

# **Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben**

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

Vorgelegt von

**Hannes A. Spieth**  
aus Esslingen (Neckar)

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen

Mitberichter: Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.phil. K. Bergmeister MSc.  
Prof. Dr.-Ing. B. Novák

Tag der mündlichen Prüfung: 15. Mai 2002

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart  
2002



## Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

Meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen danke ich herzlich für die fruchtbare und lehrreiche Zusammenarbeit, die Betreuung dieser Arbeit sowie seine wertvollen Ratschläge und Anregungen.

Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.phil. K. Bergmeister MSc. und Herrn Prof. Dr.-Ing. B. Novák gilt mein aufrichtiger Dank für die Bereitschaft, den Mitbericht zu übernehmen und für die sorgfältige und kritische Durchsicht der Arbeit.

Herrn Dr.-Ing. habil. Josko Ožbolt danke ich herzlich für die Unterstützung bei den durchgeführten Finite Elemente Berechnungen und für die ständige Bereitschaft zur Diskussion.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch meine ehemaligen Kollegen und Freunde vom Institut für Werkstoffe im Bauwesen durch Ihre Bereitschaft zur Diskussion bei. Diese fruchtbare und hilfsbereite Arbeitsumgebung hat die Arbeit in großem Maße geprägt und beeinflusst. Besonders möchte ich Dipl.-Ing. Isabelle Simons, Dipl.-Ing. Jörg Appl, Dipl.-Ing. Markus Bruckner, Dipl.-Ing. Jan Hofmann, Dipl.-Ing. Steffen Lettow und Dr.-Ing. Utz Mayer hervorheben.

Nicht zuletzt wäre der erfolgreiche Abschluss der Arbeit nicht ohne die immerwährende Unterstützung und Geduld meiner Familie und vor allem von meiner Frau Bettina möglich gewesen, die mir in den Jahren immer zur Seite gestanden haben.

Finanziell wurde die Arbeit von den Firmen Hilti AG, fischerwerke und Upat unterstützt. Hierfür möchte ich mich herzlich bedanken.

Die Arbeit ist meinem Vater Dipl.-Ing. Albrecht C. Spieth gewidmet.

Esslingen, im September 2002

Hannes A. Spieth



<b>1</b>	<b>VERANLASSUNG UND ZIELSETZUNG</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>KENNTNISSTAND</b>	<b>14</b>
<b>2.1</b>	<b>Allgemeines</b>	<b>14</b>
<b>2.2</b>	<b>Übersicht zu Bewehrungsanschlüssen</b>	<b>14</b>
2.2.1	Bewehrungsanschlüsse in Neubauten	14
2.2.2	Bewehrungsanschlüsse in Altbauten	15
<b>2.3</b>	<b>Systeme zum nachträglichen Einmörteln von Bewehrungsstäben</b>	<b>16</b>
2.3.1	Injektionssysteme	16
2.3.2	Patronensysteme	17
2.3.3	Vergussysteme	18
<b>2.4</b>	<b>Verbundbeanspruchungen und Lastweiterleitung im Stahlbetonbau</b>	<b>18</b>
2.4.1	Allgemeines	18
2.4.2	Verankerung	19
2.4.3	Übergreifungsstoß	20
<b>2.5</b>	<b>Verbundmechanismus und Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben</b>	<b>21</b>
2.5.1	Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben	21
2.5.1.1	Arten der Verbundwirkung	21
2.5.1.2	Versagensarten	23
2.5.1.3	Einflussgrößen auf die Verbundfestigkeit	24
2.5.1.3.1	Definition der Verbundspannung	24
2.5.1.3.2	Betonfestigkeit	25
2.5.1.3.3	Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren	26
2.5.1.3.4	Durchmesser des Bewehrungsstabes	27
2.5.1.3.5	Profilform des Bewehrungsstabes	27
2.5.1.3.6	Risse im Beton	29
2.5.1.3.7	Betondeckung	30
2.5.1.3.8	Querbewehrung bei Verankerungen mit kleiner Betondeckung	32
2.5.1.4	Spaltkraftentwicklung der einbetonierten Bewehrungsstäbe	33
2.5.2	Tragverhalten und Einflussfaktoren von zugbeanspruchten Übergreifungsstößen	34
2.5.2.1	Mechanismus der Kraftübertragung	34
2.5.2.2	Versagensarten	38
2.5.2.3	Einflussfaktoren auf das Tragverhalten	39
2.5.2.3.1	Übergreifungslänge	39
2.5.2.3.2	Stabdurchmesser	39
2.5.2.3.3	Betondeckung	40
2.5.2.3.4	Lichter Abstand zwischen den Übergreifungsstößen	40
2.5.2.3.5	Abstand zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben	41
2.5.2.3.6	Querbewehrung	41
2.5.2.3.7	Weitere Einflussgrößen	43
<b>2.6</b>	<b>Verbundmechanismus und Tragverhalten von Verbunddübeln</b>	<b>43</b>
2.6.1	Allgemeines	43

2.6.2	Verbundmechanismus eingemörtelter Stäbe.....	44
2.6.3	Versagensarten.....	44
2.6.4	Einflussfaktoren auf das Tragverhalten .....	46
2.6.4.1	Verbundmörtelsystem.....	46
2.6.4.2	Bohrlochreinigung.....	46
2.6.4.3	Betonfestigkeit .....	47
2.6.4.4	Umwelteinflüsse .....	48
2.6.4.5	Temperatur .....	48
2.6.4.6	Stabdurchmesser .....	49
2.6.4.7	Verankerungslänge .....	50
2.6.4.8	Stababstand bei Gruppenverankerungen .....	50
2.6.4.9	Randabstand .....	51
2.6.4.10	Risse im Beton .....	51
<b>2.7</b>	<b>Tragverhalten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben nach Darwin/Salamizavaregh (1993) .....</b>	<b>52</b>
<b>2.8</b>	<b>Normative Regelungen und Bemessungsrichtlinien.....</b>	<b>57</b>
2.8.1	Einbetonierte Bewehrungsstäbe .....	57
2.8.2	Verbunddübel .....	60
2.8.3	Eingemörtelte Bewehrungsstäbe .....	62
<b>3</b>	<b>EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN EINGEMÖRTELTEN UND EINBETONIERTEN BEWEHRUNGSSTÄBEN.....</b>	<b>64</b>
<b>3.1</b>	<b>Allgemeines.....</b>	<b>64</b>
3.1.1	Verwendete Systeme .....	64
3.1.2	Verwendete Bewehrungsstäbe .....	65
3.1.3	Versuche mit Dehnmessstreifen (DMS).....	65
<b>3.2</b>	<b>Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Einzelstäben ohne Anschlussbewehrung.....</b>	<b>67</b>
3.2.1	Allgemeines.....	67
3.2.2	Versuchsaufbau und Messtechnik.....	67
3.2.3	Übersicht über die durchgeführten Versuche .....	70
3.2.4	Definition der Verbundspannung .....	71
3.2.5	Definition der Betondeckung.....	71
3.2.6	Versuchsergebnisse.....	72
3.2.6.1	Einfluss des Verbundmörtels.....	72
3.2.6.2	Einfluss der Einbindetiefe .....	73
3.2.6.3	Einfluss der Betondeckung.....	75
3.2.6.4	Einfluss des Stabdurchmessers .....	80
3.2.6.5	Einfluss der Größe des Ringspalts.....	81
3.2.6.6	Einfluss der Bohrlochreinigung im trockenen und feuchten Beton .....	82
3.2.6.7	Einfluss der Betondruckfestigkeit .....	87
3.2.6.8	Einfluss des Bohrverfahrens .....	89
3.2.6.9	Einfluss der Temperatur .....	92
3.2.6.10	Einfluss der Aushärtezeit.....	94
3.2.7	Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben mit großem Randabstand .....	95
3.2.8	Untersuchungen zur Spannungs-Dehnungsverteilung von Einzelstäben entlang der Stabachse gemessen mit DMS.....	99
3.2.8.1	Allgemeines .....	99

3.2.8.2	Übersicht über die durchgeführten Versuche.....	99
3.2.8.3	Untersuchungen zum Einfluss der Einbindetiefe .....	99
3.2.8.4	Untersuchungen zum Einfluss der Betondeckung .....	100
3.2.8.5	Untersuchungen zum Einfluss der Bohrlochreinigung .....	102
3.2.8.6	Untersuchungen zum Einfluss des Bohrverfahrens .....	104
<b>3.3</b>	<b>Versuche an Bewehrungsanschlüssen mit Anschlussbewehrung (Übergreifungsstöße) ...</b>	<b>105</b>
3.3.1	Allgemeines .....	105
3.3.2	Versuche an eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen in Bauteilen unter Momentenbelastung	106
3.3.2.1	Versuchsprogramm .....	106
3.3.2.2	Versuchsaufbau und Versuchsablauf .....	107
3.3.2.3	Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Balken .....	109
3.3.2.4	Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Platten mit engem Stoßabstand ohne Querbewehrung .....	112
3.3.2.5	Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Platten mit weitem Stoßabstand ohne Querbewehrung .....	114
3.3.2.6	Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Platten mit Querbewehrung und mit unterschiedlich angeordneter Anschlussbewehrung .....	117
3.3.3	Versuche an nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen in Bauteilen unter Zugbelastung .....	121
3.3.3.1	Allgemeines .....	121
3.3.3.2	Versuchsprogramm .....	122
3.3.3.3	Versuchsaufbau und Versuchsablauf .....	123
3.3.3.4	Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen ohne Querbewehrung .....	125
3.3.3.5	Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen mit Querbewehrung .....	129
<b>3.4</b>	<b>Versuche zum Langzeitverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben .....</b>	<b>137</b>
3.4.1	Tragverhalten bei Dauerlast .....	137
3.4.2	Tragverhalten bei nicht ruhender Belastung .....	140
3.4.3	Versuche zur chemischen Beständigkeit .....	142
<b>3.5</b>	<b>Untersuchungen zur Durchführbarkeit der Herstellung von eingemörtelten Bewehrungsstäben .....</b>	<b>144</b>
3.5.1	Allgemeines .....	144
3.5.2	Versuche zur Herstellung der Bohrungen .....	145
3.5.3	Versuche zur Durchführbarkeit der Bohrlochreinigung .....	149
3.5.4	Versuche zur Durchführbarkeit der Injektion .....	151
<b>4</b>	<b>NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN .....</b>	<b>156</b>
<b>4.1</b>	<b>Allgemeines .....</b>	<b>156</b>
<b>4.2</b>	<b>Berechnungsprogramm MASA .....</b>	<b>156</b>
4.2.1	Allgemeines .....	156
4.2.2	Konstitutives Gesetz – Microplane-Modell .....	157
4.2.3	Rissband-Methode .....	158
4.2.4	Modellierung der Materialien .....	158
4.2.4.1	Modellierung des Betons .....	158
4.2.4.2	Modellierung des Stahls .....	159
4.2.4.3	Modellierung Kontaktschicht .....	159
4.2.4.3.1	Einbetonierte Bewehrungsstäbe .....	159

4.2.4.3.2	Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe .....	160
<b>4.3</b>	<b>Untersuchungen an Einzelstäben ohne Anschlussbewehrung .....</b>	<b>162</b>
4.3.1	Allgemeines .....	162
4.3.2	Finite-Element-Netze und Randbedingungen .....	162
4.3.3	Ergebnisse .....	164
4.3.3.1	Kalibrierung Kontaktschicht / Vergleich FE-Simulation mit Auszugsversuchen .....	164
4.3.3.2	Belastungs-Verschiebungsverhalten .....	166
4.3.3.3	Verteilung der Verbundspannungen .....	168
4.3.3.4	Einfluss der Verbundeigenschaften auf die Bruchlast .....	170
4.3.3.5	Einfluss der Verbundeigenschaften auf Verschiebungen am Stabende unter Gebrauchslast .....	173
<b>4.4</b>	<b>Untersuchungen an Übergreifungsstößen .....</b>	<b>175</b>
4.4.1	Allgemeines .....	175
4.4.2	Finite-Element-Netze und Randbedingungen .....	175
4.4.3	Ergebnisse .....	176
4.4.3.1	Allgemeines .....	176
4.4.3.2	Tragverhalten von Überbergreifungsstößen zweier Bewehrungsstäbe mit gleichem Verbundverhalten .....	176
4.4.3.3	Tragverhalten von Überbergreifungsstößen zweier Bewehrungsstäbe mit unterschiedlichem Verbundverhalten .....	180
4.4.3.4	Einfluss der Verbundeigenschaften auf Verschiebungen am Stabende unter Gebrauchslast .....	185
<b>5</b>	<b>WERTUNG DER UNTERSUCHUNGEN UND EMPFEHLUNG FÜR DIE BEMESSUNG.....</b>	<b>187</b>
<b>5.1</b>	<b>Wertung der Ergebnisse von Versuchen und numerischen Simulationen an Verankerungen und Übergreifungsstößen.....</b>	<b>187</b>
5.1.1	Allgemeines .....	187
5.1.2	Versagensart Herausziehen .....	187
5.1.3	Versagensart Spalten .....	190
<b>5.2</b>	<b>Bemessungsvorschlag .....</b>	<b>198</b>
5.2.1	Allgemeines .....	198
5.2.2	Sicherheitsniveau im Stahlbetonbau .....	198
5.2.3	Sicherheitskonzept .....	200
5.2.4	Anforderungen an Verbunddübelssysteme und Monteure .....	201
5.2.4.1	Verbundmörtel .....	201
5.2.4.2	Anwendungstechnik .....	206
5.2.4.3	Schulung und Ausbildung der Monteure .....	207
5.2.5	Konstruktions- und Bemessungsregeln .....	208
5.2.5.1	Bemessungskonzept .....	208
5.2.5.1.1	Versagensart Herausziehen .....	209
5.2.5.1.2	Versagensart Spalten des Betons .....	210
5.2.5.1.3	Mindestverankerungs- bzw. -übergreifungslängen .....	216
5.2.5.2	Vereinfachtes Bemessungskonzept .....	216
5.2.6	Grenzen des Bemessungskonzeptes .....	217
5.2.7	Vergleich des Bemessungskonzeptes mit den gültigen Stahlbetonnormen .....	218



6	ZUSAMMENFASSUNG.....	220
7	OFFENE FRAGEN .....	222
8	LITERATURVERZEICHNIS .....	223
9	ENGLISH ABSTRACT .....	229
10	LEBENS LAUF .....	231

**ANHANG A AUSZUGSVERSUCHE AN EINZELSTÄBEN**

**ANHANG B AUSZUGSVERSUCHE AN EINZELSTÄBEN MIT DMS**

**ANHANG C NUMERISCHE SIMULATIONEN**

## Bezeichnungen

### Großbuchstaben:

$A_s$	Querschnitt eines gestoßenen bzw. verankerten Stabes
$A_{st}$	Querschnitt eines Stabes der Querbewehrung
$A_{s,req}$	erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung
$A_{s,prov}$	vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung
$F$	Kraft im Bewehrungsstab bzw. in der Ankerstange
$F_u$	Bruchlast
$G_F$	Bruchenergie des Betons
$N_u$	Bruchlast
$T$	Temperatur

### Kleinbuchstaben:

$a$	lichter Abstand zwischen zwei Übergreifungsstößen
$c$	Randabstand bzw. Betondeckung
$c_x$	Randabstand bzw. Betondeckung in x-Richtung
$c_y$	Randabstand bzw. Betondeckung in y-Richtung
$c_{cr}$	Randabstand, ab welchem keine Beeinflussung des Ankers mehr besteht
$d_s$	Durchmesser des Bewehrungsstabes bzw. der Ankerstange
$e$	lichter Abstand zwischen zwei Übergreifungsstößen
$f_{bd}$	Bemessungswert der Verbundspannung
$f_{bk}$	charakteristischer Wert der Verbundspannung
$f_{bm}$	Mittelwert der Verbundspannung
$f_{cc}$	Betondruckfestigkeit, gemessen an Würfeln mit 200 mm Kantenlänge
$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit, gemessen an Zylindern ( $h=300\text{mm}$ , $d=150\text{mm}$ )
$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit, gemessen an Zylindern ( $h=300\text{mm}$ , $d=150\text{mm}$ )
$f_{cm}$	mittlere Betondruckfestigkeit, gemessen an Zylindern ( $h=300\text{mm}$ , $d=150\text{mm}$ )
$f_R$	bezogene Rippenfläche
$f_{Rd}$	Bemessungswert der Stahlspannung
$f_{Rd}(H)$	Bemessungswert der Stahlspannung bei der Versagensart Herausziehen
$f_{Rd}(Sp)$	Bemessungswert der Stahlspannung bei der Versagensart Spalten
$f_{Rd}^B$	Bemessungswert der Stahlspannung; Traganteil des Betons
$f_{Rd}^{QB}$	Bemessungswert der Stahlspannung; Traganteil der Querbewehrung
$f_{Rk}^B$	charakteristischer Wert der Stahlspannung; Traganteil des Betons
$f_{Rk}^{QB}$	charakteristischer Wert der Stahlspannung; Traganteil der Querbewehrung
$f_{Rm}$	Mittelwert der Stahlspannung
$f_{Rm}^B$	Mittelwert der Stahlspannung; Traganteil des Betons
$f_{Rm}^{QB}$	Mittelwert der Stahlspannung; Traganteil der Querbewehrung
$f_y$	Streckgrenze des Stahls
$f_{yd}$	Bemessungswert der Stahlstreckgrenze
$f_{yk}$	Nennwert der Stahlstreckgrenze
$l_b$	Grundmaß der Verankerungslänge
$l_{b,min}$	Mindestmaß der Verankerungslänge

$l_{b,net}$	erforderliche Verankerungslänge
$l_s$	Übergreifungslänge
$l_v$	Verankerungslänge
$l_v(H)$	erforderliche Verankerungs- / Übergreifungslänge bei der Versagensart Herausziehen
$l_v(Sp)$	erforderliche Verankerungs- / Übergreifungslänge bei der Versagensart Spalten
$n$	Anzahl der Lastspiele
$s$	Achsabstand
$s$	Verschiebung
$s_{cr}$	Achsabstand ohne Beeinflussung durch benachbarte Anker
$s_u$	Verschiebung bei Bruchlast
$s_{u,80\%}$	Verschiebung bei 80% der Bruchlast
$w$	Rissbreite

#### Griechische Buchstaben:

$\alpha$	Winkel zwischen eingeleiteten Verbundkräften und Stabachse
$\alpha_B$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bohrlochreinigung
$\alpha_D$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Dauerhaftigkeit
$\alpha_N$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Nacherhärtung
$\alpha_R$	Faktor zur Berücksichtigung der Streuung und von gerissenem Beton
$\alpha_T$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur
$\alpha_V$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Verankerungslänge
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton / Verbund
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl
$\tau_u$	Verbundspannung bei Bruchlast (Verbundfestigkeit)
$\tau_{u,m}$	mittlere Verbundspannung bei Bruchlast
$\tau_{u,m,5\%}$	5%-Fraktile der mittleren Verbundspannung bei Bruchlast
$\tau$	Verbundspannung
$\tau_m$	Mittelwert der Verbundspannung
$\tau_{5\%}$	5%-Fraktile der Verbundspannung

Die Bedeutung weiterer verwendeter Zeichen wird im Text erklärt. Es werden SI-Einheiten verwendet.



## 1 Veranlassung und Zielsetzung

Anschlüsse mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben werden in der Praxis immer häufiger eingesetzt. Eine Vielzahl von Systemen mit unterschiedlicher Mörtelzusammensetzung und Installationsprozedur werden von verschiedenen Herstellern auf dem Markt angeboten. Ein allgemeines anerkanntes Bemessungskonzept sowie einheitliche Regelungen für die Qualifizierung bzw. Zulassung der Verbundmörtelsysteme sind nicht bekannt. Die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Bewehrungsanschlüsse erfolgt im Allgemeinen auf der Basis von Herstellerangaben. Zudem wurden von *Darwin/Salamizavaregh (1993)* Untersuchungen zum Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben durchgeführt. Auf der Basis dieser Untersuchungen wurde ein Bemessungskonzept entwickelt, welches eine Klassifizierung der Verbundmörtel in drei verschiedene Gruppen vorsieht, für welche jeweils unterschiedliche zulässige Verbundspannungen angesetzt werden können. Allerdings sind die von den Herstellern und von *Darwin/Salamizavaregh (1993)* empfohlenen Verbundlängen deutlich kürzer als die in den Stahlbetonnormen *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* für einbetonierte Bewehrungsstäbe angegebenen Verbundlängen. Auf Basis der bestehenden Regelungen zur Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben kann nicht gewährleistet werden, dass die ausgeführten Bewehrungsanschlüsse dem Sicherheitsniveau entsprechen, welches für das Stahlbetonbauteil bzw. -bauwerk vorausgesetzt wird.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter Einbeziehung der maßgeblichen Einflussfaktoren zu beschreiben. Der aktuelle Kenntnisstand wurde zusammengestellt und ausgewertet, sowie umfangreiche theoretische, experimentelle und numerische Untersuchungen an eingemörtelten und einbetonierten Stäben und Übergreifungsstößen durchgeführt.

Auf Basis dieser Untersuchungen wurde ein genaues allgemeines sowie ein vereinfachtes Bemessungskonzept für Bewehrungsanschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben hergeleitet, mit welchem das für diese Anwendung im Stahlbetonbau übliche Sicherheitsniveau gewährleistet ist. Geregelt wird die Bemessung, sowie die damit verbundenen Anforderungen an die Verbundmörtelsysteme und ihre Anwendungstechnik. Das Konzept ist international anwendbar, wobei national unterschiedliche Anforderungen im Stahlbetonbau mit berücksichtigt werden können.

## 2 Kenntnisstand

### 2.1 Allgemeines

Bewehrungsanschlüsse mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben werden zur Verbindung von Stahlbetonbauteilen eingesetzt. Als Anschlusstechnik werden Verfahrensweisen aus der Befestigungstechnik angewandt, welche schon seit geraumer Zeit in abgewandelter Form bei Verbunddübeln eingesetzt werden. Die Weiterleitung der eingeleiteten Lasten wird nach den Gesetzen und Tragmechanismen des Stahlbetonbaus gewährleistet. Da bei diesen Anschlüssen zwei Bauteile oder Tragwerke verbunden werden, welche nach den Stahlbetonnormen bemessen wurden, müssen die verbindenden Bewehrungsanschlüsse ebenfalls den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit, die Tragfähigkeit und dem Sicherheitsniveau im Stahlbetonbau genügen.

Aus den obengenannten Gründen werden in Abschnitt 2 der Wissensstand im Bereich der Verbunddübel und eingemörtelten Bewehrungsstäbe aber auch im Bereich von Verankerungen und Übergreifungsstößen von einbetonierten Bewehrungsstäben betrachtet. Zudem werden die Bemessungsrichtlinien und normativen Regelungen aus diesen Bereichen diskutiert.

### 2.2 Übersicht zu Bewehrungsanschlüssen

Bewehrungsanschlüsse werden sowohl an Neubauten, als auch an bestehenden Altbauten ausgeführt. Planung und Ausführung der Bewehrungsanschlüsse unterscheiden sich in den meisten Fällen bei diesen beiden Anwendungsbereichen. Bei Neubauten werden Bewehrungsanschlüsse normalerweise gezielt im Vorfeld geplant und können in der Konstruktion des Bauwerks vorgesehen werden. Bei nachträglichen Bewehrungsanschlüssen an Altbauten bzw. an bestehende Bauwerke sind in den überwiegenden Fällen keine Anschlüsse vorgesehen, also in der bestehenden Bemessung nicht eingeplant. In diesen Fällen muss normalerweise das bestehende Bauteil erst auf seinen Zustand überprüft werden und es muss mittels einer erneuten Bemessung nachgewiesen werden, dass die vom nachträglichen Bewehrungsanschluss eingeleiteten Lasten vom bestehenden Bauteil aufgenommen werden können. Zudem muss in einer Detailplanung erarbeitet werden, ob eine handwerkliche Ausführung unter den vorgegebenen Bedingungen überhaupt möglich ist. Hierbei ist die Beschaffenheit des bestehenden Bauteils, wie z.B. Betondeckung, Bewehrungslage usw. zu untersuchen. Zudem ist zu berücksichtigen, ob die äußeren Gegebenheiten eine Ausführung des Bewehrungsanschlusses und einen Einsatz der notwendigen Werkzeuge überhaupt möglich machen. Zum Teil sind nachträgliche Bewehrungsanschlüsse bei Neubauten an Stellen notwendig, wo durch Planungs- oder Ausführungsfehler die Anschlussbewehrung vergessen wurde. In diesen Fällen ist eine Planung und Bemessung wie bei Altbauten durchzuführen.

#### 2.2.1 *Bewehrungsanschlüsse in Neubauten*

Verschiedene Arten von Bewehrungsanschlüssen werden bei Neubauten eingesetzt. In Bild 2.1 sind Beispiele dieser Bewehrungsanschlüsse dargestellt. So kann die Anschlussbewehrung zwischen zwei Betonierabschnitten durch die Schalung durchgeführt werden (Bild 2.1 (a)). Diese Art der Bewehrungsanschlüsse erfordert keinerlei Spezialwerkzeuge oder spezielle Anschlussteile, hat aber deutliche Nachteile. Das Durchstoßen der Schalung mit Bewehrungsstäben ist aufwendig und die Abdichtung des Betonierabschnittes schwierig. Vorteile bieten hier Muffen- / Schraubenanschlüsse sowie Bewehrungsanschlüsse mit Verwahrungskästen (Bild 2.1 (b), (c)). Hier können die Anschlüsse an der Innenseite der Schalung befestigt werden und ein Durchstoßen der Scha-

lung ist nicht notwendig. Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe werden ebenfalls bei Neubauten eingesetzt (Bild 2.1 (d)). Diese bieten den Vorteil, dass die Schalung nicht durchstoßen werden muss. Zudem muss die genaue Lage der Anschlussbewehrung nicht schon vor dem Betonieren exakt festgelegt werden. Nachteil ist, dass das Bohren im bewehrten Beton sehr zeitaufwendig ist, wodurch diese Art der Bewehrungsanschlüsse in vielen Fällen nicht konkurrenzfähig zu den Anschlüssen mit Muffen- /Schraubenanschlüssen und den Anschlüssen mit Verwahrungskästen ist.

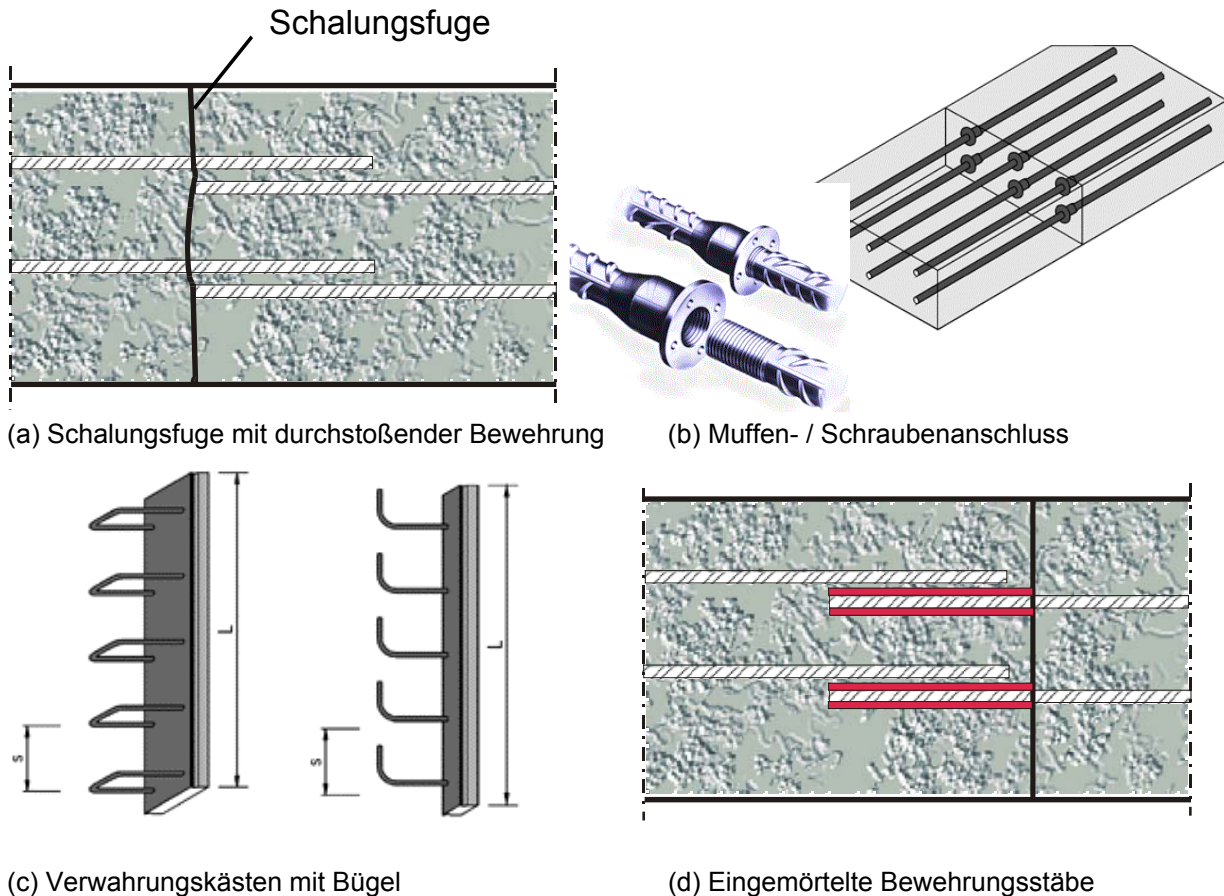
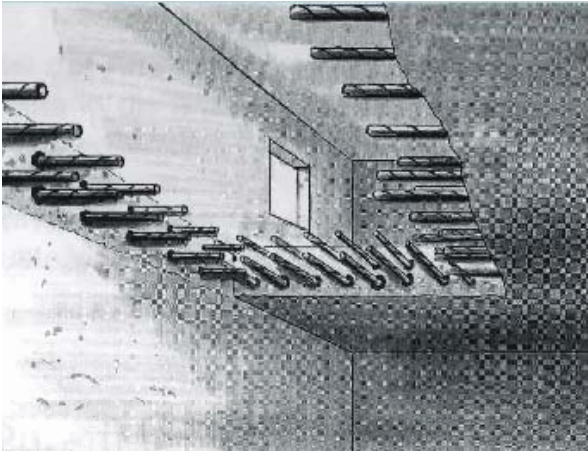


Bild 2.1 Bewehrungsanschlüsse in Neubauten

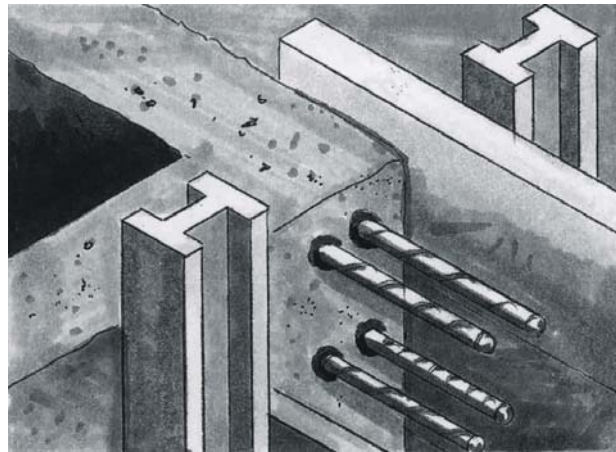
### 2.2.2 Bewehrungsanschlüsse in Altbauten

Bei Bewehrungsanschlüssen in Altbauten bzw. an bestehende Bauteile ist die Bandbreite der Ausführungsmöglichkeiten geringer. Hier können die Bewehrungsanschlüsse nur nachträglich in das Bauteil eingemörtelt werden oder die Bewehrung des bestehenden Bauteils wird freigelegt und der Anschluss wird durch Verschweißen der Bewehrung hergestellt.

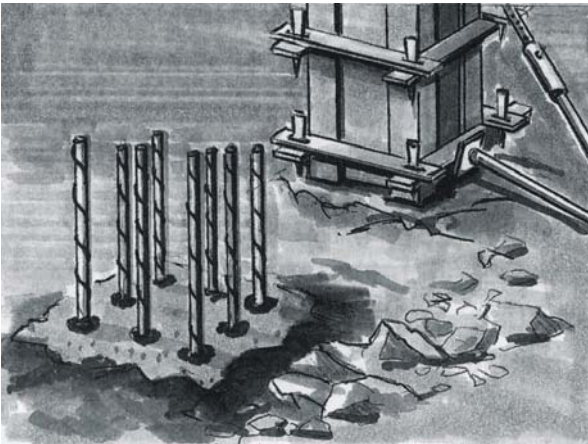
Bild 2.2 zeigt verschiedene Anwendungsbereiche von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben in Altbauten bzw. an bestehenden Bauteilen. Diese Art von Anschlüssen kann beispielsweise eingesetzt werden, um Öffnungen in Decken oder Wänden zu verschließen, Wände und Stützen an bestehende Bauteile oder auch auskragende Bauteile an die bestehende Struktur anzuschließen.



