ungerissenen Beton wurde in Rissbreiten $w=0,4$ mm bei einbetonierten und mit Epoxidharz eingemörtelten Stäben mit $d_s=32$ mm eine höhere Verbundfestigkeit beobachtet als bei Versuchen mit Stabdurchmesser $d_s=20$ mm.

4.5.5.2 Zyklische Beanspruchung

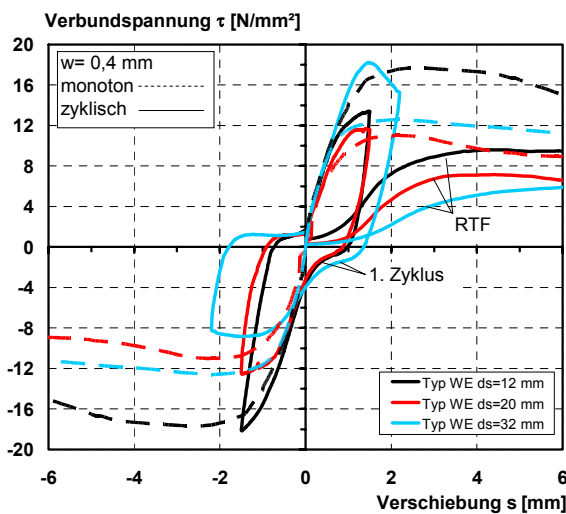
Die Ergebnisse der mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Versuche mit Stabdurchmesser $d_s=12$ mm, 20 mm und 32 mm sind in Bild 4.63a aufgezeigt. Dargestellt sind der Kurvenverlauf im 1. Zyklus und die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s=\pm s_{Fu}$. Zum Vergleich ist die monotone Ausziehkurve mit eingetragen. Bild 4.63b zeigt die mittleren Abnahmen der Verbundspannungen im 2.-10. Zyklus bei $s=+s_{Fu}$. Bezugswert ist der Verbundspannungswert im 1. Zyklus.



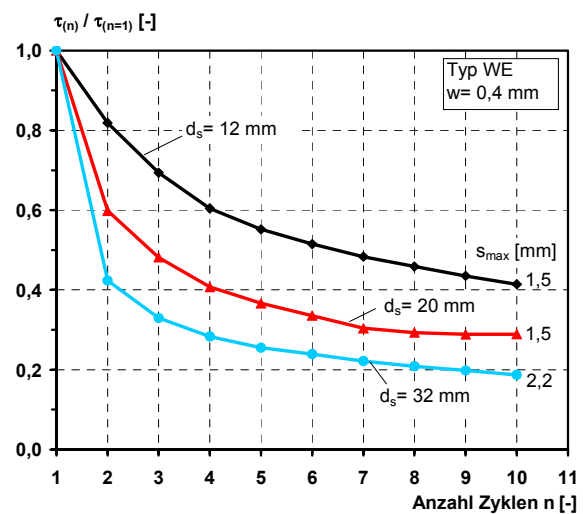
(a1) Einbetoniert, $s = \pm s_{Fu}$



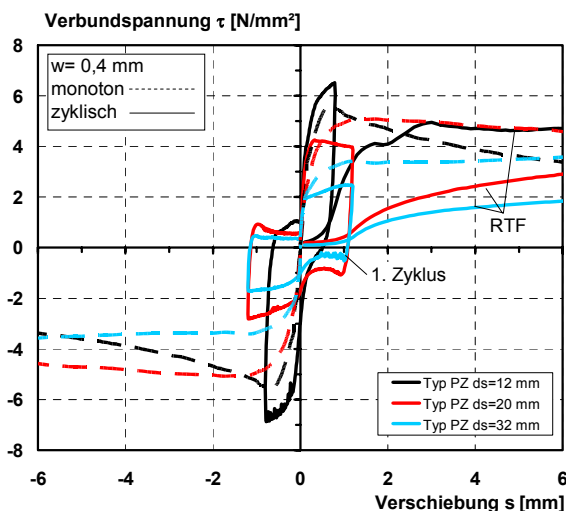
(b1) Einbetoniert, $s = \pm s_{Fu}$



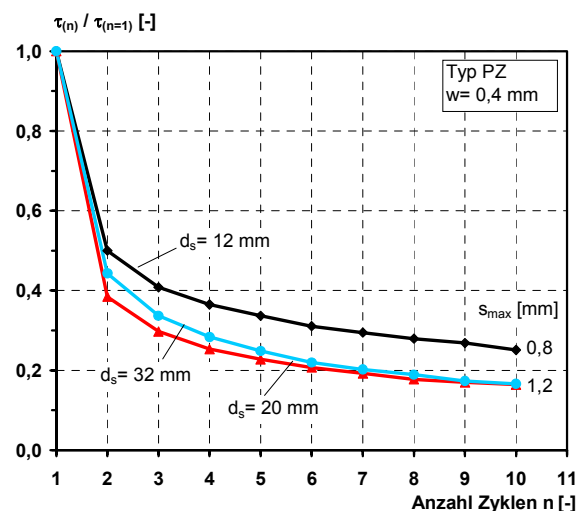
(a2) System WE, $s = \pm s_{Fu}$



(b2) System WE, $s = \pm s_{Fu}$



(a3) System PZ, $s = \pm s_{Fu}$



(b3) System PZ, $s = \pm s_{Fu}$

Bild 4.63 Einfluss des Stabdurchmessers auf (a1-a3) die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungs-kurven unter monotoner und zyklischer (1. Zyklus, RTF) Beanspruchung und (b1-b3) das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme WE, PZ)

Bild 4.63a zeigt keinen Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundsteifigkeit im 1. Zyklus, jedoch sind im Restzugversuch deutliche Steifigkeitsunterschiede erkennbar. Demgegenüber zeigen die Verbundfestigkeiten sowohl im ersten Zyklus als auch im Resttragfähigkeitsversuch einen deutlichen Einfluss des Stabdurchmessers auf das Tragverhalten. Dies wurde sowohl bei einbetonierten als auch bei eingemörtelten Stäben beobachtet. Deutlich sichtbar ist zudem, dass sich die Verbundfestigkeiten der monoton und zyklisch beanspruchten Stäbe teilweise erheblich unterscheiden. Diese Beobachtung wurde bereits bei Untersuchungen im ungerissenen Beton gemacht (vgl. Abschnitt 4.4.4.2) und trifft insbesondere bei mit Epoxidharz eingemörtelten Stäben $d_s = 32$ mm zu. Die bei den Versuchen mit größeren Stabdurchmessern beobachteten geringeren Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten im Restzugversuch sind zum Teil auf die bei zyklischer Beanspruchung gewählten größeren Verschiebungswerte zurückzuführen (vgl. Abschnitt 4.5.4).

Bild 4.63b zeigt das mittlere Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für die untersuchten Systeme. Die Abnahme der Verbundspannungen bei $s_{\max}$ nach zyklischer Belastung ist für die untersuchten Systeme prinzipiell ähnlich. Die Versuche mit eingemörtelten Stäben (System PZ) zeigen, für die untersuchten Stabdurchmesser, einen ähnlichen Verlauf der Verhältniswerte $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ wie einbetonierte Stäbe. Bei Stäben, eingemörtelt mit dem Epoxid-System, ist die Abnahme mit $d_s = 12$ mm und $d_s = 20$ mm deutlich geringer als bei einbetonierten Stäben. In der Regel ist die Abnahme der Verbundspannungen bei dünneren Stabdurchmessern geringer als bei dickeren Stabdurchmessern. Diese Aussage trifft nicht auf die Untersuchungen an einbetonierten Stäben mit $d_s = 32$ mm zu.

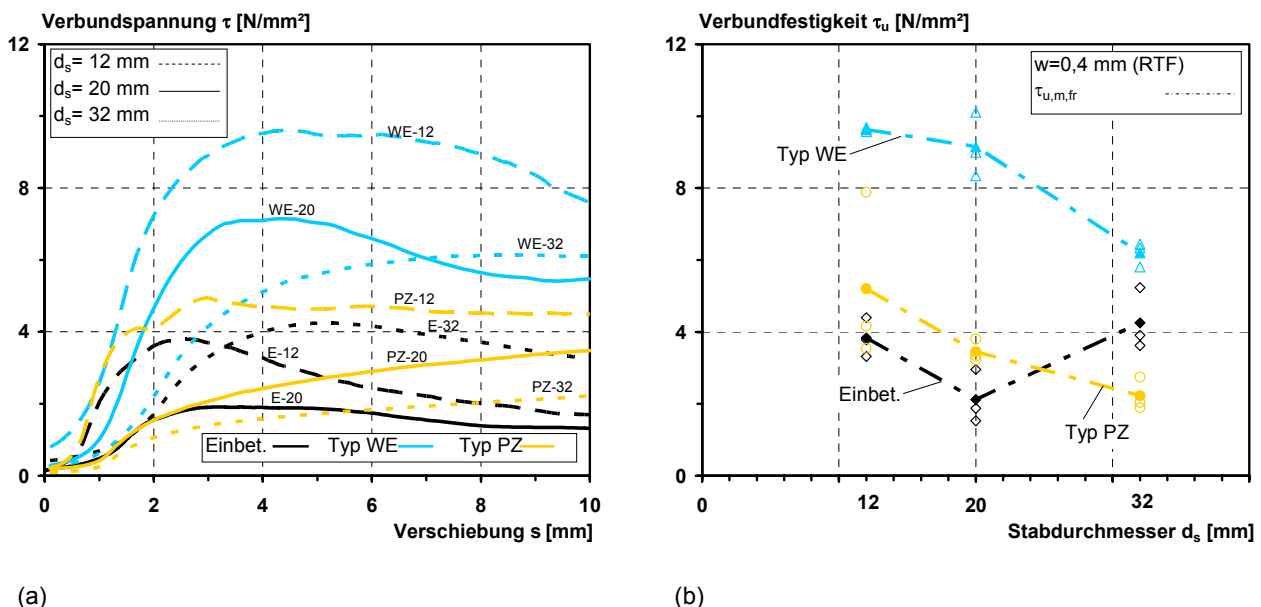


Bild 4.64 Einfluss des Stabdurchmessers auf die (a) mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) die Verbundfestigkeiten nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme WE, PZ)

Aus Bild 4.64 geht hervor, dass mit zunehmendem Stabdurchmesser die Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten im Restzugversuch abnehmen. Ausgenommen sind die Ergebnisse der Untersuchungen an einbetonierten Stäben mit $d_s = 32$ mm; hier wurden im Restzugversuch höhere Verbundfestigkeiten erreicht als bei Versuchen mit kleineren Stabdurchmessern (vgl. Bild 4.62) und im Vergleich zu eingemörtelten Stäben mit System PZ. Dies ist auf den bei diesen Stäben resultierenden größeren Formschluss zurückzuführen. Im Vergleich zu einbetonierten Stäben erreichen die mit den Systemen WE und PZ eingemörtelten Stäben in der Regel höhere Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten. Das Versagen bei Stäben, eingemörtelt mit dem Zement-System und dem Epoxid-System, trat in der Regel, unabhängig vom gewählten Stabdurchmesser, zwischen Mörtel und Beton auf.

Die Untersuchungen lassen vermuten, dass bei zyklischer Beanspruchung und im Restzugversuch ein Einfluss des Stabdurchmessers auf das Tragverhalten vorhanden ist. Der Einfluss scheint produktabhängig und ist insbesondere bei Stäben, eingemörtelt mit Epoxidharz, deutlich ausgeprägter als bei einbetonierten und mit System PZ eingemörtelten Stäben. Die Abnahme der

Verbundspannungen bei Stabdurchmesser $d_s = 20$ mm und 32 mm ist deutlich ausgeprägter als bei $d_s = 12$ mm. Im Gegensatz dazu wurde bei einbetonierten Stäben, bei den gewählten Rissbreiten, ein Anstieg der Verbundsteifigkeit und –festigkeit bei Versuchen mit $d_s = 32$ mm beobachtet, im Vergleich zu Versuchen mit $d_s = 20$ mm.

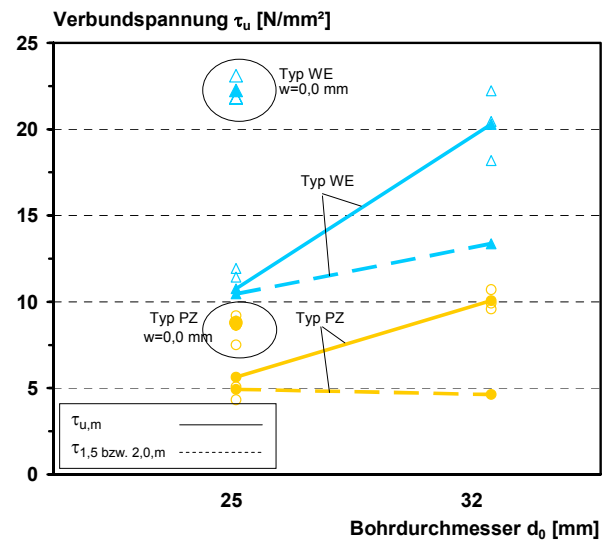
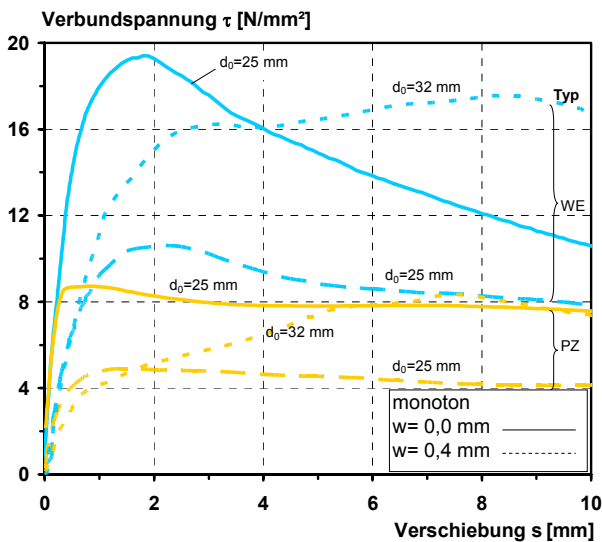
4.5.6 Einfluss Bohrlochdurchmesser

Bei nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen werden die Bewehrungsstäbe in ein Bohrloch eingemörtelt, das einen größeren Durchmesser aufweist als der Stabdurchmesser. Zwischen Stab und Bohrlochwand befindet sich der Ringspalt (Definition, Abschnitt 2.2.6.5), der bei der Installation mit Verbundmörtel ausgefüllt wird. Die erforderliche Größe des Ringspalt ist abhängig vom Stabdurchmesser und von den Materialeigenschaften des verwendeten Mörtels. Aus diesem Grund ist für jedes System ein optimaler Bereich für den Ringspalt festzustellen, der z.B. bei bauaufsichtlich zugelassenen Systemen vorgegeben und einzuhalten ist. Nach *Spieth (2002)* hat die Größe des Ringspalt bei Verwendung von Mörteln, die schwinden (wenn auch nur geringfügig), einen deutlichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit und das Verschiebungsverhalten. Daher werden bei den folgenden Untersuchungen an eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen Mörtel ausgeschlossen, die schwinden. Im Allgemeinen ist eine Vergrößerung des Ringspalt nur dann sinnvoll, wenn das Versagen an der Grenzfläche zwischen Mörtel und Beton erfolgt. Nur dann ist eine Tragfähigkeitssteigerung durch Ausnutzen der größeren Lasteinleitungsfläche in den umgebenden Beton wirkungsvoll, was insbesondere im gerissenen Beton vorteilhaft ausgenutzt werden kann. Daher wurden bei den im folgenden Abschnitt beschriebenen Untersuchungen die folgenden zwei Mörtelsysteme ausgewählt: (a) Epoxidharz WE und (b) Zementmörtel PZ. Der Bohrdurchmesser wurde von $d_0 = 25$ mm auf $d_0 = 32$ mm erhöht. Bei Stabdurchmesser $d_s = 20$ mm entspricht das einer Vergrößerung des Ringspalt von 2,5 mm auf 6 mm. Um den Einfluss der Bohrlochreinigung auszuschließen, wurden die größeren Bohrlöcher mit angepassten, größeren Reinigungsgeräten gereinigt. Zur Gewährleistung der engen Abstützung wurde eine Stahlplatte mit vergrößertem Durchgangsloch gemäß *EOTA (1997)* gewählt. Die Verbundfestigkeiten wurden nach Abschnitt 4.1.6 entsprechend den Regeln nach *EOTA (1997)* berechnet.

Ziel der Untersuchungen war es, zu zeigen, dass das Verbundverhalten im gerissenen Beton bei den ausgewählten Systemen durch eine Vergrößerung des Ringspalt erhöht werden kann. Dazu wurden Untersuchungen unter monotoner und zyklischer Beanspruchung durchgeführt.

4.5.6.1 Monotone Beanspruchung

In Bild 4.65a sind die gemittelten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen der untersuchten eingemörtelten Stäbe (Systeme WE, PZ) mit vergrößertem Bohrdurchmesser $d_0 = 32$ mm im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm) dargestellt. In Bild 4.65b sind die in Bild 4.65a ermittelten Verbundfestigkeiten aufgetragen. Zum Vergleich sind in den Bildern die Versuche mit $d_0 = 25$ mm im ungerissenen und gerissenen Beton eingezeichnet. Das Verhältnis Bohrloch- und Stabdurchmesser (d_0/d_s) entspricht 1,60 bzw. 1,25.



(a) (b)
Bild 4.65 Einfluss des Bohrdurchmessers auf die (a) mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) die Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $d_0 = 25, 32 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Systeme WE, PZ)

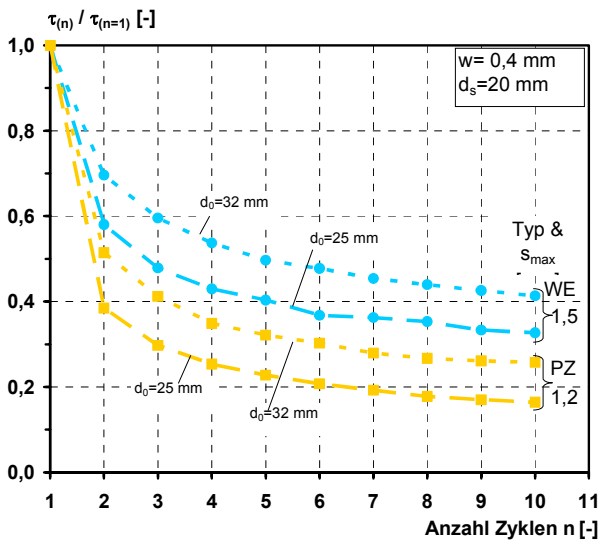
Aus Bild 4.65a ist zwar kein Einfluss des Bohrdurchmessers auf die Verbundsteifigkeit zu erkennen, jedoch werden mit zunehmendem Ringspalt höhere Verbundfestigkeiten gemessen. Diese werden jedoch erst bei großen Schlupfwerten ($s_{d_0=32\text{mm}} \sim 13 \text{ mm}$ bei System WE) erreicht. Die bei Verwendung eines größeren Ringspaltes erzeugten höheren Reibungskräfte sind auf eine bessere Lasteinleitung infolge einer größeren Mantelfläche zurückzuführen. Im gerissenen Beton steigen die Verbundfestigkeiten durch eine Erhöhung des Ringspaltes von $d_0 = 25 \text{ mm}$ auf $d_0 = 32 \text{ mm}$, im Mittel um ca. 90% (System WE) bzw. 80% (System PZ) an. Die eingemörtelten Stäbe mit $d_0 = 32 \text{ mm}$ weisen eine etwas geringere (System WE) bzw. vergleichbare (System PZ) Verbundfestigkeiten auf im Vergleich zu den Versuchen im ungerissenen Beton mit $d_0 = 25 \text{ mm}$ (siehe Bild 4.65b).

4.5.6.2 Zyklische Beanspruchung

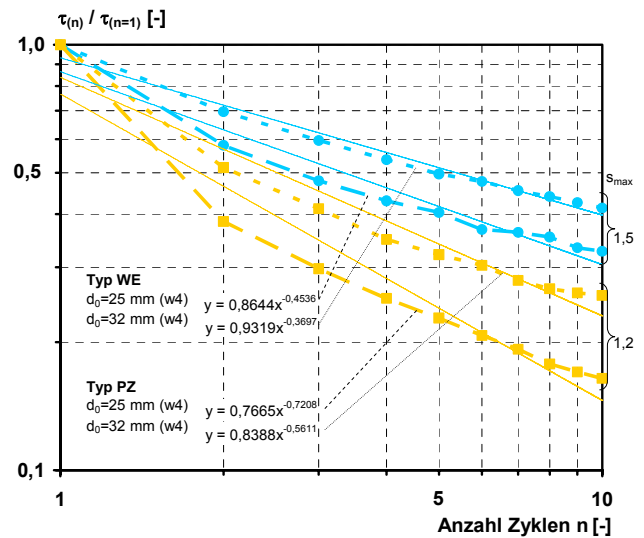
In Bild 4.67a ist das mittlere Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ bei $s = \pm 1,5 \text{ mm}$ (System WE) und $s = \pm 1,2 \text{ mm}$ (System PZ) in Abhängigkeit der Lastwechselzahl gezeigt. Dargestellt sind die Ergebnisse der Versuche mit Bohrdurchmesser $d_0 = 32 \text{ mm}$. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Versuche mit $d_0 = 25 \text{ mm}$ eingezeichnet.

Die Versuche mit eingemörtelten Stäben (System WE) zeigen für den untersuchten Bohrdurchmesser $d_0 = 32 \text{ mm}$ eine geringere Abnahme der Verbundspannungen als mit $d_0 = 25 \text{ mm}$. Demgegenüber wurde bei den Versuchen mit Zementmörtel eingemörtelten Stäben kein Einfluss des Bohrdurchmessers auf das Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ beobachtet. Der Verlauf der Kurven ist ähnlich. In Kirtzakis (2004) wurde beobachtet, dass beim Zement-System die Verbundfestigkeit mit der Aushärtezeit ansteigt und das Mörtelvolumen proportional mit der Aushärtezeit korreliert (vgl. Abschnitt 4.5.5.2). Die Aushärtezeit wurde jedoch für alle Zement-Systeme, unabhängig vom Ringspalt, gleich gewählt und betrug 24h.

Die in Bild 4.67a gezeigten Kurven sind in Bild 4.67b zusätzlich im doppelt logarithmischen Maßstab dargestellt. Der Kurvenverlauf kann für die beiden Mörtelsysteme durch eine einfache Potenzfunktion, die in Bild 4.67b mit eingezeichnet ist, nach Gleichung (4.3) beschrieben werden.



(a) lineare Darstellung

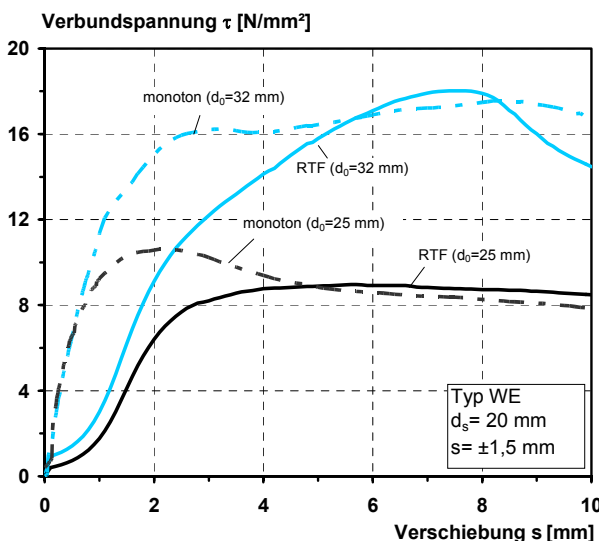


(b) doppelt logarithmische Darstellung

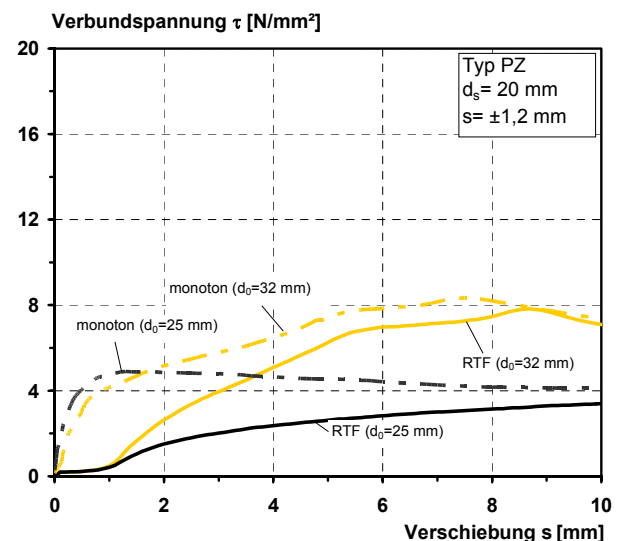
Bild 4.66 Einfluss des Bohrlochdurchmessers auf die mittleren (a) Verbundspannungen und (b) Verbundspannungsabnahmen $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $d_0 = 25, 32 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Systeme WE, PZ)

Bild 4.67 zeigt den Einfluss des Bohrdurchmessers auf das Verbundverhalten nach zyklischer Beanspruchung für die eingemörtelten Stäbe mit System WE (a) und System PZ (b). Zum Vergleich sind die Referenzkurven der Versuche unter monotoner Beanspruchung eingetragen.

Der Verlauf der gemessenen Verbundspannungs-Verschiebungskurve im Restzugversuch zeigt bei beiden Systemen keinen Einfluss des Bohrdurchmessers auf die Verbundsteifigkeit. Die Systeme WE und PZ erreichen im Restzugversuch mit $d_0 = 32 \text{ mm}$ deutlich höhere Verbundfestigkeiten als mit $d_0 = 25 \text{ mm}$. Nach zyklischer Belastung wird bei beiden Systemen der Verlauf der monotonen Kurve erreicht, jedoch erst bei großen Verschiebungen ($s \sim 6-8 \text{ mm}$). Das Lastmaximum ist bei Stäben, eingemörtelt mit System WE, im Restzugversuch weniger ausgeprägt als bei Versuchen unter monotoner Beanspruchung.



(a) System WE, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$



(b) System PZ, $s = \pm 1,2 \text{ mm}$

Bild 4.67 Einfluss des Bohrlochdurchmessers auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $d_0 = 25, 32 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Systeme WE (a), PZ (b))

Bei Vergrößerung des Bohrdurchmessers nimmt die Mantelfläche zu, über welche die einwirkende Last in den Beton eingeleitet wird (vgl. Bild 4.68a). Bei größerem Ringspalt vergrößern sich die

Exzentrizität und das Moment. Dies bewirkt höhere Druck- und Reibungskräfte im angrenzenden Beton (oben und unten) (Bild 4.68b).

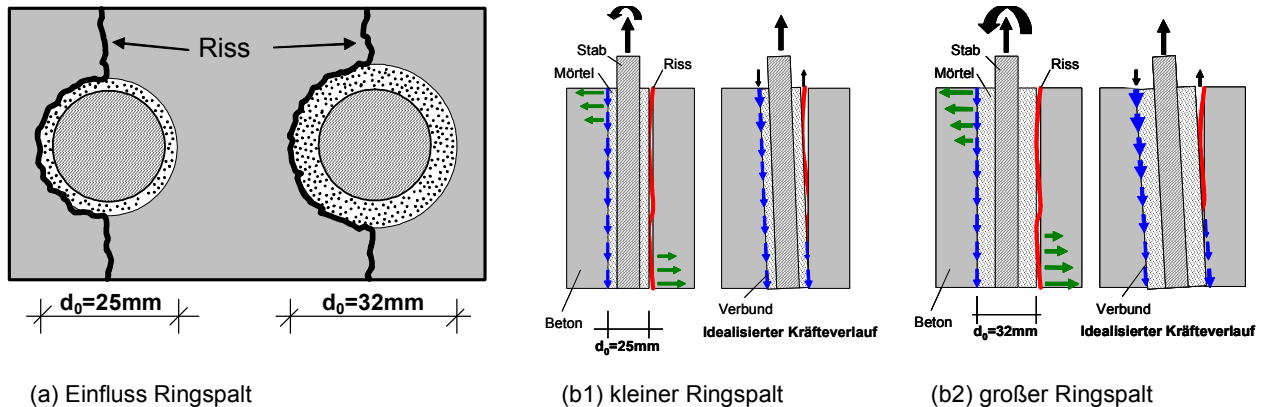


Bild 4.68 Schematische Darstellung des Rissverlaufes und der Kräfteverteilung

Es scheint, dass die Tragfähigkeit im gerissenen Beton durch Vergrößerung des Ringspalt erhöht werden kann. Voraussetzung ist, dass ein Mörtelsystem verwendet wird, das nicht schwindet und bei dem das Versagen zwischen Mörtel und Beton auftritt.

4.5.6.3 Vergleich mit Ergebnissen von Versuchen im ungerissenen Beton

Aus Tabelle 4.14 geht hervor, dass bei eingemörtelten Stäben ($d_0 = 32 \text{ mm}$) im gerissenen Beton mit System WE deutlich höhere (70%) und mit System PZ geringere (10%) Verbundfestigkeiten $\tau_{u,RTF,m}$ erreicht werden als bei vergleichbaren Stäben mit $d_0 = 25 \text{ mm}$ im ungerissenen Beton. Diese Beobachtung kann beim Epoxid-System auf eine exzentrische Lasteinleitung oder auf Spaltrisse zurückgeführt werden, die bei den Versuchen im ungerissenen Beton im ersten Zyklus im oberflächennahen Beton entstanden. Spaltrisse verringern die Verbundfestigkeit nachhaltig.

Tabelle 4.14 Einfluss des Bohrlochdurchmessers auf die Verbundfestigkeiten nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Systeme WE, PZ)

$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d_1 \cdot l}$		$\tau_{u,RTF,m}$			$\tau_{u,RTF,m,w=0,4} / \tau_{u,RTF,m,w=0,0}$		
		$w=0,0 \text{ mm}$		$w=0,4 \text{ mm}$		$w=0,4 \text{ mm}$	
		$d_0=25 \text{ mm}$	$d_0=25 \text{ mm}$	$d_0=32 \text{ mm}$	$d_0=25 \text{ mm}$	$d_0=25 \text{ mm}$	$d_0=32 \text{ mm}$
$d_1 = d_s$	System WE	10,5	9,1	17,6	1,00	0,9	1,7
	System PZ	9,5	3,4	8,8	1,00	0,40	0,90
$d_1 = d_0$	System WE	8,68	7,27	11,01	1,00	0,84	1,27
	System PZ	8,48	2,71	5,52	1,00	0,32	0,65

In Tabelle 4.14 ist das Verhältnis der Verbundfestigkeiten $\tau_{u,RTF,m,w=0,4} / \tau_{u,RTF,m,w=0,0}$ nach Gleichung (4.1) in Abhängigkeit des Bohrdurchmessers d_0 berechnet. Zum Vergleich sind die Ergebnisse nach Gleichung (4.1) bezogen auf d_s angegeben. Mit dieser Auswertung soll überprüft werden, ob das Verhältnis $\tau_{u,RTF,m,w=0,4} / \tau_{u,RTF,m,w=0,0}$, mit Bezugswert d_0 , konstant ist. Diese Aussage trifft für Stab- bzw. Bohrdurchmesser 25 mm zu, gilt nicht für größere Stab- bzw. Bohrdurchmesser d_s bzw. $d_0 = 32 \text{ mm}$.

4.5.7 Einfluss Verankerungslänge

Der Einfluss der Einbindetiefe auf das Verbundverhalten von eingemörtelten Stäben (System HH) wurde, aus versuchstechnischen Gründen, mit maximal $l_v = 12 d_s$ (240 mm) geprüft. Die Stäbe wurden zyklisch zwischen $s = \pm s_{Fu}$ in Rissbreiten $w = 0,4 \text{ mm}$ belastet. Die Reinigung der Bohrlöcher und die Installation der Stäbe erfolgte wie bei den Versuchen mit $l_v = 8 d_s$.

Bild 4.69 zeigt die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der eingemörtelten Stäbe mit $l_v = 8 d_s$ und $l_v = 12 d_s$. Zum Vergleich ist die mittlere Ausziehkurve der Versuche mit $l_v = 8 d_s$ unter monotoner Beanspruchung im Zug- und gespiegelt im Druckbereich eingezeichnet. Die mittleren Abnahmen der Verbundspannungen nach dem 2.-10. Zyklus, bezogen auf den Verbundspannungswert im 1. Zyklus, sind in Abhängigkeit der Anzahl der Lastwechsel in Bild 4.70 dargestellt.

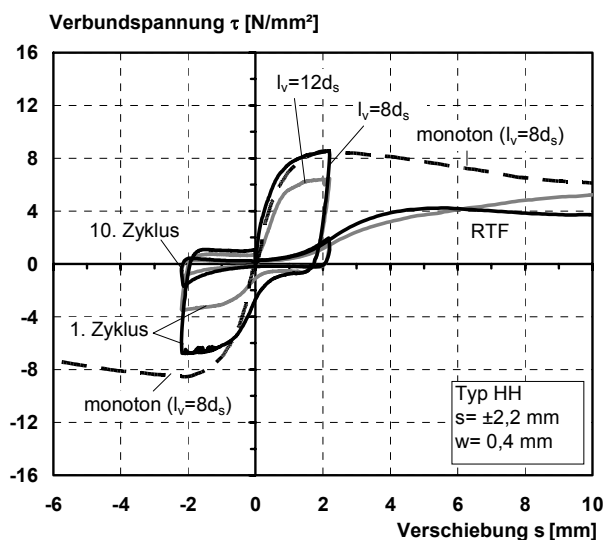


Bild 4.69 Einfluss der Verankerungslänge auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven unter monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zw. $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-12 d_s$; (System HH)

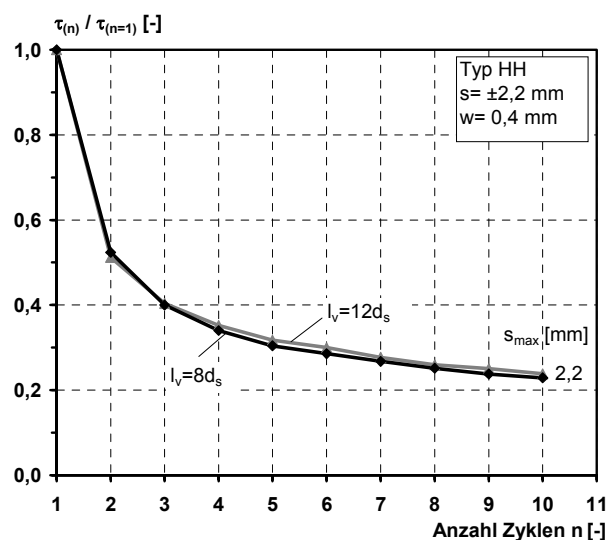
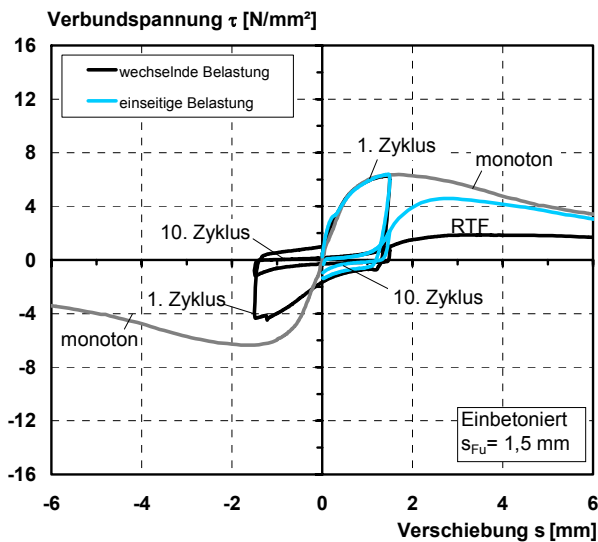


Bild 4.70 Einfluss der Verankerungslänge auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-12 d_s$; (System HH)

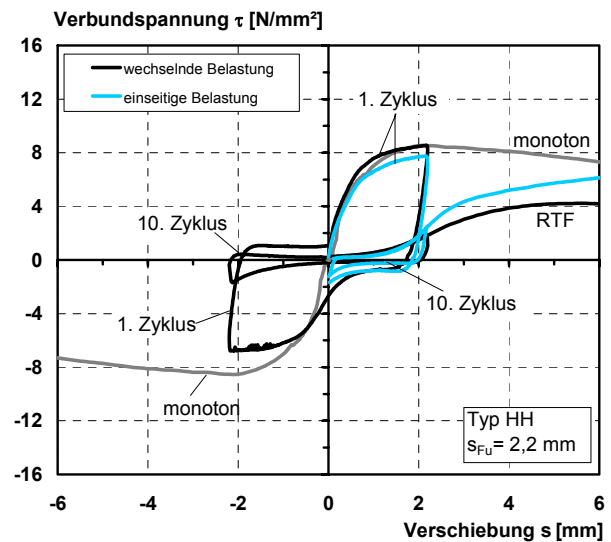
Der Einfluss der Verankerungslänge l_v auf das Verbundverhalten, bei Variation zwischen $8 d_s$ und $12 d_s$, ist gering. Im Restzugversuch werden bei Stäben mit $l_v = 12 d_s$ etwas höhere Verbundfestigkeiten erreicht als bei Stäben mit $l_v = 8 d_s$. Mit zunehmender Einbindetiefe werden höhere Reibungskräfte aktiviert. Dieser Einfluss scheint jedoch abhängig zu sein vom Mörtelsystem bzw. der Lastumlagerungsfähigkeit des Mörtels.

4.5.8 Einfluss Art der zyklischen Beanspruchung

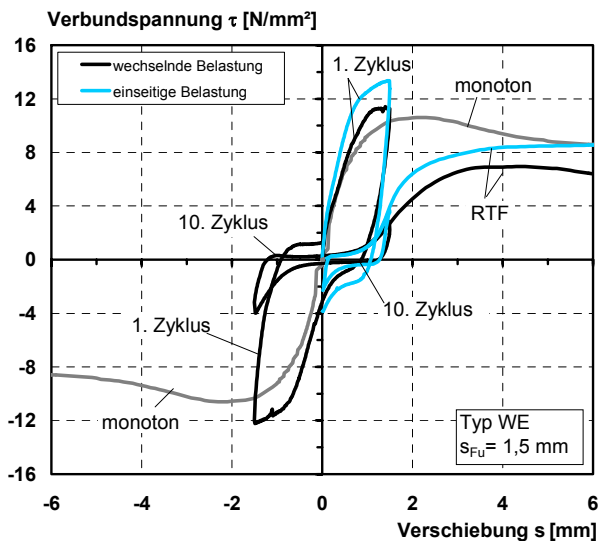
Der Einfluss einer einseitig zyklischen Belastung auf das Verbundverhalten von einbetonierten (a) und eingemörtelten Stäben (Systeme HH (b), WE (c), PZ (d)) ist in Bild 4.71 gezeigt. Die Versuche wurden in Rissbreiten $w = 0,4$ mm durchgeführt und die Stäbe einseitig zyklisch zwischen $s = +s_{Fu}$ und $s = 0$ mm belastet. Zum Vergleich ist in Bild 4.71 die mittlere monotone Ausziehkurve, im Zug- und Druckbereich dargestellt. Die Ergebnisse der Versuche bei einseitig zyklischer Belastung wird verglichen mit Versuchsergebnissen bei wechselnd zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$.



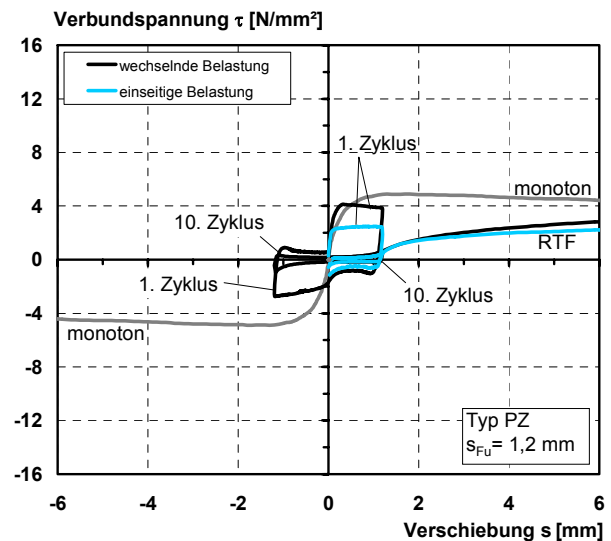
(a) Einbetoniert



(b) System HH



(c) System WE



(d) System PZ

Bild 4.71 Einfluss der Art der zyklischen Beanspruchung auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von (a) einbetonierten und (b-d) eingemörtelten Bewehrungsstäben (Systeme HH, WE, PZ) unter monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Der Einfluss der Art der zyklischen Belastung auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten im 10. Zyklus ist gering. Nach einseitig zyklischer Belastung zeigen die einbetonierten und eingemörtelten Stäbe (Systeme HH, WE) zwar höhere Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten, beim Hybrid-System wird der Kurvenverlauf der Versuche unter monotoner Belastung jedoch nicht mehr erreicht. Demgegenüber nähert sich bei Stäben, eingemörtelt mit System WE, und bei einbetonierten Stäben der Kurvenverlauf im Restzugversuch, bei großen Verschiebungen, der für monotone Belastungen geltenden Verbundspannungs-Schlupfkurve an. Beim Zement-System ist kein Einfluss der Art der zyklischen Belastung auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten zu erkennen. Der Kurvenverlauf im 1., 10. Zyklus und Restzugversuch ist bei einseitig zyklischer Belastung vergleichbar mit dem Verlauf bei wechselnd zyklischer Belastung.

In Bild 4.72 ist die Abnahme der Verbundspannungen $\tau_{(n)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl dargestellt. Bei einseitig zyklischer Belastung ergeben sich bei einbetonierten und mit den Systemen HH und WE eingemörtelten Stäben eine geringere Abnahme der Verbundspannungen als bei wechselnd zyklischer Belastung. Dagegen weist das Zement-System einen ähnlichen Verlauf der Verbundspannungen auf wie einbetonierte Stäbe.

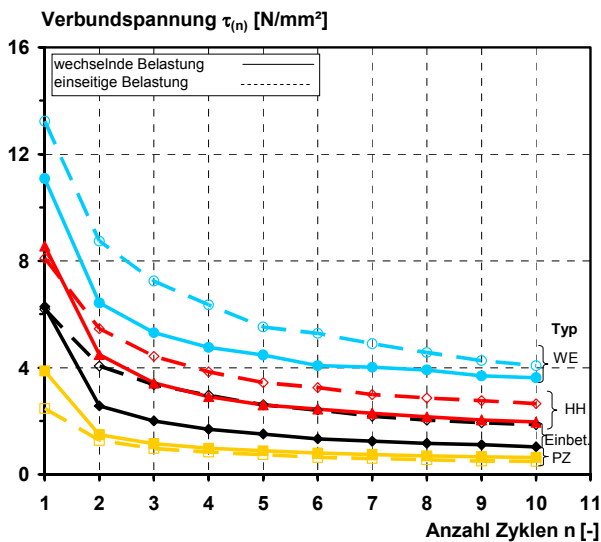


Bild 4.72 Einfluss der Art der zyklischen Beanspruchung auf die mittleren Verbundspannungen bei zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

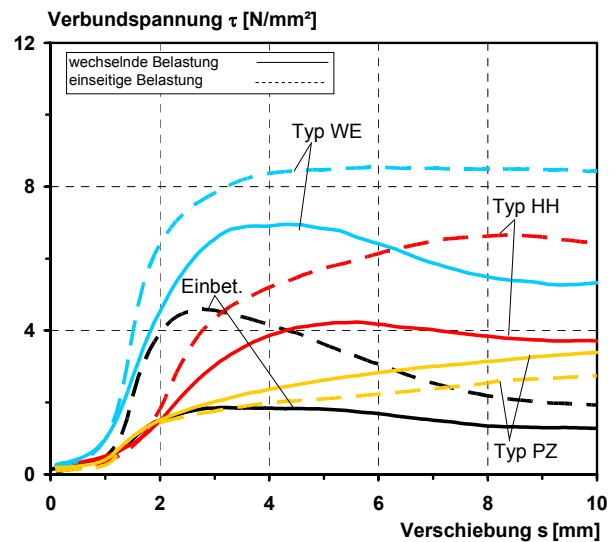


Bild 4.73 Einfluss der Art der zyklischen Beanspruchung auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Die im Resttragfähigkeitsversuch gemessene Verbundsteifigkeit und –festigkeit ist bei zyklischer Belastung zwischen $s = +s_{Fu}$ und $s = 0 \text{ mm}$ deutlich höher als bei Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ (siehe Bild 4.73). Das Lastmaximum ist zudem weniger ausgeprägt. Beim Zement-System wurde dieser Einfluss nicht beobachtet. Dies wird auf die im 1. Zyklus erreichten geringeren Verbundspannungen zurückgeführt (vgl. Bild 4.71).

Bei einseitig zyklischer Belastung zeigen die mit den Systemen HH und WE eingemörtelten Stäbe einen ähnlichen Kurvenverlauf im Hinblick auf die Anfangssteifigkeit wie einbetonierte Stäbe. Sie erreichen jedoch deutlich höhere Verbundfestigkeiten. Demgegenüber weist das Zement-System eine geringere Verbundsteifigkeit und –festigkeit auf als einbetonierte Stäbe. Man erkennt bei eingemörtelten Stäben mit System PZ eine deutliche Aktivierung der Reibungskräfte mit zunehmendem Verschiebungswert.

Fazit ist, dass bei einbetonierten und eingemörtelten Stäben ein Einfluss der Art der zyklischen Belastung auf das Verbundverhalten vorhanden ist. Dieser Einfluss ist produktabhängig und bei den Systemen HH, WE deutlich ausgeprägter, beim Zement-System vernachlässigbar gering.

4.5.9 Einfluss Anzahl Zyklen

Zur Untersuchung des Einflusses der Anzahl Zyklen auf das Verbundverhalten von eingemörtelten Stäben (Systeme HH, WE, PZ) wurden Versuche durchgeführt, die mit $n = 5, 10$ und 30 (nur System WE) Lastwechseln zyklisch zwischen $s = \pm s_{Fu}$ beansprucht wurden.

In Bild 4.74 sind die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der eingemörtelten Stäbe im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung dargestellt. Die Versuche zeigen keinen Einfluss der Anzahl Zyklen auf die Verbundsteifigkeit; jedoch deutliche Unterschiede im Hinblick auf die Verbundfestigkeiten. Nach 30 Zyklen erreicht das Epoxid-System im Restzugversuch noch höhere Verbundfestigkeiten als das Hybrid- bzw. Zement-System nach 10 mal zyklischer Belastung.

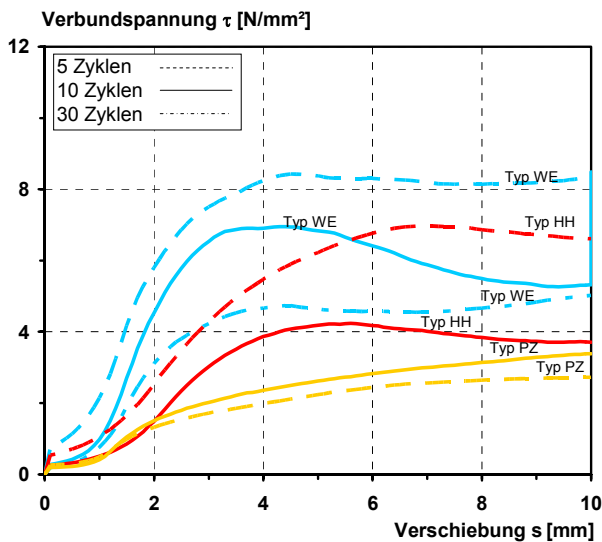


Bild 4.74 Einfluss der Anzahl Zyklen ($n= 5, 10, 30$ (nur WE)) auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zw. $s= \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w= 0,4 \text{ mm}$); $d_s= 20 \text{ mm}$, $l_v= 8 d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

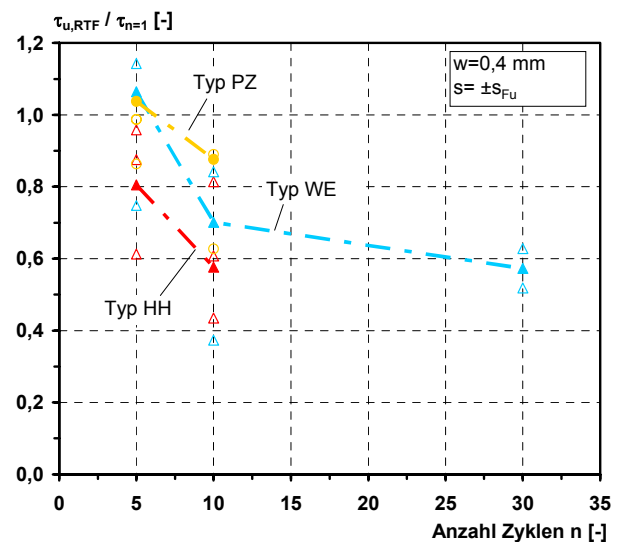


Bild 4.75 Einfluss der Anzahl Zyklen (5, 10, 30 (nur WE)) auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{n=1}$ bei zyklischer Beanspruchung zw. $s= \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w= 0,4 \text{ mm}$); $d_s= 20 \text{ mm}$, $l_v= 8 d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

In Bild 4.75 ist das Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{n=1}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für alle Versuchsserien dargestellt. Dabei ist die Verbundfestigkeit im Restzugversuch $\tau_{u,RTF}$ auf die Verbundfestigkeiten im 1. Zyklus bezogen.

Mit zunehmender Lastwechselzahl nimmt die Verbundtragfähigkeit ab. Der größte Unterschied trat bei $n= 10$ Lastwechseln auf. Für $n > 10$ Zyklen war die weitere Abnahme der Verbundfestigkeiten geringer. Der Einfluss der Lastwechselzahl auf die Verbundtragfähigkeit ist systemabhängig und bei Stäben, eingemörtelt mit Epoxid- bzw. Hybridmörtel, ausgeprägter als bei eingemörtelten Stäben mit System PZ. Die beim System HH beobachtete größere Abnahme von $\tau_{u,RTF} / \tau_{n=1}$ im Vergleich zu System WE, ist auf die gewählten größeren Verschiebungswerte bei zyklischer Belastung zurückzuführen.

4.5.10 Einfluss Betondruckfestigkeit

Nach *Cook et al. (1998)* ist nur dann ein Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben zu erwarten, wenn der Bruch der Fuge zwischen Mörtel und Beton auftritt. Daher wurden zwei Mörtelsysteme ausgewählt (Systeme HE und PZ), welche diese Eigenschaften erfüllen. Die Versuche wurden im gerissenen Beton der Rissbreite $w= 0,3 \text{ mm}$, $0,5 \text{ mm}$ und $0,8 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Einbindetiefe im höherfesten Beton betrug $l_v= 9 d_s$ (190 mm), anstelle $10 d_s$ (200 mm) bei den übrigen Versuchen. Die Bohrlochreinigung erfolgte beim Epoxid-System mit Hand durch 3mal Ausbürsten des Bohrloches und anschließend 3mal Ausblasen. Die Bohrlöcher der mit System PZ eingemörtelten Stäbe wurden in dieser Versuchsserie optimal maschinell gereinigt (3mal ausblasen, 3mal ausbürsten, 3mal ausblasen). In Bild 4.76 sind die gemessenen Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit dargestellt.

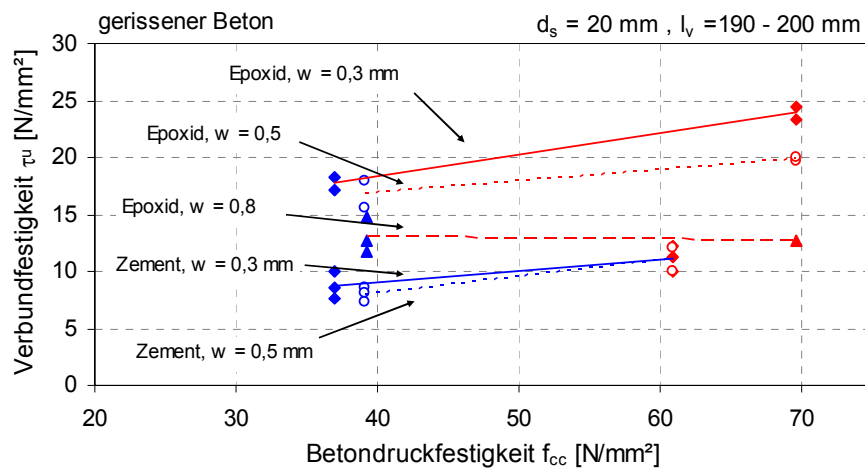


Bild 4.76 Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,3, 0,5, 0,8 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 10 d_s$ (C30/37) bzw. $9 d_s$ (C50/60); (System PZ, HE), nach Kirtzakis (2004)

Bei beiden Systemen (PZ und HE) wurde bei höheren Betondruckfestigkeiten und in Rissbreiten $w = 0,3 \text{ mm}$ und $0,5 \text{ mm}$ ein Anstieg der Verbundfestigkeit beobachtet. Demgegenüber wurde bei Vergrößerung der Rissbreite auf $w = 0,8 \text{ mm}$ keine Traglaststeigerung beobachtet. Bei mit System HE eingemörtelten Stäben trat das Versagen im höherfesten Beton in der Regel zwischen Mörtel und Stab auf, und nicht wie im niederfesten Beton üblich zwischen Mörtel und Beton. Beim Zement-System versagten die Stäbe, unabhängig von der Betondruckfestigkeit, in der Fuge zwischen Mörtel und Beton.

4.5.11 Einfluss risssschließender Eigenschaften

Eine in der Praxis gängige Methode ist das Verschließen von Rissen in Bauwerken mit Epoxidharz. Der dünnflüssige Mörtel bietet die Möglichkeit in die Rissöffnungen einzudringen und diese zu verschließen. Der Einfluss dieses Verschließens auf das Verbundverhalten wurde im Rahmen der Arbeit untersucht. Nach Erstellen der Bohrlöcher wurden Risse mit einer Breite $w_0 = 0,5 \text{ mm}$ erzeugt. Danach wurde der Mörtel (System HE) in das Bohrloch injiziert. Nach Aushärten des Mörtels wurden Versuche bei der sogenannten Rissbreite $w' = 0,0 \text{ mm}$ durchgeführt (ohne weiteres Öffnen der Risse) sowie Versuche bei denen die Risse um die gewünschten Breiten $w' = 0,3 \text{ mm}$ bzw. $0,5 \text{ mm}$ geöffnet wurden. Die Ergebnisse dieser Versuche wurden verglichen mit Versuchsergebnissen im ungerissenen Beton sowie mit Versuchen, bei denen die eingemörtelten Stäbe in einen voreingestellten Haarriss gesetzt wurden (siehe Abschnitt 4.2.2.1).

Die gemessenen Verbundfestigkeiten der Versuche mit und ohne voreingestellten Riss sind in Bild 4.77 dargestellt. Die Auswertung zeigt, dass beim Prüfen eines Bewehrungsstabes, der in einen mit Epoxidharz verschlossenen Riss gesetzt wurde, die gleiche Verbundfestigkeit erreicht wird, wie im ungerissenen Beton. Öffnet man den Riss anschließend, ergibt sich die gleiche Abnahme der Tragfähigkeit wie bei vergleichbaren Versuchen im ungerissenen Beton.

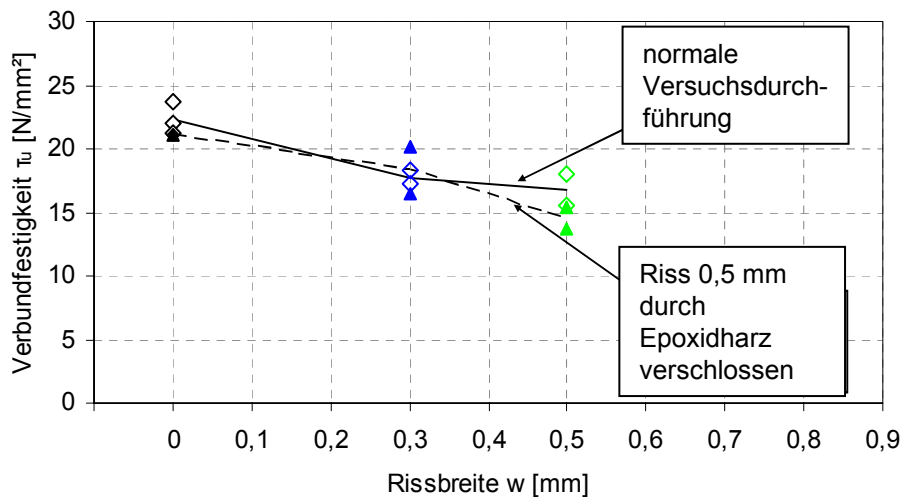


Bild 4.77 Einfluss risschließender Eigenschaften auf die Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,3, 0,5$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 10 d_s$, $f_{cc} = 37,0 - 39,6$ N/mm²; (System WE), nach Kirtzakis (2004)

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass mit dem Epoxid-System HE vorhandene, kleine Rissbreiten durch Injizieren des Mörtels nachträglich geschlossen werden können. Das Verbundverhalten nach Schließen des Risses entspricht dann demjenigen im ungerissenen Beton. Dies gilt jedoch nur, wenn nach dem Verschließen des Risses keine weiteren Zugdehnungen auftreten, die zum erneuten Öffnen der Risse führen. Außerdem muss ausreichend Mörtel injiziert werden, damit der Verbund zwischen Bewehrungsstab und Mörtel gewährleistet werden kann.

4.5.12 Einfluss Bohrlochreinigungsintensität

Bild 4.78 zeigt die Verbundfestigkeiten der mit Epoxidharz HE eingemörtelten Stäbe in Beton der Festigkeitsklasse $f_{cc} = 39$ N/mm². Die Untersuchungen wurden im ungerissenen und gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,8$ mm durchgeführt. Die Verankerungslänge im ungerissenen Beton betrug $l_v = 5 d_s$ und im gerissenen Beton $l_v = 10 d_s$. Die Bohrlöcher wurden wie folgt gereinigt: (a) nach Herstellerangaben mit Hand durch 3mal ausbürsten, 3mal ausblasen (H3) und (b) maschinell durch 3mal ausblasen, 3mal ausbürsten, 3mal ausblasen (M1). Anschließend wurde der Mörtel in das trockene Bohrloch injiziert und die Stäbe nach ca. 18h ($T = 20^\circ\text{C}$) Aushärtezeit gezogen.

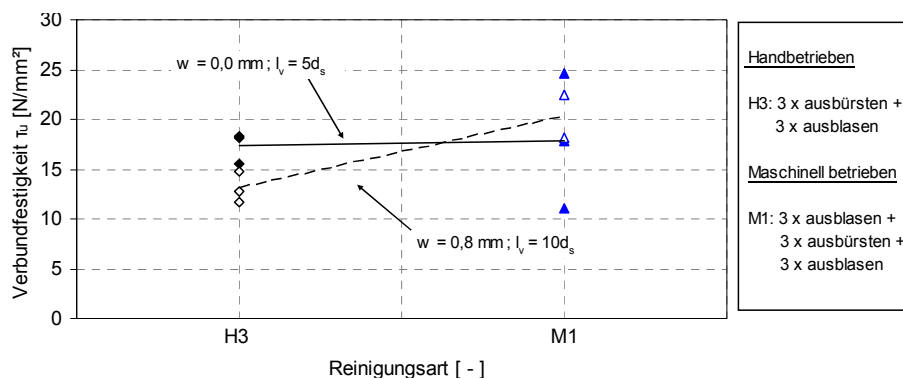


Bild 4.78 Einfluss der Bohrlochreinigungsintensität auf die Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,8$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 5 d_s$ bei $w = 0,0$ mm, $l_v = 10 d_s$ bei $w = 0,8$ mm, $f_{cc} = 39$ N/mm²; (System HE), nach Kirtzakis (2004)

Die Versuche im ungerissenen Beton zeigten keinen Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Verbundverhalten, die Ergebnisse streuten jedoch stark. Demgegenüber wurden bei den im gerissenen Beton eingemörtelten Stäben ein deutlicher Einfluss der Bohrlochreinigung auf die Verbundfestigkeit (siehe Kirtzakis (2004)) und -festigkeit beobachtet. Mit zunehmender Reinigungsintensität konnte die Verbundfestigkeit im gerissenen Beton deutlich gesteigert werden (ca. 55%).



(a) Handreinigung



(b) maschinelle Reinigung

Bild 4.79 Einfluss der Bohrlochreinigung (a) Handreinigung und (b) maschinelle Reinigung auf das Versagen im gerissenen Beton ($w = 0,8 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 10 d_s$; (System HE)

Zudem wurde beobachtet, dass sich mit zunehmender Bohrlochreinigungsintensität die Versagensart der eingemörtelten Stäbe ändern kann. Bei Bohrlöchern, die mit Hand gereinigt wurden, trat Verbundversagen zwischen Mörtel und Beton auf (Bild 4.79a). Demgegenüber versagten die Stäbe, deren Bohrlöcher maschinell gereinigt wurden, in der Regel an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel (Bild 4.79b). Bei den im ungerissenen Beton eingemörtelten Stäben hingegen war keine Änderung der Versagensart zu beobachten. Dies ist möglicherweise auf die im ungerissenen Beton geringer gewählte Einbindetiefe zurückzuführen.

4.5.13 Zusammenfassung

Es wurden umfangreiche Untersuchungen an eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,1 \text{ mm}$ und $w = 0,4 \text{ mm}$ durchgeführt. Die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen sind:

Das Verbundverhalten bei zyklischer Belastung von einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäben ist im gerissenen Beton ähnlich wie im ungerissenen Beton. Mit zunehmender Rissbreite nehmen die Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten während und nach zyklischer Belastung sowie das Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Dabei ist ein Einfluss des Mörtelsystems, mit dem der Stab eingemörtelt wurde, vorhanden.

Mit zunehmendem Verschiebungswert bei zyklischer Belastung nehmen die Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten im Restzugversuch ab. Das Lastmaximum ist weniger ausgeprägt. Bei zyklischer Belastung zwischen kleinen Verschiebungswerten $s \leq 0,3 \text{ mm}$ wird im Restzugversuch nach zyklischer Belastung der Verlauf der Ausziehkurve unter monotoner Beanspruchung erreicht; ansonsten nicht mehr. Die Beobachtungen der Untersuchungen im gerissenen Beton stimmen mit denen im ungerissenen Beton überein.

Die Ergebnisse der Untersuchungen im gerissenen Beton zum Einfluss des Stabdurchmessers auf das Verbundverhalten lassen vermuten, dass ein produktabhängiger Einfluss vorhanden ist. Mit zunehmendem Stabdurchmesser nehmen bei eingemörtelten Stäben die Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten ab. Bei einbetonierten Stäben hingegen, steigen bei $d_s = 32 \text{ mm}$ die Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten im Vergleich zu den Versuchen mit $d_s = 20 \text{ mm}$ an.

Durch Vergrößerung des Ringspaltes kann die Tragfähigkeit im gerissenen Beton erhöht werden. Dies setzt voraus, dass ein Mörtelsystem verwendet wird, das nicht schwindet und bei dem das Versagen zwischen Mörtel und Beton auftritt.

Die bei den Versuchen im gerissenen Beton getroffenen Aussagen zum Einfluss der Art der zyklischen Belastung stimmen mit denjenigen im ungerissenen Beton überein. Die Verbundschädigung ist, unter sonst gleichen Bedingungen, bei einseitig zyklischer Belastung zwischen $s = 0 \text{ mm}$ und $s = +s_{Fu}$ wesentlich geringer ist als bei zyklischer Belastungsumkehr zwischen $s = \pm s_{Fu}$.

Mit zunehmender Anzahl Lastwechsel nimmt die Verbundtragfähigkeit bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben ab. Der größte Unterschied im Verbundverhalten trat jedoch bei $n = 10$ Lastwechseln auf. Für $n > 10$ Zyklen war die weitere Abnahme der Verbundfestigkeiten im Verhältnis geringer. Dieser Einfluss ist jedoch produktabhängig.

4.6 Untersuchungen zum Einfluss von Rissen im Beton auf das Tragverhalten

4.6.1 Übersicht der Versuche im ungerissenen und gerissenen Beton

Im folgenden Abschnitt soll die Frage geklärt werden, ob die Abnahme der Verbundfestigkeit während und nach zyklischer Beanspruchung, unter sonst gleichen Bedingungen, wesentlich durch Risse im Beton beeinflusst wird. Tabelle 4.15 zeigt die zur Auswertung herangezogenen Versuchsparameter der einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäbe, die im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,1 \text{ mm}$ (w_1) und $w = 0,4 \text{ mm}$ (w_4)) geprüft wurden.

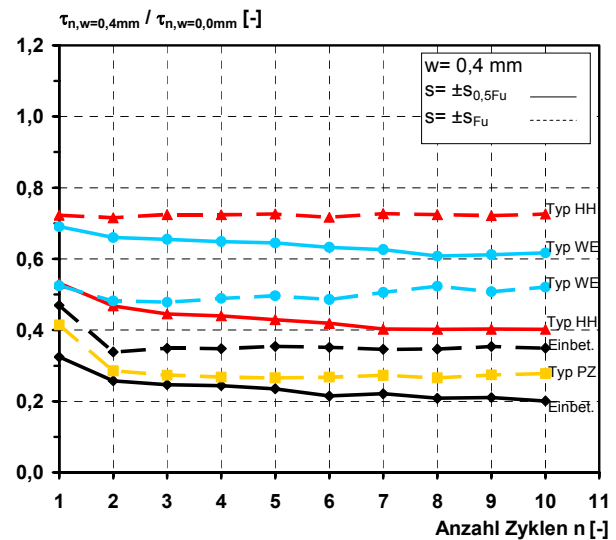
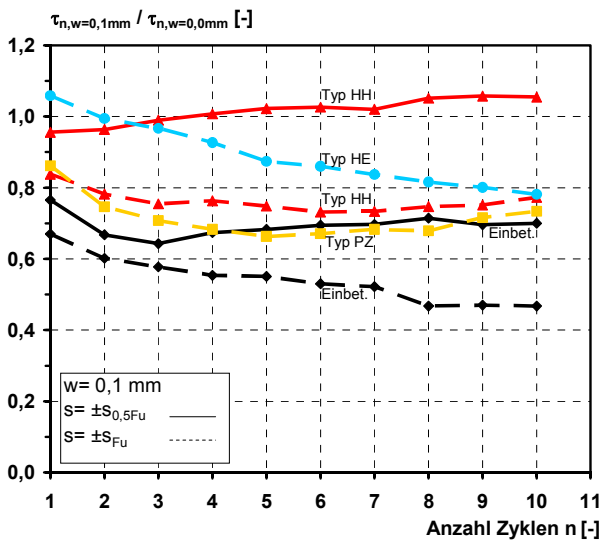
Tabelle 4.15 Versuchsprogramm der Versuche, monoton und zyklisch, die sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Beton ($w = 0,1 \text{ mm}$ (w_1), $w = 0,4 \text{ mm}$ (w_4)) mit großer Betondeckung durchgeführt wurden; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

				Einbetoniert		System HH		System HE		System WE	System PZ	
Ungerissener und gerissener Beton				w0+ w1	w0+ w4	w0+ w1	w0+ w4	w0+ w1	w0+ w4	w0+ w4	w0+ w1	w0+ w4
monoton	d _s =12 mm				•					•		•
	d _s =20 mm			•	•	•	•	•		•	•	•
	d _s =32 mm				•							•
zyklisch	n=10	d _s =12 mm	S= ±S _{Fu}		•							•
		d _s =20 mm	S= ±S _{0,5Fu}	•	•	•	•			•		
			S= +S _{Fu}		•		•			•		
			S= ±S _{Fu}	•	•	•	•	•	•	•	•	•
			S= ±2S _{Fu}				•					
		d _s =32 mm	S= ±S _{Fu}		•							

4.6.2 Einflussfaktoren

4.6.2.1 Verschiebungswert

In Bild 4.80 ist das Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_{n,w=0,1\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ und $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen dargestellt. Dabei ist $\tau_{n,w=0,1\text{mm}}$ bzw. $\tau_{n,w=0,4\text{mm}}$ der mittlere Verbundspannungswert im n-ten Zyklus bei $+s_{\max}$ im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,1 \text{ mm}$ bzw. $0,4 \text{ mm}$ und $\tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ der entsprechende Wert im ungerissenen Beton. Mit zunehmender Rissbreite nehmen das Verhältnis der Verbundspannungen und der Einfluss der Lastwechselzahl auf dasselbe ab. In Rissbreiten $w = 0,4 \text{ mm}$ nimmt das Verhältnis $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ mit zunehmender Lastwechselzahl einen konstanten Wert an. Alle Versuchsserien mit eingemörtelten Stäben, mit Ausnahme des Systems PZ bei $w = 0,4 \text{ mm}$, zeigen ein deutlich günstigeres Verbundverhalten als einbetonierte Stäbe.



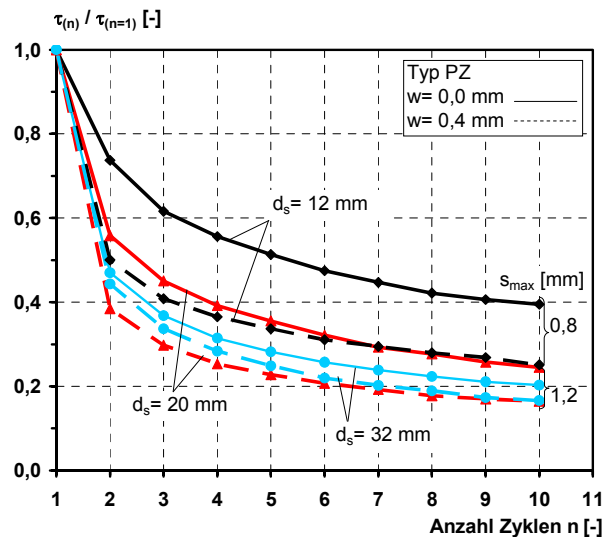
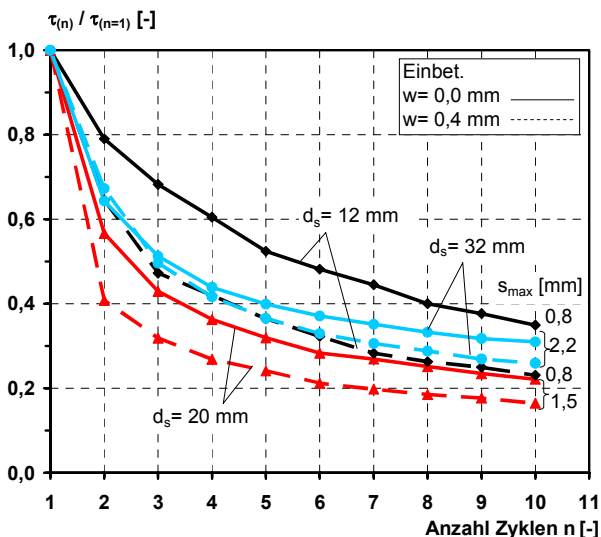
(a) $\tau_{n,w=0,1mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$

(b) $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$

Bild 4.80 Einfluss des Verschiebungswertes auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis (a) $\tau_{n,w=0,1mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ und (b) $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0.5Fu}$, $\pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 7-8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, HE(a), WE(b), PZ)

4.6.2.2 Stabdurchmesser

Bild 4.81 zeigt das mittlere Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl mit den untersuchten Stabdurchmessern $d_s = 12$ mm, 20 mm und 32 mm im gerissenen Beton. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Versuche im ungerissenen Beton eingezeichnet. Die Abnahme der Verbundspannungen $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ ist, unabhängig vom Stabdurchmesser, in Rissbreiten $w = 0,4$ mm deutlich ausgeprägter als im ungerissenen Beton. Diese Aussage ist gültig bei einbetonierten und mit System PZ eingemörtelten Rippenstäben.



(a) Einbetoniert

(b) System PZ

Bild 4.81 Einfluss des Stabdurchmessers auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm), $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, System PZ)

Die bezogenen Verbundspannungen der in Bild 4.81 dargestellten Ergebnisse sind bei Amplituden $s = +s_{Fu}$ in Bild 4.82 in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen gezeigt. Bezugswert ist der mittlere Verbundspannungswert im n-ten Zyklus im ungerissenen Beton. Danach beträgt die Verbundfestigkeit im gerissenen Beton im 1. Zyklus ca. 40% bis 50% der Werte im ungerissenen Beton. Mit zuneh-

mender Lastwechselzahl nimmt das Verhältnis $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ weiter ab und beträgt nach 10 Zyklen ca. 0,25 bis 0,35. Der Einfluss des Stabdurchmessers und des Mörtelsystems auf das Verhältnis $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ ist gering.

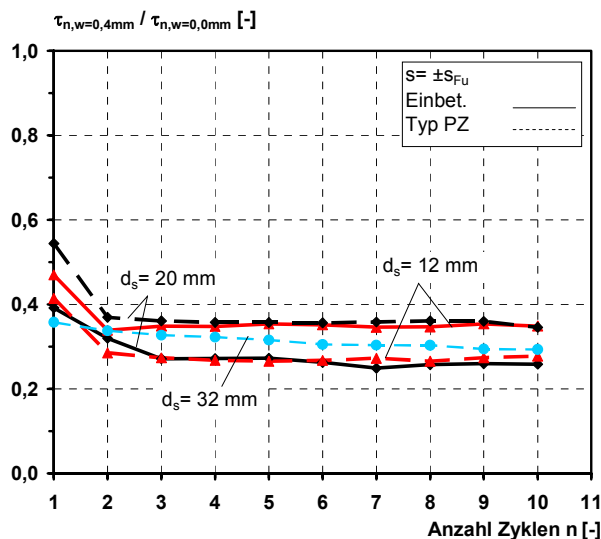
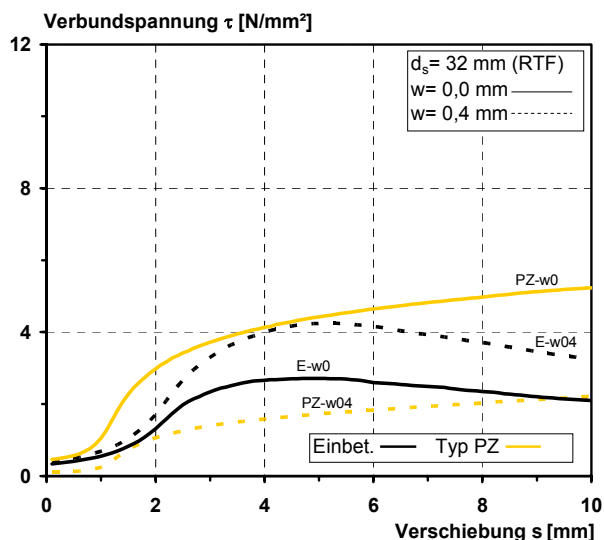
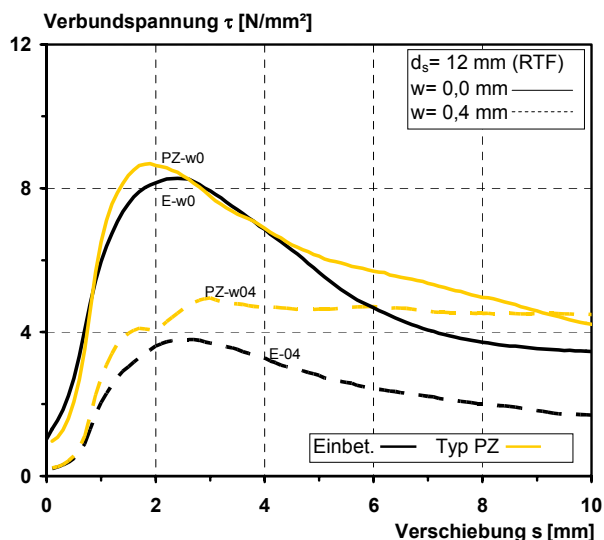


Bild 4.82 Einfluss des Stabdurchmessers auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 12, 20, 32\text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, System PZ)

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ bei den gewählten Stabdurchmessern durch Risse im Beton beeinflusst wird, sind in Bild 4.83 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Stäbe, eingemörtelt mit System PZ, dargestellt. Zum Vergleich sind auch die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von einbetonierten Stäben eingezeichnet.