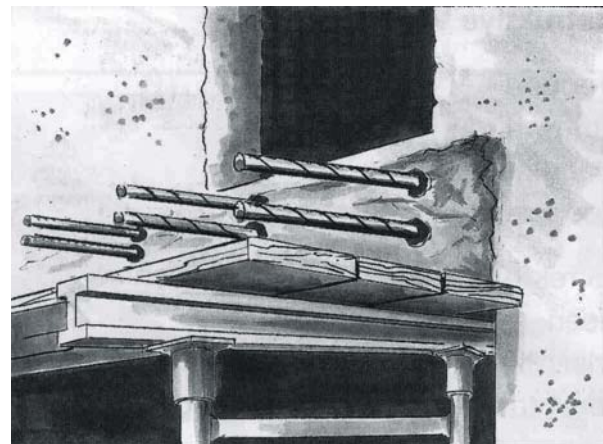
(a) Verschließen temporärer Öffnungen



(b) Wandanschluss



(c) Stützenanschluss



(d) Anschluss eines auskragenden Bauteils

Bild 2.2 Bewehrungsanschlüsse in Altbauten bzw. an bestehende Bauteile (aus Hilti Handbuch der Befestigungstechnik)

### 2.3 Systeme zum nachträglichen Einmörteln von Bewehrungsstäben

Auf dem Markt werden unterschiedliche Systeme zum Einmörteln von Bewehrungsstäben angeboten. Sie unterscheiden sich in der Art des Mörtels und der Art der Montage. Das Bindemittel des Verbundmörtels kann aus Zement, Kunstharz oder einer Mischung aus beiden bestehen.

#### 2.3.1 Injektionssysteme

Die größte Verbreitung haben die sogenannten Injektionssysteme. Der Arbeitsablauf zur Herstellung eines Bewehrungsanschlusses mit einem Injektionssystem ist schematisch in Bild 2.3 dargestellt. Ein Bohrloch wird erstellt und gereinigt. Auf dem Markt werden je nach Verbundmörtelsystem verschiedene Reinigungsarten empfohlen und angeboten. Die Bandbreite geht von Handreinigungsgeräten wie Handbürste und Handausblaspumpe, bis zu automatisch betriebenen Reinigungsverfahren mit maschinell angetriebenen Bürsten und dem Ausblasen mit speziell geformten Druckluftdüsen. Je nach Zusammensetzung des Verbundmörtels und den Randbedingungen des Bewehrungsanschlusses werden unterschiedliche Reinigungsverfahren von den Herstellern empfohlen. Die Komponenten des Verbundmörtels (Harz, Härter, Zuschlag) werden in Kartuschen aufbewahrt, wobei Harz und Härter getrennt sind. Sie werden beim Injizieren mit einem Statikmischer mit aufgesteckter Mischwendel automatisch vermischt. Nach dem Injizieren des Bohrloches bis zu einer bestimmten Tiefe drückt man den Bewehrungsstab drehend in das Bohrloch. 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.

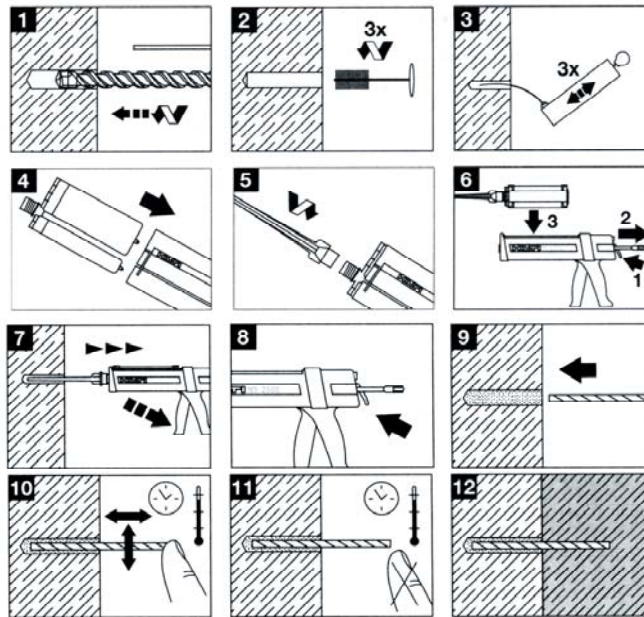


Bild 2.3 Montageanleitung eines Herstellers zum Installieren eines Bewehrungsanschlusses mittels Injektionssystem (aus Hilti Handbuch der Befestigungstechnik)

### 2.3.2 Patronensysteme

Patronensysteme mit verschiedenen Glaspatronen werden ebenfalls zum Einmörteln von Bewehrungsstäben eingesetzt. Die Glaspatronen enthalten Harz, Härter und Zuschläge, wobei Harz und Härter getrennt sind.

Wie oben beschrieben muss ebenfalls ein Bohrloch erstellt und gereinigt werden. Dann werden die Glaspatronen in das Bohrloch geschoben. Je nach Konstruktionsweise der Glaspatrone muss der Bewehrungsstab entweder nur schlagend mit dem Hammer (Bild 2.4) oder drehend/schlagend mit Hilfe einer Hammerbohrmaschine in das Bohrloch eingetrieben werden, wobei je nach System die Spitze des Bewehrungsstabes schräg angeschliffen sein muss. Die Glaspatrone wird zerstört, wobei Harz und Härter beim Eintreiben des Stabes automatisch vermischt werden.

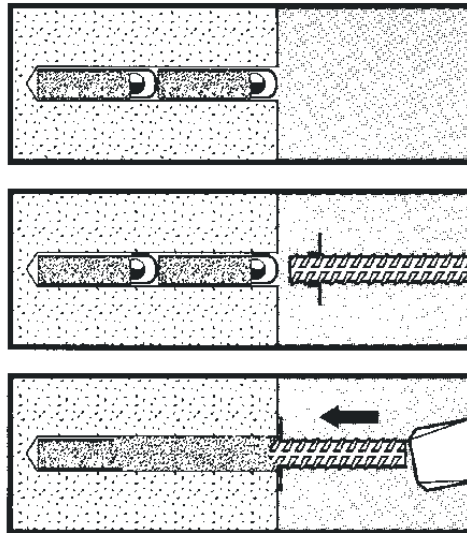


Bild 2.4 Montageanleitung eines Herstellers für das Setzen eines Bewehrungsstabes bei Verwendung von Einschlagpatronen (aus Upat Produktbeschreibung)

### 2.3.3 Vergusssysteme

Auf dem Markt werden auch sogenannte Vergusssysteme angeboten. Hier werden Harz und Härter außerhalb des Bohrloches gemischt. Dann wird der Verbundmörtel in das gereinigte Bohrloch gegossen. Je nach Verbundmörtel muss der Bewehrungsstab vor oder nach dem Eingießen des Verbundmörtels in das Bohrloch geschoben werden. Nachteil dieser Systeme ist, dass auf diese Weise nur Bewehrungsanschlüsse mit der Orientierung nach unten montiert werden können. Anschlüsse in horizontaler oder in vertikaler Richtung nach oben können nicht installiert werden.

## 2.4 Verbundbeanspruchungen und Lastweiterleitung im Stahlbetonbau

### 2.4.1 Allgemeines

Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff aus Stahlstäben und dem umgebenden Beton. Dehnungsunterschiede zwischen Stahl und Beton führen zur Aktivierung von Verbundspannungen zwischen den beiden Werkstoffen. Diese werden über einen so großen Bereich aktiviert, bis wieder eine Verträglichkeit zwischen beiden Werkstoffen hergestellt ist und die Dehnungsunterschiede ausgeglichen sind.

In Bild 2.5 sind die typischen Bereiche bei einem Stahlbetonbalken dargestellt, bei welchen der Verbund zwischen Stahl und Beton aktiviert wird. Im Bereich der Rissbildung muss die freiwerdende Betonzugkraft vom Bewehrungsstab aufgenommen werden. Zudem muss der Anschluss der Querkraftdruckstrebe aus der Fachwerkanalogie an den Zuggurt über Verbund vollzogen werden. Am Balkenende wird durch Verbund die Zugkraft des Zuggurtes über dem Auflager verankert. Aus fertigungstechnischen Gründen müssen oft die Bewehrungsstäbe gestoßen werden oder Bewehrungsstäbe enden durch Verankerung im Bauteil. In diesen Bereichen ist der Verbund zwischen Stahl und Beton ebenfalls von maßgeblicher Bedeutung für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Stahlbetonbauteils oder –tragwerks.

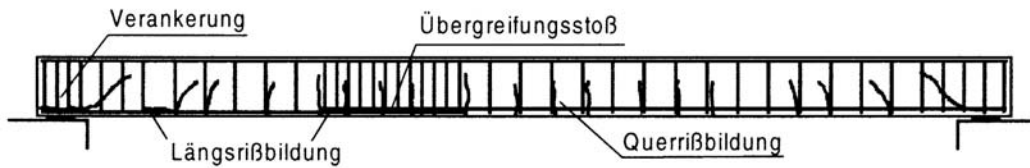


Bild 2.5 Typische Bereiche der Verbundkraftübertragung (Burkhardt (2000))

### 2.4.2 Verankerung

Am Endauflager eines gelenkig gelagerten Balkens erhält man nach der Fachwerkanalogie einen Knoten aus der Druckstrebenkraft, der Kraft des Zuggurtes und der Auflagerkraft. Die Funktion dieses Knotens wird durch die Aktivierung des Verbundes zwischen Bewehrungsstab und Beton im Bereich der Auflagerung gewährleistet. Der Mechanismus ist schematisch in Bild 2.6 dargestellt. Der Bewehrungsstab wird gegen den horizontalen Anteil der Betondruckstrebe belastet, wobei der vertikale Anteil der Druckstrebe im Gleichgewicht mit der Auflagerkraft ist. Aufgrund der horizontalen Druckspannungen im Beton im Bereich der Verankerung wird bei Versagen der Verankerung der Bewehrungsstab herausgezogen, ohne dass sich ein Betonausbruchkegel bilden kann. Ähnliche Bedingungen herrschen auch bei der Verankerung eines im Bauteil endenden Bewehrungsstabes, welcher z.B. die Abdeckung der Zugkräfte im Bereich des Stützmomentes übernimmt oder aufgrund der Staffelung der Bewehrung im Bauteil endet.

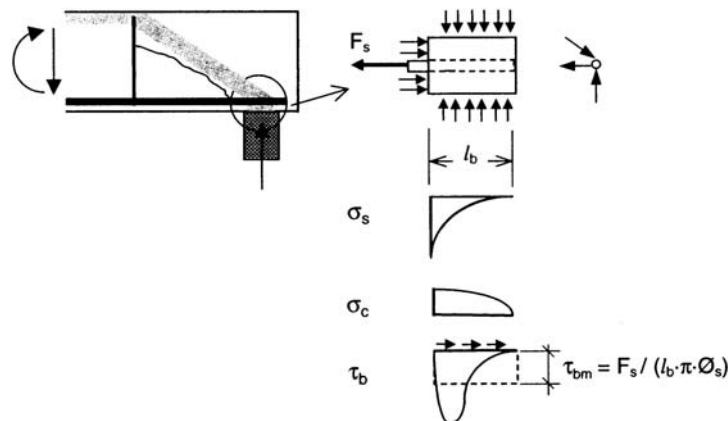


Bild 2.6 Tragverhalten einer Verbundverankerung am Endauflager eines Biegebalkens (Will (1998))

Im Gegensatz dazu werden bei Verankerungen, welche sich nicht gegen eine Druckstrebe im Beton abstützen, Betonzugspannungen zur Lastweiterleitung herangezogen (Bild 2.7). Diese Art von Verankerungen werden normalerweise im Bereich der Befestigungstechnik ausgeführt. Das Versagen erfolgt dabei bei großer Betondeckung und großem Randabstand durch eine Kombination von Verbundbruch und oberflächennahem Betonausbruch (Bild 2.7 (a)) oder bei kleinen Stababständen durch einen gemeinsamen Betonausbruch (Bild 2.7 (b)). Dies wird näher in Abschnitt 2.6.3 diskutiert. Die Weiterleitung von Lasten über Zugspannungen im Beton ist nach den Regeln des Stahlbetonbaus im Allgemeinen nicht üblich.

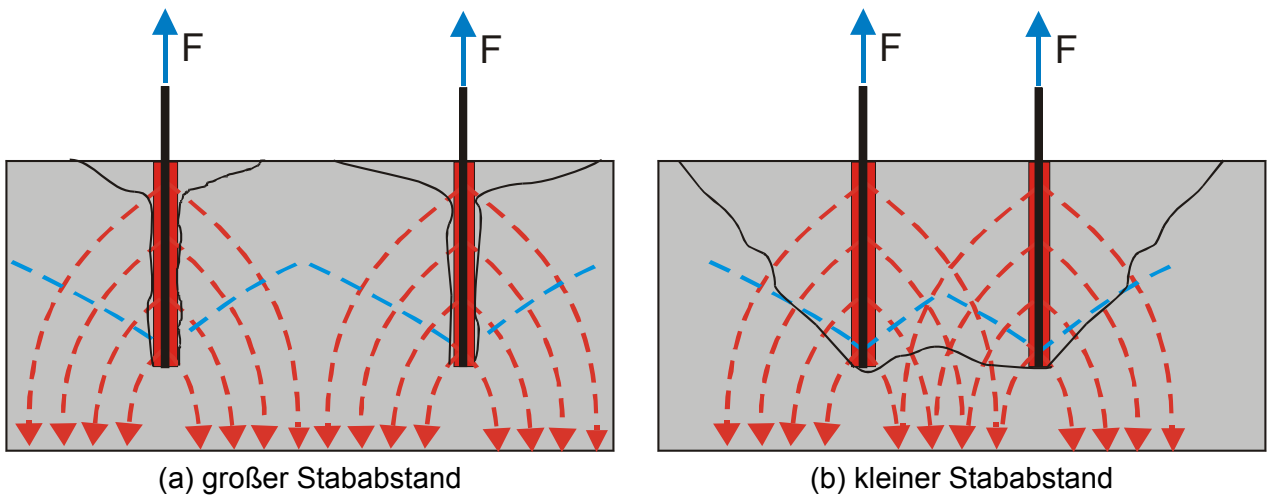


Bild 2.7 Verankerungen ohne Abstützung gegen eine Betondruckstrebe mit Lastweiterleitung über Betonzugspannungen

### 2.4.3 Übergreifungsstoß

Bei Übergreifungsstößen von Bewehrungsstäben wird der Verbund in den beiden Stäben wie bei einer Verankerung aktiviert. Allerdings werden die verankerten Stabkräfte über schräge Druckstreben auf den gegenüberliegenden Stab weitergeleitet. Die Steifigkeit des Verbundes entscheidet, über welche Länge des Übergreifungsbereiches der Verbund aktiviert wird. Betonzugspannungen werden durch die schrägen Druckstreben lokal aufgebaut, welche aber durch eine ordnungsgemäß eingelegte Querbewehrung aufgenommen werden können. Eine schematische Darstellung der Stahl- und Verbundspannungsverteilung eines Bewehrungsstoßes in normalfestem und hochfestem Beton ist in Bild 2.8 dargestellt. Deutlich sichtbar ist der Unterschied in der Verbund- und Stahlspannungsverteilung zwischen normal- und hochfestem Beton, hervorgerufen durch die unterschiedliche Verbundfestigkeit und -steifigkeit von normal- und hochfestem Beton. Der Tragmechanismus und die Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Übergreifungsstößen werden im Detail in Abschnitt 2.5.2 diskutiert.

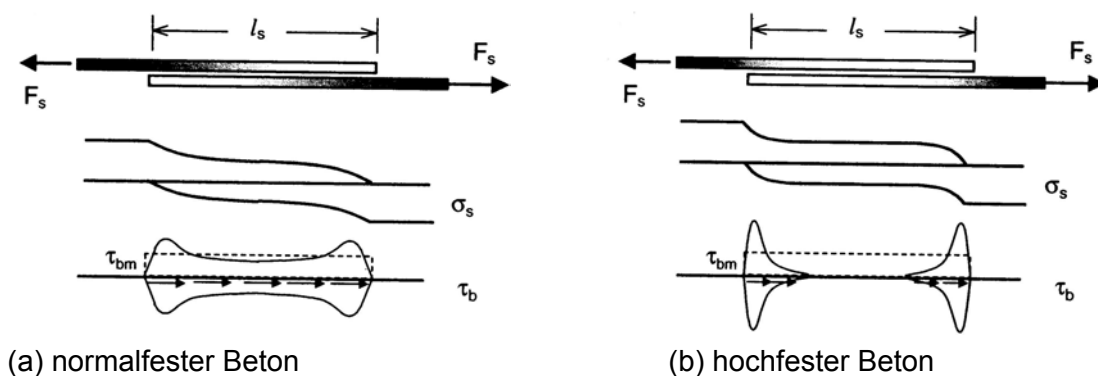


Bild 2.8 Kraftübertragung zwischen zwei gestoßenen Betonstäben (Burkhardt (2000))

Wenn bei nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben die Lastweiterleitung über schräge Druckstreben auf die im Bauteil bestehende Bewehrung gewährleistet werden kann, müssen diese nachträglichen Anschlüsse ebenfalls wie ein Übergreifungsstoß im Stahlbetonbau betrachtet werden (siehe Bild 2.9). Zu beachten ist, dass die eingemörtelten Bewehrungsstäbe ein anderes Verbundverhalten aufweisen können als die einbetonierten Bewehrungsstäbe. Dadurch kann es zu

einer asymmetrischen Verbundspannungsverteilung im Übergreifungsstoß kommen, welche das Tragverhalten des kompletten Übergreifungsstoßes beeinflussen kann.

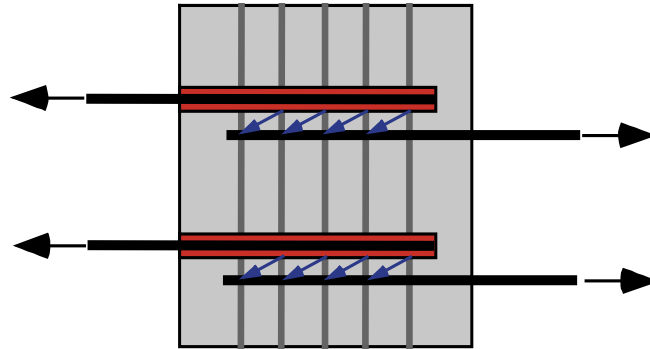


Bild 2.9 Nachträglicher Bewehrungsanschluss mit Lastweiterleitung über bestehende Bewehrung

## 2.5 Verbundmechanismus und Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben

### 2.5.1 Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben

#### 2.5.1.1 Arten der Verbundwirkung

Das für die Kraftübertragung erforderliche Zusammenwirken von Beton und Stahl erfolgt bei den heute gebräuchlichen Rippenstäben hauptsächlich durch mechanische Verzahnung der Rippen mit dem umgebenden Beton. Nach *Rehm (1961)* ist hierbei die Profilierung der Stäbe maßgeblich, welche durch die bezogene Rippenfläche gekennzeichnet ist. Sie entspricht dem Verhältnis der auf die Längeneinheit eines Stabes bezogenen Rippenfläche zur Scherfläche (siehe auch Abschnitt 2.5.1.3.5).

Bei Belastung des Stabes treten Relativverschiebungen zwischen Beton und Stahl auf, die zunächst durch Zerstörung der Porenstruktur (Haftverbund) und in einem späteren Belastungsstadium durch Abscheren der Betonkonsolen (Scherverbund) zustande kommen. Die Rippen stützen sich über schräge Druckkräfte auf dem Beton ab (vgl. Bild 2.10). Dabei entstehen in der Kontaktfläche sehr hohe Druckspannungen, die aufgrund des mehraxialen Druckspannungszustandes im Beton ein Mehrfaches der Würfeldruckfestigkeit betragen können (*Eligehausen (1979)*).

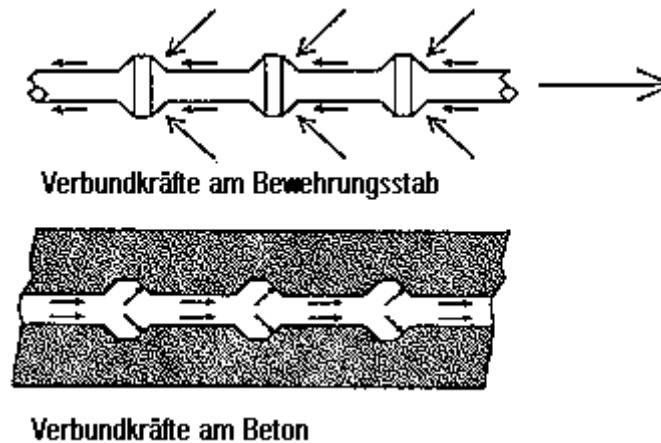


Bild 2.10 Kräfteverlauf zwischen Stahlrippen und Betonkonsolen (*DeVries/Moehle/Hester (1990)*)

Der Anteil der Verbundwirkung durch Haftung und Reibung ist gegenüber dem der mechanischen Verzahnung gering und spielt eher bei glatten Stahlstäben und Stahlprofilen eine Rolle. Der Haftverbund beruht auf der Klebewirkung des Zementsteins am Stahl. Diese ist auf das Eindringen des Zementmörtels in die Poren und die Oberflächenrauigkeit der Stahloberfläche zurückzuführen, sowie auf das Vorhandensein von Kapillar- und Adhäsionskräften. Im Bereich des Haftverbundes treten nur sehr geringe Verschiebungen auf. Der Scherverbund bzw. mechanische Verbund ist maßgeblich von der Profilierung des Stabes und der Betonfestigkeit abhängig. Die Verschiebungen nehmen im Vergleich zum Haftverbund zu. Nach dem Abscheren der Betonkonsolen beginnt der Bereich der sogenannten gleitenden Reibung mit stark zunehmenden Verschiebungen. Dieser Bereich ist im Allgemeinen nur bei walzrauhem Rundstählen und schwach profilierten Betonstählen von Bedeutung.

Zusammenfassend lässt sich die Verbundkraftübertragung prinzipiell in drei Phasen einteilen:

- Haftverbund
- Scherverbund aufgrund der mechanischen Verzahnung
- Gleitende Reibung

Diese sind anhand der Last-Verschiebungskurven eines profilierten und eines walzrauhem Stabstahles in Bild 2.11 dargestellt.

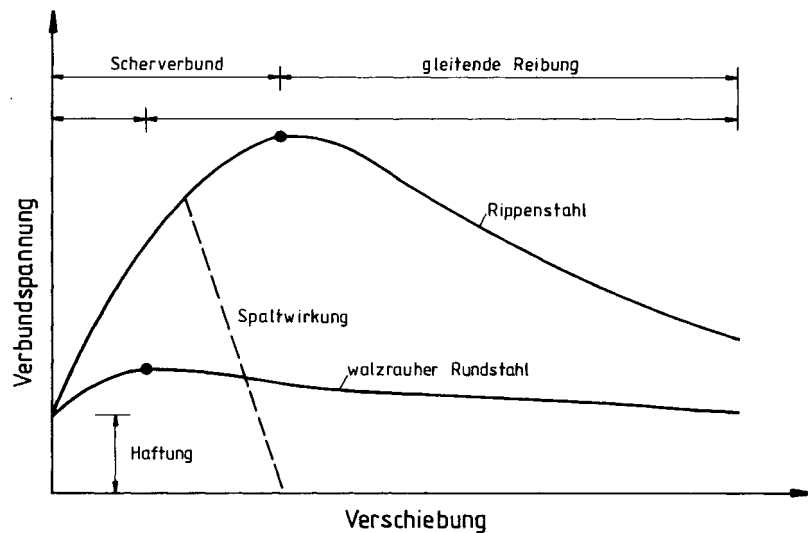


Bild 2.11 Arten der Verbundwirkung – Prinzipieller Verlauf (Russwurm (1993))

### 2.5.1.2 Versagensarten

Die unterschiedlichen Verbundwirkungen erzeugen im Beton einen Spannungszustand, der mit zunehmender Belastung je nach Randbedingungen zu unterschiedlichen Versagensmechanismen führen kann:

#### a) Herausziehen des Stabes

Bei großer Betondeckung kommt es zum Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Stahlrippen. Laut Cairns/Jones (1995b) muss die Betondeckung ca. das Dreifache des Stabdurchmessers betragen, damit diese Versagensart auftreten kann. Wie in Bild 2.13 (a) dargestellt, wird der Beton zwischen den Rippen abgeschert und der Stab ausgezogen.

#### b) Spalten der Betondeckung

Bei zu geringer Betondeckung führen die hervorgerufenen Ringzugspannungen zur Überschreitung der Betonzugfestigkeit und der Bildung von Längsrissen, die zum Absprengen der Betondeckung führen. Schematisch ist die Entwicklung der Betonringzugkräfte in Bild 2.12 dargestellt.

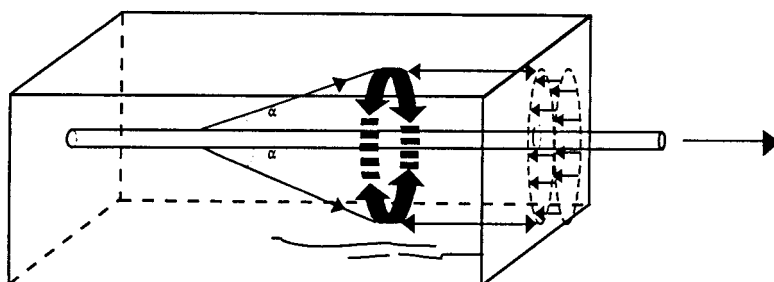


Bild 2.12 Schematische Darstellung der Ringzugkräfte (Tepfers (1973))

In diesem Fall werden die Betonkonsolen keilförmig unter der belasteten Seite der Rippen abgeschert (Bild 2.13 (b)) oder die Versagensfläche verläuft zwischen Beton und Stahl, ohne dass die Betonkonsolen abgeschert werden (Bild 2.13 (c)). Ein Versagen durch Spalten ohne Abscheren der Betonkonsolen ((Bild 2.13 (c)) tritt nach Cairns/Jones (1995b) normalerweise auf, wenn die Steigung der tragenden Seite der Rippen zur Stabachse gering oder wenn die Oberfläche der Auf-

standsfläche der Rippen glatt ist, wie dies z.B. bei epoxidbeschichteten Stäben vorliegt. Ein Vergleich zwischen den Versagensarten Herausziehen einerseits und Spalten andererseits zeigt, dass letztere spröder und bei reduzierter Last auftritt (vgl. Bild 2.11).

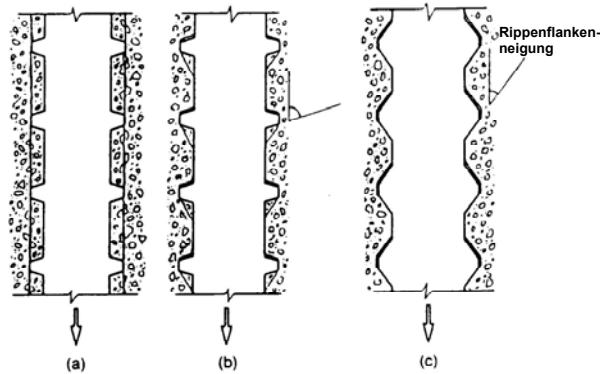


Bild 2.13 Verbund-Versagensmechanismen gerippter Bewehrungsstähle: (a) Versagen durch Herausziehen; (b) Versagen durch Spalten mit keilförmigem Abscheren der Betonkonsolen bei großer Rippenflankenneigung; (c) Versagen durch Spalten ohne Abscheren der Betonkonsolen bei kleiner Rippenflankenneigung oder bei Stäben mit Beschichtung (Cairns/Jones (1995b))

Das Versagensbild einer Verankerung mit kleiner Betondeckung ist in Bild 2.14 schematisch dargestellt. Überschreiten die Ringzugspannungen die Zugfestigkeit der Betondeckung, bildet sich ein Längsriss (Bild 2.14 (b)). Meist ist nach der Erstrissbildung noch eine Laststeigerung möglich. Das endgültige Versagen tritt ein, wenn sich die Betondeckung großflächig abspaltet (Bild 2.14 (c)) oder der Verbund durch ein weiteres Wachstum des Spaltrisses so geschädigt ist, dass der Stab durch Herausziehen versagt.

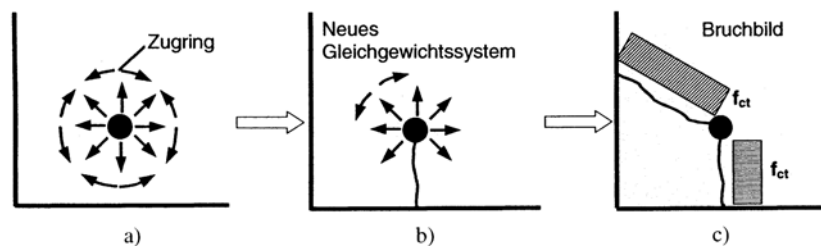


Bild 2.14 Verbundversagen durch abspalten des Betons (Burkhardt (2000))

### 2.5.1.3 Einflussgrößen auf die Verbundfestigkeit

#### 2.5.1.3.1 Definition der Verbundspannung

Nach *Rehm (1961)* ist die Last-Verformungsbeziehung nicht linear und hängt von vielen Parametern ab („verschieblicher Verbund“). Für die praktische Bemessung nimmt man „starran Verbund“ zwischen Beton und Bewehrung an und vernachlässigt zur Vereinfachung die Unverträglichkeiten der Verformungen.

Die Verbundspannung  $\tau$  ist die Änderung  $\Delta F$  der Kraft im Stahlstab bezogen auf die zugehörige Mantelfläche des Stabes  $\pi \cdot d_s \cdot \Delta x$ , so als ob die Verbundkräfte durch Schubspannungen an der Oberfläche übertragen würden. Sie dient jedoch lediglich als Maßzahl für die Größe der in Wirklich-



keit nicht konstanten Verbundbeanspruchungen. In der Praxis wird mit einer gleichmäßigen Verteilung der Spannung über den Stabumfang  $\pi \cdot d_s$  und der Verbundlänge  $l_v$  gerechnet.

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_v} \quad (2.1)$$

### 2.5.1.3.2 Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit hat im Bereich kleiner Relativverschiebungen einen wesentlichen Einfluss auf die Verformbarkeit der Betonkonsolen unter den Stahlrippen. Weiterhin liegt eine Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Betongüte und Betonzusammensetzung vor. Zum Beispiel kann ein hoher Feinstkornanteil und eine weiche Konsistenz zur Anreicherung von Feinstanteilen im Bereich der Rippen führen, und damit zu einer Reduzierung der Verbundfestigkeit. Der Bewehrungsstab wird bei relativ geringer Verbundspannung herausgezogen (vgl. Abschnitt 2.5.1.3.3).

In der Literatur wird die Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betonfestigkeit unterschiedlich bewertet. Tabelle 2.1 zeigt die Ansätze verschiedener Autoren. Der Einfluss der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten wird von den verschiedenen Quellen von einem Einfluss proportional zur Betonfestigkeit bis zu einem Einfluss proportional zur Quadratwurzel der Betonfestigkeit angegeben.

Tabelle 2.1 Zusammenstellung der Angaben in der Literatur hinsichtlich der Abhängigkeit von Betonfestigkeit und Verbundspannung (aus Mainz (1993))

Autor	Zusammenhang zwischen Verbundfestigkeit und Betonfestigkeit
Rehm (1961) Martin (1973)	$\tau \sim \beta_w$
Martin/Noakowski (1981)	$\tau \sim \beta_w^c$ für Rippenstäbe $c = 1,0 - 1,2$ <sup>*1)</sup>
CEB Bull. No. 151 (1982)	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit bei Sprenggrissversagen (Spalten) $\tau \sim f_{cm}^\xi$ mit $\xi = 0,5 - 1,0$ bei Scherversagen (Herausziehen)
Hungspreug (1981)	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit bei Sprenggrissversagen (Spalten) $\tau \sim$ Betonschubfestigkeit bei Scherversagen (Herausziehen)
Martin (1982 und 1984)	$\tau \sim \beta_w$ bei $\Delta < 0,01$ mm und bei $\Delta > 1,0$ mm
Paschen et al. (1974)	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit
Lorrain/Khelafi (1988)	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit auch bei hochfestem Beton angewendet
Untrauer/Henry (1965) Eligehausen et al. (1983) Robins/Standish (1984) Soroushian et al. (1991)	$\tau \sim f_c^{1/2}$
Nagatomo/Kaku (1985)	$\tau \sim f_c^{2/3}$
Nykyri (1986)	$\tau \sim \beta_w$ abhängig von der Profilierungsart $\tau \sim c_1 \beta_w^{0,469} + c_2 \beta_w$ <sup>*2)</sup>
Eurocode 2 (1992)	$f_{bd} \sim f_{ck}^{2/3}$
CEB-FIP MC 90 (1993)	$\tau(\Delta) \sim f_{ck}^{1/2}$
<sup>*1)</sup> Bei $c > 1,0$ – also bei stark profilierten Rippenstäben – wächst die Verbundspannung schneller als die Betondruckfestigkeit. Da die Betonzugfestigkeit nur mit $\beta_w^{2/3}$ anwächst, wird dann oder bei hoher Betonfestigkeit ein Sprenggrissversagen maßgebend. <sup>*2)</sup> mit $c_2 < c_1$	

### 2.5.1.3.3 Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren

Die Lage der Stäbe hat bezüglich der Betonierrichtung und der Betonierart einen wesentlichen Einfluss auf das Verbundverhalten. Dabei sind folgende Gesichtspunkte von Bedeutung:

- senkrechte, geneigte oder waagrechte Lage der Stäbe
- spätere Beanspruchung in oder gegen die Setzrichtung des Betons
- Höhe der Stäbe über dem Schalboden und unter der Oberkante des Betons bzw. eines Betonierabschnitts
- Möglichkeit von Stabbewegungen während des Betonierens (z.B. Gleitschalung)

Während der Erstarrungsphase entstehen durch Absetzvorgänge des Frischbetons unter dem Stab (liegende Bewehrung) bzw. unter den Rippen (stehende Bewehrung) Poren oder gar Hohlräume (Bild 2.15). 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.

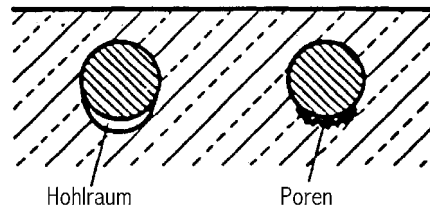


Bild 2.15 Hohlräume und Poren unten liegender Stäbe infolge Sedimentation des Betons (Leonhardt (1984))

Bei senkrecht stehender Bewehrung sind die Verhältnisse ähnlich. Hier spielt zudem noch die Belastungsrichtung eine Rolle, je nachdem ob der Stab nach oben (gegen die Setzrichtung → guter hohlraumarmer Beton) oder entgegengesetzt (schlechter Verbund) gezogen wird (Russwurm (1993)).

Dem Umstand eines schlechteren Verbundes in höheren Lagen wird in den Stahlbetonnormen (Eurocode 2 (1992), DIN 1045 (1988)) bei horizontal liegender Bewehrung durch die Zuordnung von Verbundbereichen Rechnung getragen. Für guten Verbund wird Verbundbereich I definiert (bottom casting), für weniger guten in höheren Lagen Verbundbereich II (top casting).

Bild 2.16 und Bild 2.17 zeigen die oben beschriebenen Einflüsse ermittelt in Versuchen.

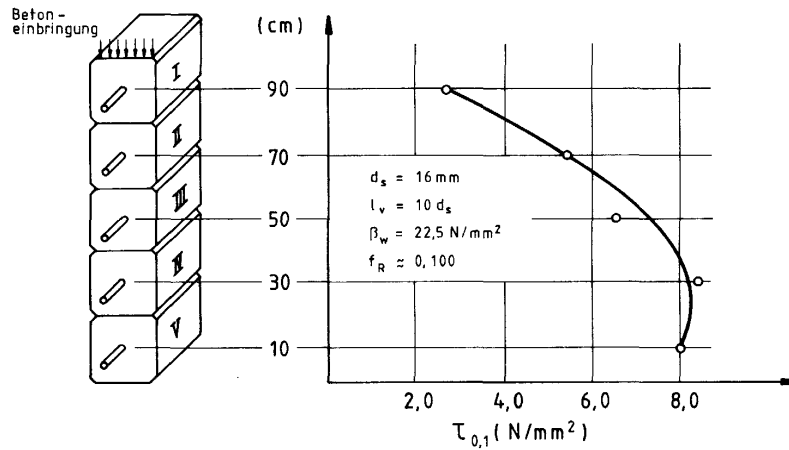


Bild 2.16 Einfluss der Lage des Stabes bei 5 übereinander liegenden Körpern (*Russwurm (1993)*)

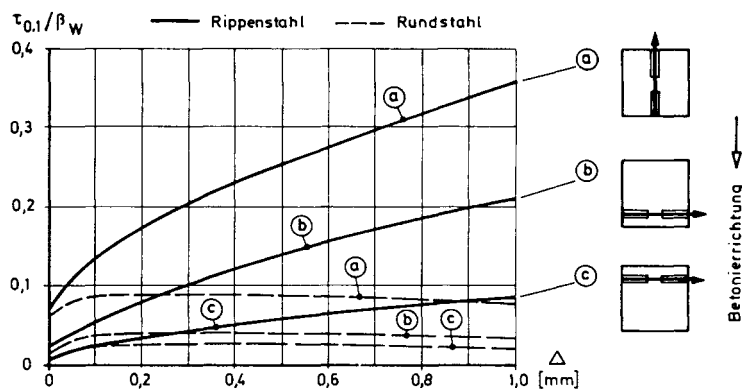


Bild 2.17 Einfluss der Lage des Bewehrungsstabes (*Schäfer/Schlaich (1998)*)

#### 2.5.1.3.4 Durchmesser des Bewehrungsstabes

Inwieweit der Stabdurchmesser die Verbundspannung beeinflusst, wird in der Literatur sehr unterschiedlich bewertet. Während z.B. *Rehm (1961)* und *Martin (1973)* keinen signifikanten Einfluss feststellen konnten, fanden *Viathanatepa/Popov/Bertero (1979)*, *Royles/Morley/Khan (1982)* und *Rostasy/Scheuermann (1987)* bei abnehmendem Durchmesser eine zunehmende Verbundspannung. Nach *Mainz (1993)* liegt möglicherweise die Ursache für die widersprüchlichen Aussagen darin, dass sich mit den Stabdurchmessern auch die Rippenflächen der Bewehrungsstäbe ändern (vgl. Abschnitt 2.5.1.3.5).

Gründe für die unterschiedlichen Ergebnisse zum Einfluss des Stabdurchmessers vermutet *Eligehausen (1979)* bei unterschiedlichen Querschnittsabmessungen der Probekörper und aufgrund nicht immer bekannter Betonzusammensetzung bei den Versuchsreihen. Nach *Eligehausen (1979)* verringert sich der Einfluss des Stabdurchmessers erheblich, wenn nur Versuche verglichen werden, deren Querschnittsabmessungen und Verankerungslängen konstante Vielfache des Stabdurchmessers betragen.

#### 2.5.1.3.5 Profilform des Bewehrungsstabes

Wie schon von *Rehm (1961)* gezeigt, ist die bezogene Rippenfläche  $f_R$  der maßgebende Einflussparameter des Verbundverhaltens. Allgemein kann die bezogene Rippenfläche als Verhältnis

$$f_R = \frac{\text{Normalprojektionsfläche}}{\text{Mantelscherfläche}} \quad (2.2 \text{ (a)})$$

angegeben werden. Nach *DIN 488 (1986)* errechnet sich die bezogene Rippenfläche wie folgt:

$$f_R = \frac{k \cdot F_R \cdot \sin \beta}{\pi \cdot d_s \cdot c} + \frac{i \cdot a_l}{j \cdot d_s} \quad (2.2 \text{ (b)})$$

mit

$F_R$ : Längsschnittfläche einer Rippe in deren Achse

$\beta$ : Neigung der Rippen zur Stabachse

$d_s$ : Stabdurchmesser

$k$ : Anzahl der Schrägrippen am Umfang

$c$ : Schrägrippenabstand

$i$ : Anzahl der Längsrippen

$a_l$ : Höhe der Längsrippen

$j \cdot d_s$ : Schlaglänge bzw. Ganghöhe bei Rippenstählen, die durch Verwinden verfestigt wurden

Eine schematische Darstellung eines Rippenstabes zeigt Bild 2.18.

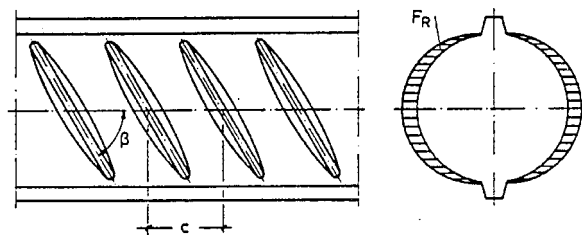


Bild 2.18 Schematische Darstellung eines Rippenstabes (*DIN 488 (1984)*)

Bild 2.19 zeigt gemessene Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurven von gerippten Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher bezogener Rippenfläche (*Martin/Noakowski (1981)*). Ein deutlicher Anstieg der Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit mit steigender bezogener Rippenfläche ist sichtbar. Dies gilt sowohl für stehend als auch liegend einbetonierte Bewehrungsstäbe.

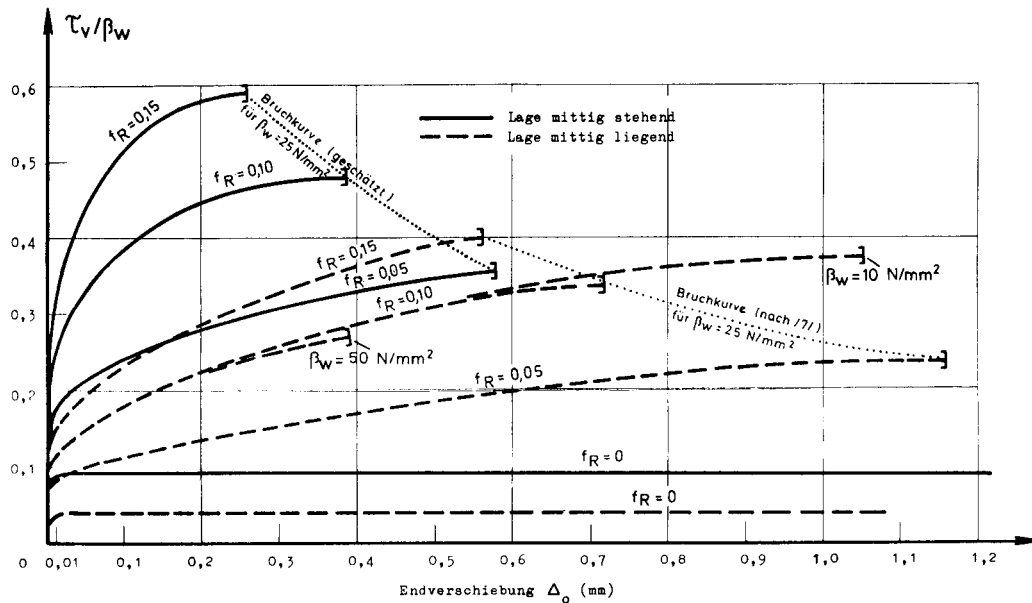


Bild 2.19 Abhängigkeit zwischen bezogener Rippenfläche  $f_R$  und Verbundfestigkeit  $\tau_u$  bzw. Endverschiebung beim Bruch (Martin/Noakowski (1981))

#### 2.5.1.3.6 Risse im Beton

Im Gebrauchszustand von Stahlbetonbauteilen ist mit Rissen im Beton zu rechnen, wobei die Risse senkrecht (Querrisse) oder parallel (Längsrissen) zum Bewehrungsstab verlaufen können. Querrisse wirken sich nicht wesentlich auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben aus. Im Gegensatz dazu können Risse parallel zum Bewehrungsstab das Tragverhalten beeinflussen. Bild 2.20 zeigt 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  $w = 0,3 \text{ mm}$  von 20 bis 25% gegenüber dem ungerissenen Beton. Dies ist auf eine Verminderung der Aufstandsfläche der Rippen des Bewehrungsstabes sowie auf die Verminderung der Querdehnungsbehinderung des Betons unter den hochbelasteten Rippen zurückzuführen. Berücksichtigt man die Streuung der Versuchsergebnisse, errechnet sich das Verhältnis Mittelwert der Versuchsergebnisse im ungerissenen Beton zu Fraktilwert im gerissenen Beton ( $w = 0,3 \text{ mm}$ ) zu 0,53.

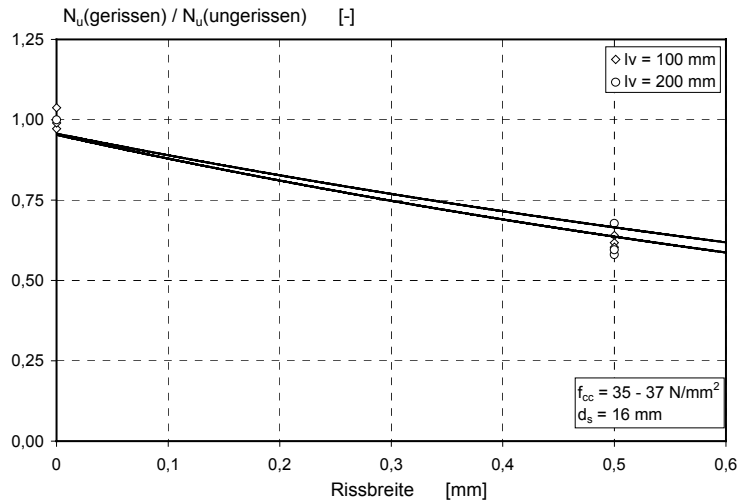


Bild 2.20 Einfluss von Längsrissen auf die Verbundfestigkeit von einbetonierten Rippenstäben, Versuche *Eibl/Idda/Lucero-Cimas* (1997)

#### 2.5.1.3.7 Betondeckung

Zum Einfluss der Betondeckung auf das Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben wurden umfangreiche Untersuchungen von *Eligehausen/Kreller/Langer* (1989) durchgeführt. Geprüft wurden einbetonierte Bewehrungsstäbe mit unterschiedlicher Betondeckung. Die Bewehrungsstäbe waren in Würfeln einbetoniert. Um den Verbund durch die Abstützung der Belastungseinrichtung nicht zu behindern, wurde der Bewehrungsstab so einbetoniert, dass der Verbund zwischen Bewehrungsstab und Beton erst in einem tieferen Bereich gewährleistet war (siehe Bild 2.21).

Bild 2.21 zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Kurven von einbetonierten Bewehrungsstäben mit großer und kleiner Betondeckung. Die Bewehrungsstäbe mit kleiner Betondeckung zeigen deutlich kleinere Verbundfestigkeiten und ein spröderes Versagen als der Bewehrungsstab mit großer Betondeckung. Dies ist auf das Spalten der Betondeckung bei den Versuchskörpern mit kleiner Betondeckung zurückzuführen. Der Bewehrungsstab mit großer Betondeckung versagte durch Herausziehen. Sichtbar ist auch, dass sich die Verbundfestigkeiten der Stäbe am Rand abmindern, wenn oberhalb der Verbundlänge des Bewehrungsstabes ein Blechstreifen oder Zellgummi eingelegt wird. Auf diese Weise verringert sich die Querdehnungsbehinderung der Betondeckung und das Spaltversagen kann bei niedrigerer Last auftreten.

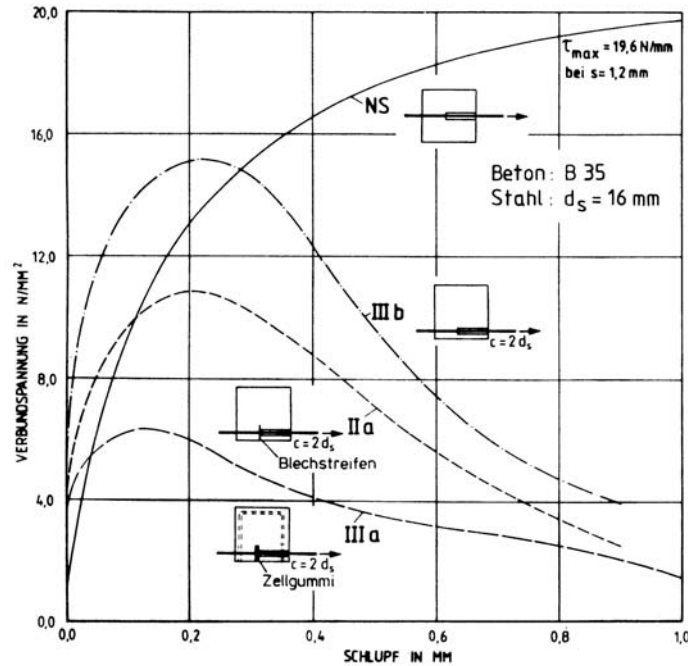


Bild 2.21 Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven von einbetonierten Bewehrungsstäben mit großer und kleiner Betondeckung (*Eligehausen/Kreller/Langer (1989)*)

Bild 2.22 zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Kurven von Bewehrungsstäben mit einer Betondeckung von ca.  $1d_s$ ,  $2d_s$  und  $3d_s$ . Der Zuwachs der Verbundspannung bei Zunahme der Betondeckung beträgt nach *Eligehausen/Kreller/Langer (1989)* etwa jeweils 15%. *Jancovic (1983)* stellte bei vergleichbaren Versuchen bei einer Vergrößerung der Betondeckung von  $1d_s$  auf  $1,75d_s$  eine Erhöhung der Verbundfestigkeit von 30% fest. Nach Untersuchungen mit finiten Elementen von *Martin (1973)* müsste die Erhöhung der Verbundfestigkeit bei einer Vergrößerung der Betondeckung von  $1d_s$  auf  $1,75d_s$  etwa 40% betragen.

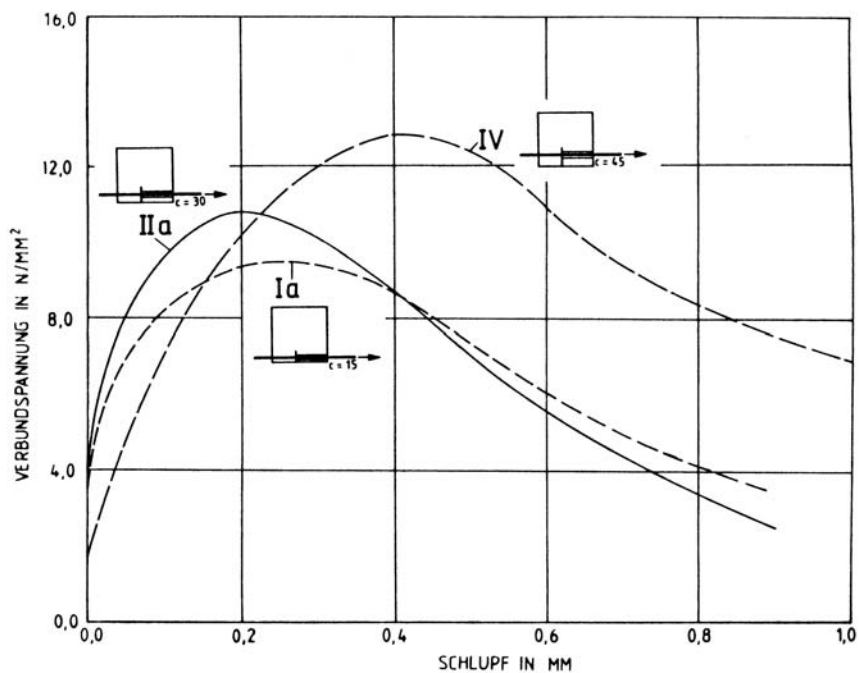


Bild 2.22 Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven von einbetonierten Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Betondeckung (*Eligehausen/Kreller/Langer (1989)*)

#### 2.5.1.3.8 Querbewehrung bei Verankerungen mit kleiner Betondeckung

Der Einfluss von bündelartig umschließender Querbewehrung wurde von *Eligehausen/Kreller/Langer (1989)* bei Bewehrungsstäben mit zwei unterschiedlichen Betondeckungen untersucht. Bild 2.23 zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Kurven von Bewehrungsstäben mit kleiner Betondeckung mit und ohne Querbewehrung. Bei beiden Betondeckungen zeigen die Bewehrungsstäbe mit Querbewehrung eine ca. 30% höhere Verbundfestigkeit als die Bewehrungsstäbe ohne Querbewehrung. Der abfallende Ast der bündelbewehrten Körper verläuft deutlich flacher. Nach *Eligehausen/Kreller/Langer (1989)* kann ein Bündel erst dann einen deutlichen Einfluss auf das Verbundverhalten ausüben, wenn der Spalttrass den Bündel erreicht. Deshalb ist in der Praxis nur bei kleinen Bündelabständen von einer Steigerung der Verbundfestigkeit auszugehen.



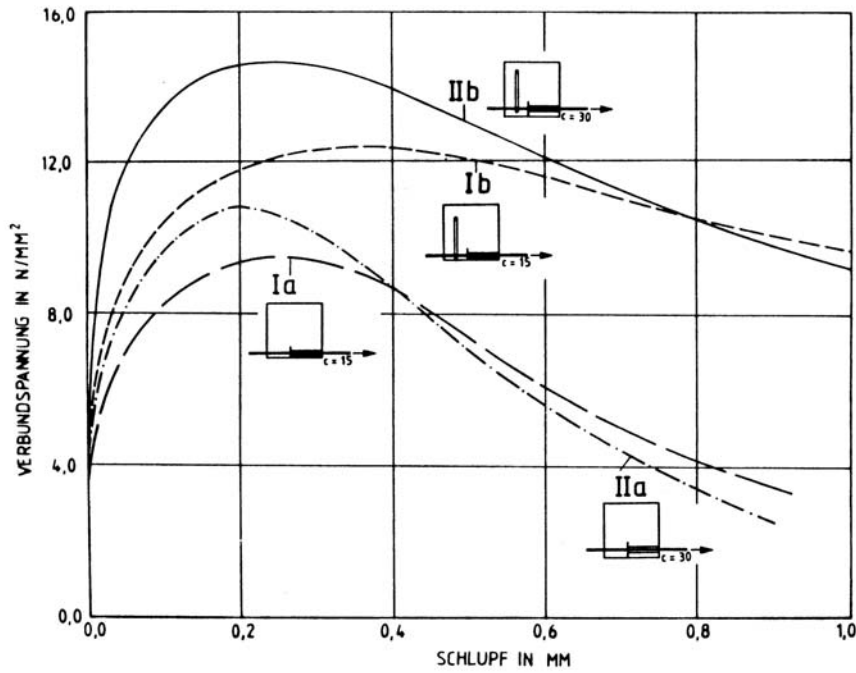


Bild 2.23 Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven von einbetonierten Bewehrungsstäben mit kleiner Betondeckung – Einfluss von Querbewehrung (Eligehausen/Kreller/Langer (1989))

#### 2.5.1.4 Spaltkraftentwicklung der einbetonierten Bewehrungsstäbe

Wie in den Abschnitten 2.5.1.2 und 2.5.1.3.7 beschrieben, können einbetonierte Bewehrungsstäbe mit kleiner Betondeckung durch Spalten der Betondeckung versagen. In Bild 2.12 ist die trichterförmige Orientierung der resultierenden Kräfte ausgehend von den Rippen des Bewehrungsstabes dargestellt. Die Größe der Spaltkräfte hängt direkt von der Orientierung der resultierenden Kräfte ab. In Bild 2.24 sind die durch Versuche ermittelten Winkel der resultierenden Kräfte in Abhängigkeit vom Schlupf am unbelasteten Ende des Bewehrungsstabes dargestellt. Die Versuche zeigen, dass sich mit steigender Stabverschiebung der Winkel der resultierenden Kräfte vergrößert, wodurch sich auch die Spaltkräfte im Verhältnis zu den Stabkräften vergrößern.

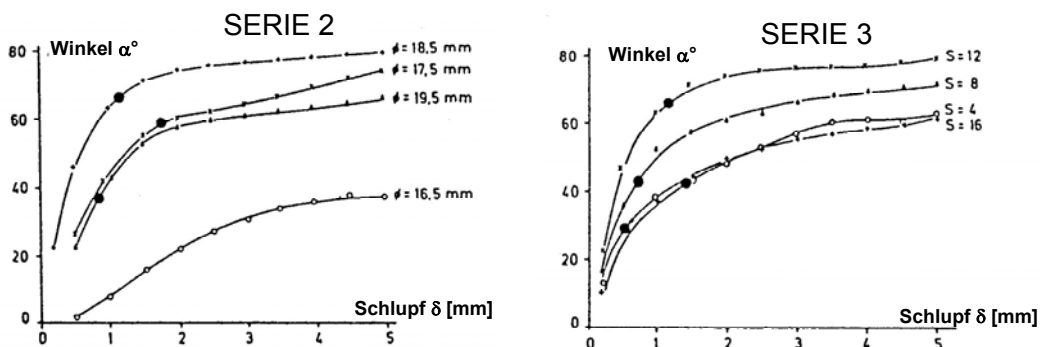


Bild 2.24 Winkel  $\alpha$  zwischen den Verbundkräften und der Stabachse in Abhängigkeit von der Relativverschiebung (Tepfers/Olsson (1992))

## 2.5.2 Tragverhalten und Einflussfaktoren von zugbeanspruchten Übergreifungsstößen

### 2.5.2.1 Mechanismus der Kraftübertragung

Bei einem Übergreifungsstoß existiert derselbe Mechanismus der Verbundspannungsübertragung zwischen geripptem Bewehrungsstab und Beton wie bei einbetonierten Einzelstäben. Allerdings unterscheidet sich der räumliche Tragmechanismus von gestoßenen Bewehrungsstäben von dem des in Bild 2.12 beschriebenen Mechanismus von einbetonierten Einzelstäben. Die durch die Rippen im Beton erzeugten schrägen Druckstreben der gestoßenen Bewehrungsstäbe stützen sich gegeneinander ab, wodurch sich nach *Burkhardt (2000)* der in Bild 2.25 dargestellte Kraftfluss einstellt.

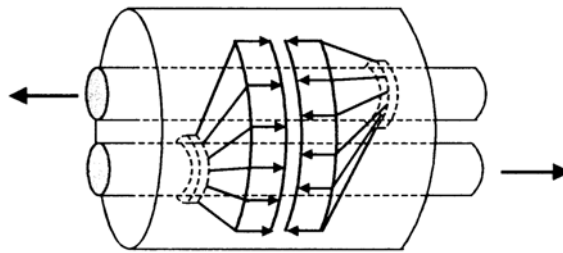


Bild 2.25 Diskretes Modell eines Übergreifungsstoßes (*Burkhardt (2000)*)

Nach *Schlaich/Schäfer (1998)* kann der lokale Tragmechanismus mit 2 Fachwerken beschrieben werden, für die jeweils 50% der Verbundfläche zur Verfügung steht. Lokal bildet sich aufgrund der hohen Steifigkeit, hervorgerufen durch die kurzen Druckstreben zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben, das in Bild 2.26 dargestellte Fachwerk aus. Das Schubfeld zwischen den Bewehrungsstäben kann durch ein Netzfachwerk mit schrägen Druck- und Zugstreben abgebildet werden.

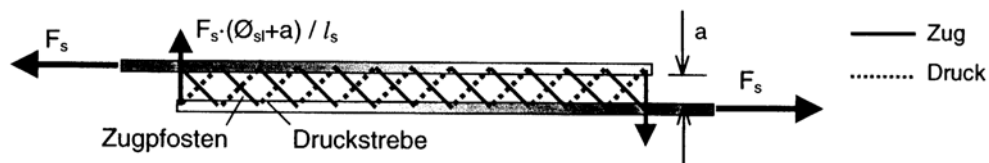


Bild 2.26 Lokales Fachwerk 1 von gestoßenen Bewehrungsstäben (*Schlaich/Schäfer (1998)*)

Die von *Goto (1971)* durchgeführten Untersuchungen (Bild 2.27) bestätigen dieses Tragverhalten. Am inneren Rissbild im Bereich des Übergreifungsstoßes ist die Ausbildung der schrägen Druckstreben deutlich sichtbar.

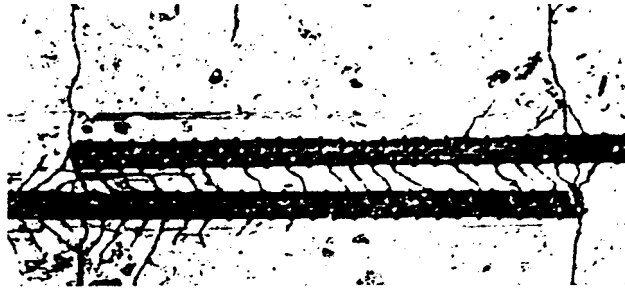


Bild 2.27 Innere Risse im Bereich eines Übergreifungsstoßes (Goto (1971))

Nach Schlaich/Schäfer (1998) bildet sich parallel zum lokalen Fachwerk 1 durch den Verbund auf der dem Stoß abgewandten Seite der Bewehrungsstäbe ein räumliches Fachwerk 2 aus (Bild 2.28). Die Druckstreben der gestoßenen Stäbe stützen sich gegenseitig im Raum ab.

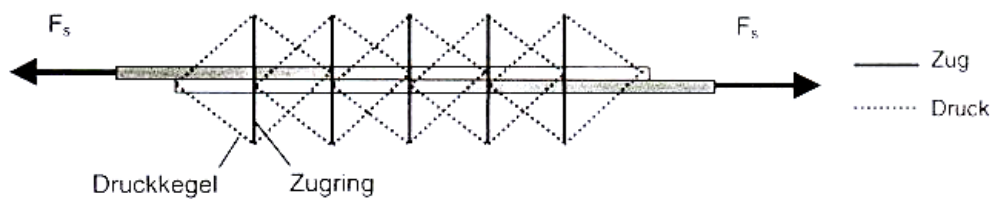


Bild 2.28 Lokales Fachwerk 2 von gestoßenen Bewehrungsstäben (Burkhardt (2000))

Die in beiden lokalen Fachwerken wirkenden Kräfte sind im Querschnitt in Bild 2.29 dargestellt. Deutlich sichtbar sind die kürzeren und somit steiferen Druckstreben zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben. Sichtbar sind auch die nach diesem Modell stärkeren Zugspannungen senkrecht zur Ebene des Übergreifungsstoßes.

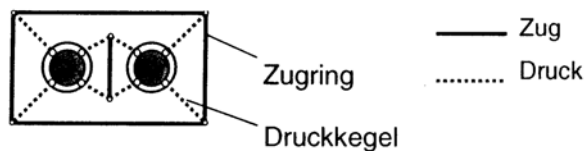


Bild 2.29 Lokales Gesamtfachwerk im Querschnitt senkrecht zur Stabrichtung in Stoßmitte (Schlaich/Schäfer (1998))

Wie in den oben beschriebenen Fachwerkmodellen und Bild 2.12 verdeutlicht, bilden sich um die einbetonierten Einzelstäbe und um gestoßene Bewehrungsstäbe Spaltkräfte senkrecht zur Stabachse. In der Literatur sind mehrere Anschauungs- und Berechnungsmodelle zur Bestimmung der maßgeblichen Spreizkräfte beschrieben.

Nach Tepfers (1973) Hypothese I und II sind die erzeugten Spaltkräfte proportional zu den übertragenen Verbundkräften. Sie werden erzeugt durch Einleitung von Druckkräften über die Rippen des Stabes (vgl. Bild 2.12). Die Verteilung der Verbundkräfte nach Tepfers Hypothese I kann mit dem Flüssigkeitsdruck in einem Rohr verglichen werden. Die Stärke des Flüssigkeitsdrucks wird mit der Höhe der Verbundspannung angenommen, was einem Winkel  $\alpha$  von  $45^\circ$  entspricht.

$$f_b = f_{sp} \cdot \cot \alpha \quad (2.3)$$

mit

$f_{sp}$	radiale Spaltspannungen, erzeugt durch Verbund der gerippten Stäbe
$f_b$	Verbundspannung
$\alpha$	Winkel der radialen Druckstreben

Die Höhe der radialen Spannung  $f_{sp}$  ist limitiert durch den Widerstand gegen Spalten der Betondeckung. Werden diese Annahmen auf Übergreifungsstöße angewandt, führt dies zu einer Verdoppelung der Spreizkräfte im Vergleich zu den Spaltkräften eines Einzelstabes (vgl. Bild 2.30 (b)).

Tepfers Hypothese II geht von der Annahme aus, dass die Relativverschiebungen zwischen Beton und Stab bei Übergreifungsstößen doppelt so hoch sind wie bei einem einzelnen Stab. Dies führt zu einem Zerstören des Verbundes zwischen den Stäben. Basierend auf diese Annahmen werden bei Übergreifungsstößen in alle Richtungen dieselben Spaltkräfte in den Beton eingeleitet (vgl. Bild 2.30 (c)).