(a) $d_s = 12\text{ mm}$

(b) $d_s = 32\text{ mm}$

Bild 4.83 Einfluss des Stabdurchmessers auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4\text{ mm}$); (a) $d_s = 12\text{ mm}$, (b) $d_s = 32\text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, System PZ)

Bild 4.83 zeigt einen deutlichen Einfluss von Rissen im Beton auf die Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung. Bei den eingemörtelten Stäben mit $d_s = 12\text{ mm}$ und $d_s = 32\text{ mm}$ wurden im gerissenen Beton deutlich geringere Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten beobachtet als im ungerissenen Beton. Diese Aussage gilt nicht für einbetonierte Stäbe mit $d_s = 32\text{ mm}$. Bei diesen Stäben trat im ungerissenen Beton Versagen durch Spalten des Betonprüfkörpers auf. Dadurch wurde die Höchstlast im Restzugversuch erheblich reduziert.

4.6.2.3 Art der zyklischen Beanspruchung

Das mittlere Verhältnis $\tau_{(n=10)} / \tau_{(n=1)}$ ist in Tabelle 4.16 für die Versuche in Rissbreiten $w = 0,4 \text{ mm}$ zusammengefasst. Dabei bedeutet $\tau_{(n=10)}$ die Verbundspannung bei $s_{\max}$ nach $n = 10$ Lastwechseln und $\tau_{(n=1)}$ die Verbundspannungen bei erstmaligen Erreichen von $s_{\max}$. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Versuche im ungerissenen Beton eingetragen.

Tabelle 4.16 Einfluss der Art der zyklischen Belastung auf das Verhältnis $\tau_{(n=10)} / \tau_{(n=1)}$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Verbundspannungsverhältnis	Einbetoniert		Mörtelsystem					
			HH		WE		PZ	
	$\pm s_{Fu}$	$+s_{Fu}$	$\pm s_{Fu}$	$+s_{Fu}$	$\pm s_{Fu}$	$+s_{Fu}$	$\pm s_{Fu}$	$+s_{Fu}$
$\tau_{(n=10)} / \tau_{(n=1)}$ bei $w = 0,0 \text{ mm}$	0,22	0,37	0,23	0,44	0,33	0,63	0,25	-
$\tau_{(n=10)} / \tau_{(n=1)}$ bei $w = 0,4 \text{ mm}$	0,16	0,30	0,23	0,33	0,33	0,31	0,16	0,20

Aus Tabelle 4.16 geht hervor, dass die Art der zyklischen Belastung einen deutlichen Einfluss auf $\tau_{(n=10)} / \tau_{(n=1)}$ hat. Dies wurde bei einbetonierten und eingemörtelten Stäben (Systeme HH und WE (nur bei $w = 0,0 \text{ mm}$)) beobachtet. Demgegenüber ist beim Zement-System der Einfluss der Belastungsart auf das Verbundspannungsverhältnis eher gering. Das Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_{(n=10)} / \tau_{(n=1)}$ ist bei Versuchen mit einseitig und wechselnd zyklischer Belastung, unabhängig von Rissen im Beton, vergleichbar. Dies verdeutlichen auch die in Bild 4.84 dargestellten bezogenen Verbundspannungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl. Bezugswert ist der mittlere Verbundspannungswert im n -ten Zyklus im ungerissenen Beton.

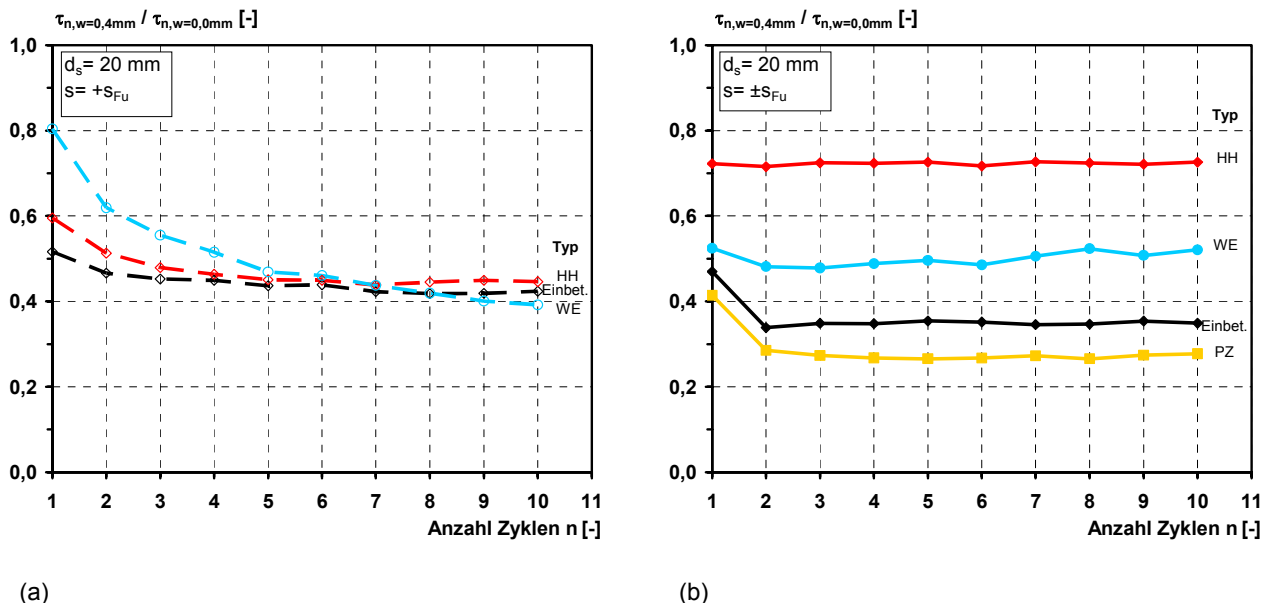


Bild 4.84 Mittleres Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen (a) $s = +s_{Fu}$ und 0 mm, (b) $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Aus Bild 4.84 geht hervor, dass das Verhältnis $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ mit zunehmender Zyklenzahl abnimmt. Bei einseitig zyklischer Belastung wird ab dem 5. Zyklus, bei wechselnd zyklischer Belastung ab dem 2. Zyklus ein konstanter Wert erreicht. Nach 10 Zyklen betragen die Verbundspannungen bei einseitiger Belastung im gerissenen Beton für alle Versuchsserien ca. 40% der Werte im ungerissenen Beton. Demgegenüber liegen die Werte für $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ bei wechselnd zyklischer Belastung zwischen 0,3 (System PZ) und 0,7 (System HH). Das Verbundverhalten der mit den Systemen HH und WE eingemörtelten Stäbe ist in Abhängigkeit der Lastwechselzahl geringer von Rissen beeinflusst als einbetonierte Stäbe.

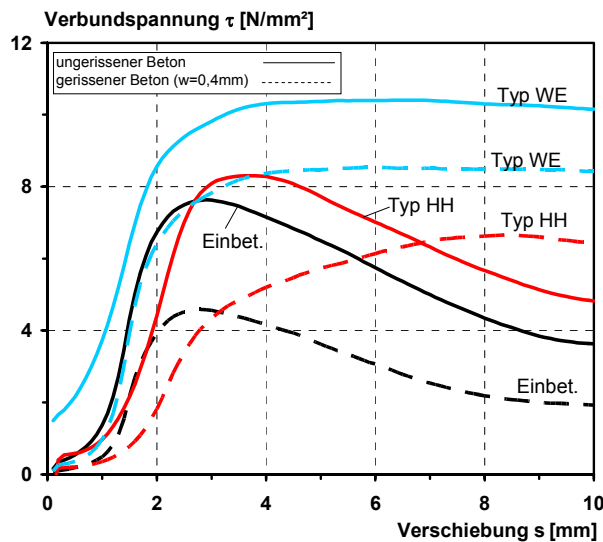


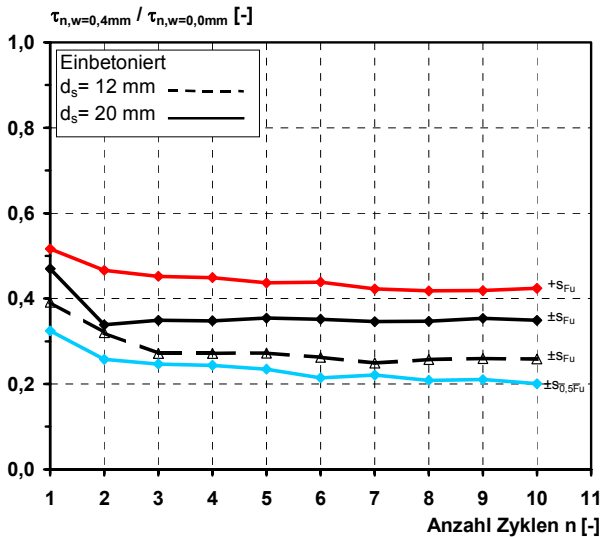
Bild 4.85 Mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = +s_{Fu}$ und 0 mm im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Bild 4.85 zeigt, dass der Kurvenverlauf der Versuche im gerissenen Beton im Restzugversuch nach zyklischer Belastung im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit vergleichbar ist mit Versuchen im ungerissenen Beton. Wohingegen die Verbundfestigkeiten bei $w = 0,4$ mm deutlich geringer sind als bei Versuchen im ungerissenen Beton. Sie betragen bei einbetonierten und eingemörtelten Stäben mit System WE ca. 60%, mit System HH ca. 80% der Werte im ungerissenen Beton.

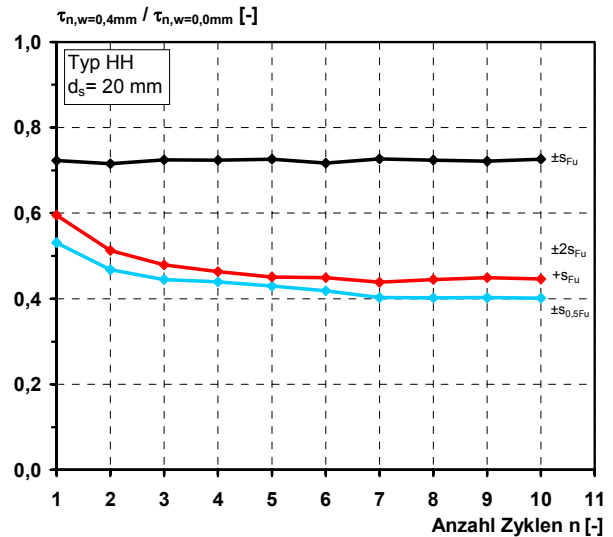
4.6.3 Bewertung der Einflussfaktoren

In Bild 4.86 ist das mittlere Verhältnis $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für alle durchgeführten Versuchsserien mit (a) einbetonierten und (b-d) eingemörtelten Rippenstäben dargestellt.

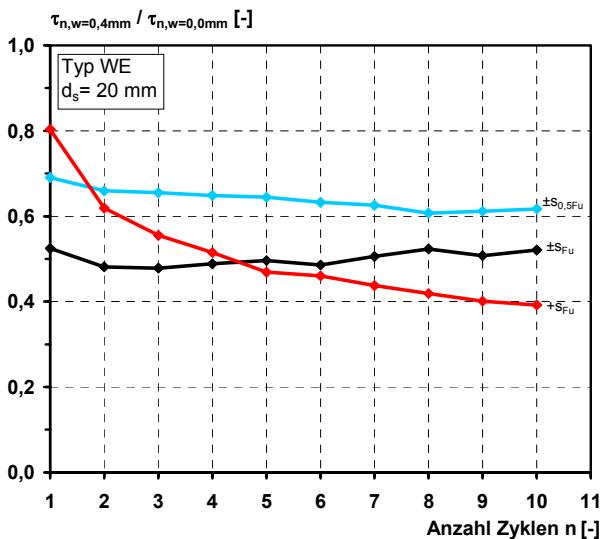
Aus Bild 4.86 geht hervor, dass mit System HH und WE eingemörtelte Stäbe im gerissenen Beton, für alle untersuchten Einflussparameter, ein deutlich besseres Verbundverhalten aufweisen als einbetonierte Stäbe. Demgegenüber zeigen eingemörtelte Stäbe mit System PZ, im gerissenen Beton, ein ungünstigeres Verbundverhalten im Vergleich zu einbetonierten Stäben. Das Verhältnis $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ nimmt zwar im ersten Zyklus geringfügig ab, erreicht jedoch danach einen konstanten Wert. In wenigen Ausnahmen wird erst nach 5 Zyklen ein konstanter Wert erreicht. Beim System WE hingegen nimmt das Verbundspannungsverhältnis mit zunehmender Lastwechselzahl, bei einseitig zyklischer Belastung, weiter ab. Die im gerissenen Beton erreichten Verbundspannungen nach 10 Zyklen betragen ca. 40% der Werte im ungerissenen Beton. Der Einfluss von $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ auf die Lastwechselzahl ist bei einbetonierten und eingemörtelten Stäben gering. Folglich wird die Abnahme der Verbundspannungen im gerissenen Beton nicht zusätzlich durch die Anzahl Zyklen beeinflusst.



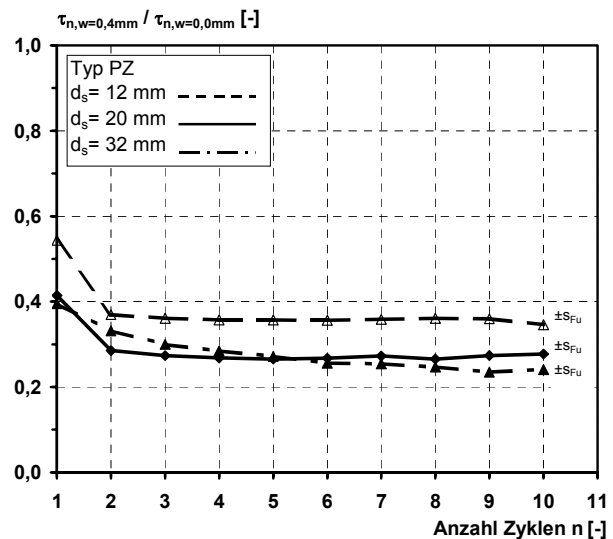
(a) Einbetoniert



(b) System HH



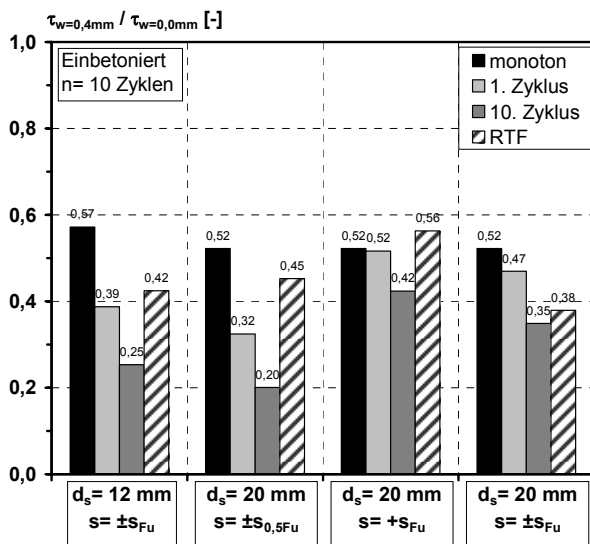
(c) System WE



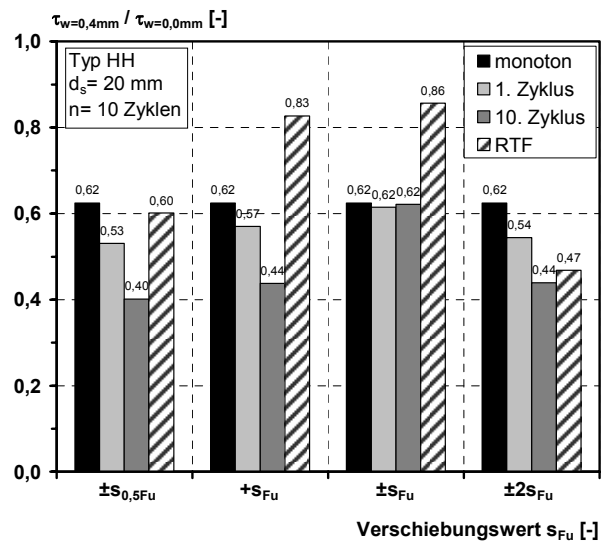
(d) System PZ

Bild 4.86 Mittleres Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei (a) einbetonierten und (b-d) eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben; $l_v = 8 d_s$

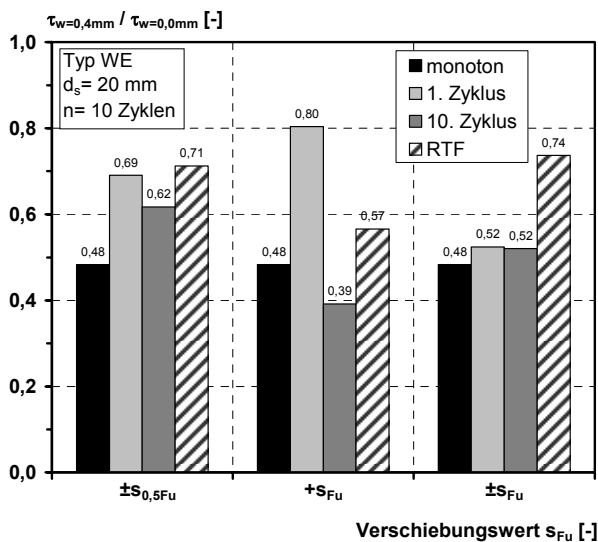
In Bild 4.87 ist das mittlere Verhältnis $\tau_{w=0,4mm} / \tau_{w=0,0mm}$ in Abhängigkeit der Einflussparameter für die untersuchten einbetonierten und eingemörtelten Stäbe dargestellt. Als Versuchsdaten sind die Verbundspannungen bei s_{max} im 1. und 10. Zyklus sowie die Höchstlast im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,4\text{ mm}$) herangezogen. Bezugswert ist der entsprechende Verbundspannungswert im ungerissenen Beton. Zum Vergleich ist das Verhältnis der Verbundfestigkeiten bei monotoner Beanspruchung ebenfalls eingezeichnet.



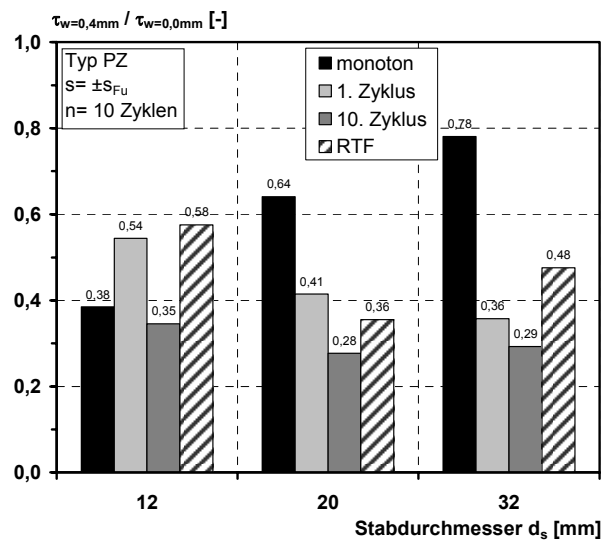
(a) Einbetoniert



(b) System HH



(c) System WE



(d) System PZ

Bild 4.87 Einfluss gerissener Beton in Abhängigkeit der zyklischen Belastung von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben; $l_v = 8 d_s$

Es ist anzumerken, dass in Bild 4.87 die Unterschiede zwischen den Werten $\tau_{w=0.4\text{mm}} / \tau_{w=0.0\text{mm}}$ bei monotoner und im 1. Zyklus bei zyklischer Belastung u.a. auf die in den Versuchen aufgetretenen Streuungen zurückzuführen sind.

Bild 4.87 zeigt, dass bei fast allen untersuchten Systemen das Verhältnis im Restzugversuch (RTF) vergleichbar oder höher ist als bei monotoner oder im ersten Zyklus bei zyklischer Beanspruchung. Im 10. Zyklus ist das Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_{w=0.4\text{mm}} / \tau_{w=0.0\text{mm}}$ geringer als im 1. Zyklus (vgl. Bild 4.86). Das Verhältnis $\tau_{w=0.4\text{mm}} / \tau_{w=0.0\text{mm}}$ ist produktabhängig und nimmt, unabhängig von den Einflussparametern, einen konstanten Wert zwischen 0,25 (System PZ) und 0,85 (System HH) an. Dies bedeutet, dass zwar ein Einfluss des gerissenen Betons auf das Verbundverhalten vorhanden ist, dieser Einfluss ist jedoch im Hinblick auf die Art der zyklischen Belastung, den Stabdurchmesser sowie den Verschiebungswert bei zyklischer Belastung vernachlässigbar gering. Bei den mit System HH und WE eingemörtelten Stäben ist der Einfluss von Rissen auf das Verbundverhalten, insbesondere bei zyklischer Belastung, geringer als bei einbetonierten Stäben. Wohingegen bei eingemörtelten Stäben mit System PZ das Verbundverhalten im gerissenen Beton ungünstiger ist als bei einbetonierten Stäben.

4.7 Tragverhalten unter zyklischer Beanspruchung mit geringer Betondeckung

In der Praxis werden eingemörtelte Bewehrungsstäbe meist mit relativ kleiner Betondeckung eingesetzt, so dass das Versagen infolge Spalten des Betons hervorgerufen wird. Bei Anschlüssen mit kleiner Betondeckung versagen einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe unter monotoner Beanspruchung bei einer verminderten Verbundfestigkeit im Vergleich zu Versuchen mit großer Betondeckung (vgl. Abschnitt 2.5.4.2.2 und 2.2.6.6). Bei Bauten in Erdbebengebieten ist in der Regel eine wirksame Querbewehrung vorhanden, so dass nach Auftreten von Spaltrissen noch eine Laststeigerung möglich ist.

4.7.1 Versuchsprogramm

Um zu untersuchen, welchen Einfluss eine zyklische Beanspruchung auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit kleiner Betondeckung hat, wurden insgesamt 37 Versuche mit verschiedenen Mörtelsystemen und verschiedenen Querbewehrungsanteilen durchgeführt. Der Beton war bei Versuchsbeginn ungerissen. Allerdings traten bei Belastung der Bewehrungsstäbe Spaltrisse im Beton auf. Um auch nach dem Auftreten von Spaltrissen entlang der Stäbe eine Lastübertragung zu gewährleisten, wurde eine Querbewehrung am Bauteilrand angeordnet (siehe Bild 4.88b-c). Der lichte Stabstand der Querbewehrung wurde variiert, vom minimalen Wert nach geltender Norm bis auf einen Wert, bei dem Herausziehen der Stäbe zu erwarten war. Bei den Versuchen wurde daher der Einfluss von Rissen entlang der Verbundlänge auf das Verbundverhalten mit erfasst. Zum Vergleich wurden auch Versuche ohne Querbewehrung durchgeführt. Es wurden drei Mörtelsysteme (Systeme HH, WE, PZ) geprüft und die Art der Belastung (monoton und zyklisch) variiert (siehe Tabelle 4.17). Die zyklische Wechselbeanspruchung erfolgte für jedes System zwischen vorgegebenen Schlupfwerten $s = \pm s_{Fu}$. Wobei s_{Fu} dem mittleren Schlupfwert bei Höchstlast unter monotoner Belastung, bei Stäben am Bauteilrand (ohne Querbewehrung), entspricht. Die Schlupfwerte in den Versuchen waren: $s = 1,2$ mm (System HH), $s = 0,8$ mm (System WE) und $s = 0,5$ mm (System PZ). Alle Versuche wurden mit Stabdurchmesser $d_s = 20$ mm durchgeführt. Die Einbindetiefe der Stäbe betrug $l_v = 8 d_s$ (160 mm) und die Betondeckung $c = 2,5 d_s$ (vgl. Abschnitt 4.1.4). Eine detaillierte Auflistung der Ergebnisse ist im Anhang (Abschnitt 12.1) aufgeführt.

Tabelle 4.17 Versuchsprogramm der Versuche unter monotoner und zyklischer Beanspruchung am Bauteilrand; $c = 2,5 d_s$; $d_s = 20$ mm; (Systeme HH, WE, PZ)

				System HH			System WE			System PZ		
Querbewehrungsanteil				Q0	Q1	Q2	Q0	Q1	Q2	Q0	Q1	Q2
monoton	$d_s = 20$ mm			5	-	-	5	-	-	5	-	-
zyklisch	$d_s = 20$ mm	$n = 10$	$s = \pm s_{Fu}$	3	3	3	2	3	2	2	2	2

4.7.2 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in speziellen Betonprüfkörpern durchgeführt, bei denen die Lage der Querbewehrung entsprechend Bild 4.88 variiert wurde. In einem Versuchskörper konnten jeweils 6 Versuche durchgeführt werden.

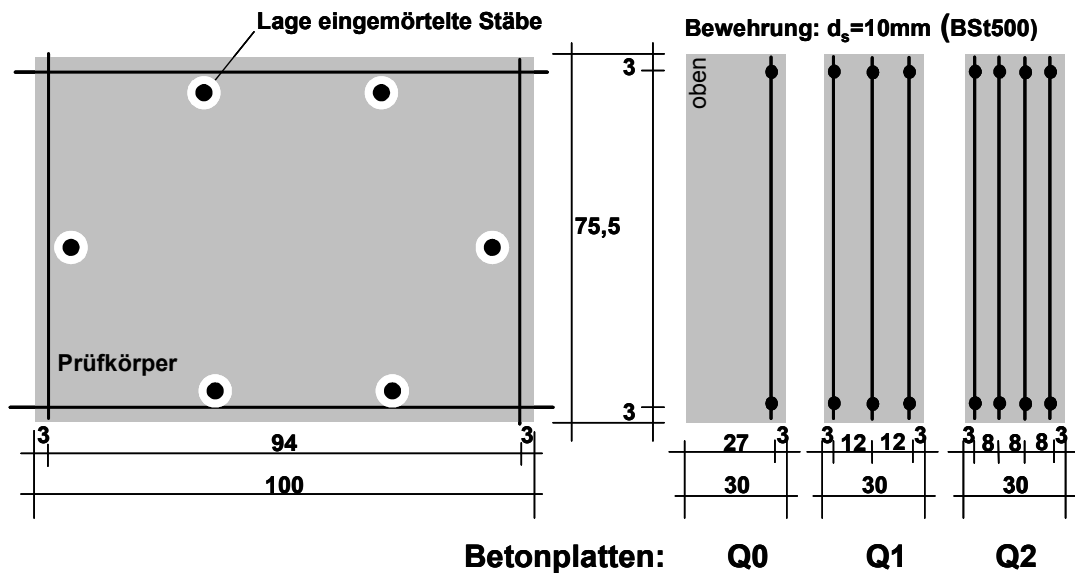


Bild 4.88 Betonkörper der Versuche mit geringer Betondeckung (alle Maße in cm)

Der Versuchsaufbau ist in Bild 4.89 gezeigt (vgl. auch Bild 4.21). Der bei den Versuchen mit geringer Betondeckung entstandene Spaltriss wurde mit einem an der Betonplatte angebrachten Wegaufnehmer gemessen. Die Stahlplatte wurde außerhalb der Betonplatte mit einer höhenverstellbaren Auflagerung abgestützt. Ansonsten erfolgten der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung gemäß den Versuchen mit großer Betondeckung. Nähere Angaben sind Abschnitt 4.3 zu entnehmen.

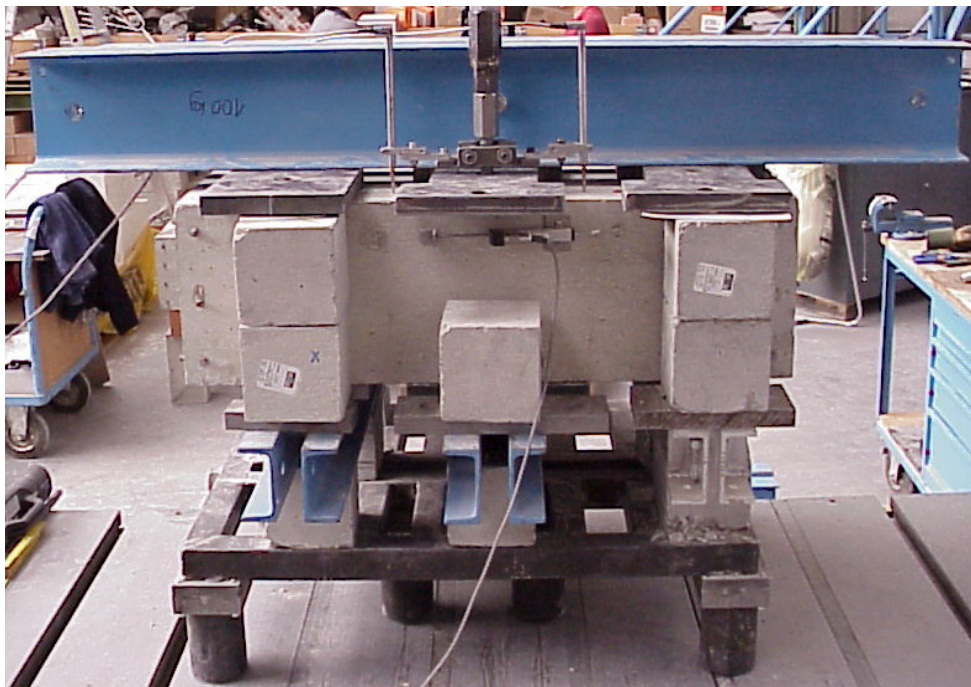


Bild 4.89 Versuchsaufbau der Versuche mit geringer Betondeckung

4.7.3 Versuchsergebnisse

4.7.3.1 Monotone Beanspruchung

In Bild 4.90a sind die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Stäbe, eingemörtelt am Bauteilrand, dargestellt. Zum Vergleich sind die Kurven der Versuche mit großer Betondeckung eingezeichnet. Das Versagen der Stäbe erfolgte bei kleiner Betondeckung durch Spalten des Betons. Bei großer Betondeckung hingegen durch Herausziehen des Stabes. Die eingemörtelten Stäbe am Bauteilrand zeigen ähnliche Anfangssteifigkeiten wie diejenigen in Bauteilfläche. Sie

erreichen jedoch am Bauteilrand geringere Verbundfestigkeiten als in Bauteilfläche. Die Stäbe mit kleiner Betondeckung versagen spröde durch Spalten der Betondeckung (vgl. Bild 4.90b). Frühere Untersuchungen von *Spieth (2002)* an einbetonierten Stäben haben gezeigt, dass System HH bei kleiner und großer Betondeckung vergleichbare Bruchlasten erzielt wie einbetonierte Bewehrungsstäbe.

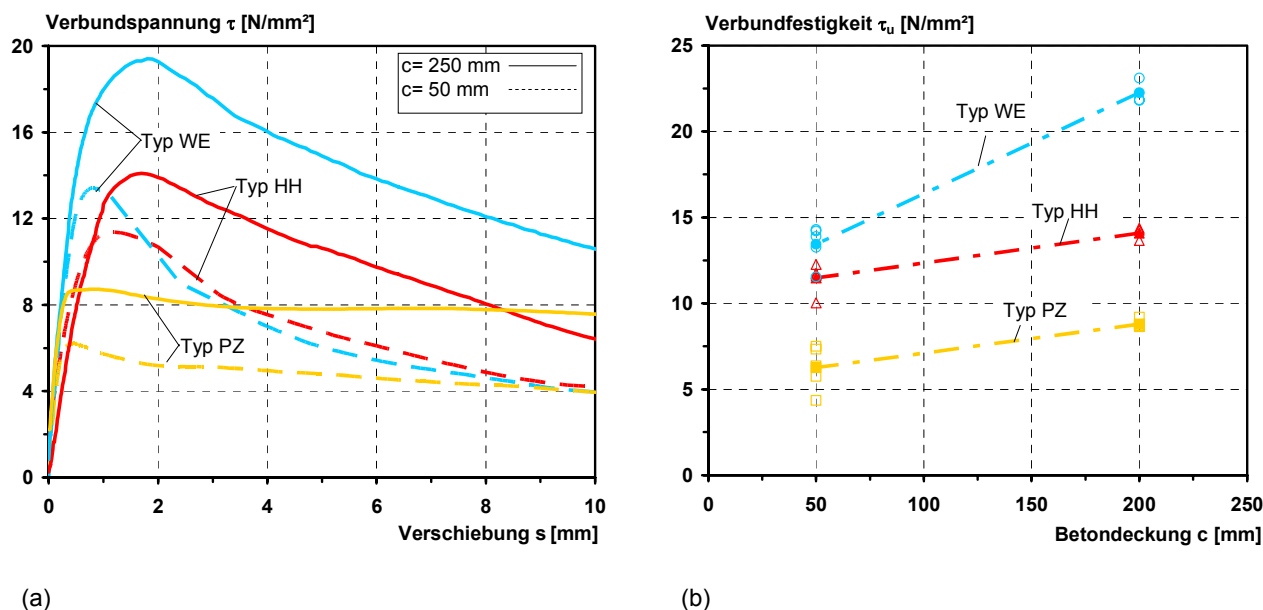


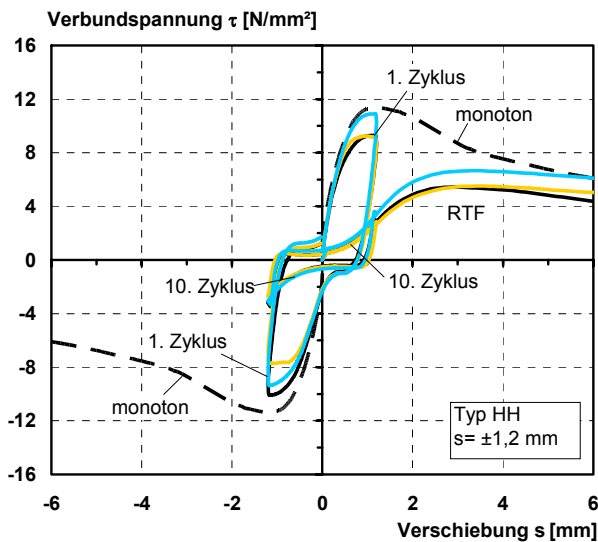
Bild 4.90 Einfluss der Betondeckung auf die (a) mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) Verbundfestigkeiten unter monotoner Beanspruchung am Bauteilrand; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$, $c = 2,5 d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

Das Epoxid-System erzielt bei großer und kleiner Betondeckung höhere Verbundfestigkeiten als das Hybrid- oder Zement-System. Bei kleiner Betondeckung ist zwar ein Einfluss des Produktes auf die Verbundfestigkeit vorhanden, dieser ist jedoch vernachlässigbar gering. Bezieht man die Verbundfestigkeiten der Stäbe mit kleiner Betondeckung auf diejenigen mit großer Betondeckung, so beträgt das Verhältnis $\tau_{u,c=50\text{mm}}/\tau_{u,c=200\text{mm}}$ beim Epoxid-System 0,6, beim Hybrid-System 0,7 und beim Zement-System 0,8. Die Abnahme der Verbundfestigkeit infolge abnehmender Betondeckung ist beim Epoxid-System größer als bei den beiden anderen Systemen (HH und PZ). Mit zunehmender Verbundfestigkeit steigt die Spaltwirkung und das Verhältnis $\tau_{u,c=50\text{mm}}/\tau_{u,c=200\text{mm}}$ nimmt ab. Dieser Einfluss zeigt sich ebenfalls im Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurve nach Erreichen der Höchstlast. Die Abnahme der Verbundspannungen mit zunehmendem Verschiebungswert ist beim System WE deutlich ausgeprägter als beim System PZ.

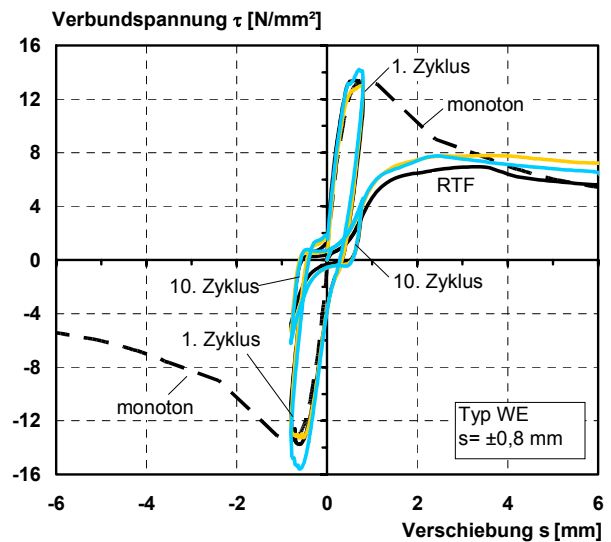
4.7.3.2 Zyklische Beanspruchung

Bild 4.91 zeigt die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der in Betonprüfkörper Q0, Q1 und Q2 eingemörtelten Stäbe (Systeme HH, WE und PZ) am Bauteilrand. Dargestellt sind der Kurvenverlauf im 1. Zyklus und die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$. Zum Vergleich ist die mittlere monotone Ausziehkurve der Versuche am unbewehrten Bauteilrand (Q0) im Zug- und Druckbereich eingezeichnet.

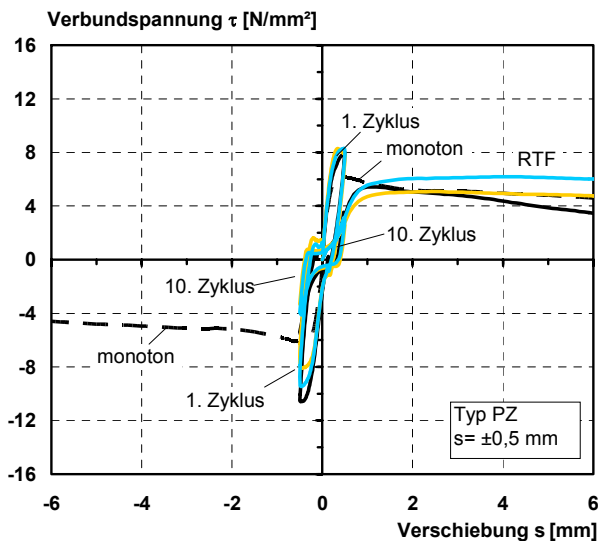
Aus Bild 4.91 geht hervor, dass der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurve im 1. Zyklus bis Erreichen von $+s_{Fu}$, unter Berücksichtigung der üblichen Streuungen, mit dem Verlauf der monotonen Kurve übereinstimmt. Nach zyklischer Beanspruchung wird die für monotone Belastung geltende Ausziehkurve bei den Systemen WE und PZ wieder erreicht, beim System WE jedoch erst bei Verschiebungen $s > 3$ mm. Demgegenüber nähert sich beim Hybrid-System die Resttragfähigkeitskurve erst bei großen Verschiebungen ($s > 6$ mm) der für monotone Belastungen geltenden Verbundspannungs-Schlupfkurve an. Dies ist vermutlich auf den, bei den Versuchen mit System HH, gewählten größeren Verschiebungswert zurückzuführen. Die in bewehrte Prüfkörper eingebundenen Stäbe besitzen ein weniger ausgeprägtes Lastmaximum im Restzugversuch als diejenigen im unbewehrten Beton.



(a) System HH



(b) System WE



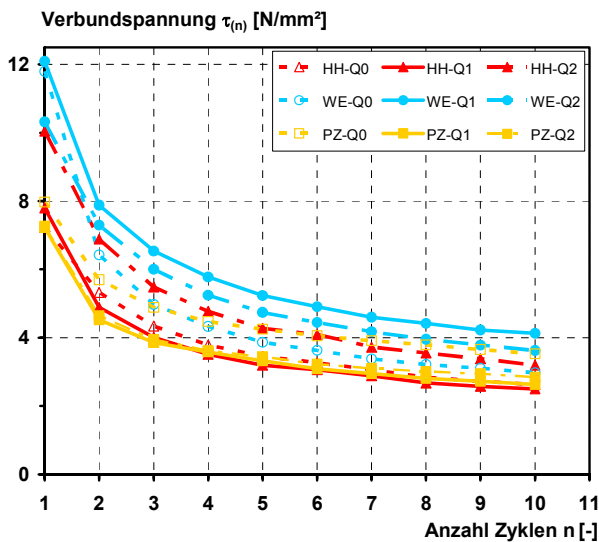
(c) System PZ

Bild 4.91 Mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ am Bauteilrand; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$, $c = 2,5 d_s$

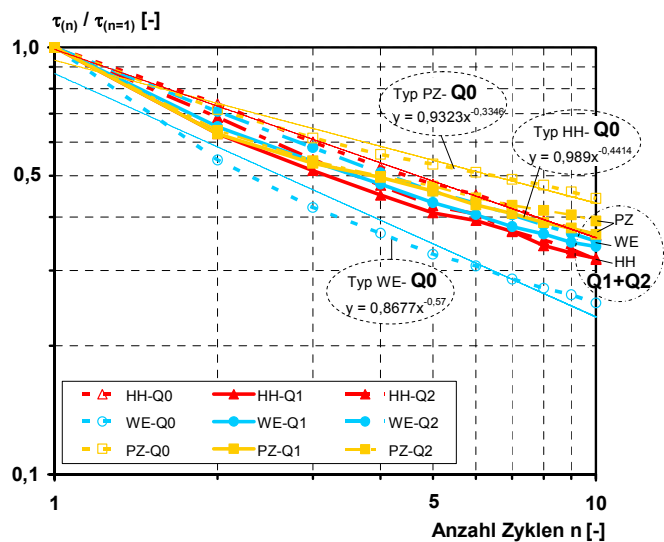
Bild 4.92a zeigt die mittleren Verbundspannungen bei $+s_{max}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen der untersuchten eingemörtelten Stäbe in Betonkörpern ohne (Q0) und mit (Q1, Q2) Querbewehrung.

Die Verbundspannungen im 1. Zyklus der untersuchten Stäbe unterscheiden sich deutlich. Die mit System WE eingemörtelten Stäbe erreichen deutlich höhere Verbundspannungen als die Stäbe, eingemörtelt mit den Systemen HH oder PZ. Mit zunehmender Lastwechselzahl nimmt dieser Unterschied ab und die Verbundspannungen der eingemörtelten Stäbe nähern sich an. Nach 10 Zyklen sind die Verbundspannungen bei eingemörtelten Stäben mit System WE nur noch geringfügig höher als bei eingemörtelten Stäben mit System PZ.

In Bild 4.92b ist das Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl im doppelt logarithmischen Maßstab gezeigt. Zusätzlich sind Vorschläge zur Beschreibung des Kurvenverlaufs mit eingetragen. Insgesamt sind drei Kurven dargestellt, die den Verlauf der Versuche ohne Querbewehrung beschreiben. Ein Einfluss des Mörtelsystems auf $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ ist nur bei den Versuchen ohne Querbewehrung zu erkennen. Hierbei ist die Abnahme der Verbundspannungen beim Epoxid-System am größten und beim Zement-System am geringsten. Bei den Versuchen mit Querbewehrung ist kein Einfluss des Mörtelsystems auf das Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ vorhanden. Der Verlauf der Kurven ist für alle Versuchsserien vergleichbar.



(a) lineare Darstellung



(b) doppelt logarithmische Darstellung

Bild 4.92 Einfluss der Betondeckung auf (a) die mittleren Verbundspannungen und (b) das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$, $c = 2,5 d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ durch den Anteil der Querbewehrung beeinflusst wird, sind in Bild 4.93 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der untersuchten eingemörtelten Stäbe, geprüft in Betonplatten ohne und mit Querbewehrung, dargestellt.

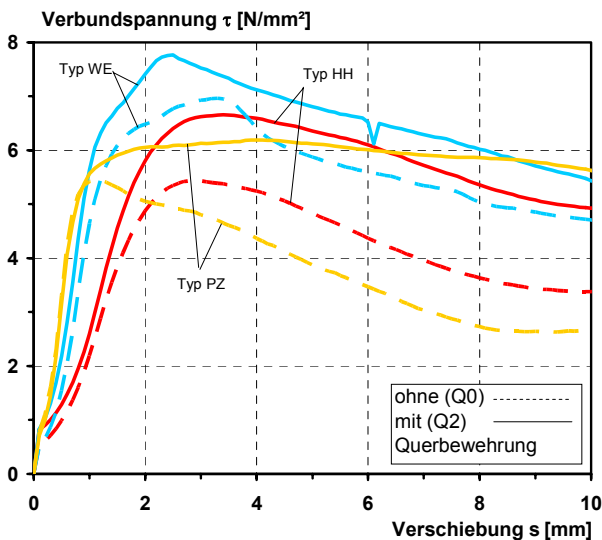


Bild 4.93 Einfluss der Querbewehrung auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung zw. $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$, $c = 2,5 d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

Bild 4.93 zeigt einen deutlichen Einfluss der Querbewehrung auf die Verbundspannungs-Verschiebungskurven nach zyklischer Beanspruchung. Die Systeme WE und HH erreichen in Betonplatten mit Querbewehrung deutlich höhere Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten als in Prüfkörpern ohne zusätzliche Querbewehrung. Demgegenüber weisen mit Zement eingemörtelte Stäbe in Beton mit Querbewehrung eine ähnliche Verbundsteifigkeit auf, erreichen jedoch höhere Verbundfestigkeiten als in Beton ohne Querbewehrung. Bei Zulage einer Querbewehrung (Q2) werden bei eingemörtelten Stäben ca. 11% (System WE), 17% (System PZ) und 24% (System HH) höhere Verbundfestigkeiten erreicht und das Versagen ist weniger spröde. Durch Zulage einer Querbewehrung kann die Tragfähigkeit beim Epoxid-System um ca. 20% bis 30 % erhöht werden.

In Tabelle 4.18 sind die gemessenen Verbundfestigkeiten der Versuche am Bauteilrand bei monotoner und nach zyklischer Beanspruchung zusammengestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Versuche mit großer Betondeckung im ungerissenen und gerissenen Beton eingetragen. Es ist zu beachten, dass sich der Schlupfwert $s = \pm s_{Fu}$, zwischen dem zyklisch belastet wurde, bei den Versuchen am Bauteilrand ($c = 50$ mm) und in Bauteilfläche ($c = 200$ mm) unterscheidet.

Nach Tabelle 4.18 liegt die Verbundfestigkeit der Stäbe am Bauteilrand bei monotoner und nach zyklischer Beanspruchung zwischen den in Versuchen mit großer Betondeckung gemessenen Werten im ungerissenen und gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4$ mm.

Tabelle 4.18 Einfluss Querbewehrungsanteil auf die mittleren Verbundfestigkeiten von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit geringer ($c = 2,5 d_s$) und großer ($c = 10 d_s$) Betondeckung bei monotoner und nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

Betondeckung		c= 50 mm			c= 200 mm (w= 0,0 mm)			c= 200 mm (w= 0,4 mm)		
System		HH	WE	PZ	HH	WE	PZ	HH	WE	PZ
s [mm]		$\pm 1,2$	$\pm 0,8$	$\pm 0,5$	$\pm 2,2$	$\pm 1,5$	$\pm 1,2$	$\pm 2,2$	$\pm 1,5$	$\pm 1,2$
$\tau_{u,mon,m}$	Q0	11,5	13,4	6,3	14,1	22,3	8,8	8,1	10,8	5,6
	Q1	5,5	7,0	5,4	4,9	10,6	9,6	4,2	7,8	3,4
$\tau_{u,RTF,m}$	Q1	5,6	7,9	5,1						
	Q2	6,8	7,8	6,4						

Die Untersuchungen am Bauteilrand haben gezeigt, dass die von eingemörtelten Bewehrungsstäben hervorgerufenen Spaltkräfte den Beton aufspalten. Die Spaltrisse können durch eine zusätzlich eingelegte Bewehrung zusammengehalten werden. Dadurch kann die Tragfähigkeit erhöht werden.

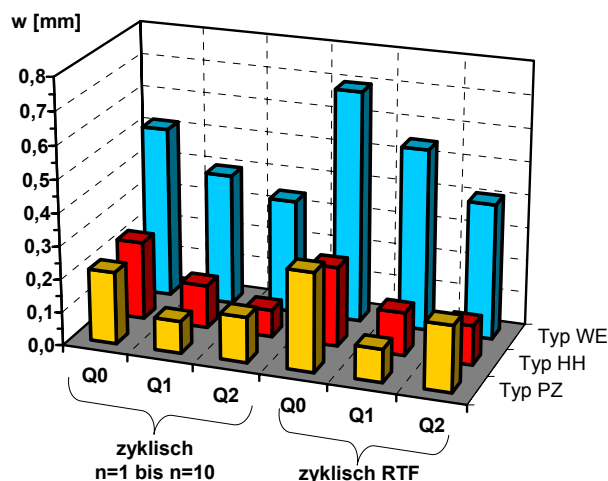


Bild 4.94 Einfluss der Querbewehrung auf die mittlere Spaltrissöffnung (Maximalwert aus $n=1$ bis 10; RTF) bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$, $c = 2,5 d_s$; (Systeme HH, WE, PZ)

Bild 4.94 zeigt die maximal ermittelten Spaltrissöffnungen der eingemörtelten Stäbe während und nach zyklischer Belastung. Die Messung der Spaltrisse erfolgte nach Bild 4.17. Beim Epoxid-System treten deutlich höhere Spaltrisse auf als beim Hybrid- und Zement-System. Dies wurde sowohl in Betonprüfkörpern ohne als auch mit Querbewehrung beobachtet. Ein möglicher Grund ist, dass infolge einer konzentrierten Lasteinleitung beim steiferen Epoxid-System höhere Spaltkräfte hervorgerufen werden, die zu größeren Rissbreiten führen. Mit Zulage einer Querbewehrung werden diese Spaltrisse zusammengehalten und die Breite der Rissöffnungen reduziert.

4.7.3.3 Einfluss der Betondeckung auf das Tragverhalten

Bild 4.81 zeigt das mittlere Verhältnis $\tau_{n,c=50mm} / \tau_{n,c=200mm}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl beispielhaft für eingemörtelte Stäbe mit System WE. Dabei bedeutet $\tau_{n,c=50mm}$ die Verbundspannung im n-ten Zyklus am Bauteilrand mit $c = 50$ mm und $\tau_{n,c=200mm}$ die Verbundspannung im n-ten Zyklus in Bauteilfläche mit $c = 200$ mm. In Bild 4.81 werden Verbundspannungen verglichen von eingemörtelten Stäben, die zyklisch zwischen $s = \pm s_{Fu}$ belastet wurden. Es ist anzumerken, dass der

Schlupfwert s_{Fu} (Verschiebungswert bei mittlerer Höchstlast bei monotoner Belastung) bei den Versuchen am Bauteilrand kleiner gewählt wurde als bei den Versuchen in Bauteilfläche. Bei den Versuchen mit $c = 50$ mm wurde in Prüfkörpern mit verschieden hohem Querbewehrungsanteil Q0, Q1 und Q2 geprüft (siehe Bild 4.88).

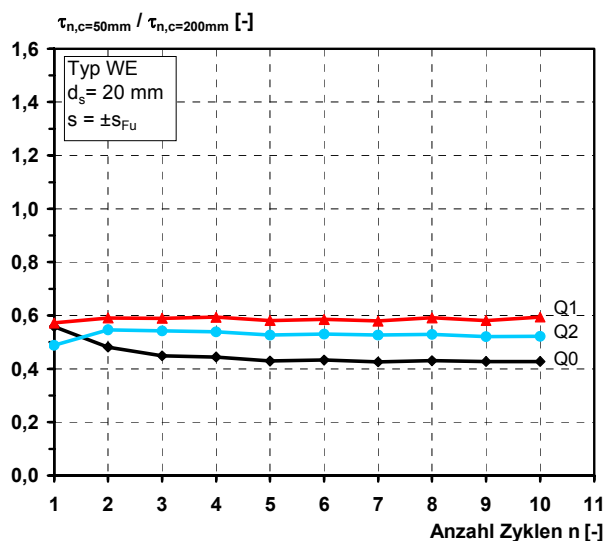


Bild 4.95 Einfluss der Betondeckung auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,c=50\text{mm}} / \tau_{n,c=200\text{mm}}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (System WE)

Die Verbundspannungen der Versuche am Bauteilrand mit Querbewehrung betragen ca. 60% der Werte in Bauteilfläche, unabhängig von der Lastwechselzahl. Demgegenüber nimmt bei den Versuchen am Bauteilrand (ohne Querbewehrung) das Verhältnis $\tau_{n,c=50\text{mm}} / \tau_{n,c=200\text{mm}}$ mit zunehmender Zyklenzahl weiter ab und beträgt nach 10 Zyklen ca. 0,4 (d.h. 40% der in Bauteilfläche gemessenen Werte). Die Verbundspannungen, die bei Versuchen mit System WE eingemörtelten Stäben am Bauteilrand erreicht werden sind zwar geringer als bei Versuchen in Bauteilfläche, mit zunehmender Anzahl Lastwechsel nehmen die Verbundspannungen jedoch nur geringfügig (ohne Querbewehrung) bzw. nicht (mit Querbewehrung) weiter ab.

In Bild 4.96 ist das mittlere Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_{n,c=50\text{mm}} / \tau_{n,c=200\text{mm}}$ im 1. und 10. Zyklus bei $+s_{\max}$ und nach zyklischer Belastung für die untersuchten Mörtelsysteme HH und WE aufgetragen. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Versuche unter monotoner Belastung dargestellt.

Das Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_{n,c=50\text{mm}} / \tau_{n,c=200\text{mm}}$ der untersuchten Mörtelsysteme ist prinzipiell ähnlich. Dies gilt sowohl bei monotoner als auch zyklischer Belastung. Es ist kein Einfluss des Mörtelsystems auf das Verhältnis $\tau_{n,c=50\text{mm}} / \tau_{n,c=200\text{mm}}$ zu erkennen. Die beim System WE erreichten höheren Verbundfestigkeiten bei monotoner Belastung zeigen keinen negativen Einfluss des Systems auf das Tragverhalten bei Versuchen mit geringer Betondeckung.

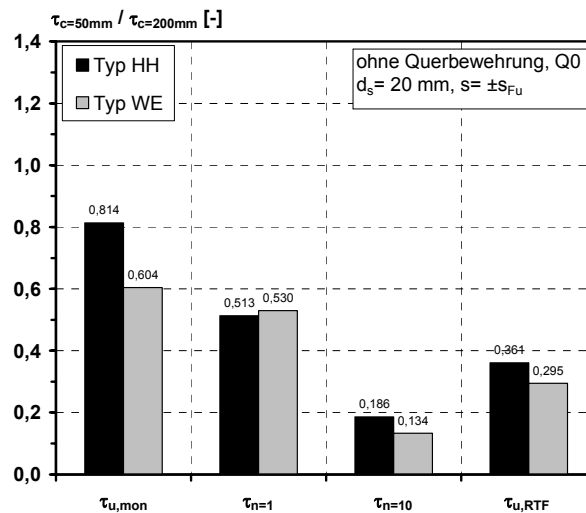


Bild 4.96 Einfluss der Betondeckung auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,c=50mm} / \tau_{n,c=200mm}$ von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$, $c = 2,5 d_s$, $c = 10 d_s$; (Systeme HH, WE)

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Ergebnisse zum Einfluss des Verbundmörtels auf das Verbundverhalten decken sich mit den experimentellen Untersuchungen von *Spieth (2002)*, der bei monotoner Belastung ebenfalls keinen Einfluss des Mörtelsystems bzw. eines steiferen Last-Ver-schiebungsverhalten auf das Spaltversagen festgestellt hat.

4.8 Tragverhalten von mehrfach verankerten Bewehrungsstäben

4.8.1 Versuchsprogramm

Bei Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben können die Bewehrungsstäbe in Rissen unterschiedlicher Breite bzw. im ungerissenen Beton verankert sein. In diesem Fall kommt es zu einer Lastumlagerung von Stäben in breiten Rissen auf diejenigen in schmalere Rissen bzw. im ungerissenen Beton. Zur Abschätzung, ob diese Lastumlagerung auch bei eingemörtelten Rippenstäben auftritt, wurden Untersuchungen mit zwei gleichzeitig belasteten eingemörtelten Bewehrungsstäben durchgeführt. Diese sogenannte Zweifachbefestigung ist in Bild 4.97 gezeigt und bestand aus zwei mit System HH eingemörtelten Stäben mit $d_s = 20 \text{ mm}$ und $l_v = 8 d_s$. Beide Stäbe wurden in Bauteilfläche mit einem lichten Stababstand von $e = 4 d_s$ (80 mm) verankert. Dabei wurde ein Stab in einen vorher erzeugten Haarriss gesetzt, der andere in ungerissenen Beton. Die Bohr-löcher wurden nach Herstellerangaben erstellt und gereinigt. Die Montage der Stäbe im unge-rissenen und gerissenen Beton erfolgte wie bei einzeln belasteten und mit großem lichten Stab-abstand von $e > 15 d_s$ nach Abschnitt 4.4 und 4.5 verankerten Stäben. Um einen Einfluss des Riss-verlaufes auf das Tragverhalten zu minimieren, wurde auf die Ausrichtung der Stabrippen geachtet (Bild 4.16).

Die Verbundeigenschaften der mit System HH eingemörtelten Stäbe zeigten in den bisher durch-geführten Studien ein vergleichbares Verhalten wie einbetonierte Stäbe. Bei beiden Systemen trat der Bruch in der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel auf.

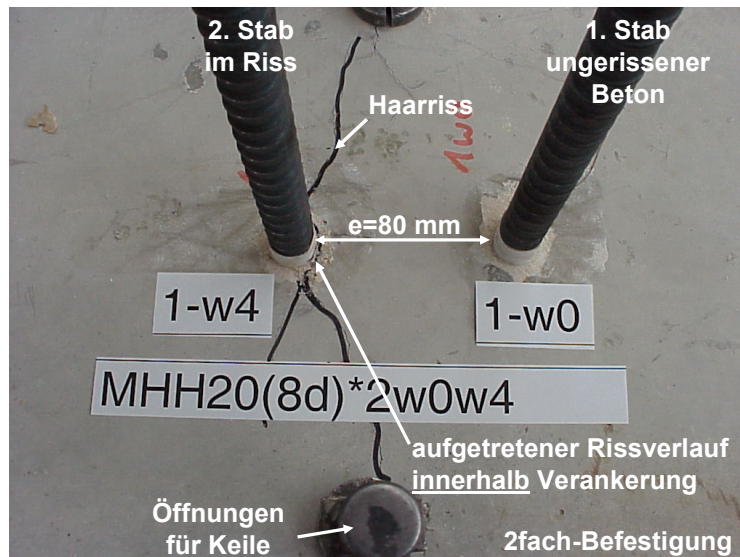


Bild 4.97 Zweifachbefestigung: Lage der zwei eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit $e = 4d_s$

Mit dem in Bild 4.97 gezeigten Gesamtsystem wurden Versuche unter monotoner und zyklischer Beanspruchung durchgeführt. Bei allen Versuchsreihen wurden einzeln belastete eingemörtelte Stäbe mit $e > 15 d_s$ im Vergleich geprüft. Hierbei wurden die folgenden Einflussgrößen E_i der Parameter $P(E_i)$ variiert:

- Verschiebungswert $P(s = \pm s_{Fu} \text{ und } \pm 2s_{Fu})$
- Art der zyklischen Beanspruchung $P(s = +s_{Fu} / 0 \text{ mm und } \pm s_{Fu})$

Dabei entsprach s_{Fu} dem mittleren Schlupfwert bei Höchstlast der Einzel-Befestigung bei monotoner Beanspruchung. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 4.9 wiedergegeben. Die detaillierten Ergebnisse der insgesamt 41 Versuche sind im Anhang in Abschnitt 12.1 aufgeführt.

Tabelle 4.19 Versuchsprogramm der Versuche mit zwei gleichzeitig belasteten (2-fach) eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer Beanspruchung im ungerissenen (w0) und gerissenen (w4) Beton mit $w = 0,4 \text{ mm}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (System HH)

				Hybrid, HH (Einzel)		Hybrid, HH (2-fach)
Rissbreite				w0	w4	w0+w4
monoton	$d_s = 20 \text{ mm}$			2	2	3
zyklisch	$d_s = 20 \text{ mm}$	$n = 10$	$s = +s_{Fu}$	9	3	2
			$s = \pm s_{Fu}$	4	3	2
			$s = \pm 2s_{Fu}$	5	3	3

4.8.2 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden mit einem speziellen Versuchsaufbau nach Abschnitt 4.3.3.3 im niederfesten Beton, der nach *EOTA (1997)* hergestellt wurde, durchgeführt. Für die Versuche wurden die in Abschnitt 4.2.1.2 beschriebenen Betonplatten verwendet. Die Lasteinleitung erfolgte über eine biegesteife Ankerplatte, die drehsteif gelagert war. Nähere Angaben zur Versuchsdurchführung sind Abschnitt 4.3.3.3 zu entnehmen.

4.8.3 Versuchsergebnisse

4.8.3.1 Monotone Beanspruchung

In Bild 4.98 sind die gemessenen Verbundspannungs-Verschiebungskurven der zwei gleichzeitig belasteten und mit System HH, im Abstand von $e = 4 d_s$, eingemörtelten Stäbe unter monotoner Beanspruchung dargestellt. Dabei sind die Ergebnisse der mittleren Verbundspannungen $\tau_{m,w0+w04,2-fach}$ des Gesamtsystems, bei denen ein Stab im ungerissenen Beton ($w0$) und ein Stab im gerissenen Beton ($w4$) lagen, dargestellt. Zum Vergleich sind die mittleren Kurven des Gesamtsystems, der einzeln im ungerissenen ($w0$) und gerissenen Beton ($w4$) eingemörtelten Stäbe, mit lichten Abstand $e > 15 d_s$, eingezeichnet. Die aus den zwei einzeln geprüften eingemörtelten Stäben gemittelte Verbundspannungs-Schlupfkurve $\tau_{m,w0+w04,einzel}$ ist ebenfalls gezeigt.

Aus Bild 4.98 geht hervor, dass die Zweifachbefestigung mit $e = 4 d_s$ im Mittel eine geringere Verbundsteifigkeit und -festigkeit zeigt als die mittlere Verbundspannungs-Verschiebungskurve der zwei mit $e > 15 d_s$ eingemörtelten Stäbe im ungerissenen und gerissenen Beton. Die 2-fach Befestigung mit $e = 4 d_s$ weist im Mittel eine ca. 20% geringere Verbundfestigkeit auf als der Mittelwert der zwei einzeln geprüften eingemörtelten Stäben mit großem Stababstand. Diese Aussage gilt für das Gesamtsystem und die in der Gruppe verankerten Stäbe im ungerissenen und gerissenen Beton. Das Versagen der eingemörtelten Stäbe der Zweifachbefestigung ist vergleichbar mit denen der Einzelverankerung und trat an der Grenzfläche zwischen Stab und Mörtel auf.

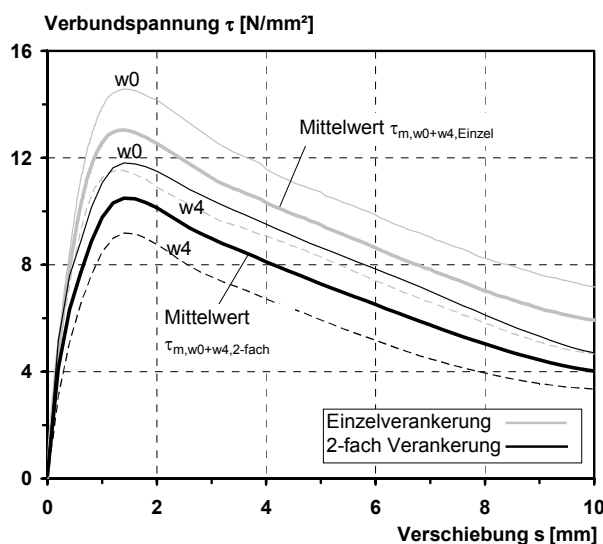


Bild 4.98 Einfluss des Stababstandes, $e = 4 d_s$ (2-fach) und $e > 15 d_s$ (Einzel), auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen ($w0$) und gerissenen ($w4$) Beton mit $w = 0,4$ mm; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (System HH)

4.8.3.2 Zyklische Beanspruchung

Bild 4.99 zeigt die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurve, gebildet aus den Ergebnissen der im ungerissenen und gerissenen Beton eingemörtelten Stäbe, der Zweifachverankerung ($w0+w4$, 2-fach) und der Einzelverankerungen ($w0+w4$, Einzel) bei zyklischer Beanspruchung zwischen (a) $s = \pm s_{Fu}$ und (b) $s = \pm 2s_{Fu}$. Dargestellt sind die Kurvenverlauf im 1. Zyklus und die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung. Zum Vergleich ist die mittlere monotone Ausziehungskurve des Gesamtsystems ($w0+w4$) mit eingezeichnet.

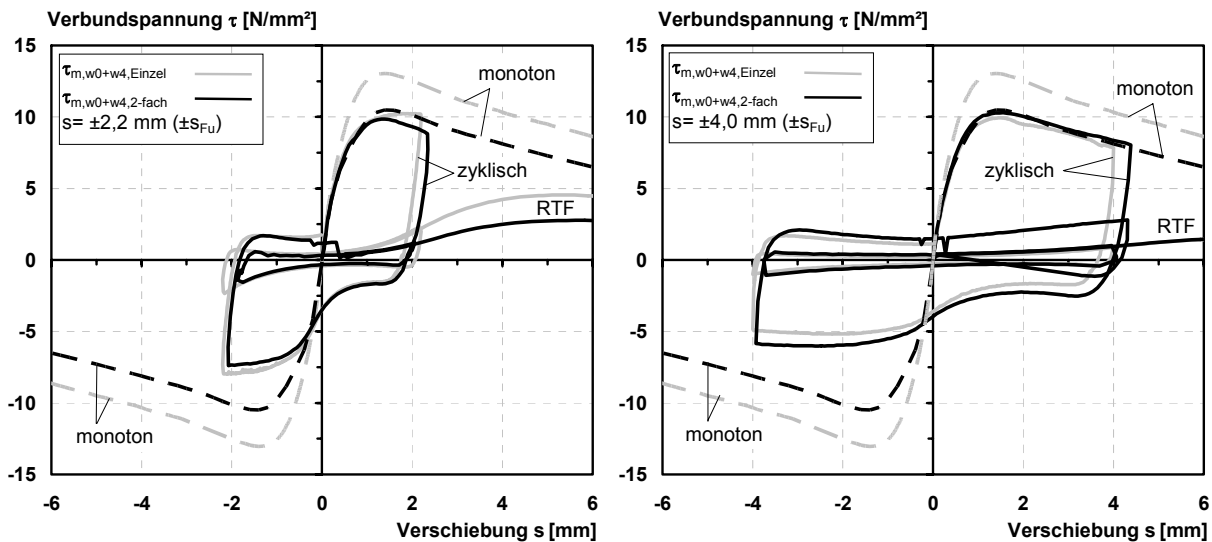
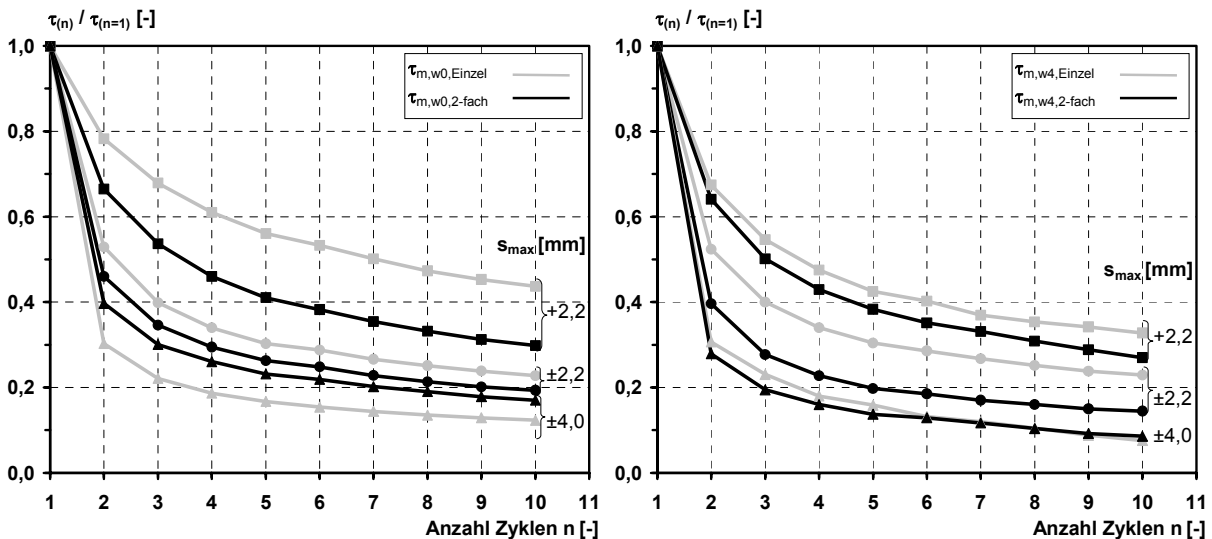


Bild 4.99 Einfluss des Stababstandes, $e = 4 d_s$ (2-fach) und $e > 15 d_s$ (Einzel), auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer (1., 10., RTF) Beanspruchung im un- (w_0)/gerissenen (w_4) Beton mit $w = 0,4 \text{ mm}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (System HH)

Es ist zu erkennen, dass der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurven im 1. Zyklus bis Erreichen von $s_{\max}$, unter Berücksichtigung der üblichen Streuungen, mit dem Verlauf der monotonen Kurve übereinstimmt. Nach zyklischer Belastung wird der Verlauf der monotonen Kurve bei beiden Versuchsserien nicht mehr erreicht. Der mittlere Kurvenverlauf im 1. Zyklus der zwei gleichzeitig geprüften Stäbe ist im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit vergleichbar mit dem mittleren Verlauf der einzeln geprüften Verankerungen. Die bei $s_{\max}$ erreichten mittleren Verbundfestigkeiten sind bei zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ jedoch geringer. Mit zunehmendem Schlupfwert bei zyklischer Belastung nähert sich der Verlauf der Kurven an.



(a) $w = 0,0 \text{ mm}$

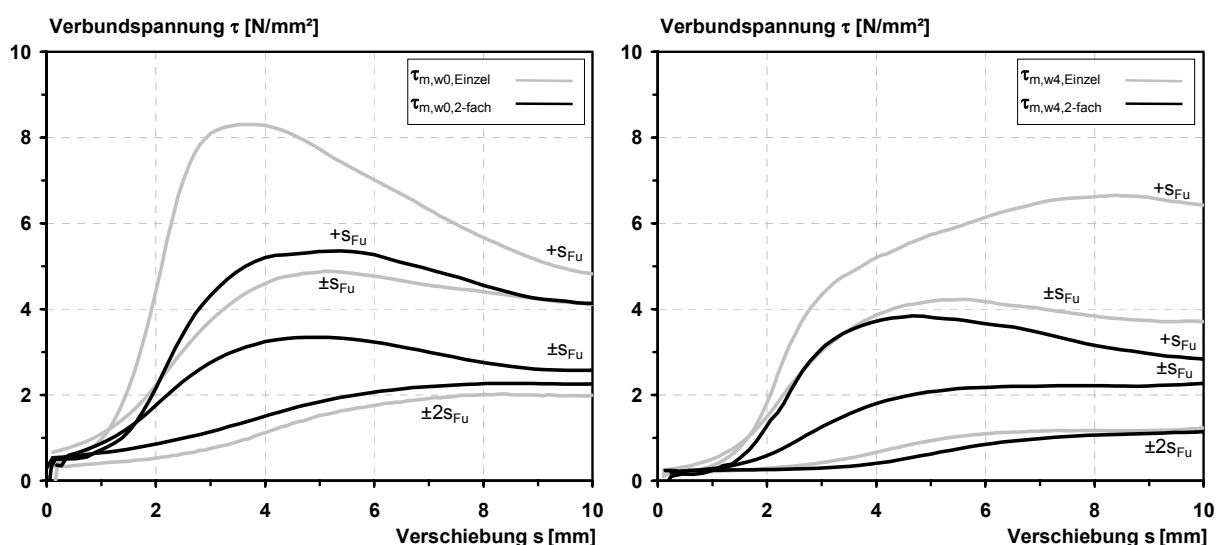
(b) $w = 0,4 \text{ mm}$

Bild 4.100 Einfluss des Stababstandes, $e = 4 d_s$ (2-fach) und $e > 15 d_s$ (Einzel), auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = +s_{Fu}$, $\pm s_{Fu}$, $\pm 2s_{Fu}$ im (a) un- und (b) gerissenen Beton; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8-10 d_s$; (System HH)

In Bild 4.100 ist das mittlere Verhältnis $\tau(n) / \tau(n=1)$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl der einzeln im ungerissenen und gerissenen Beton geprüften eingemörtelten Stäbe des Gesamtsystems mit kleinem Achsabstand gezeigt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der einzeln im ungerissenen und gerissenen Beton geprüften Stäbe mit großem Stababstand eingetragen. Die in der 2-er Gruppe mit kleinem Achsabstand geprüften eingemörtelten Stäbe weisen im ungerissenen und gerissenen

Beton eine etwas höhere Abnahme der Verbundspannungen auf als die Einzelstäbe mit großem Stababstand. Diese Aussage gilt bei zyklischer Belastung zwischen $s = +s_{Fu}$ und $s = \pm s_{Fu}$. Bei zyklischer Belastung zwischen $s = \pm 4,0$ mm wurden hingegen bei den Stäben, eingemörtelt mit kleinem Achsabstand, im ungerissenen Beton ein geringerer und im gerissenen Beton ein vergleichbarer Verlauf $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ erreicht als bei den eingemörtelten Stäben ohne Beeinflussung des Stababstandes.

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung durch den Stababstand beeinflusst wird, sind in Bild 4.101 die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der mit zweifach verankerten eingemörtelten Stäben gezeigt. Zum Vergleich sind die gemessenen Kurvenverläufe der Stäbe, eingemörtelt mit großem Stababstand, dargestellt. Aus Bild 4.101 geht hervor, dass bei einseitig und wechselnd zyklischer Belastung zwischen s_{Fu} ein deutlicher Einfluss des lichten Stababstandes auf die Verbundsteifigkeit und –festigkeit zu erkennen ist. Demgegenüber ist der Verlauf der Kurven nach wechselnd zyklischer Belastung zwischen $s = \pm 4,0$ mm bei eingemörtelten Stäben mit $e = 4 d_s$ ähnlich wie bei denjenigen mit $e > 15 d_s$. Die Versagensart beider Systeme war ebenfalls ähnlich, unabhängig von der Lage der Stäbe im ungerissenen oder im gerissenen Beton.



(a) $w = 0,0$ mm

(b) $w = 0,4$ mm

Bild 4.101 Einfluss des Stababstandes, $e = 4 d_s$ (2-fach) und $e > 15 d_s$ (Einzel), auf die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = +s_{Fu} / 0$ mm, $s = \pm s_{Fu}$, $\pm 2s_{Fu}$ im un-/gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8-10 d_s$; (System HH)

Insgesamt ist festzustellen, dass ein Einfluss des lichten Stababstandes auf das Verbundverhalten der mit System HH eingemörtelten Stäbe vorhanden ist. Mit zunehmendem Schlupfwert bei zyklischer Belastung nimmt dieser Einfluss ab, der Unterschied im Verbundverhalten verringert sich und der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupfkurven nähert sich an.