Beide Hypothesen nach *Tepfers (1973)* nehmen an, dass sich die Spaltkräfte senkrecht zur Stoßebene bei Übergreifungsstößen im Vergleich zu den Spaltkräften von Einzelstäben verdoppeln.

*Reynolds/Beeby (1982)* schlugen eine weitere Hypothese zur Verteilung der Spaltkräfte von Übergreifungsstößen vor, um zu berücksichtigen, dass sich die übertragbare Verbundspannung von Einzelstäben und Übergreifungsstößen wenig unterscheiden. Nach ihren Annahmen überträgt sich die Kraft bei Übergreifungsstößen auf dem kürzesten und steifsten Weg. Dies führt zu einer konzentrierten Lastübertragung direkt zwischen den Stäben über Druckstreben mit einem reduzierten Winkel  $\alpha$  (vgl. Bild 2.30 (d)). Diese Theorie geht also von einer genau gegenteiligen Meinung aus als Tepfers Hypothese II, in welcher angenommen wird, dass der Verbund zwischen den Stäben komplett zerstört wird. Nach diesem Ansatz verteilen sich die Spaltkräfte einheitlich um den Übergreifungsstoß mit dem Betrag der Spaltkräfte eines Einzelstabes. *Reynolds/Beeby (1982)* gehen in ihrem Ansatz wie *Tepfers (1973)* davon aus, dass sich die Spaltkräfte direkt proportional zu der übertragenen Verbundspannung verhalten, sich aber die Neigung der Druckstreben ändert.

Ein alternativer Ansatz wurde von *Cairns/Arthur (1979)* erarbeitet, welcher auf der Annahme basiert, dass sich die Spaltkräfte eines Einzelstabes nicht direkt proportional zu den übertragenen Verbundspannungen verhalten. Nach ihrem Ansatz setzt sich die Verbundspannung aus zwei Komponenten zusammen, wobei eine Komponente Spaltkräfte erzeugt und die zweite Komponente die Verbundkräfte spaltkraftfrei überträgt (Gleichung (2.4)).

$$f_b = f_{sp} \cdot \cot \alpha + f_{nsp} \quad (2.4)$$

Nach diesem Ansatz verdoppelt sich ebenso der Betrag der Spaltkräfte bei Übergreifungsstößen im Vergleich zum Einzelstab (vgl. Bild 2.30 (e)). Da sich aber der Verbund nur zum Teil aus einer spaltkraftherzeugenden Komponente zusammensetzt, liegt die übertragbare Verbundspannung eines Übergreifungsstoßes bei 50 bis 100% eines Einzelstabes. Das genaue Verhältnis hängt von der Größe der zwei Komponenten ab. Dieser Ansatz basiert ursprünglich auf Versuchen mit Übergreifungsstößen unter Druckbelastung, bei welchen die Kräfte über Verbund und Spitzendruck

übertragen werden. Beide Lastabtragungskomponenten erzeugen Spaltkräfte. Bei diesen Versuchen wurde festgestellt, dass die Tragfähigkeit eines Versuchskörpers, bei welchem die Last über Verbund und Spitzendruck abgetragen wird, geringer ist, als die Summe der Tragfähigkeiten der beiden Versuchskörper, bei welcher je eine Lastabtragungskomponente eliminiert wurde. Dieses Ergebnis wurde erklärt mit dem maximalen Widerstand gegen Spalten, welches von den beiden Komponenten geteilt werden musste, wobei die Steigerung des kombinierten Versuchskörpers auf die spaltkraftfreie Komponente des Spitzendrucks zurückgeführt wurde.

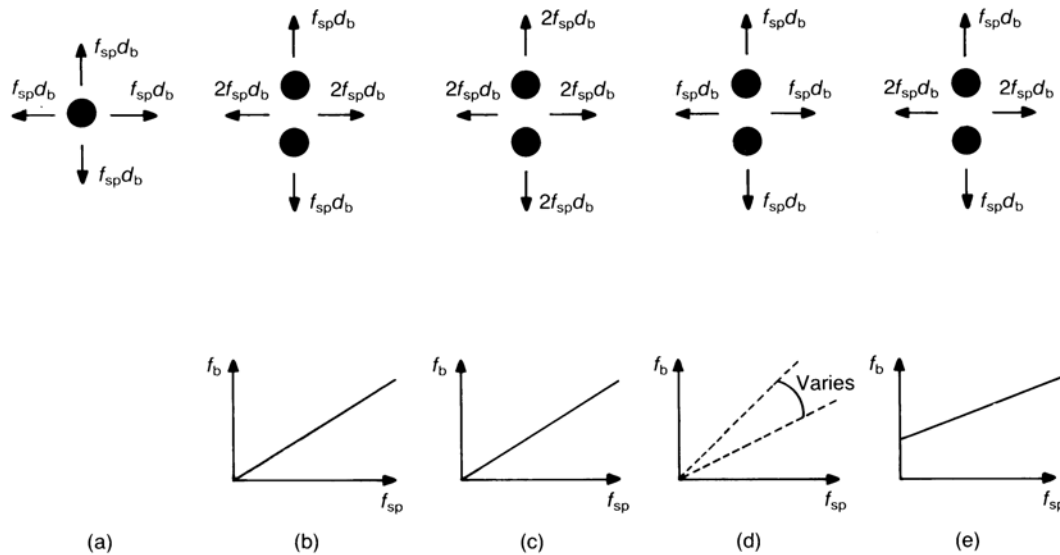


Bild 2.30 Hypothesen zur Aktivierung von Spaltkräften bei gerippten Bewehrungsstäben (entnommen aus *Cairns/Jones (1995a)*): (a) Einzelstab nach *Tepfers (1973)*; Übergreifungsstöße: (b) Hypothese I nach *Tepfers (1973)*; (c) Hypothese II nach *Tepfers (1973)*; (d) Hypothese nach *Reynolds/Beeby (1982)*; (e) Hypothese nach *Cairns/Arthur (1979)*

Nach *Tepfers (1973)* Hypothese I erzeugt ein Übergreifungsstoß senkrecht zu seiner Achse durch beide Stäbe eine doppelt so große Spaltkraft wie in Richtung der Achse durch beide Stäbe. Nach diesem Ansatz hängt die übertragbare Verbundspannung von der Orientierung des Stoßes im Hinblick auf die Achse des geringsten Widerstandes ab. *Reynolds/Beeby (1982)* konnten in ihren Versuchsreihen mit Übergreifungsstößen keinen Einfluss der Orientierung auf die übertragbare Verbundspannung feststellen. Diese Versuchsergebnisse widerlegen *Tepfers (1973)* Hypothese I.

*Tepfers (1973)* Hypothese I und II gehen davon aus, dass die Spaltkräfte eines Übergreifungsstoßes im Vergleich zu den Spaltkräften eines Einzelstabes doppelt so groß sind. Bei Spaltversagen müssten nach dieser Annahme die übertragbaren Verbundspannungen eines Übergreifungsstoßes nur halb so groß sein wie die eines Einzelstabes. Statistische Auswertungen von *Orangun et al. (1977)* zeigten keinen Unterschied in den maximal übertragbaren Verbundspannungen von Stößen und Einzelstäben. Zum gleichen Ergebnis kamen auch *Losberg/Olsson (1979)* in ihrer Arbeit mit einem teilweise empirischen Ansatz zur Beschreibung der Verbundspannung. Die Ergebnisse dieser Arbeiten widerlegen *Tepfers (1973)* Hypothese I und II.

Nach dem Modell von *Reynolds/Beeby (1982)* erzeugt ein Übergreifungsstoß dieselben Spaltkräfte wie ein Einzelstab. Bei einem Vergrößern des Abstandes der gestoßenen Stäbe müsste sich nach dieser Theorie die Interaktion zwischen den Stäben verringern und die übertragbare Verbundspannung signifikant absinken. Versuche von *Tepfers (1973)* mit unterschiedlichen Abständen zeigten aber, dass Stöße mit größerem Abstand zwischen den Stäben, im Vergleich zu Stößen mit sich berührenden Stäben, keine bedeutenden Unterschiede in der übertragbaren Verbundspannung haben. Diese Ergebnisse widerlegen das Modell von *Reynolds/Beeby (1982)*.

Nach der Hypothese von *Cairns/Arthur (1979)* setzt sich die übertragene Verbundspannung aus zwei Teilen zusammen – einen Teil, welcher Spaltkräfte erzeugt, und einen spaltkraftunabhängigen Teil. Daraus würde folgen, dass eine Reduzierung des Widerstandes gegen Spalten nur zu einer im Verhältnis kleinen Reduktion der übertragbaren Verbundspannung führt. Zur Klärung dieser Frage wurden von *Cairns/Jones (1995a)* Versuche an Dehnkörpern durchgeführt, bei denen ein Teil der Versuchskörper vor den Versuchen in der Ebene der Stöße gespalten wurde, um den Widerstand gegen Spalten um etwa 50% zu verringern. Bei den gespaltenen Versuchskörpern verringerte sich die übertragbare Verbundspannung um durchschnittlich 9%. Dieser Wert ist deutlich geringer als es nach *Tepfers (1973)* (Reduktion um ca. 50%) und nach *Reynolds/Beeby (1982)* (Reduktion um ca. 34%) zu erwarten wäre und unterstützt den Ansatz von *Cairns/Arthur (1979)*.

#### 2.5.2.2 Versagensarten

Wie in Abschnitt 2.5.2.1 beschrieben, erzeugen Übergreifungsstöße beim Belasten Spaltkräfte, welche in radialer Richtung senkrecht zur Mittelachse des Übergreifungsstoßes wirken. Überschreiten die Spaltkräfte die Zugfestigkeit der umgebenden Betondeckung, erfolgt das Versagen des Übergreifungsstoßes durch Spalten der Betondeckung. Ist im Bereich der Bewehrungsstöße keine umschließende Querbewehrung angeordnet, erfolgt das Versagen explosionsartig. Übergreifungsstöße mit bügelartig umschließender Querbewehrung zeigen ein duktileres Bruchverhalten (*Tepfers (1973)*, *Rehm/Eligehausen (1977)*).

Nach *Eligehausen (1979)* kann das Versagen in verschiedene Brucharten aufgeteilt werden. Je nach seitlicher und unterer Betondeckung und Abstand zwischen den Übergreifungsstößen stellt sich die jeweilige Bruchart ein. In Bild 2.31 sind die Brucharten nach *Eligehausen (1979)* mit den jeweils zugehörigen Bedingungen für Betondeckung und Stoßabstand dargestellt.

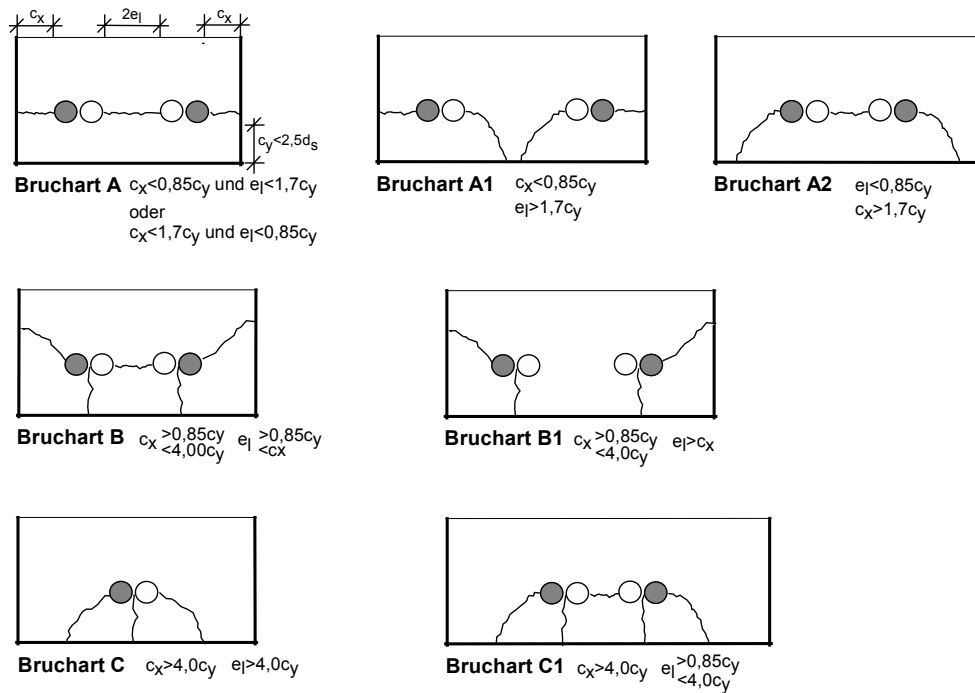


Bild 2.31 Brucharten von Übergreifungsstößen (*Eligehausen (1979)*)

Bei großen Randabständen und einem großen lichten Abstand der benachbarten Übergreifungsstöße, wird beim Belasten der Übergreifungsstöße die Zugfestigkeit der Betondeckung nicht überschritten und die Stäbe versagen durch Herausziehen.

### 2.5.2.3 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten

#### 2.5.2.3.1 Übergreifungslänge

Mit zunehmender Übergreifungslänge kann im Allgemeinen auch von einer steigenden Stoßtragkraft ausgegangen werden. Diesem Ansatz sind Grenzen gesetzt. Bei kleinen Lasten wird die Zugkraft nur in den Endbereichen der Übergreifungslänge übertragen. Mit steigender Last wird der Verbund in den Mittelbereichen immer mehr aktiviert. Der Verbundfläche, welche zu einem Zeitpunkt aktiviert werden kann, sind Grenzen gesetzt. Aufgrund der Spaltkräfte kann die Betondeckung im Lasteinleitungsbereich des Stoßes bereits versagen, bevor der Verbund des Mittelbereiches aktiviert werden kann oder die Verbundspannungen fallen durch große Verschiebungen am belasteten Ende bereits ab, bevor der Verbund in den Mittelbereichen aktiviert werden kann.

Nach *Eligehausen (1979)* steigt die Stoßbruchlast proportional zu  $(l_s/d_s)^{2/3}$ . *Darwin et al. (1996)* setzt in seinen Bemessungsformeln einen linearen Zusammenhang von Stoßbruchlast und Übergreifungslänge an. *Burkhardt (2000)* berücksichtigt in seinem Bemessungsansatz einen Einfluss proportional zu  $(l_s/d_s)^{1/2}$  auf die Stoßbruchlast. Die Stahlbetonnormen *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* verwenden einen linearen Zusammenhang zwischen Stoßbruchlast und Übergreifungslänge.

#### 2.5.2.3.2 Stabdurchmesser

Nach *Eligehausen (1979)* hängt der Einfluss des Stabdurchmessers wesentlich davon ab, ob die Abmessungen der Querschnittsfläche des Betonbauteils konstant sind oder ein Vielfaches des

Stabdurchmessers betragen. Bei konstanter Querschnittsfläche des Bauteils sind die Bruchspannungen umgekehrt proportional zum Stabdurchmesser  $d_s$ .

Bei konstantem Verhältnis Querschnittsfläche zu Stabdurchmesser sind die Spaltpressungen unabhängig vom Stabdurchmesser  $d_s$ . Nach *Eligehausen (1979)* ist der Einfluss des Stabdurchmessers dann nur von der Betonzusammensetzung abhängig. Wird zusätzlich die Sieblinie maßstäblich zum Stabdurchmesser verändert und ist  $l_s/d_s = \text{const.}$  so verringert sich der Einfluss des Stabdurchmessers weiter.

Nimmt man an, dass das Verhältnis Querschnittsfläche zu Stabdurchmesser und die Betonzusammensetzung konstant sind, kann nach *Eligehausen (1979)* der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Stahlspannung beim Bruch proportional zu  $\sqrt{10/d_s}$  angenommen werden, wobei dieser Einfluss bei Stäben mit einem Durchmesser  $d_s > 18$  mm vernachlässigt werden kann. Dies wird durch *Tepfers (1973)* bestätigt.

Im Gegensatz dazu wird der Einfluss des Stabdurchmessers nach *Burkhardt (2000)* mit  $d_s^{-0,7}$  angenommen. Zu beachten ist, dass dieser Ansatz auf eine Datenbank von Stoßversuchen optimiert wurde, wobei speziell das Tragverhalten im hochfesten Beton betrachtet wurde.

#### 2.5.2.3.3 Betondeckung

Die Betondeckung ist ein maßgeblicher Einflussfaktor für die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen. Wie in Abschnitt 2.5.2.2 und Bild 2.31 beschrieben, wird bei Übergreifungsstößen mit kleinem Randabstand die Versagensart Spalten der Betondeckung maßgebend. Je nach horizontaler ( $c_x$ ) und vertikaler ( $c_y$ ) Betondeckung und nach lichtem Abstand zwischen den Übergreifungsstößen stellt sich ein spezielles Bruchbild ein.

Nach *Eligehausen (1979)* verhält sich der Einfluss der horizontalen und vertikalen Betondeckung unterschiedlich. Bezüglich der vertikalen Betondeckung  $c_y$  kann der Zusammenhang zwischen Bruchlast und Betondeckung nach *Eligehausen (1979)* bei einem konstanten lichten Stoßabstand  $a/d_s$  mit  $(c_y/d_s)^{1/4}$  beschrieben werden. Versuche von *Tepfers (1973)*, ausgewertet in *Burkhardt (2000)*, bestätigen diesen Zusammenhang. Wird die horizontale Betondeckung ( $c_x$ ) maßgebend, verhält sich nach *Eligehausen (1979)* bei konstantem lichten Stoßabstand  $a/d_s$  die Bruchlast proportional zu  $(c_x/d_s)^{1/2}$ .

#### 2.5.2.3.4 Lichter Abstand zwischen den Übergreifungsstößen

Wie in Abschnitt 2.5.2.2 und Bild 2.31 beschrieben, bilden benachbarte Übergreifungsstöße mit kleinem lichtem Stoßabstand gemeinsame Spaltrisse. Der kritische lichte Stoßabstand, ab welchem eine Beeinflussung der Bewehrungsstöße untereinander auftritt, ist abhängig von der vertikalen Betondeckung. Nach *Eligehausen (1979)* beeinflussen sich benachbarte Übergreifungsstöße ab einem lichten Abstand von  $a \leq 3,4 \cdot c_y$ . Für größere Abstände ist beim Bruch ein Spalten der horizontalen Betondeckung maßgebend.

Versuchsergebnisse von *Tepfers (1973)* und *Chinn/Ferguson/Thompson (1952)*, ausgewertet in *Burkhardt (2000)*, zeigen bei großen Streuungen keinen so deutlichen Einfluss des Stoßabstandes auf die Bruchlast wie von *Eligehausen (1979)* angegeben.



### 2.5.2.3.5 Abstand zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben

Nach *Eligehausen (1979)* hat der lichte Abstand der gestoßenen Stäbe bei gleichem Achsabstand der Übergreifungsstöße keinen Einfluss auf die Bruchlast, wenn er zwischen  $0 d_s$  (Stäbe in Berührung) und  $2 d_s$  liegt. Bei größeren lichten Abständen ist die Übergreifungslänge um den lichten Abstand der gestoßenen Bewehrungsstäbe zu verlängern. Dieser Ansatz kann mit dem Stabwerkmodell in Bild 2.26 erklärt werden. Bei vergrößertem lichten Abstand der gestoßenen Bewehrungsstäbe können sich die schrägen Druckstreben nur an einem verkleinerten Bereich des gegenüberliegenden Stabes abstützen. Bei Annahme einer Neigung der Druckstreben von  $45^\circ$  verkleinert sich die wirksame Übergreifungslänge um den lichten Abstand zwischen den Stäben.

Finite Elemente Untersuchungen von *Cairns/Jones (1995a)* zeigen einen Einfluss des lichten Abstandes zwischen den gestoßenen Stäben auf die Verteilung der Spaltkräfte des Übergreifungsstoßes senkrecht und parallel zur Stoßebene. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Bild 2.32 dargestellt. Nach diesen Untersuchungen sind die Spreizkräfte eines Übergreifungsstoßes senkrecht zur Stoßebene am geringsten, wenn sich die gestoßenen Stäbe berühren. Die Spaltkräfte nehmen mit steigendem Stababstand zu, wobei ab einem Stababstand von  $1d_s$  keine weitere Steigerung der Spaltkräfte mehr festgestellt wurde. Diese Untersuchungen lassen auf höhere Bruchlasten von Stößen mit kleiner Betondeckung schließen, wenn der Abstand zwischen den Stäben möglichst klein ist.

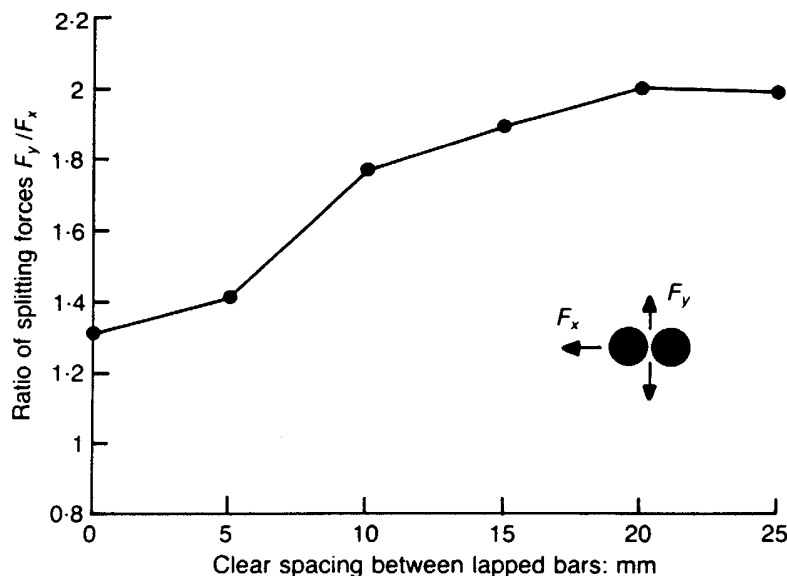


Bild 2.32 Abhängigkeit der Spaltkräfte bei unterschiedlichem Abstand der gestoßenen Stäbe (*Cairns/Jones (1995a)*)

### 2.5.2.3.6 Querbewehrung

Die Wirksamkeit der Querbewehrung hängt maßgeblich davon ab, wie die Bewehrung zu den im Bauteil entstehenden Spaltrissen ausgebildet ist. Eine Querbewehrung hat nur Wirksamkeit, wenn sie die Spaltrisse kreuzt und den Spaltkräften entgegenwirkt. In Bild 2.33 (a) ist die prinzipielle Wirkungsweise der Querbewehrung nach *Eligehausen (1979)* dargestellt. Die bügelartige Querbewehrung wirkt der Spaltkraft der Übergreifungsstöße und dem Ablösen der Betondeckung entgegen (vgl. Brucharten Bild 2.31). Daraus ergibt sich die Tragkraft eines Übergreifungsstoßes aus der Summe des Traganteils der Betondeckung und Traganteils der Querbewehrung.

Der Traganteil der Querbewehrung hängt von verschiedenen Faktoren ab. Maßgeblich für die Wirksamkeit der Querbewehrung ist die Art der baulichen Ausbildung und die Lage zum Bewehrungsstoß. In Bild 2.33 (b) bis (e) sind verschiedene Arten von Querbewehrungen dargestellt. Nach *Eligehausen (1979)* hat eine spiralförmig oder bügelartig ausgebildete Querbewehrung, angeordnet um einen Übergreifungsstoß, die größte Wirksamkeit (Bild 2.33 (b)). Sie hält die Betondeckung um den Übergreifungsstoß sowohl in horizontaler, als auch in vertikaler Richtung und vergrößert so die Tragfähigkeit des Stoßes bei der Versagensart Spalten. Demgegenüber steigert eine bügelartig angeordnete Querbewehrung, welche zwei Stäbe umschließt, die Bruchlast eines Übergreifungsstoßes nach *Eligehausen (1979)* nur um die Hälfte des Wertes einer Querbewehrung, welche nur einen Übergreifungsstoß umschließt. Eine gerade außen angeordnete Querbewehrung steigert die Tragkraft eines Übergreifungsstoßes nach *Eligehausen (1979)* nur etwa um ein Drittel des Wertes einer bügelartig angeordneten Querbewehrung. Dies gilt nur, wenn die angeordnete Querbewehrung dem Spalten entgegenwirkt. Eine gerade außen angeordnete Querbewehrung ist z.B. bei der Versagensart A (Bild 2.31) ohne Wirkung, da sie den Spaltriss nicht schneidet und so nicht aktiviert wird. Dies gilt ebenso für eine innerhalb der Übergreifungsstöße angeordnete Querbewehrung (Bild 2.33 (e)). Auch hier schneidet die Querbewehrung die Spaltrisse nicht und kann nicht aktiviert werden. Bei einer bügelartig angeordneten Querbewehrung, welche mehr als zwei Stöße umschließt (Bild 2.33 (d)), müssen nach *Eligehausen (1979)* die Übergreifungsstöße unterschiedlich betrachtet werden. Bei den Stößen im Innenbereich des Bügels wirkt die Querbewehrung wie eine gerade außen angeordnete Querbewehrung, wobei bei den Stößen im Außenbereich die Querbewehrung bügelartig wirkt.

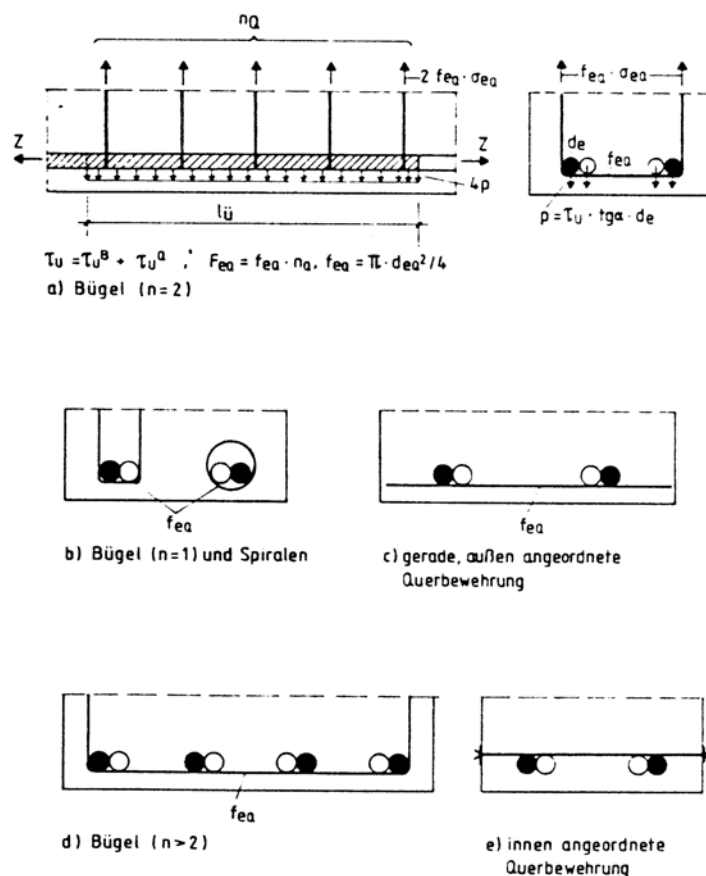


Bild 2.33

Wirkungsweise und Arten der Querbewehrung (*Eligehausen (1979)*)

Nach *Eligehausen (1979)* ist die Wirksamkeit der Querbewehrung neben der baulichen Ausbildung und Anordnung zudem von der Wurzel des Verhältnisses Querschnittsfläche der Querbewehrung zur Querschnittsfläche eines gestoßenen Stabes proportional abhängig. In der Bemessung schlägt *Eligehausen (1979)* vor, dass der einsetzbare Wert für die Streckgrenze der Querbewehrung auf  $300 \text{ N/mm}^2$  begrenzt werden soll. Diese Annahmen wurden auf der Basis von Untersuchungen von *Krishnaswamy (1970)* und *Leonhardt/Reimann (1965)* getroffen. Sie werden durch Versuchsergebnisse von *Burkhardt (2000)* bestätigt. Nach *Burkhardt (2000)* besteht zudem ein Einfluss der Betonfestigkeit auf die Wirksamkeit der Querbewehrung. Dieser wird proportional zu  $f_c^{1/4}$  abgeschätzt.

#### 2.5.2.3.7 Weitere Einflussgrößen

##### Veränderliches Moment entlang der Übergreifungslänge

Nach *Eligehausen (1979)* kann bei Übergreifungsstößen mit unterschiedlichen Stahlspannungen am Stoßende vereinfachend die mittlere Stahlspannung als Bemessungswert angesetzt werden. Im Gegensatz dazu ist nach Untersuchungen von *Zekany/Neumann/Jirsa (1981)* der Einfluss eines veränderlichen Momentes vernachlässigbar. Sie schlagen vor, für die Bemessung die maximale Stahlspannung anzusetzen.

##### Übergreifungsstöße in zwei Ebenen

Im Normalfall liegen die gestoßenen Stäbe nebeneinander parallel zur Betondeckung. Aus Platzgründen kann es vorkommen, dass die gestoßenen Stäbe übereinander angeordnet werden (2-Ebenen-Stoß). In diesem Fall wird die Betondeckung durch die vertikale Komponente der Spaltkräfte (Bild 3.33) beansprucht. Wie in Abschnitt 2.5.2.1 beschrieben, verändert sich je nach Annahme der Spaltkraftverteilung die Bruchlast eines 2-Ebenen-Stoßes im Vergleich zum 1-Ebenen-Stoß. Die von *Cairns/Jones (1995a)* ermittelte Aufteilung der Spaltkräfte (Bild 2.32) zeigt, dass die Spaltkräfte senkrecht zu den gestoßenen Stäben immer größer sind als die Spaltkraft in Ebenen der gestoßenen Stäbe. Nach diesen Ergebnissen ist kein negativer Einfluss der Anordnung der gestoßenen Stäbe auf die Bruchlast zu erwarten. Zu beachten ist aber, dass bei dieser Stoßanordnung unter Momentenbelastung die beiden Bewehrungsstäbe entsprechend der unterschiedlichen statischen wirksamen Höhe im Bauteil verschieden hoch belastet werden.

##### Nichtruhende Belastung

Nach *Rehm/Eligehausen (1977b)* hat eine nichtruhende Belastung in Höhe der Gebrauchslast keinen Einfluss auf die Bruchlast eines Übergreifungsstoßes, wenn kein Ermüdungsbruch des Übergreifungsstoßes auftritt. Die Abminderung der Verbundfestigkeit bei nichtruhender Belastung ist näherungsweise vergleichbar mit der Festigkeitsabnahme von unbewehrtem zentrisch gedrücktem Beton.

## 2.6 Verbundmechanismus und Tragverhalten von Verbunddübeln

### 2.6.1 Allgemeines

Verbunddübelssysteme verschiedener Bauart werden schon seit langem für Befestigungen in Stahlbeton eingesetzt. Wie bei eingemörtelten Bewehrungsstäben, werden auf dem Markt Patronsensysteme und Injektionssysteme angeboten (vgl. Abschnitt 2.3). Der Unterschied zu den eingemörtelten Bewehrungsstäben besteht darin, dass als Ankerstange keine gerippten Bewehrungsstäbe sondern Ankerstangen mit Gewinde eingesetzt werden. Bei den klassischen Systemen wird

die Gewindestange in ein gereinigtes zylindrisches Bohrloch eingemörtelt. Es werden auf dem Markt auch Systeme neuerer Entwicklung mit speziell geformten Ankerstangen angeboten, welche bei der Belastung gezielt Spreizkräfte aufbauen bzw. im Riss nachspreizen und so für den Einsatz im gerissenen Beton geeignet sind. Weitere Systeme sehen vor, die Gewindestangen in Bohrlöcher einzumörteln, welche sich konisch zum Bohrlochgrund hin vergrößern. Hier werden nur Verbunddübelssysteme klassischer Bauart betrachtet, da diese die größte Ähnlichkeit zu eingemörtelten Bewehrungsstäben aufweisen.

### 2.6.2 Verbundmechanismus eingemörtelter Stäbe

Bei klassischen Verbundmörtelsystemen handelt es sich um ein Verankerungssystem mit zwei Grenzflächen. Die Lasten werden über mechanische Verzahnung von der Gewindestange in den Verbundmörtel übertragen. Dann werden die Lasten vom Verbundmörtel über Mikroverzahnung und/oder Klebewirkung an der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Bohrlochwand in den Verankerungsgrund weitergeleitet. Je nach Materialeigenschaften, Installationsbedingungen und geometrischen sowie klimatischen Randbedingungen wird das Tragverhalten beeinflusst bzw. stellen sich bei der Belastung verschiedene Versagensarten ein. Dies wird im Einzelnen in den folgenden Kapiteln erläutert.

### 2.6.3 Versagensarten

Bei einzelnen Verbunddübeln mit großem Randabstand können verschiedene Versagensarten auftreten. Bei kleiner Verankerungstiefe ( $l_v \approx 3$  bis  $5 d_s$ ) tritt ein kegelförmiger Betonausbruch auf, welcher vom Ende des Verbunddübels ausgeht (Bild 2.34 (a)). Bei größerer Verankerungstiefe wird in den meisten Fällen ein kombiniertes Versagen beobachtet. Es entsteht ein oberflächennaher, flacher Betonausbruchkegel. Auf der verbleibenden Länge entsteht ein Verbundbruch, wobei je nach Verbundmörtel, Betonfestigkeit und Bohrlochreinigung das Verbundversagen zwischen Beton und Mörtel, zwischen Gewindestange und Verbundmörtel oder als Mischbruch auftreten kann (Bild 2.34 (b)-(d)). Bei großer Verankerungstiefe überschreitet die Tragfähigkeit des Verbundes die Festigkeit der Ankerstange und Stahlbruch tritt auf ((Bild 2.34 (e)).

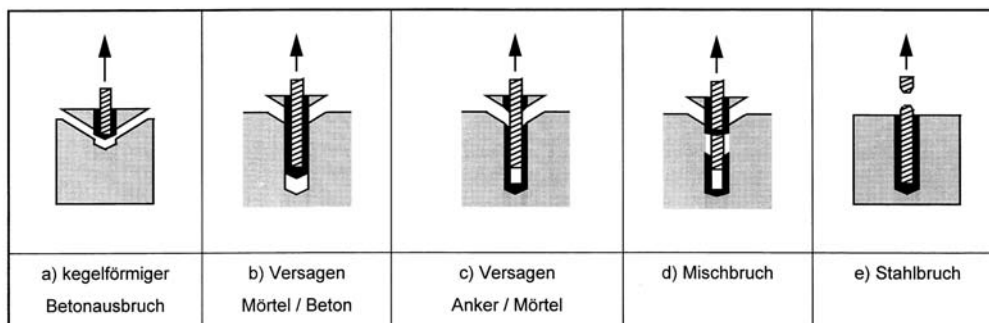
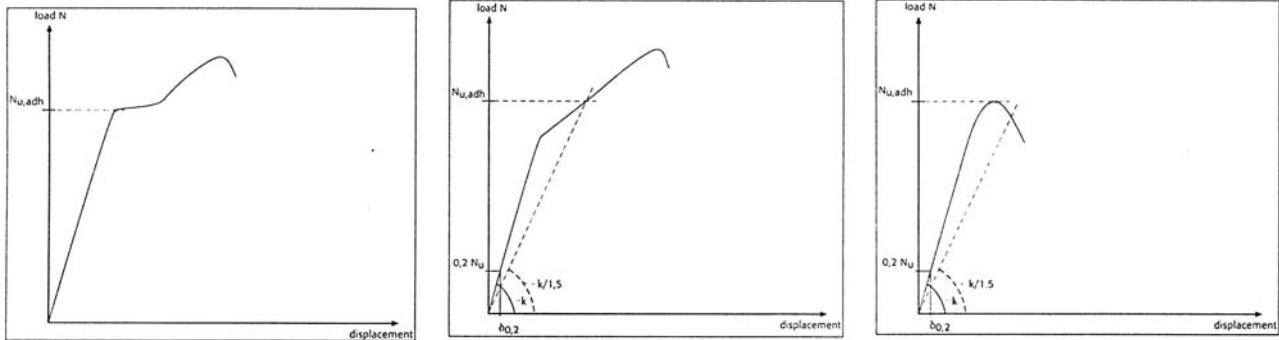


Bild 2.34 Versagensarten von Verbunddübeln unter Zuglast (Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998))

In *EOTA (2000)* wurden Bedingungen formuliert, wie an der Last-Verschiebungskurve festgelegt werden kann, bei welcher Last der Verbund zwischen Mörtel und Beton sich beim Auszugsversuch gelöst hat. Dies ist exemplarisch an verschiedenen Last-Verschiebungskurven in Bild 2.35 dargestellt. Das Versagen zwischen Mörtel und Beton wird bei einem signifikanten Wechsel der Steifigkeit der Last-Verschiebungskurve angenommen (Bild 2.35 (a)). Ist dieser Steifigkeitswechsel nicht so eindeutig zu bestimmen, wird nach *EOTA (2000)* wie folgt vorgegangen. Es wird die Steigung der Last-Verschiebungskurve bei 20% der Bruchlast bestimmt und mit dem Faktor 1,5 dividiert.

Vom Ursprung wird eine Gerade in das Schaubild mit dieser abgeminderten Steigung eingezeichnet. Der Schnittpunkt dieser Gerade mit der Last-Verschiebungskurve markiert definitionsgemäß das Lösen des Verbundes (Bild 2.35 (b)). Schneidet diese Gerade die Last-Verschiebungskurve erst nach Erreichen der Höchstlast (Bild 2.35 (c)) kann die Bruchlast als Lösen des Verbundes angesetzt werden. Dies gilt ebenso für Fälle, bei denen eindeutig ein Versagen zwischen Ankerstange und Mörtel festgestellt wurde.



(a) Lösen des Verbundes bei signifikantem Steifigkeitswechsel der L-V-Kurve

(b) Definition Lösen des Verbundes zwischen Mörtel und Beton ohne signifikanten Steifigkeitswechsel der L-V-Kurve

(c) Kein Lösen des Verbundes zwischen Mörtel und Beton vor Erreichen der Bruchlast

Bild 2.35 Beispiele von Last-Verschiebungskurven; Bestimmung der Last des Versagens des Verbundes zwischen Mörtel und Beton (EOTA (2000))

Werden Gruppen von Verbundankern gesetzt, kann sich je nach Stababstand, Verankerungstiefe, Verbund- und Betonfestigkeit ein gemeinsamer Ausbruchkegel bilden, wodurch sich die Tragfähigkeit abmindert (Bild 2.36).

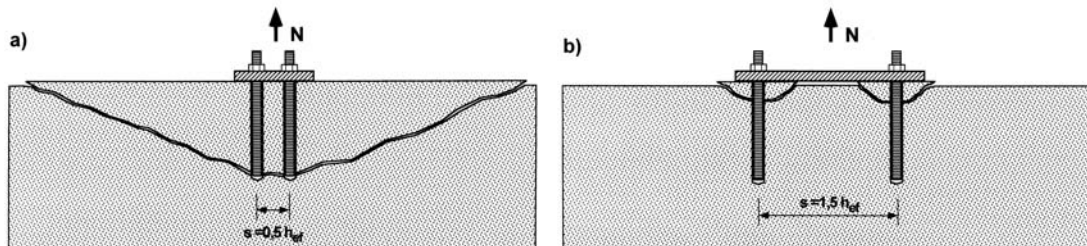


Bild 2.36 Versagensarten von Verbunddübeln M12 mit konstanter Verankerungstiefe bei veränderlichem Achsabstand (Lehr/Eligehausen (1998))

Bei Verbunddübeln oder Verbunddübelgruppen am Rand oder in einer Ecke tritt Spalten des Betons auf (Bild 2.37). Auch hier mindert sich die Verbundfestigkeit im Vergleich zu Verbunddübeln mit großem Randabstand ab.

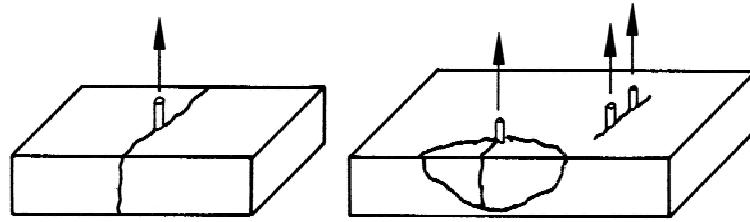


Bild 2.37 Bruchart Spalten des Betons bei Zugbeanspruchung (Eligehausen/Mallée (2000))

## 2.6.4 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten

Verschiedene Material-, Installations-, Klima- und Geometrieparameter beeinflussen das Tragverhalten von Verbunddübeln und Verbunddübelgruppen. Diese werden im Einzelnen in den folgenden Kapiteln besprochen.

### 2.6.4.1 Verbundmörtelsystem

Ein maßgeblicher Einfluss für das Tragverhalten von Verbunddübeln sind die spezifischen Eigenschaften des Verbundmörtels. Umfangreiche Untersuchungen dazu wurden an der University of Florida von Cook/Bishop/Hagedoorn/Sikes/Richardson/Adams/De Zee (1994) durchgeführt. Die Versuche wurden mit enger Abstützung durchgeführt, um Verbundversagen zu erzwingen (vgl. Bild 3.3). Bild 2.38 zeigt die gemessenen mittleren Verbundfestigkeiten für die verschiedenen Mörtel bei Versuchen mit einem Stabdurchmesser  $d_s \approx 16$  mm und einer Einbindetiefe  $l_v = 6,4 d_s$ . Der Einfluss des Verbundmörtels ist deutlich sichtbar. Bei gleichen Randbedingungen werden je nach Verbundmörtel mittlere Verbundfestigkeiten von  $\tau_{u,m} \approx 3$  N/mm<sup>2</sup> bis über  $\tau_{u,m} \approx 20$  N/mm<sup>2</sup> erzielt. Dieser dominante Einfluss des Verbundmörtels auf das Tragverhalten wird von Meszaros (2002) bestätigt.

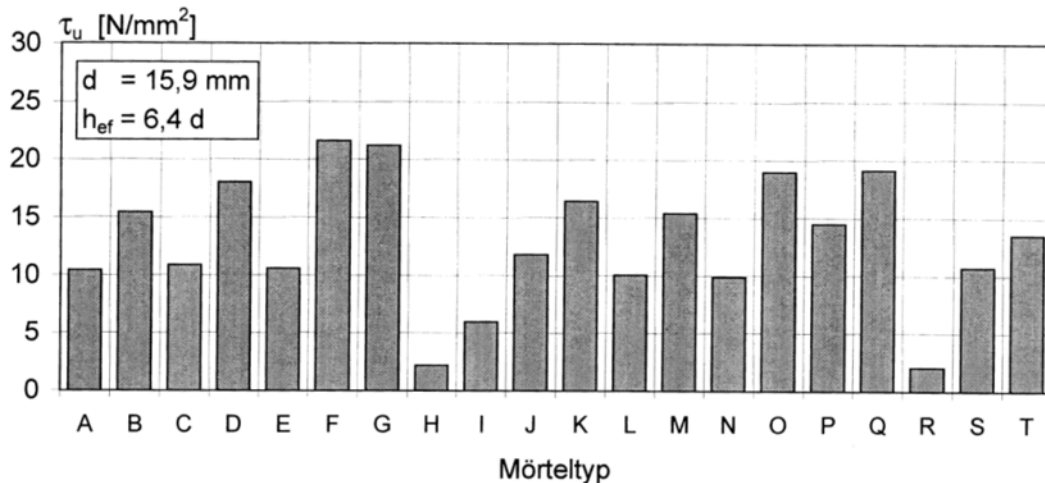


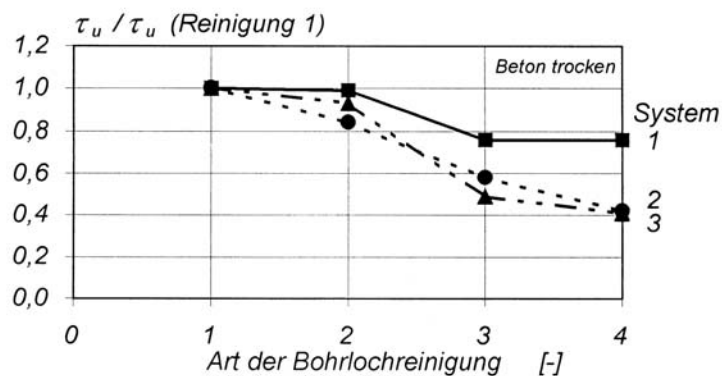
Bild 2.38 Mittlere Verbundfestigkeiten von eingemörtelten Gewindestangen; Beton C20/25;  $d_s \approx 16$  mm;  $l_v = 6,4 d_s$  (Cook/Bishop/Hagedoorn/Sikes/Richardson/Adams/De Zee (1994))

### 2.6.4.2 Bohrlochreinigung

Im Bohrloch verbleibendes Bohrmehl kann zu einem Abfall der Tragfähigkeit von eingemörtelten Stäben führen. Bei nach unten orientierten Bohrlochern sammelt sich das Bohrmehl am Bohrloch-

grund. In diesem Fall kann die Ankerstange nicht auf die erforderliche Einbindetiefe installiert werden.

Das Tragverhalten von eingemörtelten Stäben hängt maßgeblich von der Klebewirkung bzw. der Mikroverzahnung des Verbundmörtels an der Bohrlochwand ab. An der Bohrlochwand haftendes Bohrmehl kann wie eine Gleitschicht wirken, welche die Verbundwirkung zwischen Mörtel und Beton behindern kann. Dies gilt speziell für Injektionssysteme, bei welchen nicht automatisch eine mechanische Bearbeitung der Bohrlochwand beim Installationsprozess durchgeführt wird. Demgegenüber wird bei Patronensystemen die Ankerstange drehend/schlagend mit dem Bohrhämmer eingetrieben, wobei der Bohrstaub von den Zuschlagstoffen des Verbundmörtels von der Bohrlochwand abgerieben und in den Mörtel mit eingemischt wird. Die Traglastabminderung bei Patronensystemen aufgrund ungenügender Bohrlochreinigung beträgt  $\leq 20\%$  (Eligehausen/Mallée (2000)). Bei Injektionssystemen kann die Abminderung bis zu 50% betragen (Eligehausen/Meszaros (1996)). Aus diesem Grund wird speziell bei Injektionssystemen eine Bohrlochreinigung mit Ausblasen und Ausbürsten empfohlen, da mit den üblichen Handausblaspumpen alleine ein Entfernen des Bohrstaubes von der Bohrlochwand nicht möglich ist. Dies zeigt Bild 2.39. Dargestellt ist der Einfluss der Intensität der Bohrlochreinigung auf die Verbundfestigkeit von drei Injektionssystemen. Deutlich sichtbar ist der Einfluss der Bohrlochreinigung auf die Verbundfestigkeit. Zu beachten ist, dass der Einfluss je nach verwendetem Verbundmörtelsystem unterschiedlich ist.



Art der Reinigung	
1	2x ausblasen, 2x bürsten, 2x ausblasen
2	1x ausblasen, 1x bürsten, 1x ausblasen
3	2x ausblasen
4	keine Reinigung (Bohrer lüften)

Bild 2.39 Einfluss der Reinigungsintensität auf die Höchstlasten von Injektionsdübeln M12 in trockenem Beton (Meszaros/Eligehausen (1996))

Nach Eligehausen/Mallée (2000) verhalten sich Patronensysteme, bei welchen die Ankerstange nur eingeschlagen wird, im Bezug auf den Einfluss der Bohrlochreinigung ähnlich wie Injektionssysteme.

#### 2.6.4.3 Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit kann nur einen Einfluss auf die Verbundfestigkeit von Verbunddübeln haben, wenn das Versagen an der Kontaktschicht zwischen Mörtel und Beton auftritt. Für die meisten

Mörtel ist der Einfluss gering, da mit zunehmender Betonfestigkeit die Rauigkeit der Bohrlochwand abnimmt (*Eligehausen/Mallée (2000)*). Diese Abnahme der Verzahnungsmöglichkeit wirkt dem positiven Effekt einer zunehmenden Betonfestigkeit entgegen. Nach *Cook/Konz/Fuchs/Konz (1998)* ist die Verbundfestigkeit nahezu unabhängig von der Betonfestigkeit oder steigt proportional zu  $f_{cc}^\alpha$  mit  $\alpha \leq 0,5$  an. Der Einfluss ist produktabhängig. Untersuchungen mit verschiedenen Injektionssystemen an der Universität Stuttgart ergaben für den Faktor  $\alpha$  im Mittel Werte um  $\alpha \approx 0,35$  (*Meszaros (2002)*).

#### 2.6.4.4 Umwelteinflüsse

Bei Verankerungen im Freien können Feuchtigkeitsänderungen im Beton sowie Temperaturschwankungen und Frost-Tauwechsel nicht ausgeschlossen werden. Zudem können aggressive Medien mit den eingemörtelten Stäben in Kontakt kommen. Nach *Eligehausen/Mallée (2000)* nimmt die Verbundfestigkeit von Stäben, welche mit einem ungesättigten Polyester eingemörtelt wurden, nach langer Standzeit mit verschiedenen Umwelteinflüssen im Mittel auf 60%, in Einzelfällen bis auf 30% des Anfangswertes ab. Nach *Rehm (1985a,1985b,1988)* beträgt der Einfluss durch Umwelteinflüsse auf Vinylesterharze maximal 10%.

Ähnlich verhalten sich die verschiedenen Verbundmörtelsysteme unter Frost-Tau-Wechselbelastung. Hier wurden die Verbunddübel mit der 1,35-fachen zulässigen Last beansprucht. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 2.40 dargestellt. Die Verbunddübel mit dem ungesättigten Polyesterharz zeigten mit zunehmender Anzahl von Frost-Tau-Wechseln einen stetigen Anstieg der Verschiebungen. Demgegenüber beruhigte sich die Verschiebungszunahme bei Verbunddübeln mit einem Vinylesterharz nach ca. 40 Frost-Tau-Wechseln.

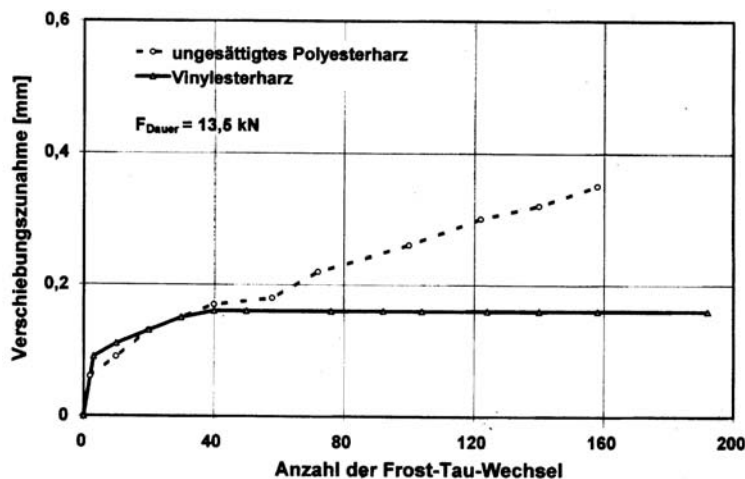


Bild 2.40 Verschiebungsverhalten von Verbunddübeln M12 unter Dauerlast in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel (*Rehm (1985a und 1985b)*)

#### 2.6.4.5 Temperatur

Mit zunehmender Temperatur nimmt die Verbundfestigkeit ab. Untersuchungen zum Temperaturverhalten von Verbundmörteln wurden von *Sell (1973)*, *Rehm (1988)* und *Eligehausen/Varga (1996)* durchgeführt. Das Verhalten ist abhängig vom verwendeten Verbundmörtelsystem. Bei Systemen auf Basis von Polyesterharzen wurde bei 80° C ein Abfall der Verbundfestigkeit auf 70% der Werte bei 20° C gemessen. Bei weiter steigenden Temperaturen fällt die Verbundfestigkeit sehr schnell ab, da die Glasübergangstemperatur erreicht wird. Dieses Verhalten ist exemplarisch in



Bild 2.41 für drei verschiedene Verbundmörtel dargestellt. Bei Vinylestermörteln ist der Abfall bei 80° C vergleichbar. Mit weiter zunehmender Temperatur ist der Abfall der Verbundfestigkeit aber kleiner als der bei Polyesterharzen. Der Einfluss von steigender Temperatur auf die Verbundfestigkeit von Epoxid-Harzen ist in den meisten Fällen stärker als bei den oben beschriebenen Systemen (*Eligehausen/Mallée (2000)*). Allerdings kann keine allgemeine Aussage getroffen werden, da ein starker Einfluss der jeweiligen Harzmodellierung besteht.

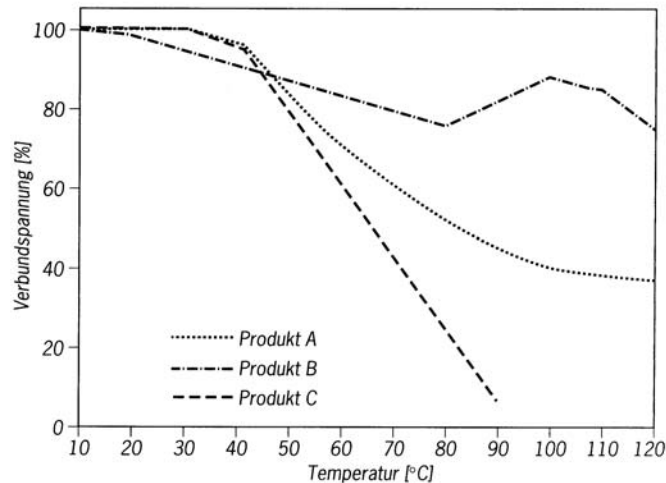


Bild 2.41 Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Temperatur (*Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998)*)

#### 2.6.4.6 Stabdurchmesser

Nach *Cook/Konz/Fuchs/Konz (1998)* hat der Durchmesser der Ankerstange für die meisten Verbundmörtelprodukte keinen maßgeblichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Untersuchungen von *Lehr/Eligehausen (1998)* zeigten aber, dass bestimmte Durchmesser auch deutlich niedrigere Verbundfestigkeiten aufweisen können. Dies zeigt Bild 2.42.

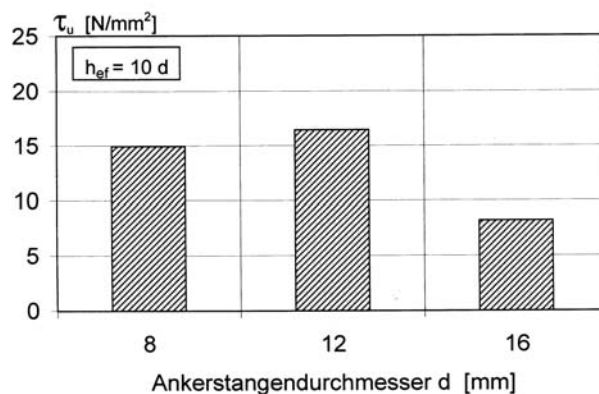


Bild 2.42 Mittlere Verbundfestigkeiten eines Verbunddübels in Abhängigkeit vom Ankerstangendurchmesser; C20/25 (*Lehr/Eligehausen (1998)*)

Von *Brecht/Meszaros (1999)* wurden Untersuchungen an Verbunddübeln mit unterschiedlichem Ankerstangendurchmesser und gleicher Einbindetiefe durchgeführt. Die Auszugsversuche erfolgten mit weiter und enger Abstützung (vgl. Bild 3.3 und Bild 3.6). Die Ergebnisse sind in Bild 2.43 dargestellt. Bei Versuchen mit enger Abstützung wurde kein Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit festgestellt. Demgegenüber fällt die Verbundfestigkeit mit steigendem

Durchmesser bei den Versuchen mit weiter Abstützung leicht ab. Dies ist auf eine Änderung des Bruchmechanismus zurückzuführen. Da die Verankerungstiefe konstant gehalten wurde, ergeben sich unterschiedliche bezogene Einbindetiefen  $l_v/d_s$ . Bei  $d_s = 8$  mm ist das Verhältnis  $l_v/d_s = 12$ , bei  $d_s = 24$  mm  $l_v/d_s = 4$ . Wie in Abschnitt 2.6.3 beschrieben, versagen Verbunddübel mit einem Verhältnis  $l_v \approx 3$  bis  $5 d_s$  durch Betonausbruch, wobei bei tieferen Verankerungen eine kombinierte Bruchart Betonausbruch/Herausziehen auftritt. Es ist anzunehmen, dass, wenn Verbundanker mit einem konstanten Verhältnis  $l_v/d_s$  geprüft werden, kein signifikanter Einfluss des Ankerstangendurchmessers zu erwarten ist.

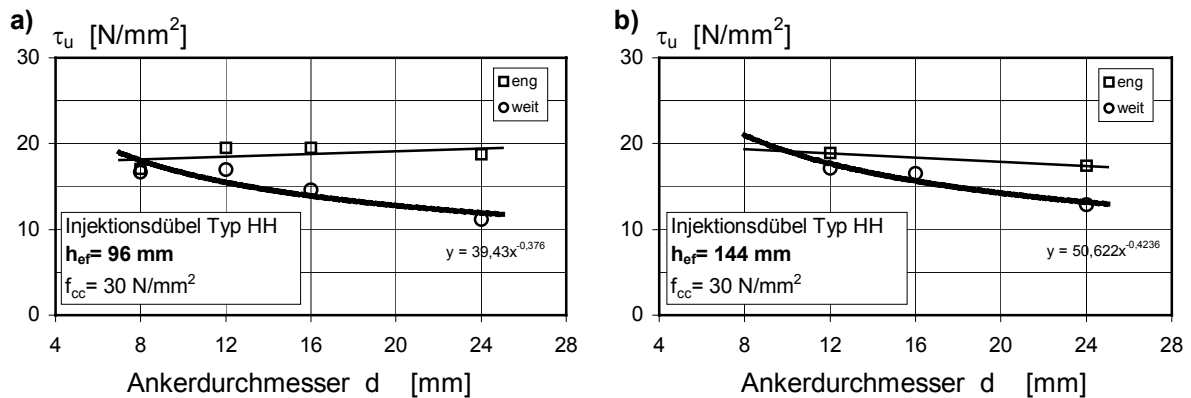


Bild 2.43 Verbundspannungen bei Injektionsdübeln des Typs HH in Abhängigkeit vom Durchmesser des Ankers (*Brecht/Meszaros (1999)*, entnommen aus *Meszaros (2002)*)

#### 2.6.4.7 Verankerungslänge

Nach Untersuchungen von *Meszaros (2002)* mit verschiedenen Verbunddübelssystemen und Verankerungslängen von  $l_v/d_s = 4$  bis  $14$  zeigen Verbunddübel keinen signifikanten Einfluss der Verankerungslänge auf die mittlere Verbundfestigkeit. Dieses Verhalten wird von *Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998)* bestätigt. Nach *Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998)* gilt diese Annahme für Verankerungstiefen  $4,5 \leq l_v/d_s \leq 25$ . Es ist anzunehmen, dass bei sehr großen Verankerungstiefen die mittlere Verbundfestigkeit abfällt, da der Verbund nicht mehr effizient zum selben Zeitpunkt über die gesamte Verbundfläche aktiviert werden kann. Bei kleinen Verankerungstiefen ändert sich das Bruchbild von einem kombinierten Versagen Herausziehen/Betonausbruch zu einem kompletten Betonausbruch. Dies kann ebenfalls zu einem Abfall der mittleren Verbundfestigkeit führen (vgl. Abschnitte 2.6.3 und 2.6.4.6).

#### 2.6.4.8 Stababstand bei Gruppenverankerungen

Wie in Bild 2.36 dargestellt, versagen Verbunddübelgruppen mit kleinem Achsabstand durch Betonausbruch mit einem gemeinsamen Ausbruchkegel. In diesem Fall ist die Bruchlast der Verbunddübelgruppe geringer als die Summe der Bruchlasten der Einzelanker ohne Beeinflussung durch benachbarte Verbundanker. Bild 2.44 zeigt Versuchsergebnisse nach *Lehr/Eligehausen (1998)* von quadratischen Vierergruppen mit unterschiedlichem Achsabstand. Aufgetragen ist das Verhältnis aus der Bruchlast der Dübelgruppe zur Bruchlast eines unbeeinflussten Einzeldübeln in Abhängigkeit vom auf die Verankerungslänge bezogenen Achsabstand. Die Versuche zeigen einen Abfall der Bruchlast der Dübelgruppe mit verkleinertem Achsabstand. Die Verbunddübel sind voneinander unbeeinflusst ab einem Achsabstand von  $s_{cr} \geq 2 l_v$ . Versuche von *Spieth (1995)* zei-

gen einen kritischen Achsabstand von  $s_{cr} \geq 1,75 l_v$ , ab welchem keine Beeinflussung der Verbunddübel untereinander mehr auftritt. Neuere Untersuchungen nach *Lehr (2002)* geben den kritischen Achsabstand mit  $s_{cr} \geq 16 d_s$  an.

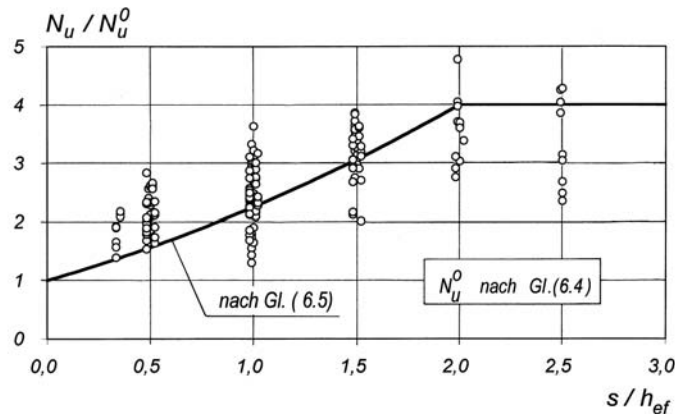


Bild 2.44 Einfluss des Achsabstandes auf die Bruchlast quadratischer Vierergruppen mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (*Lehr/Eligehausen (1998)*)

#### 2.6.4.9 Randabstand

Verbunddübel am Bauteilrand versagen durch Spalten der Betondeckung (vgl. Bild 2.37). Untersuchungen zum Einfluss des Randabstandes wurden von *Lehr/Eligehausen (1998)* durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigt Bild 2.45. Dargestellt sind die Bruchlasten im Verhältnis zu der mittleren Bruchlast bei großem Randabstand in Abhängigkeit vom auf die Verankerungslänge bezogenen Randabstand. Die Versuche zeigen einen Abfall der Bruchlasten mit verkleinertem Randabstand. Der kritische Randabstand, ab welchem keine Beeinflussung der Verbunddübel mehr gemessen wurde, ist mit  $c_{cr} = 1 l_v$  angegeben. Neuere Untersuchungen nach *Lehr (2002)* bestimmen den kritischen Randabstand als  $c_{cr} = 8 d_s$ . Untersuchungen von *Kunz/Cook/ Fuchs/Spieth (1998)* geben diesen kritischen Abstand mit  $c_{cr} = 0,875 l_v$  an.

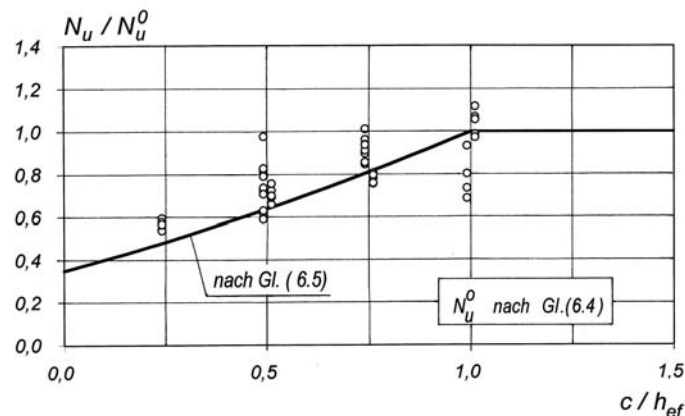


Bild 2.45 Einfluss des Randabstandes auf die Bruchlast von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (*Lehr/Eligehausen (1998)*)

#### 2.6.4.10 Risse im Beton

Im Gebrauchszustand von Stahlbetonbauteilen ist mit Rissen im Beton zu rechnen, wobei Risse senkrecht (Querrisse) oder parallel (Längsrissen) zum Bewehrungsstab verlaufen können. Wie in

Abschnitt 2.5.1.3.6 beschrieben, wirken sich Querrisse nicht wesentlich auf die Verbundfestigkeit von einbetonierten und eingemörtelten Stäben aus. Liegt dagegen der eingemörtelte Stab bzw. Verbunddübel in einem Längsriss, so wird die Verbundfestigkeit bei der Versagensart Herausziehen beeinflusst. Bild 2.46 zeigt Ergebnisse von Auszugsversuchen von Verbunddübeln im gerissenen und ungerissenen Beton nach *Meszaros (2002)*. Aufgetragen ist die Verbundfestigkeit im gerissenen Beton zum Mittelwert der Verbundfestigkeit im ungerissenen Beton in Abhängigkeit von der Rissbreite. Mit steigender Rissbreite nehmen die Verbundfestigkeiten ab und die Streuung der Versuchswerte nimmt zu. Bei einer Rissbreite von  $w = 0,3$  mm nehmen die Bruchlasten im Mittel um 50% ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Riss wegen der hohen Zugfestigkeit des Verbundmörtels zwischen Bohrlochwand und Mörtel verläuft. Dadurch löst sich in diesem Bereich der Mörtel von der Bohrlochwand und der Verbund wird gestört. Die Streuung der Versuchsergebnisse im gerissenen Beton ist sehr groß, weil der Verlauf des Risses über den Bohrlochumfang und über die Verbundlänge stark streut. Berücksichtigt man die Streuung der Versuchsergebnisse, errechnet sich das Verhältnis Mittelwert der Versuchsergebnisse im ungerissenen Beton zu Fraktilewert im gerissenen Beton ( $w = 0,3$  mm) nach *Meszaros (2002)* zu 0,3.