4.8.3.3 Einfluss des lichten Stababstandes auf das Tragverhalten

Bild 4.102 zeigt das mittlere Verhältnis $\tau_{n,2-fach} / \tau_{n,Einzel}$ für alle Versuchsserien mit System HH eingemörtelten Stäben in Abhängigkeit der Lastwechselzahl. Dabei bedeutet $\tau_{n,2-fach}$ die mittlere Verbundspannung im n -ten Zyklus von zwei eingemörtelten Stäben mit einem lichten Abstand von $e = 4 d_s$. Bezugswert ist $\tau_{n,Einzel}$, der Mittelwert von zwei mit $e > 15 d_s$ eingemörtelten Stäben, bei denen ein Stab im ungerissenen, der andere im gerissenen Beton lag.

Im ersten Zyklus betragen die mittleren Verbundspannungen der zwei gleichzeitig geprüften eingemörtelten Stäbe mit $e = 4 d_s$ ca. 80% der Werte der zwei einzeln geprüften eingemörtelten Stäbe mit $e > 15 d_s$. Nach dem 1. Zyklus nimmt das Verhältnis $\tau_{n,2-fach} / \tau_{n,Einzel}$ weiter ab und erreicht bei $s = \pm s_{Fu}$ im 2. Zyklus, bei $s = +s_{Fu}$ nach dem 5. Zyklus einen konstanter Wert, der ca. 0,6 beträgt.

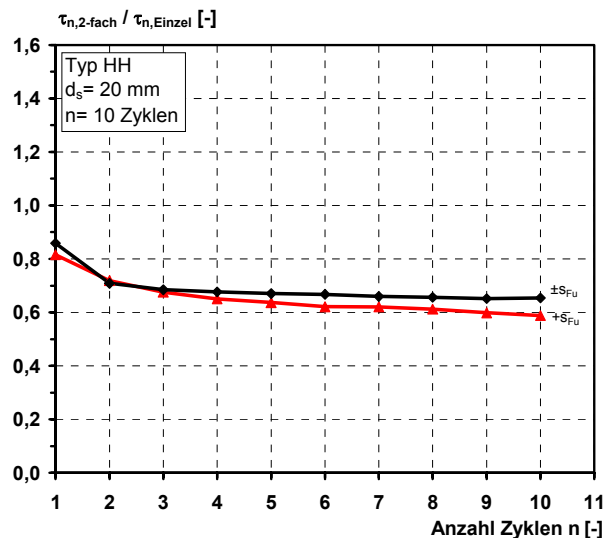


Bild 4.102 Mittleres Verhältnis $\tau_{n,2-fach} / \tau_{n,Einzel}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen des Gesamtsystems bestehend aus zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben im un-/gerissenen Beton; $e = 4 d_s$ (2-fach), $e > 15 d_s$ (Einzel); $l_v = 8 d_s$; (System HH)

Die Ergebnisse zeigen, dass ein Einfluss des Stababstandes auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,2-fach} / \tau_{n,Einzel}$ vorhanden ist. Dieser Einfluss ist in der Gruppenbefestigung mit kleinem Achsabstand bei zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ und $s = +s_{Fu}$ ausgeprägter als bei zwei mit großem Abstand eingemörtelten Stäben. Der Unterschied im Tragverhalten bzw. die Abnahme der Verbundfestigkeiten beträgt ca. 20% bis 40%.

Zusammenfassend ist in Bild 4.103 das mittlere Verhältnis $\tau_{n,2-fach} / \tau_{n,Einzel}$ von Stäben, (a) 2-fach ($w_0 + w_4$) und (b) einzeln (w_0, w_4), eingemörtelt dargestellt. Als Versuchsdaten wurden die Verbundspannungen bei s_{max} im 1. und 10. Zyklus sowie im Restzugversuch herangezogen. Zum Vergleich ist das mittlere Verhältnis bei monotoner Beanspruchung eingezeichnet.

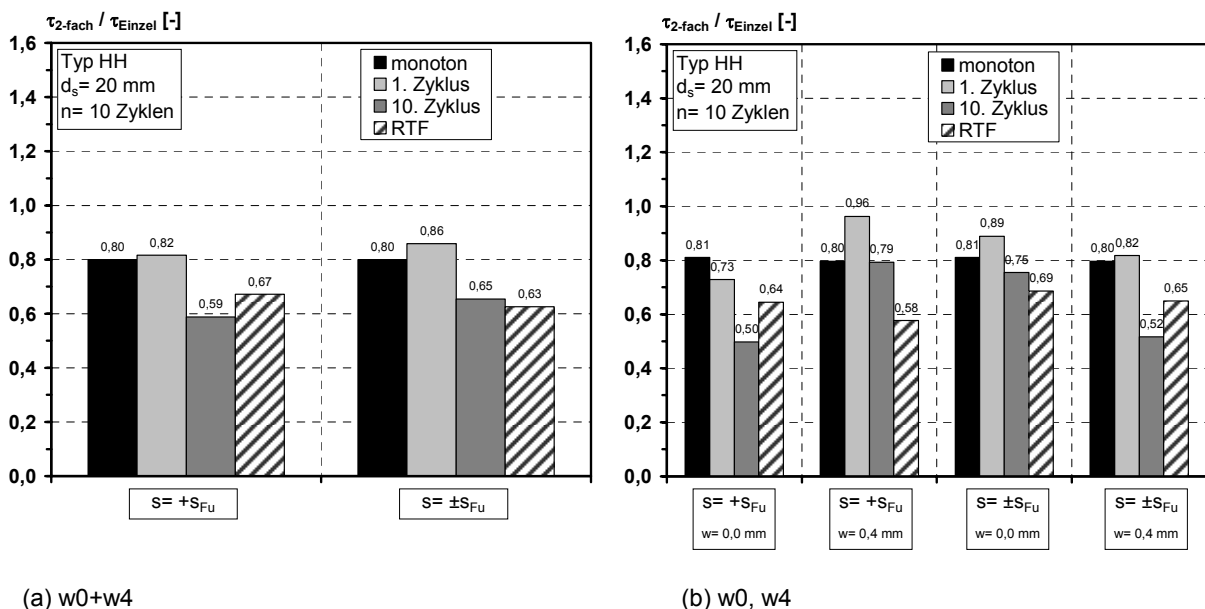


Bild 4.103 Mittleres Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,2-fach} / \tau_{n,Einzel}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen von eingemörtelten Bewehrungsstäben, (a) 2-fach ($w_0 + w_4$), (b) einzeln (w_0, w_4), eingemörtelt; $e = 4 d_s$ (2-fach), $e > 15 d_s$ (Einzel); $l_v = 8 d_s$; (System HH)

Aus Bild 4.103 geht hervor, dass ein Einfluss des Stababstandes auf das Verhältnis der Verbundspannungen vorhanden ist, dieser ist jedoch unabhängig von der Art der zyklischen Belastung. Diese Aussage gilt sowohl für das Gesamtsystem als auch für die einzeln im ungerissenen und gerissenen Beton eingemörtelten Stäbe. Das Verhältnis $\tau_{n,2-fach} / \tau_{n,Einzel}$ ist im 10. Zyklus geringer als bei monotoner Belastung oder im 1. Zyklus und nimmt im Restzugversuch nicht weiter zu.

4.9 Zyklische Beanspruchung oberhalb der Streckgrenze des Stahles

Zum Einfluss der Stahldehnungen auf die Tragfähigkeit des Verbundes wurden experimentelle Untersuchungen unter zyklischen Beanspruchungen oberhalb der Streckgrenze des Stahles durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war es, eine Umlagerung der Kräfte entlang der Verankerungslänge zu erfassen. Die Untersuchungen wurden im ungerissenen Beton in Bauteilfläche durchgeführt. Die Bewehrungsstäbe wurden mit $l_v = 25 d_s$ (500 mm) im Beton verankert. Es wurden auch Bewehrungsstäbe mit kürzerer Einbindetiefe $l_v = 20 d_s$ (400 mm) geprüft. Für alle Untersuchungen wurde das Hybrid-System HH verwendet, das vergleichbare Eigenschaften besitzt wie einbetonierte Rippenstäbe. Nach Erstellen der Bohrlöcher erfolgte die Bohrlochreinigung nach Herstellerangaben maschinell durch dreimal Ausblasen, dreimal Bürsten und erneutes Ausblasen. Nach Injektion des Mörtels verblieb der Stab ca. 18 Stunden im Bohrloch, bevor der Versuch gestartet wurde. In Beton C20/25 weisen Bewehrungsstäbe, eingemörtelt mit System HH, im Mittel eine Verbundfestigkeit von $\tau_u = 14,4 \text{ N/mm}^2$ auf (vgl. Abschnitt 4.4.2.1). Die Einbindetiefe der Bewehrungsstäbe wurde so bemessen, dass bei Verwendung von System HH die Bewehrungsstäbe bei monotoner Beanspruchung infolge Stahlbruch und nicht durch Herausziehen des Stabes versagen (vgl. Bild 4.104a). Ziel der Versuche war es, zu untersuchen, ob bei zyklischer Belastung ein Versagen der Bewehrungsstäbe durch Herausziehen hervorgerufen werden kann. Hierzu wurde die Art der zyklischen Belastung, d.h. die Anzahl der Lastwechsel bei einer bestimmten Oberlast, für die Versuche variiert.

Die zyklische Beanspruchung erfolgte aus versuchstechnischen Gründen im Schwelllastbereich oberhalb der Streckgrenze des Stahles. Die Oberlast wurde gemäß Bild 4.104b gesteigert. Um eine größere Schädigung im Verbund hervorzurufen, wurde bei Stäben mit $l_v = 20 d_s$ zwischen Oberlast und $s = 0 \text{ mm}$ zyklisch belastet. Aus versuchstechnischen Gründen wurden die Stäbe mit $l_v = 25 d_s$ zyklisch zwischen Oberlast und $F = 0 \text{ kN}$ beansprucht. Es wurden zwei Versuche durchgeführt, bei denen die Stäbe mit Dehnmessstreifen (DMS) bestückt waren. Die zyklische Belastung der mit DMS bestückten Stäbe ist in Bild 4.104b dargestellt.

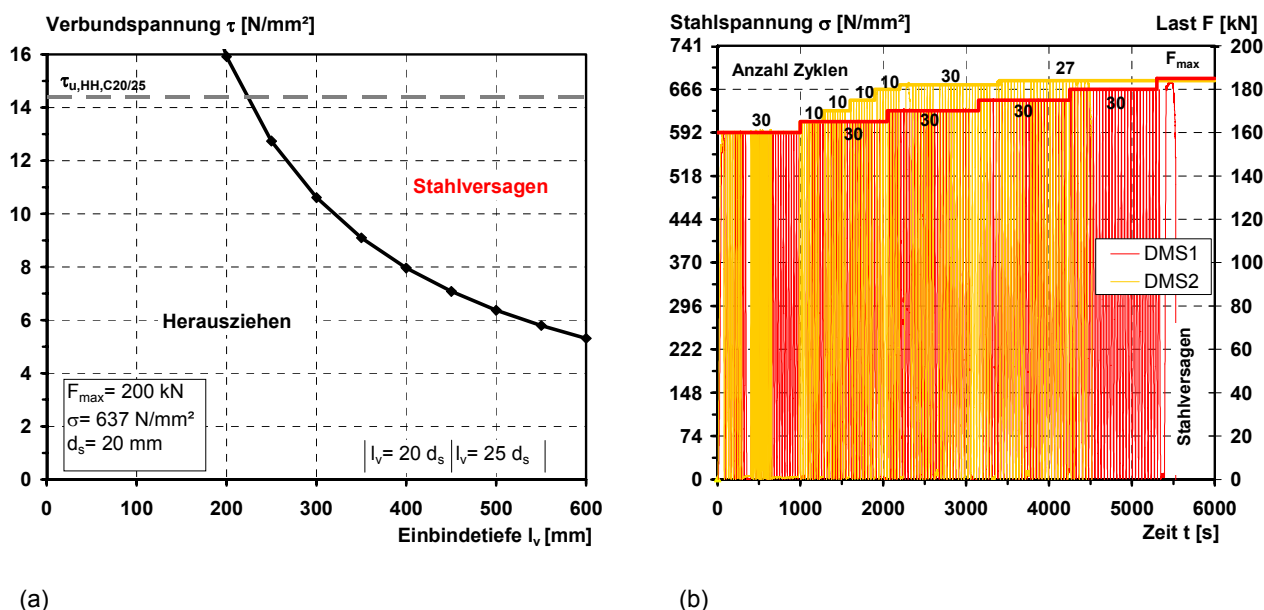


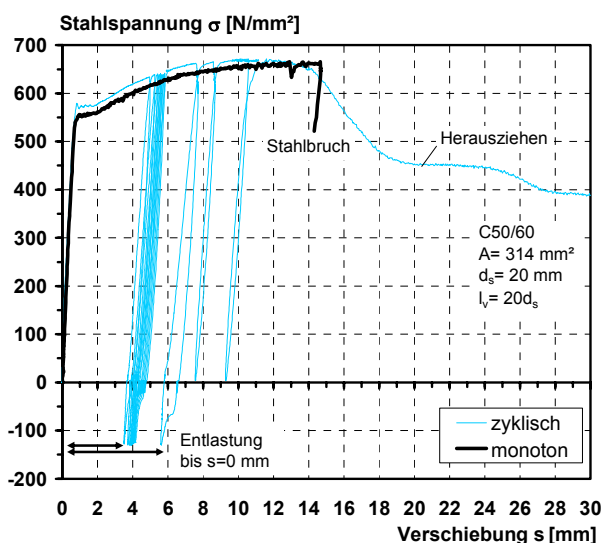
Bild 4.104 Darstellung der (a) Bemessung der Einbindetiefe und (b) Art der zyklischen Beanspruchung bei Versuchen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großen Verankerungslängen

Um Spalten des Betons zu verhindern, wurden die Versuche in Betonplatten mit den Abmessungen $130 \times 130 \times 60 \text{ cm}$ im ungerissenen Beton der Festigkeitsklasse C50/60 durchgeführt. Die Betonplatten waren am Rand konstruktiv mit insgesamt 8 Bewehrungsstäben $d_s = 8 \text{ mm}$ bewehrt. Die Versuche wurden wie in Abschnitt 4.3.3.2 beschrieben durchgeführt. Ein Foto des verwendeten Versuchsaufbaus ist in Bild 4.22 gezeigt. Alle Stäbe wurden mit enger Abstützung gezogen.

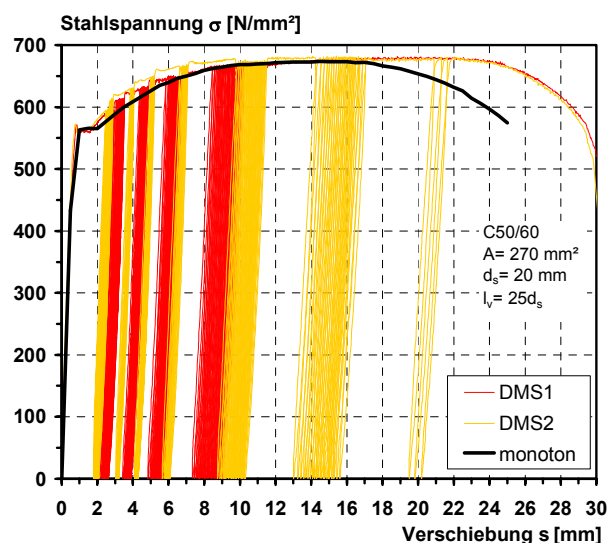
Für die Versuche wurden spezielle Bewehrungsstäbe $d_s = 20 \text{ mm}$ (BSt500) verwendet, bei denen das Verhältnis Festigkeit zu Streckgrenze im Mittel $f_t / f_y > 1,20$ und die Bruchdehnung $\epsilon_u > 18\%$ (vgl. Tabelle 4.6) betrug. Die Werte entsprachen den Anforderungen nach EC 8 (2004) für die Duktilitätsklasse "H" und somit den Empfehlungen für den Einsatz von Stäben in Bereichen mit

großen plastischen Verformungen (kritischen Bereichen). Die Änderungen der Stahlspannungs- bzw. Verbundspannungsverteilung entlang der Verankerungslänge wurde mit DMS erfasst, die für große Dehnungen des Stahles (bis 20%) geeignet waren.

Versagen des Stabes durch Herausziehen trat nur bei Stäben mit $l_v = 20 d_s$ und zyklischer Belastung zwischen Oberlast und $s = 0$ mm auf. Die gemessene Stahlspannungs-Verschiebungskurve ist in Bild 4.105a gezeigt. Zum Vergleich ist die mittlere Ausziehkurve der Versuche bei monotoner Beanspruchung mit eingezeichnet. Die Stäbe wurden oberhalb der Streckgrenze des Stahles zwischen der Oberlast $F = 200$ kN ($\sigma = 636$ N/mm²) und $s = 0$ mm zehnmal zyklisch beansprucht. Danach wurde die Last um $\Delta F = 5$ kN auf $F = 210$ kN ($\sigma = 668$ N/mm²) gesteigert. Nach drei Zyklen bei $F = 210$ kN versagte der Stab infolge Herausziehen aus dem Beton. Demgegenüber versagten die Stäbe bei monotoner Beanspruchung durch Stahlbruch. Es ist anzunehmen, dass durch die zyklische Belastung eine Kraftumlagerung entlang der Verankerungslänge stattfindet, die zu einem Verbundversagen führt. Dies wurde in einem weiteren Versuch mit $l_v = 20 d_s$ ebenfalls beobachtet.



(a) Verankerungslänge, $l_v = 20 d_s$ (400 mm)



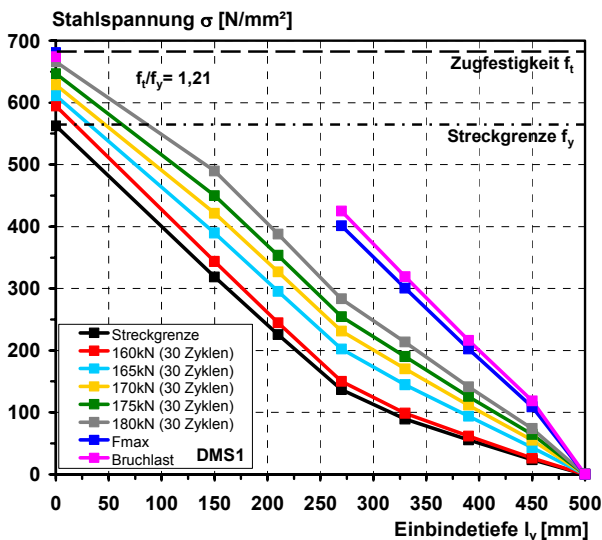
(b) Verankerungslänge, $l_v = 25 d_s$ (500 mm)

Bild 4.105 Einfluss der Verankerungslänge auf die Stahlspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei monotoner und zyklischer (Schwelllast-) Beanspruchung; $d_s = 20$ mm, (a) $l_v = 20 d_s$ (400 mm), (b) $l_v = 25 d_s$ (500 mm); (System HH)

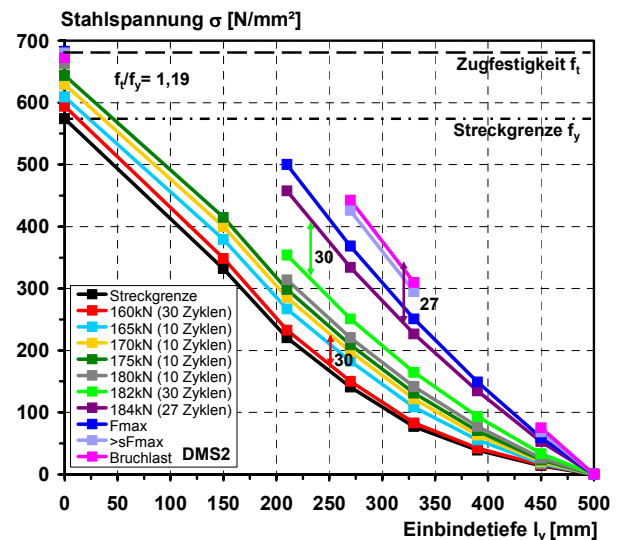
Bild 4.105b zeigt die Stahlspannungs-Verschiebungskurven der Stäbe mit $l_v = 25 d_s$ unter zyklischer Schwelllastbeanspruchung. Zum Vergleich ist die Kurve der monotonen Referenzversuche mit eingetragen. Die zyklische Beanspruchung erfolgte nach Bild 4.104b, oberhalb der Streckgrenze des Stahles. Beide Stäbe versagten bei $F_{\max} = 184$ kN infolge Stahlbruch.

Aus Bild 4.105b geht hervor, dass die gewählte zyklische Belastung keinen Einfluss auf das Stahlspannungs-Verschiebungsverhalten hat. Der Verlauf der monotonen Ausziehkurve wird unabhängig von der Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen des Stabes erreicht. Die gemessenen Stahlspannungen der Stäbe mit DMS 1 und DMS 2 sind in Bild 4.106 aufgetragen. Dargestellt ist jeweils die Stahlspannung am Ende des Fließplateaus, bei Oberlast vor Beginn der zyklischen Schwelllastbeanspruchung (1. Zyklus), bei Höchstlast und vor Versagen des Anschlusses (im Folgenden als Bruchlast bezeichnet).

Mit zunehmender Lastwechselzahl steigt die Stahlspannung über die gesamte Einbindetiefe an. Die zyklische Schwelllastbeanspruchung bewirkt einer Erhöhung der Stahlspannung. Ein deutlicher Sprung bzw. eine Erhöhung der Stahlspannung wurde insbesondere oberhalb der Streckgrenze des Stahles bei einer Last $0,8 F_u$ ($F = 160$ kN) und bei Höchstlast beobachtet. Nach insgesamt 120 Zyklen zeigen die mit DMS 1 gemessenen Stahlspannungen bei $F = 180$ kN und $l_v = 390$ mm eine im Mittel fast doppelt so hohe Stahlspannung als zu Beginn der Belastung bei $F = 160$ kN. Die Stahlspannungen bei Bruchlast waren bei beiden Stäben mit DMS entlang der Einbindetiefe vergleichbar. In Bild 4.106a sind bei $F_{\max}$ die Dehnmessstreifen bei einer Einbindetiefe zwischen $l_v = 0$ mm und 250 mm (DMS 1) ausgefallen. In Bild 4.106b bei $F = 182$ kN zwischen $l_v = 0$ und 200 mm.



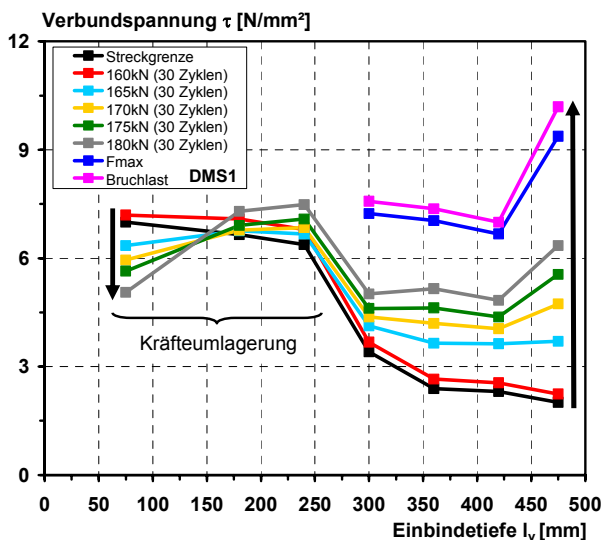
(a) Versuch mit DMS 1



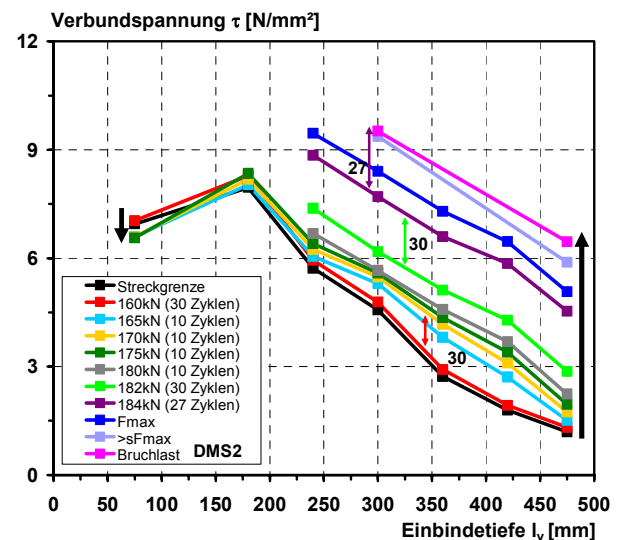
(b) Versuch mit DMS 2

Bild 4.106 Einfluss der Verankerungslänge auf die Stahlspannungsverteilung bei zyklischer (Schwelllast-) Beanspruchung von eingemörtelten Bewehrungsstäben; $d_s = 20$ mm, $l_v = 25 d_s$; (System HH)

Die Verbundspannungsverteilungen in Abhängigkeit der Einbindetiefe sind in Bild 4.107 dargestellt. Bei niedriger Last wird nur der Verbund in den Lasteinleitungsbereichen aktiviert. Mit steigender Last wird auch der Verbund auf der lastabgewandten Seite im hinteren Bereich der Verankerungslänge zur Lastübertragung herangezogen. Zugleich nehmen die Verbundspannungen im vorderen Bereich deutlich ab und steigen im hinteren Bereich der Einbindetiefe an (siehe Bild 4.107a). Dies lässt darauf schließen, dass es zu einer Kraftumlagerung im vorderen Bereich der Verankerung kommt. Die Verbundspannungen am Ende des Fließplateaus und vor Versagen des Anschlusses sind bei beiden Versuchen mit DMS eingemörtelten Stäben vergleichbar.



(a) Versuch mit DMS 1



(b) Versuch mit DMS 2

Bild 4.107 Einfluss der Verankerungslänge auf die Verbundspannungsverteilung bei zyklischer (Schwelllast-) Beanspruchung von eingemörtelten Bewehrungsstäben; $d_s = 20$ mm, $l_v = 25 d_s$; (System HH)

Aus den Abschnitten 4.4.6 und 4.5.8 geht hervor, dass eine zyklische Schwelllastbeanspruchung eine geringere Schädigung im Verbund hervorruft als eine wechselnd zyklische Belastung. Bei einseitig zyklischer Belastung bilden die Be- und Entlastungsäste eine Umhüllende, die näherungsweise der Arbeitslinie bei monotoner Belastung entspricht. Dies haben bereits Untersuchungen an einbetonierten Stäben gezeigt (vgl. Bild 4.5a) und wurden durch die in diesem Abschnitt beschriebenen Untersuchungen an eingemörtelten Bewehrungsstäben bestätigt. Der Verlauf der monotonen Referenzkurve wurde in allen Versuchsserien erreicht.

Bei zyklischer Beanspruchung oberhalb der Streckgrenze des Stahles kommt es zu einer Kraftumlagerung im vorderen Bereich der Einbindetiefe. Mit zunehmender Lastwechselzahl steigen die Stahlspannungen mit zunehmender Einbindetiefe an, so dass die Verbundspannungen im hinteren Bereich der Verankerungslänge ebenfalls aktiviert werden. Die so genannte "yield penetration" fand für das untersuchte Hybrid-System bei Verankerung mit großen Längen statt. Bei Stäben mit $l_v = 25 d_s$ trat Versagen infolge Stahlbruch auf. Demgegenüber trat bei Stäben mit $l_v = 20 d_s$ ein Herausziehen des Stabes aus dem Beton auf. Voraussetzung war, dass der Verbund vorher durch eine zyklische Beanspruchung zwischen Oberlast und $s = 0$ mm beschädigt wurde.

Basierend auf diesen Ergebnissen sollten weitere Untersuchungen zum Einfluss der Kraftumlagerung mit großen Verankerungslängen durchgeführt werden. Die Variation des Verbundmörtelsystems und die Art der zyklischen Beanspruchung (wechselnd zyklische Belastung) würde weitere Aufschlüsse zur Änderung der Stahlspannungsverteilung und zum Verlauf der Verbundspannungen geben.

4.10 Einfluss der Prüfmethode im gerissenen Beton

4.10.1 Allgemeines

Ziel der Untersuchungen war es, den Einfluss von verschiedenen Prüfmethoden im gerissenen Beton auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben zu untersuchen. Dazu wurden Versuche durchgeführt bei denen die Montage der Bewehrungsstäbe und die Art der Rissöffnung wie folgt variiert wurde:

- Serie w05: Montage im ungerissenen Beton - Öffnen des Risses auf $w = 0,5$ mm
- Serie w5: Montage im Haarriss - Öffnen des Risses um $w = 0,5$ mm

4.10.2 Versuchsdurchführung

Es wurden Verankerungen mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben im gerissenen Beton (Rissbreite $w = 0,5$ mm) der Festigkeitsklasse C20/25 geprüft. Zum Einmörteln der Bewehrungsstäbe (St900/1100) mit Durchmesser $d_s = 20$ mm und $h_{ef} = 8 d_s$ wurde System HE verwendet. Die Bohrlöcher wurden mit einem Hammerbohrer erstellt, nach Herstellerangaben gereinigt und eingemörtelt. Als Referenzversuche wurden eingemörtelte Stäbe im ungerissenen Beton geprüft.

Für die Versuche im ungerissenen und gerissenen Beton wurden Dehnkörper mit den Abmessungen $L \times B \times H = 240 \times 80 \times 44$ cm verwendet (siehe Bild 4.12b). Die Risse im Beton wurden durch Aufbringen einer Zugkraft auf die Längsbewehrung (vgl. Abschnitt 4.2.2.2) erzeugt. Es wurden jeweils zwei Stäbe in einem Riss angeordnet. Als maßgebende Rissöffnung wurde der Mittelwert aus den zwei gemessenen Rissöffnungen gewählt. Die Versuche wurden in der Fläche mit enger Abstützung durchgeführt.

4.10.3 Versuchsergebnisse

Jeweils zwei Bewehrungsstäbe wurden zwischen die Rissbleche der Dehnkörper an den Stellen der zu erwartenden Risse im ungerissenen Beton gesetzt. Nach Aushärten des Mörtels wurden gemäß Abschnitt 4.2.2.2 Risse im Beton erzeugt. Die Rissbreite betrug $w = 0,5$ mm.

Es wurden unterschiedliche Rissverläufe am Bewehrungsstab beobachtet. Bei ca. 40% der Versuche verlief der Riss außerhalb des Bewehrungsstabes. Die Ergebnisse wurden bei der Auswertung nicht verwendet. Bei den restlichen Versuchen, wie in Bild 4.108 gezeigt, tangierte der Riss den Bewehrungsstab.



Bild 4.108 Typische Rissverläufe bei Montage der Bewehrungsstäbe im ungerissenen Beton und Öffnen der Risse auf $w = 0,5 \text{ mm}$ (w_{05}); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (System HE)

Bei der zweiten Prüfmethode wurden die Bewehrungsstäbe mittig in den verbliebenen Haarriss gesetzt. Die Haarrissbreite betrug zwischen $0,02$ und $0,04 \text{ mm}$. Nach Aushärten des Mörtels wurden gemäß Abschnitt 4.2.2.2 die Risse im Beton um die gewünschte Rissbreite $w = 0,5 \text{ mm}$ geöffnet.

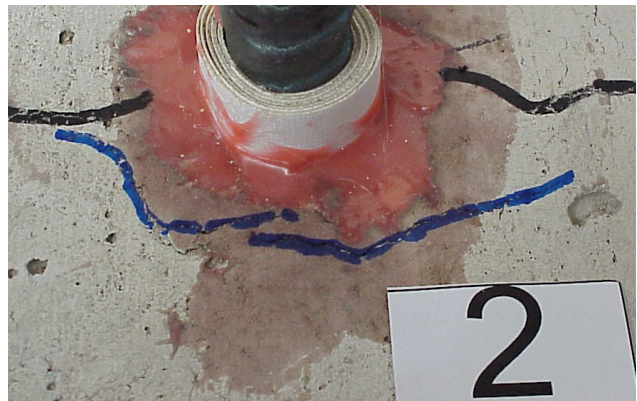
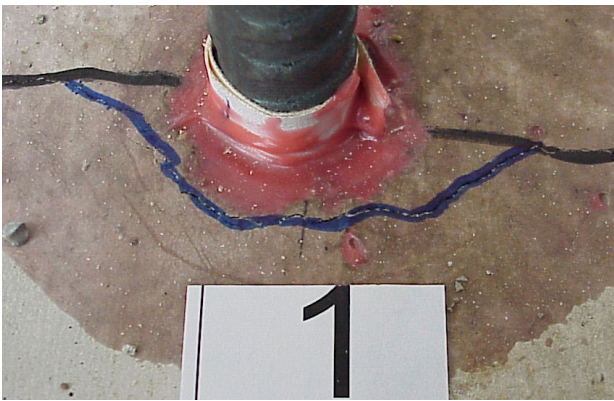
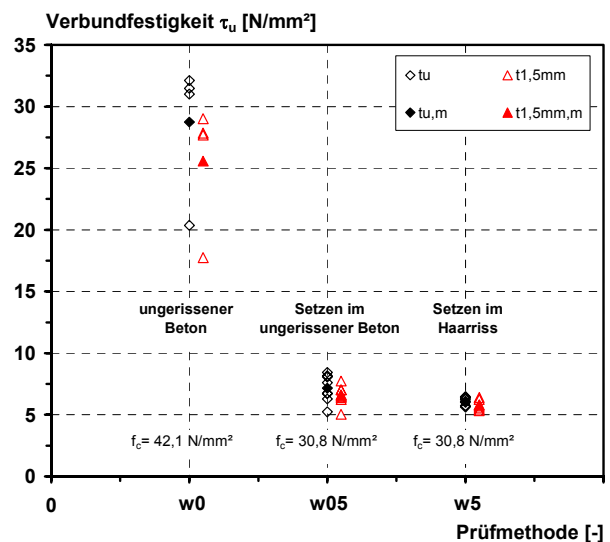
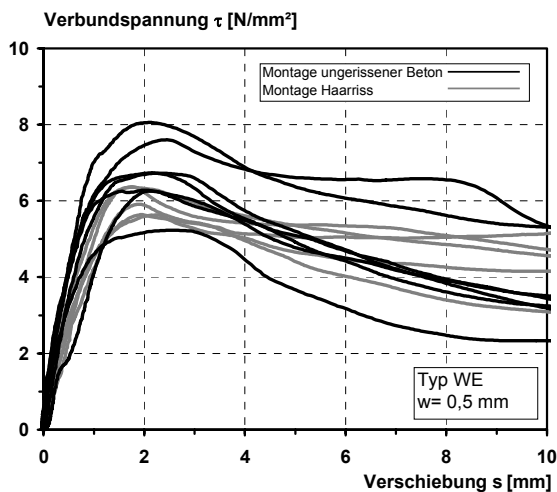


Bild 4.109 Typische Rissverläufe bei Montage der Bewehrungsstäbe im Haarriss und Öffnen der Risse um $w = 0,5 \text{ mm}$ (w_5); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (System HE)

Bild 4.109 zeigt typische Rissverläufe der Versuchsserie nach Öffnen der Risse um die gewünschte Breite. Der obere Rissverlauf kennzeichnet den Haarrissverlauf, der untere den neu entstandenen Riss beim Öffnen um die gewünschte Breite. Aus Bild 4.109 geht hervor, dass sich bei Belastung der Stäbe nicht der Haarriss öffnet, sondern ein neuer Riss entsteht, der den Mörtel tangiert und im angrenzenden Beton verläuft. Ursache dafür ist, dass der Mörtel eine höhere Zugfestigkeit aufweist als der Beton. Untersuchungen von *Bezecny (2001, 2004)* an eingemörtelten Stäben, bei welchen fluoreszierender Mörtel verwendet wurde, haben gezeigt, dass System HE ein sehr gutes Eindringvermögen in den Beton besitzt.

Der Verlauf der Risse im Bereich der Stäbe, die im ungerissenen Beton (Bild 4.108) und im Haarriss (Bild 4.109) gesetzt wurden, ist ähnlich. Dies zeigt, dass der Rissverlauf bei dem verwendeten Epoxid-System unabhängig von der Prüfmethode ist. Bild 4.110a zeigt den Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurven, Bild 4.110b die gemessenen Verbundfestigkeiten beider Versuchsserien. Zum Vergleich sind im rechten Bild die Verbundfestigkeiten von eingemörtelten Stäben im ungerissenen Beton mit eingetragen. Die Betondruckfestigkeit der Versuche im ungerissenen Beton lagen mit $f_c = 42,1 \text{ N/mm}^2$ deutlich über den Festigkeitswerten $f_c = 30,8 \text{ N/mm}^2$ der oben beschriebenen Versuchsserien w_{05} und w_5 .

Der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungskurven im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit der Serien w_{05} und w_5 ist vergleichbar. Die Versuche der Serie w_{05} (Setzen im ungerissenen Beton) zeigen geringfügig größere Streuungen als die Versuche der Serie w_5 (Setzen im Haarriss). Bei den eingemörtelten Stäben wurden in Rissbreiten $w = 0,5 \text{ mm}$ deutlich geringere Verbundfestigkeiten erreicht als bei im ungerissenen Beton eingemörtelten Stäben.



(a)

(b)

Bild 4.110 Einfluss der Prüfmethode auf die (a) Verbundspannungs-Verschiebungskurven und (b) Verbundfestigkeiten bei Montage der Bewehrungsstäbe im ungerissenen Beton (w05) bzw. im Haarriss (w5) und Öffnen der Risse auf l um $w = 0,5$ mm; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (System HE)

Bei den mit System HE durchgeführten Untersuchungen wurde kein Einfluss der Prüfmethode auf das Verbundverhalten der mit Epoxidharz eingemörtelten Stäbe beobachtet. Die Versuchsserien, deren Stäbe im ungerissenen Beton gesetzt und danach der Riss geöffnet wurde, konnte in 40% der Fälle kein Rissverlauf im Bereich des Bewehrungsstabes erzeugt werden. Das Verbundverhalten dieser Stäbe liegt im Mittel zwischen demjenigen von Stäben, die im ungerissenen oder gerissenen Beton, eingemörtelt sind. Die Wahrscheinlichkeit einer Ausfallquote ist bei der Prüfmethode, bei der die Stäbe im ungerissenen Beton gesetzt werden, viel höher.

5 Numerische Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen wurden mit dem nichtlinearen dreidimensionalen FE-Programm MASA durchgeführt, welches auf dem Microplane-Materialmodell basiert (Ožbolt (1998), Ožbolt/Li/Kožar (2001)). Die FE-Diskretisierung und die Visualisierung der Elementspannungen und -dehnungen erfolgte mit dem Pre- und Postprozessor FEMAP®.

Untersucht wurde das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Einzelstäben unter monotoner und zyklischer Beanspruchung. Hierbei wurde das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Verbundcharakteristik simuliert und untersucht. Im Weiteren wurden numerische Studien mit großer Verankerungslänge, wie sie in der Praxis zur Übertragung der Streckgrenzenlast zu erwarten sind, durchgeführt. Ziel der numerischen Untersuchungen war es, Mechanismen beim Versagen von Verbindungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben eindeutig zu klären und den Geltungsbereich der experimentellen Untersuchungen zu erweitern.

5.2 Grundlagen Berechnungsprogramm MASA

5.2.1 Allgemeines

Das FE-Programm MASA wird zur zwei- und dreidimensionalen linearen und nichtlinearen Berechnung von Konstruktionen aus quasi spröden Materialien, wie z.B. Beton und Stahlbeton, eingesetzt. Das Programm basiert auf dem Microplane-Materialmodell für Beton und einer verschmierten Rissmodellierung. Als Lokalisierungsbegrenzer, die gewährleisten, dass die Ergebnisse nicht wesentlich von der Elementierung abhängen, kommen wahlweise die normale bzw. die verbesserte Rissbandmethode (Stress Relaxation Method) oder die nichtlokale Integralmethode zum Einsatz. Das quasi spröde Material (Beton) wird im Programm durch 4-knotige (Tetraeder) oder 8-knotige (Hexaeder) Elemente diskretisiert. Bei den in dieser Arbeit gezeigten Modellen wurden Tetraeder Elemente verwendet.

Zur Bedienung des Programms sowie für die Vor- und Nachbereitung der FE-Berechnung werden Kontrollfenster verwendet. Die grafische Erstellung der Eingabedateien und die Analyse der Berechnungsergebnisse erfolgt mit dem kommerziellen Pre- und Postprozessor FEMAP®. Der Datenaustausch zwischen FEMAP® und MASA wird sowohl für die Eingabe (Knoten, Elemente, Randbedingungen und Lasten) als auch für die Ausgabe (Elementspannungen und -dehnungen, Knotenkräfte und -verschiebungen) automatisiert und durch ein so genanntes "Interface-Programm" durchgeführt.

5.2.2 Konstitutives Gesetz - Microplane-Modell

Gerade in den letzten Jahren wurden verschiedene konstitutive Gesetze zur Beschreibung des Verformungs-, Schädigungs- und Rissbildungsverhaltens von quasi spröden Materialien (wie z.B. Beton) entwickelt. Neben den Modellen auf Mikroebene werden insbesondere auch Modelle, die die Makroebene abbilden, eingesetzt. Diesen Modellen werden verschiedene Theorien zugrunde gelegt, die im Allgemeinen nur den einaxialen Spannungs-Dehnungs-Zustand berücksichtigen.

Für die realitätsnahe Abbildung dreidimensionaler Spannungs-Dehnungs-Zustände stehen auch neuere Theorien, wie z.B. die "Microplane"-Theorie bereit. Im Microplane-Modell werden die komplexen Materialeigenschaften auf verschiedene Mikroebenen mit unterschiedlicher Ausrichtung verteilt (Bild 5.1a) (Ožbolt/Li/Kožar (2001)). Auf diesen Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor. Daher müssen keine Anforderungen im Hinblick auf die Tensorinvarianz beachtet werden, da die Mikroebenen bis zu einem gewissen Grad direkt das Verhalten auf verschiedenen schwachen Ebenen im Material simulieren (Berührungsflächen zwischen Teilchen, Grenzflächen, Mikrorissebenen etc.). Die Materialeigenschaften sind vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung gekennzeichnet (Bild

5.1b). Von den Dehnungskomponenten auf der Mikroebene wird angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt (Methode der kinematischen Bindung). Das Modell deckt durch die Integration der Spannungskomponenten über die einzelnen Mikroebenen den kompletten dreidimensionalen Raum ab, wobei es relativ einfach ist, auch Anisotropien zu berücksichtigen und zyklische Belastungen zu erfassen (Ožbolt/Li/Kožar (2001)). Diese Integration erfolgt numerisch auf der Grundlage der Methode der virtuellen Arbeit.

Mit dem Microplane-Modell wird auf einfache Weise versucht, durch das Zusammensetzen einzelner Mikroebenen mit jeweils gültigen einachsigen Spannungs-Dehnungs-Gesetzen ein inhomogenes und sprödes Material auf der Makroebene abzubilden.

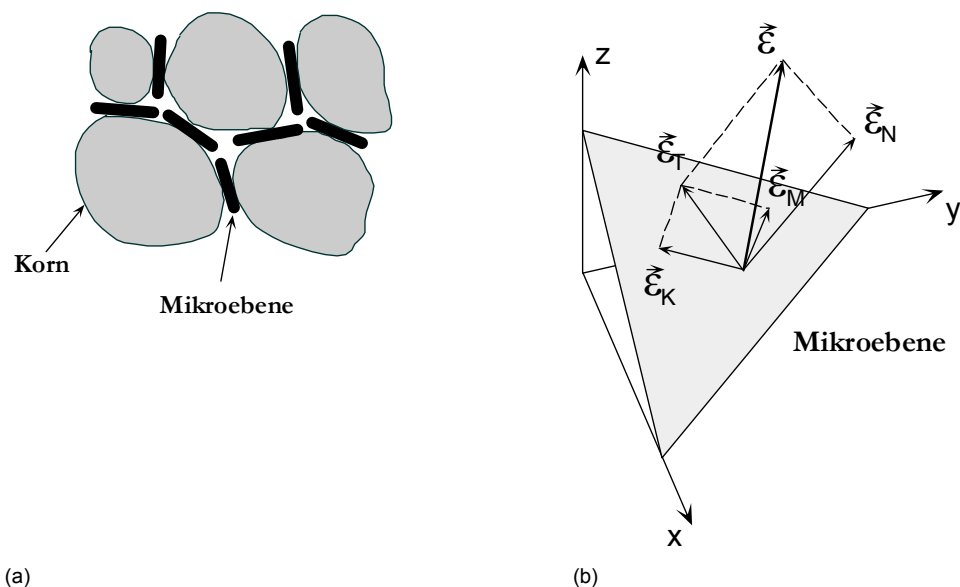


Bild 5.1 Das Konzept des Microplane-Modells: (a) Kontaktflächen (Mikroebenen) im Material und (b) Dehnungskomponenten, nach Ožbolt (1998)

Das vorliegende konstitutive Microplane-Gesetz wurde in den Programmcode MASA implementiert und in der Vergangenheit unter verschiedenen Lastkombinationen getestet und verifiziert. Bisherige Untersuchungen haben gezeigt, dass das aktuelle Programm in der Lage ist, das Materialverhalten von Beton für dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Zustände wirklichkeitsgetreu nachzubilden (Ožbolt/Mayer/Vocke/Elgehausen (1999), Ožbolt/Li/Kožar (2001)).

5.3 Diskretes Verbundelement

5.3.1 Allgemeines

Bei den hier gezeigten numerischen Untersuchungen zum Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben wurden diskrete Verbundelemente verwendet. Dadurch besteht die Möglichkeit, mit relativ geringem Modellierungs- und Rechenaufwand das Verhalten von komplexen Stahlbetonbauteilen unter zyklischer Beanspruchung realitätsnah zu simulieren. Bei der detaillierten Modellierung der tatsächlichen Abbildung der Rippen des Bewehrungsstabes und der Betonkonsolen zwischen den Stabrippen muss zwangsläufig ein sehr feines FE-Netz generiert werden. Dies bedeutet eine aufwändige Modellierung sowie lange Rechenzeiten, insbesondere bei zyklischer Beanspruchung.

Das diskrete Verbundelement wurde in das Finite-Elemente-Programm MASA implementiert und berücksichtigt den Einfluss aller wesentlichen Parameter wie z.B. Stahldehnung, Spannungszustand des umgebenden Betons und zyklische Beanspruchung. Das Verbundmodell wurde für die 3D-Finite-Elemente-Simulation von Stahlbewehrung in Beton entwickelt, ermöglicht aber auch den Einsatz für nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe.

Bisherige Untersuchungen haben gezeigt, dass das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit diskreten Verbundelementen hinreichend gut beschrieben werden kann (Ožbolt/Lettow/Kožar (2002a,b)).

Die Diskretisierung des Betons erfolgt auf der Grundlage des Microplane-Modells (siehe Abschnitt 5.2.2). Das Verbundelement verbindet ein eindimensionales Stabelement, das den Bewehrungsstab abbildet, mit dem umgebenden Beton, der durch dreidimensionale Volumenelemente diskretisiert wird. Dabei werden durch das Verbundelementmodell nur Kräfte in Richtung der Bewehrungsstabachse übertragen. Senkrecht dazu erfolgt eine direkte Kraftübertragung (bzw. ist eine starre Verbindung vorhanden), d.h. dass nur Freiheitsgrade in Richtung der Bewehrungsführung vorgesehen sind. Dies ist schematisch in Bild 5.2 dargestellt.

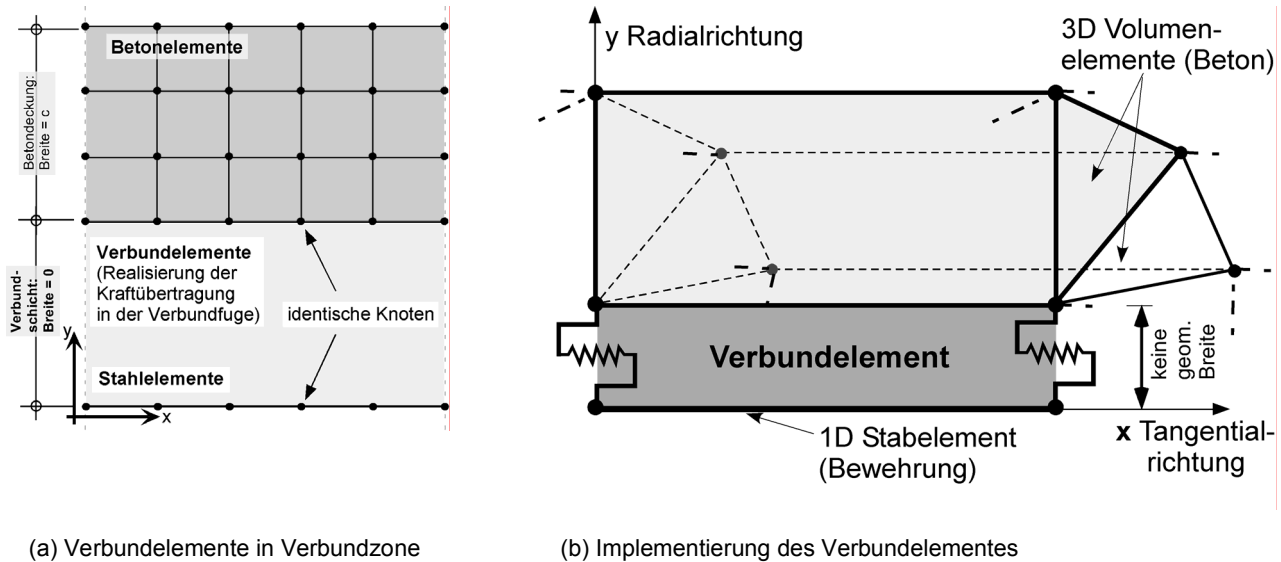


Bild 5.2 Schematische Darstellung des diskreten Verbundelements, nach Lettow *et al.* (2003)

5.3.2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Das verwendete Verbundmodell beruht auf einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, deren Komponenten in Bild 5.3 dargestellt sind. Über die Eingabeparameter der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung werden die Verbundeigenschaften definiert. Die Verbundfestigkeit wird im Modell in zwei Komponenten, die mechanische Komponente (Scherverbund) τ_m und die Reibungskomponente τ_f , aufgeteilt. Weitere Details zur Implementierung des vorgestellten Verbundmodells in MASA können Ožbolt/Lettow/Kožar (2002a) und Krüger (2004) entnommen werden.

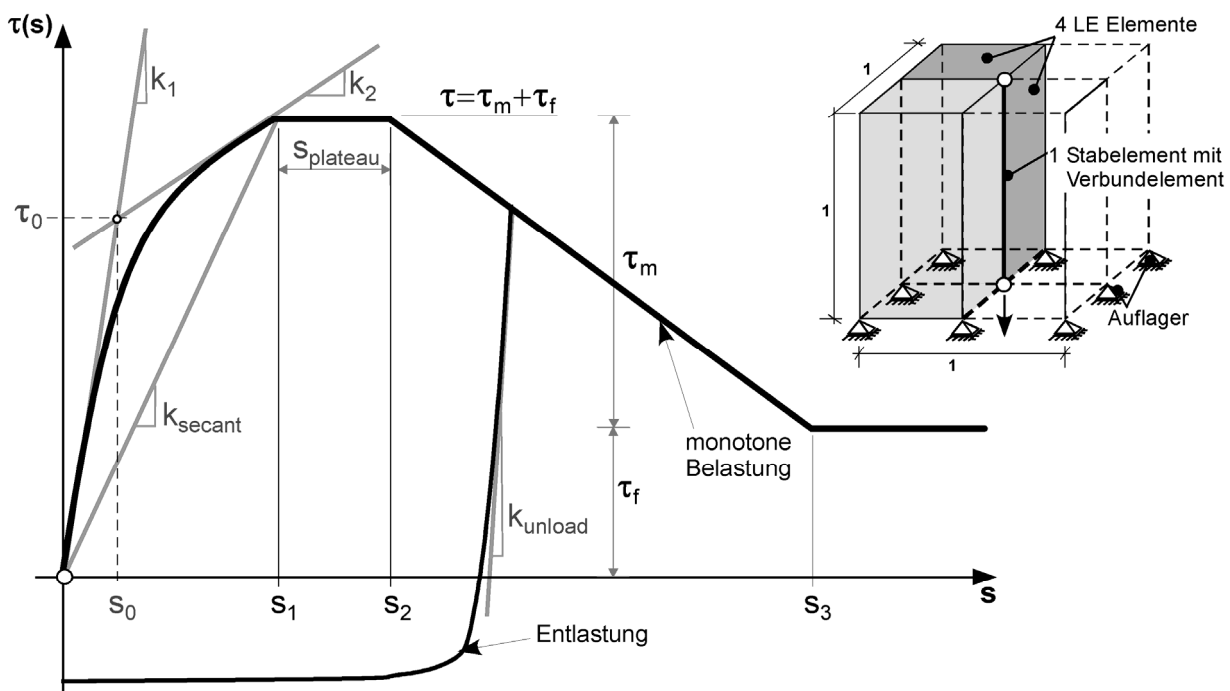


Bild 5.3 Schematische Darstellung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, nach Lettow (2006)

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung basiert auf einer Reihe von Untersuchungen von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*, *Malvar (1992)*, *Lowes/Moehle/Govindjee (2004)* an bewehrten Betonbauteilen. Der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung wird durch eine mathematische Gleichung bzw. Kurve beschrieben, die zwei Geraden über eine Kurve miteinander verbindet.

Die in Bild 5.3 vorgestellte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann grundsätzlich durch die Parameter in Tabelle 5.1 charakterisiert werden.

Tabelle 5.1 Übersicht über die Eingabeparameter zur Verbundcharakteristik in MASA

Eingabeparameter	Modellparameter	
Verbundspannungswert der Reibverbundfestigkeit	τ_f	[N/mm ²]
Verbundspannungswert der Scherverbundfestigkeit	τ_m	[N/mm ²]
Schlupfwert bei Erreichen der Verbundfestigkeit	$s_1 = (\tau_m + \tau_f) / k_{sec}$	[mm]
Schlupfwert nach Überschreiten der Verbundfestigkeit	$s_2 = s_1 + s_{plateau}$	[mm]
Schlupfwert bei Erreichen der Reibverbundfestigkeit	s_3	[mm]
Sekante der Verbundsteifigkeit bei Belastung	k_{secant}	[(N/mm ²)/mm]
Tangente der Verbundsteifigkeit bei Anfangsbelastung	k_1	[(N/mm ²)/mm]
Tangente der Verbundsteifigkeit bei Maximalbelastung	k_2	[(N/mm ²)/mm]
Tangente der Verbundsteifigkeit bei Entlastung	$k_{unload} = k_1$	[(N/mm ²)/mm]
Radius der Kurvenkrümmung bei Anfangsbelastung	R	[-]

Um die lokale Verbundspannung in Abhängigkeit des Spannungs- und Dehnungszustandes des umgebenden Betons sowie der Bewehrung zu berücksichtigen, wurde der Faktor Ω eingeführt, der nach Gleichung (5.1) berechnet wird.

$$\Omega = \Omega_s \cdot \Omega_c \cdot \Omega_{cyc} \quad (5.1)$$

mit:

Ω_s	Einfluss des Stahlfließens auf die Verbundfestigkeit
Ω_c	Einfluss der Querdehnung, –spannung zwischen Beton und Bewehrung auf die Verbundfestigkeit
Ω_{cyc}	Schädigungsparameter bei zyklischer Beanspruchung

Der Faktor Ω berücksichtigt den Einfluss Stahlfließen auf den Verbund Ω_s , den Spannungseinfluss im umgebenden Beton Ω_c und die Abnahme des Verbundes bei wiederholter, zyklischer Belastung Ω_{cyc} . Die Faktoren Ω_s und Ω_c wurden für die Berechnungen mit nachträglich eingemörtelten Stäben zu $\Omega_s = \Omega_c = 1,0$ gesetzt. Nähere Angaben zur Definition der Faktoren Ω_s und Ω_c sind *Lettow (2006)*, *Krüger (2004)*, *Ožbolt/Lettow/Kožar (2002a,b)* zu entnehmen.

Der Einfluss der Abnahme der Verbundfestigkeiten mit steigender Anzahl der Lastwechsel wird wie im Modell nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* berücksichtigt:

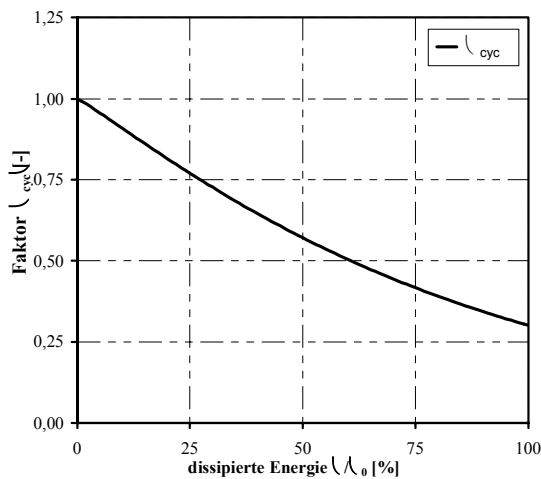
$$\Omega_{cyc} = \exp \left(-1,2 \cdot \left(\frac{E}{E_0} \right)^{1,1} \right) \quad (5.2)$$

mit:

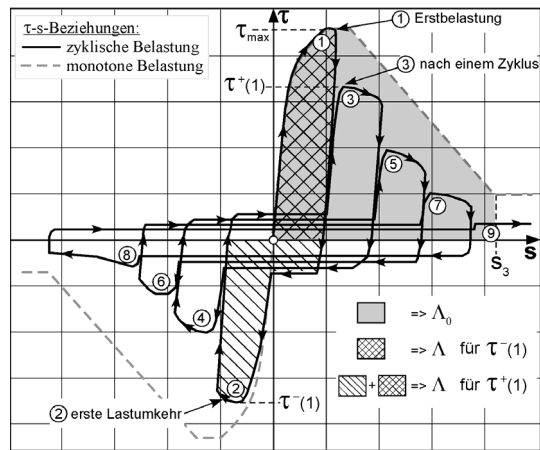
E	Verbrauchte Arbeit bzw. Energie
E_0	Fläche unter der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve bei monotoner Beanspruchung

Gleichung (5.2) basiert auf einer Vielzahl von zyklischen Ausziehversuchen an einbetonierten Bewehrungsstäben. Für gerissenen Beton muss Gleichung (5.2) modifiziert werden.

In Bild 5.4 sind die Funktion für Ω_{cyc} nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* in Abhängigkeit der dissipierten Energie sowie die Funktion für eine idealisierte Verbundspannungs-Relativverschiebungs-Beziehung für zunehmende Be- bzw. Entlastungsvorgänge dargestellt.



(a)

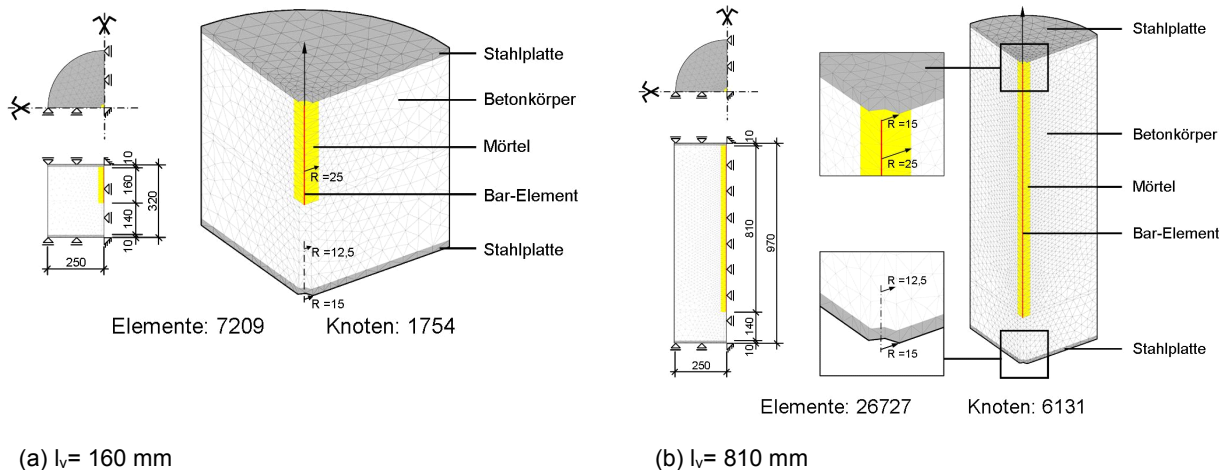


(b)

Bild 5.4 (a) Funktionsverhalten sowie (b) Verbundspannungs-Relativverschiebungs-Beziehung für zunehmende Lastzyklen, nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*

5.3.3 Modellierung

Zur Veranschaulichung der Wirkungsweise der Verbundelemente und zur Kalibrierung der Verbundparameter wurden die Versuchsergebnisse aus Abschnitt 4.4 und 4.5 herangezogen. Es wurden zentrische Ausziehversuche mit großer Betondeckung simuliert. Die Modellausbildung und die Belastung erfolgte entsprechend den durchgeführten Versuchen mit enger Abstützung (siehe Abschnitt 4.3). Zur Optimierung der Rechenzeit wurde bei den Versuchen in der Bauteilfläche ein Viertel der Geometrie modelliert. Bisherige Untersuchungen (siehe *Lettow (2006)*) haben gezeigt, dass zur Erzielung plausibler Ergebnisse die an die Stabelemente angrenzenden Volumenelemente eine mittlere Elementgröße von ca. $1,2 d_s$ in Bild 5.5 als "Mörtel" bezeichnet, aufweisen müssen. Dies gilt sowohl für die Modellierung einbetonierter als auch eingemörtelter Bewehrungsstäbe.



(a) $l_v = 160 \text{ mm}$

(b) $l_v = 810 \text{ mm}$

Bild 5.5 Verwendetes Modell zur Simulation eingemörtelter Bewehrungsstab, monoton und zyklisch; mit (a) kurzer ($l_v = 8 d_s$) und (b) langer ($l_v = 40,5 d_s$) Verankerungslänge; $d_s = 20 \text{ mm}$, $d_0 = 25 \text{ mm}$

Untersucht wurden Verankerungen mit Verankerungslängen von $l_v = 5 d_s$ (160 mm) bis $l_v = 40,5 d_s$ (810 mm), was dem Grundmaß der Verankerungslänge nach *EC 2 (2005)* entspricht. In Bild 5.5 sind die FE-Modelle für die größte Verankerungslänge ($l_v = 40,5 d_s$) und die am häufigsten verwendete Verankerungslänge ($l_v = 8 d_s$) dargestellt. Alle Modelle wurden mit Elementen gleicher Größe modelliert. Die in Bild 5.5 gezeigten Modelle wurden für monotone und zyklische Beanspruchungen sowie für ungerissenen und gerissenen Beton verwendet. Im Rahmen dieser Arbeit wurde bei den FE-Rechnungen im gerissenen Beton der Riss nicht mit simuliert. Das Tragverhalten im gerissenen Beton wurde vereinfacht über eine geänderte Verbundspannungs-Verschiebungs-kurve für die monotone Beanspruchung eingegeben. Es ist anzumerken, dass die im Riss verwendete Simulation das Verhalten im Riss nur näherungsweise wiedergibt, da sich die

tatsächliche Spannungseinleitung im gerissenen Beton anders verhält.

5.3.4 Material- und Verbundparameter

5.3.4.1 Beton

Die Betoneigenschaften der numerischen Untersuchungen wurden basierend auf dem Mittelwert der Versuche gewählt.

5.3.4.2 Stahl

Das E-Modul des Stahles wurde mit $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ festgelegt. Es wurde ein linear-elastisches Verhalten angenommen, da Stahlversagen vermieden werden sollte. Die in Tabelle 5.2 aufgeführten Werte, der Umfang $U_r = 15,71 \text{ mm}$ bzw. $A_s = 78,54 \text{ mm}^2$ sowie die Querdehnzahl $\mu_s = 0,33$ wurden konstant gehalten.

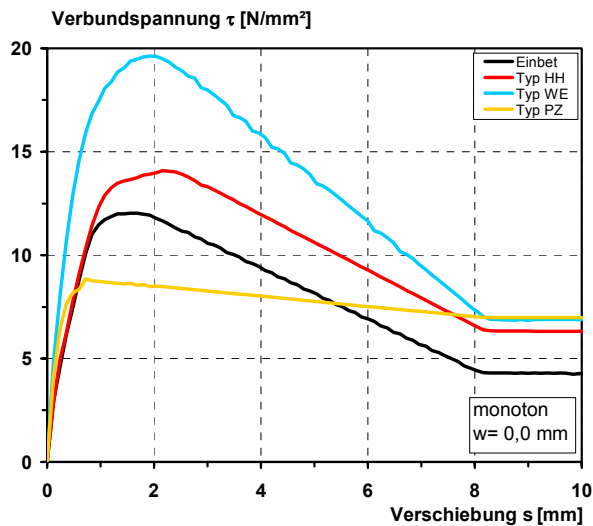
5.3.4.3 Verbundcharakteristik

Die kalibrierten Parameter der nachfolgend beschriebenen FE-Simulationen sind für die einzelnen Mörtelsysteme (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ) in Tabelle 5.2 dargestellt. Für jedes in der FE-Rechnung simulierte System wurde eine spezielle Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gewählt. Die Kalibrierung dieser Beziehungen erfolgte auf Basis der mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der monotonen Versuche mit $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$, $d_0 = 25 \text{ mm}$. Die Werte wurden getrennt nach Versuchen im ungerissenen und gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4 \text{ mm}$ bestimmt.

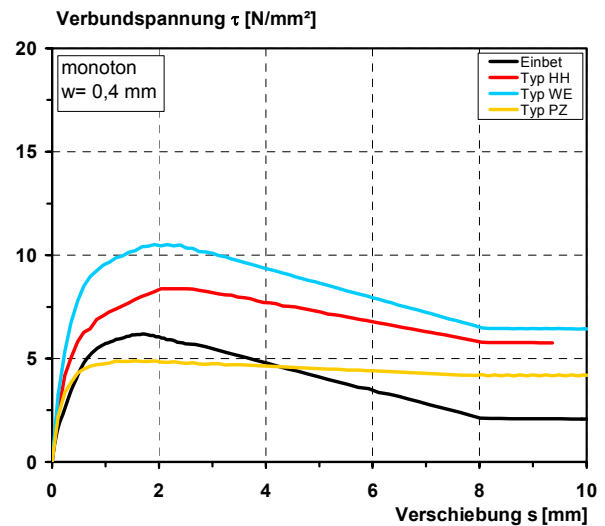
Tabelle 5.2 Übersicht über die Eingabeparameter zur Verbundcharakteristik in MASA für die Simulation von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großer Betondeckung im ungerissenen und gerissenen Beton; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Eingabeparameter		Einbetoniert		Typ HH		Typ WE		Typ PZ	
		w0	w4	w0	w4	w0	w4	w0	w4
τ_{m+f}	[N/mm ²]	12,0	6,33	14,0	8,40	18,8	10,5	8,7	4,84
τ_m	[N/mm ²]	8,0	4,43	8,0	2,70	12,8	4,20	1,80	0,74
τ_f	[N/mm ²]	4,0	1,90	6,0	5,70	6,0	6,30	6,90	4,10
k_{sec}	[N/mm ³]	12,0	4,2	7,7	4,50	15,9	6,56	12,0	4,20
k_1	[N/mm ³]	20,0	10,0	18,0	15,0	50,0	23,0	40,0	14,0
k_2	[N/mm ³]	1,20	0,63	0,77	1,58	2,55	1,31	0,24	0,55
s_1	[mm]	1,0	1,51	1,82	1,87	1,18	1,60	0,73	1,15
s_2^*	[mm]	0,50	0,20	0,20	0,60	0,40	0,60	0,10	0,60
s_3	[mm]	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
k_{unload}	[N/mm ³]	12,0	15,0	15,0	15,0	25,0	15,0	14,0	15,0
R	[-]	12,0	4,0	10,0	3,0	3,50	3,0	5,0	3,10

In Bild 5.6 sind die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der FE-Simulationen der einbetonierten und eingemörtelten Stäbe bei monotoner Belastung im (a) ungerissenen und (b) gerissenen Beton dargestellt.



(a) $w = 0,0 \text{ mm}$



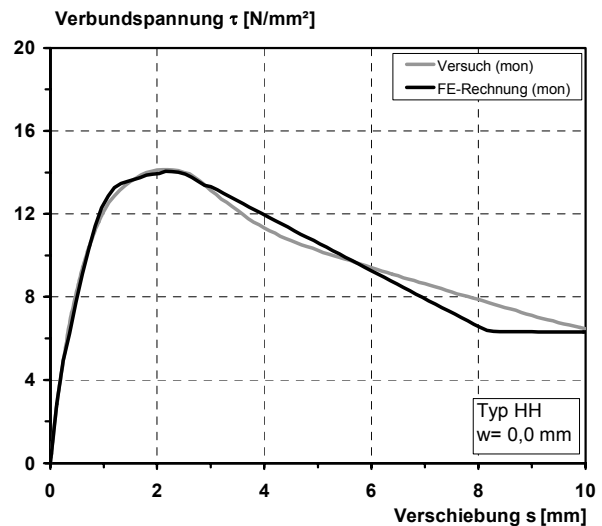
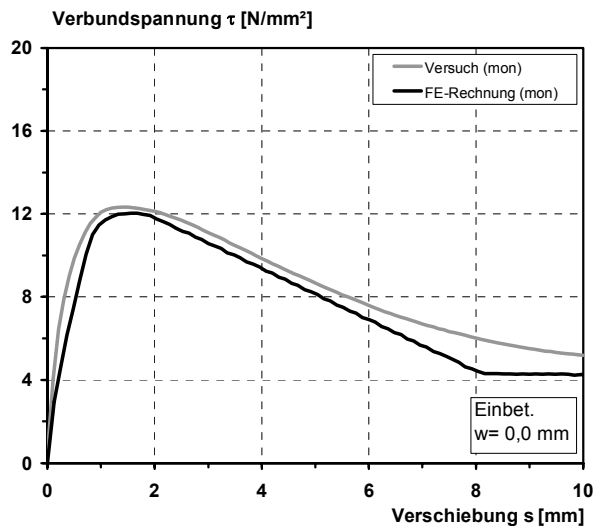
(b) $w = 0,4 \text{ mm}$

Bild 5.6 Verbundspannungs-Verschiebungskurven in FE-Simulation bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen und gerissenen Beton; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

5.4 Ergebnisse der FE-Simulation im ungerissenen Beton

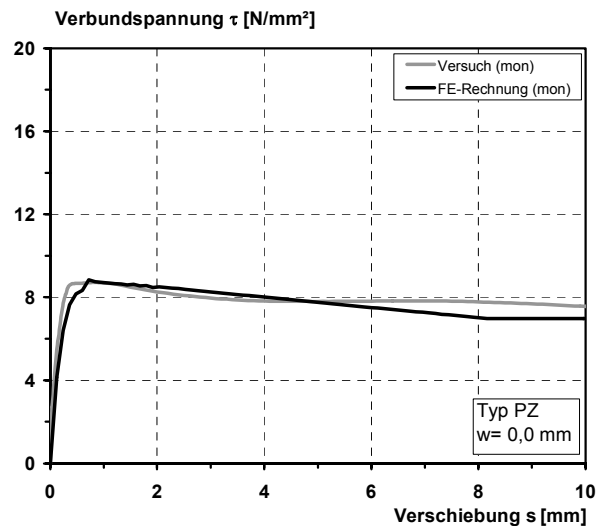
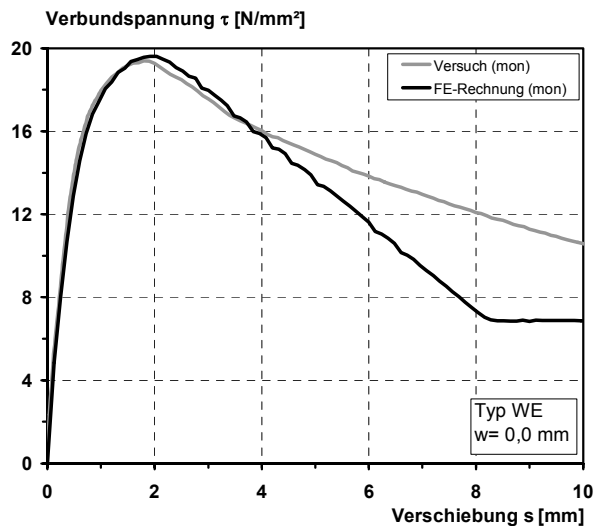
5.4.1 Kalibrierung der Verbundparameter

Bild 5.7 zeigt einen Vergleich der mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven der experimentellen Untersuchungen mit der entsprechenden FE-Simulation. Die Kurven zeigen eine gute Übereinstimmung des Verbundspannungs-Verschiebungsverhaltens und der erreichten Verbundfestigkeiten. Unterschiede im Kurvenverlauf sind beim System WE nach Erreichen der Höchstlast zu erkennen. Die Kurven wurden jedoch gezielt für alle Systeme gleich idealisiert und die Eingabeparameter so kalibriert, dass der Reibbeiwert nach Überschreiten des lichten Rippenabstandes bei $s = 8 \text{ mm}$ erreicht wurde.



(a) Einbetoniert

(b) System HH



(c) System WE

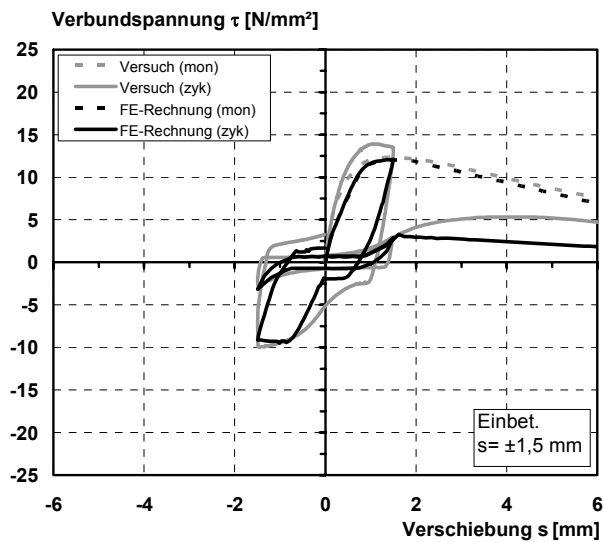
(d) System PZ

Bild 5.7 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Versuch und FE-Simulation bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

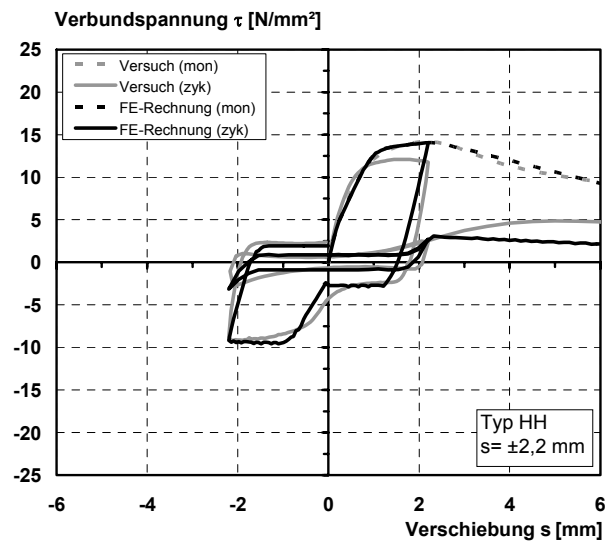
5.4.2 Einfluss Verbundmörtelsystem

In Bild 5.8 sind die Ergebnisse der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der FE-Simulation unter zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ der einbetonierten und eingemörtelten Stäbe (Systeme HH, WE, PZ) den experimentellen Ergebnissen gegenübergestellt. Dargestellt sind die Ergebnisse im 1. und 10. Zyklus sowie im Restzugversuch nach zyklischer Belastung.