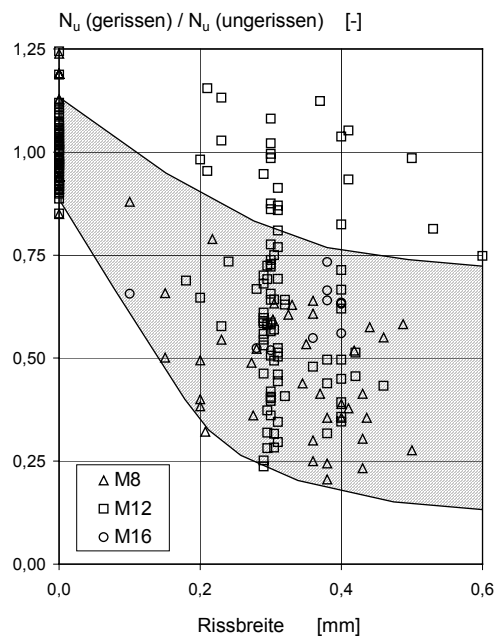


Bild 2.46 Maximale Ausziehlasten von chemischen Dübeln in gerissenem Beton (*Meszaros (2002)*)

## 2.7 Tragverhalten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)*

*Darwin/Salamizavaregh (1993)* führten umfangreiche Untersuchungen zum Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben an der University of Kansas durch. Durchgeführt wurden Auszugsversuche mit unterschiedlicher Betondeckung von eingemörtelten Bewehrungsstäben, wobei sechs verschiedene Mörtel mit organischen und anorganischen Bestandteilen verwendet wurden. Zum Vergleich wurden einbetonierte Bewehrungsstäbe mit gleichem Versuchsaufbau geprüft. Untersucht wurde der Einfluss von geometrischen Parametern (Stabdurchmesser, Bohrdurchmesser, Betondeckung, Verankerungslänge), Materialparametern (Mörtel, Betonfestigkeit) sowie der Einfluss der Bohrlochreinigung und der Oberflächenbeschaffenheit des Bewehrungsstabes (mit und

ohne Epoxidbeschichtung). Die Abstützung an der Betonoberfläche bei den durchgeführten Auszugsversuchen war mit weitem Abstand zum Bewehrungsstab angeordnet. Aufgrund der exzentrischen Lasteinleitung musste der Betonkörper mit dem Untergrund verspannt werden. Der Versuchsaufbau ist in Bild 2.47 dargestellt.

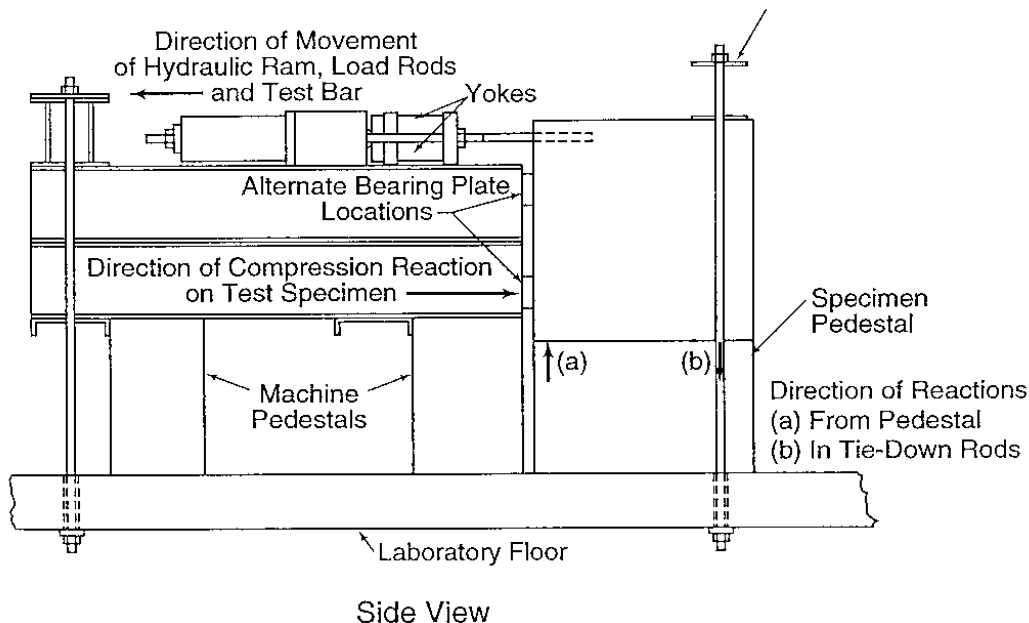


Bild 2.47 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)*

Die untersuchten Verbundmörtel zeigten zum Teil ein deutlich unterschiedliches Tragverhalten. Unterschiede in der Festigkeit sowie in der Steifigkeit beim Last-Verschiebungsverhalten konnten gemessen werden. Die Verbundfestigkeiten der einbetonierten Bewehrungsstäbe bei kleiner Betondeckung wurden von keinem Verbundmörtelsystem mit vergleichbaren Randbedingungen überschritten.

Es wurden verschiedene Bohrlochreinigungsarten untersucht. Variiert wurde der Einsatz von Staubsauger, Handbürste und Druckluftlanze. Je nach verwendetem Verbundmörtelsystem wurde ein Einfluss der Art der Reinigung auf das Tragverhalten gemessen. Am sensibelsten reagierte ein verwendetes Polyester - Injektionssystem auf Unterschiede bei der Bohrlochreinigung. Die anderen Systeme (zementgebundene Systeme und Epoxid - Systeme) zeigten bei den verschiedenen Reinigungsarten vergleichbare Ergebnisse. Versuche mit ungereinigten Bohrlöchern wurden nicht durchgeführt. Nach Auswertung der Ergebnisse empfehlen *Darwin/Salamizavaregh (1993)* eine Reinigung der Bohrlöcher mit Handbürste und Druckluft, da mit dieser Reinigung bei allen Systemen die ausgeglichsten und höchsten Auszugswerte erreicht wurden.

Die Einbindetiefe wurde vom ca. 14 bis ca. 19-fachen des Stabdurchmessers variiert. Die Bruchlasten waren bei allen Systemen und Betondeckungen näherungsweise linear abhängig von der Einbindetiefe, was auf eine etwa gleichförmige Verbundspannungsverteilung schließen lässt. Dieses Verhalten zeigten ebenfalls die einbetonierten Stäbe. Die Ergebnisse decken sich mit den Versuchsergebnissen nach *Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998)* und *Meszaros (2002)*.

Stäbe mit einem Stabdurchmesser von  $d_s = 15,9$  und  $25,4$  mm wurden mit gleicher Einbindetiefe getestet. Die Versuche zeigten für gleiche Verankerungstiefen bei dem größeren Stabdurchmesser eine höhere Bruchlast. Die Versuche wurden aber nicht direkt in Abhängigkeit von dem Stabdurchmesser ausgewertet, weshalb auch keine Aussage darüber getroffen wurde, ob die Versuche dem Uniform Bond Stress Model nach *Konz/Cook/Fuchs/Spieth (1998)* und *Meszaros (2002)* folgen, welches auch in den meisten Massivbaunormen angewandt wird.

Betondeckungen von ca.  $c = 76$  mm und  $38$  mm wurden untersucht. Die Versuche zeigten bei einbetonierten sowie eingemörtelten Stäben einen Abfall der Bruchlasten mit einer Verkleinerung der Betondeckung. Dies stimmt mit *Eligehausen/Kreller/Langer (1989)* und *Meszaros (2002)* überein. Ein Abfall von bis zu 25% der Bruchlast mit einer Verkleinerung der Betondeckung von 76 auf 38 mm wurde gemessen.

Im Vergleich wurden Stäbe mit und ohne Epoxidbeschichtung eingemörtelt. Die Versuche zeigten nur geringe Unterschiede, welche sich im statistisch nicht relevanten Bereich bewegen.

Versuche an einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben in gutem und schlechtem Verbundbereich wurden durchgeführt. Alle Versuche zeigten einen leichten Einfluss des Verbundbereiches, welcher aber mit ca. 0 bis 15% die Werte der Stahlbetonnormen (z.B. *Eurocode 2 (1992)*) weit unterschreitet. Nach *Eurocode 2 (1992)* müsste dieser Effekt 30% betragen. Der Hauptteil der Versuche lag in einem Bereich unter 10%. Es ist anzunehmen, dass bei diesen Versuchskörpern der Unterschied in der Beton- bzw. Verbundqualität nicht so groß war wie in der Praxis angenommen.

Zwei Betondruckfestigkeiten wurden untersucht (ca.  $18$  N/mm<sup>2</sup> und  $24$  N/mm<sup>2</sup> Zylinderdruckfestigkeit). Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Bruchlast kann bei allen Versuchen annähernd mit der Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit beschrieben werden. Zu beachten ist, dass alle Versuche mit kleiner Betondeckung durchgeführt wurden und in den meisten Fällen Betonbruch (Spalten der Betondeckung oder Betonausbruch bzw. Biegerissbildung am Ende der Befestigung) auftrat. Für diese Versagensart kann, wie in Abschnitt 2.5.1.3.2 beschrieben, die Wurzelfunktion der Betondruckfestigkeit angesetzt werden.

Auf Basis der Untersuchungen wurde von *Darwin/Salamizavaregh (1993)* ein Bemessungskonzept für eingemörtelte Bewehrungsstäbe entwickelt. Die Verbundmörtel werden hierbei in drei Klassen eingeteilt. Die Klassifizierung erfolgt auf der Basis von Auszugsversuchen mit Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser  $d_s = 15,9$  mm (#5 bar) mit Einbindetiefen von  $l_v = 230$  und  $380$  mm. Der Versuchsaufbau ist entsprechend Bild 2.47 auszuführen. Des Weiteren ist eine Standardreinigung mit Handbürste und Druckluft durchzuführen. Die minimalen mittleren Bruchlasten der beiden Versuchsreihen legen fest, in welche Klasse der Verbundmörtel eingestuft wird.

Folgende Klassen sind nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)* vorgesehen:

mit	
$f_c$	Betondruckfestigkeit gemessen an Zylindern [psi] oder [N/mm <sup>2</sup> ]
$l_v$	Verankerungslänge [in] oder [mm]
$F_{Bruch}$	Bruchlast [pounds] oder [N]
$F_{Bemessung}$	Bemessungslast [pounds] oder [N]
$A_b$	Stahlquerschnittsfläche [in <sup>2</sup> ] oder [mm <sup>2</sup> ]
$f_y$	Spannung beim Fließen des Stahls [psi] oder [N/mm <sup>2</sup> ]

Klasse A:

Minimale mittlere Bruchlast entsprechend

$$F_{Bruch} = 30 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{pounds}] \quad (2.5)$$

$$F_{Bruch} = 63,25 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{N}] \quad (2.6)$$

Klasse B:

Minimale mittlere Bruchlast entsprechend

$$F_{Bruch} = 21 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{pounds}] \quad (2.7)$$

$$F_{Bruch} = 44,28 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{N}] \quad (2.8)$$

Spezielle Verbundfestigkeitsklasse:

Nach dieser dritten Option kann ein System für seine tatsächliche mittlere Verbundfestigkeit klassifiziert werden. Es wird angegeben, dass nach diesem Verfahren auch unterschiedliche Verbundspannungswerte für verschiedene Durchmesser und Einbindetiefen definiert werden können.

$$F_{Bruch} = \gamma \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{pounds}] \quad (2.9)$$

Die Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben soll nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)* dann wie folgt für die verschiedenen Klassen durchgeführt werden:

$$\phi \cdot F_{Bemessung} = \phi \cdot A_b \cdot f_y \quad [\text{pounds}] \quad (2.10a)$$

$$\phi \cdot F_{Bemessung} = \phi \cdot A_b \cdot f_y \quad [\text{N}] \quad (2.10b)$$

Klasse A Verbundmörtel:

$$\phi \cdot F_{Bemessung} = \phi \cdot 30 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{pounds}] \quad (2.11a)$$

$$\phi \cdot F_{Bemessung} = \phi \cdot 63,25 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{N}] \quad (2.11b)$$

Klasse B Verbundmörtel:

$$\phi \cdot F_{Bemessung} = \phi \cdot 21 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{pounds}] \quad (2.12a)$$

$$\phi \cdot F_{Bemessung} = \phi \cdot 44,28 \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{N}] \quad (2.12b)$$

Spezielle Verbundfestigkeitsklasse:

$$\phi \cdot F_{\text{Bemessung}} = \phi \cdot \gamma \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{pounds}] \quad (2.13a)$$

$$\phi \cdot F_{\text{Bemessung}} = \phi \cdot \gamma \cdot l_v \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{N}] \quad (2.13b)$$

Wobei die Reduktionsfaktoren  $\phi$  wie folgt anzusetzen sind:

Stahlfleßen  $\phi = 0,9$

Verbundbruch  $\phi = 0,65$

Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben mit einer Betondeckung von  $c < 76$  mm oder einem lichten Abstand zum benachbarten Stab von  $e < 152$  mm müssen folgende Abminderungsfaktoren zusätzlich angesetzt werden:

$\phi_2 = 0,85$  für Verbundmörtel Klasse A

$\phi_2 = 0,75$  für Verbundmörtel anderer Klassen

Betondeckungen  $c < 38$  mm und einem lichten Abstand zum benachbarten Stab von  $e < 76$  mm sollen ausgeschlossen werden.

In den Standardfällen Klasse A und B führt dieses Bemessungsmodell zu linear verankerungslängenabhängigen zulässigen Lasten, welche für alle Durchmesser jeweils gleich sind. Die Grundlage für diese Lasten sind Versuche mit Stäben mit einem Durchmesser  $d_s = 15,9$  mm. Dies bedeutet, dass bei der Anwendung dieses Bemessungskonzeptes auf verschiedene Stabdurchmesser die zulässigen Verbundspannungen von Bewehrungsstäben mit einem kleineren Stabdurchmesser als  $d_s = 15,9$  mm höher sind als die Verbundspannungen beim Referenzstab. Im Gegensatz dazu sind die zulässigen Verbundspannungen von Stäben mit einem größeren Stabdurchmesser kleiner als beim Referenzstab. Es ist anzunehmen, dass aufgrund dieses Ansatzes das Bemessungskonzept für kleine Durchmesser auf der unsicheren Seite liegt und für große Durchmesser konservative Annahmen trifft.

Ein weiterer Unsicherheitsfaktor dieses Bemessungskonzeptes ist zudem, dass der nichtlineare Zusammenhang von Verbundspannung und Verankerungslänge nicht berücksichtigt wird. Dies wird näher beim Vergleich der verschiedenen Bemessungskonzepte bzw. Herstellerempfehlungen mit den Massivbaunormen in Abschnitt 2.8.3 diskutiert.

Zudem werden die chemische Beständigkeit und Dauerhaftigkeit, das Temperaturverhalten der Mörtel und die Sensibilität der Systeme auf ungenügende Reinigung nicht im Bemessungskonzept berücksichtigt. Es wird bei der Klassifizierung der Mörtel eine Standardreinigung angewendet, unabhängig von den produktspezifischen Anforderungen an die Bohrlochreinigung. Des weiteren werden nur Mittelwerte der Versuche betrachtet und keine Streuungen der Versuchsergebnisse berücksichtigt. Diese Faktoren können zudem zu unsicheren Ergebnissen bei der Bemessung führen.



## 2.8 Normative Regelungen und Bemessungsrichtlinien

### 2.8.1 Einbetonierte Bewehrungsstäbe

Es existieren eine Vielzahl von nationalen und internationalen Normen und Bemessungsrichtlinien für einbetonierte Bewehrungsstäbe. Je nach Standort und Nutzung des betreffenden Bauwerkes haben unterschiedliche Regelwerke ihre Gültigkeit und werden angewandt. Die Verankerungs- und Übergreifungslängen der verschiedenen Stahlbetonnormen unterscheiden sich zum Teil deutlich. Zu beachten ist hierbei, dass sich auch die Anforderungen an die minimale Betondeckung und die minimalen Stababstände, die Regelungen der erforderlichen Querbewehrung und auch die Werkstoffanforderungen unterscheiden. Aus diesem Grund sind die Verankerungs- und Übergreifungslängen der verschiedenen Normen nicht direkt vergleichbar und ein ähnliches Sicherheitsniveau kann auch bei unterschiedlichen Verankerungs- und Übergreifungslängen gewährleistet sein.

Exemplarisch werden hier die Regelungen der europäischen Stahlbetonnorm *Eurocode 2 (1992)* (nachfolgend EC2 genannt) beschrieben. Das Bemessungskonzept von EC2 unterscheidet zwei Grenzzustände, bei deren Überschreiten das Tragwerk die Entwurfsanforderungen nicht länger erfüllt. Es werden Grenzzustände der Tragfähigkeit im Zusammenhang mit Tragwerksversagen einerseits und Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit andererseits unterschieden. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Zustand, bei dessen Überschreiten die festgelegten Bedingungen für die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt sind.

Im EC2 werden sowohl auf der Seite der Beanspruchungen (Lasten) als auch auf der Seite der Beanspruchbarkeiten (Baustoffe) Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt. Somit wird zwischen den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und den Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffeigenschaften unterschieden.

Der Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen wird in  $\gamma_G$  für ständige Einwirkungen und  $\gamma_Q$  für veränderliche Einwirkungen unterteilt. In Tabelle 2.2 sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen mit günstigen und ungünstigen Auswirkungen angegeben.

Tabelle 2.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

Einwirkung	Ständige Einwirkung( $G_k$ )	Veränderliche Einwirkung( $Q_k$ )
	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
Günstige Auswirkung	1,0	0
Ungünstige Auswirkung	1,35	1,5

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Beanspruchungen  $S_d$  den Bemessungswert der Beanspruchbarkeit  $R_d$  nicht überschreitet. Da es unwahrscheinlich ist, dass alle möglichen Lastfälle gleichzeitig auftreten, wird außer den ständigen Einwirkungen nur eine der veränderlichen Lasten voll angesetzt, die anderen werden mit Kombinationsbeiwerten  $\psi \leq 1,0$  abgemindert. Dies ist im Detail in *Eurocode 2 (1992)* geregelt.

Auf der Seite der Beanspruchbarkeiten (Baustoffe) betragen die Teilsicherheitsbeiwerte für Beton  $\gamma_c=1,5$  und  $\gamma_s=1,15$  für Betonstahl. Somit ergeben sich die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{Beton}) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.14)$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (\text{Stahl}) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.15)$$

Die Grundlage für die Bemessung der Verankerungs- und Übergreifungslängen ist das Grundmaß der Verankerungslänge. Dieses errechnet sich wie folgt:

$$l_b = (d_s/4) \cdot (f_{yd}/f_{bd}) \quad [\text{mm}] \quad (2.16)$$

mit

$d_s$	Stabdurchmesser [mm]
$f_{yd}$	Bemessungswert der Stahlspannung, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
$f_{bd}$	Bemessungswert der Verbundspannung
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl

Die Verbundspannung  $f_{bd}$  ist abhängig von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons, den Verbundbedingungen und der Art der Bewehrungsstäbe (glatte Stäbe, Rippenstäbe). Für Rippenstäbe errechnet sich die Verbundspannung wie folgt:

$$f_{bd} = (2,25 f_{ctk;0,05}) / \gamma_c \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.17)$$

mit:

$f_{ctk;0,05}$  unterer Grenzwert der charakteristischen Zugfestigkeit (5%-Quantil)

$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$  [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{ctm}$  Mittelwert der Zugfestigkeit

$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$  [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{ck}$  charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen erhält man daraus die in Tabelle 2.3 angegebenen Werte für  $f_{bd}$ .

Tabelle 2.3: Verbundspannung  $f_{bd}$  für Rippenstäbe

	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
$f_{bd}$ in [N/mm <sup>2</sup> ]	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4

Diese Werte sind zudem noch von den vorherrschenden Verbundbedingungen abhängig. Die oben angegebenen Verbundspannungen können für gute Verbundbedingungen angesetzt werden. Bei mäßigen Verbundbedingungen müssen diese Werte um 30% verringert werden.

Als gute Verbundbedingungen gelten:

- Stäbe mit einer Neigung von  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
- Stäbe in Bauteilen mit einer Höhe von  $h \leq 250$  mm
- Stäbe in anderen Bauteilen, falls diese in der unteren Querschnittshälfte liegen
- Stäbe, die 300 mm oder mehr von der Oberkante entfernt liegen

### Verankerungen

Die erforderliche Verankerungslänge  $l_{b,net}$  errechnet sich aus dem Grundmaß der Verankerungslänge  $l_b$ , dem Ausnutzungsgrad der Bewehrung und der Verankerungsart. Je nach Verhältnis der erforderlichen Querschnittsfläche der Bewehrung zur vorhandenen Querschnittsfläche und dem Faktor  $\alpha_a$  kann das Grundmaß der Verankerungslänge verkleinert werden. Die Verankerungslänge darf aber das Mindestmaß  $l_{b,min}$  nicht unterschreiten.

$$l_{b,net} = \alpha_a (A_{s,req} / A_{s,prov}) l_b \geq l_{b,min} \quad [\text{mm}] \quad (2.18)$$

mit:

$\alpha_a$  Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerungsart

$\alpha_a=1,0$  für gerade Stäbe

$A_{s,req}$  erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung [mm<sup>2</sup>]

$A_{s,prov}$  vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung [mm<sup>2</sup>]

$l_{b,min}$  Mindestmaß der Verankerungslänge [mm]

Das Mindestmaß der Verankerungslänge errechnet sich für die Verankerung von Zugstäben mit:

$$l_{b,min} = 0,3 l_b \geq 10 d_s \quad [\text{mm}] \quad (2.19)$$

$$\geq 100\text{mm}$$

Für die Verankerung von Druckstäben zu:

$$l_{b,min} = 0,6 l_b \geq 10 d_s \quad [\text{mm}] \quad (2.20)$$

$$\geq 100\text{mm}$$

### Übergreifungsstöße

Die erforderliche Übergreifungslänge  $l_s$  errechnet sich aus der Verankerungslänge unter Berücksichtigung des Faktors  $\alpha_1$  wie folgt:

$$l_s = \alpha_1 l_{b,net} \geq l_{s,min} \quad [\text{mm}] \quad (2.21)$$

mit:

$l_{b,net}$  Verankerungslänge [mm]

$l_{s,min}$  Mindestmaß der Übergreifungslänge [mm]

$$l_{s,min} \geq 0,3 \alpha_a \alpha_1 l_b \geq 15 d_s \quad [\text{mm}] \quad (2.22)$$

$$\geq 200 \text{ mm}$$

Beiwert  $\alpha_1$  für die Wirksamkeit von Bewehrungsstößen

$\alpha_1=1,0$  für Druck- oder Zugstäbe  
Stoßanteil < 30% und  
beide Abstände  $a \geq 10 d_s$  und  $b \geq 5 d_s$

$\alpha_1=1,4$  für Zugstäbe  
Stoßanteil  $\geq 30\%$  oder  
einer der Abstände  $a < 10 d_s$  oder  $b < 5 d_s$

$\alpha_1=2,0$  für Zugstäbe

Stoßanteil  $\geq 30\%$  und  
 beide Abstände  $a < 10 d_s$  und  $b < 5 d_s$

In Bild 2.48 ist der Achsabstand  $a$  und der Randabstand  $b$  dargestellt.

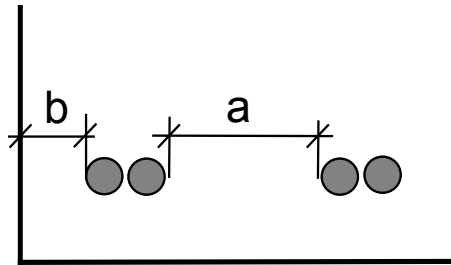


Bild 2.48 Abstände  $a$  und  $b$  (*Eurocode 2 (1992)*)

#### Anforderungen an die Querbewehrung

Bei Verankerungen ohne Querdruck aus Auflagerkräften wie z.B. bei einer indirekten Auflagerung ist eine Querbewehrung mit einer Querschnittsfläche anzuordnen, welche insgesamt 25% der Fläche eines verankerten Stabes beträgt. Bei Übergreifungsstößen, wenn über 20% der Bewehrungsstäbe in einem Querschnitt gestoßen sind, muss die Gesamtquerschnittsfläche der Querbewehrung mindestens der Fläche eines gestoßenen Stabes entsprechen. Für Stoßabstände von  $a \geq 10 d_s$  muss diese Querbewehrung bügelartig ausgebildet werden, anderenfalls kann sie gerade angeordnet werden.

#### Anforderungen an Betondeckung und Stababstände

Die minimale Betondeckung wird zum einen zum Schutz der Bewehrung gegen Korrosion durch die jeweilige Umweltklasse bestimmt. Dies kann im Einzelnen *Eurocode 2 (1992)* entnommen werden. Zum anderen muss zur Sicherung des Verbundes ein Mindestmaß der Betondeckung eingehalten werden. Diese beträgt bei Verankerungen und Stößen gleichermaßen  $c = 1 d_s$ . Beim lichten Stababstand unterscheiden sich Verankerungen und Übergreifungsstöße. Bei Verankerungen beträgt der lichte minimale Stababstand  $a = d_s$ . Bei Übergreifungsstößen ist ein lichter Abstand zwischen den Stößen von  $a = 2 d_s$  oder 20 mm einzuhalten.

Das Grundmaß der Verankerungslänge ist in Bild 2.50, die erforderlichen Übergreifungslängen bei Stahlausnutzung bei minimalen Achs- und Randabständen in Bild 2.51 dargestellt.

#### **2.8.2 Verbunddübel**

Die Bemessung von Verbunddübeln wird in der Praxis in Europa durch bauaufsichtliche nationale oder europäische Zulassungen geregelt. In diesen sind Anwendungsgebiete, Installation, Randbedingungen und die Bemessung geregelt. Pro Dübelgröße werden zulässige Lasten und die zugehörigen Rand- und Achsabstände angegeben. Unterschreiten die Achs- und/oder Randabstände einen angegebenen Wert, muss die zulässige Last reduziert werden. Diese Abminderung ist ebenfalls detailliert in der jeweiligen Zulassung geregelt. Minimale Rand- und Achsabstände sind ebenfalls in der jeweiligen Zulassung für jede Dübelgröße angegeben.

Nach neueren Untersuchungen (*Lehr (2002,; Meszaros (2002), Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998)*) können Verbunddübel ohne Beeinflussung durch Rand oder benachbarte Dübel allgemein nach dem sogenannten „Uniform Bond Stress Model“ bemessen werden (Gleichung (2.23)). Dieses nimmt eine konstante Verbundspannung über die Mantelfläche des Verbunddübels an. Die zulässigen Verbundspannungen sind durch Versuche für jedes System zu bestimmen.

$$N_{uk}^0 = \tau \cdot d \cdot \pi \cdot h_{ef} \quad (2.23)$$

Bei Verankerungen am Rand oder bei Gruppenverankerungen nimmt man für jeden Dübel eine quadratische Einflussfläche an. Überschneidet diese Einflussfläche die Einflussfläche eines anderen Dübels, muss die Bruchlast der Dübelgruppe entsprechend abgemindert werden. Vergleichbar wird vorgegangen, wenn die Einflussfläche eines Dübels oder einer Dübelgruppe den Bauteilrand überschreitet. Nach *Lehr (2002)* berechnet sich der charakteristische Widerstand von Verbunddübeln wie folgt:

$$N_{uk} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot N_{uk}^0 \quad (2.24)$$

In Bild 2.49 sind die projizierten Einflussflächen und die Ermittlung der Projektionsfläche für Gleichung (2.24) dargestellt. In diesem Ansatz wird der kritische Randabstand mit  $c_{cr} = 8 d_s$  und der kritische Achsabstand mit  $s_{cr} = 16 d_s$  angenommen. Wie in den Abschnitten 2.6.4.8 und 2.6.4.9 beschrieben, werden in der Literatur von verschiedenen Autoren zu diesem Ansatz abweichende kritische Abstände angegeben.

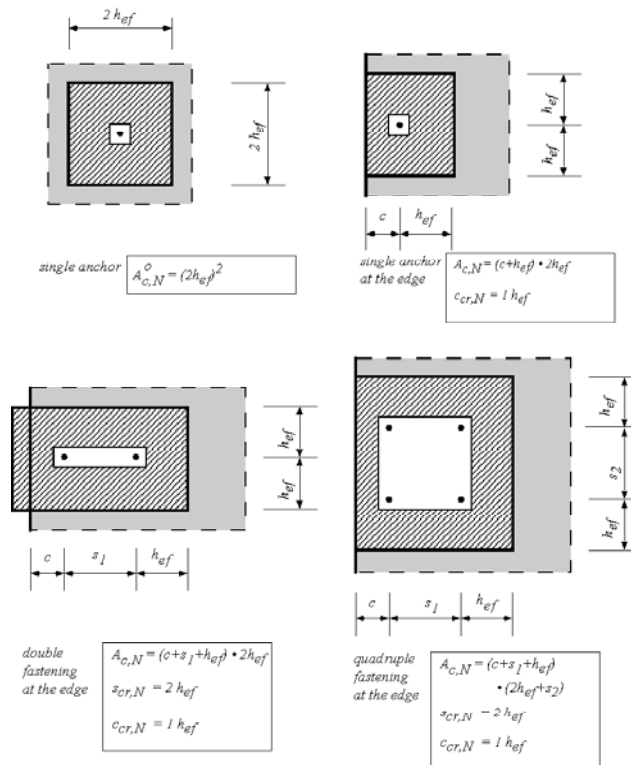


Bild 2.49 Beispiele für die Bestimmung der Einflussflächen bei Verbunddübeln (*Lehr (2002)*)

### 2.8.3 Eingemörtelte Bewehrungsstäbe

Für die auf dem Markt angebotenen Verbundmörtelsysteme werden von den Herstellern die zur Übertragung der nominalen Streckgrenzlast erforderlichen Verbundlängen angegeben. Die Bemessung erfolgt in der Regel nach diesen Herstellerempfehlungen. Zudem wurde an der University of Kansas ein Bemessungskonzept für eingemörtelte Bewehrungsstäbe entwickelt, welches von *Darwin/Salamizavaregh (1993)* publiziert und in Abschnitt 2.7 beschrieben wurde.

In Bild 2.50 sind die Verankerungslängen nach Herstellerangaben, bezogen auf den Stabdurchmesser, in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser aufgetragen. Zum Vergleich ist das Grundmaß der Verankerungslänge nach *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* und zusätzlich die nach dem Bemessungsansatz nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)* errechneten Verankerungslängen (Klasse A Mörtel und randnahe Verankerung) für die verschiedenen Durchmesser im Schaubild mit eingezeichnet. Es ist zu erkennen, dass die von den Herstellern empfohlenen Verankerungslängen deutlich kürzer sind als die Normwerte für einbetonierte Bewehrungsstäbe. Wie in Abschnitt 2.7 beschrieben, werden entsprechend dem Ansatz nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)* mit steigendem Stabdurchmesser größere bezogene Verankerungslängen empfohlen. Im Vergleich unterschreiten die nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)* errechneten Verankerungslängen die Normwerte vor allem für kleine Durchmesser.