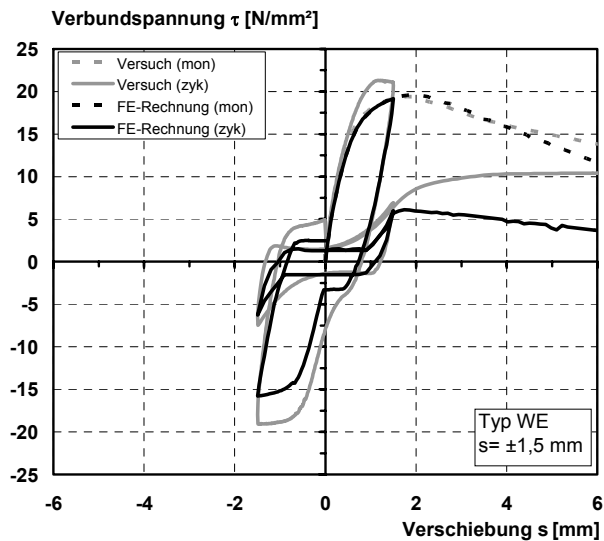
Bild 5.8 zeigt, dass die numerisch ermittelten τ -s-Kurven mit den gemessenen Kurven gut übereinstimmen. Durch die numerischen Berechnungen bei den untersuchten zyklischen Beanspruchungen können sowohl bei den simulierten einbetonierten als auch eingemörtelten Stäben die in den Versuchen gemessenen Verbundspannungs-Relativverschiebungs-Kurven im 1. und 10. Zyklus sehr gut wiedergegeben werden. Dagegen wird der Kurvenverlauf im Restzugversuch durch die numerisch ermittelten Kurven etwas zu gering wiedergegeben.



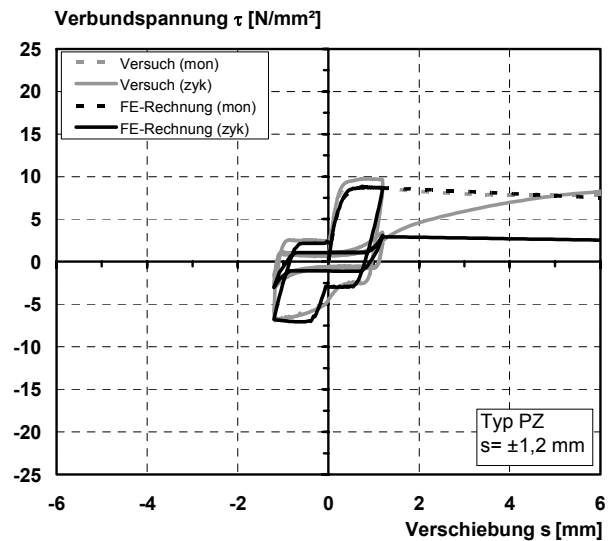
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5$ mm



(b) System HH, $s = \pm 2,2$ mm

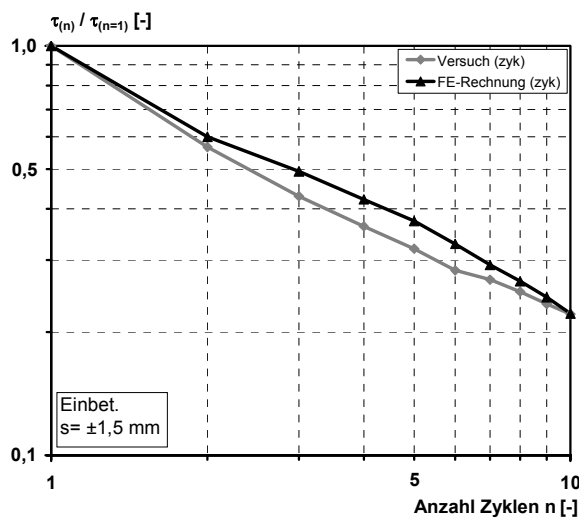


(c) System WE, $s = \pm 1,5$ mm

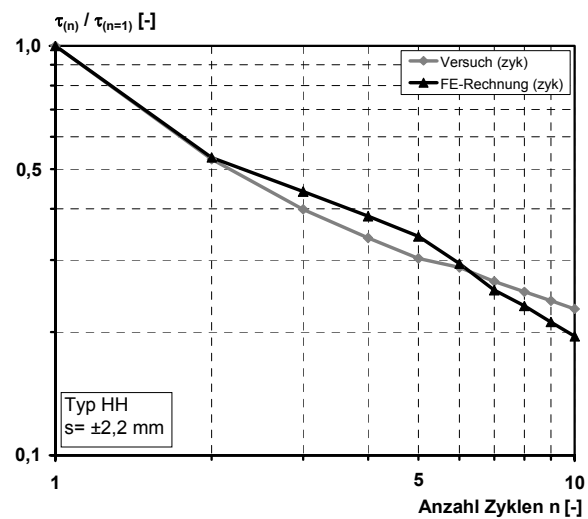


(d) System PZ, $s = \pm 1,2$ mm

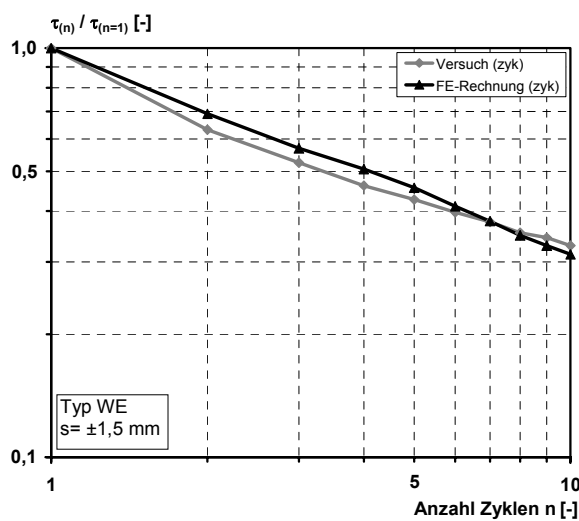
Bild 5.8 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Versuch und FE-Simulation bei monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)



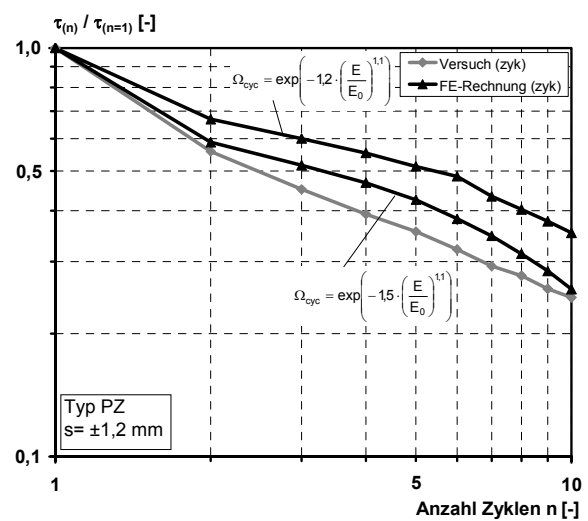
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5$ mm



(b) System HH, $s = \pm 2,2$ mm



(c) System WE, $s = \pm 1,5$ mm



(d) System PZ, $s = \pm 1,2$ mm

Bild 5.9 Vergleich der Verbundspannungsabnahmen in Versuch und FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Bild 5.9 zeigt den Vergleich der Abnahmen der Verbundspannungen in Abhängigkeit der Anzahl der Zyklen der in Bild 5.8 dargestellten Ergebnisse. Bezugswert ist der Verbundspannungswert im ersten Zyklus. Deutlich zu sehen ist die gute Übereinstimmung der FE-Simulation der einbetonierten und eingemörtelten Stäbe mit System WE und HH mit den Auszugsversuchen in der Realität. Bei diesen Systemen wird die Verbundschädigung nach Gleichung (5.2) wirklichkeitsnah vorhergesagt. Dagegen wird beim System PZ das tatsächliche Verbundverhalten numerisch überbewertet. Die Verbundschädigung im ungerissenen Beton nach Gleichung (5.2) muss beim System PZ angepasst werden. Zum Vergleich ist ein geeigneter Vorschlag in Bild 5.9d dargestellt.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass die diskreten Verbundelemente in Kombination mit dem im FE-Programm vorhandenen Betongesetz relativ gut für die Simulation bei zyklischer Belastung geeignet sind. Bei eingemörtelten Stäben, die unter monotoner Belastung ein vergleichbares (Typ HH) bzw. höheres Tragverhalten (Typ WE) aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe, kann mit der im FE-Programm MASA verwendeten Funktion (siehe Gleichung (5.2)) zur Beschreibung der zyklischen Beanspruchung das Tragverhalten brauchbar gut vorhergesagt werden. Dagegen muss beim System PZ, das bei monotoner Belastung ein geringeres Tragverhalten aufweist als einbetonierte Bewehrungsstäbe, die in Gleichung (5.2) aufgestellte Funktion angepasst werden. Dieser Einfluss wurde bei allen mit System PZ durchgeführten Simulationen im ungerissenen Beton berücksichtigt.

5.4.3 Einfluss Verankerungslänge

5.4.3.1 Monotone Beanspruchung

Um den Einfluss der Verankerungslänge auf das Tragverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Stäben zu untersuchen, sind in Bild 5.10 die berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven für die untersuchten Systeme für unterschiedliche Verankerungslängen gezeigt. Dargestellt sind die über die Mantelfläche gemittelten Verbundspannungen des Bewehrungsstabes in Abhängigkeit der Verschiebungen am belasteten Stabende.

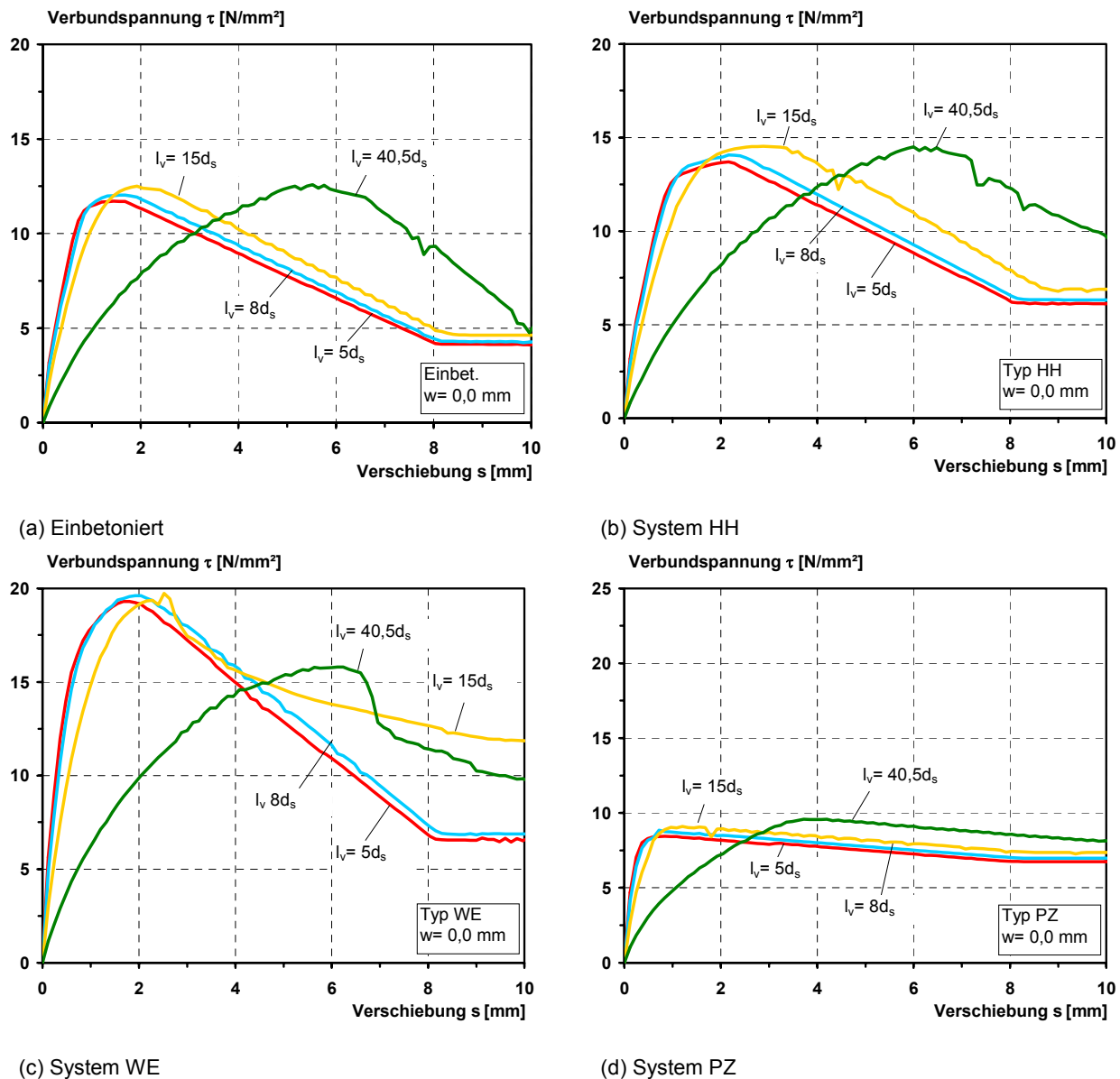


Bild 5.10 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in FE-Simulation bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm, $l_v = 5d_s$, $l_v = 8d_s$, $l_v = 15d_s$, $l_v = 40,5d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

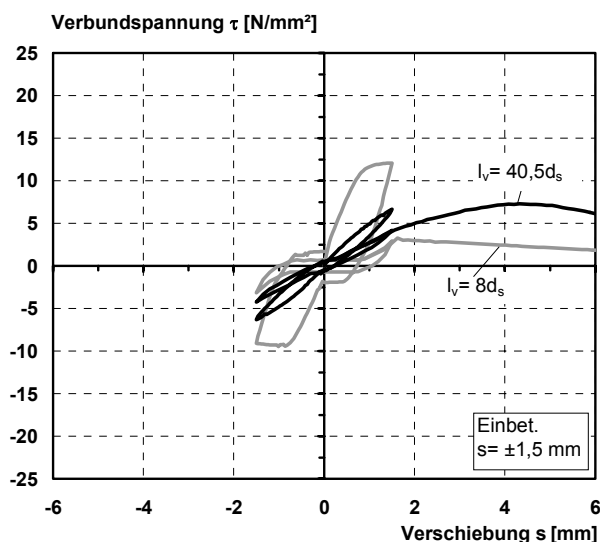
In Bild 5.10 erkennt man deutlich den Einfluss der Verankerungslänge auf die Steifigkeit und Duktilität des Verbundes. Insbesondere Bild 5.10c zeigt, dass sich die Verbundfestigkeit mit zunehmender Verankerungslänge verringert. Dieser Zusammenhang gilt nur für sehr steife Systeme (z.B. beim System WE). Bei einbetonierten und eingemörtelten Stäben des Typs HH und PZ ist die Verbundfestigkeit nahezu unabhängig von der Verankerungslänge. Die Ursache für die Verringerung der Verbundfestigkeit beim System WE ist auf eine verminderte Lastumlagerungsfähigkeit zurückzuführen.

Einen deutlichen Einfluss der Verbundsteifigkeit und -festigkeit zeigen die Verbundspannungsverteilungen der verschiedenen Systeme, die in Bild A 1 im Anhang dargestellt sind. In Bild A 1 sind die

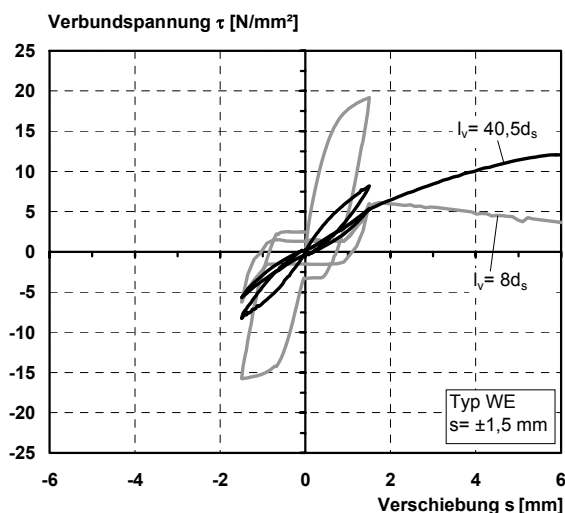
Verbundspannungen bei den in Tabelle A1 (Anhang) angegebenen Verschiebungswerten dargestellt. Die Bilder zeigen, dass die steifen Systeme (Typ WE) im Bereich der Lasteinleitung konzentriert den Verbund aktivieren. Erst nach Erreichen der spezifischen Verbundfestigkeit im Lasteinleitungsbereich werden die tiefer liegenden Verbundregionen aktiviert.

5.4.3.2 Zyklische Beanspruchung

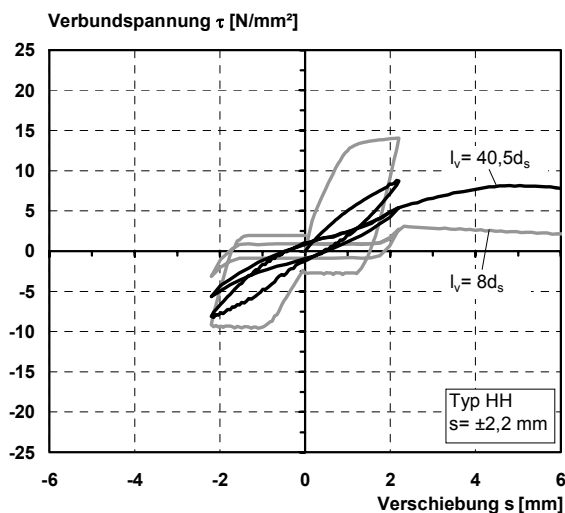
Der Vergleich der berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven mit kurzen und langen Einbindetiefen ist für die einzelnen Systeme in Bild 5.11 aufgeführt. Dargestellt ist der Verlauf der Kurven im 1. und 10. Zyklus sowie im Restzugversuch nach zyklischer Belastung zwischen dem Verschiebungswert $s = \pm s_{Fu}$ nach Tabelle 4.7. Die Verbundspannung wurde gemittelt über die Mantelfläche des Bewehrungsstabes, bezogen auf den Stabdurchmesser und die Verankerungslänge.



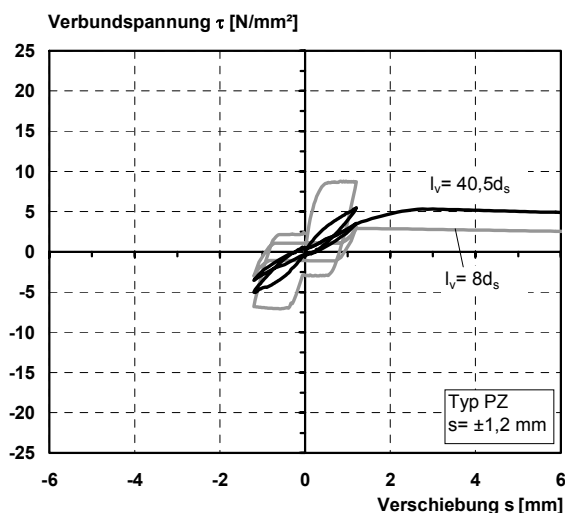
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5$ mm



(c) System WE, $s = \pm 1,5$ mm



(b) System HH, $s = \pm 2,2$ mm



(d) System PZ, $s = \pm 1,2$ mm

Bild 5.11 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven mit $l_v = 8d_s$ und $l_v = 40,5d_s$ in FE-Simulation bei zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm; (Systeme HH, WE, PZ)

Bild 5.11 zeigt einen deutlichen Einfluss der Verankerungslänge auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit im 1. und 10. Zyklus sowie im Restzugversuch nach zyklischer Belastung. Im ersten Zyklus weisen alle simulierten Systeme mit großer Verankerungslänge eine deutlich geringere Verbundsteifigkeit und -festigkeit auf als bei vergleichbaren Simulationen mit kleiner Verankerungslänge. Dagegen weisen alle simulierten Systeme mit $l_v = 40,5d_s$ im 10. Zyklus und im Restzugversuch nach zyklischer Belastung ein deutlich steiferes Verhalten und eine höhere Verbund-

festigkeit auf als bei Simulationen mit kurzer Verankerungslänge.

In Bild 5.12 ist die Abnahme der Verbundspannungen mit zunehmender Lastwechselzahl für die in Bild 5.11 gezeigten simulierten Systeme im doppelt logarithmischen Maßstab gezeigt.

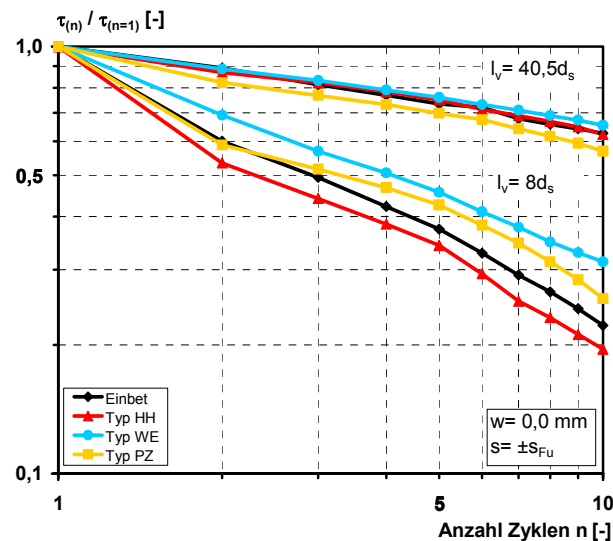


Bild 5.12 Vergleich der Verbundspannungsabnahmen mit $l_v = 8 d_s$ und $l_v = 40,5 d_s$ in FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Die Kurven zeigen, dass die Bewehrungsstäbe mit $l_v = 40,5 d_s$ im Verhältnis eine geringere Verbundschädigung aufweisen als mit $l_v = 8 d_s$. Diese Aussage gilt für alle simulierten Systeme, sowohl für einbetonierte als auch eingemörtelte Bewehrungsstäbe.

Geht man davon aus, dass das diskrete Verbundmodell und die eingegebene Schädigungsfunktion das zyklische Tragverhalten für große Verankerungslängen zutreffend abbildet, so zeigt Bild 5.13, dass unter sonst gleichen Bedingungen mit zunehmender Verankerungslänge nach zyklischer Belastung höhere Verbundfestigkeiten erreicht werden.

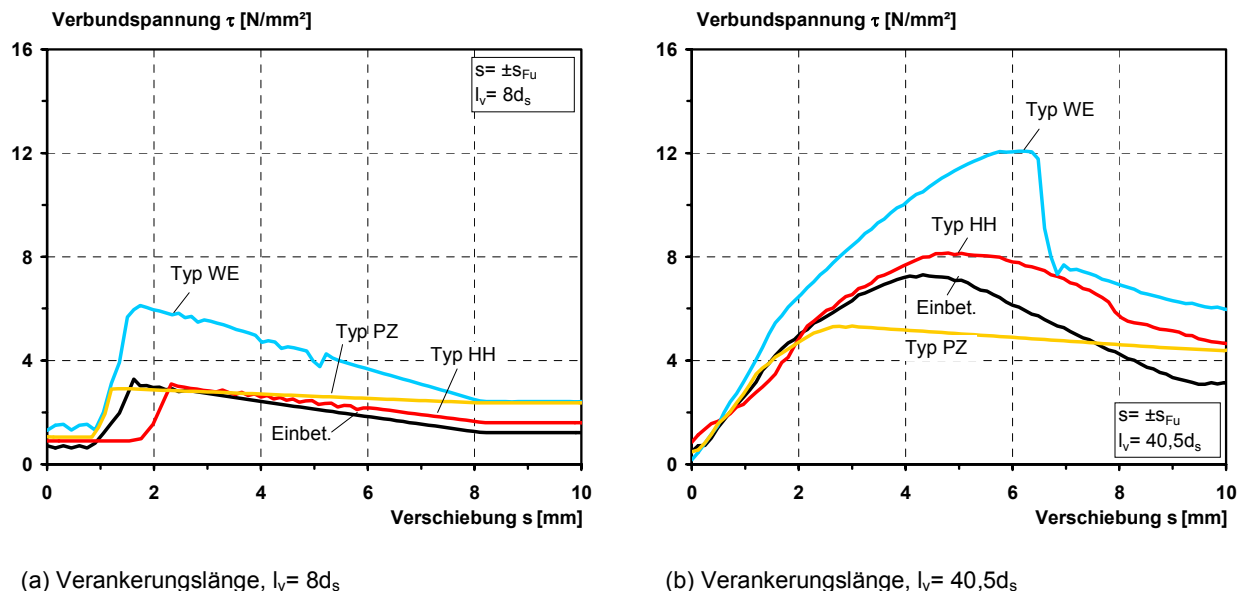


Bild 5.13 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven mit $l_v = 8 d_s$ und $l_v = 40,5 d_s$ in FE-Simulation nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im ungerissenen Beton; $d_s = 20$ mm; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Die Länge des beschädigten Verbundes bei zyklischer Belastung ist abhängig vom gewählten Verschiebungswert. Wird bei Stäben mit unterschiedlich großer Verankerungslänge zwischen dem gleichen Schlupfwert zyklisch belastet, so verbleibt bei Stäben mit größerer Verankerungslänge eine größere Länge "unbeschädigten" Verbundes. Mit zunehmender Verankerungslänge nimmt der

Anteil der verbleibenden unbeschädigten Verbundlänge zu. Dadurch kann bei größerer Verankerungslänge nach zyklischer Belastung eine höhere Tragfähigkeit erreicht werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit Vergrößerung der Verankerungslänge das Tragverhalten während und nach zyklischer Beanspruchung deutlich erhöht werden kann.

Nähere Angaben zum Verlauf der Verbundspannungen unter zyklischer Beanspruchung in Abhängigkeit der Verankerungslänge sind Bild A 2 (Anhang) zu entnehmen. Die dargestellten Schaubilder zeigen den Verlauf der berechneten Verbundspannungen mit großer Verankerungslänge bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im 1., 2., 5., 10. Zyklus und im Restzugversuch.

5.5 Ergebnisse der FE-Simulation im gerissenen Beton

5.5.1 Kalibrierung der Verbundparameter

Bild 5.14 zeigt eine Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupfkurven der Versuche mit den berechneten Kurven der FE-Simulation. Die Parameter zur Beschreibung der Verbundcharakteristik im gerissenen Beton sind in Tabelle 5.2 mit aufgeführt.

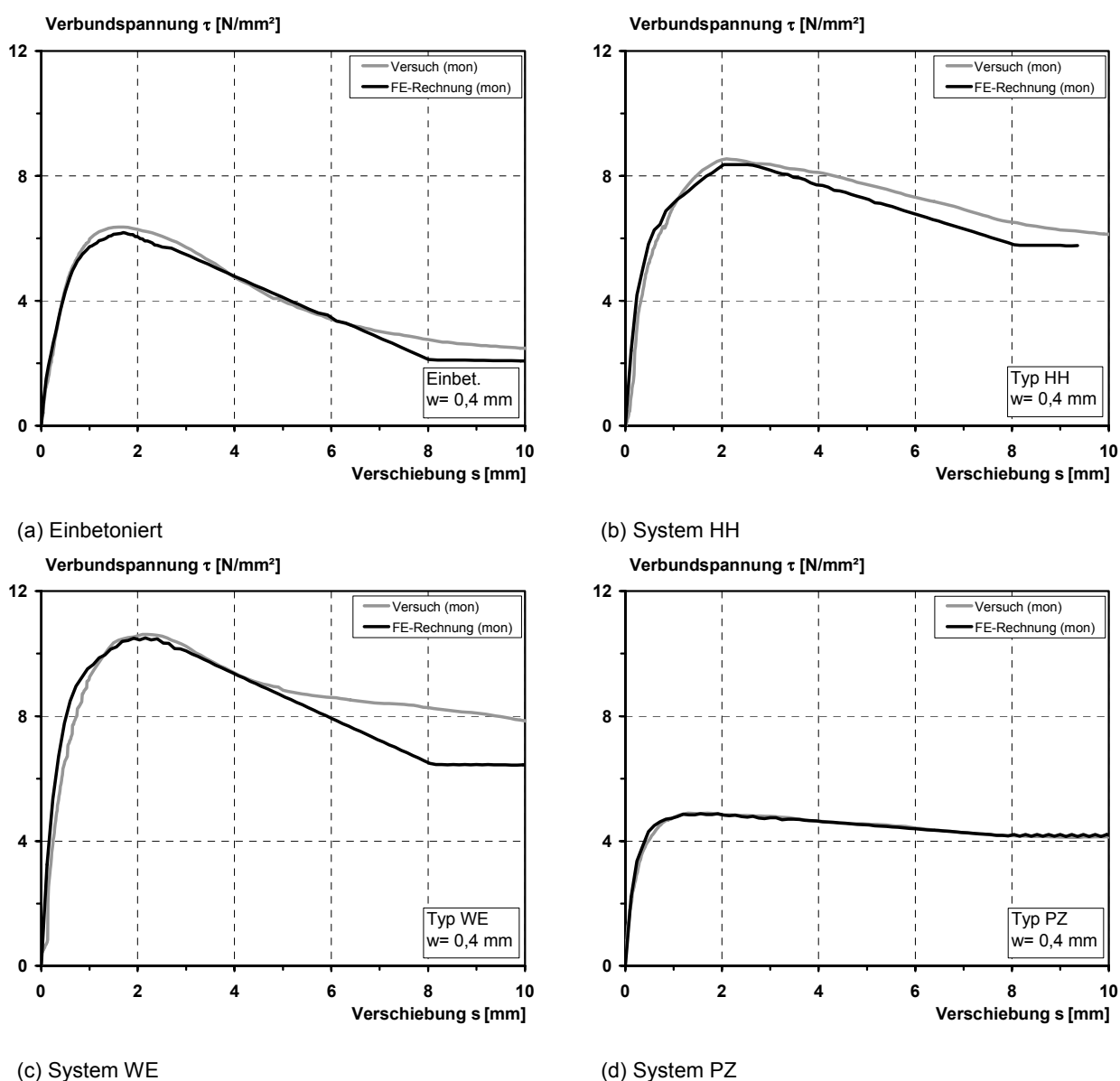


Bild 5.14 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Versuch und FE-Simulation bei monotoner Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Aus Bild 5.14 geht hervor, dass das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten, die Verbund-

steifigkeit und –festigkeit der experimentellen Untersuchungen sehr gut mit dem diskreten Verbundmodell und der in Tabelle 5.2 aufgeführten Verbundcharakteristik beschrieben werden kann.

5.5.2 Einfluss Verbundmörtelsystem

Bild 5.15 zeigt die Ergebnisse der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der untersuchten Systeme in Versuch und FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4$ mm. Dargestellt sind die Ergebnisse im 1. und 10. Zyklus sowie im Restzugversuch nach zyklischer Belastung. Zum Vergleich sind die Ergebnisse in Versuch und FE-Simulation bei monotoner Belastung mit eingezeichnet.

Aus Bild 5.15 geht hervor, dass der Verlauf der numerisch ermittelten τ - s -Kurven im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit und –festigkeit im 1. und 10. Zyklus mit den im Versuch gemessenen Kurven gut übereinstimmt. Nach zyklischer Beanspruchung wird jedoch der Kurvenverlauf durch die numerisch ermittelten Kurven insbesondere bei den eingemörtelten Stäben deutlich zu gering wiedergegeben.

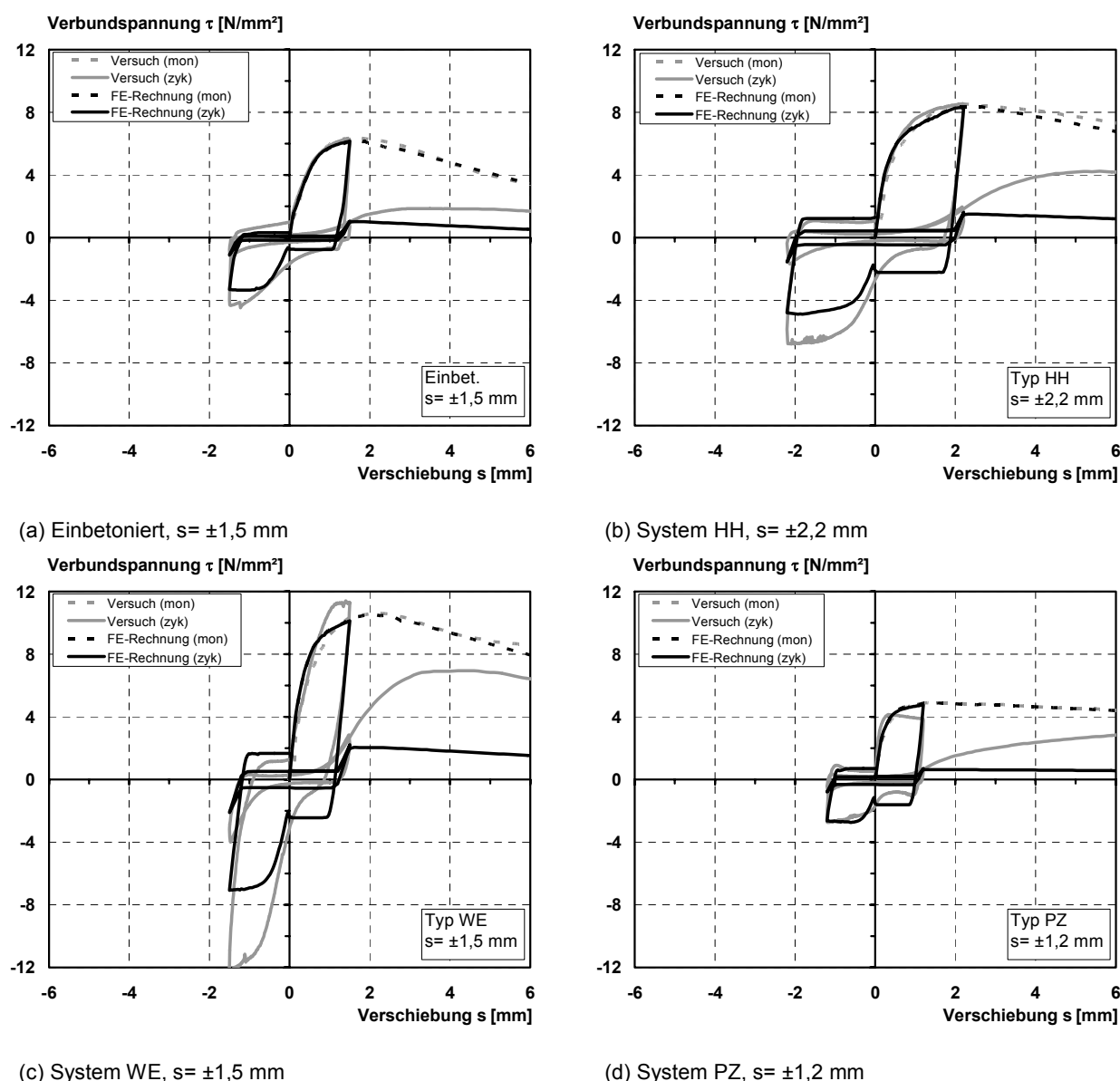


Bild 5.15 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Versuch und FE-Simulation bei monotoner und zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

In Bild 5.16 ist das mittlere Verhältnis $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl bei $s = +s_{Fu}$ für die numerisch und experimentell untersuchten Systeme gezeigt. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zeigen, dass die Funktion für Ω_{cyc} nach Gleichung (5.2) die im Versuch beobachtete Verbundschädigung zum Teil deutlich unterschätzt. Daher sind in Bild 5.16 zusätzlich

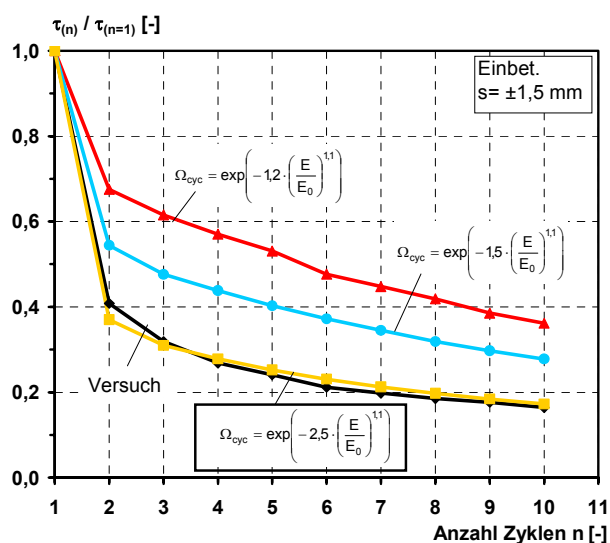
Vorschläge zur Beschreibung der Verbundschädigung im gerissenen Beton mit eingetragen. Der Verlauf der Kurven kann für jedes Mörtelsystem durch eine geänderte Funktion nach Gleichung (5.3) beschrieben werden.

$$\Omega_{\text{cyc}} = \exp \left(-a \cdot \left(\frac{E}{E_0} \right)^{1,1} \right) \quad (5.3)$$

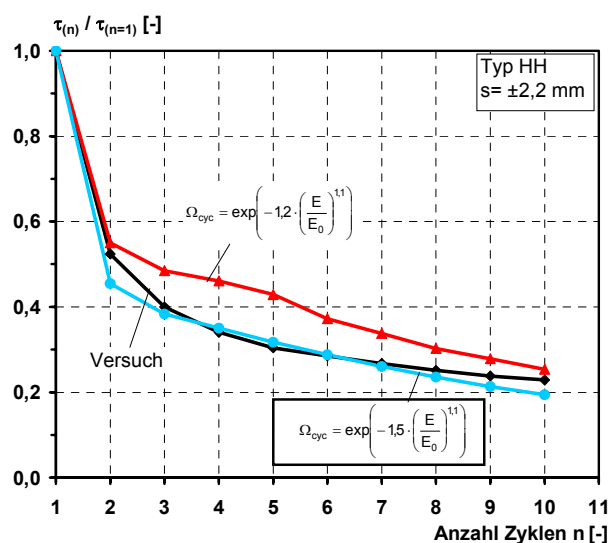
mit:

- a
- = 1,5 (Typ WE, HH), $s = \pm s_{Fu}$, $w = 0,4 \text{ mm}$
 - = 2,5 (Einbetoniert), $s = \pm s_{Fu}$, $w = 0,4 \text{ mm}$
 - = 3,0 (Typ WW), $s = \pm s_{Fu}$, $w = 0,4 \text{ mm}$

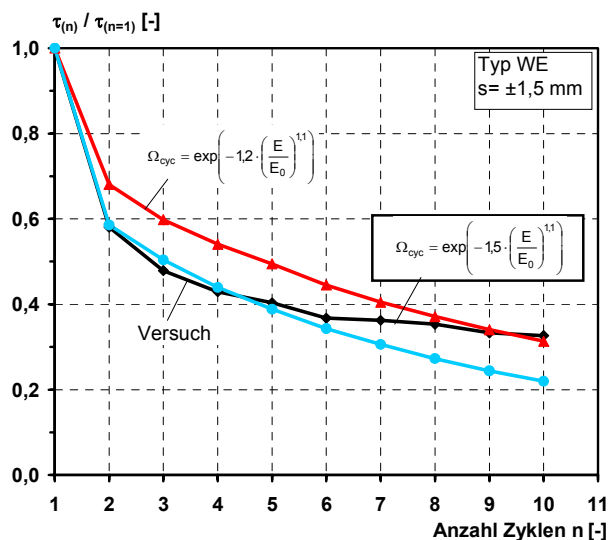
Dabei ist der Beiwert a abhängig vom verwendeten Mörtelsystem. Der Kurvenverlauf der numerisch untersuchten Epoxid- und Hybrid-Systeme wird am besten durch die Funktion nach Gleichung (5.3) mit $a = 1,5$ beschrieben. Der Beiwert $a = 2,5$ beschreibt die simulierten Ergebnisse der einbetonierten Stäbe am besten. Der dritte Beiwert $a = 3,0$ gilt für das simulierte Zement-System PZ.



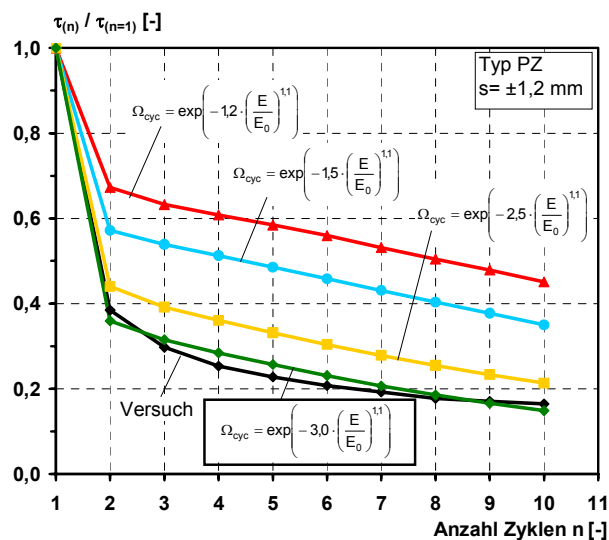
(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$



(b) System HH, $s = \pm 2,2 \text{ mm}$



(c) System WE, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$



(d) System PZ, $s = \pm 1,2 \text{ mm}$

Bild 5.16 Vergleich der Verbundspannungsabnahmen in Versuch und FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Verbundschädigung im gerissenen Beton deutlich höher ist als im ungerissenen Beton (siehe Abschnitt 4.6). Um diesen Einfluss bei den numerischen Untersuchungen ebenfalls zu berücksichtigen, wurden für die einzelnen Systeme Vorschläge zur Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens bei $w = 0,4$ mm gegeben. Eine deutlich verbesserte Abbildung der Berechnungsergebnisse im gerissenen Beton wird bei Verwendung des Schädigungsfaktors nach Gleichung (5.3) erreicht. Die Grundform der Gleichung nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* bleibt erhalten, jedoch werden je nach Mörtelsystem größere Faktoren angesetzt, die eine höhere Verbundschädigung berücksichtigen. Bild 5.16a-d belegt die gute Übereinstimmung von Gleichung (5.3) mit den Berechnungsergebnissen bei zyklischer Beanspruchung zwischen den Verschiebungswerten $s = \pm s_{Fu}$.

Es ist anzumerken, dass bei allen in dieser Arbeit aufgeführten Simulationen im gerissenen Beton die Schädigungsfunktion nach Gleichung (5.3) verwendet wurde. Dies gilt auch für die Ergebnisse im Anhang.

5.5.3 Einfluss Verschiebungswert

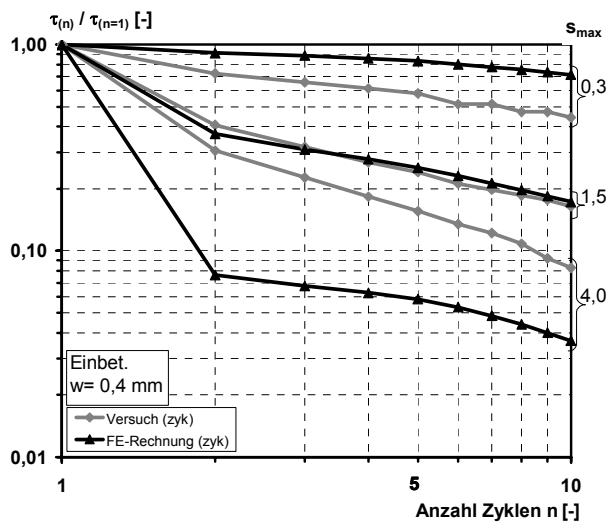
Um die Eignung der in Gleichung (5.3) vorgeschlagenen Schädigungsfunktionen für die einzelnen Systeme zu überprüfen, wurde der Verschiebungswert in den numerischen Simulationen variiert. Dabei wurde gemäß den experimentellen Untersuchungen (vgl. Tabelle 4.7) zyklisch zwischen Schlupfwerten, die ca. 50% der Höchstlast ($s = \pm s_{0,5Fu}$) und dem zweifachen Schlupfwert bei Höchstlast ($s = \pm 2s_{Fu}$ bzw. $s = \pm 4,0$ mm) entsprachen, beansprucht.

Die Berechnungen der Verbundspannungs-Verschiebungskurven im 1. und 10. Zyklus sowie im Restzugversuch nach zyklischer Belastung sind in Bild A 3 und Bild A 4 im Anhang aufgeführt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen mit eingezeichnet.

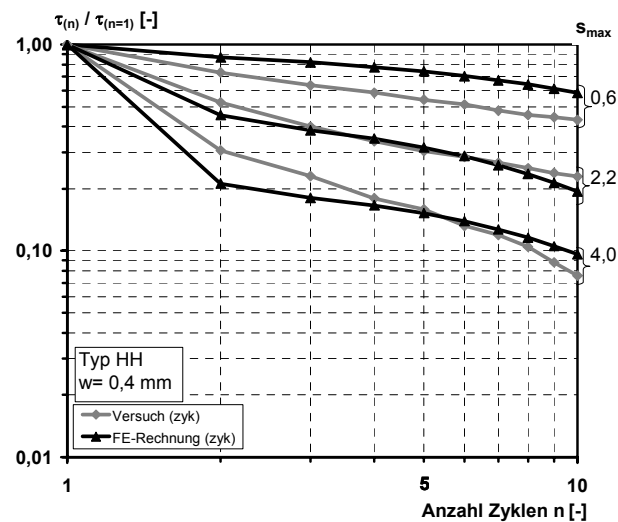
Man erkennt, dass die berechneten und gemessenen Verbundspannungs-Verschiebungskurven im 1. Zyklus bis Erreichen von $s = +s_{Fu}$, unter Berücksichtigung der üblichen Streuungen, mit dem Versuch gut übereinstimmen. Das Tragverhalten nach zyklischer Belastung wird jedoch bei allen Berechnungen im Vergleich zu den experimentellen Untersuchungen etwas unterschätzt.

Die gemessenen und berechneten Verbundspannungsabnahmen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl sind für die einzelnen Systeme in Bild 5.17 gegenübergestellt. Die gewählten Schlupfwerte bei zyklischer Belastung sind ebenfalls mit angegeben. Bei zyklischer Belastung zwischen kleinen Verschiebungswerten wird bei allen simulierten Systemen die Verbundschädigung in der Berechnung unterschätzt, während bei großen Verschiebungen der Verlauf der Verhältnisswerte $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in den Berechnungen deutlich ausgeprägter ist als im Versuch.

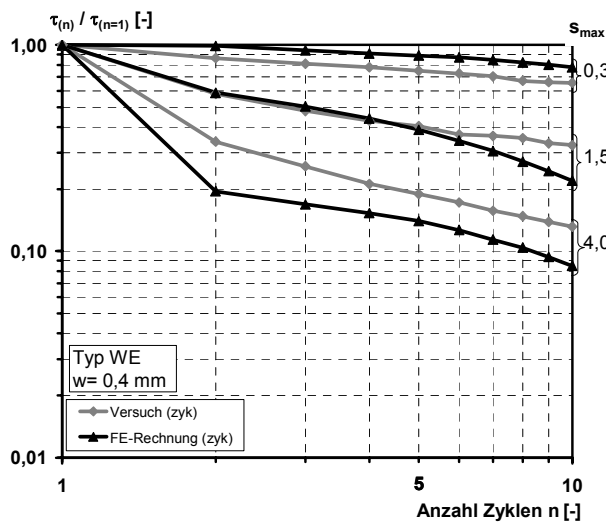
Insgesamt lässt sich feststellen, dass in der Gesamtheit die Verbundspannungsabnahmen bei den eingemörtelten Stäben mit den Systemen HH und WE zutreffend abgebildet werden. Die Vorhersagegenauigkeit der experimentellen mit den numerischen Ergebnissen zeigt bei diesen Systemen eine brauchbar gute Übereinstimmung. Bei den Verbundspannungsabnahmen sind zwar geringe Abweichungen zwischen Versuch und Berechnung zu erkennen, diese werden jedoch auf die bei diesen Systemen im Versuch aufgetretenen Streuungen zurückgeführt. Das heißt, dass bezüglich der Genauigkeit der Versuchsergebnisse nicht vermeidbare Restunsicherheiten im gerissenen Beton verbleiben. Demgegenüber wird der Zusammenhang der Verbundschädigung bei einbetonierten Stäben im Mittel für große Verschiebungen deutlich unterschätzt. Bei eingemörtelten Stäben mit System PZ ist leider keine zutreffende Abbildung der Verbundschädigung gewährleistet.



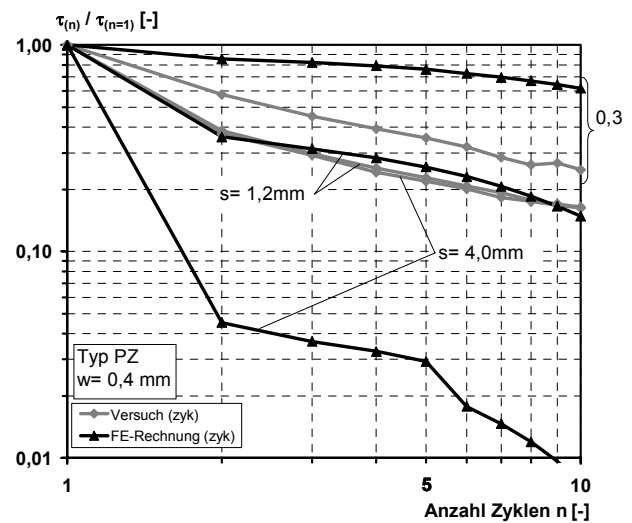
(a) Einbetoniert



(b) System HH



(c) System WE



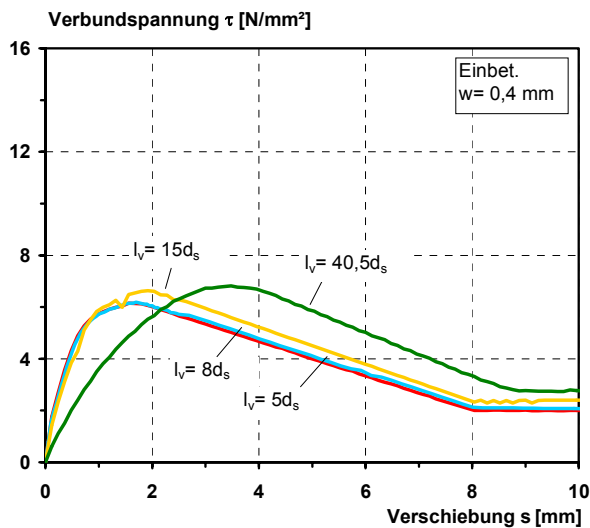
(d) System PZ

Bild 5.17 Vergleich der Verbundspannungsabnahmen in Versuch und FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5F_u}$, $\pm s_{F_u} \sim \pm 2s_{F_u}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

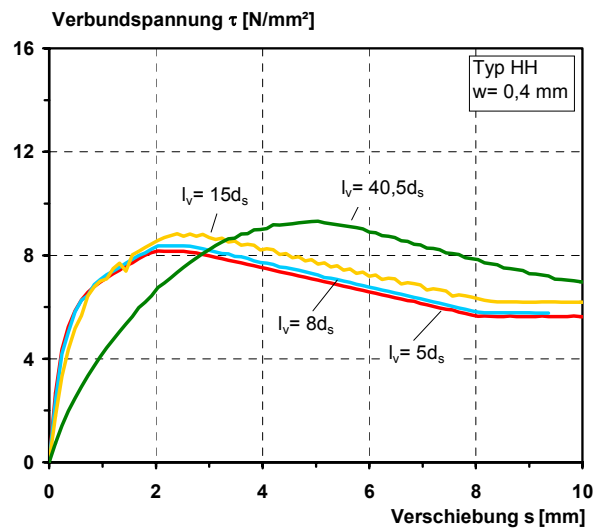
5.5.4 Einfluss Verankerungslänge

5.5.4.1 Monotone Beanspruchung

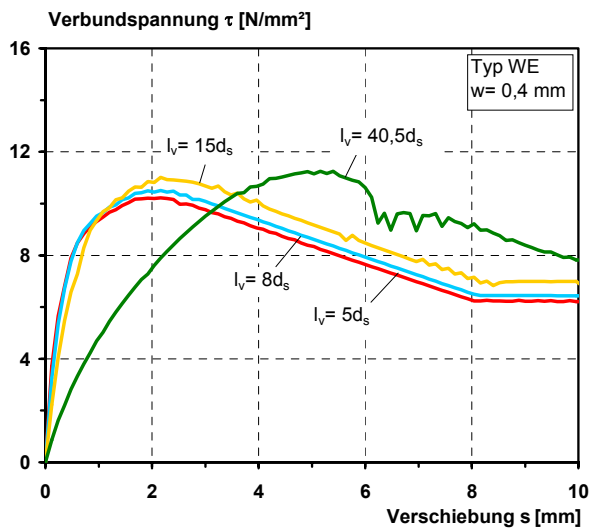
In Bild 5.18 sind die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Simulationen von einbetonierten (a) und eingemörtelten (b-d) Bewehrungsstäben bei $w = 0,4 \text{ mm}$ mit unterschiedlicher Einbindetiefe gezeigt. Die Verbundspannung wurde gemittelt über die Mantelfläche des Bewehrungsstabes angesetzt, bezogen auf den Stabdurchmesser und die Verankerungslänge. Die Verbundspannungen sind in Abhängigkeit der Verschiebung am belasteten Stabende (vgl. Bild 5.5) aufgetragen.



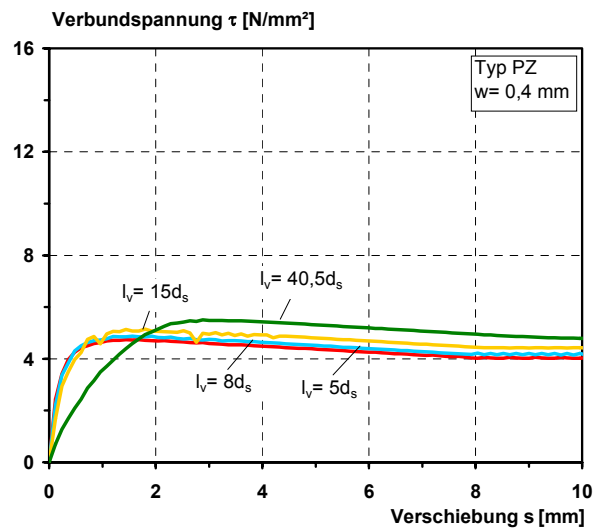
(a) Einbetoniert



(b) System HH



(c) System WE



(d) System PZ

Bild 5.18 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in FE-Simulation bei monotoner Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 5 d_s$, $l_v = 8 d_s$, $l_v = 15 d_s$, $l_v = 40,5 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Bild 5.18 zeigt, dass mit zunehmender Verankerungslänge die Anfangssteifigkeiten abnehmen. Die mittlere Verbundfestigkeit bleibt für die einzelnen Systeme jedoch gleich, d.h. ist quasi unabhängig von der Verankerungslänge. Diese Aussage gilt für alle simulierten einbetonierten und eingemörtelten Stäbe, unabhängig von der Steifigkeit des Systems im ungerissenen Beton. Insbesondere beim System WE, das sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Beton eine höhere Verbundsteifigkeit besitzt als die anderen Systeme, ist nach Bild 5.18c keine Abminderung der Verbundfestigkeit mit zunehmender Verankerungslänge zu erkennen. Dagegen wurde bei den numerischen Studien mit System WE im ungerissenen Beton eine deutliche Abminderung von $\tau_{u,mon}$ beobachtet (vgl. Bild 5.10c). Dies wird auf eine bessere Lastumlagerungsfähigkeit aufgrund des im Riss vorhandenen "weicheren" Verbundes zurückgeführt.

5.5.4.2 Zyklische Beanspruchung

Um den Einfluss der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten zu untersuchen, sind in Bild 5.19 die berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven der simulierten Systeme mit kurzer und langer Einbindetiefe gezeigt. Dargestellt ist der Verlauf der Kurven im gerissenen Beton im 1. und 10. Zyklus sowie im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ gemäß Tabelle 4.7. Zur Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens im gerissenen Beton wurde die

Funktion nach Gleichung (5.3) für die einzelnen Systeme zugrunde gelegt.

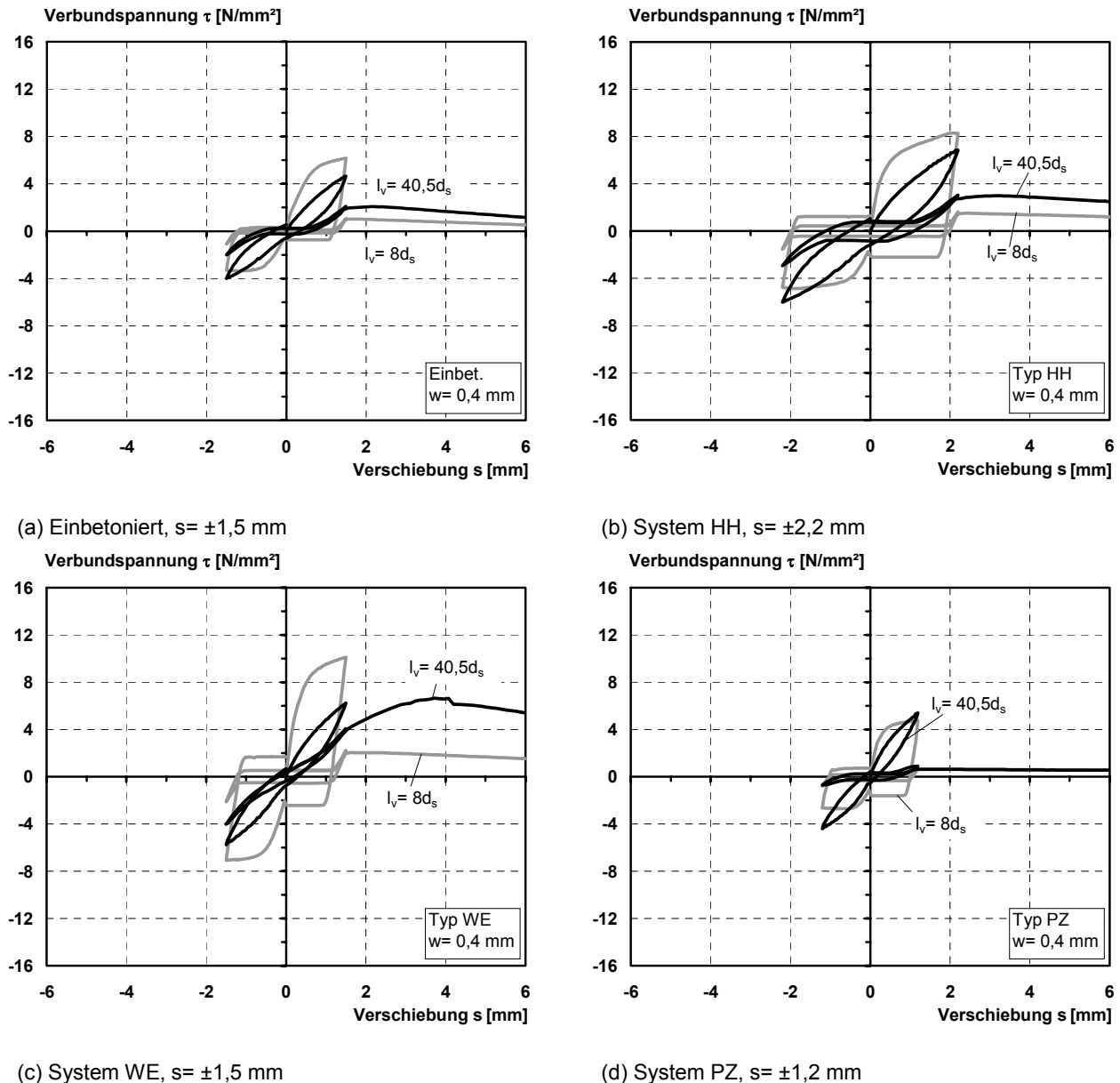


Bild 5.19 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven mit $l_v = 8d_s$ und $l_v = 40,5d_s$ in FE-Simulation bei zyklischer (1., 10. Zyklus, RTF) Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm; (Systeme HH, WE, PZ)

Aus Bild 5.19 geht ein deutlicher Einfluss der Verankerungslänge auf die Verbundsteifigkeit und -festigkeit hervor. Der Verlauf der Kurven der Systeme mit großer Einbindetiefe zeigt im 1. Zyklus eine geringere Anfangssteifigkeit und Verbundspannung bei s_{max} als bei den Berechnungen mit kleiner Verankerungslänge. Nach 10 Zyklen wurde bei allen simulierten Systemen mit großer Verankerungslänge eine deutlich höhere Verbundsteifigkeit und -festigkeit erreicht als bei den Simulationen mit kleiner Verankerungslänge. Dies gilt auch im anschließenden Restzugversuch.

Bild 5.20 zeigt einen Vergleich der Abnahme der berechneten Verbundspannungen $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für kleine ($l_v = 8d_s$) und große ($l_v = 40,5d_s$) Verankerungslängen. Die Verbundspannungen wurden gemittelt über die Mantelfläche des Bewehrungsstabes, bezogen auf den Stabdurchmesser und die Verankerungslänge. Dargestellt sind die Ergebnisse im doppelt logarithmischen Maßstab für alle simulierten Systeme. Die zyklische Belastung erfolgte unabhängig von der Verankerungslänge für die einzelnen Systeme zwischen dem in Tabelle 4.7 gezeigten Verschiebungswert $s = \pm s_{Fu}$.

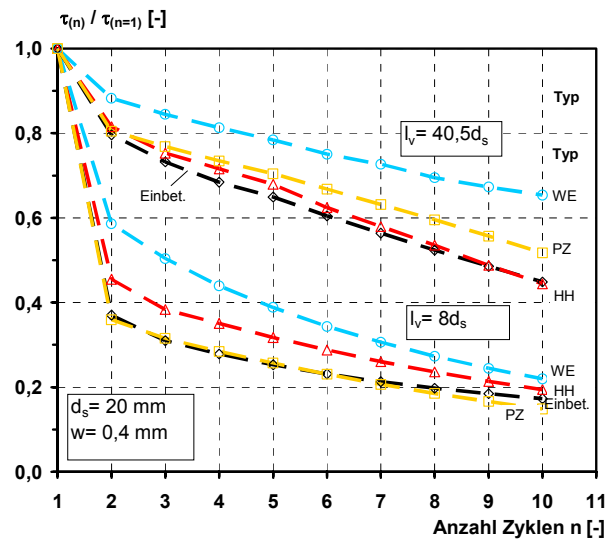
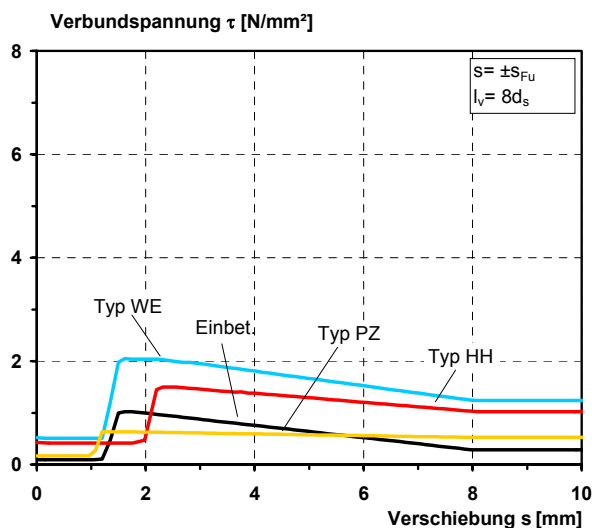


Bild 5.20 Vergleich der Verbundspannungsabnahmen mit $l_v = 8 d_s$ und $l_v = 40,5 d_s$ in FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

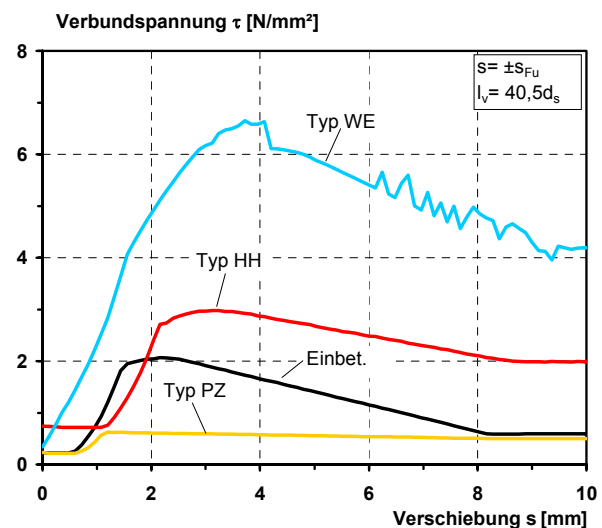
Die berechneten Verbundspannungen bei $s = +s_{Fu}$ nehmen mit zunehmender Lastwechselzahl bei Stäben mit kleinen Verankerungslängen deutlich stärker ab als bei Stäben mit großen Verankerungslängen. Das simulierte Hybrid-System zeigt bei großen Verankerungslängen einen ähnlichen Verlauf der Verhältnisswerte $\tau_{(n)} / \tau_{(n=1)}$ wie einbetonierte Stäbe. Demgegenüber weist das Epoxid-System bei kleinen und großen Verankerungslängen eine deutlich geringere Abnahme der Verbundspannungen auf als einbetonierte Stäbe.

Insgesamt ist festzustellen, dass bei allen simulierten Systemen die Verbundschädigung bei großen Verankerungslängen deutlich geringer ist als bei kurzen Verankerungslängen.

Um zu untersuchen, ob die Resttragfähigkeitskurve nach zyklischer Beanspruchung zwischen dem gleichen Verschiebungswert $s = \pm s_{Fu}$ durch die Verankerungslänge beeinflusst wird, sind in Bild 5.21 die berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven aller durchgeführten Simulationen dargestellt.



(a) Verankerungslänge, $l_v = 8 d_s$



(b) Verankerungslänge, $l_v = 40,5 d_s$

Bild 5.21 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven mit $l_v = 8 d_s$ und $l_v = 40,5 d_s$ in FE-Simulation nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Bild 5.21 zeigt einen deutlichen Einfluss der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten nach zyklischer Beanspruchung. Die simulierten Systeme WE und HH erreichen mit $l_v = 40,5 d_s$ eine

höhere Verbundfestigkeit im Resttragverhalten als mit $l_v = 8d_s$. Dieser Einfluss wurde auch bei den Simulationen der einbetonierten Stäbe beobachtet. Dabei erreichen die simulierten Systeme HH und WE bei kleinen und großen Verankerungslängen deutlich höhere Verbundfestigkeiten als die simulierten einbetonierten Stäbe.

Geht man davon aus, dass das diskrete Verbundmodell und die nach Gleichung (5.3) aufgestellte Schädigungsfunktion das zyklische Tragverhalten im gerissenen Beton für große Verankerungslängen zutreffend abbildet, so können mit größerer Verankerungslänge höhere Verbundfestigkeiten während und nach zyklischer Belastung erreicht werden. Die Ergebnisse im gerissenen Beton bestätigen die in Abschnitt 5.4.3.2 beschriebenen Beobachtungen im ungerissenen Beton.

5.6 Untersuchungen zum Einfluss von Rissen im Beton auf das Tragverhalten

5.6.1 Übersicht der numerischen Untersuchungen im ungerissenen und gerissenen Beton

Wie bereits bei den Versuchen in Abschnitt 4.6 geschehen, soll auch für die numerischen Untersuchungen geklärt werden, ob die Abnahme der Verbundfestigkeit während und nach zyklischer Beanspruchung, unter sonst gleichen Bedingungen, wesentlich durch Risse im Beton beeinflusst wird. Tabelle 4.15 zeigt eine Übersicht über die durchgeführten FE-Simulationen mit großen Verankerungslängen im ungerissenen und gerissenen Beton aus Abschnitt 5.4.3 und 5.5.4, die im Folgenden für die Auswertung herangezogen werden.

Tabelle 5.3 Simulationen, monoton und zyklisch, die im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$ (w_4)) mit großer Betondeckung durchgeführt wurden; (Einbetoniert, Systeme HH, HE, WE, PZ)

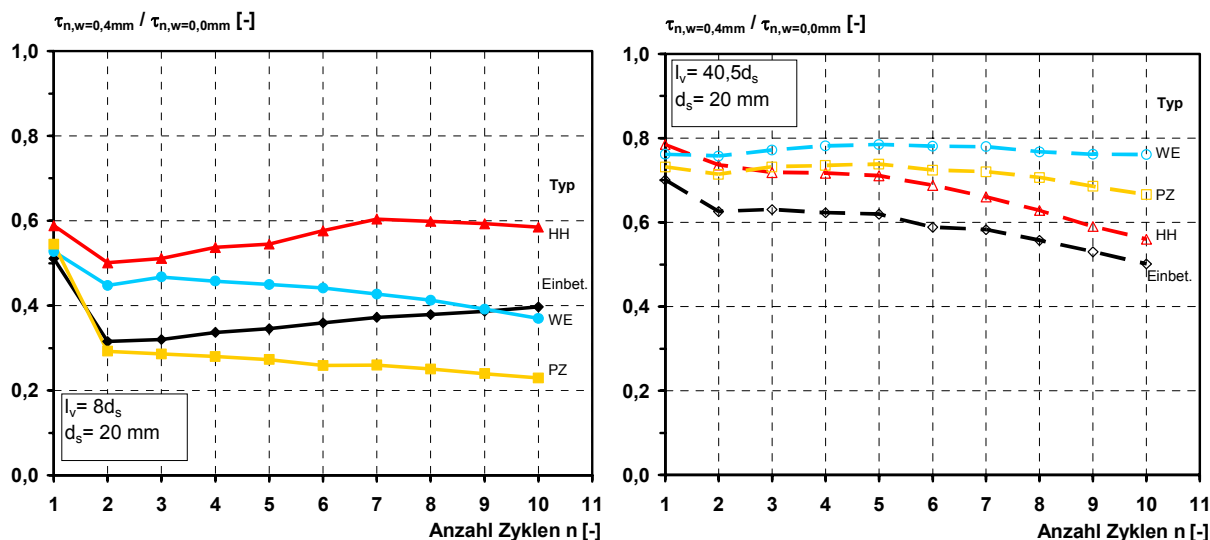
					Einbetoniert	System HH	System HE	System PZ
Ungerissener und gerissener Beton					$w_0 + w_4$	$w_0 + w_4$	$w_0 + w_4$	$w_0 + w_4$
monoton	$d_s = 20 \text{ mm}$		$l_v = 8d_s$		•	•	•	•
			$l_v = 40,5d_s$		•	•	•	•
zyklisch	$n=10$	$d_s=20 \text{ mm}$	$l_v = 8d_s$	$s = +s_{Fu}$	•	•	•	•
				$s = \pm s_{Fu}$	•	•	•	•
				$s = \pm 2s_{Fu}$	•	•	•	•
			$l_v = 40,5d_s$	$s = \pm s_{Fu}$	•	•	•	•

5.6.2 Einflussfaktoren

5.6.2.1 Verankerungslänge

In Bild 5.20 ist das Verhältnis der berechneten Verbundspannungen $\tau_{n,w=0,4\text{mm}} / \tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ für eingemörtelte Bewehrungsstäbe mit System HH, WE und PZ mit (a) kleiner und (b) großer Verankerungslänge in Abhängigkeit der Lastwechselzahl dargestellt. Hierbei ist $\tau_{n,w=0,4\text{mm}}$ der berechnete Verbundspannungswert im n -ten Zyklus bei $s = +s_{Fu}$ im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4 \text{ mm}$ und $\tau_{n,w=0,0\text{mm}}$ der entsprechende Wert im ungerissenen Beton. Zum Vergleich sind die berechneten Verbundspannungen der einbetonierten Stäbe mit eingezeichnet. Im gerissenen Beton wurde,

anders als im ungerissenen Beton, die Verbundschädigung zur Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens nach Gleichung (5.3) verwendet. Die Simulationen im ungerissenen Beton erfolgten gemäß der Funktion nach Gleichung (5.2).



(a) Verankerungslänge, $l_v = 8d_s$

(b) Verankerungslänge, $l_v = 40,5d_s$

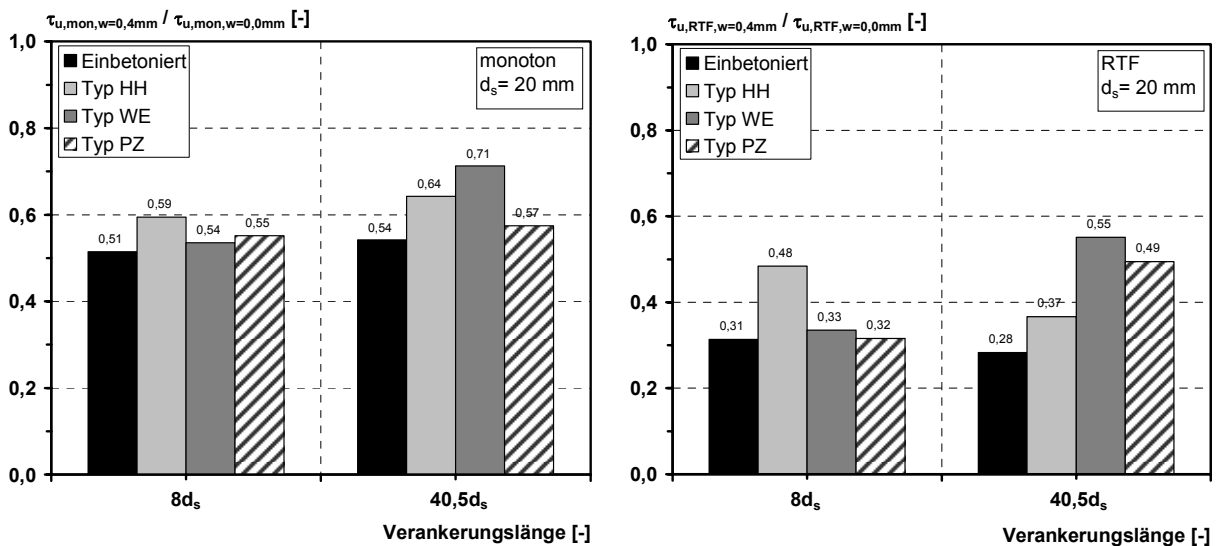
Bild 5.22 Einfluss der Verankerungslänge (a) $l_v = 8d_s$ und (b) $l_v = 40,5d_s$ auf das Verbundspannungsverhältnis $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Geht man davon aus, dass die nach Gleichung (5.2) und (5.3) aufgestellten Schädigungsfunktionen das zyklische Tragverhalten im un-/gerissenen Beton für kleine und große Verankerungslängen zutreffend abbilden, so können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden.

Die simulierten Systeme HH und WE zeigen im gerissenen Beton für kleine und große Verankerungslängen ein deutlich besseres Verbundverhalten als einbetonierte Stäbe. Das Verhältnis $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ nimmt bei kurzer Verankerungslänge nach dem ersten Zyklus in der Regel ab und erreicht danach einen konstanten Wert. Bei großer Verankerungslänge nimmt der Verlauf $\tau_{n,w=0,4mm} / \tau_{n,w=0,0mm}$ mit zunehmender Lastwechselzahl weiter ab. Die Verbundspannungen nach 10 Zyklen betragen bei den Simulationen mit großer Verankerungslänge zwischen 50% und 80% der Werte im ungerissenen Beton. Dagegen werden bei den Simulationen mit $l_v = 8d_s$ im gerissenen Beton ca. 20% und 60% der Werte im ungerissenen Beton erreicht. Der Einfluss der Rissbreite auf das Verbundverhalten ist bei kleinen Verankerungslängen deutlich größer als bei großen Verankerungslängen. Diese Aussage gilt für alle untersuchten Systeme.

In Bild 5.20 ist das berechnete Verhältnis $\tau_{w=0,4mm} / \tau_{w=0,0mm}$ in Abhängigkeit der Verankerungslänge unter monotoner und nach zyklischer Belastung (RTF) für alle simulierten Systeme aufgetragen.