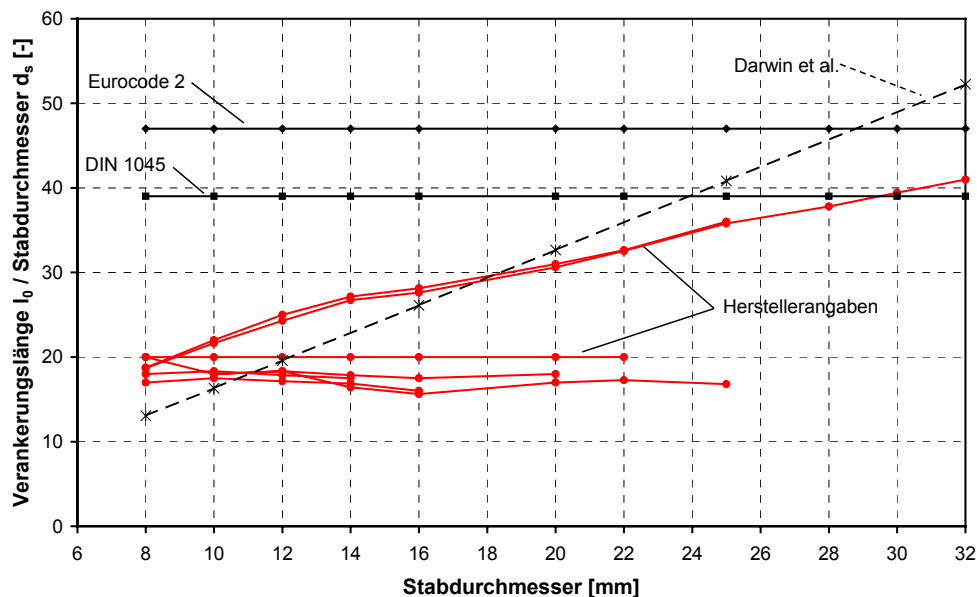


Bild 2.50 Vergleich von empfohlenen Verankerungslängen zur Übertragung der Streckgrenzlast für eingemörtelte Bewehrungsstäbe nach Herstellerangaben mit Bemessungskonzept nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)* und dem Grundmaß der Verankerungslänge nach *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)*; C20/25 bzw. B 25

In vielen Fällen werden eingemörtelte Bewehrungsstäbe durch einen Übergreifungsstoß an eine im Bauteil vorhandene Bewehrung angeschlossen. Diese Anschlüsse müssen nach den Massivbaunormen als Übergreifungsstoß bemessen werden. Bild 2.51 zeigt daher einen Vergleich der von Herstellern empfohlenen Übergreifungslängen mit den Übergreifungslängen nach *DIN 1045 (1988)*, *Eurocode 2 (1992)* und *Darwin/Salamizavaregh (1993)* zur Übertragung der Streckgrenzlast. Der Vergleich zeigt, dass die von Herstellern empfohlenen Übergreifungslängen bis zu 70% kürzer sind als die nach den Normen erforderlichen Werte. Ähnliche Unterschiede sind auch zwischen dem Ansatz nach *Darwin/Salamizavaregh (1993)* und den Normen.

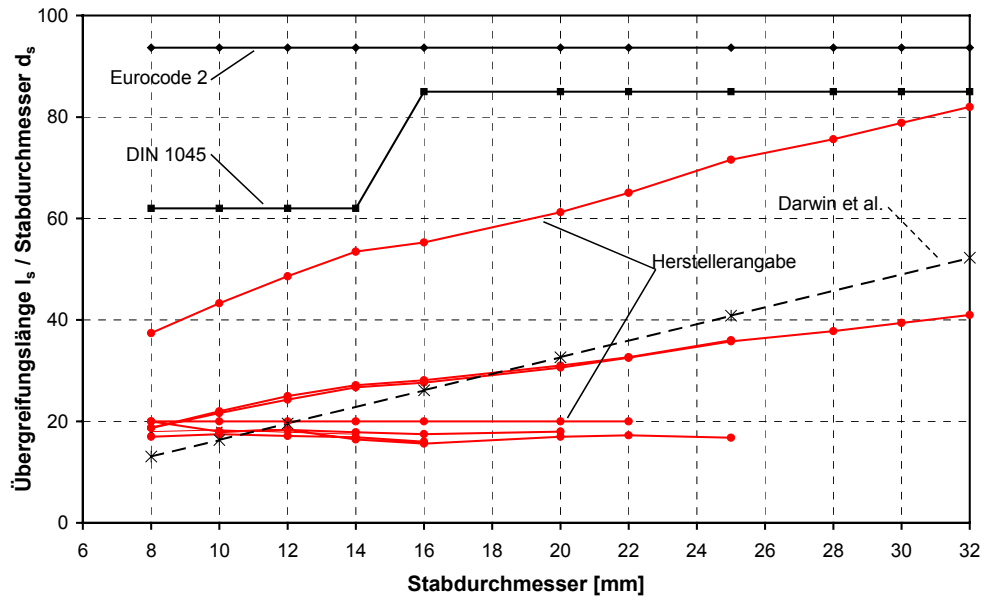


Bild 2.51 Vergleich von empfohlenen Übergreifungslängen zur Übertragung der Streckgrenzlast für eingemörtelte Bewehrungsstäbe nach Herstellerangaben mit Bemessungskonzept nach *Darwin/Salamizavaregh* (1993) und Werten nach *DIN 1045* (1988) und *Eurocode 2* (1992); C 20/25 bzw. B 25

Die von Herstellern empfohlenen Verbundlängen wurden aus den Ergebnissen von Ausziehversuchen in ungerissenem Beton abgeleitet, bei denen aufgrund der Versuchsanordnung nur Versagen durch Herausziehen der Bewehrungsstäbe oder Stahlbruch auftreten konnte. Weiterhin unterscheiden die Hersteller in der Regel nicht zwischen Verankerungen und Übergreifungsstößen. Demgegenüber berücksichtigen *DIN 1045* (1988) und *Eurocode 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.

Bei dem Ansatz nach *Darwin/Salamizavaregh* (1993) wird ebenfalls nicht zwischen Verankerungen und Übergreifungsstößen unterschieden. Die Verbundspannungen werden durch Auszugsversuche mit geringer Betondeckung ermittelt, welche aber immer noch größer sind als die nach dem Stahlbetonbau üblichen Betondeckungen. Zudem wurde ebenfalls keine Rissbildung parallel zu den verankerten Stäben berücksichtigt. Da, wie in Abschnitt 2.7 beschrieben, der Stabdurchmesser nicht berücksichtigt wird und die Referenzversuche mit einem Stabdurchmesser  $d_s = 15,9$  mm durchgeführt werden, sind vor allem bei kleineren Stabdurchmessern die zulässigen Verbundspannungen deutlich größer und dadurch die erforderliche Verankerungslänge reduziert.

Nimmt man an, dass sich die Verbundfestigkeit bei der Versagensart Spalten des Betons unter sonst gleichen Bedingungen bei einem eingemörtelten Stab gegenüber einem einbetonierten Bewehrungsstab nicht wesentlich unterscheidet, sind die von Herstellern und nach *Darwin/Salamizavaregh* (1993) empfohlenen Verbundlängen in vielen Anwendungsfällen zu kurz und Verbund- oder Spaltversagen ist deutlich vor Erreichen der Streckgrenze zu erwarten.

### 3 Experimentelle Untersuchungen an eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben

#### 3.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von eingemörtelten Bewehrungsstäben wurden Versuche an Einzelstäben sowie an Übergreifungsstößen durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss von geometrischen, werkstofftechnischen sowie klimatischen Faktoren auf das Tragverhalten untersucht. Verwendet wurden sieben verschiedene Verbundmörtelsysteme, wobei die Bohrlochreinigung und das Bohrverfahren bei den einzelnen Systemen zum Teil variiert wurden. Bei allen Versuchsreihen wurden vergleichend einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe untersucht. Ziel der Versuche war es, eine Versuchsdatenbank mit den maßgeblichen Einflussfaktoren zu erarbeiten, welche als Basis für die Entwicklung eines Bemessungskonzeptes dienen soll.

Zudem wurden Versuche zur Durchführbarkeit der Installation von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei unterschiedlichen Randbedingungen durchgeführt. Diese Ergebnisse sind zur Ermittlung der minimal zulässigen Randbedingungen erforderlich.

##### 3.1.1 Verwendete Systeme

Bei den durchgeführten Versuchen wurden die im folgenden aufgelisteten Mörtel verwendet. Da die Versuche zum Teil im Rahmen von Zulassungsverfahren durchgeführt wurden, werden in der Dissertation die aufgeführten codierten Bezeichnungen verwendet und die Namen von Herstellern und Mörtel nicht genannt.

Injektionssystem UP1: Dieses Verbundmörtelsystem besteht aus einem Epoxy-Acrylat-Harz und Härter. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems bei einer Temperatur von 20° C 6 Minuten; der eingemörtelte Stab ist nach 45 Minuten voll belastbar. Die zwei Komponenten sind getrennt in einem zusammenhängenden Kartuschensystem aufbewahrt. Die Mischung von Harz und Härter erfolgt bei der Injektion durch einen im aufgeschraubten Injektionsrohr integrierten Statikmischer.

Injektionssystem UP2: Dieses sogenannte Hybridsystem besteht aus einem anorganischen sowie einem organischen Bindemittel. Das organische Bindemittel ist ein styrolfreies Vinylesterharz. Das anorganische Bindemittel ist ein Portlandzement. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems bei einer Temperatur von 20° C 4 Minuten; der eingemörtelte Stab ist nach 60 Minuten voll belastbar. Der prinzipielle Kartuschaufbau und die Mischprozedur sind analog System UP1.

Injektionssystem HH: Hierbei handelt es sich ebenfalls um ein Hybridsystem aus anorganischem sowie organischem Bindemittel. Das organische Bindemittel ist ein Urethanmethacrylatharz. Das anorganische Bindemittel ist Tonerde-Schmelzzement. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems bei einer Temperatur von 20° C 6 Minuten; der eingemörtelte Stab ist nach 50 Minuten voll belastbar. Der prinzipielle Kartuschaufbau und die Mischprozedur sind analog System UP1.



Injektionssystem SP: Hierbei handelt es sich um ein System auf Epoxidbasis. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems bei einer Temperatur von 20° C 7 Minuten; der eingemörtelte Stab ist nach 3 Stunden zu 50% bzw. nach 24 Stunden voll belastbar. Der prinzipielle Kartuschaufbau und die Mischprozedur sind analog System UP1.

Injektionssystem WW: Dieses System basiert auf einem ungesättigten Polyesterharz. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems bei einer Temperatur von 20° C 6 Minuten; der eingemörtelte Stab ist nach 60 Minuten voll belastbar. Der prinzipielle Kartuschaufbau und die Mischprozedur sind analog System UP1.

Mörtelsystem PA: Hierbei handelt es sich um eine Fertigmischung mit dem Bindemittel Portlandzement. Die Fertigmischung wird mittels eines Statikmischers oder einem in einer Bohrmaschine eingespannten Quirl mit Wasser angerührt. Die Verarbeitungszeit bei 20° C beträgt 60 Minuten. Der Mörtel hat nach Herstellerangaben nach einem Tag eine Druckfestigkeit von  $f_c = 49 \text{ N/mm}^2$  und nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von  $84 \text{ N/mm}^2$ .

Mörtelsystem PT: Hierbei handelt es sich ebenfalls um eine Fertigmischung mit dem Bindemittel Portlandzement. Verarbeitung analog Mörtelsystem PA. Die Verarbeitungszeit bei 20° C beträgt 60 Minuten. Der Mörtel hat nach Herstellerangaben nach einem Tag eine Druckfestigkeit von  $f_c = 24 \text{ N/mm}^2$  und nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von  $80 \text{ N/mm}^2$ .

### **3.1.2 Verwendete Bewehrungsstäbe**

Die Versuche wurden ausschließlich mit gerippten Bewehrungsstäben durchgeführt. Um Stahlbruch beim Versuch ausschließen zu können, wurden je nach Belastung handelsübliche Bewehrungsstäbe BSt 500 oder hochfeste gerippte Bewehrungsstäbe verwendet. Bei den hochfesten Bewehrungsstäben handelte es sich um gerippte Spannstähle vom Typ St 900/1100 oder um hochfeste Bewehrungsstäbe aus rostfreiem V4A – Stahl. Die bezogene Rippenfläche der Bewehrungsstäbe wurde gemessen und ist in der Zusammenstellung der Versuchsergebnisse aufgeführt.

### **3.1.3 Versuche mit Dehnmessstreifen (DMS)**

Um die Lasteinleitung und Verbundspannungsverteilung bei den eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben näher zu untersuchen, wurden die Bewehrungsstäbe bei einigen Versuchen der Länge nach mit Dehnmessstreifen (nachfolgend DMS genannt) bestückt. Die DMS wurden im Zentrum der Bewehrungsstäbe angeklebt. Hierzu wurde seitlich ein 4 mm breiter und 6 mm tiefer Schlitz in den Bewehrungsstab eingefräst. Dieser diente zur Führung der Kabel. An der Position, wo die DMS angebracht werden sollten, wurde ein weiterer Schlitz mit der Breite von 0,8 mm bis zum Zentrum des Stabes eingefräst. In diesem Schlitz wurden die DMS angeklebt. Die Geometrie und die Anordnung der DMS sind in Bild 3.1 im Detail dargestellt. Der Abstand der DMS war je Versuchstyp immer gleich (Auszugsversuche 60 mm; Stoßversuche 75 mm). Da bei den Auszugsversuchen zum Teil die Verankerungslänge variiert wurde, führte dies bei kürzeren Verankerungen zu weniger DMS pro Verankerung als bei längeren Verankerungen. Die DMS wurden vor dem Versuch durch Belastung des Stabes kalibriert. Auf diese Weise wurde ein spezifischer Kalibrierfaktor für jeden einzelnen DMS ermittelt.

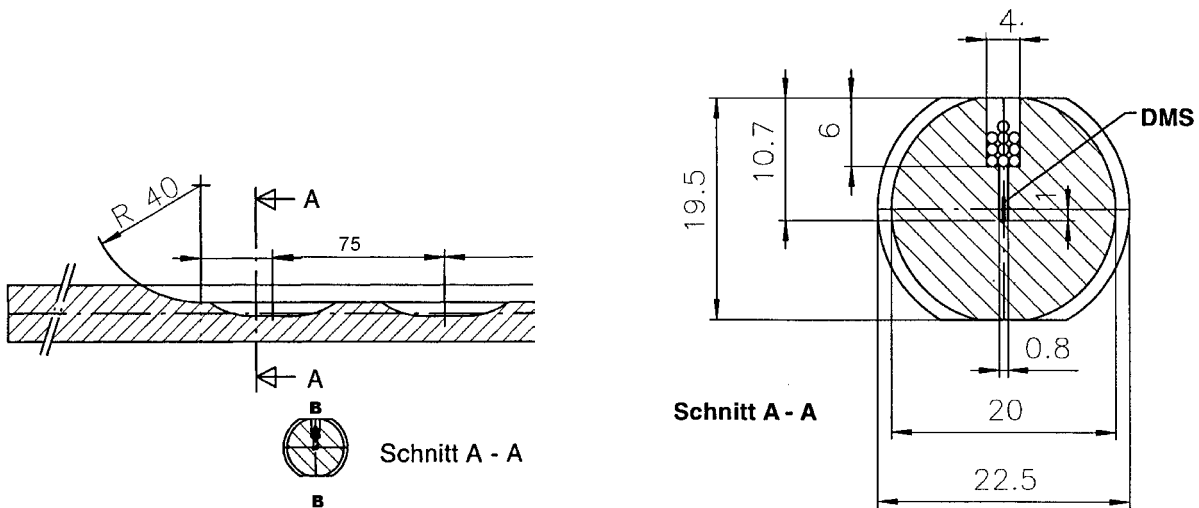


Bild 3.1 Längsschnitt und Schnitt A-A des DMS – bestückten Stabes; Maße in [mm]

Vereinfachend wurde die Verbundspannung zwischen zwei DMS als konstant angenommen. 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. Aufgrund des weiten Abstandes der angebrachten DMS und der vereinfachten Annahme einer linearen Spannungsverteilung zwischen den einzelnen Messstellen werden lokale Spannungsspitzen nicht erfasst. Es wird nur ein tendenzieller Verlauf der Verbundspannungen und Stahlspannungen ermittelt. Bei der Auswertung wurde an der Betonoberfläche die Stahlspannung angesetzt, welche aus der mit der Kraftmessdose gemessenen Belastung ermittelt wurde. Die Stahlspannung am unbelasteten Ende der Stäbe wurde mit  $0 \text{ N/mm}^2$  angenommen. Eine so ermittelte Verbundspannungsverteilung ist in Bild 3.2 schematisch für einen eingemörtelten Bewehrungsstab dargestellt.

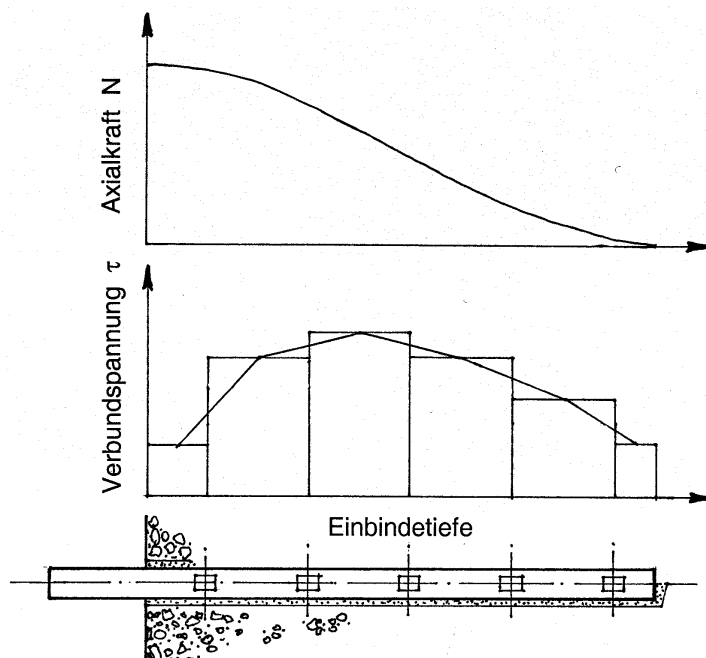


Bild 3.2 Schematische Darstellung der Auswertung der Versuche mit DMS

## **3.2 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Einzelstäben ohne Anschlussbewehrung**

### **3.2.1 Allgemeines**

Um das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben ohne Anschlussbewehrung zu untersuchen, wurden Auszugsversuche an Einzelstäben durchgeführt. Zum Vergleich wurden Auszugsversuche an einbetonierten Bewehrungsstäben mit gleichen geometrischen und versuchs-technischen Randbedingungen durchgeführt.

### **3.2.2 Versuchsaufbau und Messtechnik**

Die Versuche mit großer und kleiner Betondeckung wurden mit enger Abstützung durchgeführt. Durch diese Versuchsanordnung wurde ein Betonausbruch verhindert, jedoch Herausziehen des Stabes (Verbundbruch) bzw. Spalten der Betondeckung nicht wesentlich beeinflusst. Dies entspricht den in Bild 2.6 beschriebenen Krafftflüssen bei Verankerungen im Stahlbetonbau, bei welchen die eingeleitete Zugkraft von einer ankommenden Druckstrebe aufgenommen wird.

Der Versuchsaufbau für Versuche mit großer Betondeckung ist in Bild 3.3 dargestellt. Über einen Hydraulikzylinder wurde die Zugkraft in den Bewehrungsstab eingeleitet. Der Ausziehbock stützte sich gegen eine Stahlplatte mit Durchgangsloch ab, die auf der Betonoberfläche auflag. Um eine gleichförmige Auflage auf der Betonoberfläche zu erzielen, wurden zwischen Stahlplatte und Beton zwei Platten Teflon eingelegt. Die Koppelung der Bewehrungsstäbe mit der Belastungseinrichtung erfolgte je nach verwendetem Bewehrungsstab über ein aufgeschnittenes Gewinde, die Gewinderippen des Bewehrungsstabes oder eine Klemmvorrichtung mit Keilen. Die Versuche wurden näherungsweise weggesteuert gefahren. Gemessen wurde die Auszugslast und die Verschiebung des Bewehrungsstabes gegenüber dem Beton am belasteten Stabende. Die Verschiebung des Bewehrungsstabes wurde über zwei Wegaufnehmer gemessen, welche am Bewehrungsstab unterhalb der Lasteinleitung befestigt waren.

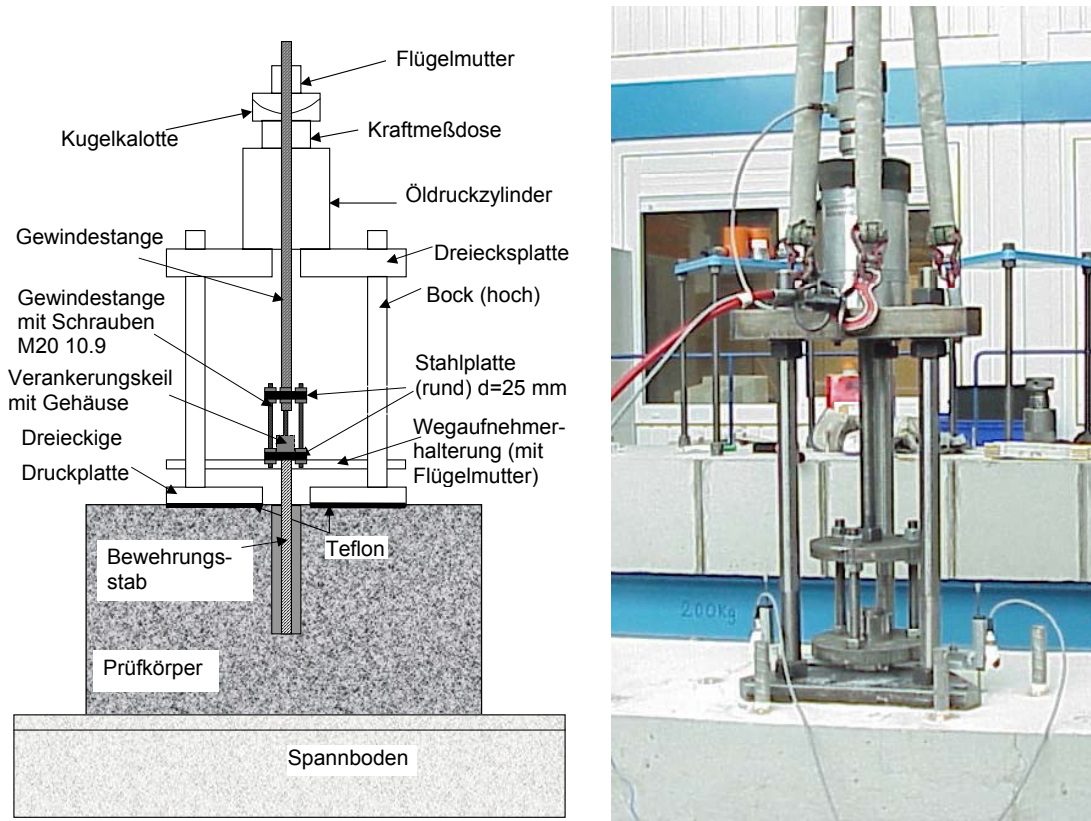


Bild 3.3 Versuchsaufbau der Auszugsversuche mit großer Betondeckung; Versuche mit enger Abstützung

Der Versuchsaufbau für Versuche mit kleiner Betondeckung ist in Bild 3.4 dargestellt. Der Versuchsaufbau gleicht größtenteils dem des Auszugsversuches mit großer Betondeckung. Unterschiedlich ist, dass die Stahlplatte auf der Betonoberfläche und einer höhenverstellbaren Auflagerung außerhalb des Betonkörpers auflag. Die ebenfalls zwischen Stahlplatte und Betonoberfläche aufeinandergelegten Teflonplatten ermöglichen eine näherungsweise gleichförmige Auflagerung auf der Betonoberfläche und minimieren zudem die Reibung zwischen Stahl und Beton, um ein möglichst ungehindertes Spalten der Betondeckung zu gewährleisten. Um ein Abheben der Betonplatte bei der Belastung zu verhindern, wurde die Betonplatte über Querträger mit dem Untergrund verspannt. Auf diese Weise wurde ein kraftschlüssiges System zwischen Betonplatte und höhenverstellbarer außerhalb liegender Auflagerung hergestellt. Im Falle der Versuche mit kleiner Betondeckung wurde zum Teil zusätzlich ein Wegaufnehmer seitlich an der Betonoberfläche aufgeklebt, um das Spalten der Betondeckung näher zu untersuchen. Die Anordnung dieses Wegaufnehmers ist in Bild 3.5 dargestellt.

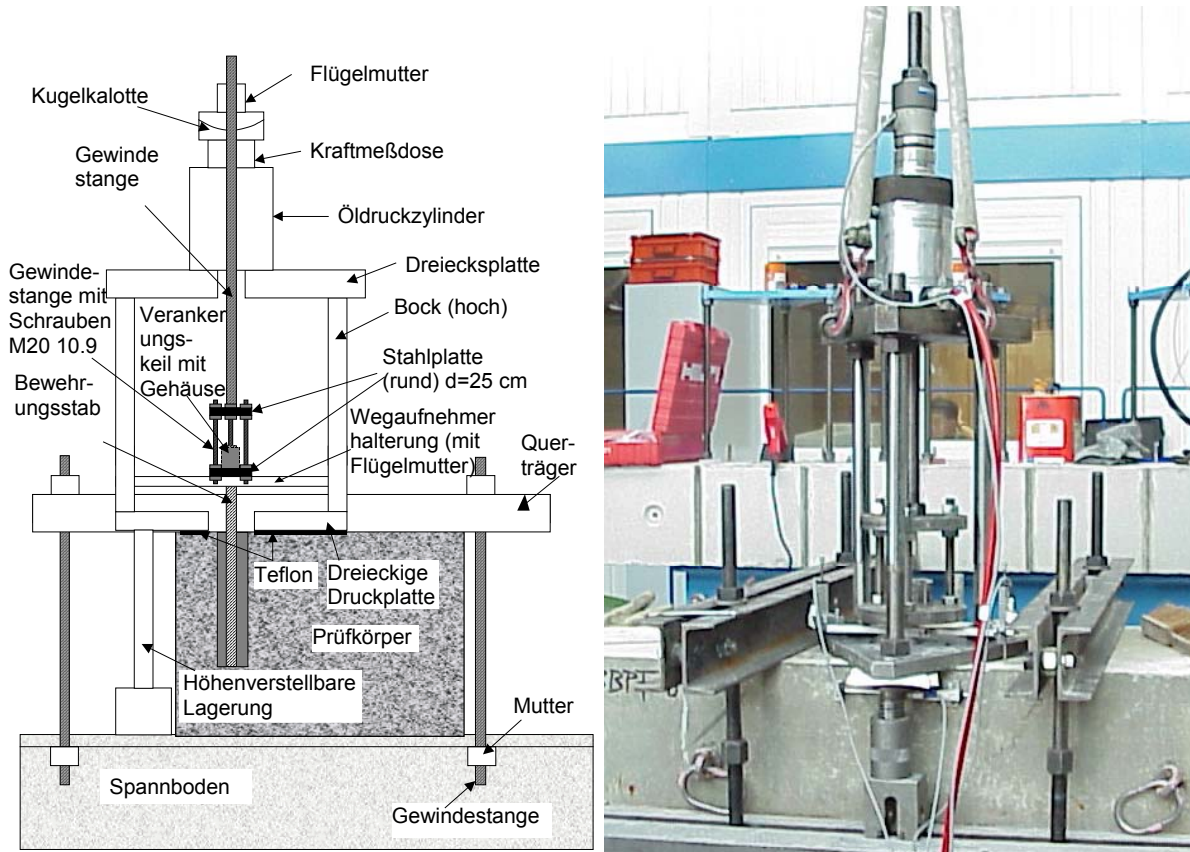


Bild 3.4 Versuchsaufbau der Auszugsversuche mit kleiner Betondeckung; Versuche mit enger Abstützung

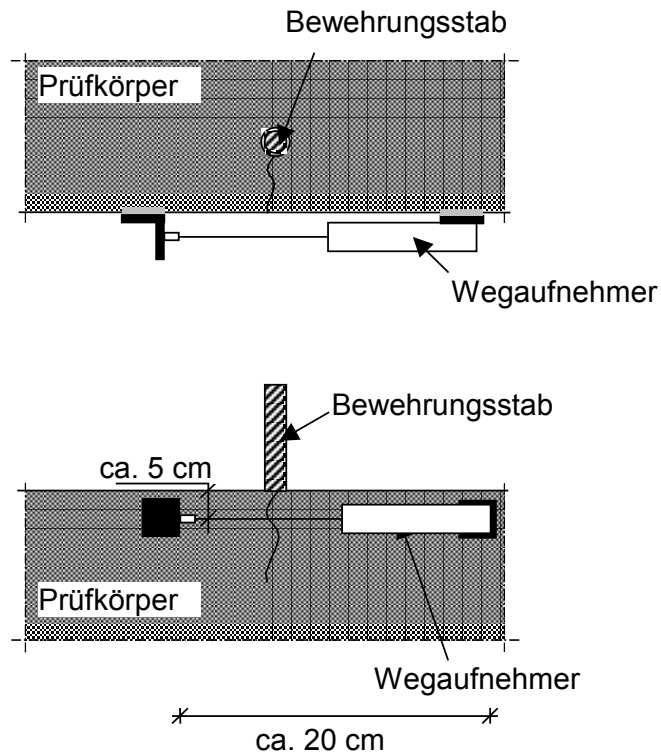


Bild 3.5 Anordnung des Wegaufnehmers an der Betonoberfläche zur Messung der Öffnung des Spaltrisses

Zusätzlich wurden Versuche mit weiter Abstützung durchgeführt. Die Versuche dienten der Untersuchung des Einflusses der Verankerungstiefe und der Lasteinleitung. Der Versuchsaufbau ist in Bild 3.6 dargestellt. Versuchsablauf und Messung von Verschiebung und Last wurden entsprechend den Versuchen mit enger Abstützung durchgeführt. Lediglich die Stahlplatte zwischen Belastungsbock und Betonplatten wurde nicht eingelegt.

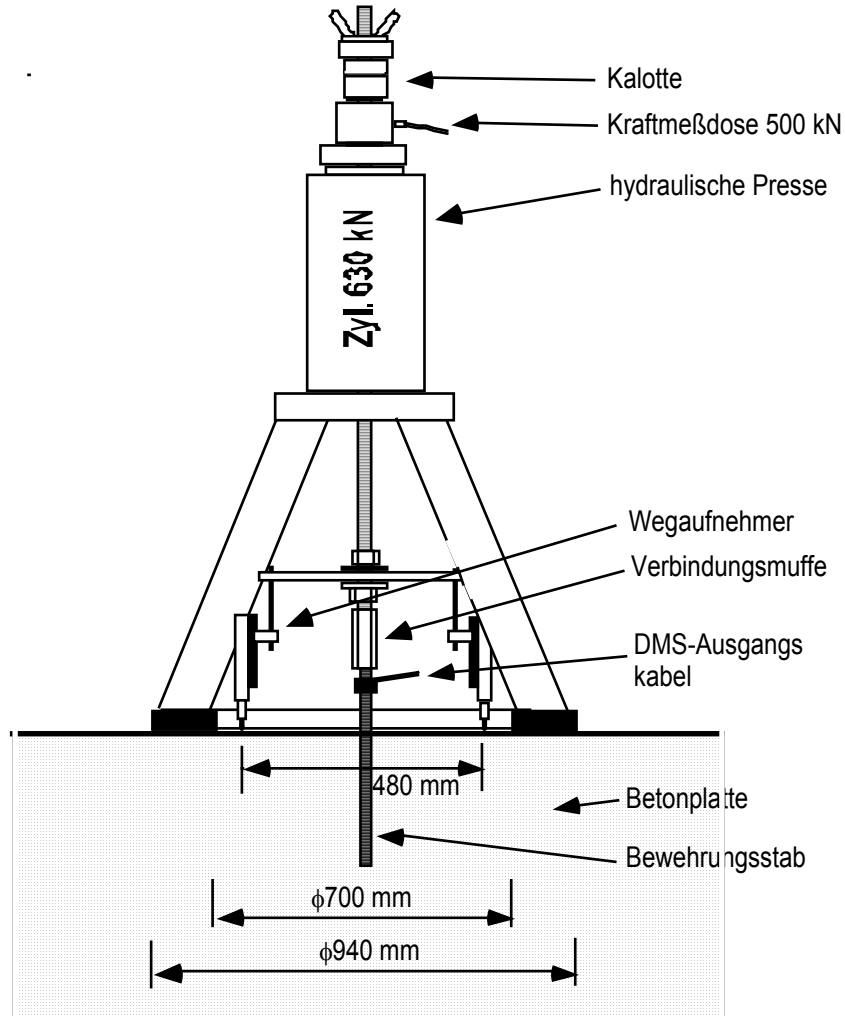


Bild 3.6 Versuchsaufbau der Auszugsversuche mit großer Betondeckung; Versuche mit weiter Abstützung

### 3.2.3 Übersicht über die durchgeführten Versuche

Es wurden Auszugsversuche mit großer und kleiner Betondeckung durchgeführt. Die Abstützung der Belastungsvorrichtung auf der Betonoberfläche erfolgte mit engem und weitem Abstand zum belasteten Bewehrungsstab. Bei allen Versuchsreihen wurden eingemörtelte und einbetonierte Bewehrungsstäbe im Vergleich geprüft. Die im Folgenden aufgelisteten Parameter wurden variiert:

- Verbundmörtelsystem
- Stabdurchmesser
- Einbindetiefe
- Betondeckung
- Größe des Ringspaltes
- Bohrlochreinigung

- Temperatur
- Aushärtezeit
- Betonfestigkeit
- Bohrverfahren

Eine detaillierte Aufstellung der Versuchsparameter und Versuchsergebnisse enthält Anhang A.