Das berechnete Verhältnis $\tau_{w=0,4mm} / \tau_{w=0,0mm}$ beträgt, unabhängig von der Verankerungslänge, bei monotoner Belastung zwischen 0,5 und 0,7, bei zyklischer Belastung zwischen 0,3 und 0,5. Der Einfluss des Mörtelsystems auf das Verhältnis der Verbundspannungen ist nach zyklischer Belastung ausgeprägter als bei monotoner Belastung.



(a) (b)
Bild 5.23 Einfluss gerissener Beton auf die Verankerungslänge unter (a) monotoner und (b) nach zyklischer (RTF) Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

5.7 Zusammenfassung

In der vorliegenden numerischen Studie wurden nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen unter Verwendung des Mikroplane-Materialmodells für Beton, eines verschmierten Risskonzeptes (Rissbandmethode) sowie eines diskreten Verbundelementes durchgeführt. Anhand von direkten Vergleichen mit Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen wurden die für das diskrete Verbundelement gewählten Grundmodell-Parameter und Ansatz-Funktionen zur Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens kalibriert und validiert. Die numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass das verwendete Verbundmodell in der Lage ist, das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben unter monotoner und während zyklischer Belastung wirklichkeitsnah vorherzusagen. Die Funktion nach Gleichung (5.2) zur Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens im ungerissenen Beton besitzt Gültigkeit für einbetonierte und geeignete eingemörtelte Bewehrungsstäbe. Als geeignet werden Systeme dann bezeichnet, wenn sie unter monotoner Beanspruchung eine vergleichbare oder höhere Verbundsteifigkeit und -festigkeit besitzen wie einbetonierte Rippenstäbe. Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben, die ein geringeres Tragverhalten aufweisen als einbetonierte Rippenstäbe, muss die in Gleichung (5.2) aufgestellte Funktion angepasst werden. Gleichung (5.2) ist nicht anwendbar für Beanspruchungen im gerissenen Beton. Im gerissenen Beton muss die Funktion nach Gleichung (5.2) modifiziert werden. Ein Vorschlag hierfür wird in Gleichung (5.3) gegeben. Der Kurvenverlauf im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung wird durch die numerisch ermittelten Kurven etwas zu gering wiedergegeben.

Im Weiteren haben die numerischen Untersuchungen gezeigt, dass ein Einfluss der Verankerungslänge auf das Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben vorhanden ist. Mit zunehmender Verankerungslänge nehmen die Verbundspannungen im Resttragverhalten nach zyklischer Beanspruchung zu.

6 Analytisches Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von eingemörtelten Bewehrungsstäben

6.1 Allgemeines

Nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* und *Balázs (1991)* nehmen bei zyklischer Belastung die Verbundfestigkeiten mit steigender Anzahl der Belastungswechsel deutlich ab. Dieser Effekt wird bisher durch ein Modell berücksichtigt, bei dem die Abnahme der Verbundspannung eine Funktion der verbrauchten Arbeit in Bezug auf die Gesamtarbeit bei monotoner Belastung (= Fläche unter der τ -s-Kurve) ist. Dieses Modell dürfte prinzipiell auch für eingemörtelte Bewehrungsstäbe gelten, da sie ein vergleichbares Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten aufweisen wie einbetonierte Bewehrungsstäbe.

Daher wird im nachfolgenden Abschnitt das Verbundverhalten unter zyklischer Beanspruchung von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben auf Basis der Untersuchungen nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* analysiert (vgl. Abschnitt 3.4).

Ziel der Untersuchungen ist es, das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben durch Funktionen analytisch zu beschreiben und Unterschiede bzw. Gemeinsamkeiten zum Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben aufzuzeigen.

6.2 Monotone Kurve

Die Werte zur Beschreibung des Kurvenverlaufs unter monotoner Belastung sind basierend auf den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen (vgl. Abschnitt 5.3.4.3) in Tabelle 6.1 zusammengefasst. Die angegebenen Werte gelten für einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe (Systeme HH, WE, PZ) mit $d_s = 20$ mm und $l_v = 8d_s$ in Bauteilfläche. Bei der Kalibrierung der Materialparameter wurde unterschieden in ungerissenen und gerissenen Beton mit $w = 0,4$ mm.

Tabelle 6.1 Übersicht der Verbundspannungs- und Schlupfwerte zur Beschreibung des Kurvenverlaufs bei monotoner Belastung für Versuche mit einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben mit großer Betondeckung im ungerissenen und gerissenen Beton

		Einbetoniert		Typ HH		Typ WE		Typ PZ	
		w0	w4	w0	w4	w0	w4	w0	w4
τ_1	[N/mm ²]	12,0	6,3	14,0	8,4	18,8	10,5	8,7	4,8
τ_3	[N/mm ²]	4,0	1,9	6,0	5,7	6,0	6,3	6,9	4,1
s_1	[mm]	1,0	1,5	1,8	1,9	1,2	1,6	0,7	1,2
s_2	[mm]	1,5	1,7	2,0	2,5	1,6	2,2	0,8	1,8
s_3	[mm]	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
α	[-]	0,10	0,15	0,10	0,35	0,16	0,20	0,02	0,13

Die numerischen Untersuchungen in Abschnitt 5.4.1 und 5.5.1 haben gezeigt, dass der Verlauf der monotonen Kurve von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit der von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* beschriebenen Methode ausreichend gut beschrieben werden kann. Im gerissenen Beton muss der Kurvenverlauf durch andere Werte beschrieben werden als im ungerissenen Beton. Dies bedeutet, dass die Verbundspannungen τ_1 und τ_3 im gerissenen Beton deutlich geringer sind, der α -Wert und die Verschiebungen s_1 und s_2 etwas größer, als im ungerissenen Beton.

6.3 Reduzierte Kurve

6.3.1 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Gleichung (6.1)

Wie in Abschnitt 3.4.3 beschrieben besteht ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Reduktion von τ_3 und τ_1 , der über die in Bild 3.5 angegebene Funktion nach Gleichung (3.1) beschrieben wird. Bezugswert nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* sind die Verbundspannungswerte im 1. Zyklus $\tau_{3(n=1)}$ bzw. $\tau_{1(n=1)}$.

Im Gegensatz dazu werden im Folgenden die Verbundspannungswerte bei monoton steigender Belastung τ_{3mon} bzw. $\tau_{u,mon}$ als Bezugswerte herangezogen. Grund dafür ist, dass keine Versuche mit $n=1$ Lastwechseln durchgeführt wurden. Dabei bedeuten τ_{3mon} die Verbundspannung bei Erreichen des lichten Rippenabstandes s_3 und $\tau_{u,mon}$ die mittlere Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung. Danach definiert sich der Zusammenhang nach Gleichung (6.1) und (6.2) wie folgt:

$$\gamma = 1 - \frac{d}{2 - d} \quad (6.1)$$

mit:

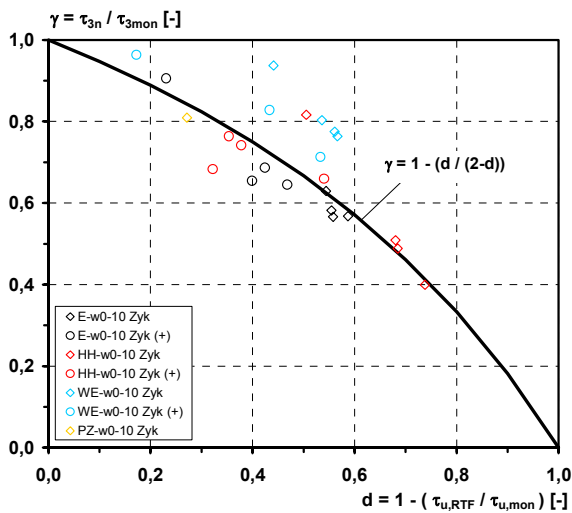
γ	Funktion zur Beschreibung der Abnahme des Reibungswiderstandes nach zyklischer Beanspruchung $= \tau_{3n} / \tau_{3mon}$
d	Schädigungsparameter zur Beschreibung der Verbundfestigkeitsabnahme nach zyklischer Beanspruchung $= 1 - \tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$

(6.2)

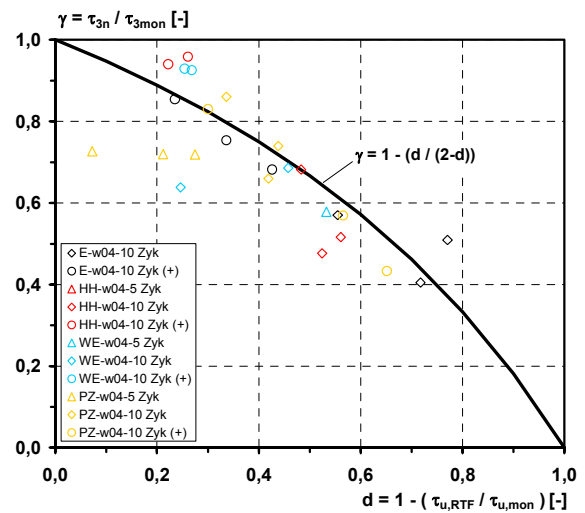
Bild 6.1 zeigt das Verhältnis des Reibungswiderstandes τ_{3n} nach 10 Lastwechseln zwischen vorgegebenen Schlupfwerten zum Wert bei monotoner Belastung in Abhängigkeit des Schädigungsparameters d nach Gl. (6.1). Die in Bild 6.1 dargestellten Diagramme gelten für einbetonierte (E) und eingemörtelte Bewehrungsstäbe (Systeme HH, WE, PZ) für folgende Versuchsparameter:

- Art der zyklischen Belastung $P(s = \pm s_{Fu}; s = +s_{Fu} / 0 \text{ mm} (= "(+)"))$
- Verschiebungswert $P(s = \pm s_{0,5Fu}, \pm s_{Fu} \text{ und } \pm 2s_{Fu})$
- Stabdurchmesser $P(d_s = 12 \text{ mm}, 20 \text{ mm und } 32 \text{ mm})$

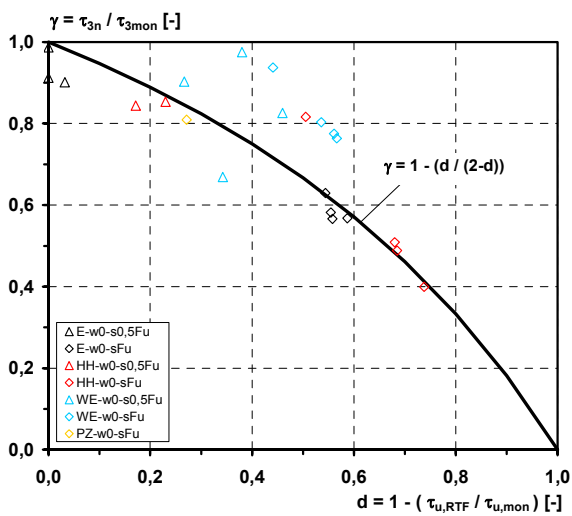
Die Ergebnisse sind getrennt nach Versuchen im ungerissenen ($w = 0,0 \text{ mm}$) und gerissenen ($w = 0,4 \text{ mm}$) Beton dargestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Versuche an einbetonierten Bewehrungsstäben (E) mit eingetragen. In Bild 6.1 ist zusätzlich die Kurve nach Gleichung (6.1) eingezeichnet.



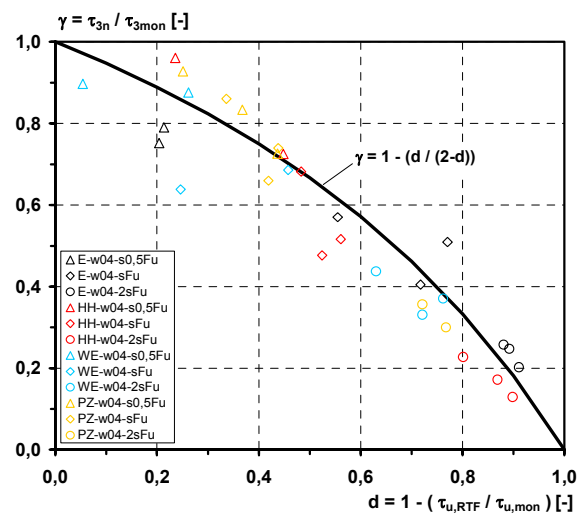
(a1) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,0 \text{ mm}$



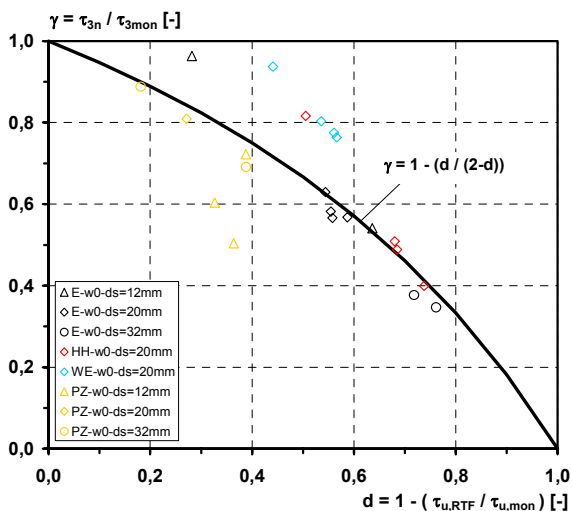
(a2) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,4 \text{ mm}$



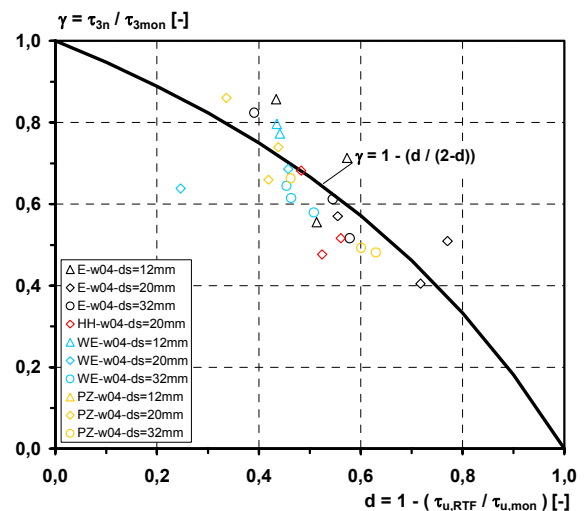
(b1) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,0 \text{ mm}$



(b2) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,4 \text{ mm}$



(c1) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,0 \text{ mm}$



(c2) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,4 \text{ mm}$

Bild 6.1 Verhältnis $\gamma = \tau_{3n} / \tau_{3mon}$ in Abhängigkeit vom Schädigungsparameter d von einbetonierten (E) und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $c = 200 \text{ mm}$, $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Aus den Bildern können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Weist der eingemörtelte Bewehrungsstab bei der Versagensart Herausziehen ein vergleichbares Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten auf wie ein einbetonierter Rippenstab, kann das Verbundverhalten nach zyklischer Beanspruchung sehr gut mit Gleichung (6.1) beschrieben werden. Dies gilt im ungerissenen und gerissenen Beton.
- Die Abnahme des Reibungswiderstandes wird nicht beeinflusst durch die Art der zyklischen Beanspruchung (einseitig oder wechselnd), die Anzahl Lastwechsel ($n=5, 10$) und den bei zyklischer Belastung gewählten Verschiebungswert ($s=\pm s_{0,5F_u}, \pm s_{F_u}, \pm 2s_{F_u}$).

In Bild 6.2a ist jeweils eine direkte Gegenüberstellung der nach Gleichung (6.1) berechneten und experimentell ermittelten Werte für γ aufgetragen (siehe Bild A 5 im Anhang). Man erkennt, dass die Diagrammpunkte im gesamten Lastbereich ein Streuband um die Winkelhalbierende bilden. Dies bedeutet, dass Gleichung (6.1) in der Gesamtheit die Versuchsergebnisse für einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Beton wirklichkeitsnah vorhersagt.

Um die Aussagegenauigkeit von Gleichung (6.1) zu überprüfen, sind in Bild 6.2b zusätzlich die Mittelwerte der Quotienten aus $\gamma_{\text{Versuch}} / \gamma_{\text{Rechnung}}$ in Abhängigkeit des Schädigungsparameters d für alle untersuchten Einflussparameter zusammengestellt (siehe Bild A 6 im Anhang). Aus den Ergebnissen kann entnommen werden, dass die Ergebnisse der Versuche an einbetonierten und eingemörtelten Stäben wenig streuen und im Mittel nahe dem Sollwert $m=1,0$ liegen. Diese Aussage bestätigen auch die in Tabelle A2 gezeigten Variationskoeffizienten und der Mittelwert der Quotienten $\gamma_{\text{Versuch}} / \gamma_{\text{Rechnung}}$.

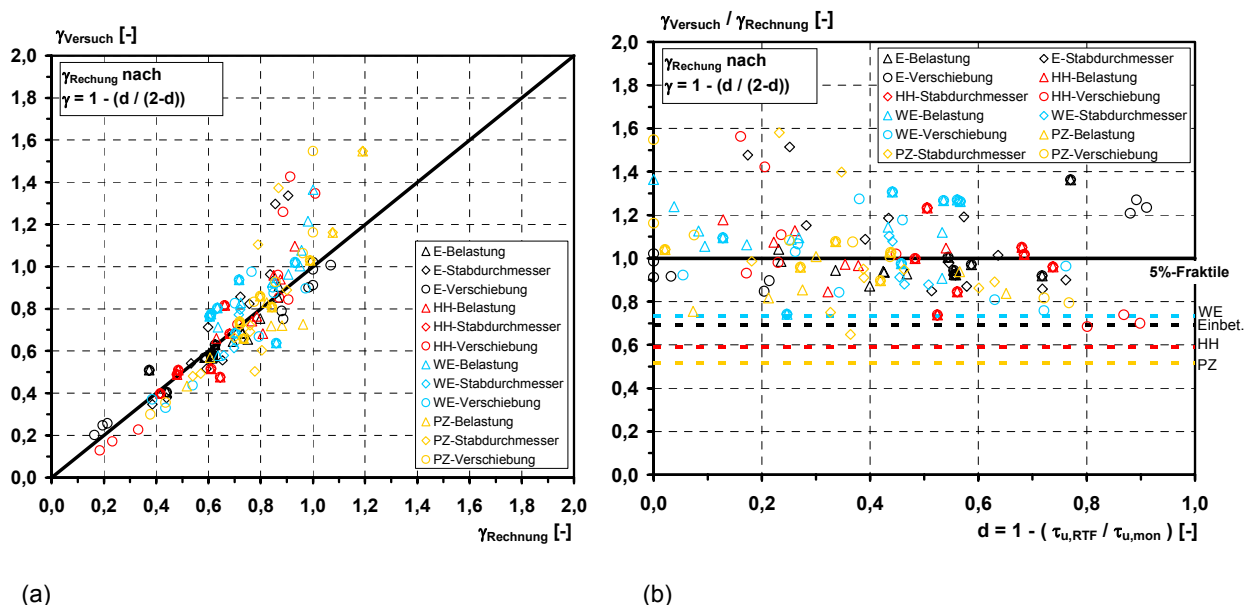


Bild 6.2 Vergleich Versuchsdatenbank mit berechneten Ergebnissen nach Gleichung (6.1) von einbetonierten (E) und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $c = 200 \text{ mm}$, $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen verdeutlichen, dass bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben ein Zusammenhang zwischen der maximalen Verbundspannung τ_u und dem verbleibenden Reibungswiderstand τ_3 besteht, der nach Gleichung (6.1) beschrieben werden kann. Der von *Elgehausen/Popov/Bertero (1983)* aufgestellte Ansatz ist weitestgehend produktunabhängig und gilt im ungerissenen und gerissenen Beton.

6.3.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Gleichung (6.3)

In Anlehnung an Abschnitt 3.4.3 wird der Zusammenhang der Verbundschädigung zur Beschreibung der Versuchsergebnisse im Folgenden nach Gleichung (6.3) und (6.4) definiert:

$$\tau_{u,RTF} = (1-d) \cdot \tau_{u,mon} \quad (6.3)$$

mit:

d Schädigungsparameter bei zyklischer Belastung

$$= 1 - e^{-1,2(E/E_0) \exp 1,1} \quad (6.4)$$

E dissipierte Energie, zyklische Beanspruchung

E₀ dissipierte Energie, monotone Beanspruchung bis Erreichen des Verschiebungswertes s₃

Die numerischen Untersuchungen in Abschnitt 5.4 und 5.5 haben gezeigt, dass die Funktion nach Gleichung (6.4) im gerissenen Beton keine Gültigkeit besitzt und für die untersuchten Mörtel-systeme angepasst werden muss. Bei den numerischen Untersuchungen wurde dieser Einfluss für die einzelnen Systeme durch Verwendung des Schädigungsfaktors nach Gleichung (6.5) erreicht. Die Grundform der Gleichung nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* bleibt erhalten, jedoch werden je nach System größere Faktoren angesetzt, die eine höhere Verbundschädigung berücksichtigen.

$$d = 1 - e^{-a(E/E_0) \exp 1,1} \quad (6.5)$$

mit:

- a Faktor zur Berücksichtigung der Verbundschädigung infolge zyklischer Beanspruchung
- = 1,2 für eingemörtelte und einbetonierte Stäbe, Typ HH, WE, PZ; w= 0,0 mm; VA Herausziehen
 - = 1,5 für eingemörtelte Stäbe des Typs HH, WE; w= 0,4 mm
 - = 2,5 für einbetonierte Stäbe; w= 0,4 mm
 - (= 3,0 für eingemörtelte Stäbe des Typs PZ; w= 0,4 mm)

In Bild 6.3 sind die in der Versuchsdatenbank gesammelten Ergebnisse mit Gleichung (6.3) verglichen. Die Ergebnisse sind getrennt nach Versuchen im ungerissenen und gerissenen Beton (w= 0,4 mm) gezeigt. Dargestellt sind die Mittelwerte der einzelnen Versuchsserien zum Einfluss der Art der zyklischen Belastung, zum Verschiebungswert und zum Stabdurchmesser. Zusätzlich sind in Bild 6.3 die Kurven nach Gleichung (6.4) und (6.5) mit eingezeichnet. Alle Versuchsergebnisse sind in Bild A 7 im Anhang getrennt nach untersuchten Einflussparametern dargestellt.

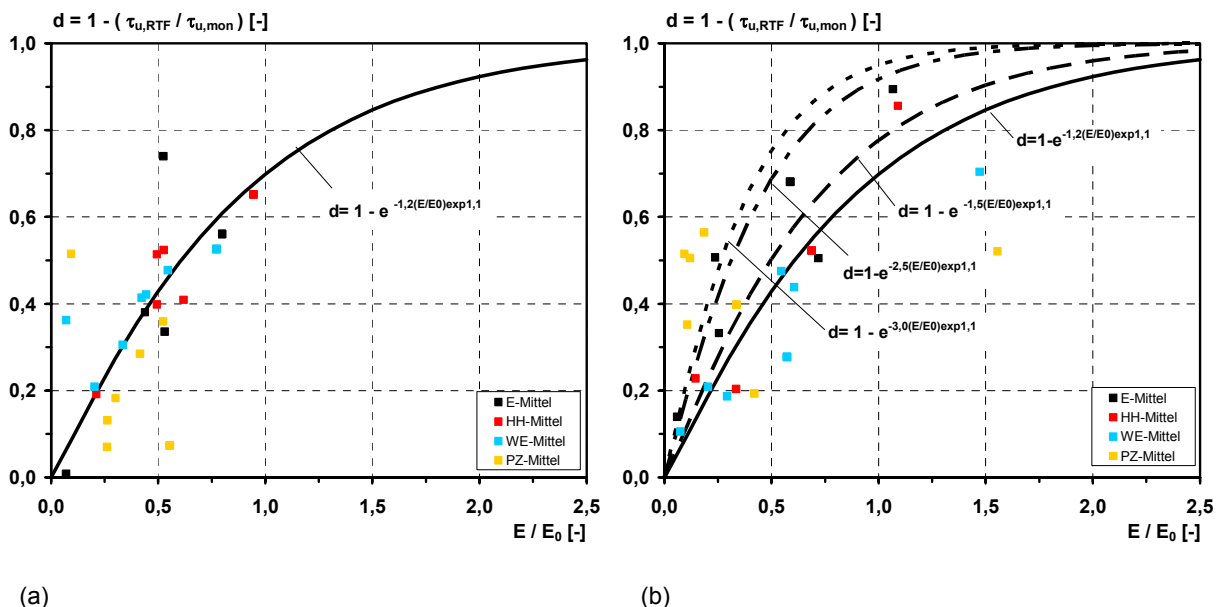


Bild 6.3 Schädigungsparameter d in Abhängigkeit vom Verhältnis E/E₀ von einbetonierten (E) und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im (a) ungerissenen und (b) gerissenen Beton (w= 0,4 mm); c= 200 mm, d_s= 20 mm, l_v= 8 d_s

Aus Bild 6.3 bzw. Bild A 7 geht hervor, dass die Versuchsergebnisse der einbetonierten und eingemörtelten Stäbe im ungerissenen Beton brauchbar gut durch Gleichung (6.4) abgebildet werden. Dies gilt jedoch nicht im gerissenen Beton. Die Ergebnisse streuen stark und zeigen keinen klaren Trend. Die Datenpunkte der untersuchten Systeme (Einbetoniert, HH und WE) liegen jedoch auf der sicheren Seite, d.h. unterhalb der in Bild 6.3 eingetragenen Kurven.

In Bild 6.3 ist jeweils eine direkte Gegenüberstellung der nach Gleichung (6.5) berechneten und experimentell ermittelten Werte für d aufgetragen. Je näher die Datenpunkte um die Winkelhalbierende liegen, desto besser ist eine Vorhersage möglich. Aus dem Diagramm geht hervor, dass die Ergebnisse der Versuche stark streuen und eine Vorhersage der Ergebnisse nur bedingt

möglich ist (siehe Bild A 8 im Anhang). Dies bestätigen auch die Ergebnisse in Tabelle A3 bzw. Bild A 9 im Anhang, das die Mittelwerte der Quotienten aus $d_{\text{Versuch}} / d_{\text{Rechnung}}$ für die untersuchten Einflussparameter in Abhängigkeit des Verhältnisses der Energien zeigt.

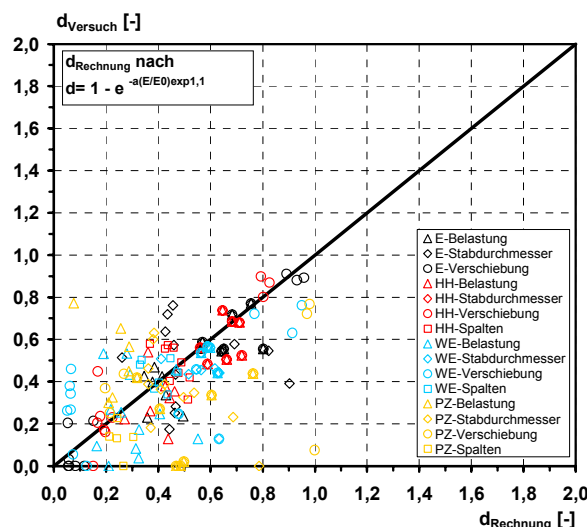


Bild 6.4 Vergleich Versuchsdatenbank mit berechneten Ergebnissen nach Gleichung (6.5) von einbetonierten (E) und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $c = 200 \text{ mm}$, $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Es ist anzumerken, dass beim Zement-System die Genauigkeit der Bestimmung des Schädigungsparameters in Abhängigkeit von E/E_0 mit Gleichung (6.5) unzureichend ist. Dies haben auch die numerischen Untersuchungen bestätigt. Eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Versuchsergebnisse mit System PZ ist mit Gleichung (6.5) nicht gewährleistet. Aus diesen Gründen wird auf eine Darstellung der Ergebnisse mit System PZ in Bild A 8, Bild A 9 im Anhang verzichtet.

Betrachtet man die Gesamtheit aller Versuche ist festzustellen, dass die vorgeschlagenen Funktionen die Versuchsergebnisse nur bedingt genau abbilden. Die Ergebnisse im ungerissenen Beton werden in der Gesamtheit besser abgebildet als die Ergebnisse im gerissenen Beton. Insgesamt ist nur eine unzureichende Vorhersage mit der oben beschriebenen Methode gegeben. Daher wurde ein verbesserter Ansatz aufgestellt, der im folgenden Abschnitt näher erläutert wird.

6.3.3 Verbesserter Ansatz nach Gleichung (6.7)

Eine deutlich verbesserte Abbildung der Versuchsergebnisse im ungerissenen und gerissenen Beton wird bei Verwendung der Funktionen nach Gleichung (6.6) und (6.7) erreicht. Dabei bedeuten τ_n die Verbundspannung bei $+s_{\text{max}}$ im n -ten Zyklus und $\tau_{n=1}$ die Verbundspannung im 1. Zyklus bei gleichem Verschiebungswert. Die Grundform der Gleichung nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* bleibt erhalten, jedoch werden in Abhängigkeit vom System und von Rissen im Beton größere Faktoren angesetzt, die eine höhere Verbundschädigung berücksichtigen.

$$\tau_n = (1 - d) \cdot \tau_{n=1} \quad (6.6)$$

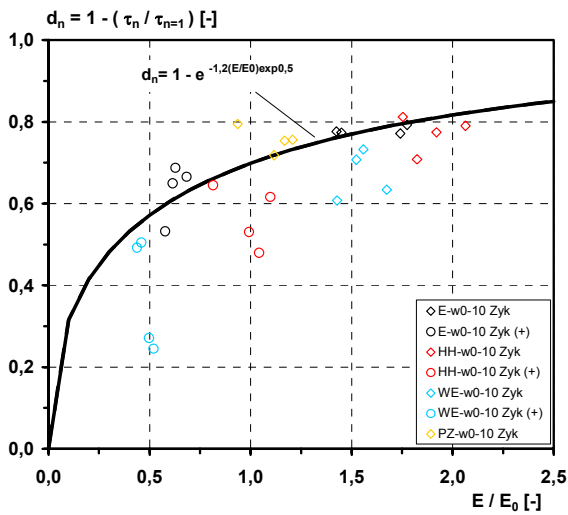
und

$$d = 1 - e^{-a_1(E/E_0)^{a_2}} \quad (6.7)$$

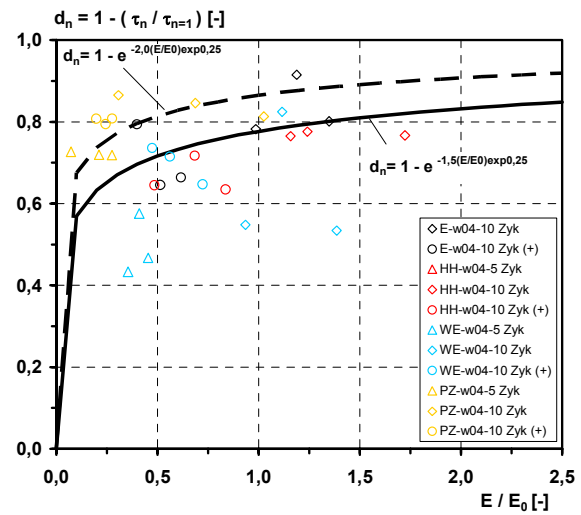
mit:

- | | |
|-------|--|
| a_1 | = 1,2 ungerissener Beton; VA: Herausziehen und Spalten |
| | = 1,5 gerissener Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); einbetonierte und eingemörtelte Stäbe des Typs HH, WE |
| | = 2,0 gerissener Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); eingemörtelte Stäbe des Typs PZ |
| a_2 | = 0,5 ungerissener Beton; VA: Herausziehen und Spalten |
| | = 0,25 gerissener Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$) |

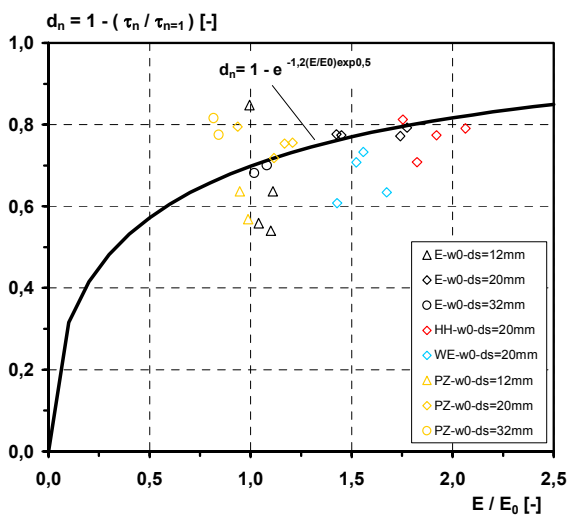
Bild 6.5 belegt die gute Übereinstimmung von Gleichung (6.6) und (6.7) mit den Versuchsergebnissen im ungerissenen und gerissenen Beton.



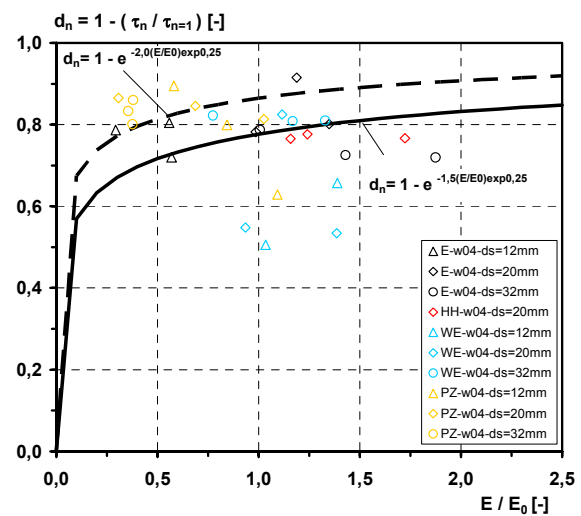
(a1) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,0 \text{ mm}$



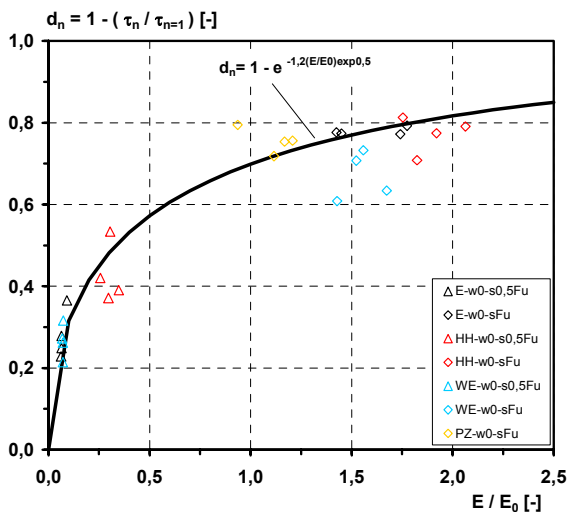
(a2) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,4 \text{ mm}$



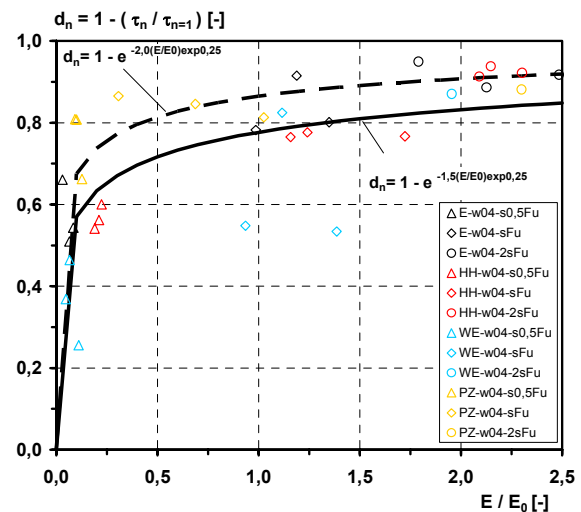
(b1) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,0 \text{ mm}$



(b2) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,4 \text{ mm}$



(c1) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,0 \text{ mm}$



(c2) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,4 \text{ mm}$

Bild 6.5 Einfluss des Schädigungsparameters d_n auf das Verhältnis der Energien E/E_0 von einbetonierten (E) und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen (a1-c1) und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$), (a2-c2); $c = 200 \text{ mm}$, $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

In Bild 6.6 ist jeweils eine direkte Gegenüberstellung der berechneten und experimentell ermittelten

Parameter der Schädigungsfunktion d_n nach Gleichung (6.7) aufgetragen.

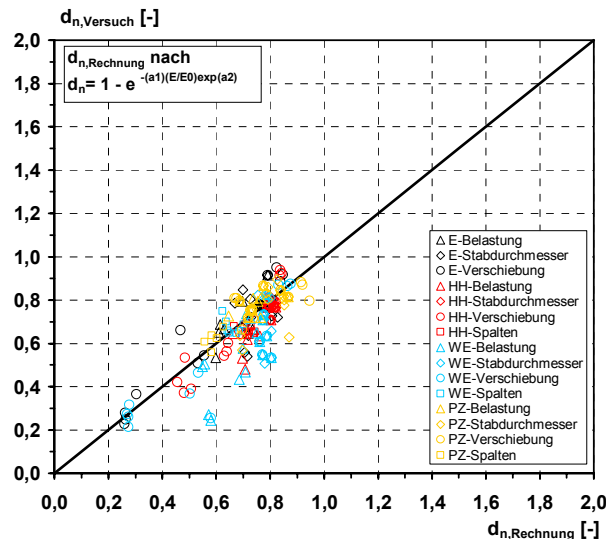
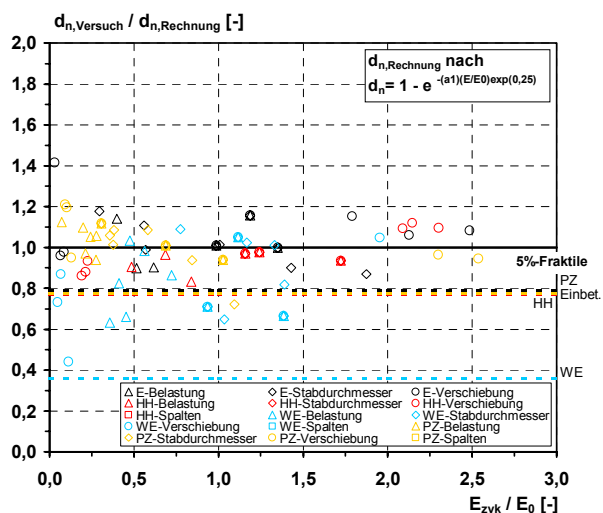
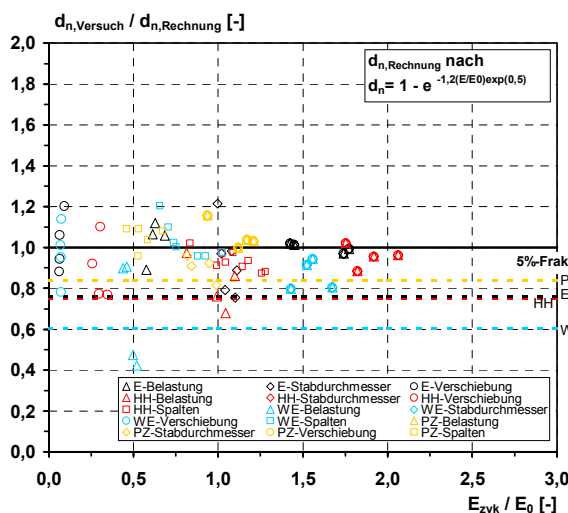


Bild 6.6 Vergleich Versuchsdatenbank mit berechneten Ergebnissen nach Gleichung (6.7) von einbetonierten (E) und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $c = 200 \text{ mm}$, $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Man erkennt, dass die Diagrammpunkte im gesamten Bereich ein Streuband um die Winkelhalbierende bilden. Dies bedeutet, dass die aufgestellte Gleichung die Versuchsergebnisse für die in Abschnitt 6.3.1 aufgeführten Einflussparameter wirklichkeitsnah vorhersagt (vgl. Bild A 10).

Um die Modellierung der Einflussgrößen zu überprüfen, sind in Bild 6.7 die Quotienten $d_{n,\text{Versuch}} / d_{n,\text{Rechnung}}$ in Abhängigkeit des Verhältnisses der dissipierten Energie E/E_0 dargestellt. Die Berücksichtigung des Parameters durch die aufgestellten Gleichungen ist zutreffend, wenn die Vergleichswerte $d_{n,\text{Versuch}} / d_{n,\text{Rechnung}}$ im gesamten Wertebereich des Parameters einen näherungsweise konstanten Mittelwert 1,0 aufweisen. Zusätzlich sind in Bild 6.7 die für die Systeme auf Basis der Variationskoeffizienten und Anzahl der Versuche berechneten 5%-Fraktile mit eingetragen. Man erkennt, dass diese Bedingung bei Verwendung der vorgeschlagenen Gleichungen zutreffend vorhergesagt wird (siehe Bild A 11 im Anhang).



(a)

(b)

Bild 6.7 Vergleich Versuchsdatenbank mit berechneten Ergebnissen nach Gleichung (6.7) von einbetonierten (E) und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $c = 200 \text{ mm}$, $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Diese Aussage bestätigen auch die in Tabelle A4 im Anhang berechneten Variationskoeffizienten und der Mittelwert der Quotienten $d_{n,\text{Versuch}} / d_{n,\text{Rechnung}}$.

Insgesamt werden die Versuchsergebnisse der untersuchten Systeme durch den in Gleichung (6.7)

angegebenen Ansatz ausreichend gut wiedergegeben. Während das Verbundverhalten im ungerissenen Beton für alle untersuchten Systeme durch eine Gleichung beschrieben werden kann, ist die Funktion im gerissenen Beton anzupassen. Bei der Auswertung der Ergebnisse ist festzustellen, dass die Versuchsergebnisse durch Gleichung (6.7) insgesamt besser abgebildet werden als durch Gleichung (6.5).

6.4 Reibungswiderstand

6.4.1 Allgemeines

Das Verhältnis τ_f / τ_3 in Abhängigkeit von $s_{\max} / s_3$ (vgl. Bild 3.7) nach *Eligehausen/Popov/Bertero* (1983) wurde im Rahmen der Arbeit nicht untersucht. Es ist jedoch davon auszugehen, dass bei Systemen, die ein vergleichbares bzw. besseres Tragverhalten aufweisen als einbetonierte Rippenstäbe, der Reibungswiderstand τ_f deutlich schneller abnimmt als τ_3 .

Weiterhin wurden keine Auswertungen durchgeführt, die den Zusammenhang zwischen dem Schädigungsparameter d_f und der verbrauchten Energie E_f / E_{of} beschreiben (vgl. Bild 3.8). Es ist jedoch anzunehmen, dass auch beim Hybrid- und Epoxid-System zwischen kleinen Verschiebungswerten nur ein geringer Anteil an Reibungsenergie verbraucht wird und die Abnahme des Reibungswiderstandes bei großen Schlupfwerten eher groß ist. Daraus folgt die Annahme, dass der Verbundspannungswert τ_f interpoliert werden kann, wenn die Belastungsumkehr zwischen $s \geq s_{Fu}$ erfolgt.

6.4.2 Vereinfachte Auswertung der Versuchsergebnisse zum Einfluss des Reibungswiderstandes

In Anlehnung an das Modell nach *Eligehausen/Popov/Bertero* (1983) wird im Folgenden der Einfluss des Reibungswiderstandes in Abhängigkeit des Schlupfwertes und der Lastwechselzahl aufgezeigt und analysiert.

Bild 6.8 zeigt den Reibungswiderstand τ_f (vgl. Definition des Reibungswiderstandes in Bild 4.25) in Abhängigkeit des gewählten Schlupfwertes $s_{\max}$ bei zyklischer Wechselbeanspruchung im 1. und 10. Zyklus. Dargestellt sind die Ergebnisse der eingemörtelten Bewehrungsstäbe (Systeme HH, WE, PZ) im (a) ungerissenen und (b) gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$). Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Untersuchungen an einbetonierten Stäben mit eingetragen.

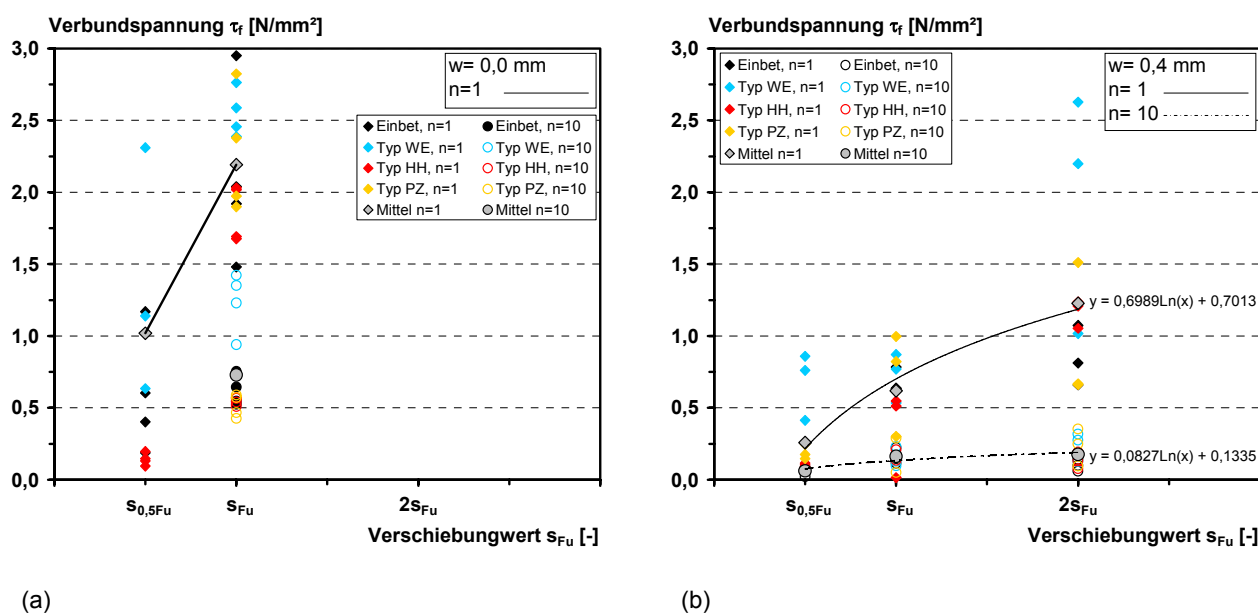


Bild 6.8 Reibungswiderstand τ_f in Abhängigkeit vom Verschiebungswert $s = \pm s_{\max}$ von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung im (a) ungerissenen und (b) gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Aus Bild 6.8 geht hervor, dass τ_f mit zunehmendem Schlupfwert ansteigt. Dieser Anstieg nimmt mit

zunehmender Anzahl Zyklen ab und ist bei $n = 10$ Zyklen vernachlässigbar gering. Der Reibungswiderstand von eingemörtelten Stäben ist bei zyklischer Belastung zwischen s_{Fu} vergleichbar bzw. höher als bei einbetonierten Stäben. Der Reibungswiderstand der untersuchten Systeme ist im gerissenen Beton deutlich geringer (ca. 60% bis 70%) als im ungerissenen Beton. Weitere Informationen zum Tragverhalten der einzelnen Mörtelsysteme im 1., 2. und 10. Zyklus sind in Bild A 12 (Anhang) zusammengestellt.

Nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* wird bei einbetonierten Stäben im ungerissenen Beton im 1. Zyklus bei Schlupfwerten zwischen $s = 4$ bis 10 mm ein Maximum von $\tau_f = 2,9 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Bei zyklischer Beanspruchung zwischen größeren Schlupfwerten $s > 10 \text{ mm}$ nimmt der Reibungswiderstand wieder ab. Vergleicht man die Ergebnisse der hier beschriebenen Untersuchungen bei einem Schlupfwert von $s = 1,5 \text{ mm}$ mit den Werten nach *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*, so ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass der Reibungswiderstand τ_f bei eingemörtelten Stäben vergleichbar bzw. geringfügig höher ist als bei einbetonierten Stäben. Dies wurde unabhängig von der Anzahl der Zyklen sowohl für die Versuche im ungerissenen und gerissenen Beton beobachtet. Mit zunehmendem Schlupfwert nimmt der Reibungswiderstand im 1. Zyklus zu. Demgegenüber nimmt τ_f mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Im gerissenen Beton ist τ_f deutlich geringer als im ungerissenen Beton.

Bild 6.9 zeigt das Verhältnis der Verbundspannungen τ_f / τ_n in Abhängigkeit vom Verschiebungswert s_{max} . Dabei ist τ_f der Reibungswiderstand bei zyklischer Belastung und τ_n der entsprechende Verbundspannungswert im n -ten Zyklus bei $+s_{max}$. Dargestellt sind die Ergebnisse der untersuchten einbetonierten und eingemörtelten Stäbe im 1. und 10. Zyklus bei $w = 0,0 \text{ mm}$ und $w = 0,4 \text{ mm}$. Die Versuchsergebnisse sind zusätzlich durch eine logarithmische Funktion beschrieben.

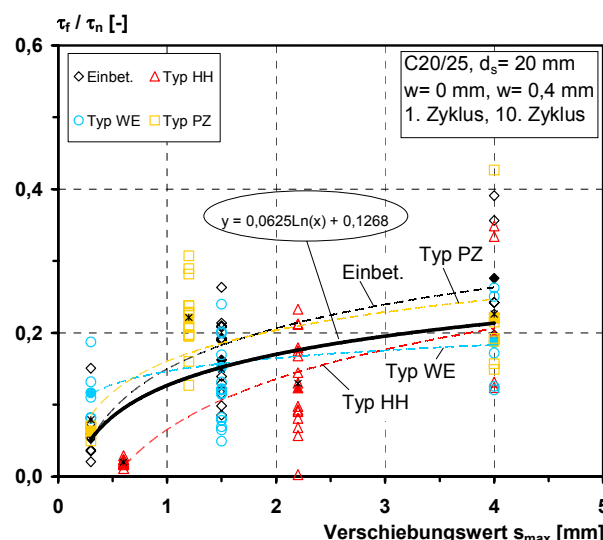


Bild 6.9 Verhältnis τ_f / τ_n in Abhängigkeit von s_{max} von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Aus Bild 6.9 geht hervor, dass das Verhältnis τ_f / τ_n mit zunehmendem Verschiebungswert s_{max} bis zum Wert von 0,4 ansteigt. Der Einfluss vom Verbundspannungsverhältnis τ_f / τ_n auf die Anzahl Zyklen und das Verbundverhalten im gerissenen Beton ist vernachlässigbar gering. Weitere Auswertungen mit den geprüften Systemen sind in Bild A 13 im Anhang gezeigt. Nach *Eligehausen/Bertero/Popov (1983)* beträgt das Verbundspannungsverhältnis τ_f / τ_n bei einer Verschiebung $s = 4,0 \text{ mm}$ im Mittel 0,25. Dies zeigt eine gute Übereinstimmung mit den hier beschriebenen Ergebnissen.

6.5 Ent- und Belastungsast

Die Ergebnisse der Tangentensteifigkeiten bei Belastungsumkehr sind für die eingemörtelten und

einbetonierten Bewehrungsstäben in Tabelle 6.2 zusammengefasst. Die Ergebnisse beruhen auf den durchgeführten numerischen Untersuchungen in Abschnitt 5.3.4.3. Dargestellt sind die Ergebnisse im ungerissenen und gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4$ mm.

Tabelle 6.2 Übersicht der Tangentensteifigkeit bei Belastungsumkehr im 1. Zyklus von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$

		Einbetoniert		Typ HH		Typ WE		Typ PZ	
		w0	w4	w0	w4	w0	w4	w0	w4
k_{unload}	[N/mm ³]	12,0	15,0	15,0	15,0	25,0	15,0	14,0	15,0

Aus Tabelle 6.2 geht hervor, dass die Tangentensteifigkeiten bei Belastungsumkehr von eingemörtelten Stäben ähnlich sind wie die von einbetonierten Stäben. Der Einfluss von Rissen im Beton auf die Neigung des Entlastungsastes ist vernachlässigbar gering. Dies haben auch die experimentellen Untersuchungen aus Abschnitt 4.5.2.2 gezeigt (vgl. Bild 4.49). Der nach *Eligehausen/Bertero/Popov (1983)* relativ geringe Einfluss der Lastwechselzahl auf die Tangentensteifigkeit wurde bei den durchgeführten Untersuchungen vernachlässigt.

6.6 Zusammenfassung

Das von *Eligehausen/Bertero/Popov (1983)* in Abschnitt 3 vorgestellte analytische Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von einbetonierten Rippenstäben ist im Vergleich zum tatsächlichen Verbundverhalten stark vereinfacht. Trotzdem liefert es für gut bewehrten Beton zufrieden stellende Ergebnisse und wurde als Grundlage für die in diesem Abschnitt durchgeführten Auswertungen herangezogen. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurden die experimentellen Ergebnisse im ungerissenen und gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4$ mm mit den folgenden Einflussparametern berücksichtigt:

- *Art der zyklischen Belastung:* umfasst die Untersuchungen zum Einfluss der Lastwechselzahl, $n = 5, 10$ Zyklen und diejenigen zum Einfluss der Belastungsart (einseitig und wechselnd zyklisch) zwischen den Verschiebungswerten $s = +s_{Fu} / 0$ mm und $s = \pm s_{Fu}$.
- *Verschiebungswert:* die zyklische Beanspruchung erfolgte zwischen konstanten Verschiebungswerten. Hierbei wurden die Schlupfwerte bei 50% der Höchstlast ($\pm s_{0,5Fu}$), bei Höchstlast ($\pm s_{Fu}$) und im abfallenden Ast nach Erreichen der Höchstlast ($\sim \pm 2s_{Fu}$) berücksichtigt.
- *Stabdurchmesser:* zur Untersuchung des Einflusses des Stabdurchmessers wurden die Versuchsergebnisse mit $d_s = 12$ mm, 20 mm und 32 mm herangezogen.

Bei den im Rahmen der Arbeit untersuchten eingemörtelten Bewehrungsstäben, die unter monotoner Beanspruchung ein vergleichbares oder besseres Tragverhalten aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe besitzt das von *Eligehausen/Bertero/Popov (1983)* vorgeschlagene analytische Modell Gültigkeit zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im ungerissenen Beton. Es besitzt keine Gültigkeit für Verbundmörtelsysteme, die unter monotoner Beanspruchung ein schlechteres Tragverhalten aufweisen als einbetonierte Rippenstäbe. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass eine Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei diesen Systemen nicht möglich ist.

Das analytische Modell nach *Eligehausen/Bertero/Popov (1983)* ist im gerissenen Beton nur bedingt anwendbar. Die Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist produktabhängig. Folgende Abweichungen sind zu berücksichtigen:

- Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei monotoner Beanspruchung ist anzupassen.
- Der Zusammenhang zwischen dem Schädigungsparameter d und dem Verhältnis der Energien E / E_0 muss ebenfalls geändert werden. Die Grundform der Gleichung nach *Eligehausen/Bertero/Popov (1983)* bleibt erhalten. Ein produktabhängiger Vorschlag ist in Abschnitt 6.3 gegeben.

7 Vorschlag zur Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Belastung

7.1 Bewertung der experimentellen und numerischen Ergebnisse

7.1.1 Allgemeines

Ziel der Untersuchungen war es, das prinzipielle Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer Belastung zu studieren. Dies wurde durch eine umfangreiche experimentelle und numerische Parameterstudie für Versuche mit großer Betondeckung im ungerissenen und gerissenen Beton (Abschnitt 4.4, 4.5, 5.4 und 5.5) erreicht. Die Unterschiede im Tragverhalten im ungerissenen und gerissenen Beton bei zyklischer Belastung wurden zusätzlich in Abschnitt 4.6 bewertet. Da bei Verankerungen mit einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben verschiedene Versagensarten auftreten können, wurde das zyklische Tragverhalten für die beiden Versagensarten Herausziehen (Abschnitt 4.4, 4.5) und Spalten des Betons (Abschnitt 4.7) untersucht.

Die durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass das Verbundverhalten bei zyklischer Belastung durch zahlreiche Einflussparameter beeinflusst wird, und dass es Unterschiede im Verbundverhalten zwischen einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäben gibt. Diese Unterschiede sind produktabhängig und werden nachfolgend für die untersuchten Mörtelsysteme bewertet (vgl. auch Tabelle A5, Tabelle A6 im Anhang). Dabei werden die Verbundspannungsabnahmen während und die Verbundsteifigkeiten, -festigkeiten nach zyklischer Belastung sowie das Tragverhalten bei monotoner Beanspruchung der eingemörtelten Rippenstäbe im direkten Vergleich zum Tragverhalten von einbetonierten Rippenstäben berücksichtigt.

7.1.2 Einfluss von Rissen im Beton

Mit zunehmender Rissbreite verringern sich bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben die Verbundsteifigkeit und die maximal erreichbare Verbundspannung unter monotoner und zyklischer Beanspruchung. Das Verhältnis der Verbundspannungen $\tau_n / \tau_{n=1}$ ist im gerissenen Beton deutlich ausgeprägter als im ungerissenen Beton. Die Verbundschädigung nimmt jedoch mit zunehmender Lastwechselzahl, bei Lage der Stäbe im gerissenen Beton, nur geringfügig weiter zu und ist nach dem ersten Zyklus vernachlässigbar gering.

Im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4$ mm weisen die mit Hybridmörtel eingemörtelten Bewehrungsstäbe ein besseres Tragverhalten auf als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Im ungerissenen Beton sind die Verbundsteifigkeit und -festigkeit, das Verhältnis $\tau_n / \tau_{n=1}$ sowie die Resttragfähigkeit vergleichbar oder geringfügig schlechter als bei einbetonierten Rippenstäben. Das im Vergleich zu einbetonierten Rippenstäben schlechtere Verbundverhalten ist beim System HH auf die bei zyklischer Belastung gewählten größeren Verschiebungswerte zurückzuführen. Folglich ist davon auszugehen, dass bei zyklischer Beanspruchung zwischen gleichen Verschiebungswerten das Tragverhalten der mit System HH eingemörtelten Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ähnlich ist wie bei einbetonierten Rippenstäben.

Die mit Epoxidharz eingemörtelten Bewehrungsstäbe haben gezeigt, dass sowohl im ungerissenen als auch gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4$ mm, ein vergleichbares oder besseres Verbundverhalten erreicht wurde als bei einbetonierten Bewehrungsstäben.

Wohingegen bei den mit Zementmörtel eingemörtelten Bewehrungsstäben ein deutlicher Einfluss von Rissen im Beton auf das Tragverhalten im Vergleich zu einbetonierten Rippenstäben zu erkennen ist. Im Vergleich zum Tragverhalten im ungerissenen Beton verschlechtert sich das Tragverhalten im gerissenen Beton im Vergleich zu einbetonierten Rippenstäben deutlich. Im gerissenen Beton besitzen die mit System PZ eingemörtelten Bewehrungsstäbe ein deutlich ungünstigeres Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Dabei werden geringere Verbundfestigkeiten bei monotoner und nach zyklischer Beanspruchung erreicht sowie höhere Verbundspannungsabnahmen mit zunehmender Anzahl Lastwechsel.

7.1.3 Einfluss Verschiebungswert

Der bei zyklischer Beanspruchung gewählte Verschiebungswert beeinflusst das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben maßgeblich. Mit zunehmendem Verschiebungswert nehmen die Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten ab sowie die Verbundschädigungen während zyklischer Belastung zu.

Bei kleinen Verschiebungswerten $s = \pm s_{0,5F_u}$ wurden beim Hybrid- und Zement-System größere Verbundspannungsabnahmen beobachtet als bei einbetonierten Bewehrungsstäben. Bei diesen Systemen wurde nach zyklischer Belastung der Verlauf der für monotone Belastung geltenden Ausziehkurve nicht mehr erreicht.

Bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{F_u}$ wurden beim Hybrid-System im ungerissenen Beton geringfügig größere Verbundspannungsabnahmen und etwas geringere Resttragfähigkeiten erreicht als bei einbetonierten Bewehrungsstäben. Dies ist auf den beim Hybrid-System gewählten größeren Verschiebungswert zurückzuführen. Bei zyklischer Belastung zwischen größeren Verschiebungswerten $s = \pm 2s_{F_u}$ und im gerissenen Beton wurden (unabhängig vom Verschiebungswert) wurden beim Hybrid-System bei zyklischer Beanspruchung geringere Verbundschädigungen und höhere Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten erreicht als bei einbetonierten Bewehrungsstäben.

Beim Epoxid-System wurden, unabhängig vom gewählten Verschiebungswert, nach zyklischer Beanspruchung deutlich höhere Verbundsteifigkeiten und Verbundfestigkeiten erreicht als bei einbetonierten Bewehrungsstäben. Die Verbundspannungsabnahme in Abhängigkeit der Lastwechselzahl war im ungerissenen Beton vergleichbar und im gerissenen Beton deutlich geringer als bei einbetonierten Bewehrungsstäben.

Beim Zement-System wurden, unabhängig vom Verschiebungswert, im ersten Zyklus geringere Verbundspannungen erreicht als bei einbetonierten Rippenstäben. Bei zyklischer Belastung zwischen kleinen Verschiebungswerten war die Verbundspannungsabnahme in Abhängigkeit der Anzahl Zyklen deutlich ausgeprägter als bei einbetonierten Rippenstäben. Bei größeren Verschiebungswerten $s = \pm 2s_{F_u}$ hingegen vergleichbar bzw. geringfügig günstiger. Dies gilt auch für die Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten nach zyklischer Belastung.

7.1.4 Einfluss Stabdurchmesser

Bei den in den Abschnitten 4.4.4 und 4.5.5 untersuchten Systemen wurde ein Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten beobachtet. Mit Zunahme des Stabdurchmessers d_s nehmen diese ab. Dies wurde sowohl beim System WE im gerissenen Beton als auch beim Zement-System PZ bei $w = 0,0$ mm und $w = 0,4$ mm beobachtet. Im ungerissenen Beton trifft diese Aussage auch für einbetonierte Bewehrungsstäbe zu. Bei im gerissenen Beton einbetonierten Rippenstäben mit $d_s = 32$ mm wurde hingegen eine Zunahme der Verbundfestigkeiten im Vergleich zu den Untersuchungen mit Stäben Durchmesser $d_s = 20$ mm beobachtet.

Unabhängig vom Stabdurchmesser erreichen die mit Epoxidharz eingemörtelten Rippenstäbe unter monotoner und zyklischer Beanspruchung vergleichbare oder höhere Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Die Verbundschädigung war, unabhängig vom Stabdurchmesser, geringer als bei einbetonierten Bewehrungsstäben.

Beim den mit System PZ eingemörtelten Rippenstäben wurden im ungerissenen Beton vergleichbare Verbundsteifigkeiten und –festigkeiten erreicht als bei einbetonierten Rippenstäben. Das Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten im gerissenen Beton hingegen war deutlich ungünstiger als bei einbetonierten Rippenstäben.

Bei Mörtelsystemen, die bei monotoner Belastung im ungerissenen und gerissenen Beton ein steiferes Verbundverhalten aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe wurde auch bei zyklischer Belastung, unabhängig vom Stabdurchmesser, ein günstigeres Verbundverhalten und eine geringere Verbundschädigung beobachtet. Mörtelsysteme, die bei monotoner Beanspruchung ein ungünstigeres Verbundverhalten zeigten, erreichten auch bei zyklischer Belastung, insbesondere im gerissenen Beton, ein schlechteres Verbundverhalten im Vergleich zu einbetonierten Rippenstäben.

7.1.5 Einfluss Art der zyklischen Beanspruchung

Bei Versuchen mit einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäben wurden unter einseitig

zyklischer Beanspruchung eine geringere Verbundschädigung erreicht als bei wechselnd zyklischer Beanspruchung. Jedoch sind die Unterschiede im Tragverhalten zwischen eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben bei wechselnd zyklischer Belastung deutlich größer als bei einseitig zyklischer Belastung. Mit zunehmenden Verschiebungen bei zyklischer Beanspruchung ist das Verbundverhalten von mit System HH oder WE eingemörtelten Bewehrungsstäben eher günstiger als von einbetonierten Rippenstäben.

Unabhängig von der Art der zyklischen Beanspruchung (einseitig oder wechselnd) erreichen die mit Hybrid- oder Epoxidmörtel eingemörtelten Bewehrungsstäbe nach zyklischer Beanspruchung vergleichbare oder höhere Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten als einbetonierte Rippenstäbe. Dies gilt auch für die Verbundschädigungen während der zyklischen Belastung im ungerissenen und gerissenen Beton. Die experimentellen Untersuchungen der mit Zementmörtel eingemörtelten Bewehrungsstäbe im gerissenen Beton haben gezeigt, dass die Verbundschädigung während und nach einseitig zyklischer Belastung deutlich ungünstiger ist als bei einbetonierten Rippenstäben. Dies gilt auch für die Verbundsteifigkeiten und -festigkeiten im Restzugversuch nach schwellend zyklischer Belastung, die geringer sind als bei einbetonierten Rippenstäben.

7.1.6 Einfluss Betondeckung

Es liegen nur wenige Ergebnisse von Versuchen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung mit geringer Betondeckung vor. Vergleichsversuche mit einbetonierten Bewehrungsstäben wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. In Bild 7.2 ist das mittlere Verhältnis $\tau_n / \tau_{n=1}$ der untersuchten eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit $c = 2,5d_s$ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl dargestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der einbetonierten Rippenstäbe geprüft im ungerissenen Beton mit großer Betondeckung dargestellt. Die zyklische Beanspruchung erfolgte zwischen den Verschiebungswerten $s = \pm s_{Fu}$.

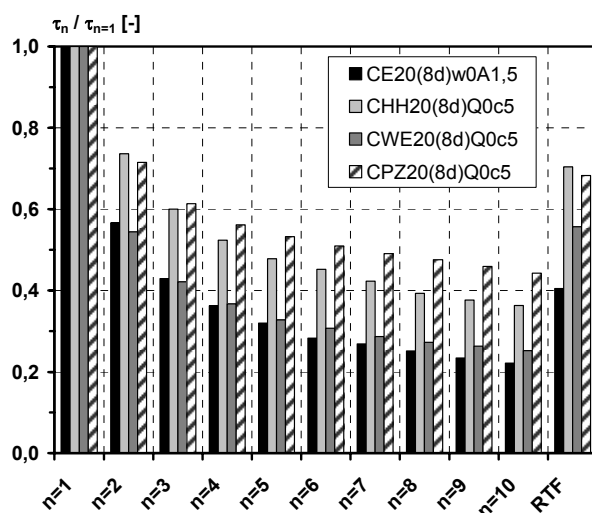


Bild 7.1 Mittleres Verhältnis $\tau_n / \tau_{n=1}$ von eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben am Bauteilrand ($c = 2,5d_s$) und einbetonierten Bewehrungsstäben in Bauteilfläche; zyklische Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$

Aus Bild 7.2 geht hervor, dass die mit geringer Betondeckung untersuchten Hybrid- und Zement-Systeme eine deutlich geringere Verbundschädigung zeigen als einbetonierte Bewehrungsstäbe in der Bauteilfläche. Die Abnahme der Verbundspannungen ist beim steiferen Epoxid-System ungünstiger als bei den weicheren Systemen HH oder PZ. Das Verhältnis $\tau_n / \tau_{n=1}$ ist jedoch beim System WE vergleichbar wie bei einbetonierten Rippenstäben. Diese Aussage gilt auch für das Tragverhalten im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung. Dies bedeutet, dass die Verbundschädigung bei den untersuchten eingemörtelten Rippenstäben am Bauteilrand vergleichbar oder besser ist als bei einbetonierten Bewehrungsstäben in der Bauteilfläche.

7.1.7 Zusammenfassung

Die im Rahmen der Arbeit untersuchten Mörtelsysteme, die bei monotoner Beanspruchung ein

vergleichbares oder besseres Tragverhalten aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe, erreichten auch während und nach zyklischer Beanspruchung ein vergleichbares oder besseres Tragverhalten. Diese Aussage gilt für alle untersuchten Einflussparametern, wie Verschiebungswert bei zyklischer Beanspruchung, Stabdurchmesser und Art der zyklischen Beanspruchung, sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Beton.

Die oben getroffenen Aussagen lassen vermuten, dass bei diesen Mörtelsystemen ein Zusammenhang zwischen dem Tragverhalten bei monotoner und zyklischer Beanspruchung besteht.

7.2 Darstellung bestehender Zusammenhänge im Tragverhalten zwischen monotoner und zyklischer Beanspruchung

7.2.1 Allgemeines

Basierend auf den Ergebnissen der experimentellen und numerischen Untersuchungen werden, für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Mörtelsysteme, bestehende Zusammenhänge im Tragverhalten zwischen monotoner und zyklischer Beanspruchung nachfolgend abgeleitet.

7.2.2 Bewertung der Verbundmörtelsysteme

7.2.2.1 Versagensart Herausziehen

Bild 7.2 zeigt das mittlere Verhältnis der Verbundfestigkeiten $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ der in Abschnitt 4.4 und 4.5 untersuchten Mörtelsysteme. Dabei bedeutet $\tau_{u,RTF}$ die Verbundfestigkeit nach zehn Lastwechseln zwischen den gewählten Schlupfwerten s_{Fu} und $\tau_{u,mon}$ die Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung. Dargestellt sind die Ergebnisse im ungerissenen und gerissenen Beton mit $w = 0,1 \text{ mm}$ und $w = 0,4 \text{ mm}$ für die nachfolgend variierten Versuchsparameter:

- Verschiebungswert $P(s = \pm s_{0,5Fu}, \pm s_{Fu} \text{ und } \pm 2s_{Fu})$
- Art der zyklischen Beanspruchung $P(s = +s_{Fu} / 0 \text{ mm})$

Aus Bild 7.2 geht hervor, dass bei zyklischer Beanspruchung zwischen kleinen Verschiebungswerten $s = \pm s_{0,5Fu}$, die mit den Systemen HH und WE eingemörtelten Bewehrungsstäbe im ungerissenen Beton ein etwas ungünstigeres Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ zeigen als einbetonierte Rippenstäbe. Mit zunehmender Rissbreite nimmt dieser Unterschied ab und das Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ passt sich an.

Bei wechselnd und einseitig zyklischer Beanspruchung zwischen Schlupfwerten $s = + / \pm s_{Fu}$ und $\pm 2s_{Fu}$ ist das Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ beim Hybrid- und Epoxid-System vergleichbar oder besser als bei einbetonierten Bewehrungsstäben. Der Einfluss von Rissen im Beton auf $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ ist bei diesen Mörtelsystemen gering. Beim System PZ ist das Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ im ungerissenen und gerissenen Beton günstiger als bei einbetonierten Rippenstäben. Mit zunehmender Rissbreite nehmen jedoch die Verbundschädigungen beim System PZ deutlich zu.

Die bei den Systemen HH und WE nach zyklischer Belastung erreichten Verbundfestigkeiten sind im ungerissenen und gerissenen Beton im Vergleich zur monotonen Belastung vergleichbar oder besser als bei einbetonierten Rippenstäben.

Der Einfluss von Rissen im Beton auf das Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ ist bei einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäben mit Hybrid- und Epoxidmörtel vernachlässigbar gering. Dagegen kann bei Mörtelsystemen, die bei monotoner Beanspruchung ein schlechteres Tragverhalten aufweisen als einbetonierte Rippenstäbe, das Tragverhalten durch Risse im Beton zusätzlich ungünstig beeinflusst werden.

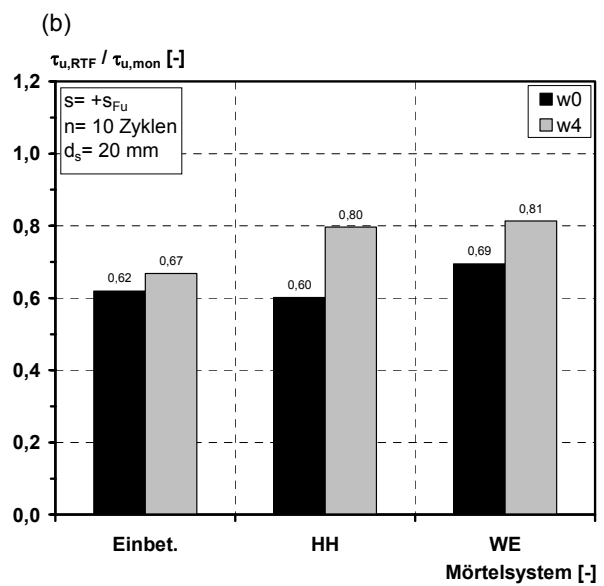
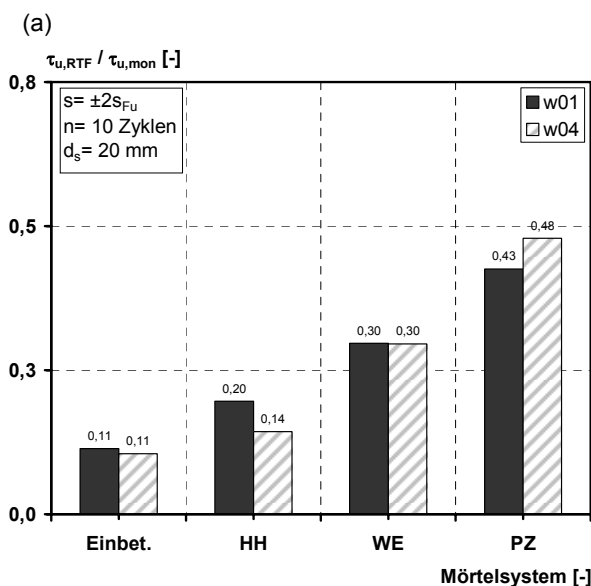
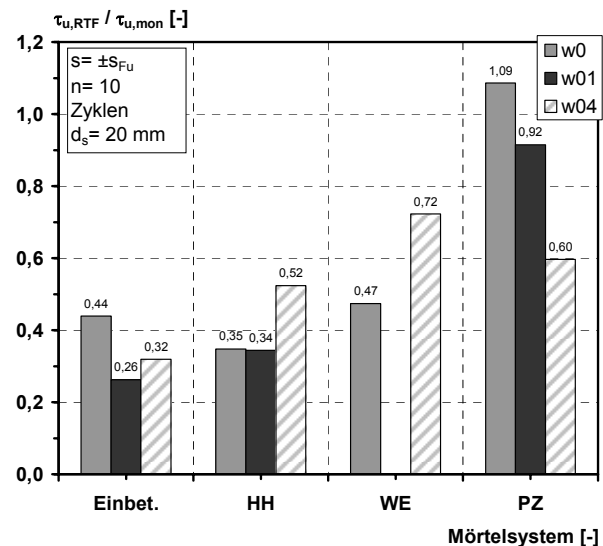
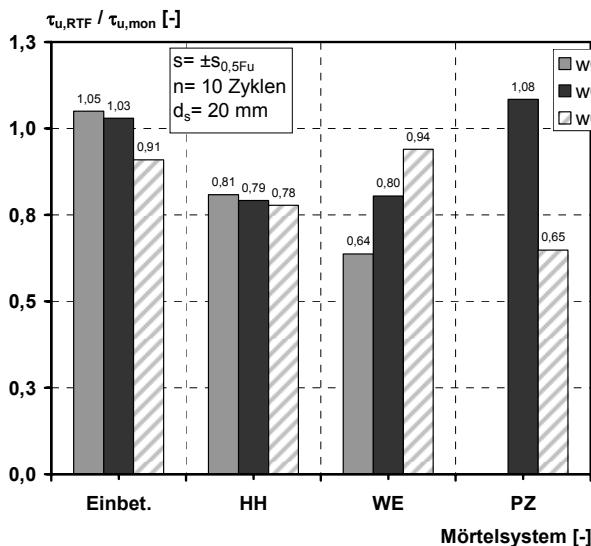


Bild 7.2 Mittleres Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ von eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) und einbetonierten Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,1$ und $0,4$ mm) bei zyklischer Belastung zwischen (a) $s = \pm s_{0.5F_u}$, (b) $s = \pm s_{F_u}$, (c) $s = \pm 2s_{F_u}$, (d) $s = +s_{F_u}$; $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$

Die in Bild 7.3 dargestellten Ergebnisse der FE-Simulation bestätigen die oben getroffenen Aussagen. Sowohl bei kleinen als auch bei großen Verankerungslängen erreichen die simulierten Mörtelsysteme, im ungerissenen und gerissenen Beton, ein vergleichbares oder besseres Verbundspannungsverhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ als einbetonierte Rippenstäbe. Beim simulierten System PZ wurde hingegen bei großen Verankerungslängen ein ungünstigeres Verhältnis im Vergleich zu einbetonierten Rippenstäben erreicht.

Bei den mit kleinen Verankerungslängen durchgeführten Simulationen ist das Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ der einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäbe im ungerissenen und gerissenen Beton ähnlich und der Einfluss von Rissen im Beton vernachlässigbar gering. Die Simulationen mit großen Verankerungslängen zeigen hingegen bei einzelnen Systemen größere Unterschiede von $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ im ungerissenen und gerissenen Beton. Der Einfluss von Rissen im Beton wirkt sich bei einbetonierten und mit System HH eingemörtelten Stäben eher ungünstig auf das mittlere Verbundspannungsverhältnis aus. Beim simulierten Epoxid- und Zement-System ist dieser Einfluss im Vergleich vernachlässigbar gering.

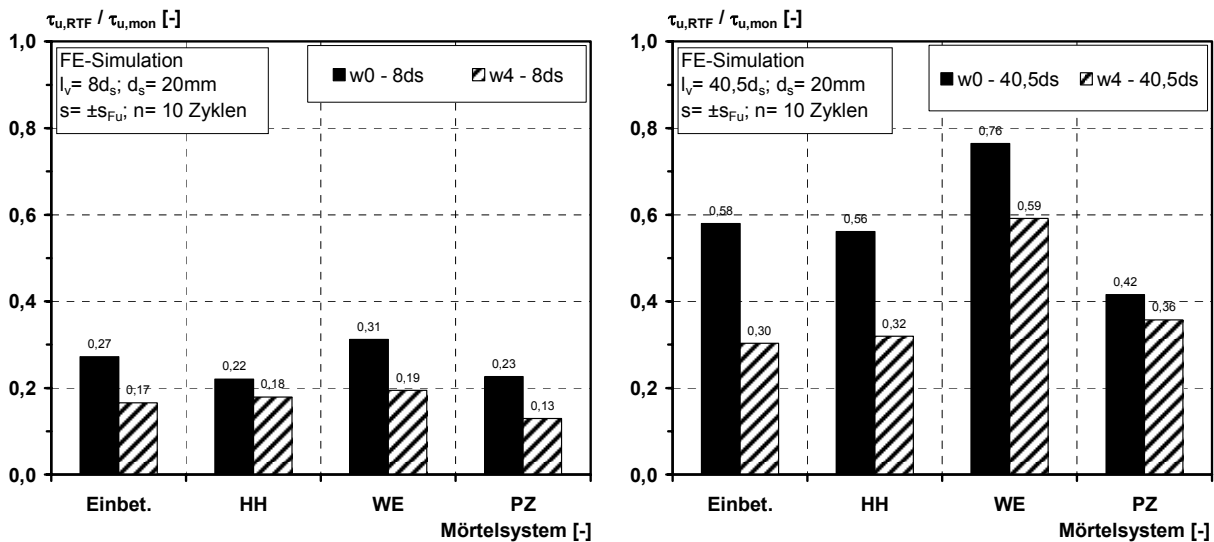


Bild 7.3 Mittleres Verhältnis $\tau_{u,RTF} / \tau_{u,mon}$ von simulierten eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) und einbetonierten Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$) bei zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$, $l_v = 40,5 d_s$

Aus den oben genannten Gründen lassen sich folgende Schlussfolgerungen für das Tragverhalten der untersuchten Mörtelsysteme ableiten:

- Das Tragverhalten nach zyklischer Belastung ist abhängig vom Tragverhalten bei monotoner Belastung. Dabei besteht ein direkter Zusammenhang zwischen monotoner und zyklischer Belastung.
- Weist ein eingemörtelter Bewehrungsstab bei monotoner Belastung ein vergleichbares oder besseres Last-Verschiebungsverhalten auf als ein einbetonierter Bewehrungsstab, kann auch bei zyklischer Beanspruchung ein vergleichbares oder besseres Tragverhalten erreicht werden. Diese Aussage gilt unabhängig vom Verschiebungswert bei zyklischer Belastung, dem Stabdurchmesser und der Art der zyklischen Beanspruchung (einseitig, wechselnd) für kleine und große Verankerungslängen.
- Die Abnahme der Verbundspannungen bei zyklischer Belastung nimmt nach dem ersten Zyklus, durch Risse im Beton, nur geringfügig weiter zu. Dieser Einfluss ist jedoch vernachlässigbar gering und gilt nur für Mörtelsysteme, die bei monotoner Belastung ein vergleichbares oder besseres Tragverhalten aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe, ansonsten nicht.

7.2.2.2 Versagensart Spalten des Betons

Aufgrund der geringen Anzahl Versuchsergebnisse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben am Bauteilrand und den fehlenden Referenzversuchen mit einbetonierten Rippenstäben, kann nur eine grobe Abschätzung des Tragverhaltens von eingemörtelten Bewehrungsstäben gegeben werden. Bild 7.4 zeigt das mittlere Verhältnis der Verbundfestigkeiten $\tau_{u,RTF,c=50\text{mm}} / \tau_{n=1,c=50\text{mm}}$ der mit geringer Betondeckung untersuchten eingemörtelten Bewehrungsstäbe. Nach zyklischer Belastung werden im Restzugversuch zwischen 50% und 70% geringere Verbundfestigkeiten erreicht als im ersten Zyklus bei zyklischer oder bei monotoner Belastung. Der Einfluss des Verbundmörtelsystems auf das mittlere Verhältnis $\tau_{u,RTF,c=50\text{mm}} / \tau_{n=1,c=50\text{mm}}$ ist vernachlässigbar gering.

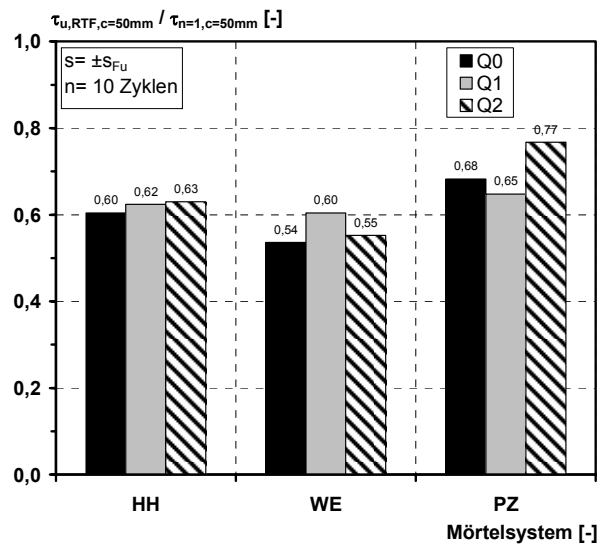


Bild 7.4 Mittleres Verhältnis $\tau_{u,RTF,c=50mm} / \tau_{n=1,c=50mm}$ von eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben mit $c = 2,5d_s$ bei zyklischer Belastung zwischen $s = \pm s_{Fu}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Spieth (2002) hat umfangreiche Vergleichsversuche von Verankerungen mit einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben mit kleiner Betondeckung durchgeführt. Er kam zu dem Ergebnis, dass das Spaltversagen bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben gleichermaßen auftritt. Beim Überschreiten der Zugfestigkeit der Betondeckung versagen die Bewehrungsstäbe spröde bei verminderter Last. Übertragen die eingemörtelten Bewehrungsstäbe bei Versuchen mit großer Betondeckung und der Versagensart Herausziehen höhere Verbundfestigkeiten als ein einbetonierter Rippenstab, so übertragen sie bei kleiner Betondeckung und der Versagensart Spalten etwa ähnliche Verbundfestigkeiten wie einbetonierte Bewehrungsstäbe.

Die Ergebnisse in Abschnitt 4.7 haben gezeigt, dass bei der Versagensart Spalten des Betons bei eingemörtelten Bewehrungsstäben geringere Verbundfestigkeiten erreicht werden als bei vergleichbaren Versuchen mit großer Betondeckung. Der Einfluss des Verbundmörtels auf das Verhältnis $\tau_{c=50mm} / \tau_{c=200mm}$ ist jedoch vernachlässigbar gering. Nach Bild 7.4 besteht ein direkter Zusammenhang zwischen den Verbundfestigkeiten bei monotoner (vergleichbar mit $\tau_{n=1}$) und zyklischer Belastung. Dies führt zu der Annahme, dass bei monotoner und zyklischer Belastung die gleichen Anforderungen an das Verbundverhalten eingemörtelter Bewehrungsstäbe gelten.

In Anlehnung an die Untersuchungen von *Spieth (2002)* lassen sich die für monotone Beanspruchungen aufgestellten Anforderungen auf das Tragverhalten unter zyklischer Beanspruchung wie folgt verallgemeinern:

- Weist der eingemörtelte Bewehrungsstab bei Versuchen mit großer Betondeckung und der Versagensart Herausziehen ein ähnliches Last-Verschiebungsverhalten auf wie ein einbetonierter Bewehrungsstab, so verhält er sich auch bei der Versagensart Spalten vergleichbar oder besser.
- Bei Mörtelsystemen, die ein steiferes Last-Verschiebungsverhalten und eine höhere Verbundfestigkeit bei Versuchen mit großer Betondeckung aufweisen, kann bei der Versagensart Spalten eine größere Spaltrissöffnung auftreten (vgl. Bild 4.94). Dies ist durch ausreichend Zulage von Querbewehrung zu vermeiden.
- Verhält sich das Verbundmörtelsystem sehr weich bzw. löst sich der Verbund zwischen Mörtel und Beton schon bei niedriger Last, dann kann auch ein Spaltversagen bei verminderter Last auftreten.

7.3 Ableitung bestehender Zusammenhänge im Tragverhalten

7.3.1 Ungerissener und gerissener Beton

In Abschnitt 4.6 und 5.6 wurde festgestellt, dass Risse im Beton das Verbundspannungs-Verschie-

bungsverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Rippenstäben ungünstig beeinflussen, dieser Einfluss nimmt jedoch mit zunehmender Anzahl Zyklen nur geringfügig weiter zu und ist vernachlässigbar gering. Dies bedeutet, dass für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Mörtelsysteme ein direkter Zusammenhang zwischen dem Tragverhalten im ungerissenen und gerissenen Beton besteht und abgeleitet werden kann (siehe Bild 7.5).

In Bild 7.5 sind die Verbundfestigkeiten nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4 \text{ mm}$ ($\tau_{u,RTF,w4}$) in Abhängigkeit der Werte im ungerissenen Beton ($\tau_{u,RTF,w0}$) dargestellt. Bei den einzelnen Datenpunkten sind der Einfluss unterschiedlicher Verschiebungswerte ($s = \pm s_{0,5F_u}$, $\pm s_{F_u}$), Stabdurchmesser ($d_s = 12 \text{ mm}$, 20 mm , 32 mm) und Belastungsarten, einseitig ($s = +s_{F_u} / 0 \text{ mm}$) und wechselnd ($s = \pm s_{F_u}$), der experimentellen Untersuchungen berücksichtigt.

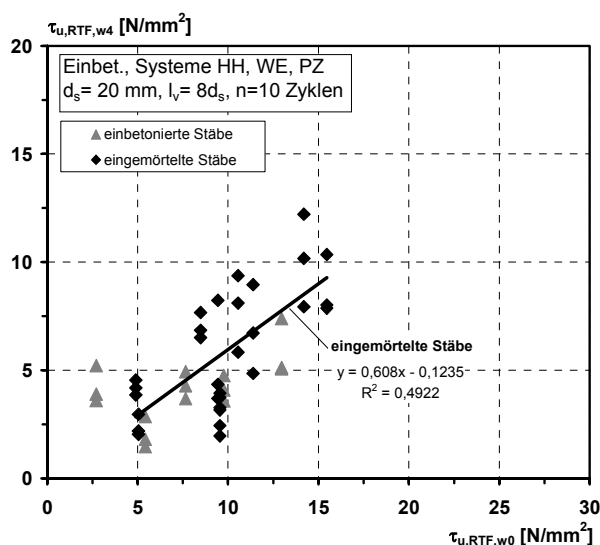


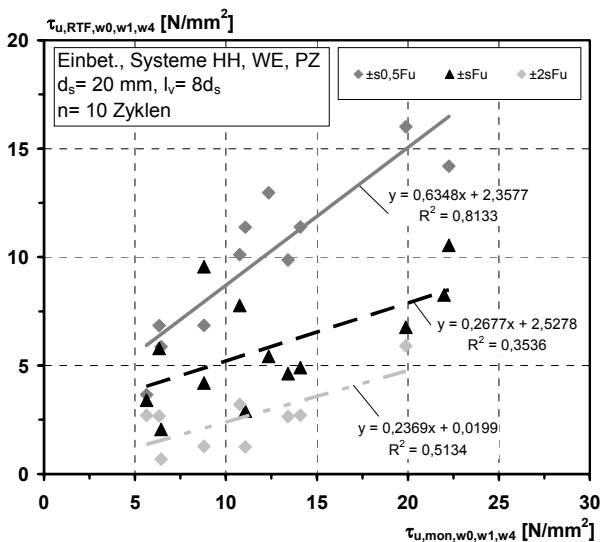
Bild 7.5 Zusammenhang der Verbundfestigkeiten von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen ($w = 0,4 \text{ mm}$) $\tau_{u,RTF,w4}$ und im ungerissenen Beton $\tau_{u,RTF,w0}$; $s = \pm s_{0,5F_u}$, $\pm s_{F_u}$, $+s_{F_u}/0 \text{ mm}$; $d_s = 12; 20, 32 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Aus Bild 7.5 geht hervor, dass bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben ein direkter Zusammenhang zwischen dem Tragverhalten nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen und ungerissenen Beton besteht. Dies bedeutet, dass einbetonierte und eingemörtelte Rippenstäbe, die nach zyklischer Belastung im ungerissenen Beton höhere Verbundfestigkeiten zeigen, auch im gerissenen Beton höhere Verbundfestigkeiten erreichen und umgekehrt. Mit zunehmender Verbundfestigkeit $\tau_{u,RTF,w0}$ nimmt der Wert $\tau_{u,RTF,w4}$ zu. Dieser Zusammenhang ist linear steigend und kann durch eine Funktion, die in Bild 7.5 eingetragen ist, beschrieben werden.

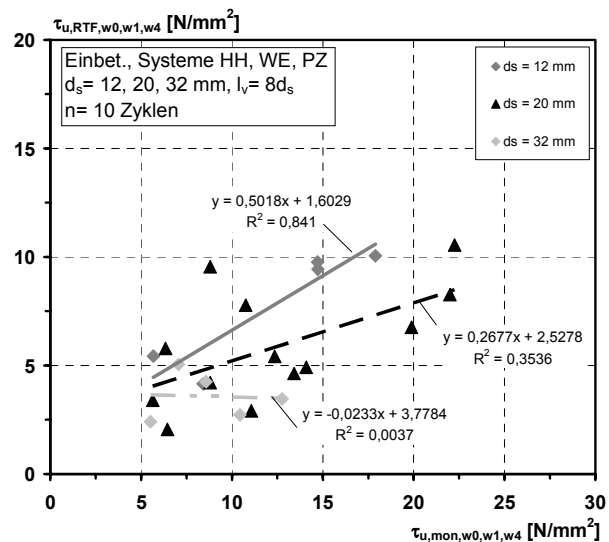
7.3.2 Monotone und zyklische Beanspruchung

Im folgenden Abschnitt wird geklärt, ob die Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung $\tau_{u,RTF}$ in direktem Zusammenhang zu der Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung $\tau_{u,mon}$ steht. Hierzu sind in Bild 7.6 die mittleren Verbundfestigkeiten nach zyklischer Beanspruchung der untersuchten Systeme in Abhängigkeit der mittleren Verbundfestigkeit bei monotoner Belastung aufgetragen. Als Versuchsdaten wurden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen im ungerissenen und gerissenen Beton mit Versagensart Herausziehen aus Abschnitt 4.4 und 4.5 für die wesentlichen Einflussgrößen, Verschiebungswert, Stabdurchmesser und Art der zyklischen Belastung, herangezogen. Die numerischen Ergebnisse der simulierten Systeme mit kleiner und großer Verankerungslänge aus Abschnitt 5.4 und 5.5 sind ebenfalls eingetragen. Die untersuchten Einflussparameter sind durch verschiedene Symbole voneinander getrennt.

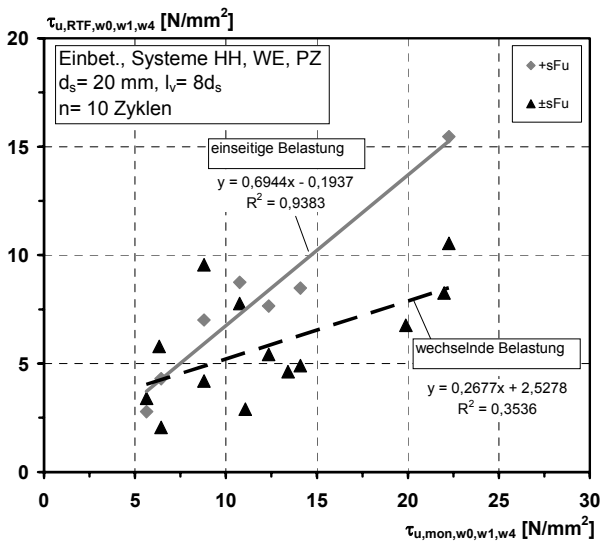
In Bild 7.6 sind die Ergebnisse der Untersuchungen sowohl im ungerissenen als auch gerissenen Beton ($w \leq 0,4 \text{ mm}$) aufgetragen. In den einzelnen Diagrammen sind zusätzlich Geraden eingetragen, welche die Tendenzen der gezeigten Diagrammpunkte beschreiben.



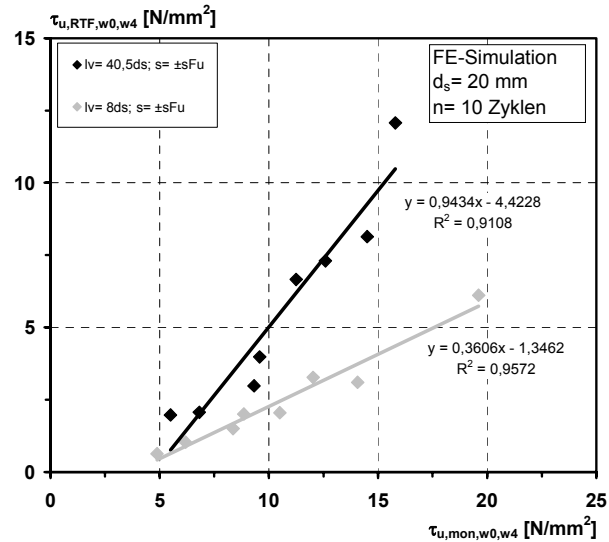
(a) Einfluss Verschiebungswert



(b) Einfluss Stabdurchmesser



(c) Einfluss Art zyklische Beanspruchung



(d) Einfluss Verankerungslänge, FE

Bild 7.6 Zusammenhang der Verbundfestigkeiten von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben nach zyklischer Beanspruchung $\tau_{u,RTF}$ und bei monotoner Beanspruchung $\tau_{u,mon}$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($w \leq 0,4$ mm); $s = \pm s_{0,5Fu}$, $\pm s_{Fu}$, $+s_{Fu}/0$ mm; $d_s = 12; 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$, $l_v = 40,5 d_s$

Bei allen in Bild 7.6 gezeigten Einflussparametern: Verschiebungswert, Stabdurchmesser, Art zyklischer Belastung und Verankerungslänge zeigt sich eine linear steigende Abhängigkeit der Verbundfestigkeit zwischen monotoner und nach zyklischer Beanspruchung. Bei Veränderung der gezeigten Parameter bleibt die Linearität erhalten. Für den Einflussparameter Stabdurchmesser ist jedoch bei großem Stabdurchmesser kein Anstieg zu erkennen.

Um zu zeigen, dass die in Bild 7.6 gezeigten Funktionen die Ergebnisse der einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäbe, unabhängig vom Zustand des Betons (gerissenen oder ungerissenen), hinreichend genau beschreiben, sind in Bild 7.7 beispielhaft die Ergebnisse aller Versuchsserien mit $d_s = 20$ mm und $l_v = 8d_s$ dargestellt. Dabei sind im linken Bild die Diagrammpunkte der Ergebnisse mit einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben durch unterschiedliche Symbole dargestellt. Im rechten Bild sind die Ergebnisse der Versuche im ungerissenen und gerissenen Beton durch verschiedene Symbole voneinander getrennt.

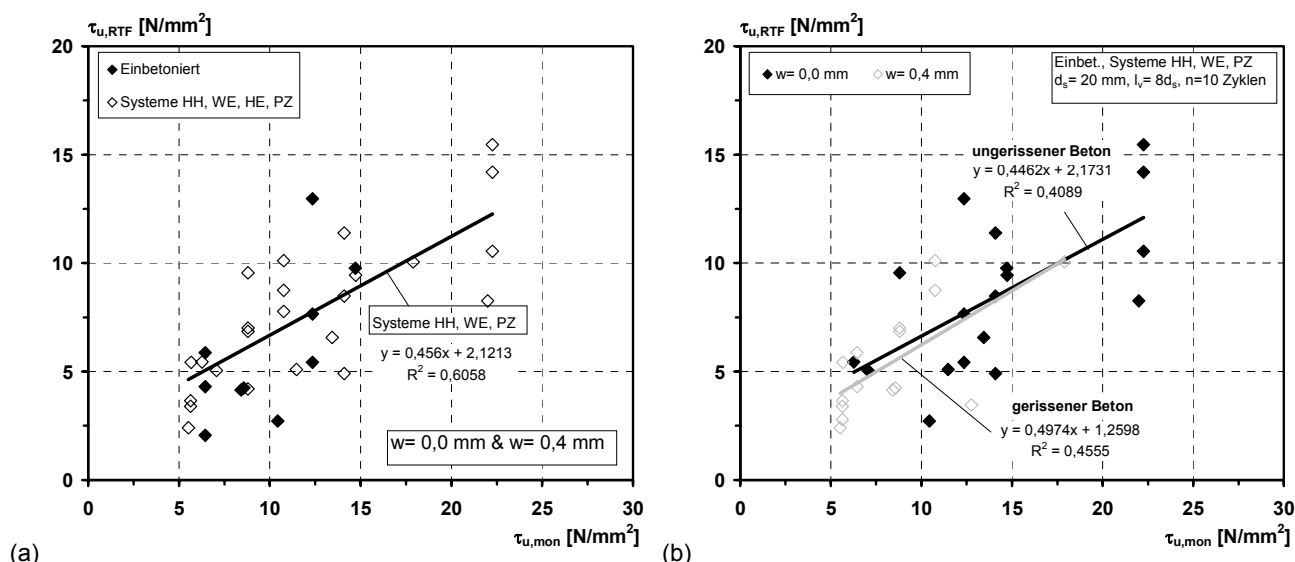


Bild 7.7 Zusammenhang der Verbundfestigkeiten von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben nach zyklischer Beanspruchung $\tau_{u,RTF}$ und bei monotoner Beanspruchung $\tau_{u,mon}$ im un-/gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $s = \pm s_{Fu}$, $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$

Man erkennt, dass sowohl die Ergebnisse der einbetonierten als auch der eingemörtelten Bewehrungsstäbe im gesamten Lastbereich ein brauchbar gutes Streuband um die in Bild 7.7a dargestellte Gerade bilden. Dies gilt auch für die Datenpunkte der Versuche im gerissenen Beton, in Bild 7.7b. Die Unterschiede der im rechten Bild dargestellten Funktionen zur Beschreibung der Datenpunkte im ungerissenen und gerissenen Beton sind vernachlässigbar gering. Die Ergebnisse der Untersuchungen mit einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäben im ungerissenen und gerissenen Beton können demnach durch eine Gerade hinreichend genau abgebildet.

Das Tragverhalten, der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Mörtelsysteme, nach zyklischer Belastung ist linear abhängig vom Tragverhalten bei monotoner Belastung. Mit zunehmender Verbundfestigkeit der monotonen Ausziehkurve nimmt das Resttragverhalten nach zyklischer Belastung zu. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass dieser Zusammenhang gültig ist für einbetonierte und eingemörtelte Rippenstäbe, unabhängig von Rissen im Beton, d.h. sowohl im ungerissenen als auch gerissenen Beton (bis $w = 0,4 \text{ mm}$).

7.3.3 Bewertung der Ergebnisse

Um zu überprüfen, ob das Tragverhalten nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton direkt vom Tragverhalten bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton abgeleitet werden kann, sind in Bild 7.8 die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen der einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäbe gezeigt. Dargestellt sind die Verbundfestigkeiten nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton der Rissbreite $w = 0,4 \text{ mm}$ ($\tau_{u,RTF,w0.4}$) in Abhängigkeit der mittleren Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton ($\tau_{u,mon,w0}$). Bei den in Bild 7.8 aufgetragenen Datenpunkten sind die folgenden Einflussparameter, wie Verschiebungswert ($s = \pm s_{0.5Fu}$, $\pm s_{Fu}$), Stabdurchmesser ($d_s = 12 \text{ mm}$, 20 mm , 32 mm) und Belastungsart, einseitig und wechselnd ($s = +s_{Fu}/0 \text{ mm}$, $\pm s_{Fu}$), berücksichtigt. Die Diagrammpunkte der einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäbe sind zwar durch unterschiedliche Symbole voneinander getrennt, jedoch durch eine in Bild 7.8 gezeigte lineare Trendlinie miteinander verbunden.

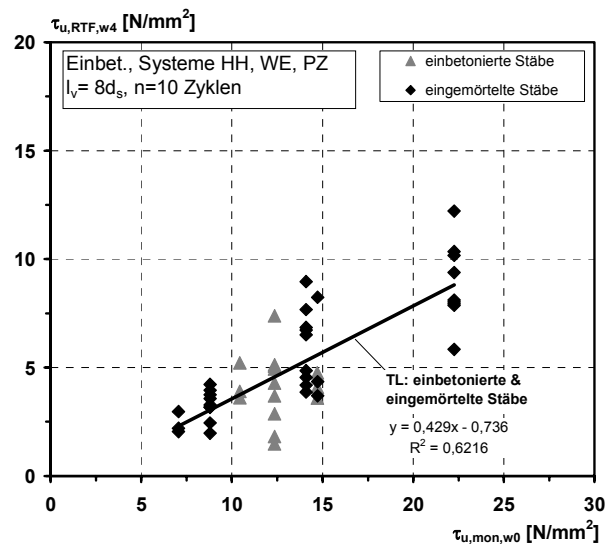


Bild 7.8 Zusammenhang der Verbundfestigkeiten von einbetonierten und eingemörtelten (Systeme HH, WE, PZ) Bewehrungsstäben nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm) $\tau_{u,RTF,w4}$ und bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton $\tau_{u,mon}$; $s = \pm s_{0,5Fu}$, $\pm s_{Fu}$, $+s_{Fu}/0$ mm; $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$

Aus Bild 7.8 geht hervor, dass die Diagrammpunkte für die untersuchten eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäbe im gesamten Lastbereich ein Streuband um die eingetragene Gerade bilden. Mit zunehmender Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung $\tau_{u,mon,w0}$ nimmt die Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung $\tau_{u,RTF,w4}$ zu.

Das Tragverhalten nach zyklischer Beanspruchung im gerissenen Beton der untersuchten einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäbe steht in direktem Zusammenhang zu demjenigen bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton und kann daraus abgeleitet werden. Der Zusammenhang ist linear steigend und kann für die untersuchten Systeme durch eine Funktion beschrieben werden.

7.3.4 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der vorausgegangenen Abschnitte können wie folgt zusammengefasst werden:

- Das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben nach zyklischer Beanspruchung ist linear abhängig vom Tragverhalten bei monotoner Beanspruchung. Mit zunehmender Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung nimmt die Verbundfestigkeit nach zyklischer Beanspruchung zu.
- Das Tragverhalten nach zyklischer Belastung von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben im gerissenen Beton steht in direktem Zusammenhang zu dem Tragverhalten bei monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton und kann daraus abgeleitet werden.

Die hier untersuchten Mörtelsysteme haben gezeigt, dass eingemörtelte Bewehrungsstäbe, die bei monotoner Beanspruchung ein vergleichbares oder besseres Last-Verschiebungsverhalten aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe, nach zyklischer Beanspruchung ebenfalls ein vergleichbares bzw. besseres Verbundverhalten erreichen.

Für die Bemessung der hier untersuchten eingemörtelten Bewehrungsstäbe ergibt sich folgendes:

- Die für monotone Belastung geeigneten Mörtelsysteme können demnach nach zyklisch geltender Norm bemessen werden. Es sind nur monotone Versuche für die Eignungsbestimmung des Verbundmörtels notwendig. Weiterhin müssen die für die monotone Bemessung definierten Anforderungen und Einschränkungen ebenfalls erfüllt sein.

Diese Aussagen besitzen jedoch nur Gültigkeit für die im Rahmen der Arbeit untersuchten Mörtelsysteme und sind nicht anwendbar auf Mörtelsysteme, deren Eignung bei zyklischer Beanspruchung nicht nachgewiesen worden ist.

7.4 Bemessungsvorschlag

7.4.1 Allgemeines

Die heute gültigen Stahlbetonnormen (*DIN 1045-1 (2001)*, *Eurocode 2 (2005)*, *Eurocode 8 (2004)*) beziehen sich nur auf die Bemessung von einbetonierten Rippenstäben. Bemessungsrichtlinien für eingemörtelte Bewehrungsstäbe unter zyklischer Beanspruchung sind in den Normen nicht zu finden.

Konzepte für die Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Beanspruchung sind in *Darwin/Salamizavaregh (1993)*, *Spieth (2002)* und *EOTA (2006)* vorhanden. Für zyklische Beanspruchungen sind bis zum jetzigen Zeitpunkt keine Vorschläge bekannt.

Ziel der Untersuchungen ist es daher, ein Konzept zur Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischen Belastungen vorzuschlagen. Der Vorschlag beruht auf den derzeit geltenden Konzepten, das einfach in der Anwendung ist und gewährleistet, dass auch bei zyklischer Belastung die Bewehrungsanschlüsse dem Sicherheitsniveau der jeweils gültigen Stahlbetonnorm entsprechen. So wird gewährleistet, dass die Verfahrensweisen und konstruktiven Regelungen dem bemessenden Ingenieur vertraut sind. Das Konzept besitzt Gültigkeit für die Versagensarten Herausziehen und Spalten und wurde in Anlehnung an die bestehenden Vorschläge für Belastungen unter monotoner Belastung nach *EOTA (2006)* ausgearbeitet. Das Sicherheitsniveau der Bewehrungsanschlüsse entspricht dem der jeweils gültigen Stahlbetonnorm. Die derzeit gültigen Besonderheiten, die im Hinblick auf das spezielle Verhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben oder die Installation getroffen werden, müssen zusätzlich berücksichtigt werden.

7.4.2 Sicherheitskonzept

Das Bemessungskonzept für zyklische Belastungen setzt ein bestimmtes Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben voraus. Zusätzlich sollen die Anforderungen der gültigen Norm im Hinblick auf die konstruktive Ausbildung des Bauteils (z.B. Achsabstand, Betondeckung und Querbewehrungsanteil) eingehalten werden. Nach *Spieth (2002)* und *EOTA (2006)* sind spezielle Anforderungen an eingemörtelte Bewehrungsstäbe zu stellen, die durch bestimmte Randbedingungen einzuhalten sind. Diese Anforderungen sind auch bei zyklischer Beanspruchung zu berücksichtigen.

Die bei zyklischer Belastung untersuchten Einflussparameter auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben und die Unterschiede im Tragverhalten im Vergleich zu einbetonierten Rippenstäben sind in Abschnitt 7.1 beschrieben. Besitzt ein eingemörtelter Bewehrungsstab bei monotoner und zyklischer Belastung, im ungerissenen und gerissenen Beton, ein gleich steifes und festes Verbundverhalten wie ein einbetonierter Rippenstab, so können eingemörtelte und einbetonierte Bewehrungsstäbe gleich behandelt werden.

Bei der Versagensart Spalten lässt sich nur eine grobe Beurteilung des zyklischen Tragverhaltens treffen. Nach *Spieth (2002)* gelten für die Versagensart Spalten bei monotoner Belastung die gleichen Anforderungen an das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten wie für die Versagensart Herausziehen, vorausgesetzt der Verbund zwischen Beton und Mörtel löst sich nicht vor dem Spalten des Betons. Die Untersuchungen an eingemörtelten Stäben mit geringer Betondeckung haben gezeigt, dass die Verbundschädigung bei zyklischer Belastung geringer ist als bei einbetonierten Rippenstäben mit großer Betondeckung (siehe Bild 7.1). Basierend auf den durchgeführten Untersuchungen kann dieser Ansatz für eingemörtelte Bewehrungsstäbe mit $c = 2,5d_s$ für das Hammerbohrverfahren und $c = 3,0d_s$ für das Pressluftverfahren angewendet werden. Eine Erweiterung auf die bei monotoner Belastung geltende minimale Betondeckung nach Tabelle 2.2 sollte durch Versuche überprüft werden. Der minimale lichte Abstand der eingemörtelten Bewehrungsstäbe soll mindestens $4d_s$ betragen.

In *EOTA (2006)* gibt es bezüglich der Anforderungen an die Versagensart (Herausziehen oder Spalten des Betons) keine Unterschiede in der Bemessung. Es müssen lediglich die Kriterien für die Verbundfestigkeit im ungerissenen Beton mit der Versagensart Herausziehen erfüllt sein. Danach lassen sich die Ergebnisse wie folgt verallgemeinern:

Um bei der Versagensart Herausziehen bei zyklischer Beanspruchung ein vergleichbares Verhalten

von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben zu gewährleisten, müssen die Richtlinien bzw. Kriterien nach ETAG erfüllt und ein Nachweis der Eignung von Mörtelsystemen unter zyklischer Beanspruchung erbracht sein. Der mit Verbundmörtel eingemörtelte Bewehrungsstab muss eine vergleichbare oder höhere Verbundsteifigkeit und –festigkeit aufweisen, sowohl im ungerissenen als auch gerissenen Beton, als der einbetonierte Bewehrungsstab. Insbesondere bei Mörtelsystemen, die eine höhere Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit besitzen als einbetonierte Bewehrungsstäbe, muss bei Versagen durch Spalten des Betons ausreichend Querbewehrung vorhanden sein, um die entstehenden Spaltrisse zusammenzuhalten.

7.4.3 Anforderungen an Verbundmörtelsysteme

7.4.3.1 Allgemeines

Um Mörtelsysteme auf ihre Tauglichkeit zu überprüfen, ist es erforderlich, die in *EOTA (2006)* aufgeführten Richtlinien für monotone Belastungen zu erfüllen. Zusätzlich muss ein Nachweis für zyklische Beanspruchungen erbracht werden. Die geltenden Anforderungen für den Eignungsnachweis sind im Folgenden aufgeführt:

- Es gelten die Anforderungen der *EOTA (2006)* in Bezug auf Versuchsplanung, -durchführung und Bemessung der Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung. Dies bedeutet, dass im ungerissenen Beton der Festigkeitsklassen C20/25 und C50/60 zentrische Ausziehversuche durchgeführt werden müssen.
- Die Verbundfestigkeitswerte in C20/25 bzw. C50/60 dürfen bei den vorgegebenen Verschiebungswerten die in *EOTA (2006)* definierten Verbundfestigkeiten nicht unterschreiten. Hierbei ist die Einhaltung der vorgegebenen Variationskoeffizienten zu beachten.
- Das verwendete Mörtelsystem muss die Anforderungen der statischen Versuche zur Montagesicherheit (im trockenen und feuchten Beton) als auch zur Funktionsfähigkeit (Dauerlasten, normale und hohe Raumtemperaturen, Frost–Tauwechselversuche, Einfluss der Einbaurichtung) genügen.
- Die nach *EOTA (2006)* definierten Anforderungen des Verbundmörtels an Brandschutz und Korrosion sind zu gewährleisten.
- Das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben in C20/25 und C50/60 muss bei zyklischer Beanspruchung (mit $n > 10$ Lastwechseln zwischen $s \geq s_{Fu}$) im ungerissenen und gerissenen Beton, vergleichbar oder besser sein als von einbetonierten Rippenstäben.

Überdies sind die folgenden allgemeinen Punkte zur Gewährleistung einer sicheren und einwandfreien Montage nach *Spieth (2002)* und *EOTA (2006)* zu beachten:

- Der Einsatz von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben bedarf spezieller Kenntnis. Daher muss die Installation und Montage der Mörtelsysteme durch geschulte Monteure oder Ingenieure erfolgen.
- Besonders wichtig ist die einwandfreie Reinigung des Bohrlochs, das Injizieren des Bohrlochs ohne Lufteinschlüsse und das Einbringen des Bewehrungsstabes innerhalb der zulässigen Verarbeitungszeit.
- Überdies muss bei eingemörtelten Bewehrungsstäben bei geringer Betondeckung die Bohrgenauigkeit beim Bohren zum Rand hoch sein, damit die erforderliche Mindestbetondeckung nicht unterschritten wird.

7.4.3.2 Verbundmörtelsysteme

Der Nachweis der Eignung eines Injektionsmörtelsystems muss bei monotoner Beanspruchung nach *EOTA (2006)* erfolgen und die darin geforderten Kriterien müssen erfüllt sein. Eingemörtelte Bewehrungsstäbe, welche die in *EOTA (2006)* definierten Kriterien nicht erfüllen sind für den Einsatz unter zyklischer Beanspruchung nicht geeignet.

Der Nachweis der Eignung von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei zyklischer Beanspruchung muss ebenfalls erfolgen und kann zum Beispiel durch Versuche mit großer Betondeckung und mit

enger Abstützung überprüft werden (siehe Bild 4.20). Bei den Versuchen ist auf eine exakte Einhaltung der Installations- und Montagebedingungen nach *EOTA (2006)* zu achten. Die Montage der Stäbe sollte mit verbundfreier Länge am unbelasteten Stabende nach Abschnitt 4.2.3 erfolgen. Die Versuchseinrichtung muss eine zyklische Zug- und Druckbelastung gewährleisten. Vorschläge hierzu können Abschnitt 4.3.3 entnommen werden.

Als Eignungsversuch, zur Bewertung des zyklischen Verbundverhaltens von eingemörtelten Rippenstäben, werden Versuche unter wechselnd zyklischer Belastung mit einer Verankerungslänge von mindestens $l_v = 8d_s$ vorgeschlagen. Die zyklische Belastung sollte mit $n = 10$ Lastwechseln zwischen einem Verschiebungswert $s = \pm s_{Fu}$ erfolgen. Dabei entspricht der Wert s_{Fu} dem mittleren Verschiebungswert bei Höchstlast der für monotone Belastung geltenden mittleren Ausziehkurve (siehe Bild 4.10). Der Nachweis der Eignung der Mörtelsysteme sollte im ungerissenen und gerissenen Beton mit einer Rissbreite $w > 0,4$ mm überprüft werden.

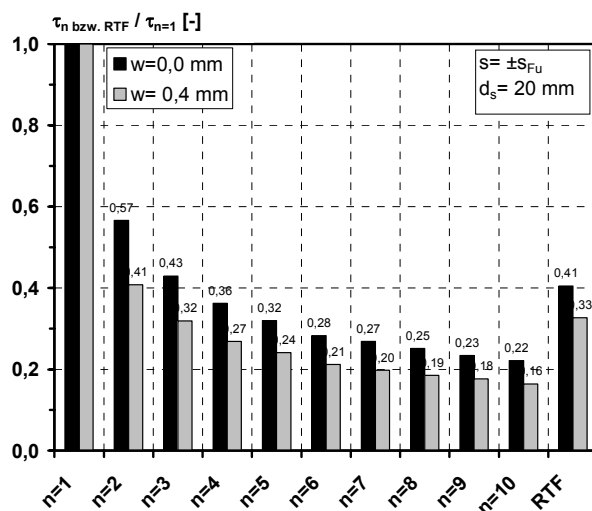


Bild 7.9 Mittleres Referenz-Verhältnis $\tau_n / \tau_{n=1}$ bzw. $\tau_{RTF} / \tau_{n=1}$ von einbetonierten Bewehrungsstäben im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $s = \pm s_{Fu}$, $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$, C20/25

Das zyklische Verbundverhalten wird wesentlich durch die Verbundschädigung während und nach zyklischer Belastung charakterisiert. Bild 7.9 zeigt das mittlere Verhältnis der Verbundspannungen während ($\tau_n / \tau_{n=1}$) und nach ($\tau_{RTF} / \tau_{n=1}$) zyklischer Belastung eines einbetonierten Bewehrungsstabes mit $d_s = 20$ mm und $l_v = 8d_s$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm). Die zyklische Belastung erfolgte zehnmal zwischen $s = \pm s_{Fu}$, wobei für $s_{Fu} = 1,5$ mm gewählt wurde.

Die geltenden mittleren Verhältnisse $\tau_n / \tau_{n=1}$ und $\tau_{RTF} / \tau_{n=1}$ von einbetonierten Rippenstäben dürfen von eingemörtelten Rippenstäben, die für den Einsatz unter zyklischer Beanspruchung vorgesehen sind, nicht unterschritten werden. Dieser Nachweis muss im ungerissenen und gerissenen Beton mit einer Mindestrissbreite von $w = 0,4$ mm erbracht werden.

7.4.4 Besonderheiten bei der Bemessung mit eingemörtelten Bewehrungsstäben

Zu beachten ist, dass hohe Temperaturen (z.B. durch Feuer) das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben wesentlich beeinflussen, im Gegensatz zu einbetonierten Rippenstäben. Ausgeschlossen hiervon sind Systeme auf Zementbasis. Der Temperatureinfluss ist abhängig vom verwendeten Mörtelsystem und kann nach *Spieth (2002)* bei höheren Temperaturen bis 200°C zu einer Abminderung der Verbundfestigkeit von bis zu 80% führen. Der Angriff von Medien auf eingemörtelte Bewehrungsstäbe über einen längeren Zeitraum kann ebenfalls zu einer Abminderung der Verbundfestigkeit führen. Weiterhin können sich Mörtelsysteme unter Frost-Tauwechsel Belastung und unter Dauerlast unterschiedlich verhalten.

7.5 Vorschlag für ein Bemessungskonzept

7.5.1 Allgemeines

Ziel war es, auf den bisher geltenden Regelungen zur Bemessung von einbetonierten Bewehrungsstäben einen Bemessungsvorschlag für nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäbe abzuleiten. Die Bemessung von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben wird derzeit in Europa durch die im Stahlbetonbau geltenden Normen *EC2 (2005)* und *DIN 1045-1 (2001)* geregelt. Nach *EOTA (2006)* werden Anwendungsgebiete, Installation, Randbedingungen und Versuchsdurchführung unter monotoner Beanspruchung geregelt. In dieser Arbeit wird aufbauend auf der derzeit gültigen Bemessung eine Weiterentwicklung für zyklische Belastungen vorgeschlagen.

7.5.2 Vereinfachtes Bemessungskonzept

Basierend auf dem Vorschlag von *Spieth (2002)* und in Anlehnung an *EOTA (2006)* werden für den Einsatz von eingemörtelten Bewehrungsstäben, die nach *EOTA (2006)* mit einem geeigneten Verbundmörtel ordnungsgemäß eingemörtelt wurden, die folgenden Regelungen für die Bemessung und Konstruktion vorgeschlagen:

Die Bemessung der Verbundlänge und der Querbewehrung im Verankerungs- bzw. Übergreifungsbereich erfolgt nach der gültigen Stahlbetonnorm *EC 8 (2004)*. Der bei der Bemessung anzusetzende Verbundbereich richtet sich nach der einbetonierten Bewehrung. Es können nur solche Anschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben ausgeführt werden, die mit **geraden** einbetonierten Bewehrungsstäben nach der gültigen Stahlbetonnorm möglich sind. Die Anschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben sind ingenieurmäßig zu planen und es sind prüfbare Berechnungen und Konstruktionszeichnungen anzufertigen. Bei der Planung sind die Festigkeitsklasse des Betons sowie die im Bauteil vorhandene Bewehrung zu berücksichtigen. Weiterhin ist eine Weiterleitung der eingeleiteten Lasten im Bauteil nachzuweisen.

Es sind folgende Abweichungen bzw. zusätzliche Regelungen zu der angewendeten Stahlbetonnorm zu beachten:

- Für die Bemessung muss der Nachweis der Eignung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Belastung nach *EOTA (2006)* und zyklischer Belastung erfolgt sein.
- Für die Berechnung der Verbundlänge darf maximal ein Beton der Festigkeitsklasse angesetzt werden, bis zu welcher der eingemörtelte Bewehrungsstab eine dem einbetonierten Rippenstab vergleichbare Laststeigerung zeigt. Im hochfesten Beton liegen derzeit keine Versuche vor. Daher müssen Versuche im hochfesten Beton, z.B. C50/60, unter zyklischer Beanspruchung durchgeführt werden, um die Eignung von eingemörtelten Bewehrungsstäben zu beurteilen.
- Es sind die in der angewendeten Stahlbetonnorm geregelten Mindestwerte für die Betondeckung und den Stababstand einzuhalten. Zusätzlich sind die in ETAG vorgeschriebenen Regelungen einzuhalten, um eine Vorschädigung des Betons beim Bohren zu verhindern.
- Die Verbindungsfuge zwischen bestehendem Bauteil und neuem Bauteil ist so aufzurauen und zu verzahnen, dass die auftretenden Querkkräfte übertragen werden können.
- Bei Anforderungen an den Feuerwiderstand muss die Betondeckung gegenüber einbetonierten Rippenstäben erhöht werden. Die Erhöhung hängt von der Temperaturempfindlichkeit des Mörtels und der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer ab.

7.5.3 Grenzen des Bemessungskonzeptes

Das Bemessungskonzept hat nur für Anwendungen Gültigkeit, welche nach den Regeln der jeweils gültigen Stahlbetonnorm auch mit **geraden** einbetonierten Bewehrungsstäben zulässig sind. Weiterhin gelten alle für monotone Belastungen definierten Grenzen.

Bisher liegen unter zyklischer Belastung nur Erfahrungen in Beton der Festigkeitsklasse C20/25 vor. Das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben im hochfesten Beton ist bisher nicht bekannt. Hier sind weitere Untersuchungen notwendig.

Das Tragverhalten von Verbundmörtelsystemen mit unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten und Verbundfestigkeiten wurde untersucht. Jedoch können nur solche Systeme mit dem Bemessungswert nach EC 2 bzw. EC 8 bemessen werden, die bei monotoner Belastung eine Mindestverbundfestigkeit f_{bm}^{req} nach *EOTA (2006)* erreichen und unter zyklischer Beanspruchung ein vergleichbares Verbundverhalten aufweisen wie einbetonierte Bewehrungsstäbe. Injektionsmörtelsysteme, die ein prinzipiell anderes Verbundverhalten aufweisen sind für eine Bemessung nicht geeignet.

Das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben unter zyklischer Belastung bei bzw. nach hohen Temperaturen und Brandbelastungen wurde nicht untersucht. Frühere Untersuchungen haben gezeigt, dass es Unterschiede im Tragverhalten gibt (siehe *Spieth (2002)*). Bei Anwendungen mit hohen Temperaturen oder einer bestimmten geforderten Feuerwiderstandsdauer des Anschlusses sind besondere Maßnahmen vorzunehmen. Je nach Randbedingungen und Mörtel Eigenschaften ist die Betondeckung zu erhöhen oder ein zusätzlicher Schutz der eingemörtelten Bewehrung vorzunehmen.

8 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung im ungerissenen und gerissenen Beton bei den Versagensarten Herausziehen des Bewehrungsstabes und Spalten des Betons für unterschiedliche Mörtelsysteme experimentell und numerisch untersucht. Zum Vergleich wurden einbetonierte Bewehrungsstäbe geprüft. Anhand der Ergebnisse wurden die Einflussfaktoren auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben aufgezeigt und bewertet. Darüber hinaus wurde ein Vorschlag zur Bemessung von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung hergeleitet.

In Kapitel 2 wird der Stand der Technik zum Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner sowie von einbetonierten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung erläutert. Im Weiteren werden die geltenden Regelungen zur Bemessung von Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben aufgezeigt.

Im dritten Kapitel wird ausführlich auf das von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* vorgeschlagene analytische Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen von einbetonierten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer Belastung eingegangen. Das Modell ist in der Lage, das Verbundverhalten im gesamten Verschiebungsbereich gut zu beschreiben. Es wurde als Basis für die analytische und numerische Beschreibung des Verbundverhaltens von eingemörtelten Bewehrungsstäben herangezogen.

In Kapitel 4 werden die durchgeführten experimentellen Untersuchungen und deren Ergebnisse beschrieben. Es wurden ca. 450 Ausziehversuche mit eingemörtelten Rippenstäben mit kurzer Verankerungslänge ($l_v = 8d_s$) in Beton mit einer Festigkeit von ca. 25 N/mm² bis 40 N/mm² durchgeführt. Dabei waren die Versuchskörper so konzipiert, dass entweder Herausziehen der Bewehrungsstäbe oder Spalten des Betons auftrat. Zum Vergleich wurden Ausziehversuche mit einbetonierten Bewehrungsstäben unter den gleichen Versuchsbedingungen durchgeführt. Variiert wurden im Wesentlichen die Art des Mörtelsystems (Epoxid-, Hybrid- und Zement-Systeme), die Art der Belastung (monotone und zyklische Belastung zwischen unterschiedlichen Verschiebungswerten) und der Zustand des Betons (ungerissen und gerissen mit einer Rissbreite von $w = 0,1$ mm bis $w = 0,4$ mm). Weiterhin wurden Tastversuche durchgeführt, bei denen die Ausziehkörper mit mehreren eingemörtelten Bewehrungsstäben bewehrt waren und bei denen eine große Verankerungslänge gewählt wurde, so dass Fließen des Bewehrungsstahles auftrat.

Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Belastung im ungerissenen Beton hängt wesentlich vom verwendeten Mörtelsystem ab. Es kann etwa ähnlich, günstiger jedoch auch ungünstiger sein als das von einbetonierten Bewehrungsstäben. Bei zyklischer Belastung zwischen vorgegebenen Verschiebungen kommt es zu Verbundschädigungen. Zur Bewertung der Verbundschädigung wurden die Abnahme der Verbundspannung bei der maximalen Verschiebung unter zyklischer Belastung und die Resttragfähigkeit nach zyklischer Belastung herangezogen. Die Verbundschädigung nimmt mit zunehmendem Verschiebungswert während der zyklischen Belastung zu und ist bei einseitiger zyklischer Belastung deutlich geringer als bei wechselnder Belastung. Dies gilt für einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe.

Das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Belastung wird durch Risse im Beton wesentlich beeinflusst. Mit zunehmender Rissbreite nimmt die Verbundfestigkeit wesentlich ab. Dabei kann die Abnahme der Verbundfestigkeit stärker oder vergleichbar zum Verhalten von einbetonierten Rippenstäben sein. Dieses Ergebnis steht teilweise im Widerspruch zu Angaben in der Literatur, wonach die Verbundfestigkeit von eingemörtelten Bewehrungsstäben durch Risse im Beton deutlich stärker beeinflusst wird als bei einbetonierten Bewehrungsstäben. Unter sonst gleichen Versuchsbedingungen ist im gerissenen Beton die Schädigung des Verbundes durch zyklische Belastungen größer als im ungerissenen Beton. Dabei verhalten sich Bewehrungsstäbe, die mit geeigneten Injektionsmörtelsystemen eingemörtelt werden ähnlich oder günstiger als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Als geeignet werden Injektionssysteme eingestuft, die unter monotoner Belastung im ungerissenen und gerissenen Beton ein vergleichbares oder günstigeres Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten aufweisen als einbetonierte Rippenstäbe. Geeignete Injektionsmörtelsysteme weisen auch im gerissenen Beton unter zyklischer

Belastung eine geringere Verbundschädigung auf als einbetonierte Bewehrungsstäbe.

Bei Verankerungen mit geringer Betondeckung trat Spalten des Betons auf und die Zugfestigkeit des Betons wurde ausgenutzt. Die Verbundfestigkeit bei monotoner Beanspruchung betrug unter den geprüften Bedingungen ca. 40% bis 60% der für die Versagensart Herausziehen geltenden Werte. Die Verbundschädigungen unter zyklischer Belastung unterscheiden sich bei den Versagensarten Spalten und Herausziehen nicht wesentlich.

In Abschnitt 5 wird das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großer Verankerungslänge unter zyklischer Belastung numerisch untersucht. Dazu wurde das nichtlineare FE-Programm MASA verwendet, das auf dem Microplane-Materialmodell für Beton und einer verschmierten Rissmodellierung (Rissbandmethode) basiert. Der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton wurde durch ein diskretes Verbundmodell (*Lettow (2006)*) modelliert. Bei diesem Verbundmodell wird die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei monotoner Belastung eingegeben. Der Einfluss weiterer Parameter wird automatisch erfasst. Die durchgeführten Rechnungen gelten für die Versagensart Herausziehen. Die Nachrechnung der Versuche mit kurzer Verankerungslänge zeigte, dass das verwendete Verbundmodell prinzipiell in der Lage ist, das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Belastung mit ausreichender Genauigkeit zu beschreiben. Allerdings muss der Schädigungsparameter für Verankerungen im gerissenen Beton modifiziert werden, weil die Verbundschädigung im gerissenen Beton stärker ist als im ungerissenen Beton.

Nach den Ergebnissen der Parameterstudien nimmt die Verbundschädigung mit zunehmender Verankerungslänge ab, weil eine Lastumlagerung auf weniger beanspruchte Bereiche am unbelasteten Stabende möglich ist. Dieses Verhalten gilt unabhängig vom Mörtelsystem für einbetonierte sowie für eingemörtelte Bewehrungsstäbe.

In Kapitel 6 wurde untersucht, ob das von *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* vorgeschlagene analytische Verbundmodell, das für einbetonierte Bewehrungsstäbe im ungerissenen Beton gilt, auf eingemörtelte Bewehrungsstäbe übertragen werden kann. Die Auswertungen zeigen, dass dieses Verbundmodell zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Bewehrungsstäben, die mit den oben definierten geeigneten Injektionsmörteln eingemörtelt werden, benutzt werden kann. Allerdings ist der Schädigungsparameter für zyklische Belastung insbesondere für einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe im gerissenen Beton zu modifizieren.

In Kapitel 7 wird die Bemessung von Befestigungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Belastung behandelt. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Belastung zumindest nicht ungünstiger ist als das von einbetonierten Bewehrungsstäben, wenn eingemörtelte Bewehrungsstäbe unter monotoner Belastung im ungerissenen und gerissenen Beton ein ähnliches bzw. günstigeres Verbundverhalten aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Ist diese Bedingung erfüllt, kann die Bemessung von Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben nach den Regeln für gerade einbetonierte Rippenstäbe in geltenden Stahlbetonnormen erfolgen. Einige Einschränkungen (z.B. aus bohrtechnischen Gründen) sind zu beachten (siehe Abschnitt 2.3.3).

Die Eignung des Mörtelsystems ist durch Ausziehversuche mit eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer Beanspruchung nachzuweisen. Die Versuche unter monotoner Beanspruchung sollten nach dem Technical Report (*EOTA (2006)*) durchgeführt werden. Die Versuchsergebnisse müssen alle in *EOTA (2006)* angegebenen Bedingungen erfüllen. Für den zyklischen Eignungsnachweis ist ein Vorschlag in der Arbeit gegeben.

Nach *EOTA (2006)* sind nur Versuche im ungerissenen Beton erforderlich. In den durchgeführten zyklischen Versuchen war das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben im gerissenen Beton demjenigen von einbetonierten Bewehrungsstäben vergleichbar, wenn das Verbundverhalten der eingemörtelten Bewehrungsstäbe unter monotoner Belastung im gerissenen Beton gleich oder günstiger war als das von einbetonierten Rippenstäben, ansonsten nicht. Dieses Ergebnis gilt jedoch streng nur für die untersuchten Injektionsmörtelsysteme. Daher wird empfohlen, zusätzlich Vergleichsversuche mit eingemörtelten Bewehrungsstäben unter Verwendung der zu beurteilenden Injektionsmörtel im gerissenen Beton durchzuführen. Dies gilt insbesondere auch für die Überprüfung des Verbundverhaltens unter zyklischer Belastung.

9 Abstract

This dissertation addresses the behaviour of bonded reinforcing bars (rebar) in uncracked and cracked concrete under cyclic loading. The behaviour of various adhesive mortars was investigated both experimentally and numerically for the failure modes rebar pullout and concrete splitting. Cast-in-place rebars were also tested for comparison. The parameters influencing the bond stress–slip behaviour are identified and evaluated based on the results. Additionally, a design approach is recommended for post-installed bonded rebar connections used to resist cyclic loading.

Chapter 2 presents the state of the art for the behaviour of post-installed rebars under monotonic loading as well as that of cast-in-place rebars under cyclic loading. Furthermore, the current design approach for connections with post-installed rebar is presented.

Chapter 3 describes in detail the analytic model proposed by *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)* for the bond stress–slip behaviour of cast-in-place rebars under monotonic and cyclic loading. This model can accurately predict the bond behaviour over the complete loading range and is used as the basis for the analytical and numerical description of the bond behaviour of post-installed rebars.

Chapter 4 presents new experimental investigations and discusses their results. Approximately 450 pullout tests with post-installed deformed rebar with short embedment depth ($l_v = 8d_s$) were conducted in concrete with a strength between about 25 N/mm² to 40 N/mm². The concrete test specimens were designed such that either pullout of the rebar or splitting of the concrete occurred. Tests with cast-in-place rebars under similar conditions were performed for comparison. The most significant parameters varied were the type of mortar system (epoxy, hybrid and cement systems), the loading type (monotonic loading and cyclic loading to various slip values) and the condition of the concrete (uncracked and cracked with a crack width of $w = 0.1$ mm to 0.4 mm). Additionally, exploratory tests were conducted with multiple post-installed rebars and tests in which large embedment depth was chosen to allow for plastic yielding of the rebar.

The load-bearing behaviour of post-installed bonded rebars in uncracked concrete depends significantly on the type of mortar used. One can achieve similar behaviour to that of cast-in-place rebars, however, superior or inferior performance is also possible. Bond is damaged under cyclic loading to a prescribed displacement. To evaluate the bond damage, the reduction of the bond stress at the maximum displacement under cyclic loading and the residual load capacity after cycling is investigated. The bond damage increases as the maximum displacement during cycling increases. Damage is significantly less for pulsating cyclic loading than for reversed cyclic loading. This is valid for both cast-in-place and post-installed rebars when the bond behaviour of the post-installed rebar under monotonic loading is similar, superior or inferior to that of a comparable cast-in-place rebar.

The bond behaviour of post-installed rebars under monotonic loading is significantly influenced by the presence of cracks in the concrete. The bond strength decreases with increasing crack width. The decrease of the bond strength can be similar or more severe than that of a comparable cast-in-place rebar. This result is somewhat contradictory to the literature that suggests that the bond strength of post-installed rebar is more negatively affected by cracks than cast-in-place rebar. Under otherwise comparable conditions, the bond damage in cracked concrete due to cycling is more severe than in uncracked concrete. However, the behaviour of a rebar with a suitable injection mortar system can be similar or superior to that of a cast-in-place rebar. Suitable injection mortar systems are those that display a similar or superior bond stress–slip behaviour to that of a cast-in-place rebar in uncracked and cracked concrete under monotonic loading. Suitable injection mortar systems exhibit less bond damage than cast-in rebars under cyclic loading even in cracked concrete.

For anchorage with small concrete cover, splitting of the concrete will occur, i.e., the concrete tension capacity is fully utilized. In this case, the decrease of the bond strength under monotonic loading is not significantly influenced by the type of injection mortar system. Under the investigated conditions the decrease was about 40% to 60% of the value valid for rebar pullout. Bond damage under cyclic loading did not differ significantly for concrete splitting and rebar pullout failure modes.

Chapter 5 presents a numerical investigation of the load-bearing behaviour of rebar with longer

embedment depth under cyclic loading. The nonlinear finite element analysis program MASA, which is based on the microplane material model for concrete and the crack band regularization method, was used for the analysis. The bond between the rebar and the concrete was modelled using a discrete bond element (*Lettow (2006)*). The input for this discrete bond element is a monotonic bond stress–slip relationship. The influence of other parameters is determined automatically. The simulations performed are valid for pullout failure mode. Simulation of the experimental tests with short rebar embedment depth demonstrates that the discrete bond model can represent the bond behaviour of post-installed rebars under cyclic loading with sufficient accuracy. However, the damage accumulation parameter for anchorages in cracked concrete must be modified because the damage progression is stronger in cracked concrete than in uncracked concrete. According to results of the parameter studies, the bond damage decreases with increasing anchorage length because load can be redistributed to less highly loaded portions of the rebar at the unloaded end. This behaviour is valid for both cast-in-place and post-installed rebars independent of the type of mortar system.

Chapter 6 investigates whether the analytic bond model proposed by *Eligehausen/Popov/Bertero (1983)*, which is valid for cast-in-place rebars in uncracked concrete, can be used to describe the bond behaviour of post-installed rebars. Analysis of the results shows that the bond model is valid for predicting the bond behaviour of suitable injection mortar systems (as defined above). However, the damage parameter in the model must be modified in some cases. This is particularly true for cast-in-place and post-installed rebars in cracked concrete.

Chapter 7 deals with the design of connections with post-installed bonded anchors under cyclic loading. The experimental and numerical investigations showed that the bond behaviour of post-installed rebars under cyclic loading is not inferior to that of cast-in-place rebars as long as the bond behaviour of the post-installed rebar under monotonic loading in uncracked and cracked concrete is similar or superior to that of the comparable cast-in rebar. If this condition is fulfilled, the design of connections using post-installed rebar can be performed using the rules for straight cast-in deformed rebar according to the relevant reinforced concrete design code. Several restrictions must be observed, e.g., constraints on drilling (see Section 2.3.3.).

The suitability of the injection mortar system must be demonstrated using monotonic and cyclic pullout tests with bonded rebars. The tests under monotonic loading should be performed according to the Technical Report (*EOTA (2006)*). The test results must fulfil all of the conditions in *EOTA (2006)*. For the cyclic loading a test proposal is given in the dissertation. According to *EOTA (2006)*, only tests in uncracked concrete are required. In the tests conducted for this dissertation, the bond behaviour of post-installed rebars in cracked concrete was comparable to that of cast-in-place rebars, as long as the behaviour of the post-installed rebar under monotonic loading in cracked concrete was similar or superior to that of a cast-in-place rebar, if not it was different. This conclusion is strictly valid only for the investigated injection mortar systems. Therefore, further comparison tests with post-installed rebar for other injection mortar systems are recommended in cracked concrete. This also applies for the validation of the bond behaviour under cyclic loading.

10 Offene Fragen

In der vorliegenden Arbeit wurden Verankerungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung im niederfesten Beton ($f_c < 40 \text{ N/mm}^2$) geprüft. Versuche in Beton höherer Festigkeit sind erforderlich, um den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das zyklische Verbundverhalten zu überprüfen.

Erdbebenbeanspruchungen rufen wechselnde Momente im Tragwerk hervor, wodurch die Risse geöffnet und geschlossen werden. Der Einfluss von öffnenden und schließenden Rissen auf das Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Rippenstäben ist sicher nicht bekannt und sollte daher untersucht werden. Dabei sind die unter Erdbebenbeanspruchungen zu erwartenden Rissbreiten (vgl. *Hoehler (2006)*) zu verwenden.

In Bauwerken sind in der Regel mehrere Rippenstäbe in einem Querschnitt vorhanden, wobei die Verbundbedingungen der einzelnen Stäbe unterschiedlich sein können (z.B. Lage einzelner Stäbe im ungerissenen Beton bzw. in einem Längsriss). Dabei kommt es zu Lastumlagerungen von Stäben mit weicherem Verbund auf Stäbe mit steiferem Verbund. Diese Lastumlagerung wurde im Rahmen dieser Arbeit nur in Tastversuchen geprüft. Es sollten Untersuchungen mit eingemörtelten Rippenstäben unter Verwendung unterschiedlicher Injektionssysteme geprüft werden.

Zur seismischen Verstärkung von Stahlbetonrahmentragwerken werden häufig Stahlbetonwände eingezogen, die mit dem Rahmen durch eingemörtelte Bewehrungsstäbe verbunden werden. Bei Erdbebenbelastungen werden die eingemörtelten Bewehrungsstäbe durch kombinierte Zug- und Querlasten beansprucht. Das Verhalten von eingemörtelten Rippenstäben unter zyklischen Schrägzuglasten ist bisher nicht bekannt und sollte untersucht werden.

In Stahlbetontragwerken kann die Beanspruchung der eingemörtelten Bewehrungsstäbe am Beginn der Verankerungslänge die Stahlfließgrenze überschreiten. Das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben wurde unter diesen Bedingungen nur numerisch untersucht. Weitergehende experimentelle Untersuchungen sollten für die Versagensarten Herausziehen und Spalten durchgeführt werden.

Bei Verankerungen von eingemörtelten Bewehrungsstäben nahe am Rand wird das Verbundversagen durch Spalten des Betons hervorgerufen. Die Lasteinleitung entlang der Verankerungslänge hängt wesentlich von der Steifigkeit des Verbundes ab. Werden Injektionsmörtel verwendet, die eine sehr hohe Verbundsteifigkeit der eingemörtelten Rippenstäbe gewährleisten, ist eine geringere Traglast der Verankerung als bei einbetonierten Bewehrungsstäben zu erwarten, weil bei steifem Verbund nur ein Teil der Verankerungslänge zur Lasteinleitung herangezogen wird. Der Einfluss der Verbundsteifigkeit auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit langer Verbundlänge wurde bisher nur bei der Versagensart Herausziehen untersucht. Er sollte auch bei der Versagensart Spalten des Betons experimentell und numerisch studiert werden.

11 Literaturverzeichnis

- ACI 318 (1999):** ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99). American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 1999.
- ACI 318 (2005):** ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-05) and Commentary (318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 669 pp., 2005.
- ACI 408 (1992):** ACI Committee 408.2R-92: State of the Art Report on Bond under Cyclic Loads. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, USA, 1992, reapproved 1999.
- Ammann, W.; Mühlmatter, M.; Bachmann, H. (1982):** Zugversuche an Bewehrungs- und Spannstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 7709-1, Juni 1982.
- Aoyama, H.; Noguchi, H. (1979):** Mechanical Properties of Concrete under Load Cycles Idealizing Seismic Actions, AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, CEB Bulletin d'information, No 131, vol. 1, Rome, May 1979.
- Appl, J. J.; Eligehausen R. (2003):** Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln – Bemessungskonzept -. Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart , Nr. 03/10-2/48, 2003, nicht veröffentlicht.
- Bachmann, H. (1997):** Tragwiderstand und Duktilität für Stoß- und Erdbebeneinwirkung. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997), Heft 8, Ernst & Sohn, S. 214-253.
- Balázs G. L. (1986):** Bond Behavior under Repeated Loads, Studi e Ricerche – Corso Flli. Pesenti, Politecnico di Milano, V. 8, 1986, pp. 395-430.
- Balázs G. L. (1991):** Fatigue of Bond, ACI Materials Journal, Vol.88, No. 6, Nov- Dec. 1991, 620-629.
- Bergmeister, K. (1989):** Neue Bemessung von Dübelverbindung im Stahlbetonbau. Bericht Nr. 7/5-89/20 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, September 1989, nicht veröffentlicht.
- Berner, K. (1981):** Der Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf das mechanische Verhalten von Betonstählen. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin 1981.
- Bertero, V.V.; Bresler, B. (1975):** Influence of High Strain Rate and Cyclic Loading on Behaviour of Unconfined and Confined Concrete in Compression. Proceedings of the 2nd Canadian Conference on Earthquake Engineering, Hamilton, Ontario, June 1975.
- Bertero, V.V.; Popov, E.P.; Viwathanatepa, S. (1978):** Bond of Reinforcing Steel: Experiments and a Mechanical Model. IASS Symposium on Nonlinear Behaviour of Reinforced Concrete Spatial Structures, Darmstadt, July 1978.
- Bezecny (2001):** Einfluss Untergrundeigenschaften - Einfluss auf das Tragverhalten von Verbunddübeln (Zwischenbericht), Bericht-Nr.: 01/18-02/44, 2001, nicht veröffentlicht.
- Bezecny (2004):** Einfluss des Betons auf das Tragverhalten von Verbunddübeln (Verbunduntersuchungen), Bericht-Nr.: 04/11-02/58, 2004, nicht veröffentlicht.
- BWG (2003):** Bundesamt für Wasser und Geologie, N.N.: Mit Erdbeben ist jederzeit zu rechnen. In Aquaterra, Nr. 2, 2003, S. 3-7.
- CEB (1993):** CEB Bulletin d'Information No. 213/214: CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford Ltd., Comité Euro-International du Béton.
- CEB (1994):** Comité Euro-International du Béton: Fastenings to concrete and masonry structures: State of the Art Report. Paris: CEB, (Bulletin d'information; 216). - ISBN 0-7277-1937-8, 1994.
- CEB (1995):** Comité Euro-International du Béton: Design of Fastenings in Concrete. CEB Guide –

Part 1 to 3, Fastenings for Seismic Retrofitting, State of the Art Report. Bulletin d'information 226, Paris, 1995.

Ciampi et al. (1981): Ciampi, V.; Eligehausen, R.; Bertero, V.V.; Popov, E.P.: Analytical Model for Deformed Bar Bond under Generalized Excitations. IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, 1981.

Cook et al. (1998): Cook, R.A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R.C.: Behaviour and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. ACI Structural Journal; V. 95; No. 1; 1998; S. 9-26.

Darwin, D.; Salamizavaregh, S. (1993): Bond Strength of Grouted Reinforcing Bars. SM Report 32. University of Kansas, Center for Research, Lawrence, Kansas, USA, 1993.

Dazio, A.; Wenk, Th.; Bachmann, H. (1999): Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, IBK Bericht No. 239, ISBN 3-7643-6149-X. Birkhäuser Verlag, Basel, 1999.

Den Uijl, J.A.; Bigaj, A.J. (1996): A bond model for ribbed bars based on concrete confinement. In: HERON, Volume 41, No. 3, pp. 201–226.

DIBt (2000a): Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung (Z-21.8-1648). Bewehrungsanschluss mit Hilti-Injektionsmörtel HIT-HY 150. Berlin, erteilt am 07.02.2000.

DIBt (2000b): Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung (Z-21.3-1647). Bewehrungsanschluss mit Upat-Injektionsmörtel UPM 44. Berlin, 2000.

DIN 1045 (1988): Beton und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V.; Beuth Verlag; Berlin, 1988.

DIN 1045-1 (2001): Beton- und Stahlbetonbau; Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung e.V.; Beuth Verlag; Berlin.

DIN 4149 (2005): Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Deutsches Institut für Normung e.V.; Beuth Verlag; Berlin, April 2005.

DIN 488 (1986): Betonstahl Teil 2, Ausgabe Juni 1986; Deutsches Institut für Normung e.V.; Beuth Verlag; Berlin.

EC 2 (1992): Eurocode 2: DIN V ENV 1992 Teil 1-1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Beuth Verlag GmbH; Berlin, 1992.

EC 2 (2005): Eurocode 2: DIN EN 1992 Teil 1-1: 2005: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2005; Beuth Verlag GmbH; Berlin, 2005.

EC 8 (1998): Eurocode 8: DIN V ENV 1998 Teil 1-1: Bauten in Erdbebengebieten, Entwurf und Bemessung, 1998.

Eibl, J.; Idda, K.; Lucero-Cimas, H.N. (1997): Verbundverhalten bei Querkraft. Forschungsbericht; Institut für Massivbau und Baustofftechnologie; Universität Karlsruhe.

Eibl, J.; Keintzel, E. (1995): Vergleich der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach DIN 4149 und Eurocode 8. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), H. 9, S. 217-222.

Eligehausen et al. (2004): Eligehausen, R.; Appl, J. J.; Mészáros, J.; Lehr, B.; Fuchs, W. : Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung, Teil 1: Einzeldübel mit großem Achs- und Randabstand. Beton- und Stahlbetonbau, 99. Jahrgang, Heft 7, S. 561-571, Juli 2004.

Eligehausen et al. (2005): Eligehausen, R.; Appl, J. J.; Mészáros, J.; Lehr, B.; Fuchs, W. : Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung, Teil 2: Einzeldübel am Bauteilrand und Verbunddübelgruppen mit großem Randabstand, in Bearbeitung.

Eligehausen, R. (1979): Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabdenden. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 301, 1979.

- Eligehausen, R.; Kreller, H.; Langer, P. (1989):** Untersuchungen zum Verbundverhalten von gerippten Bewehrungsstäben mit praxisüblicher Betondeckung. Mitteilungen des Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart; 1989/5.
- Eligehausen, R.; Mallée, R. (2000):** Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau. Ernst & Sohn; Berlin.
- Eligehausen, R.; Mallée, R.; Rehm, G. (1984):** Befestigungen mit Verbundankern. Beton + Fertigteiltechnik (Heft10-12) 1984.
- Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. (1983):** Local bond stress slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report No. UCB/EERC-83/23, University of California, Berkeley, 1983.
- Eligehausen, R.; Varga, J. (1996):** Versuche mit UKA 3 M12 (EAP) bei verschiedenen Temperaturen. Bericht Nr. 910/01-96/14; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart; 1996; nicht veröffentlicht.
- EOTA (1997):** Leitlinie für die europäisch technische Zulassung (EOTA): Metaldübel zur Verankerung in Beton, Teil 1 bis 3, Anhang A bis C. Mitteilungen Deutsches Institut für Bautechnik, 28. Jahrgang, Sonderheft Nr. 16, 1997.
- EOTA (2004):** Metal Anchors for Use in Concrete. Part 1-5, Brüssel 04/2004, doc.553.4, in progress.
- EOTA (2006):** Technical Report: Assessment of post-installed rebar connections. TR 023, Edition November 2006. EOTA, Brussels, 2006.
- fib (2000):** Fédération Internationale du Béton: Bond of reinforcement in Concrete. State of the Art Report, Task Group Bond Models, fib Bulletin 10, Lausanne, August 2000.
- fib (2003):** Fédération Internationale du Béton: Seismic Assessment and retrofit of reinforced concrete buildings. fib-Bulletin 24, Lausanne, 2003.
- Fuchs, W.; Eligehausen, R. (1995):** Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen, Beton und Stahlbetonbau 90 (1995), H.1, S.6-9; H.2, S.38-44; H.3, S.73-76.
- Gambarova P.G.; Karakoc, C. (1982):** Shear-confinement interaction at the bar-to-concrete interface. In: Bond in Concrete, Editor: P. Bartos, Applied Science Publishers, London, 1982, p.82-96.
- Gambarova P.G.; Rosati, G.P. (1997):** Bond and splitting in bar pull-out: behavioral laws and concrete-cover role. In: Magazine of Concrete Research 49(179), 1997, p. 99-110.
- Gambarova P.G.; Rosati, G.P.; Zasso, B. (1989):** Steel-concrete bond after concrete splitting: (I) test results; (II) constitutive laws and interface deterioration, Materials and Structures, RILEM, 22, p.35-47 and p.347-356.
- Goto, J. (1971):** Cracks Formed in Concrete Around Tension Bars. ACI Journal Proceedings Vol. 86 No. 4; S. 244-251.
- Hakuto, S.; Park, R.; Tanaka, H. (1999):** Effect of Deterioration on Bond of Beam Bars Passing through Int. Beam-Col. Joints on Flex. Strength and Ductility, ACI Structural Journal, V.96, N.5, 1999.
- Hakuto, S.; Park, R.; Tanaka, H. (2000):** Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Re. Details, ACI Structural Journal, V.97, N.1, 2000, pp.11-25.
- Hassan, F.M.; Hawkins, N.M. (1977):** Anchorage of Reinforcing Bars for Seismic Forces. ACI-Publication SP-53, Detroit, Paper No. 15, 1977.
- Hawkins, N. M.; Lin, I. J.; Jeang, F. L. (1982):** Local bond strength of concrete for cyclic reversed actions, Proceedings, Bond in Concrete, Applied Science Publishers London, 1982, p.151- 161.
- Hjorth, C. (1979):** Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Dehngeschwindigkeiten. Dissertation; Braunschweig, 1979.
- Hoehler, M.S. (2006):** Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for Use in Seismic

Applications. Dissertation; Universität Stuttgart, 2006.

- Kato, B. (1979):** Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions. AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, CEB Bulletin d'information, No. 131, Vol. 1, Rome, May 1979.
- Kirtzakis, V. (2004):** Experimentelle Untersuchungen an eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Belastung. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2004.
- Kretzschmar, M. (2004):** Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Belastung im ungerissenen und gerissenen Beton. Diplomarbeit Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2003.
- Krüger, M. (2004):** Vorgespannter textillbewehrter Beton. Dissertation. Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart, 2004.
- Kunz et al. (1998):** Kunz, J.; Cook, R.; Fuchs, W.; Spieth, H.A.: Tragverhalten und Bemessung von chemischen Befestigungen. Beton- und Stahlbetonbau; 93 (1998); H. 1; S. 15-19; H. 2; S. 44-49; Ernst & Sohn; Berlin.
- Kunz, J.; Muenger, F. (2002):** Splitting and Bond Failure of Post-Installed Rebar Splices and Anchorings. In: Balazs-Bartos-Cairns-Borosnyoi (Eds.): Proceedings of the 3rd International Symposium on Bond in Concrete - from research to standards. Hungary; Publishing Company of Budapest University, Budapest, 2002, p. 447-454.
- Lehr, B. (2002):** Tragverhalten von Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand mit Verbundankern unter zentrischer Belastung. Dissertation; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Leon, R.J. (1990):** Shear Strength and Hysteretic Behaviour in Interior Beam-Column Joints, ACI Structural Journal, Vol. 87, No.1, 1990, pp. 03-11.
- Lestuzzi, P.; Wenk, Th.; Bachmann, H. (1999):** Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, IBK Bericht No. 240, ISBN 3-7643-6162-X. Birkhäuser Verlag, Basel, 1999.
- Lettow, S. (2006):** Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen – Anwendung auf Übergreifungsstöße. Dissertation. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2006.
- Lorrain, M.; Khelafi, H. (1988):** Sur la résistance de la liaison armature-béton de haute es Travaux publics, No. 470, Série: Béton 260, pp. 118-128.
- Lowes, N.L.; Moehle, J.P.; Govindjee, S. (2004):** Concrete-Steel Bond Model for Use in Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Structures. ACI Structural Journal, V. 101, No. 4, July-August, pp. 501-511, 2004.
- Lutz, L.A.; Gergerly, P. (1967):** Mechanics of Bond and slip of Deformed Bars in Concrete. ACI Journal, Vol. 64, No. 11, pp.711-721, November 1967.
- Mainz, J. (1993):** Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau; Technische Universität München; 3/93.
- Mallée, R.; Simons, I.; Eligehausen, R. (2004):** Anschluss finden - Bemessung mit eingemörtelten Bewehrungsstäben. In: fischer connect it (2004), Ausgabe 4, S. 4 - 11.
- Malvar, L.J. (1992):** Bond reinforcement under controlled confinement. ACI Materials Journal 89 (1992), pp. 711-721.
- Martin, H. (1973):** Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 228.
- Matsuzaki, Y.; Nakano, K. (2002):** Structural Performance of Post-Installed Bonded Anchors. Proceedings of the 3rd International Symposium at the Budapest University of Technology and Economics, November 2002, p. 455-463, Budapest, Hungary.

- Menegotto, M.; Pinto, P.E. (1973):** Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending. Reports of the Working Commissions, Volume 13. IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. Lisboa, 1973.
- Mészáros, J. (2002):** Das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Belastung. Dissertation Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart, 2002
- Monti, G.; Nuti, C. (1992):** Nonlinear Cyclic Behaviour of Reinforcing Bars Including Buckling, Journal of Structural Engineering, vol. 118, n°12.
- Morita, S.; Kaku, T. (1973):** Local Bond Stress-Slip Relationship Under Repeated Loading. Proceedings, IABSE Symposium: Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisboa, 1973, p. 221- 227.
- Muenger, F.; Kupfer, H.; Jaehring, A.; Kunz, J. (2002):** Bonded-in Reinforcement for Frame Node Connections. Proceedings of the 3rd International Symposium at the Budapest University of Technology and Economics, November 2002, p. 469-484, Budapest, Hungary.
- Orangun, C.O.; Jirsa, J.O.; Breen, J.E. (1977):** Re-evaluation of test data on development length and splices. In: ACI Journal 74 (3), pp. 114-112.
- Owen, D. B. (1968):** Handbook of statistical tables. Addison Wesley Publishing Company, 1968.
- Ožbolt, J. (1998):** MASA – Finite Element Program for Nonlinear Analysis of Concrete and Reinforced Concrete Structures. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1998.
- Ožbolt, J.; Lettow, S.; Kožar, I. (2002a):** Discrete bond element for 3D FE analysis of reinforced concrete structures. Beiträge aus der Befestigungstechnik und dem Stahlbetonbau (Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen), Stuttgart, 2002, pp. 239-258.
- Ožbolt, J.; Lettow, S.; Kožar, I. (2002b):** Discrete Bond Element for 3D Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. In: Balazs-Bartos-Cairns-Borosnyoi (Eds.), Budapest, Hungary: Publishing Company of Budapest University No. 1414/02, p. 9 - 19. - ISBN 963 420 7146, 2002.
- Ožbolt, J.; Li, Y.; Kožar, I. (2001):** Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint. International Journal of Solids and Structures 38 (2001), pp. 2683-2711.
- Ožbolt, J.; Mayer, U.; Vocke, H.; Eligehausen, R. (1999):** Das FE-Programm MASA in Theorie und Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau; 94; Heft 10; S. 403-412.
- Paulay, T.; Bachmann, H.; Moser, K. (1990):** Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Basel: Birkhäuser 1990.
- Paulay, T.; Park, R.; Priestley, M.J.N (1978):** "Reinforced Concrete Beam Column Joints under Seismic Actions," ACI JOURNAL, V. 75, No. 11, Nov.1978.
- Pflumm, S. (2003):** Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung. Diplomarbeit Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2003.
- Pipa, M.; Vercesi, A. (1996):** Cyclic Tests of Grade B400 and B500 Tempcore Bars, Prenormative Research in Support of Eurocode 8, LNEC, Lisbon.
- Pochanart, S.; Harmon, T. (1989):** Bond-Slip Model for Generalized Excitation Including Fatigue, In: ACI Materials Journal, Sept- Oct. 1989, p. 465- 476.
- Ramberg, W.; Osgood, W.R. (1943):** Description of stress-strain curves by three parameters. NACA Report TN-902, National Advisory Committee on Aeronautics, Washington D.C. 1943.
- Rehm, G. (1961):** Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 138.
- Rehm, G. (1985a):** Zur Frage des Langzeitverhaltens von Hilti Verbundankern (HVU). Gutachtliche Stellungnahme Nr. 22/07.85 vom 1.10.1985; nicht veröffentlicht.
- Rehm, G. (1985b):** Zur Frage der Eignung von Hilti Verbundankern auf Basis eines EP-

Acrylatharzes für tragende Konstruktionen. Gutachtliche Stellungnahme Nr. 31/12.85 vom 16.12.1985; nicht veröffentlicht.

Rehm, G. (1988): Zur Frage der Eignung von Upat Verbunddübeln auf Basis eines Epoxy-Acrylatharzes für tragende Konstruktionen. Gutachtliche Stellungnahme vom 05.05.1988; nicht veröffentlicht.

Rehm, G.; Eligehausen, R. (1979): Bond of Ribbed Bars under High-Cycle Repeated Loads; ACI Journal, Vol. 76, No. 2, Feb. 1979, 297- 309.

Robins, P.; Standish, G. (1984): The influence of lateral pressure upon anchorage bond. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 36, No. 129, pp. 195 – 202.

Rostásy, F.; Scheuermann, J. (1987): Verbundverhalten einbetonierten Bewehrungsstahls bei extrem tiefer Temperatur. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 380.

Royles, R.; Morley, P.; Khan, M. (1982): The Behaviour of Reinforced Concrete at Elevated Temperatures with Particular Reference to Bond Strength. Bond in Concrete; Applied Science; London; Hrsg. P. Bartos; S. 217-228.

Russwurm, D. (1993): Betonstähle für Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V.; München; Nachdruck der 1. Auflage.

Sell, R. (1973): Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Anker. Verbindungstechnik; 1973; Heft 8; S. 11-16.

Shah, S.P.; Chung; L. (1986): Effect of Cyclic Loading Rate on Response of Model Beam-Column Joints and Anchorage Bond. Proceedings of the 3rd U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng., EERI, San Francisco, 1986.

Sheikh, S.A. (1982): A Comparative Study of Confinement Models. ACI Journal, July-August 1982.

SIA 160 (1989): Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1989.

Simons, I. (2004): Eingemörtelte Bewehrungsstäbe - Dehnkörperversuche mit gestossenen Bewehrungsstäben in hochfestem Beton C50/60. In: IWB-Mitteilungen. Jahresbericht 2002/03: Activities. 2004.

Simons, I.; Eligehausen, R.; Kirtzakis, V. (2005): Behaviour of Post-Installed Rebars in Uncracked and Cracked Concrete. In: Keep Concrete Attractive. Hungarian Group of fib. 23 - 25 Mai 2005, Budapest University of Technology and Economics. Budapest: 2005, pp. 669-674. - ISBN 963 420 837 1 Ö

Soroushian et al. (1991): Soroushian, P.; Choi, K.; Park, G.; Aslani, F.: Bond of deformed bars to concrete: Effects of confinement and strength of concrete. In: ACI Materials Journal, Vol. 88, pp. 227 – 232.

Spieth, H. A.; Eligehausen, R (2002): Bewehrungsanschlüsse mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben. Beton- und Stahlbetonbau 97(2002), 9; S. 445-459.

Spieth, H.A. (2002): Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben. Dissertation, Universität Stuttgart, 2002.

Tassios, T. P. (1979): Properties of Bond between Concrete and Steel under Load Cycles Idealising Seismic Actions, AICAP-CEB Symposium: Structural Concrete Under Seismic Action, Rome, CEB Bulletin d' Information No.131, Vol. 1, 1979.

Tepfers, R. (1973): A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement for Deformed Bars. Chalmers University of Technology; Göteborg.

Thiele, K.; Dazio, A.; Bachmann, H. (2001): Bewehrungsstahl unter zyklischer Beanspruchung. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, http://e-collection.ethbib.ethz.ch/ecol-pool/incoll/incoll_776, 2001.

Tsonos, A.G. (1999): Lateral load response of strengthened reinforced concrete beam to column joint. ACI Structural Journal 96(1), 1999, pp.46-56.

- Ueda, T.; Lin, I.; Hawkins, N.M. (1986):** Beam Bar Anchorage in Exterior Column-Beam Connections, ACI Structural Journal, Title No. 83-41, 1986, pp. 412-422.
- Unterweger, R.; Bergmeister, K. (1999):** Experimentelle und numerische Untersuchungen von Injektionsankern - Bohrverfahren, Haftspannungen, Materialmodell. Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 12, S. 524-536, 1999.
- Viwathanatepa, S.; Popov, E.; Bertero, V. (1979):** Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforced Bars Embedded in Confined Concrete Blocks. Report No. UCB/EERC – 79/22. College of Engineering, University of California, Berkeley, 1979.
- Würth (2006):** Adolf Würth GmbH & Co. KG: Handbuch der Würth Dübeltechnik, Grundlagen Anwendungen Praxis, Band 1, 2. Auflage, Swiridoff Verlag Künzelsau, 2006.

12Anhang

12.1Versuchsdatenbank

Code	[-]	ts _{max} [mm]	d _s [mm]	h _r [mm]	c [mm]	f _{cc,180} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochräumung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ⁱ _{RU} [kN]	σ _{RU} [N/mm ²]	s ⁱ _{RU} [mm]	w _i (F=0) tatsächlich [mm]
EAXXT-R1	mon		20	200	250	30.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	158.6	12.62	1.51	0.00
EAXXT-R2	mon		20	200	250	30.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	141.4	11.25	1.15	0.00
EAXXT-R3	mon		20	200	250	30.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	154.5	12.29	1.44	0.00
EAXXT-R4	mon		20	200	250	30.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	141.6	11.27	1.50	0.00
EAXXT-R5	mon		20	200	250	30.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	173.5	13.81	1.60	0.00
																	153.92	12.25	1.44	0.00
HAXXT-T1	mon		20	200	250	31.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	229.6	18.27	1.51	0.00
HAXXT-T2	mon		20	200	250	31.6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	209.9	16.70	1.49	0.00
																	219.75	17.49	1.49	0.00
HAXXT-R1	mon		20	200	250	30.8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	180.6	14.37	1.68	0.00
HAXXT-R2	mon		20	200	250	30.8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	183.6	14.61	1.81	0.00
HAXXT-R3	mon		20	200	250	30.8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	171.4	13.64	2.33	0.00
HAXXT-R4	mon		20	200	250	30.8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	180.5	14.36	2.4	0.00
HAXXT-R5	mon		20	200	250	30.8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	187.8	14.94	2.6	0.00
																	180.78	14.39	2.16	0.00
WAXXT-RH1	mon		20	200	250	26.7	C20/25	0/16	WW	Hand	3x3x3x (dB)	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	124.5	9.91	15.95	0.00
WAXXT-RH2	mon		20	200	250	26.7	C20/25	0/16	WW	Hand	3x3x3x (dB)	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	132.3	10.53	16.24	0.00
WAXXT-RH3	mon		20	200	250	26.7	C20/25	0/16	WW	Hand	3x3x3x (dB)	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	161.7	12.87	16.13	0.00
WAXXT-RH4	mon		20	200	250	27.2	C20/25	0/16	WW	Hand	3x3x3x (dB)	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	99.8	7.94	20.40	0.00
WAXXT-RH5	mon		20	200	250	27.2	C20/25	0/16	WW	Hand	3x3x3x (dB)	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	98.8	7.86	16.20	0.00
WAXXT-RH6	mon		20	200	250	27.2	C20/25	0/16	WW	Hand	3x3x3x (dB)	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	98.0	7.80	16.80	0.00
																	119.18	9.48	16.95	0.00
WAXXT-RHm1	mon		20	200	250	31.5	C20/25	0/16	WW	Hand	1x1x1x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	62.0	4.93	29.03	0.00
WAXXT-RHm2	mon		20	200	250	31.5	C20/25	0/16	WW	Hand	1x1x1x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	55.0	4.38	28.70	0.00
WAXXT-RHm3	mon		20	200	250	31.5	C20/25	0/16	WW	Hand	1x1x1x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	42.7	3.40	18.40	0.00
																	53.23	4.24	25.38	0.00
SAAXHT-R1	mon		20	200	250	31.1	C20/25	0/16	SE	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	152.9	12.17	1.82	0.00
SAAXHT-R2	mon		20	200	250	31.1	C20/25	0/16	SE	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	155.4	12.37	1.66	0.00
SAAXHT-R3	mon		20	200	250	31.1	C20/25	0/16	SE	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	150.9	12.01	2.7355	0.00
SAAXHT-R4	mon		20	200	250	31.1	C20/25	0/16	SE	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	199.4	15.87	1.40	0.00
SAAXHT-R5	mon		20	200	250	31.1	C20/25	0/16	SE	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	185.7	14.78	1.30	0.00
SAAXHT-R6	mon		20	200	250	31.1	C20/25	0/16	SE	Maschine	3x3x3x	Hammer	-	>3h	St900/1100	0.09	192.2	15.29	1.30	0.00
																	172.75	13.75	1.70	0.00
ME20(5d)w0-1	mon		20	100	250	28.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	89.1	14.18	1.74	0.00
ME20(5d)w0-2	mon		20	100	250	28.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	67.2	10.70	1.09	0.00
																	78.15	12.44	1.42	0.00
ME20(5d)w1-1	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	76.4	12.16	1.38	0.110
ME20(5d)w1-2	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	62.7	9.98	1.67	0.134
																	69.55	11.07	1.53	0.122
ME20(5d)w2-1	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	56.1	8.93	1.59	0.212
ME20(5d)w2-2	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	67.1	10.68	2.26	0.191
																	61.60	9.80	1.93	0.202
ME20(5d)w3-1	mon		20	100	250	30.5	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	50.1	7.97	1.61	0.351
ME20(5d)w3-2	mon		20	100	250	30.5	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	52.8	8.40	1.72	0.299
																	51.45	8.19	1.67	0.325

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cc,150} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochrreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ⁺ _{RU} [kN]	τ _{RU} [N/mm ²]	s ⁺ _{RU} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
										[-]	[-]	[-]	[-]							
ME20(10d)w1-1	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	105.4	8.39	1.59	0.115
ME20(10d)w1-2	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	84.2	6.70	1.83	0.111
ME20(10d)w1-3	mon		20	200	250	32.8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	114.6	9.12	1.76	0.102
ME20(10d)w1-4	mon		20	200	250	32.8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	96.8	7.70	1.87	0.104
																	100.25	7.98	1.76	0.108
ME20(10d)w2-1	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	106.2	8.45	1.92	0.211
ME20(10d)w2-2	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	97.1	7.73	1.71	0.210
ME20(10d)w2-3	mon		20	200	250	32.8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	96.1	7.65	1.86	0.207
ME20(10d)w2-4	mon		20	200	250	32.8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St9000/1100	0.09	80.1	6.37	1.97	0.198
																	94.88	7.55	1.87	0.207
MH20(5d)w0-1	mon		20	100	250	30.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	90.0	14.32	1.13	0.00
MH20(5d)w0-2	mon		20	100	250	30.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	92.5	14.72	1.09	0.00
MH20(5d)w0-3	mon		20	100	250	30.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	91.3	14.53	1.14	0.00
																	91.27	14.53	1.12	0.00
MH20(5d)w1-1	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	71.6	11.40	1.49	0.118
MH20(5d)w1-2	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	63.2	10.06	1.38	0.116
MH20(5d)w1-3	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	49.9	7.94	1.22	0.100
																	61.57	9.80	1.36	0.111
MH20(5d)w2-1	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	52.5	8.36	0.82	0.229
MH20(5d)w2-2	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	31.5	5.01	1.26	0.219
MH20(5d)w2-3	mon		20	100	250	30.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	66.9	10.65	1.47	0.217
																	50.30	8.01	1.18	0.222
MH20(5d)w3-1	mon		20	100	250	30.6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	45.8	7.29	2.18	0.302
MH20(5d)w3-2	mon		20	100	250	30.6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	34.1	5.43	0.92	0.307
MH20(5d)w3-3	mon		20	100	250	30.6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	37.8	6.02	0.77	0.307
																	39.23	6.24	1.29	0.305
MH20(9d)w0-1	mon		20	180	250	35.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	158.2	13.99	4.18	0.00
MH20(9d)w0-2	mon		20	180	250	35.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	153.6	13.58	2.81	0.00
MH20(9d)w0-3	mon		20	180	250	35.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	177.1	15.66	2.43	0.00
MH20(9d)w0-4	mon		20	180	250	35.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	159.8	14.13	2.09	0.00
MH20(9d)w0-5	mon		20	180	250	35.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	169.2	14.96	2.19	0.00
																	163.58	14.46	2.74	0.00
MH20(10d)w0-1	mon		20	200	250	35.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	162.2	12.91	1.57	0.00
MH20(10d)w0-2	mon		20	200	250	35.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	155.2	12.35	2.45	0.00
MH20(10d)w0-3	mon		20	204	250	35.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	189.5	14.78	2.01	0.00
																	168.97	13.35	2.01	0.00
MH20(10d)w1-1	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	175.4	13.96	1.88	0.100
MH20(10d)w1-2	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	166.0	13.21	2.05	0.099
MH20(10d)w1-3	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	164.6	13.10	2.39	0.102
																	168.67	13.42	2.11	0.10
MH20(10d)w2-1	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	143.0	11.38	2.34	0.199
MH20(10d)w2-2	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	157.2	12.51	1.62	0.264
MH20(10d)w2-3	mon		20	200	250	32.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	147.6	11.75	1.56	0.199
																	149.27	11.88	1.84	0.22
MH20(10d)w3-1	mon		20	200	250	30.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	97.9	7.79	1.44	0.314
MH20(10d)w3-2	mon		20	200	250	30.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	129.6	10.31	1.73	0.324
MH20(10d)w3-3	mon		20	200	250	30.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St9000/1100	0.09	116.7	9.29	1.65	0.310
																	114.73	9.13	1.61	0.32

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cc,150} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ⁺ _{Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s ⁺ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
MP20(7d)w0-1	mon		20	140	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	[-]	[-]	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	114.1	12.97	3.00	0.00
MP20(7d)w0-2	mon		20	140	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	158.3	18.00	1.93	0.00
MP20(7d)w0-3	mon		20	140	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	221.7	25.20	2.86	0.00
MP20(7d)w0-4	mon		20	140	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	199.6	22.69	2.19	0.00
MP20(7d)w0-5	mon		20	140	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	194.2	22.08	2.71	0.00
																	177.58	20.19	2.54	0.00
MP20(8d)w0-1	mon		20	160	250	35.7	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	115.3	11.47	1.55	0.00
MP20(8d)w0-2	mon		20	160	250	35.7	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	199.2	19.81	2.33	0.00
MP20(8d)w0-3	mon		20	160	250	35.7	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	187.1	18.61	1.59	0.00
																	167.20	16.63	1.82	0.00
MP20(8d)w1-1	mon		20	160	250	32.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	238.5	23.72	2.14	0.098
MP20(8d)w1-2	mon		20	160	250	32.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	233.6	23.24	2.55	0.111
MP20(8d)w1-3	mon		20	160	250	32.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	216.1	21.50	2.14	0.108
																	229.40	22.82	2.28	0.106
MP20(8d)w2-1	mon		20	188	250	32.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	249.8	21.15	4.00	0.201
MP20(8d)w2-2	mon		20	186	250	32.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	263.5	22.55	2.51	0.200
MP20(8d)w2-3	mon		20	180	250	32.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	253.3	22.40	2.86	0.202
																	255.53	22.03	3.12	0.201
MP20(8d)w3-1	mon		20	160	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	98.9	9.84	1.44	0.306
MP20(8d)w3-2	mon		20	160	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	82.7	8.23	0.62	0.309
MP20(8d)w3-3	mon		20	160	250	35.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	63.4	6.31	2.14	0.300
																	81.67	8.12	1.40	0.305
MP20(7d)28w0-1	mon		20	140	250	30.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	201.5	22.91	2.04	0.00
MP20(7d)28w0-2	mon		20	140	250	30.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	170.4	19.37	2.75	0.00
MP20(7d)28w0-3	mon		20	140	250	30.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	183.9	20.91	2.10	0.00
																	185.27	21.06	2.30	0.00
MP20(8d)28w3-1	mon		20	150	250	33.0	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	223.9	23.76	2.47	0.299
MP20(8d)28w3-2	mon		20	160	250	33.0	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	226.3	22.51	3.46	0.288
MP20(8d)28w3-3	mon		20	153	250	33.0	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	215.9	22.46	2.29	0.306
MP20(8d)28w3-4	mon		20	155	250	33.0	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	190.2	19.53	2.44	0.270
																	214.08	22.06	2.67	0.291
MP20(7d)30w0-1	mon		20	140	250	30.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	258.5	29.39	2.55	0.00
MP20(7d)30w0-2	mon		20	140	250	30.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	224.3	25.50	2.49	0.00
MP20(7d)30w0-3	mon		20	140	250	30.5	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xbi	trocken	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	259.7	29.52	2.43	0.00
																	247.50	28.14	2.49	0.00
MZ20(10d)w0-1	mon		20	200	250		C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	109.1	8.68	1.05	0.00
MZ20(10d)w0-2	mon		20	200	250	33.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	110.5	8.79	0.49	0.00
MZ20(10d)w0-3	mon		20	200	250	33.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	108.5	8.63	0.41	0.00
MZ20(10d)w0-4	mon		20	200	250	33.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	115.6	9.20	0.47	0.00
MZ20(10d)w0-5	mon		20	200	250	33.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	108.8	8.66	0.94	0.00
																	110.50	8.79	0.67	0.00
MZ20(10d)w1-1	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	73.1	5.82	0.99	0.100
MZ20(10d)w1-2	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	84.4	6.72	0.99	0.103
MZ20(10d)w1-3	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	80.9	6.44	1.35	0.105
MZ20(10d)w1-4	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	feucht (24h)	Hammer	>24h	St9000/1100	0.09	80.2	6.38	1.61	0.099
																	79.65	6.34	1.24	0.10

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cc,150} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F _r [kN]	τ _{RU} [N/mm ²]	s _{RU} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
MZ20(10d)w2-1	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	44.4	3.53	2.82	0.203
MZ20(10d)w2-2	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	57.2	4.55	1.07	0.207
MZ20(10d)w2-3	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	55.1	4.38	1.24	0.207
MZ20(10d)w2-4	mon		20	200	250	32.9	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	52.6	4.19	1.47	0.200
																	52.33	4.16	1.65	0.20
MZ20(10d)w3-1	mon		20	200	250	35.5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	44.5	3.54	1.17	0.315
MZ20(10d)w3-2	mon		20	200	250	35.5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	64.1	5.10	0.94	0.303
MZ20(10d)w3-3	mon		20	200	250	35.5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	38.8	3.09	0.67	0.289
MZ20(10d)w3-4	mon		20	200	250	35.5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	51.5	4.10	1.00	0.306
																	49.73	3.96	0.95	0.31
ME12(8d)w0_4	mon		12	96	>250	32.0	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	58.5	16.16	1.15	0.00
ME12(8d)w0_5	mon		12	96	>250	32.0	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	55.4	15.31	0.79	0.00
ME12(8d)w0_1	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	44.4	12.27	0.81	0.00
ME12(8d)w0_2	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	40.3	11.14	0.77	0.00
ME12(8d)w0_3	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	42.3	11.69	0.65	0.00
																	42.33	11.70	0.74	0.00
ME12(8d)w0_4	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091		12.64		0.00
ME12(8d)w0_5	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091		16.18		0.00
ME12(8d)w0_6	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091		15.30		0.00
																		14.71		0.00
ME12(8d)w4_1	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	37.1	10.25	1.60	0.403
ME12(8d)w4_2	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	28.8	7.96	1.36	0.403
ME12(8d)w4_3	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	25.4	7.02	0.82	0.415
																	30.4	8.41	1.26	0.407
ME20(8d)w0_1	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	101.7	10.12	1.52	0.00
ME20(8d)w0_2	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	86.0	8.55	1.30	0.00
ME20(8d)w0_3	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	105.5	10.49	1.63	0.00
																	97.7	9.72	1.48	0.00
ME20(8d)w0_4	mon		20	160	>250	27.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	132.2	13.15	1.36	0.00
ME20(8d)w0_5	mon		20	160	>250	27.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	126.8	12.61	1.45	0.00
ME20(8d)w0_6	mon		20	160	>250	27.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	113.4	11.28	1.20	0.00
																	124.1	12.35	1.34	0.00
ME20(8d)w4_1	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	62.1	6.18	1.50	0.401
ME20(8d)w4_2	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	59.6	5.93	1.26	0.391
ME20(8d)w4_3	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	72.7	7.23	2.19	0.405
																	64.8	6.45	1.65	0.399
ME32(8d)w0_1	mon		32	256	>250	29.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI950/1050	0.0745	280.4	10.90	0.96	0.00
ME32(8d)w0_2	mon		32	256	>250	29.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI950/1050	0.0745	256.7	9.97	1.57	0.00
																	268.6	10.43	1.27	0.00
ME32(8d)w4_1	mon		32	256	>250	31.6	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI950/1050	0.0745	187.9	7.30	2.64	0.401
ME32(8d)w4_2	mon		32	256	>250	31.6	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI950/1050	0.0745	244.5	9.50	2.55	0.385
ME32(8d)w4_3	mon		32	256	>250	31.6	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI950/1050	0.0745	229.3	8.91	2.49	0.402
																	220.6	8.6	2.56	0.396
MH20(8d)w0_1	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	137.3	13.66	1.82	0.00
MH20(8d)w0_2	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	143.3	14.25	1.65	0.00
MH20(8d)w0_3	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	144.4	14.36	1.68	0.00
																	141.7	14.1	1.72	0.00

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cs,150} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ¹ _{Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s ¹ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
MH20(8d)w4_1	mon		20	160	>250	27.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	[-]	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	79.1	7.87	4.03	0.398
MH20(8d)w4_2	mon		20	160	>250	27.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	95.1	9.46	2.02	0.396
MH20(8d)w4_3	mon		20	160	>250	27.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	91.2	9.07	2.94	0.407
																	88.5	8.80	3.00	0.400
MWE12(8d)w0_1	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	91.2	25.20	4.16	0.00
MWE12(8d)w0_1	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	89.2	24.65	3.50	0.00
MWE12(8d)w0_1	mon		12	96	>250	29.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	105.4	29.12	2.75	0.00
																	95.3	26.3	3.47	0.00
MWE12(8d)w4_1	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	61.8	17.08	3.75	0.401
MWE12(8d)w4_2	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	68.3	18.87	2.42	0.391
MWE12(8d)w4_3	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	64.2	17.74	2.38	0.405
																	64.8	17.90	2.85	0.399
MWE20(8d)w0_1	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	219.6	21.84	1.43	0.00
MWE20(8d)w0_2	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	232.3	23.11	2.50	0.00
MWE20(8d)w0_3	mon		20	160	>250	29.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	219.3	21.81	1.94	0.00
																	223.7	22.26	1.96	0.00
MWE20(8d)w4_1	mon		20	160	>250	27.3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	89.5	8.90	1.50	0.401
MWE20(8d)w4_2	mon		20	160	>250	27.3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	114.9	11.43	2.53	0.391
MWE20(8d)w4_3	mon		20	160	>250	27.3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	120.0	11.94	2.07	0.405
																	108.1	10.76	2.03	0.399
MWE20(8d)w0DS_1	mon		20	160	>250	29.5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	171.7	17.08	1.93	0.00
MWE20(8d)w0DS_2	mon		20	160	>250	29.5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	172.1	17.12	1.86	0.00
																	171.9	17.10	1.90	0.00
MWE20(8d)32w4_1	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	223.6	22.24	7.91	0.396
MWE20(8d)32w4_2	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	205.5	20.44	16.33	0.406
MWE20(8d)32w4_3	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	182.9	18.19	15.17	0.410
																	204.0	20.3	13.14	0.404
MWE32(8d)w4_1	mon		32	256	>250	27.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI950/1050	0.0745	314.3	12.21	2.14	0.397
MWE32(8d)w4_2	mon		32	256	>250	27.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI950/1050	0.0745	379.0	14.73	4.16	0.397
MWE32(8d)w4_3	mon		32	256	>250	27.4	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	[-]	Hammer	>24h	SI950/1050	0.0745	292.1	11.35	2.83	0.396
																	328.5	12.8	3.04	0.397
MZ12(8d)w0_1	mon		12	96	>250	29.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	55.4	15.31	0.91	0.00
MZ12(8d)w0_2	mon		12	96	>250	29.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	56.3	15.56	1.27	0.00
MZ12(8d)w0_3	mon		12	96	>250	29.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	48.2	13.32	0.84	0.00
																	53.3	14.73	1.01	0.00
MZ12(8d)w4_1	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	24.9	6.88	0.65	0.404
MZ12(8d)w4_2	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	22.2	6.13	0.72	0.401
MZ12(8d)w4_3	mon		12	96	>250	27.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	S850	0.091	14.4	3.98	0.93	0.409
																	20.5	5.66	0.77	0.405
MZ20(8d)w0_1	mon		20	160	>250	29.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	136.9	13.62	0.73	0.00
MZ20(8d)w0_2	mon		20	160	>250	29.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	121.2	12.06	1.07	0.00
MZ20(8d)w0_3	mon		20	160	>250	29.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	102.1	10.16	0.75	0.00
																	120.1	11.94	0.85	0.00
MZ20(8d)w4_1	mon		20	160	>250	27.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	51.0	5.07	1.30	0.407
MZ20(8d)w4_2	mon		20	160	>250	27.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	43.4	4.32	0.91	0.403
MZ20(8d)w4_3	mon		20	160	>250	27.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	[-]	Hammer	>24h	SI900/1100	0.09	75.5	7.51	25.77	0.420
																	56.6	5.63	9.33	0.410

Code		$\pm s_{max}$ [mm]	d_s [mm]	h_r [mm]	c [mm]	$f_{cc,150}$ [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ⁺ _{Ru} [kN]	τ_{Ru} [N/mm ²]	s ⁺ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
MZ20(8d)32w4_1	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	107.6	10.71	7.542982	0.398
MZ20(8d)32w4_1	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	99.7	9.92	5.407903	0.410
MZ20(8d)32w4_1	mon		20	160	>250	27.4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	96.3	9.58	11.354051	0.393
																	101.2	10.07	8.10	0.400
MZ32(8d)w0_1	mon		32	256	>250	29.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI950/1050	0.0745	178.9	6.95	15.67	0.00
MZ32(8d)w0_2	mon		32	256	>250	29.3	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI950/1050	0.0745	184.4	7.17	22.93	0.00
																	181.6	7.06	19.30	0.00
MZ32(8d)w4_1	mon		32	256	>250	37.0	C30/37	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI950/1050	0.0745	129.3	5.02	18.50	0.396
MZ32(8d)w4_2	mon		32	256	>250	37.0	C30/37	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI950/1050	0.0745	200.2	7.78	27.72	0.392
MZ32(8d)w4_3	mon		32	256	>250	37.0	C30/37	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI950/1050	0.0745	96.1	3.74	23.10	0.397
																	141.9	5.5	23.11	0.395
EAAXT-Z11	zyk	0.2	20	200	>250	31.6	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	109.7	8.73	0.76	0.00
EAAXT-Z12	zyk	0.2	20	200	>250	31.6	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	137.1	10.91	1.49	0.00
EAAXT-Z13	zyk	0.2	20	200	>250	31.6	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	132.2	10.52	1.26	0.00
EAAXT-Z14	zyk	0.2	20	200	>250	31.6	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	150.9	12.01	1.56	0.00
EAAXT-Z15	zyk	0.2	20	200	>250	27.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	119.5	9.51	1.23	0.00
																	129.89	10.336	1.26	0.00
EAAXT-Z21	zyk	0.6	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	123.9	9.86	1.68	0.00
EAAXT-Z22	zyk	0.6	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	118.8	9.45	2.36	0.00
EAAXT-Z23	zyk	0.6	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	153.2	12.19	1.68	0.00
EAAXT-Z24	zyk	0.6	20	200	>250	26.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	109.3	8.70	1.78	0.00
EAAXT-Z25	zyk	0.6	20	200	>250	27.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	128.2	10.20	1.71	0.00
																	126.67	10.08	1.84	0.00
EAAXT-Z31	zyk	1.4	20	200	>250	26.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	54.5	4.34	3.58	0.00
EAAXT-Z32	zyk	1.4	20	200	>250	27.2	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	58.8	4.68	3.42	0.00
EAAXT-Z33	zyk	1.4	20	200	>250	27.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	42.2	3.36	3.09	0.00
EAAXT-Z34	zyk	1.4	20	200	>250	27.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	44.9	3.57	4.03	0.00
EAAXT-Z35	zyk	1.4	20	200	>250	27.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	SI900/1100	0.09	51.3	4.08	4.33	0.00
																	50.34	4.01	3.69	0.00
HAAXT-Z11e	zyk	0.2	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	180.5	15.16	1.76	0.00
HAAXT-Z12e	zyk	0.2	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	187.7	14.94	2.06	0.00
HAAXT-Z13e	zyk	0.2	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	186.9	14.87	2.27	0.00
HAAXT-Z14e	zyk	0.2	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	178.4	14.20	2.15	0.00
HAAXT-Z15e	zyk	0.2	20	200	>250	31.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	140.7	11.20	1.48	0.00
																	176.86	14.07	1.94	0.00
HAAXT-Z11	zyk	0.2	20	200	>250	27.3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	187.5	14.92	2.55	0.00
HAAXT-Z12	zyk	0.2	20	200	>250	27.3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	157.2	12.51	2.01	0.00
HAAXT-Z13	zyk	0.2	20	200	>250	27.3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	197.4	15.71	1.97	0.00
HAAXT-Z14	zyk	0.2	20	200	>250	32.2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	157.1	12.50	1.53	0.00
HAAXT-Z15	zyk	0.2	20	200	>250	32.2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	189.0	15.04	1.96	0.00
																	177.64	14.14	2.00	0.00
HAAXT-Z21	zyk	0.4	20	200	>250	32.2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	181.6	14.45	1.58	0.00
HAAXT-Z22	zyk	0.4	20	200	>250	32.2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	161.6	12.86	2.31	0.00
HAAXT-Z23	zyk	0.4	20	200	>250	32.2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	158.1	12.58	1.90	0.00
HAAXT-Z24	zyk	0.4	20	200	>250	32.2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	160.3	12.76	1.96	0.00
HAAXT-Z25	zyk	0.4	20	200	>250	32.3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>3h	SI900/1100	0.09	176.7	14.06	2.19	0.00
																	167.66	13.34	1.99	0.00

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{tr} [mm]	c [mm]	f _{cc,150} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochrreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ⁺ _{Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s ⁺ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
										[-]	[-]	[-]	[-]							
HAAXHT-Z31	zyk	0,8	20	200	>250	32,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	146,0	11,62	2,32	0,00
HAAXHT-Z32	zyk	0,8	20	200	>250	32,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	149,5	11,90	2,09	0,00
HAAXHT-Z33	zyk	0,8	20	200	>250	32,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	117,0	9,31	2,06	0,00
HAAXHT-Z34	zyk	0,8	20	200	>250	32,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	133,7	10,64	2,04	0,00
HAAXHT-Z35	zyk	0,8	20	200	>250	27,6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	130,8	10,41	2,12	0,00
																	135,42	10,78	2,126	0,00
HAAXHT-Z41	zyk	2,0	20	200	>250	27,6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	89,3	7,11	5,50	0,00
HAAXHT-Z42	zyk	2,0	20	200	>250	27,6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	61,8	4,92	14,38	0,00
HAAXHT-Z43	zyk	2,0	20	200	>250	32,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	62,2	4,95	4,79	0,00
HAAXHT-Z44	zyk	2,0	20	200	>250	27,6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	13,8	1,10	4,53	0,00
HAAXHT-Z45	zyk	2,0	20	200	>250	27,6	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	62,6	4,98	4,63	0,00
																	57,96	4,61	6,77	0,00
HAAXHT-Z51	zyk	4,0	20	200	>250	27,2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	44,1	3,51	16,16	0,00
HAAXHT-Z52	zyk	4,0	20	200	>250	27,2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	16,6	1,32	17,13	0,00
HAAXHT-Z53	zyk	4,0	20	200	>250	27,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	15,6	1,24	13,76	0,00
HAAXHT-Z54	zyk	4,0	20	200	>250	27,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	62,0	4,93	31,23	0,00
HAAXHT-Z55	zyk	4,0	20	200	>250	27,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x 3x 3x	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	31,8	2,53	15,40	0,00
																	34,00	2,71	18,74	0,00
WAAXHT-Z11	zyk	0,2	20	200	>250															
WAAXHT-Z12	zyk	0,2	20	200	>250	27,0	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	95,8	7,62	28,20	0,00
WAAXHT-Z13	zyk	0,2	20	200	>250	27,0	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	82,7	6,58	13,73	0,00
WAAXHT-Z14	zyk	0,2	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	78,3	6,23	12,52	0,00
WAAXHT-Z15	zyk	0,2	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	98,1	7,81	21,25	0,00
																	49,5	3,94	25,71	0,00
																	80,88	6,44	20,28	0,00
WAAXHT-Z21	zyk	0,4	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	73,5	5,85	19,28	0,00
WAAXHT-Z22	zyk	0,4	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	95,0	7,56	2,72	0,00
WAAXHT-Z23	zyk	0,4	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	54,4	4,33	35,36	0,00
WAAXHT-Z24	zyk	0,4	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	52,7	4,19	16,72	0,00
WAAXHT-Z25	zyk	0,4	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	76,5	6,09	29,40	0,00
																	70,42	5,60	20,70	0,00
WAAXHT-Z31	zyk	0,8	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	53,5	4,26	27,56	0,00
WAAXHT-Z32	zyk	0,8	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	66,5	5,29	27,47	0,00
WAAXHT-Z33	zyk	0,8	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	66,6	5,30	15,09	0,00
WAAXHT-Z34	zyk	0,8	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	56,5	4,50	30,51	0,00
WAAXHT-Z35	zyk	0,8	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	69,1	5,50	14,53	0,00
																	62,45	4,97	23,03	0,00
WAAXHT-Z41	zyk	2,0	20	200	>250	27,8	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	80,0	6,37	26,63	0,00
WAAXHT-Z42	zyk	2,0	20	200	>250	28,0	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	58,3	4,64	23,01	0,00
WAAXHT-Z43	zyk	2,0	20	200	>250	28,0	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	50,3	4,00	31,52	0,00
WAAXHT-Z44	zyk	2,0	20	200	>250	28,0	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	67,9	5,40	23,79	0,00
WAAXHT-Z45	zyk	2,0	20	200	>250	28,0	C20/25	0/16	VW	Hand	3x 3x 3x (dB)	Hammer	trocken	>3h	St9000/1100	0,09	51,5	4,10	10,10	0,00
																	61,60	4,90	23,01	0,00
CE20/50w0A1,5-1	zyk	1,5	20	100	>250	30,3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	St9000/1100	0,09	38,1	6,1	3,75	0,00
CE20/50w0A1,5-2	zyk	1,5	20	100	>250	30,3	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	St9000/1100	0,09	36,5	5,8	4,22	0,00
																	37,3	5,9	3,98	0,00
CE20/50w1A0,3-1	zyk	0,3	20	100	>250	30,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	St9000/1100	0,09	78,2	12,5	1,60	0,108
CE20/50w1A0,3-2	zyk	0,3	20	100	>250	30,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	St9000/1100	0,09	75,2	12,0	1,91	0,111
CE20/50w1A0,3-3	zyk	0,3	20	100	>250	30,2	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	St9000/1100	0,09	64,8	10,3	1,97	0,103
CE20/50w1A0,3-4	zyk	0,3	20	100	>250	30,2	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	St9000/1100	0,09	67,7	10,8	1,49	0,117
																	71,5	11,4	1,74	0,110

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cc,150} [N/mm ²]	Güte	Körn. [-]	Mörtel [-]	Bohrlocheinigung/-beschaffenheit						t _A [h]	Stabart [-]	f _r [-]	F ¹ _{Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s ¹ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
										[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]							
CE20(5d)w1A1.5-1	zyk	1.5	20	100	>250	30.2	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	15.5	2.5	5.29	0.103		
CE20(5d)w1A1.5-2	zyk	1.5	20	100	>250	30.2	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	17.0	2.7	4.55	0.107		
CE20(5d)w1A1.5-3	zyk	1.5	20	100	>250	30.2	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	16.3	2.6	3.96	0.118		
CE20(5d)w1A1.5-4	zyk	1.5	20	100	>250	30.2	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	24.0	3.8	3.75	0.109		
																	18.2	2.9	4.39	0.109		
CE20(5d)w1A3.0-1	zyk	3.0	20	100	>250	30.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	9.3	1.5	5.86	0.108		
CE20(5d)w1A3.0-2	zyk	3.0	20	100	>250	30.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	9.4	1.5	6.25	0.104		
																	9.3	1.5	6.06	0.106		
CE20(10d)w1A0.3-1	zyk	0.3	20	200	>250	33.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	165.1	13.1	1.60	0.148		
CE20(10d)w1A0.3-2	zyk	0.3	20	200	>250	33.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	154.4	12.3	1.48	0.139		
CE20(10d)w1A0.3-3	zyk	0.3	20	200	>250	34.3	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	175.9	14.0	1.60	0.112		
																	165.2	13.1	1.56	0.133		
CE20(10d)w1A2.0-1	zyk	2.0	20	200	>250	34.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	44.5	3.5	2.90	0.148		
CE20(10d)w1A2.0-2	zyk	2.0	20	200	>250	34.4	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	47.0	3.7	3.46	0.131		
																	45.7	3.6	3.18	0.140		
CE20(10d)w1A2.0b-1	zyk	2.0	20	200	>250	33.5	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	44.7	3.6	2.13	0.103		
CE20(10d)w1A2.0b-2	zyk	2.0	20	200	>250	33.5	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	35.7	2.8	4.40	0.126		
CE20(10d)w1A2.0b-3	zyk	2.0	20	200	>250	33.5	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	45.0	3.6	1.54	0.117		
																	41.8	3.3	2.69	0.115		
CE20(10d)w1A4.0-1	zyk	4.0	20	200	>250	33.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	16.0	1.3	3.00	0.127		
CE20(10d)w1A4.0-2	zyk	4.0	20	200	>250	33.9	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	14.7	1.2	5.35	0.114		
CE20(10d)w1A4.0-3	zyk	4.0	20	200	>250	34.2	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0.09	16.5	1.3	5.40	0.103		
																	15.7	1.3	4.58	0.115		
CH20(8.5d)w0A2.2-1	zyk	2.2	20	170	>250	27.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	44.5	4.2	4.27	0.00		
CH20(8.5d)w0A2.2-2	zyk	2.2	20	170	>250	27.5	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	43.8	4.1	4.69	0.00		
																	44.2	4.1	4.48	0.00		
CH20(9d)w1A0.6-1	zyk	0.6	20	180	>250	25.1	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	106.1	9.4	1.84	0.104		
CH20(9d)w1A0.6-2	zyk	0.6	20	180	>250	29.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	117.2	10.4	1.92	0.105		
																	111.6	9.9	1.88	0.105		
CH20(9d)w1A0.6b-1	zyk	0.6	20	180	>250	26.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	123.8	11.0	1.95	0.110		
CH20(9d)w1A0.6b-2	zyk	0.6	20	180	>250	26.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	126.3	11.2	1.38	0.108		
CH20(9d)w1A0.6b-3	zyk	0.6	20	180	>250	26.0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	125.1	11.1	1.48	0.112		
																	125.1	11.1	1.60	0.110		
CH20(9d)w1A2.2-1	zyk	2.2	20	180	>250	24.4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	36.6	3.2	10.67	0.107		
CH20(9d)w1A2.2-2	zyk	2.2	20	180	>250	24.4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	31.4	2.8	1.64	0.107		
CH20(9d)w1A2.2-3	zyk	2.2	20	180	>250	34.1	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	89.8	7.9	9.18	0.104		
CH20(9d)w1A2.2-4	zyk	2.2	20	180	>250	24.8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	51.5	4.6	3.25	0.101		
																	52.3	4.6	6.18	0.105		
CH20(9d)w1A4.0-1	zyk	4.0	20	180	>250	29.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	35.4	3.1	14.28	0.129		
CH20(9d)w1A4.0-2	zyk	4.0	20	181	>250	29.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	24.1	2.1	13.96	0.111		
CH20(9d)w1A4.0-3	zyk	4.0	20	180	>250	29.7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x3x3x	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	30.6	2.7	13.22	0.141		
																	30.1	2.7	13.82	0.127		
CP20(7d)w0A2.2-1	zyk	2.2	20	140	>250	26.0	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbl, 3xbl	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	57.2	6.5	11.39	0.000		
CP20(7d)w0A2.2-2	zyk	2.2	20	140	>250	26.0	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbl, 3xbl	Hammer	>24h	trocken	St900/1100	0.09	88.1	10.0	3.84	0.000		
																	72.7	8.3	7.61	0.000		

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{tr} [mm]	c [mm]	f _{cc,180} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ⁺ _{Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s ⁺ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
										[-]	[-]	[-]	[-]							
CP20(8d)w1A0.3-1	zyk	0.3	20	180	>250	26.0	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	211.5	18.7	1.39	0.112
CP20(8d)w1A0.3-2	zyk	0.3	20	158	>250	26.3	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	148.2	14.9	1.71	0.089
CP20(8d)w1A0.3-3	zyk	0.3	20	160	>250	26.3	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	156.9	15.6	1.35	0.120
CP20(8d)w1A0.3-4	zyk	0.3	20	160	>250	26.3	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	148.8	14.8	1.56	0.091
																	166.4	16.0	1.50	0.103
CP20(8d)w1A2.2-1	zyk	2.2	20	160	>250	26.3	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	55.5	5.5	2.71	0.105
CP20(8d)w1A2.2-2	zyk	2.2	20	160	>250	34.1	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	81.3	8.1	10.07	0.095
CP20(8d)w1A2.2-3	zyk	2.2	20	162	>250	24.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	55.5	5.5	2.91	0.088
CP20(8d)w1A2.2-4	zyk	2.2	20	165	>250	24.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	82.9	8.0	3.32	0.100
																	68.8	6.8	4.78	0.100
CP20(8d)w1A4.0-1	zyk	4.0	20	160	>250	34.1	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	46.1	4.6	8.39	0.089
CP20(8d)w1A4.0-2	zyk	4.0	20	160	>250	34.1	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	61.2	6.1	11.49	0.095
CP20(8d)w1A4.0-3	zyk	4.0	20	160	>250	24.8	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	-	-	-	0.102
CP20(8d)w1A4.0-4	zyk	4.0	20	172	>250	25.1	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	76.0	7.0	13.30	0.103
																	61.1	5.9	11.06	0.100
CP20(8d)30w1A0.5-1	zyk	0.5	20	160	>250	25.6	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	251.6	25.0	2.25	0.106
CP20(8d)30w1A0.5-2	zyk	0.5	20	160	>250	25.6	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	260.9	26.0	2.17	0.106
																	256.3	25.5	2.21	0.106
CP20(8d)30w1A4.0-1	zyk	4.0	20	165	>250	25.6	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	52.5	5.1	13.92	0.109
CP20(8d)30w1A4.0-2	zyk	4.0	20	165	>250	25.6	C20/25	0/16	HE	Hand	3xbü, 3xdl	Hammer	trocken	>24h	SI900/1100	0.09	-	-	-	-
																	52.5	5.1	13.92	0.109
CZ20(8.5d)w0A0.5-1	zyk	0.5	20	170	>250	27.5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	80.6	7.6	8.96	0.00
CZ20(8.5d)w0A0.5-2	zyk	0.5	20	170	>250	27.5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	63.7	6.0	3.16	0.00
																	72.2	6.8	6.06	0.00
CZ20(9d)w1A0.3-1	zyk	0.3	20	180	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	80.2	7.1	7.96	0.108
CZ20(9d)w1A0.3-2	zyk	0.3	20	181	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	74.5	6.6	1.07	0.104
CZ20(9d)w1A0.3-3	zyk	0.3	20	180	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	75.3	6.7	5.49	0.115
CZ20(9d)w1A0.3-4	zyk	0.3	20	180	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	80.1	7.1	8.34	0.106
																	77.5	6.8	5.72	0.108
CZ20(9d)w1A1.2-1	zyk	1.2	20	180	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	65.1	5.8	10.53	0.108
CZ20(9d)w1A1.2-2	zyk	1.2	20	185	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	63.1	5.4	8.98	0.104
CZ20(9d)w1A1.2-3	zyk	1.2	20	180	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	77.9	6.9	15.27	0.102
CZ20(9d)w1A1.2-4	zyk	1.2	20	180	>250	26.6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	57.3	5.1	9.77	0.102
																	65.9	5.8	11.14	0.104
CZ20(9d)w1A4.0-1	zyk	4.0	20	170	>250	25.4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	24.5	2.3	12.29	0.102
CZ20(9d)w1A4.0-2	zyk	4.0	20	177	>250	25.4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	32.8	3.0	14.28	0.108
CZ20(9d)w1A4.0-3	zyk	4.0	20	172	>250	25.4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI900/1100	0.09	30.0	2.8	15.02	0.103
																	29.1	2.7	13.86	0.104
CE12(8d)w0A0.8.1	zyk	0.8	12	96	>250	37.0	C30/37	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	39.8	11.0	2.6	0.00
CE12(8d)w0A0.8.2	zyk	0.8	12	96	>250	37.0	C30/37	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	19.4	5.4	2.6	0.00
CE12(8d)w0A0.8.3	zyk	0.8	12	96	>250	37.0	C30/37	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	44.0	12.2	0.00	0.00
CE12(8d)w0A0.8.4	zyk	0.8	12	96	>250	37.0	C30/37	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	38.2	10.6	2.2	0.00
																	35.3	9.8	2.4	0.00
CE12(8d)w4A0.8.1	zyk	0.8	12	96	>250	31.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	17.2	4.8	2.5	0.400
CE12(8d)w4A0.8.2	zyk	0.8	12	96	>250	31.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	14.8	4.1	2.3	0.402
CE12(8d)w4A0.8.3	zyk	0.8	12	96	>250	31.7	C20/25	0/16	-	-	-	-	trocken	-	S850	0.091	13.0	3.6	2.8	0.399
																	15.0	4.1	2.5	0.4

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cc,180} [N/mm ²]	Güte	Körn. [-]	Mörtel [-]	Bohrlochrainigung/-beschaffenheit					t _A [h]	Stabart [-]	f _r [-]	F ^I _{RU} [kN]	τ _{RU} [N/mm ²]	s ^I _{RU} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
										[-]	[-]	[-]	[-]	[-]							
CE20(8d)w0A0.3_1	zyk	0,3	20	160	>250	35,8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	131,4	13,1	1,3	0,00
CE20(8d)w0A0.3_2	zyk	0,3	20	160	>250	35,8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	135,2	13,5	1,2	0,00
CE20(8d)w0A0.3_3	zyk	0,3	20	160	>250	35,8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	120,1	12,0	1,3	0,00
CE20(8d)w0A0.3_4	zyk	0,3	20	160	>250	35,8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	134,6	13,4	1,8	0,00
																		130,3	13,0	1,4	0,00
CE20(8d)w0A1.5_1	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	54,9	5,5	3,7	0,00
CE20(8d)w0A1.5_2	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	55,3	5,5	4,6	0,00
CE20(8d)w0A1.5_3	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	56,6	5,6	3,4	0,00
CE20(8d)w0A1.5_4	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	51,3	5,1	4,4	0,00
																		54,5	5,4	4,0	0,00
CE20(8d)w0A1.5nZ_1	zyk	1,5/0	20	160	>250	36,4	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	95,5	9,5	2,7	0,00
CE20(8d)w0A1.5nZ_2	zyk	1,5/0	20	160	>250	36,4	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	74,6	7,4	2,9	0,00
CE20(8d)w0A1.5nZ_3	zyk	1,5/0	20	160	>250	36,4	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	71,5	7,1	3,2	0,00
CE20(8d)w0A1.5nZ_4	zyk	1,5/0	20	160	>250	36,4	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	66,0	6,6	3,0	0,00
																		76,9	7,7	2,9	0,00
CE20(8d)w0Av_1	zyk	ver.	20	160	>250	36,6	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	23,5	2,3	5,6	0,00
CE20(8d)w0Av_2	zyk	ver.	20	160	>250	36,6	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	29,9	3,0	5,8	0,00
CE20(8d)w0Av_3	zyk	ver.	20	160	>250	36,6	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	24,9	2,5	4,7	0,00
CE20(8d)w0Av_4	zyk	ver.	20	160	>250	36,6	C30/37	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	28,6	2,8	5,9	0,00
																		26,7	2,7	5,5	0,00
CE20(8d)w4A0.3_1	zyk	0,3	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	51,6	5,1	2,2	0,400
CE20(8d)w4A0.3_2	zyk	0,3	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	74,3	7,4	1,8	0,395
CE20(8d)w4A0.3_3	zyk	0,3	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	51,0	5,1	1,8	0,403
																		58,9	5,9	1,9	0,4
CE20(8d)w4A1.5_1	zyk	1,5	20	160	>250	27,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	28,9	2,9	2,9	0,396
CE20(8d)w4A1.5_2	zyk	1,5	20	160	>250	27,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	14,9	1,5	6,1	0,409
CE20(8d)w4A1.5_3	zyk	1,5	20	160	>250	27,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	18,3	1,8	3,7	0,424
																		20,7	2,1	4,2	0,4
CE20(8d)w4A1.5_5Z_1	zyk	1,5	20	160	>250	28,6	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	19,8	2,0	3,6	0,393
CE20(8d)w4A1.5_5Z_2	zyk	1,5	20	160	>250	28,6	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	22,0	2,2	4,9	0,406
CE20(8d)w4A1.5_5Z_3	zyk	1,5	20	160	>250	28,6	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	29,2	2,9	3,7	0,395
																		23,7	2,4	4,0	0,4
CE20(10d)w4A1.5nZ_1	zyk	1,5/0	20	200	>250	28,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	46,5	3,7	3,0	0,397
CE20(10d)w4A1.5nZ_2	zyk	1,5/0	20	200	>250	28,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	53,8	4,3	2,6	0,423
CE20(10d)w4A1.5nZ_3	zyk	1,5/0	20	200	>250	28,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	62,0	4,9	2,9	0,403
																		54,1	4,3	2,8	0,4
CE20(8d)w4A4_1	zyk	4,0	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	7,7	0,8	6,8	0,391
CE20(8d)w4A4_2	zyk	4,0	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	5,8	0,6	7,1	0,405
CE20(8d)w4A4_3	zyk	4,0	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St900/1100	0,09	7,0	0,7	6,8	0,406
																		6,8	0,7	6,9	0,4
CE32(8d)w0A2.2_1	zyk	2,2	32	256	>250	31,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St950/1050	0,0745	64,1	2,5	4,9	0,00
CE32(8d)w0A2.2_2	zyk	2,2	32	256	>250	31,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St950/1050	0,0745	75,7	2,9	4,9	0,00
																		69,9	2,7	4,9	0,00
CE32(8d)w0A1.5WS_1	zyk	1,5	32	256	>250	31,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St950/1050	0,0745	120,4	4,7	5,2	0,00
CE32(8d)w0A1.5WS_2	zyk	1,5	32	256	>250	31,7	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	-	St950/1050	0,0745	146,2	5,7	4,5	0,00
																		133,3	5,2	4,8	0,00

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cc,150} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ¹ _{Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s ¹ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
										[-]	[-]	[-]	[-]							
CE32(8d)w4A2.2_1	zyk	2,2	32	256	>250	31,6	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St950/1050	0,0745	93,0	3,6	5,2	0,397
CE32(8d)w4A2.2_2	zyk	2,2	32	256	>250	31,6	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St950/1050	0,0745	100,2	3,9	5,2	0,397
CE32(8d)w4A2.2_3	zyk	2,2	32	256	>250	31,6	C20/25	0/16	-	-	-	-	-	-	St950/1050	0,0745	134,3	5,2	5,3	0,412
																	109,2	4,2	5,2	0,4
CH20(8d)w0A0.6_1	zyk	0,6	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	109,1	10,9	3,6	0,00
CH20(8d)w0A0.6_2	zyk	0,6	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	117,4	11,7	3,3	0,00
CH20(8d)w0A0.6_3	zyk	0,6	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	118,9	11,8	6,6	0,00
CH20(8d)w0A0.6_4	zyk	0,6	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	112,6	11,2	5,7	0,00
																	114,5	11,4	4,8	0,00
CH20(8d)w0A2.2_1	zyk	2,2	20	160	>250	28,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	37,2	3,7	4,6	0,00
CH20(8d)w0A2.2_2	zyk	2,2	20	160	>250	28,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	44,7	4,4	5,3	0,00
CH20(8d)w0A2.2_3	zyk	2,2	20	160	>250	28,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	45,3	4,5	5,1	0,00
CH20(8d)w0A2.2_4	zyk	2,2	20	160	>250	28,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	70,1	7,0	5,3	0,00
																	49,3	4,9	5,1	0,00
CH20(8d)w0A2.2nZ_1	zyk	2,2/0	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	91,6	9,1	4,0	0,00
CH20(8d)w0A2.2nZ_2	zyk	2,2/0	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	65,2	6,5	4,0	0,00
CH20(8d)w0A2.2nZ_3	zyk	2,2/0	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	96,1	9,6	2,9	0,00
CH20(8d)w0A2.2nZ_4	zyk	2,2/0	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	88,1	8,8	3,6	0,00
																	85,2	8,5	3,6	0,00
CH20(8d)w0Av_1	zyk	ver.	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	77,2	7,7	6,5	0,00
CH20(8d)w0Av_2	zyk	ver.	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	74,1	7,4	10,0	0,00
CH20(8d)w0Av_3	zyk	ver.	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	87,5	8,7	7,3	0,00
CH20(8d)w0Av_4	zyk	ver.	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	105,3	10,5	7,5	0,00
																	86,0	8,6	7,9	0,00
CH20(8d)w4A0.6_1	zyk	0,6	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	48,8	4,9	7,3	0,395
CH20(8d)w4A0.6_2	zyk	0,6	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	90,1	9,0	8,1	0,401
CH20(8d)w4A0.6_3	zyk	0,6	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	67,6	6,7	10,0	0,418
																	68,8	6,8	8,5	0,4
CH20(8d)w4A2.2_1	zyk	2,2	20	160	>250	27,9	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	42,1	4,2	4,5	0,4
CH20(8d)w4A2.2_2	zyk	2,2	20	160	>250	27,9	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	45,7	4,5	6,9	0,406
CH20(8d)w4A2.2_3	zyk	2,2	20	160	>250	27,9	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	38,8	3,9	9,7	0,395
																	42,2	4,2	7,1	0,4
CH20(8d)w4A2.2_5Z_1	zyk	2,2	20	160	>250	35,9	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	31,9	3,2	2,2	0,427
CH20(8d)w4A2.2_5Z_2	zyk	2,2	20	160	>250	35,9	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	31,0	3,1	2,2	0,399
CH20(8d)w4A2.2_5Z_3	zyk	2,2	20	160	>250	35,9	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	25,4	2,5	2,2	0,419
																	29,4	2,9	2,2	0,4
CH20(8d)w4A2.2nZ_1	zyk	2,2/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	77,1	7,7	7,1	0,407
CH20(8d)w4A2.2nZ_2	zyk	2,2/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	65,4	6,5	8,6	0,402
CH20(8d)w4A2.2nZ_3	zyk	2,2/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	68,8	6,8	10,0	0,425
																	70,4	7,0	8,6	0,4
CH20(8d)w4A2.2V18_1	zyk	2,2	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	57,0	5,7	8,5	0,397
CH20(8d)w4A2.2V18_2	zyk	2,2	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	76,8	7,6	8,8	0,400
CH20(8d)w4A2.2V18_3	zyk	2,2	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	60,6	6,0	6,6	0,408
																	64,8	6,4	7,9	0,4
CH20(8d)w4A4_1	zyk	4,0	20	160	>250	26,8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	9,0	0,9	6,9	0,404
CH20(8d)w4A4_2	zyk	4,0	20	160	>250	26,8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	11,6	1,2	6,9	0,398
CH20(8d)w4A4_3	zyk	4,0	20	160	>250	26,8	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer		>24h	St900/1100	0,09	17,6	1,8	10,0	0,396
																	12,7	1,3	7,9	0,4

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{tr} [mm]	c [mm]	f _{cc,180} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ¹ _{Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s ¹ _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
										[-]	[-]	[-]	[-]							
CH20(12d)w4A2.2.1	zyk	2,2	20	240	>250	27,2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	57,4	3,8	10,0	0,406
CH20(12d)w4A2.2.2	zyk	2,2	20	240	>250	27,2	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	100,2	6,6	10,0	0,399
																	78,8	5,2	10,0	0,4
CH20(8d)w4A1.5.1	zyk	1,5	20	160	>250	28,9	C20/25	0/16	HE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	64,6	6,4	6,6	0,410
CH20(8d)w4A1.5.2	zyk	1,5	20	160	>250	28,9	C20/25	0/16	HE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	112,3	11,2	9,7	0,360
CH20(8d)w4A1.5.3	zyk	1,5	20	160	>250	28,9	C20/25	0/16	HE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trock.	>24h	St9000/1100	0,09	98,9	9,8	5,5	0,409
																	91,9	9,1	7,3	0,4
CWE12(8d)w4A1.5.1	zyk	1,5	12	96	>250	29,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	S850	0,091	36,2	10,0	4,4	0,395
CWE12(8d)w4A1.5.2	zyk	1,5	12	96	>250	29,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	S850	0,091	36,6	10,1	4,4	0,400
																	36,4	10,1	4,4	0,4
CWE20(8d)w0A0.3.1	zyk	0,3	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	120,9	12,0	3,3	0,00
CWE20(8d)w0A0.3.2	zyk	0,3	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	138,7	13,8	3,4	0,00
CWE20(8d)w0A0.3.3	zyk	0,3	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	164,1	16,3	3,9	0,00
CWE20(8d)w0A0.3.4	zyk	0,3	20	160	>250	28,3	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	147,1	14,6	3,3	0,00
																	142,7	14,2	3,5	0,00
CWE20(8d)w0A1.5.1	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	103,9	10,3	5,1	0,00
CWE20(8d)w0A1.5.2	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	98,2	9,8	7,1	0,00
CWE20(8d)w0A1.5.3	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	125,1	12,4	3,9	0,00
CWE20(8d)w0A1.5.4	zyk	1,5	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	97,0	9,6	7,4	0,00
																	106,1	10,5	5,9	0,00
CWE20(8d)w0A1.5nZ_1	zyk	1,5/0	20	160	>250	28,8	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	185,2	18,4	3,0	0,00
CWE20(8d)w0A1.5nZ_2	zyk	1,5/0	20	160	>250	28,8	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	205,2	20,4	3,7	0,00
CWE20(8d)w0A1.5nZ_3	zyk	1,5/0	20	160	>250	28,8	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	104,5	10,4	2,3	0,00
CWE20(8d)w0A1.5nZ_4	zyk	1,5/0	20	160	>250	28,8	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	126,8	12,6	2,7	0,00
																	155,4	15,5	2,9	0,00
CWE20(8d)w0AV_1	zyk	ver.	20	160	>250	28,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	-	-	-	0,00
CWE20(8d)w0AV_2	zyk	ver.	20	160	>250	28,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	-	-	-	0,00
CWE20(8d)w0AV_3	zyk	ver.	20	160	>250	28,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	-	-	-	0,00
CWE20(8d)w0AV_4	zyk	ver.	20	160	>250	28,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	-	-	-	0,00
																				0,0
CWE20(8d)w4A0.3.1	zyk	0,3	20	160	>250	28,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	102,3	10,2	2,4	0,388
CWE20(8d)w4A0.3.2	zyk	0,3	20	160	>250	28,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	79,8	7,9	2,3	0,410
CWE20(8d)w4A0.3.3	zyk	0,3	20	160	>250	28,5	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	122,8	12,2	1,8	0,411
																	101,6	10,1	2,1	0,4
CWE20(8d)w4A1.5.1	zyk	1,5	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	81,5	8,1	4,4	0,401
CWE20(8d)w4A1.5.2	zyk	1,5	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	94,3	9,4	3,4	0,394
CWE20(8d)w4A1.5.3	zyk	1,5	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	58,6	5,8	5,2	0,400
																	78,1	7,8	4,3	0,4
CWE20(8d)w4A1.5.4	zyk	1,5	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	89,8	8,9	8,4	0,420
CWE20(8d)w4A1.5.5	zyk	1,5	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	101,0	10,0	4,1	0,400
CWE20(8d)w4A1.5.6	zyk	1,5	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	83,4	8,3	6,3	0,399
																	91,4	9,1	6,3	0,4
CWE20(8d)w4A1.5.30Z_1	zyk	1,5	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	51,6	5,1	3,8	0,399
CWE20(8d)w4A1.5.30Z_2	zyk	1,5	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	60,7	6,0	10,0	0,405
																	56,1	5,6	6,9	0,4

Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cs,180} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F _{r,Ru} [kN]	τ _{Ru} [N/mm ²]	s _{Ru} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
CWE20(8d)w4A1.5_5Z_1	zyk	1,5	20	160	>250	28,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	125,3	12,5	10,0	0,394
CWE20(8d)w4A1.5_5Z_2	zyk	1,5	20	160	>250	28,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	97,9	9,7	4,5	0,397
CWE20(8d)w4A1.5_5Z_3	zyk	1,5	20	160	>250	28,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	50,5	5,0	5,3	0,401
																	91,3	9,1	6,6	0,4
CWE20(8d)w4A1.5nZ_1	zyk	1,5/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	104,1	10,4	4,4	0,401
CWE20(8d)w4A1.5nZ_2	zyk	1,5/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	80,7	8,0	4,8	0,401
CWE20(8d)w4A1.5nZ_3	zyk	1,5/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	79,1	7,9	10,0	0,399
																	87,9	8,7	6,4	0,4
CWE20(8d)w4A1.5V1B_1	zyk	2,2	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	22,1	2,2	3,4	0,393
CWE20(8d)w4A1.5V1B_2	zyk	1,5	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	57,8	5,8	9,1	0,401
CWE20(8d)w4A1.5V1B_3	zyk	1,5	20	160	>250	36,7	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	117,7	11,7	8,0	0,388
																	87,8	8,7	8,6	0,4
CWE20(8d)w4A4_1	zyk	4,0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	40,0	4,0	10,0	0,402
CWE20(8d)w4A4_2	zyk	4,0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	30,2	3,0	10,0	0,400
CWE20(8d)w4A4_3	zyk	4,0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	25,8	2,6	10,0	0,397
																	32,0	3,2	10,0	0,4
CWE20(8d)32w4A1.5_1	zyk	1,5	20	160	>250	28,9	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	185,4	18,4	7,1	0,394
CWE20(8d)32w4A1.5_2	zyk	1,5	20	160	>250	28,9	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	185,4	18,4	9,1	0,408
CWE20(8d)32w4A1.5_3	zyk	1,5	20	160	>250	28,9	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9000/1100	0,09	160,7	16,0	10,0	0,409
																	177,2	17,6	8,7	0,4
CWE32(8d)w4A2.2_1	zyk	2,2	32	256	>250	37,1	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9500/1050	0,0745	176,3	6,8	10,0	0,399
CWE32(8d)w4A2.2_2	zyk	2,2	32	256	>250	37,1	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9500/1050	0,0745	179,2	7,0	8,1	0,402
CWE32(8d)w4A2.2_3	zyk	2,2	32	256	>250	37,1	C30/37	0/16	WE	Maschine	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>24h	St9500/1050	0,0745	161,6	6,3	7,7	0,397
																	172,4	6,7	8,6	0,4
CZ12(8d)w0A0.8_1	zyk	0,8	12	96	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	S850	0,091	33,9	9,4	2,0	0,00
CZ12(8d)w0A0.8_2	zyk	0,8	12	96	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	S850	0,091	35,9	9,9	1,0	0,00
CZ12(8d)w0A0.8_3	zyk	0,8	12	96	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	S850	0,091	32,6	9,0	1,7	0,00
																	34,1	9,4	1,6	0,00
CZ12(8d)w4A0.8_1	zyk	0,8	12	160	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	S850	0,091	22,3	3,7	5,7	0,410
CZ12(8d)w4A0.8_2	zyk	0,8	12	160	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	S850	0,091	26,2	4,3	5,9	0,430
CZ12(8d)w4A0.8_3	zyk	0,8	12	160	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	S850	0,091	49,7	8,2	2,9	0,400
																	32,7	5,4	4,9	0,4
CZ20(8d)32w4A1.2_1	zyk	1,2	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	92,6	9,2	5,8	0,412
CZ20(8d)32w4A1.2_2	zyk	1,2	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	114,9	11,4	8,7	0,396
CZ20(8d)32w4A1.2_3	zyk	1,2	20	160	>250	29,0	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	58,7	5,8	10,0	0,398
																	88,7	8,8	8,2	0,4
CZ20(8d)w0A1.2_1	zyk	1,2	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	86,5	8,6	10,0	0,00
CZ20(8d)w0A1.2_2	zyk	1,2	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	130,2	12,9	9,9	0,00
CZ20(8d)w0A1.2_3	zyk	1,2	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	102,9	10,2	10,0	0,00
CZ20(8d)w0A1.2_4	zyk	1,2	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	64,4	6,4	9,5	0,00
																	96,0	9,5	9,9	0,00
CZ20(8d)w4A0.3_1	zyk	0,3	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	35,8	3,6	9,5	0,402
CZ20(8d)w4A0.3_2	zyk	0,3	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	31,9	3,2	1,0	0,399
CZ20(8d)w4A0.3_3	zyk	0,3	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St9000/1100	0,09	42,4	4,2	10,0	0,406
																	36,7	3,7	6,8	0,4

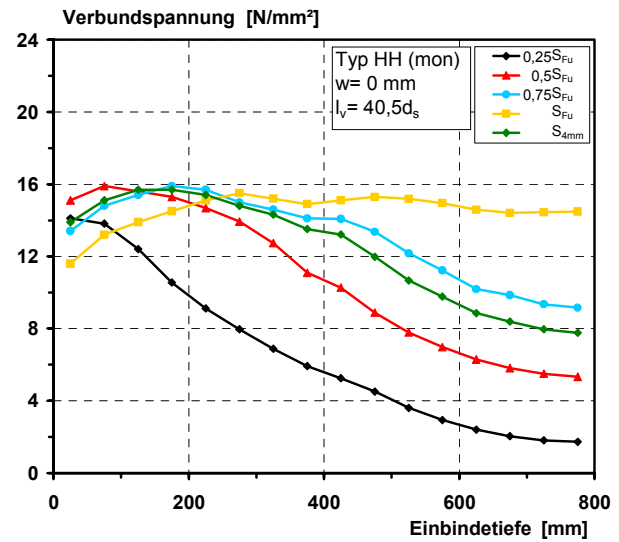
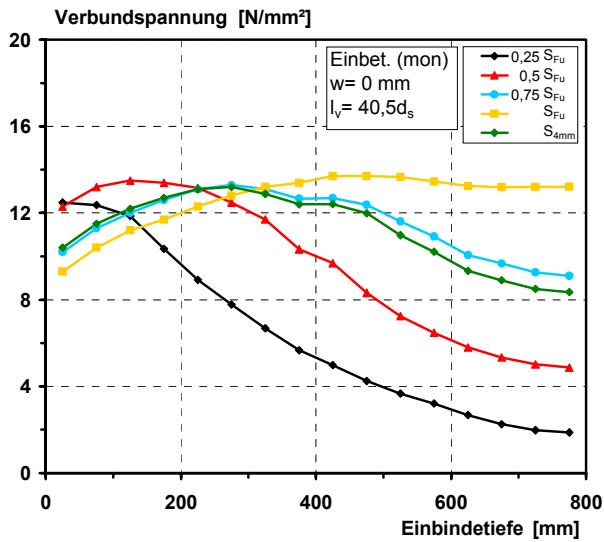
Code	[-]	±s _{max} [mm]	d _s [mm]	h _{ef} [mm]	c [mm]	f _{cs,180} [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t _A [h]	Stabart	f _r [-]	F ¹ _{RU} [kN]	τ _{RU} [N/mm ²]	s ¹ _{RU} [mm]	w ₁ (F=0) tatsächlich [mm]
CZ20(8d)w4A1.2_1	zyk	1,2	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	37,6	3,7	10,0	0,393
CZ20(8d)w4A1.2_2	zyk	1,2	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	31,8	3,2	9,9	0,396
CZ20(8d)w4A1.2_3	zyk	1,2	20	160	>250	28,4	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	32,9	3,3	10,0	0,392
																	34,1	3,4	10,0	0,4
CZ20(8d)w4A1.2_5Z_1	zyk	1,2	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	38,2	3,8	9,9	0,385
CZ20(8d)w4A1.2_5Z_2	zyk	1,2	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	12,9	1,3	10,0	0,392
CZ20(8d)w4A1.2_5Z_3	zyk	1,2	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	31,2	3,1	9,2	0,400
																	27,5	2,7	9,7	0,4
CZ20(8d)w4A1.2nZ_1	zyk	1,2/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	39,6	3,9	10,0	0,465
CZ20(8d)w4A1.2nZ_2	zyk	1,2/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	19,7	2,0	4,2	0,334
CZ20(8d)w4A1.2nZ_3	zyk	1,2/0	20	160	>250	28,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	24,6	2,4	9,9	0,388
																	28,0	2,8	8,0	0,4
CZ20(8d)w4A4_1	zyk	4,0	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	15,8	1,6	9,9	0,395
CZ20(8d)w4A4_2	zyk	4,0	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	52,4	5,2	10,0	0,429
CZ20(8d)w4A4_3	zyk	4,0	20	160	>250	27,8	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	13,2	1,3	9,2	0,396
																	27,1	2,7	9,7	0,4
CZ32(8d)w0A1.2_1	zyk	1,2	32	256	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9500/1050	0,0745	148,7	5,8	10,0	0,00
CZ32(8d)w0A1.2_2	zyk	1,2	32	256	>250	29,5	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9500/1050	0,0745	111,1	4,3	9,6	0,00
																	129,9	5,0	9,8	0,00
CZ32(8d)w0A1.2WS_1	zyk	1,2	32	256	>250	29,6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9500/1050	0,0745	142,1	5,5	10,0	0,00
CZ32(8d)w0A1.2WS_2	zyk	1,2	32	256	>250	29,6	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9500/1050	0,0745	155,0	6,0	10,0	0,00
																	148,5	5,8	10,0	0,00
CZ32(8d)w4A1.2_1	zyk	1,2	32	256	>250	37,0	C30/37	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9500/1050	0,0745	56,6	2,2	10,0	0,395
CZ32(8d)w4A1.2_2	zyk	1,2	32	256	>250	37,0	C30/37	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9500/1050	0,0745	52,5	2,0	10,0	0,401
CZ32(8d)w4A1.2_3	zyk	1,2	32	256	>250	37,0	C30/37	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9500/1050	0,0745	76,2	3,0	10,0	0,393
																	61,8	2,4	10,0	0,4
MHH20(8d)Q0c5_1	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	100,8	10,0	1,3	
MHH20(8d)Q0c5_2	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	116,9	11,6	1,6	
MHH20(8d)Q0c5_3	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	123,3	12,3	1,0	
MHH20(8d)Q0c5_4	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	118,0	11,7	1,2	
MHH20(8d)Q0c5_5	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	117,6	11,7	1,00	
																	115,32	11,47	1,23	
MHH20(8d)Q0c200_1	mon		20	160	200	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	104,2	10,4	2,3	
MHH20(8d)Q0c200_2	mon		20	160	200	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	102,2	10,2	1,5	
MHH20(8d)Q0c200_3	mon		20	160	200	29,7	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	131,2	13,1	2,6	
																	112,53	11,19	2,14	
MWVE20(8d)Q0c5_1	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	116,0	11,5	0,9	
MWVE20(8d)Q0c5_2	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	142,9	14,2	0,7	
MWVE20(8d)Q0c5_3	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	143,6	14,3	0,8	
MWVE20(8d)Q0c5_4	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	139,6	13,9	0,7	
MWVE20(8d)Q0c5_5	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	SI9000/1100	0,09	133,3	13,3	0,80	
																	135,08	13,44	0,80	
MPF220(8d)Q0c5_1	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	43,8	4,4	0,3	
MPF220(8d)Q0c5_2	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	57,9	5,8	0,4	
MPF220(8d)Q0c5_3	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	64,0	6,4	1,1	
MPF220(8d)Q0c5_4	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	73,7	7,3	0,5	
MPF220(8d)Q0c5_5	mon		20	160	50	29,7	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	SI9000/1100	0,09	75,4	7,5	0,50	
																	62,96	6,26	0,55	

Code		$\pm s_{max}$ [mm]	d_s [mm]	h_{ef} [mm]	c [mm]	$f_{cc,150}$ [N/mm ²]	Güte	Körn.	Mörtel	Bohrlochreinigung/-beschaffenheit				t_A [h]	Stabart	f_r [-]	F_{Ru}^1 [kN]	τ_{Ru} [N/mm ²]	s_{Ru}^1 [mm]	w_1 (F=0) tatsächlich [mm]
CHH20(8d)Q0c5_1	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		5,1	3,2	
CHH20(8d)Q0c5_2	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		6,4	2,8	
CHH20(8d)Q0c5_3	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		4,9	2,8	
																		5,5	2,9	
CHH20(8d)Q1c5_1	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		4,8	3,1	
CHH20(8d)Q1c5_2	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		6,9	3,6	
CHH20(8d)Q1c5_3	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		5,0	2,9	
																		5,6	3,2	
CHH20(8d)Q2c5_1	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		6,7	3,0	
CHH20(8d)Q2c5_2	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		5,8	3,2	
CHH20(8d)Q2c5_3	zyk	1,2	20	160	50	32,0	C20/25	0/16	HH	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		1,6	7,6	
																		4,7	4,6	
CWE20(8d)Q0c5_1	zyk	0,8	20	160	50	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		6,6	3,5	
CWE20(8d)Q0c5_2	zyk	0,8	20	160	50	28,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		7,5	2,6	
																		7,0	3,0	
CWE20(8d)Q1c5_1	zyk	0,8	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		8,5	3,1	
CWE20(8d)Q1c5_2	zyk	0,8	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		8,1	3,5	
CWE20(8d)Q1c5_3	zyk	0,8	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		7,0	4,0	
																		7,9	3,5	
CWE20(8d)Q2c5_1	zyk	0,8	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		6,7	2,5	
CWE20(8d)Q2c5_2	zyk	0,8	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	WE	Maschine	3x, 3x, 3x	Hammer	trocken	>24h	St900/1100	0,09		8,9	2,5	
																		7,8	2,5	
CFPZ20(8d)Q0c5_1	zyk	0,5	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St900/1100	0,09		5,4	1,1	
CFPZ20(8d)Q0c5_2	zyk	0,5	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St900/1100	0,09		8,1	1,1	
																		6,8	1,1	
CFPZ20(8d)Q1c5_1	zyk	0,5	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St900/1100	0,09		5,4	2,2	
CFPZ20(8d)Q1c5_2	zyk	0,5	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St900/1100	0,09		4,8	2,5	
																		5,1	2,3	
CFPZ20(8d)Q2c5_1	zyk	0,5	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St900/1100	0,09		5,4	1,5	
CFPZ20(8d)Q2c5_2	zyk	0,5	20	160	50	32,1	C20/25	0/16	PZ	Hand	3x, 3x, 3x (ms)	Hammer	feucht (24h)	>24h	St900/1100	0,09		7,4	4,1	
																		6,4	2,8	

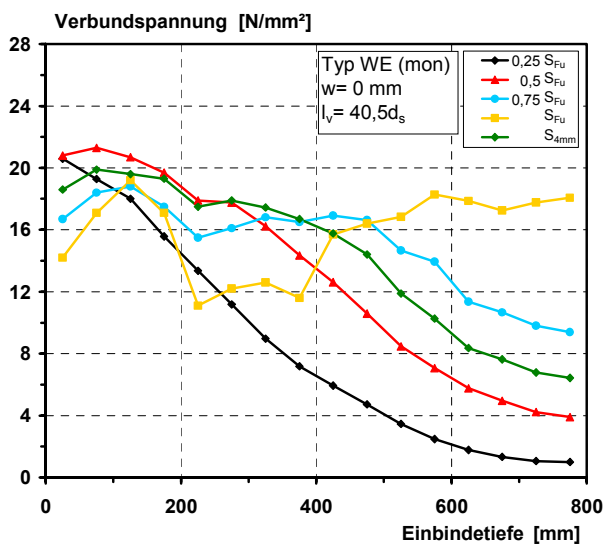
12.2 Ergebnisse der FE-Simulation

12.2.1 Ungerissener Beton

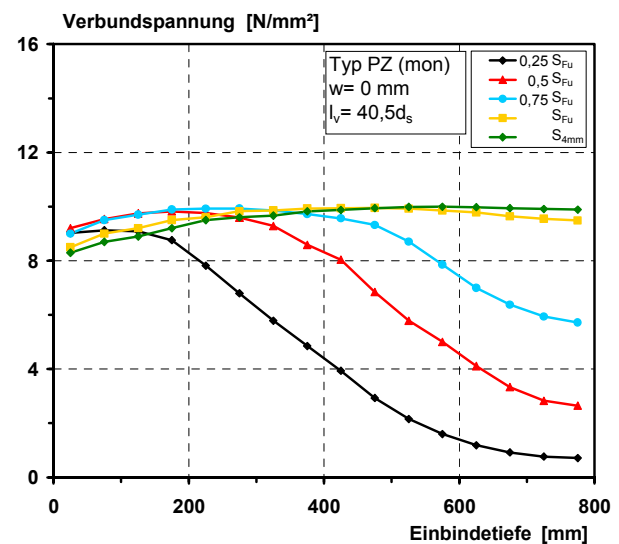
12.2.1.1 Verankerungslänge $l_v = 40,5 d_s$



(a) Einbetoniert



(b) System HH



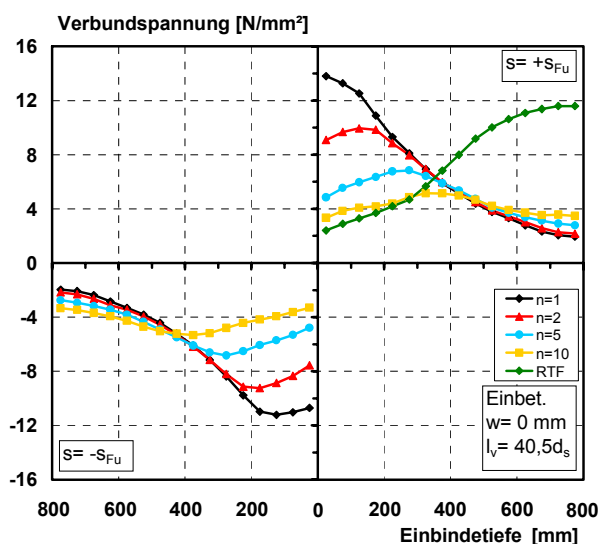
(c) System WE

(d) System PZ

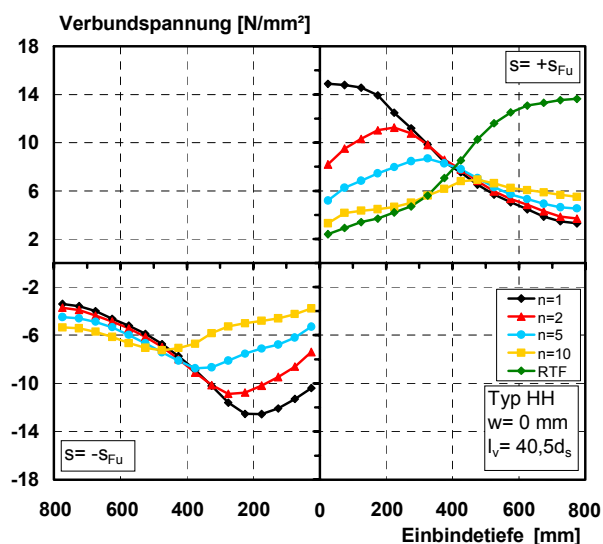
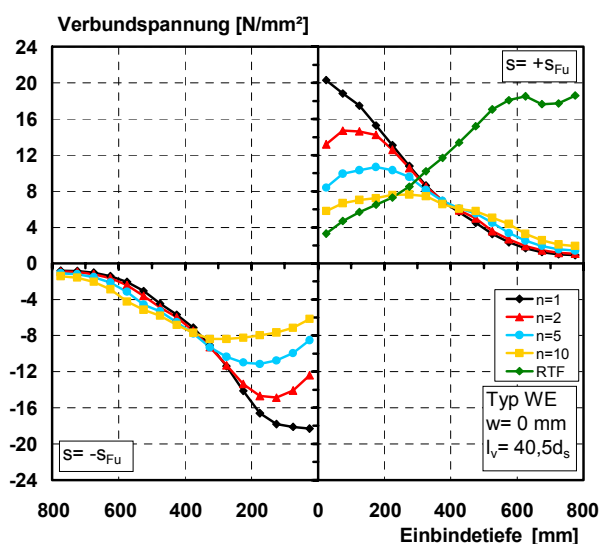
Bild A 1 Einfluss Verbundspannungsverlauf unter monotoner Beanspruchung bei unterschiedlichen Verschiebungswerten im ungerissenen Beton; $l_v = 40,5 d_s$; $d_s = 20$ mm; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Tabelle A1 Verschiebungswerte der in Bild A 1 simulierten Verbundspannungskurven in Abhängigkeit der Verankerungslänge; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

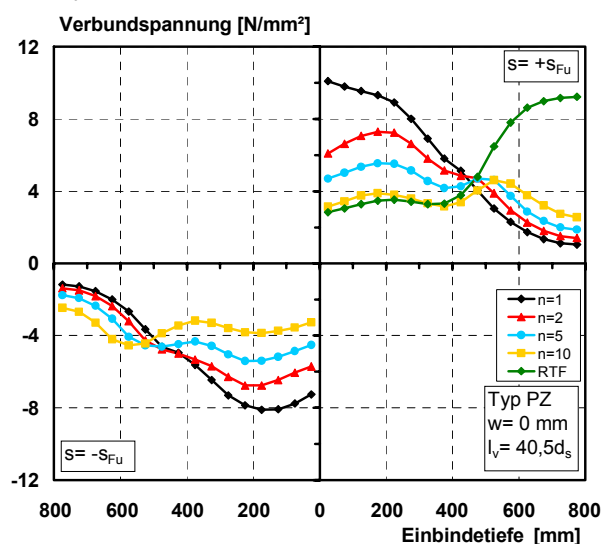
Ungerissener Beton, $w = 0,0 \text{ mm}$ Einbindetiefe, $l_v = 40,5d_s$		Einbetoniert	Mörtelsystem		
			HH	WE	PZ
Verschiebungswert	$\pm s_{0,25F_u}$	1,44	1,44	1,56	0,96
	$\pm s_{0,5F_u}$	2,76	3,00	3,12	1,92
	$\pm s_{0,75F_u}$	4,20	4,44	4,68	2,76
	$\pm s_{F_u}$	5,52	6,00	6,24	3,72
	$\pm 2s_{F_u}$	3,96	3,96	3,96	3,96



(a) Einbetoniert, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$



(b) System HH, $s = \pm 2,2 \text{ mm}$



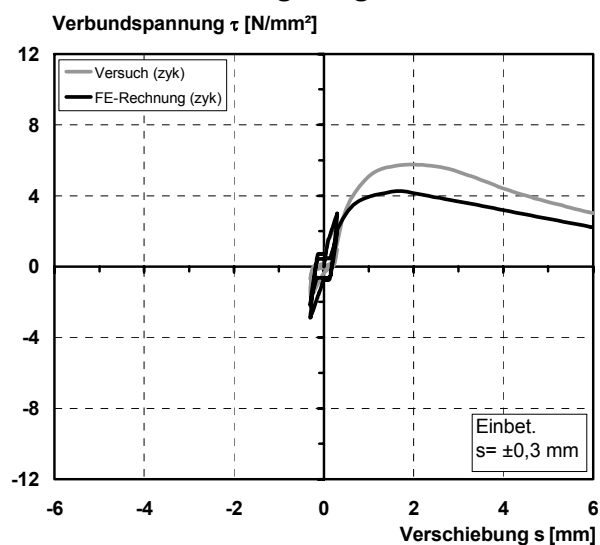
(c) System WE, $s = \pm 1,5 \text{ mm}$

(d) System PZ, $s = \pm 1,2 \text{ mm}$

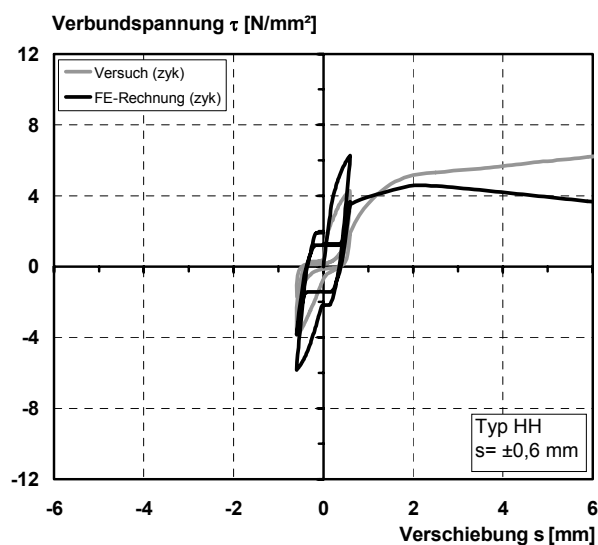
Bild A 2 Einfluss Verbundspannungsverlauf im 1., 2., 5., 10. Zyklus und im Restzugversuch nach zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{F_u}$ im ungerissenen Beton; $l_v = 40,5 d_s$; $d_s = 20 \text{ mm}$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

12.2.2 Gerissener Beton

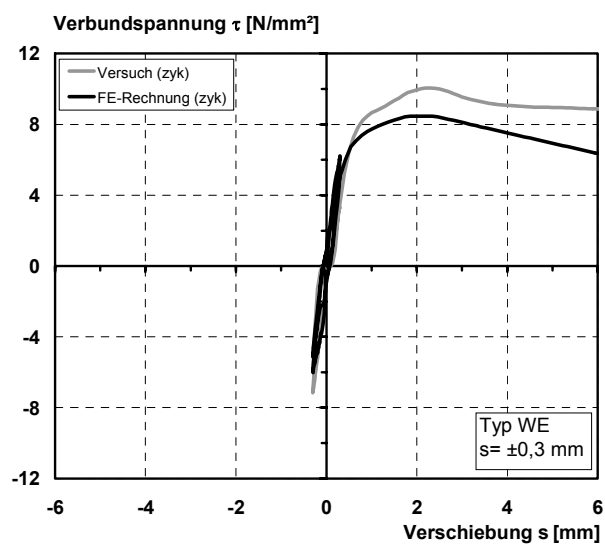
12.2.2.1 Verankerungslänge $l_v = 8 d_s$



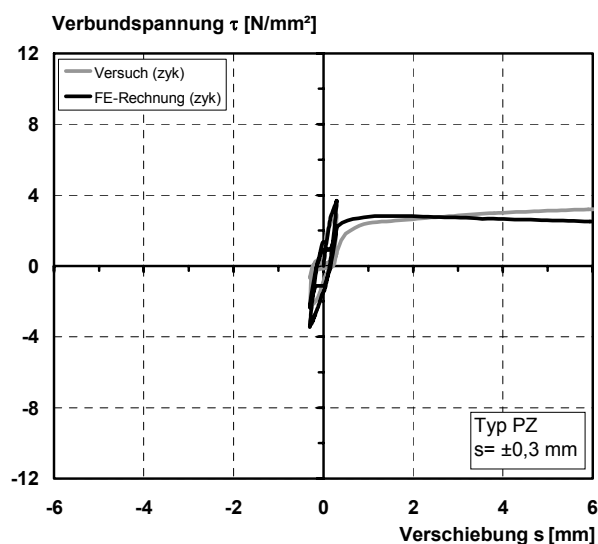
(a) Einbetoniert, $s = \pm 0,3$ mm



(b) System HH, $s = \pm 0,6$ mm

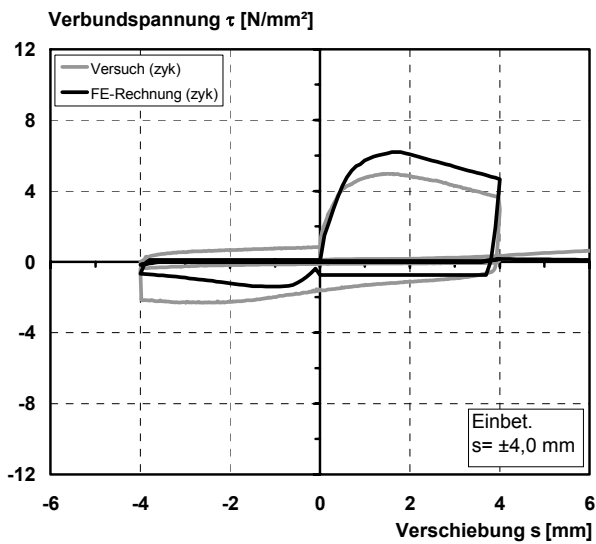


(c) System WE, $s = \pm 0,3$ mm

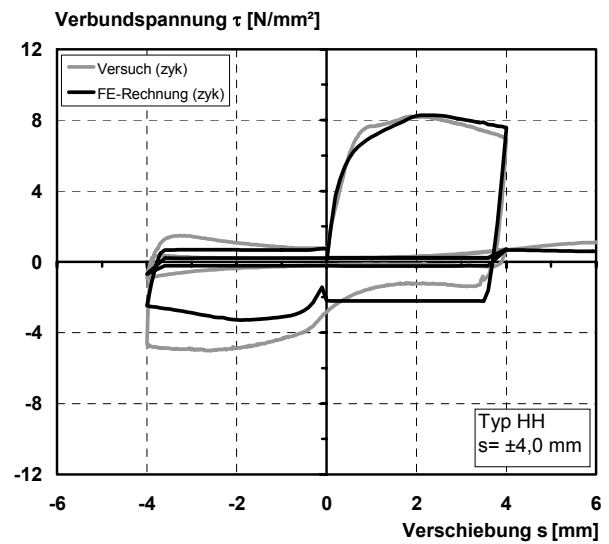


(d) System PZ, $s = \pm 0,3$ mm

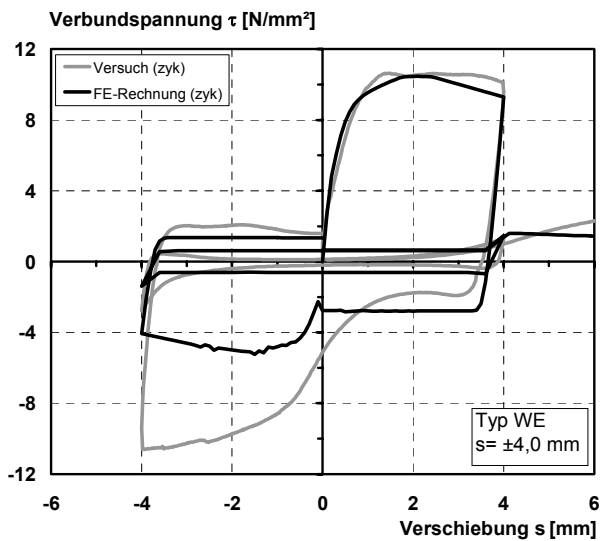
Bild A 3 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Versuch und FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $s = \pm s_{0,5Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)



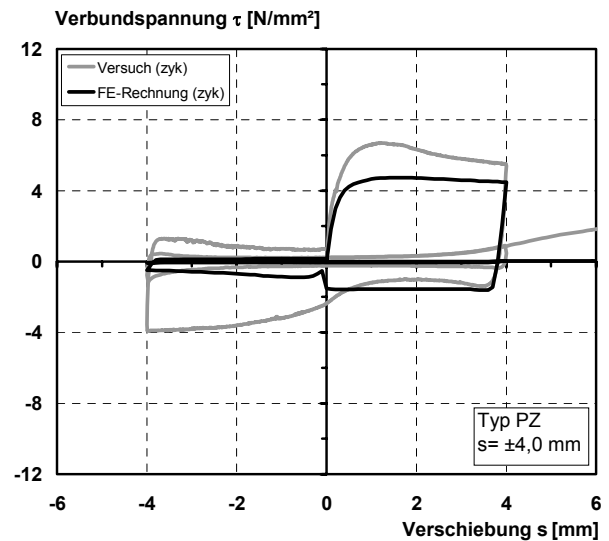
(a) Einbetoniert, $s = \pm 4,0$ mm



(b) System HH, $s = \pm 4,0$ mm



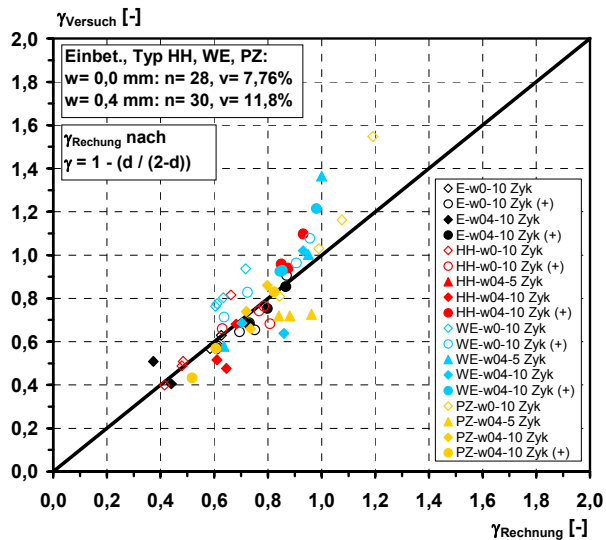
(c) System WE, $s = \pm 4,0$ mm



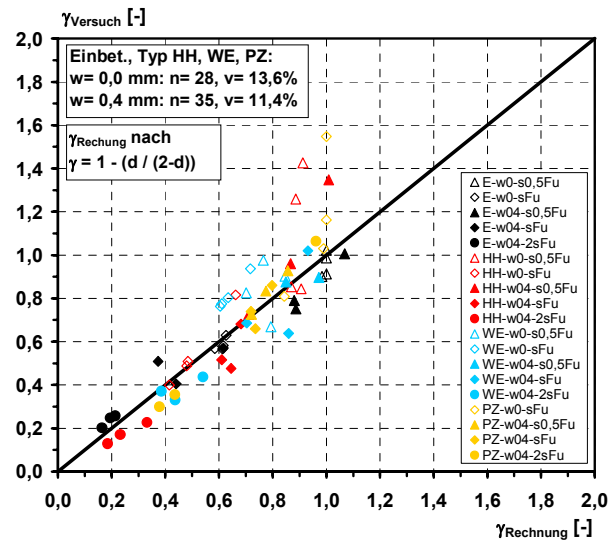
(d) System PZ, $s = \pm 4,0$ mm

Bild A 4 Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Versuch und FE-Simulation bei zyklischer Beanspruchung zwischen $\pm 4,0$ mm bzw. $\sim \pm 2s_{Fu}$ im gerissenen Beton ($w = 0,4$ mm); $d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

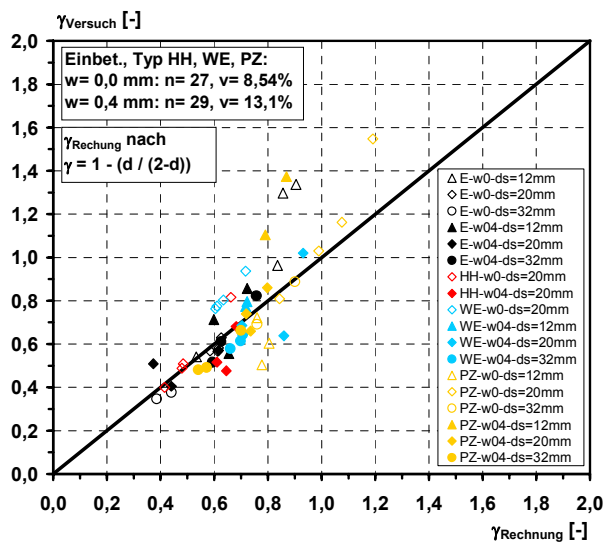
12.3 Analytisches Modell



(a) Einfluss Art der zyklischen Belastung

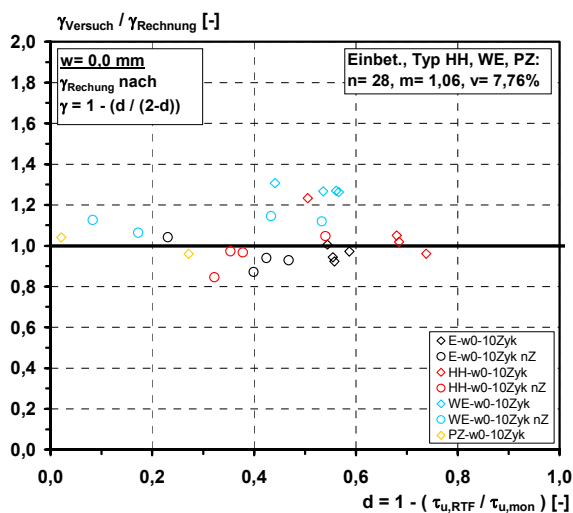


(b) Einfluss Verschiebung

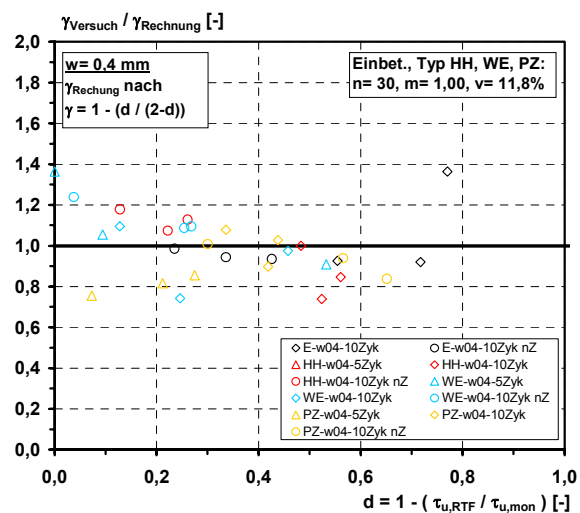


(c) Einfluss Stabdurchmesser

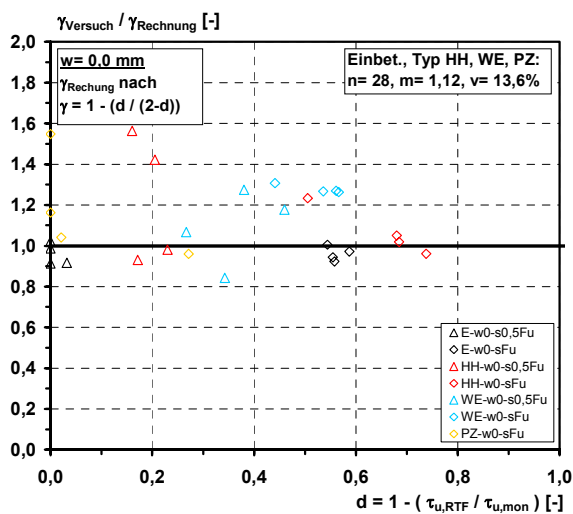
Bild A 5 Vergleich γ_{Versuch} mit γ_{Rechnung} ; w= 0,0 mm, w= 0,4 mm; c= 200 mm; $d_s = 12, 20, 32$ mm, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)



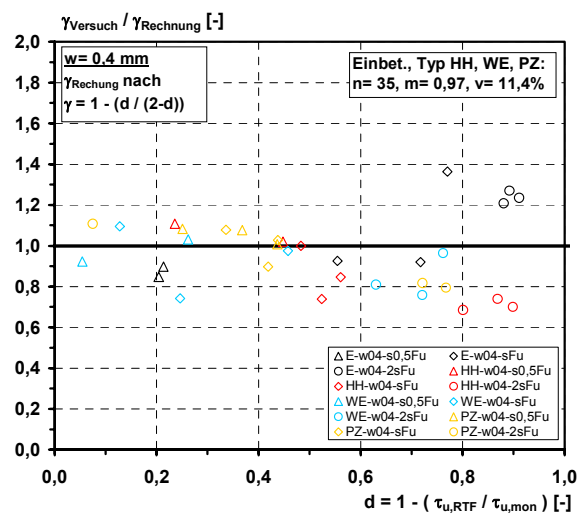
(a1) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,0 \text{ mm}$



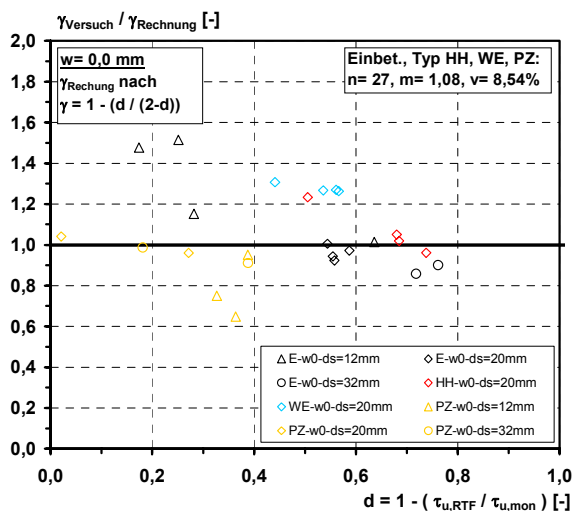
(a2) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,4 \text{ mm}$



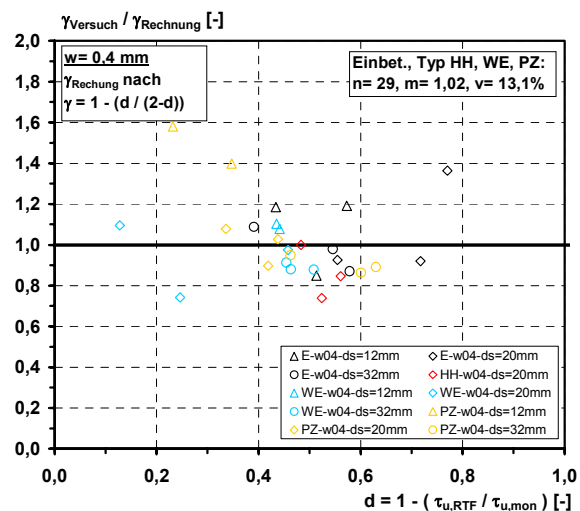
(b1) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,0 \text{ mm}$



(b2) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,4 \text{ mm}$



(c1) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,0 \text{ mm}$

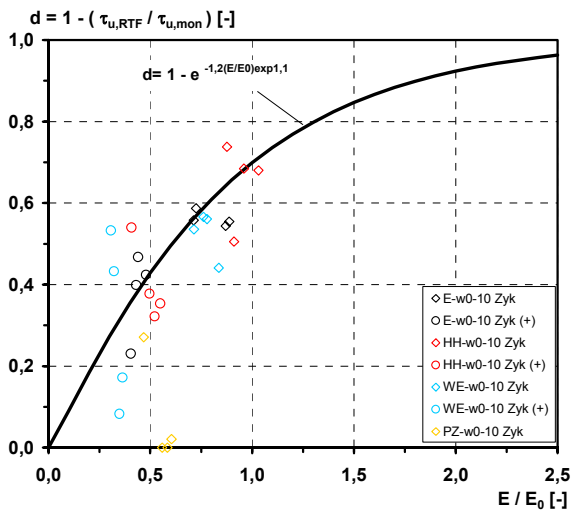


(c2) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,4 \text{ mm}$

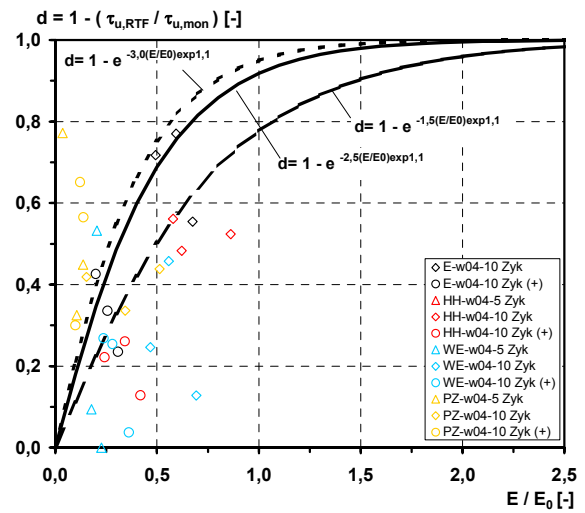
Bild A 6 Verhältnis $\gamma_{\text{Versuch}} / \gamma_{\text{Rechnung}}$ in Abhängigkeit vom Schädigungsfaktor d ; $w = 0,0 \text{ mm}$, $w = 0,4 \text{ mm}$; $d_s = 12, 20, 32 \text{ mm}$; $c = 200 \text{ mm}$; $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Tabelle A2 Vergleich experimentell ermittelte und berechnete Ergebnisse nach (Gl. (6.1)); w= 0,0 mm (w0), w= 0,4 mm (w04); c= 200 mm; d_s= 12, 20, 32 mm, l_v= 8 d_s; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

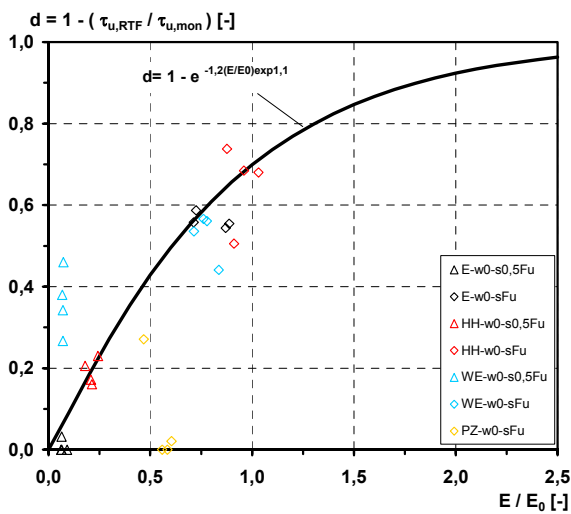
$\gamma_{\text{Versuch}} / \gamma_{\text{Rechnung}}$		Einbetoniert		Mörtelsystem					
				HH	WE		PZ		
		w0	w04	w0	w04	w0	w04	w0	w04
Belastungsart	n= 5	-	-	-	-	1,28	1,11	-	0,81
	n= 10	0,96	1,07	1,07	0,86	1,11	0,94	1,10	1,00
	n= 10 (nZ)	0,95	0,95	0,96	1,13	1,11	1,14	-	0,93
Verschiebungswert	$\pm s_{0,5F_u}$	0,96	0,90	1,22	1,15	1,09	0,98	-	1,06
	$\pm s_{F_u}$	0,96	1,07	1,07	0,86	1,28	0,94	1,18	1,00
	$\pm 2s_{F_u}$	-	1,24	-	0,71	-	0,84	-	0,91
Stabdurchmesser	d _s = 12 mm	1,29	1,08	-	-	-	1,09	0,78	1,69
	d _s = 20 mm	0,96	1,07	1,07	0,86	1,28	0,94	1,10	1,00
	d _s = 32 mm	0,88	0,98	-	-	-	0,89	0,95	0,90



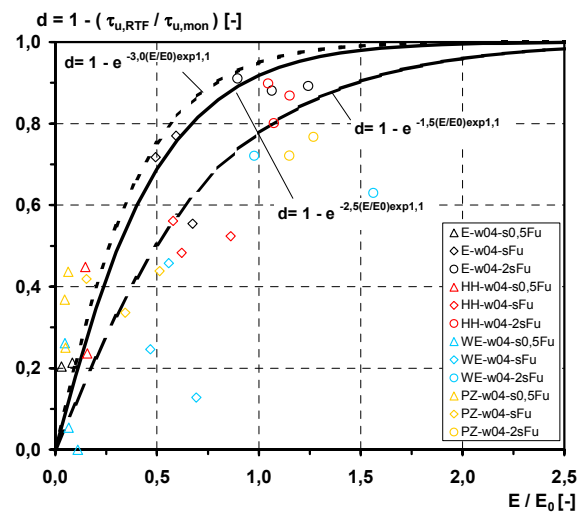
(a1) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,0 \text{ mm}$



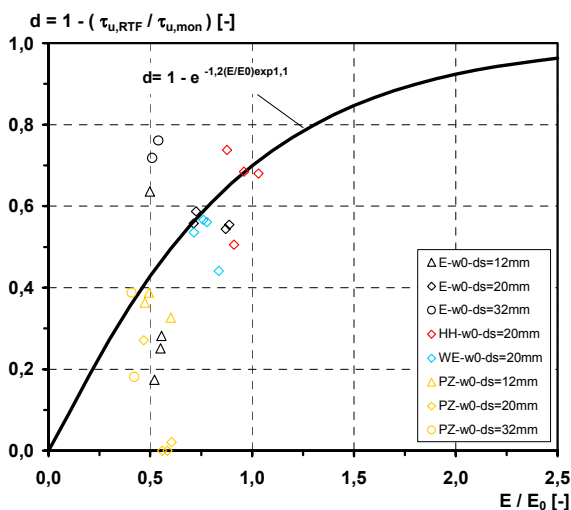
(a2) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,4 \text{ mm}$



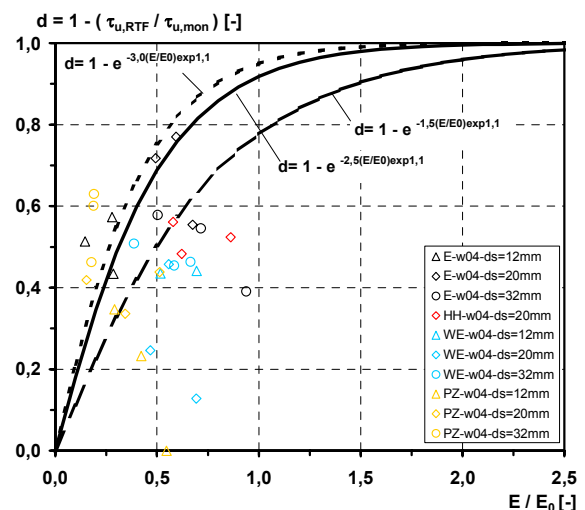
(b1) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,0 \text{ mm}$



(b2) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,4 \text{ mm}$

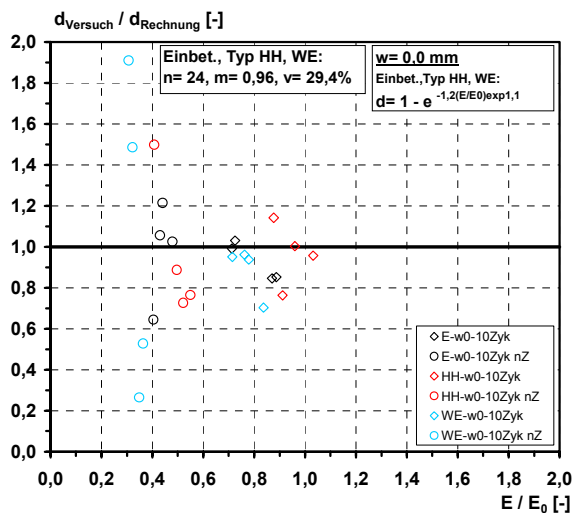


(c1) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,0 \text{ mm}$

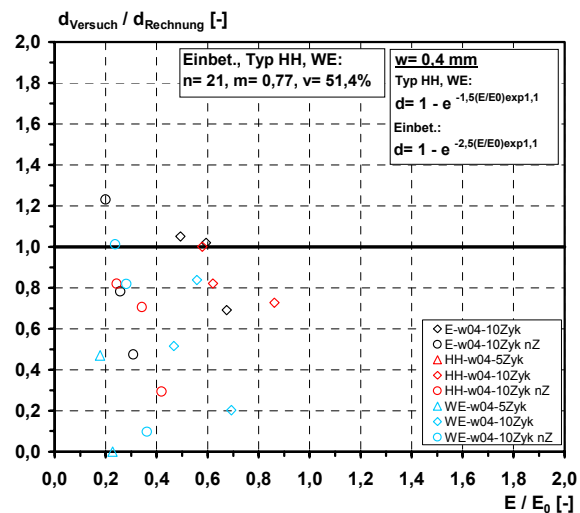


(c2) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,4 \text{ mm}$

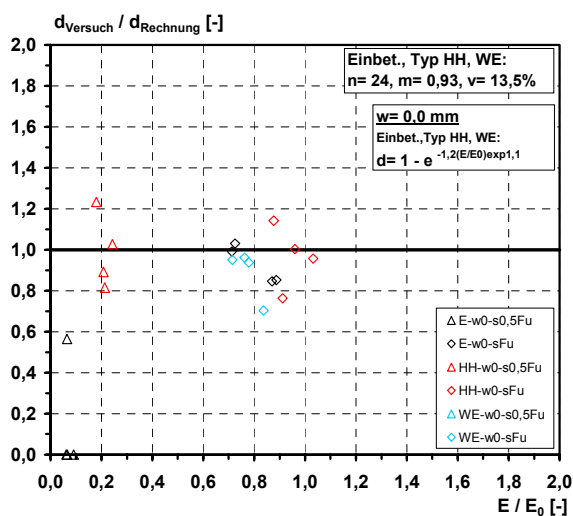
Bild A 7 Einfluss des Schädigungsparameters d auf das Verhältnis der Energien E/E_0 von einbetonierten und eingemörtelten Stäben (Systeme HH, WE, PZ) im ungerissenen und gerissenen Beton ($w = 0,4 \text{ mm}$); $c = 200 \text{ mm}$; $d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$



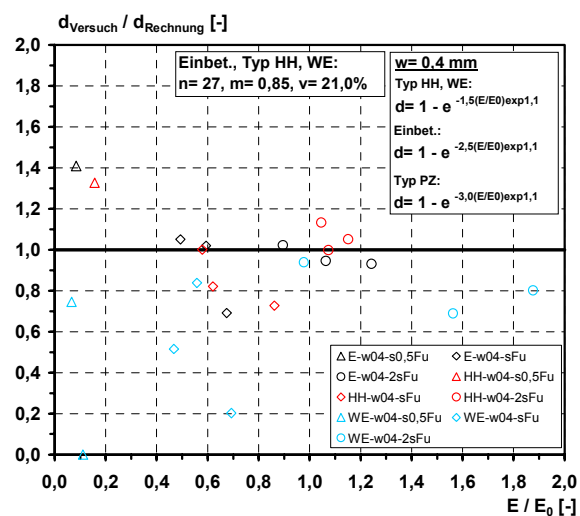
(a1) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,0 \text{ mm}$



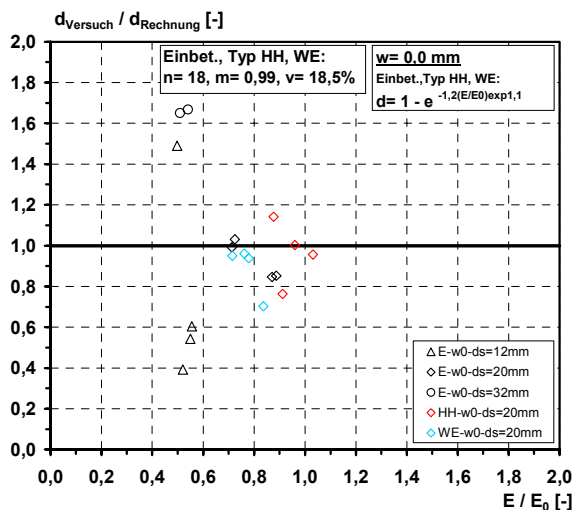
(a2) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,4 \text{ mm}$



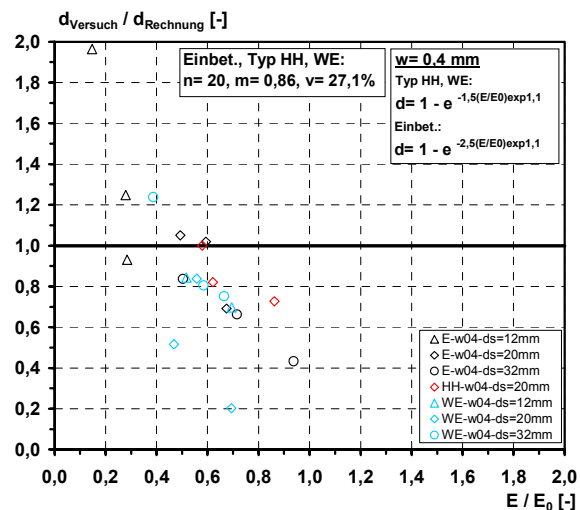
(b1) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,0 \text{ mm}$



(b2) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,4 \text{ mm}$



(c1) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,0 \text{ mm}$

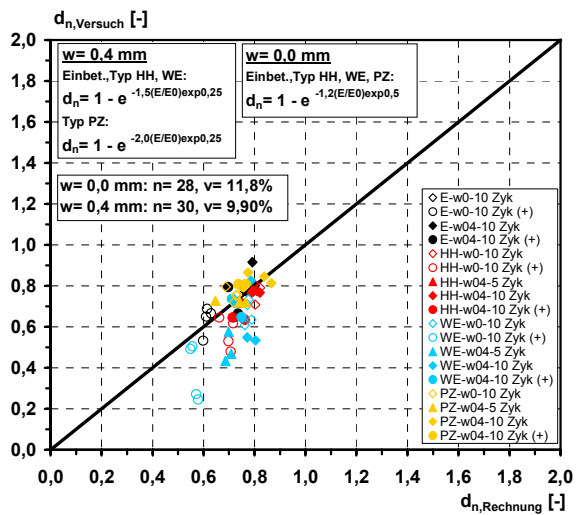


(c2) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,4 \text{ mm}$

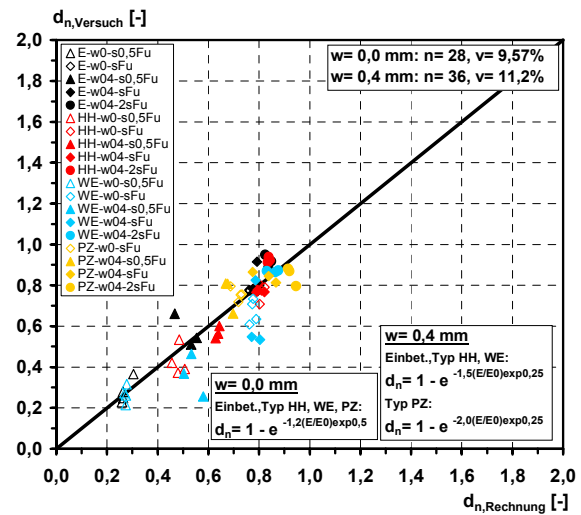
Bild A 9 Verhältnis $d_{\text{Versuch}} / d_{\text{Rechnung}}$ in Abhängigkeit von E/E_0 ; $w = 0,0 \text{ mm}$, $w = 0,4 \text{ mm}$; $c = 200 \text{ mm}$; $d_s = 12, 20, 32 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Tabelle A3 Vergleich experimentell ermittelte und berechnete Ergebnisse nach (Gl. (6.5)); $w = 0,0 \text{ mm}$, $w = 0,4 \text{ mm}$; $c = 200 \text{ mm}$; $d_s = 12, 20, 32 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

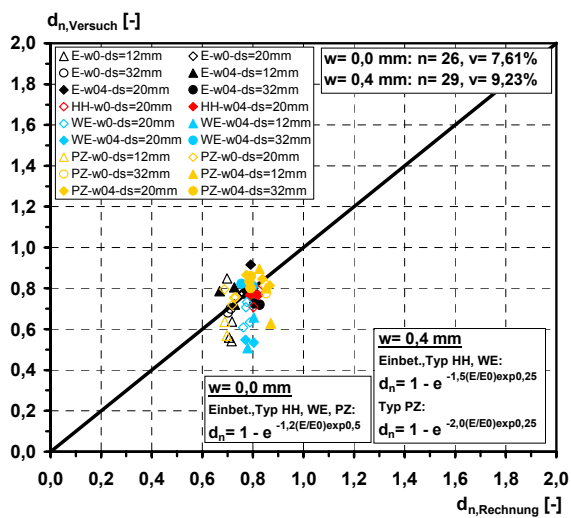
$d_{\text{Versuch}} / d_{\text{Rechnung}}$		Einbetoniert		Mörtelsystem					
				HH	WE		PZ		
		w0	w04	w0	w04	w0	w04	w0	w04
Belastungsart	$n = 5$	-	-	-	-	-	0,93	-	4,41
	$n = 10$	0,93	0,92	0,97	0,85	0,89	0,52	0,18	0,82
	$n = 10 (nZ)$	1,33	0,83	0,97	0,61	1,44	0,64	-	1,98
Verschiebungswert	$\pm s_{0,5F_u}$	0,14	1,33	0,99	1,29	5,72	1,97	-	3,13
	$\pm s_{F_u}$	0,93	0,92	0,97	0,85	0,89	0,52	0,18	0,82
	$\pm 2s_{F_u}$	-	0,97	-	1,06	-	0,81	-	0,53
Stabdurchmesser	$d_s = 12 \text{ mm}$	0,76	1,38	-	-	-	0,77	0,82	0,33
	$d_s = 20 \text{ mm}$	0,93	0,92	0,97	0,85	0,89	0,52	0,18	0,82
	$d_s = 32 \text{ mm}$	1,66	0,64	-	-	-	0,93	0,78	1,50



(a) Einfluss Art der zyklischen Belastung

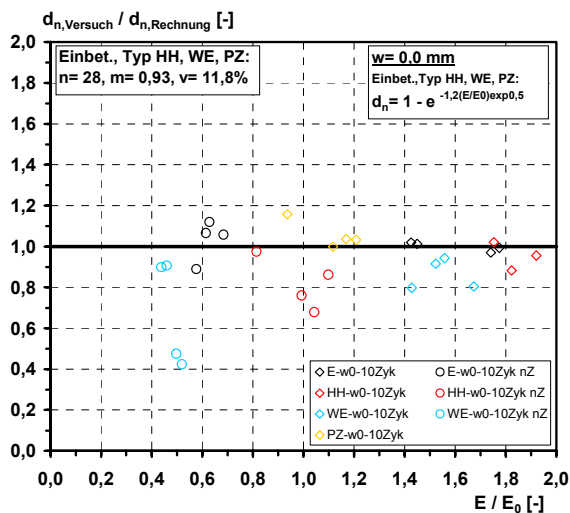


(b) Einfluss Verschiebung

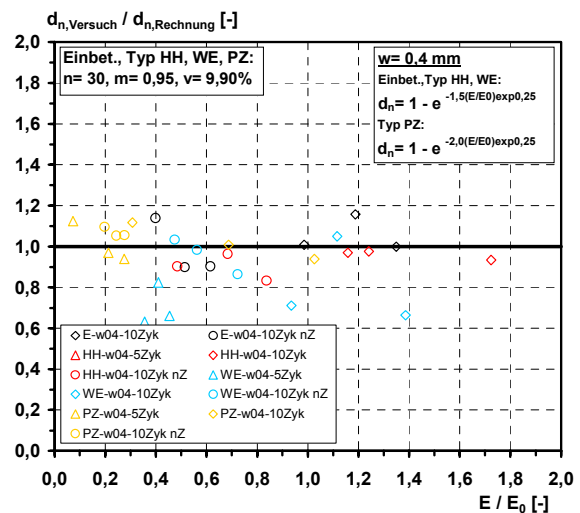


(c) Einfluss Stabdurchmesser

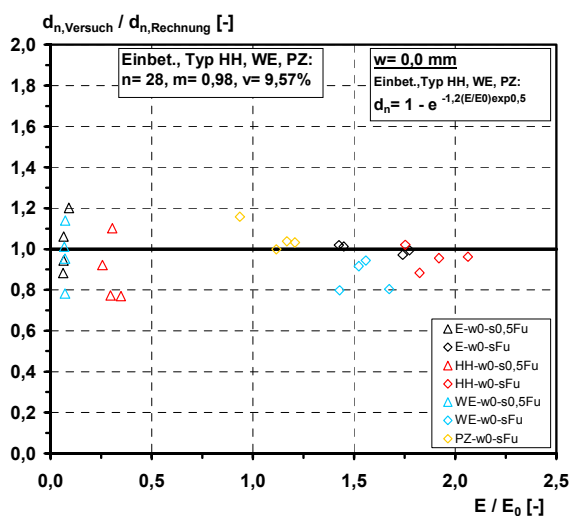
Bild A 10 Vergleich $d_{n,Versuch}$ mit $d_{n,Rechnung}$; $w = 0,0 \text{ mm}$, $w = 0,4 \text{ mm}$; $d_s = 12, 20, 32 \text{ mm}$, $c = 200 \text{ mm}$; $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)



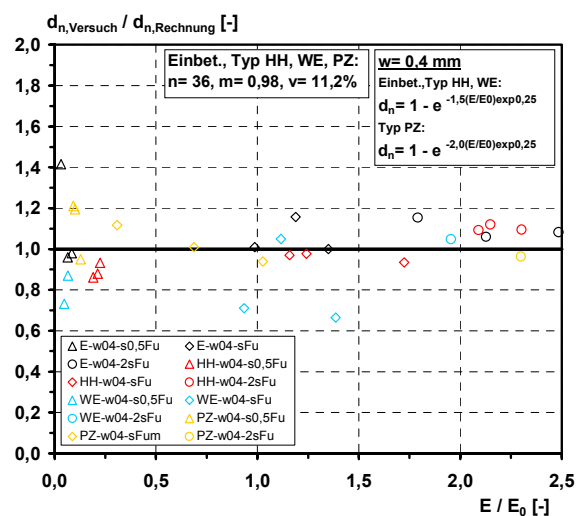
(a1) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,0 \text{ mm}$



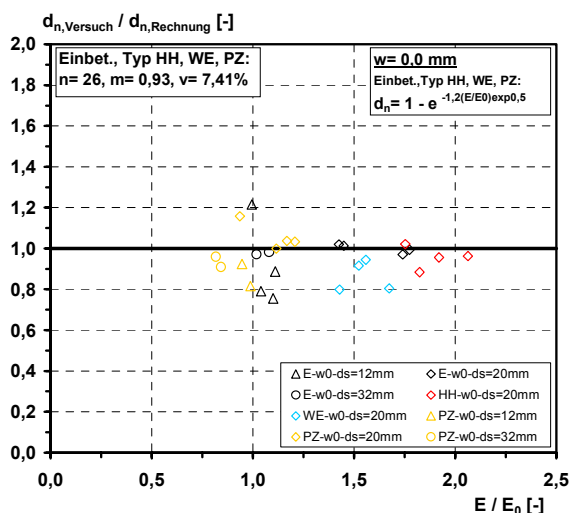
(a2) Einfluss Art der zyklischen Belastung, $w = 0,4 \text{ mm}$



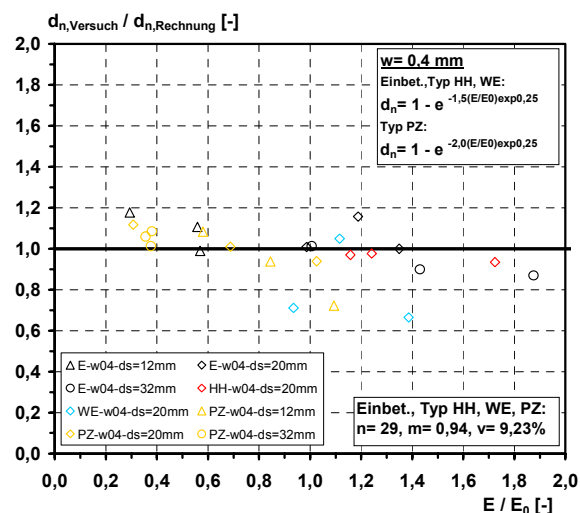
(b1) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,0 \text{ mm}$



(b2) Einfluss Verschiebungswert, $w = 0,4 \text{ mm}$



(c1) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,0 \text{ mm}$

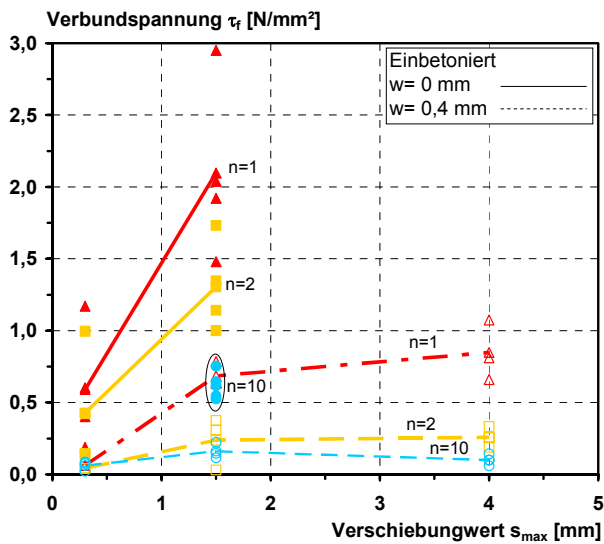


(c2) Einfluss Stabdurchmesser, $w = 0,4 \text{ mm}$

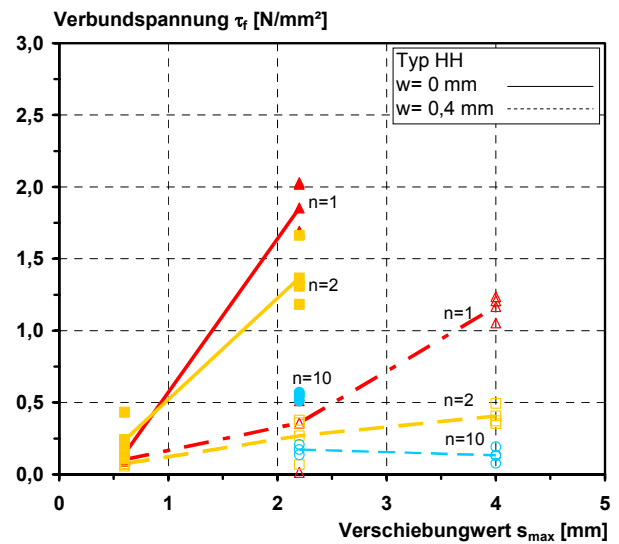
Bild A 11 Verhältnis $d_{n,Versuch} / d_{n,Rechnung}$ in Abhängigkeit von E/E_0 ; $w = 0,0 \text{ mm}$, $w = 0,4 \text{ mm}$; $d_s = 12, 20, 32 \text{ mm}$, $c = 200 \text{ mm}$; $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Tabelle A4 Vergleich experimentell ermittelte und berechnete Ergebnisse nach (Gl. (6.7)); $w = 0,0 \text{ mm}$, $w = 0,4 \text{ mm}$; $c = 200 \text{ mm}$; $d_s = 12, 20, 32 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

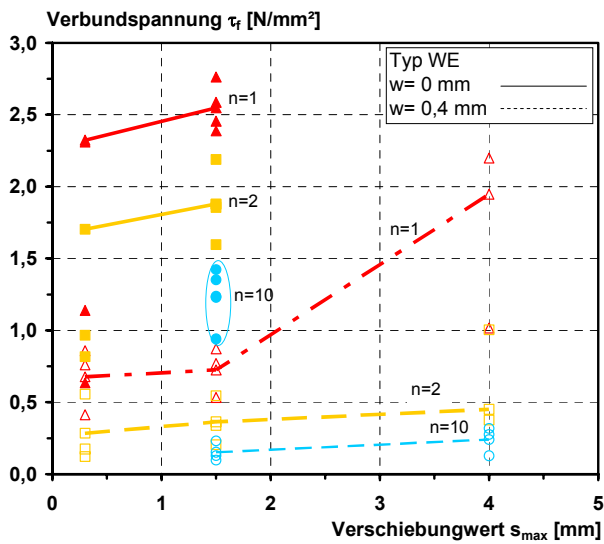
$d_{n,\text{Versuch}} / d_{n,\text{Rechnung}}$		Einbetoniert		Mörtelsystem					
				HH	WE		PZ		
		w0	w04	w0	w04	w0	w04	w0	w04
Belastungsart	n= 5	-	-	-	-	-	0,71	-	1,01
	n= 10	1,00	1,06	0,96	0,96	0,87	0,81	1,06	1,02
	n= 10 (nZ)	1,03	0,98	0,82	0,90	0,68	0,96	-	1,07
Verschiebungswert	$d_s = 12 \text{ mm}$	0,91	1,09	-	-	-	0,73	0,87	0,91
	$d_s = 20 \text{ mm}$	1,00	1,06	0,96	0,96	0,87	0,81	1,06	1,02
	$d_s = 32 \text{ mm}$	0,98	0,93	-	-	-	1,04	0,93	1,05
Stabdurchmesser	$\pm s_{0,5F_u}$	1,02	1,12	0,89	0,89	0,97	0,68	-	1,12
	$\pm s_{F_u}$	1,00	1,06	0,96	0,96	0,87	0,81	1,06	1,02
	$\pm 2s_{F_u}$	-	1,10	-	1,10	-	1,01	-	0,92



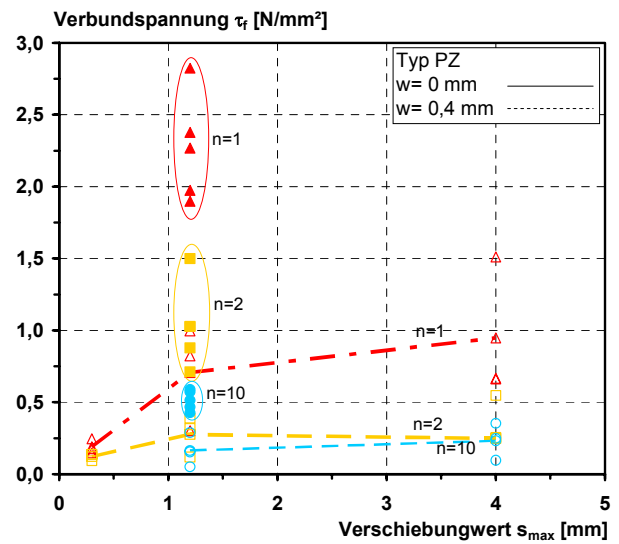
(a) Einbetoniert



(b) System HH

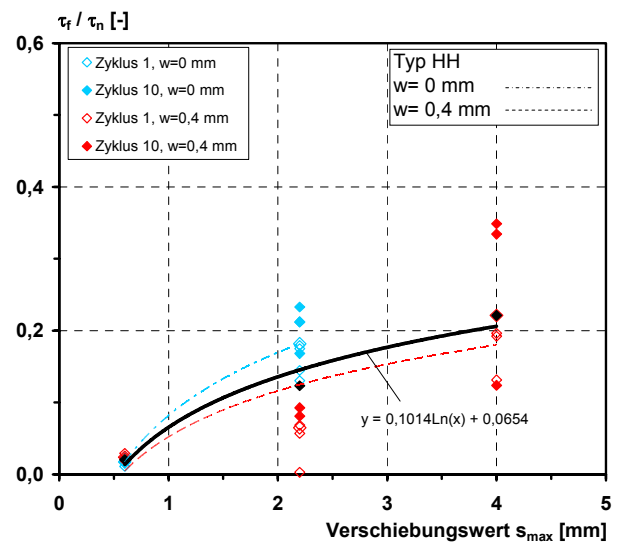
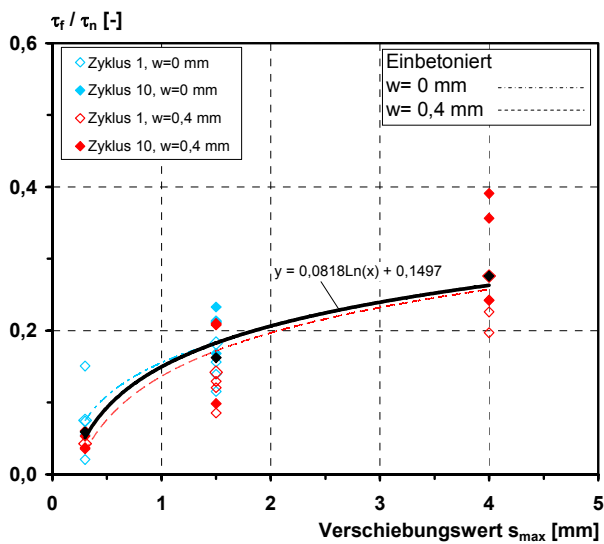


(c) System WE



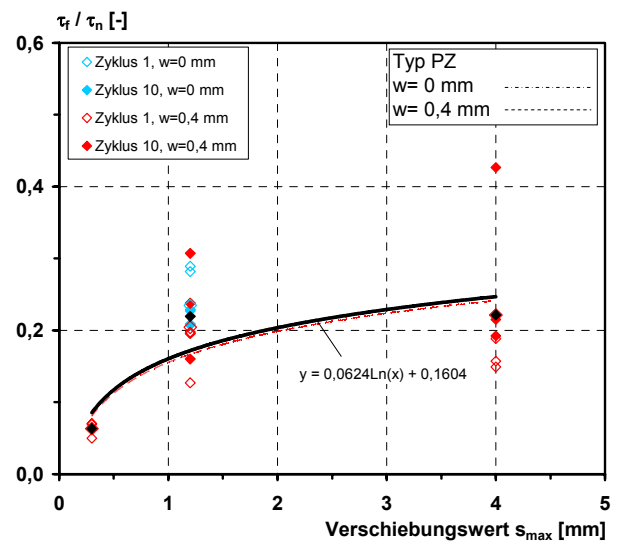
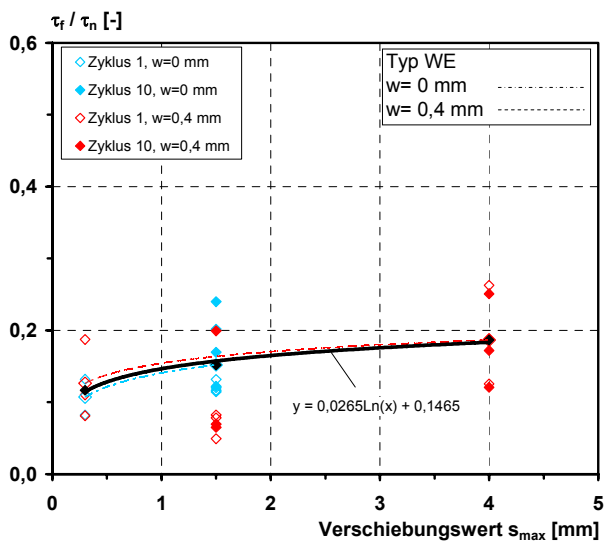
(d) System PZ

Bild A 12 Einfluss des Reibungswiderstandes τ_f in Abhängigkeit des Verschiebungswertes $s_{\max}$ im ungerissenen und gerissenen Beton ($d_s = 20 \text{ mm}$, $l_v = 8 d_s$); (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)



(a) Einbetoniert

(b) System HH



(c) System WE

(d) System PZ

Bild A 13 Einfluss des Verbundspannungsverhältnisses τ_f / τ_n (τ_f -Reibungswiderstand), (τ_n -Verbundspannung im n-ten Zyklus) in Abhängigkeit des Verschiebungswertes s_{max} im ungerissenen und gerissenen Beton ($d_s = 20$ mm, $l_v = 8 d_s$); (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

12.4 Bewertung der experimentellen Untersuchungen

Tabelle A5 Bewertung Tragverhalten von eingemörtelten Stäben im direkten Vergleich zu einbetonierten Stäben; ungerissener Beton; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

Ungerissener Beton				System HH		System HE		System WE		System WW		System PZ			
Verbundsteifigkeit ¹ , -festigkeit ²				1	2	1	2	1	2	1	2	1	2		
monoton	d _s =12 mm							=	•			=	•		
	d _s =20 mm			=	•	•	•	•	•	○	○	=	○		
	d _s =32 mm											=	•		
Abnahme Verbundspannungen				τ _n / τ _{n=1}		τ _n / τ _{n=1}		τ _n / τ _{n=1}		τ _n / τ _{n=1}		τ _n / τ _{n=1}			
Zyklisch - τ _n / τ _{n=1}	n=10	d _s =12 mm	S= ±S _{Fu}									=			
		d _s =20 mm	S= ±S _{0,5Fu}	○				•		○					
			S= +S _{Fu}	•				•							
			S= ±S _{Fu}	=		•		•		○		=			
		d _s =32 mm	S= ±S _{Fu}									k.A.			
Verbundsteifigkeit ¹ , -festigkeit ²				1	2	1	2	1	2	1	2	1	2		
Zyklisch - RTF	n=10	d _s =12 mm	S= ±S _{Fu}										=	=	
		d _s =20 mm	S= ±S _{0,5Fu}	○	○			=	•	○	○				
			S= +S _{Fu}	○	•			•	•						
			S= ±S _{Fu}	○	=	•	•	•	•	○	○	•	•		
		d _s =32 mm	S= ±S _{Fu}											•	•

• höher = vergleichbar ○ schlechter

Tabelle A6 Bewertung Tragverhalten von eingemörtelten Stäben im direkten Vergleich zu einbetonierten Stäben; gerissener Beton, $w = 0,4 \text{ mm}$; (Einbetoniert, Systeme HH, WE, PZ)

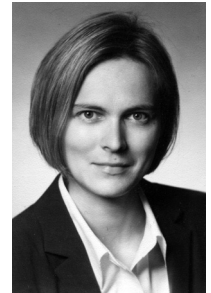
Gerissener Beton, w= 0,4 mm				System HH		System HE		System WE		System PZ	
Verbundsteifigkeit ¹ , -festigkeit ²				1	2	1	2	1	2	1	2
monoton	d _s =12 mm							●	●	=	○
	d _s =20 mm			●	●			●	●	=	○
	d _s =32 mm							●	●	=	○
Abnahme Verbundspannungen				τ _n / τ _{n=1}		τ _n / τ _{n=1}		τ _n / τ _{n=1}		τ _n / τ _{n=1}	
zyklisch - τ _n / τ _{n=1}	n=10	d _s =12 mm	S= ±S _{Fu}					●		○	
		d _s =20 mm	S= ±S _{0,5Fu}	=				●		○	
			S= +S _{Fu}	=				=		○	
			S= ±S _{Fu}	●		●		●		=	
			S= ±2S _{Fu}	=				●		●	
		d _s =32 mm	S= ±S _{Fu}					●		○	
Verbundsteifigkeit ¹ , -festigkeit ²				1	2	1	2	1	2	1	2
zyklisch - RTF	n=10	d _s =12 mm	S= ±S _{Fu}					●	●	●	●
		d _s =20 mm	S= ±S _{0,5Fu}	○	●			●	●	○	○
			S= +S _{Fu}	○	●			●	●	○	○
			S= ±S _{Fu}	●	●	●	●	●	●	=	●
			S= ±2S _{Fu}	●	●			●	●	●	●
		d _s =32 mm	S= ±S _{Fu}					●	●	=	○

• höher = vergleichbar ○ schlechter

13 Lebenslauf

Persönliche Angaben

Name: **Simons, geb. Hofacker**
Vornamen: **Isabelle Nadine**
Geburtstag: **11. Juni 1975**
Geburtsort: **Buchen**
Familienstand: **verheiratet**



Schulbildung

1981 – 1985 **Grundschule**, Oberschefflenz
1985 – 1994 **Ganztagsgymnasium Osterburken (GTO)**, Osterburken
Abschluss: Abitur

Studium

10/1994 – 03/2000 **Universität Karlsruhe (TH)**
Studium des Bauingenieurwesens, Konstruktiver Ingenieurbau
04/1999 – 10/1999 **Oregon State University, USA**
Diplomarbeit am Department of Timber Engineering
03/2000 **Universität Karlsruhe (TH)**
Abschluss: Dipl.-Ing.

Praktika

07/1994 – 08/1994 **Architekturbüro Ackermann**, Mosbach
08/1994 – 10/1994 **Gramlich Fertigbau**, Buchen-Hainstadt
03/1995 – 08/1996 **Ingenieurbüro Ebert und Partner**, Mosbach (insgesamt 15 Wochen)
03/1996 – 08/1997 **Institut für Technische Mechanik**, Universität Karlsruhe
10/1997 – 03/2000 **Institut für Baukonstruktionen und Holzbau**, Universität Karlsruhe

Berufliche Tätigkeit

06/2000 – 07/2006 **Universität Stuttgart**, Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Wissenschaftliche Angestellte
01/2006 – 04/2006 **Heriot-Watt University**, Edinburgh, UK
Graduiertenstipendium des Landes Baden-Württemberg
Seit 08/2006 **Adolf Würth GmbH & Co. KG**, Künzelsau
Forschung und Entwicklung