### 3.2.4 Definition der Verbundspannung

Bei der Auswertung der Auszugsversuche wurde die Verbundspannung  $\tau$  als konstant über die ganze Verankerungslänge angenommen. Als maßgebender Durchmesser wurde sowohl bei den eingemörtelten als auch bei den einbetonierten Bewehrungsstäben der Stabdurchmesser angesetzt. Die Berechnung erfolgte gemäß Gleichung (3.1).

$$\tau_u = \frac{F_u}{\pi \cdot d_s \cdot l_v} \quad (3.1)$$

mit

$\tau_u$	mittlere Verbundfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$F_u$	Höchstlast [N]
$d_s$	Stabdurchmesser [mm]
$l_v$	Einbindetiefe [mm]

### 3.2.5 Definition der Betondeckung

Die Betondeckung  $c$  wurde bei den eingemörtelten Stäben, wie im Stahlbetonbau üblich, als der Abstand von der Betonoberfläche bis zum Stab definiert. Die eingemörtelten Stäbe wurden im Achsabstand wie die einbetonierten Stäbe angeordnet. Wie in Bild 3.7 dargestellt, führt dies bei den eingemörtelten Stäben zu einer geringeren effektiven Betondeckung  $c_{ef}$  als bei den vergleichbaren einbetonierten Stäben infolge des vorhandenen Ringspaltes. Bei dieser Anordnung kann bei beiden Stäben bei konstruktiven Betrachtungen die gleiche innere statische Nutzhöhe der Bewehrung angesetzt werden.

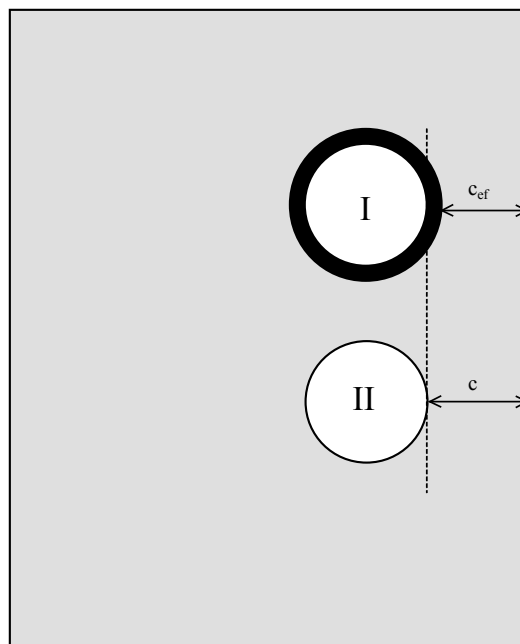


Bild 3.7 Definition der Betondeckung  $c$

### 3.2.6 Versuchsergebnisse

#### 3.2.6.1 Einfluss des Verbundmörtels

In Bild 3.8 sind die Ergebnisse von Auszugsversuchen an Bewehrungsstäben dargestellt, die mit verschiedenen Verbundmörtelprodukten eingemörtelt wurden. Zum Vergleich wurden die Werte von vergleichbaren einbetonierten Bewehrungsstäben im Schaubild mit aufgenommen. Alle Versuche wurden mit guter Bohrlochreinigung im trockenem Beton durchgeführt - Zementmörtel PT und PA mit Hochdruckwasserreinigung; sonstige Systeme mit Ausblasen und Ausbürsten. Die Versuche zeigen einen deutlichen Einfluss des Verbundmörtels auf die Verbundfestigkeit. Die Hybridsysteme HH, UP2 und das Epoxidsystem SP weisen eine vergleichbare bzw. nur geringfügig kleinere Verbundfestigkeit als die einbetonierten Bewehrungsstäbe auf. Die Versuche wurden in einem Beton der Druckfestigkeit  $f_{cc} = 35 - 39 \text{ N/mm}^2$  durchgeführt. Wie in Abschnitt 3.2.6.7 aufgeführt, können die Produkte bei Betonen mit geringerer Druckfestigkeit zum Teil höhere Verbundfestigkeiten aufweisen als die vergleichbaren einbetonierten Bewehrungsstäbe (vgl. auch Abschnitt 3.2.6.4).

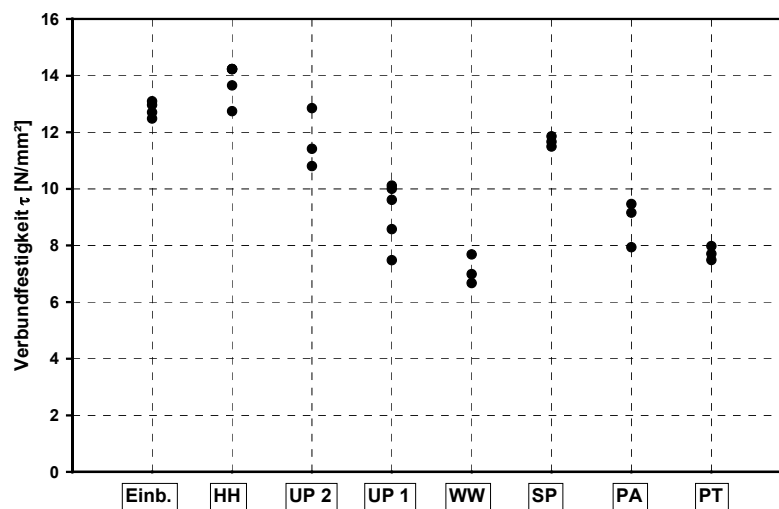


Bild 3.8 Auszugsversuche mit enger Abstützung; Stäbe mit großer Betondeckung;  $d_s = 20 \text{ mm}$ ,  $l_v = 300 \text{ mm}$ , gute Bohrlochreinigung,  $f_{cc} = 35 - 39 \text{ N/mm}^2$

In Bild 3.9 sind gemittelte Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurven von mit unterschiedlichen Systemen eingemörtelten Bewehrungsstäben dargestellt. Zum Vergleich enthält das Schaubild ebenfalls die gemittelte Kurve von einbetonierten Bewehrungsstäben. Alle Versuche wurden in trockenem Beton mit guter Bohrlochreinigung durchgeführt. Die Versuche mit einbetonierten Bewehrungsstäben und die Versuche mit System HH eingemörtelten Bewehrungsstäben wurden in einem Beton niedrigerer Festigkeit durchgeführt als die übrigen Versuche. Die Versuche mit vergleichbarer Betondruckfestigkeit (System HH und Einbetoniert), welche in Bild 3.8 enthalten sind, wurden mit nicht vergleichbarer Wegmessung durchgeführt, weswegen sie beim Vergleich der Last-Verschiebungskurven nicht verwendet werden konnten.

Die Versuche zeigen einen deutlichen Einfluss des Verbundmörtelproduktes auf die Verbundfestigkeit und die Verbundsteifigkeit. Die Stäbe, eingemörtelt mit den sogenannten Hybridmörteln HH und UP2, weisen eine vergleichbare Steifigkeit und eine höhere Festigkeit auf als die einbetonierten Bewehrungsstäbe. Die Stäbe, eingemörtelt mit dem Polyesterharz WW, zeigen deutlich niedri-



gere Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit. Entgegengesetzt verhält es sich bei Zementmörtel PA und dem Epoxidsystem SP. Diese verhalten sich deutlich steifer, wobei das Epoxidsystem höhere und das Zementsystem niedrigere Verbundfestigkeiten als die einbetonierten Bewehrungsstäbe aufweisen.

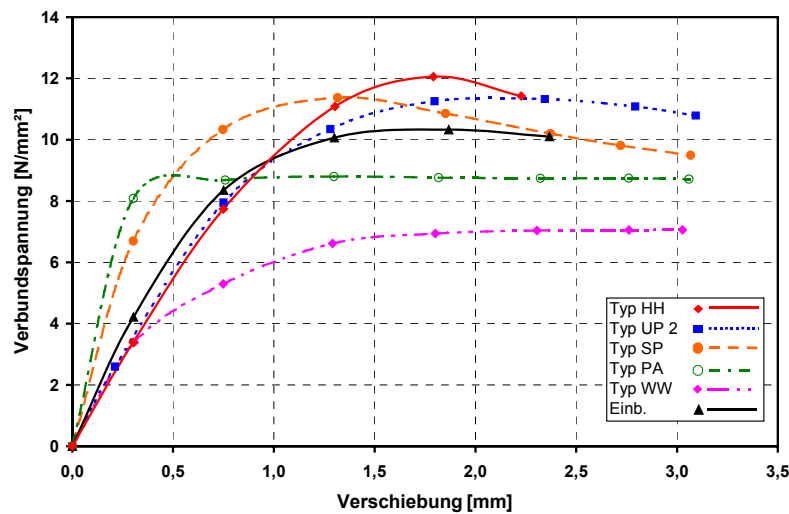


Bild 3.9 Auszugsversuche mit enger Abstützung; Stäbe mit großer Betondeckung;  $d_s = 20 \text{ mm}$ ,  $l_v = 300 \text{ mm}$ , gute Bohrlochreinigung,  $f_{cc} = 35 \text{ N/mm}^2$  (Typ UP2, SP, PA, WW),  $f_{cc} = 26 \text{ N/mm}^2$  (Einbetoniert),  $f_{cc} = 30 \text{ N/mm}^2$  (Typ HH)

### 3.2.6.2 Einfluss der Einbindetiefe

Zum Einfluss der Einbindetiefe auf das Tragverhalten wurden zwei verschiedene Serien von Versuchen durchgeführt. Zum Einen wurden Auszugsversuche mit weiter Abstützung gemäß Bild 3.6 durchgeführt. Dabei wurden ein gleicher Stabdurchmesser, eine gleiche Bohrlochreinigung und gleiche Materialien bei allen Versuchen eingesetzt. Lediglich die Einbindetiefe wurde von  $l_v = 120 \text{ mm}$  bis  $l_v = 300 \text{ mm}$  variiert. Alle Versuche wurden mit großer Betondeckung durchgeführt. Die Versuche zeigen bei den eingemörtelten Bewehrungsstäben mit Einbindetiefen von  $l_v = 180$  bis  $300 \text{ mm}$  keinen Einfluss der Einbindetiefe auf die Verbundfestigkeit. Bei den Versuchen mit  $l_v = 120 \text{ mm}$  ist ein leichter Abfall der Verbundfestigkeit zu erkennen. Dieser ist auf eine verminderte Tragfähigkeit des oberflächennahen Bereiches der Verbundfläche zurückzuführen, welcher bei den Versuchen mit kleiner Einbindetiefe einen prozentual größeren Anteil an der Gesamtverbundfläche ausmacht. Dieser Sachverhalt wird näher in Abschnitt 3.2.8 im Rahmen der Auswertung der Messungen mit Dehnmessstreifen erläutert.

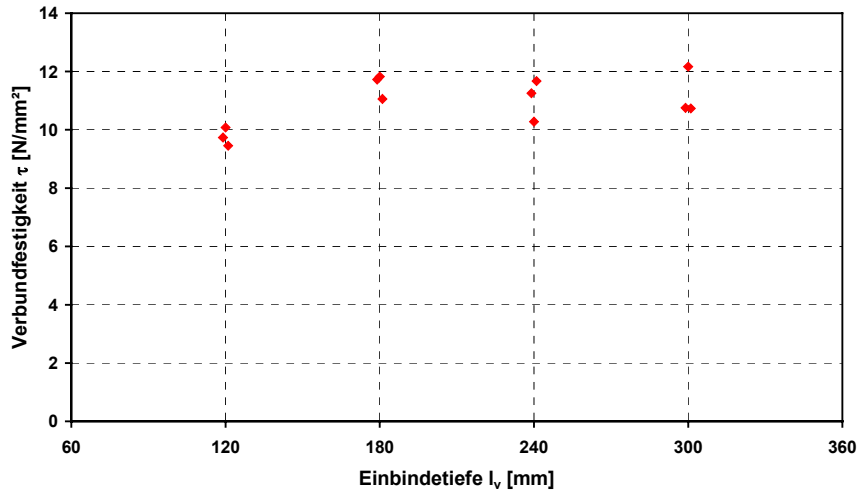


Bild 3.10 Auszugsversuche mit weiter Abstützung und großer Betondeckung;  $d_s = 20$  mm; System HH; C20/25

Zum Zweiten wurden Auszugsversuche mit enger Abstützung durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurden ebenfalls Stäbe mit Durchmesser  $d_s = 20$  mm eingemörtelt. Die Einbindetiefe wurde mit  $l_v = 200$  und  $300$  mm gewählt. Bei dieser Versuchsreihe wurden Versuche mit den Systemen UP1, UP2 und HH durchgeführt. Zudem wurden Vergleichsversuche mit einbetonierten Bewehrungsstäben gefahren. Die Versuche zeigen einen geringfügigen Anstieg der Verbundfestigkeit mit steigender Einbindetiefe. Dies ist möglicherweise ebenfalls auf die oben beschriebene verminderte Tragfähigkeit des oberflächennahen Verbundbereiches zurückzuführen, welcher bei den Stäben mit kleinerer Verankerungstiefe ein größeres Gewicht hat, obwohl bei den Versuchen mit weiter Abstützung im Bereich von  $l_v = 200$  bis  $300$  mm kein Einfluss mehr festgestellt werden konnte.

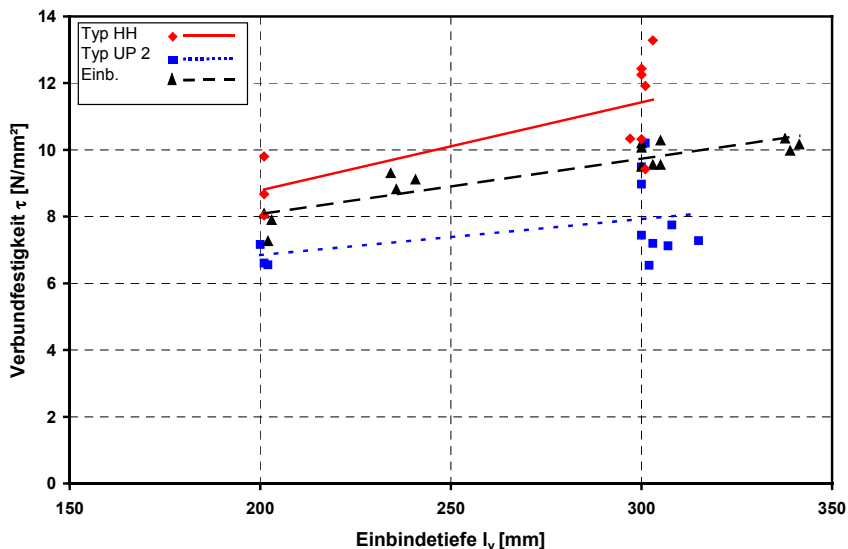


Bild 3.11 Auszugsversuche mit enger Abstützung und großer Betondeckung;  $d_s = 20$  mm; System HH, UP2 und Einbetoniert; gute Bohrlochreinigung; C20/25

Das hier beschriebene Verhalten ist produktabhängig. Je nach Verbundsteifigkeit und Verbundcharakteristik des einzelnen Produktes kann eine begrenzte Verbundfläche für die Lastabtragung auf einmal aktiviert werden. Bei den hier untersuchten Systemen HH und UP2 war der Einfluss der

Einbindetiefe auf die durchschnittliche Verbundfestigkeit im Bereich  $l_v < 15 d_s$  vernachlässigbar klein. Aber auch bei diesen Produkten ist bei immer größer werdender Einbindetiefe eine Grenze zu erwarten, ab welcher mit steigender Einbindetiefe die durchschnittliche Verbundfestigkeit abfällt. Dieser Sachverhalt ist in Abschnitt 4.3 auf Basis der durchgeführten numerischen Simulationen näher erläutert.

### 3.2.6.3 Einfluss der Betondeckung

In vielen Fällen werden die eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit kleiner Betondeckung verankert, um z.B. bei Anschlüssen von Biegemomenten einen möglichst großen inneren Hebelarm zu erhalten. Bei Anschlüssen mit kleiner Betondeckung versagen einbetonierte Bewehrungsstäbe durch Spalten der Betondeckung bei einer, im Vergleich zu Versuchen mit großer Betondeckung, verminderten Verbundfestigkeit (vgl. Abschnitt 2.5.1.2).

Um zu untersuchen, ob diese Versagensart bei eingemörtelten Bewehrungsstäben mit kleiner Betondeckung ebenfalls auftritt und ob der Abfall der Verbundfestigkeit bei verkleinerter Betondeckung dem von einbetonierten Bewehrungsstäben vergleichbar ist, wurden Auszugsversuche von eingemörtelten Bewehrungsstäben am Rand durchgeführt. Zusätzlich wurden in den selben Platten Vergleichsversuche mit einbetonierten Bewehrungsstäben durchgeführt. Die Versuchsergebnisse der Stäbe mit großer Betondeckung wurden im Schaubild mit einer Betondeckung von  $c = 150$  mm angenommen, da bei diesem Randabstand ein Spalten der Betondeckung ausgeschlossen werden kann.

Bild 3.12 zeigt die Versuchsergebnisse von Auszugsversuchen eingemörtelter und einbetonierter Bewehrungsstäbe mit kleiner und großer Betondeckung. Das Versagen erfolgte bei kleiner Betondeckung durch Spalten des Betons und bei großer Betondeckung durch Herausziehen. Im Schaubild wurde der Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit auf Basis der Versuchsergebnisse durch bilineare Kurven angenähert. In Wirklichkeit dürfte ein gekrümmter Verlauf vorhanden sein. Je nach verwendetem Verbundmörtelsystem ist die Verbundfestigkeit der eingemörtelten Bewehrungsstäbe bei großer Betondeckung etwas höher oder niedriger als die der einbetonierten Stäbe. Dies stimmt mit *Darwin/Salamizavaregh (1993)* und den Versuchsergebnissen in Abschnitt 3.2.6.1 überein. Bei kleiner Betondeckung ist der Unterschied geringer, wobei aber bei der Versagensart Spalten ebenfalls die Verbundfestigkeit des Verbundmörtelsystems einen Einfluss zeigt. Zwei Gründe für diesen Einfluss können angenommen werden. Nach *Meszaros (2002)* (vgl. Abschnitt 2.6.4.10) ist die Verbundfestigkeit von eingemörtelten Stäben im Riss abhängig von der Verbundfestigkeit im ungerissenen Beton und von der Rissbreite. Nimmt man an, dass die Rissbreiten bei allen Versuchen bei gleicher Stabbelastung ungefähr gleich groß sind, versagen die Stäbe mit dem schwächeren Verbundmörtelsystem auch am Rand mit im Vergleich abgeminderter Bruchlast. Eine weitere Möglichkeit ist, dass sich bei mit weicheren und schwächeren Verbundmörteln eingemörtelten Stäben aufgrund größerer Verschiebungen höhere Spaltkräfte aufbauen. Diese können zu größeren Rissbreiten und auf diese Weise zu abgeminderten Bruchlasten führen. Das zeigen auch einbetonierte Bewehrungsstäbe, bei welchen sich je nach Verschiebung die Neigung der resultierenden Verbundkräfte zur Stabachse ändert (Bild 2.24). Es ist anzunehmen, dass beide oben beschriebenen Effekte zusammenwirken.

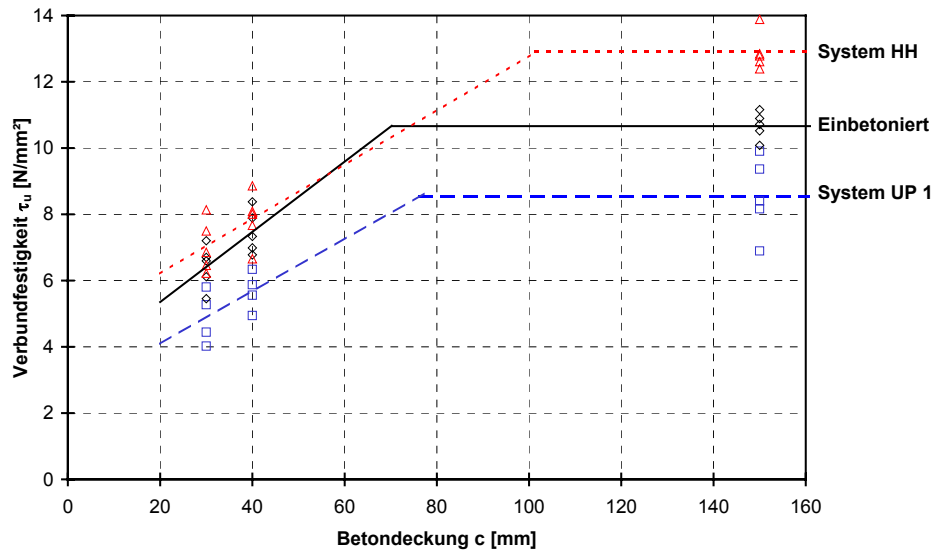


Bild 3.12 Auszugsversuche mit großer und kleiner Betondeckung;  $d_s = 20$  mm;  $l_v = 300$  mm, Bohrlochreinigung mit Handausbläser und Handbürste, Hammerbohrverfahren, C 20/25

Weitere Versuche wurden mit zwei verschiedenen Hybrid - Systemen mit unterschiedlichen Durchmessern durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.13 für jeden Durchmesser getrennt dargestellt. Die Versuche zeigen einen deutlichen Abfall der Verbundfestigkeit bei kleiner Betondeckung. Zudem wird deutlich, dass die mit den Systemen HH und UP2 eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit kleiner Betondeckung bei allen Durchmessern in einem Streubereich mit den einbetonierten Bewehrungsstäben liegen.

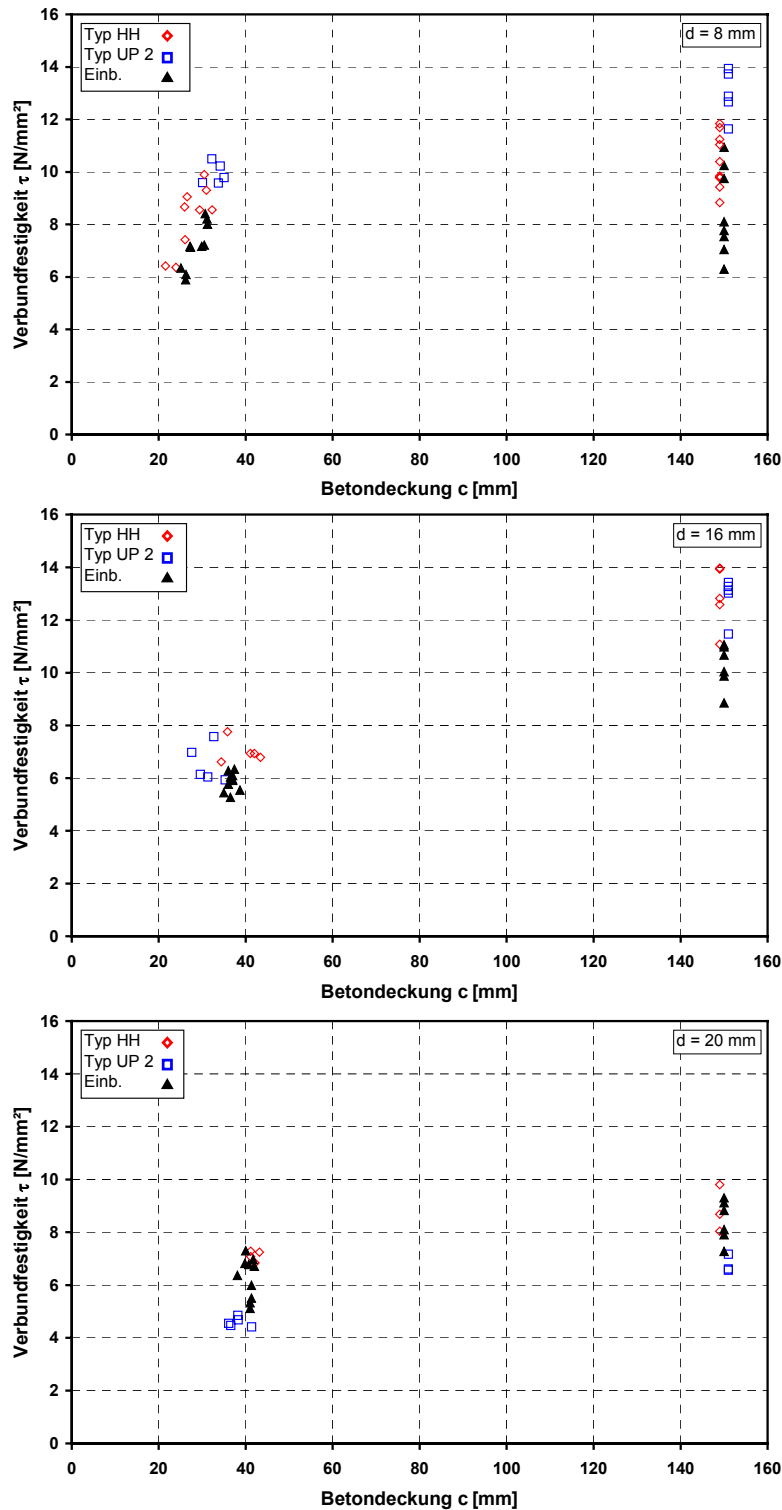


Bild 3.13 Auszugsversuche mit großer und kleiner Betondeckung;  $l_v = 10 d_s$ , gute Bohrlochreinigung mit Druckluft und masch. angetriebener Bürste, Hammerbohrverfahren, C 20/25

In Bild 3.14 sind vergleichend Auszugsversuche von eingemörtelten Bewehrungsstäben, welche mit Pressluftbohrverfahren eingebaut wurden, und einbetonierte Bewehrungsstäbe dargestellt. Die Versuche zeigen, dass auch bei diesem Bohrverfahren die Auszugsversuche von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben mit der hier untersuchten kleinen Betondeckung in einem Streubereich liegen.

Ein detaillierter Vergleich von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großer und kleiner Betondeckung, eingemörtelt in Bohrlöcher erstellt mit Pressluft- und Hammerbohrverfahren, ist in Abschnitt 3.2.6.8 enthalten.

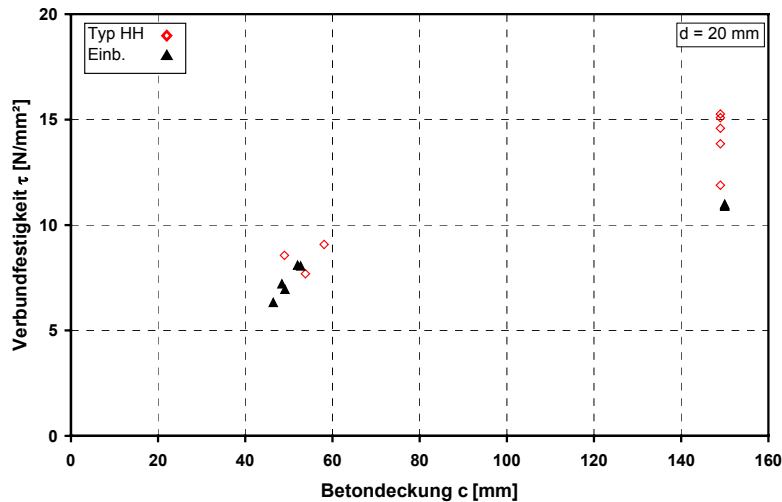


Bild 3.14 Auszugsversuche mit großer und kleiner Betondeckung;  $l_v = 10 d_s$ , gute Bohrlochreinigung, Pressluftbohrverfahren, C 20/25

In Bild 3.15 sind exemplarisch die Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurven von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großer und kleiner Betondeckung dargestellt. Alle Versuche dieser Versuchsreihen sind in Bild 3.13 gezeigt. Die Versuche mit eingemörtelten und einbetonierten Stäben zeigen am Rand und in der Fläche eine vergleichbare Verbundsteifigkeit. Die Stäbe mit kleiner Betondeckung versagen spröde durch Spalten der Betondeckung bei einer geringeren Bruchlast. Das hier untersuchte System HH erzielt bei großer und bei kleiner Betondeckung geringfügig höhere Bruchlasten als die einbetonierten Bewehrungsstäbe.

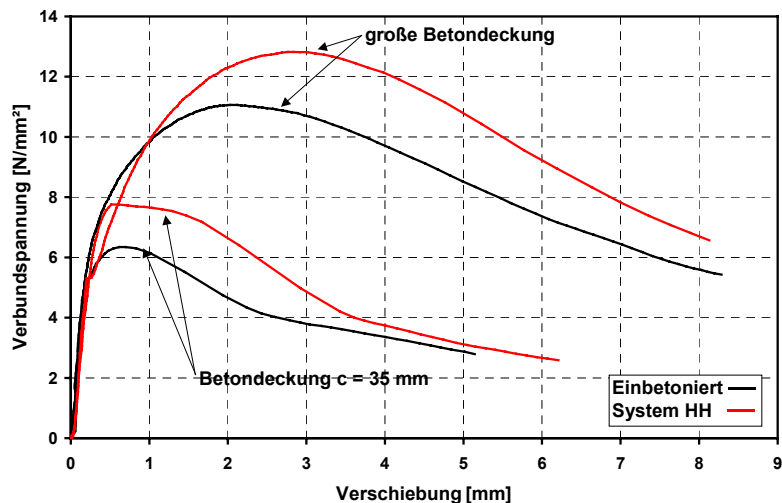


Bild 3.15 Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurve; Auszugsversuche mit großer und kleiner Betondeckung ( $c = 35$  mm);  $d_s = 16$  mm;  $l_v = 160$  mm, C 20/25; Einbetoniert; Eingemörtelt: Gute Bohrlochreinigung, Hammerbohrverfahren, System HH

In Bild 3.16 sind in gleicher Form exemplarisch die Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurven von Stäben  $d_s = 20$  mm abgebildet. Die hier abgebildeten eingemörtelten Bewehrungsstäbe wurden in pressluftgebohrte Löcher eingemörtelt. Alle Ergebnisse dieser Versuchsreihen sind in Bild 3.14 dargestellt. Zu beachten ist, dass bei großer Betondeckung die eingemörtelten Bewehrungsstäbe deutlich höhere Lasten tragen. Bei den Stäben mit kleiner Betondeckung sind die Bruchlasten vergleichbar.

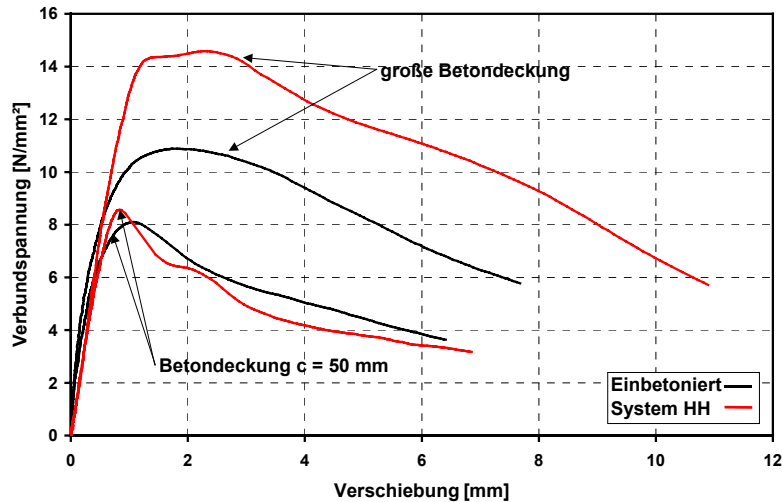


Bild 3.16 Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurve; Auszugsversuche mit großer und kleiner Betondeckung ( $c = 50$  mm);  $d_s = 20$  mm;  $l_v = 200$  mm, C 20/25; Einbetoniert; Eingemörtelt: Gute Bohrlochreinigung, Pressluftbohrverfahren, System HH

Die einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäbe am Rand versagen durch ein Spalten der Betondeckung. Die Bildung des Spaltrisses ist exemplarisch in Bild 3.5 dargestellt. Zudem zeigt Bild 3.5 die Position des Wegaufnehmers, mit welchem die Öffnung des Spaltrisses gemessen wurde. In Bild 3.17 sind die Verbundspannungs-Rissöffnungs-Kurven für die Versuche aus Bild 3.16 dargestellt. Die Messungen zeigen, dass die Spaltrisse bei dem eingemörtelten und dem einbetonierten Bewehrungsstab etwa bei gleicher Belastung beginnen und die Bruchlast bei etwa gleicher Rissöffnung auftritt. Die deutlich höhere Verbundfestigkeit der eingemörtelten Stäbe kann bei kleiner Betondeckung nicht genutzt werden, da hier Spalten der Betondeckung maßgebend wird.

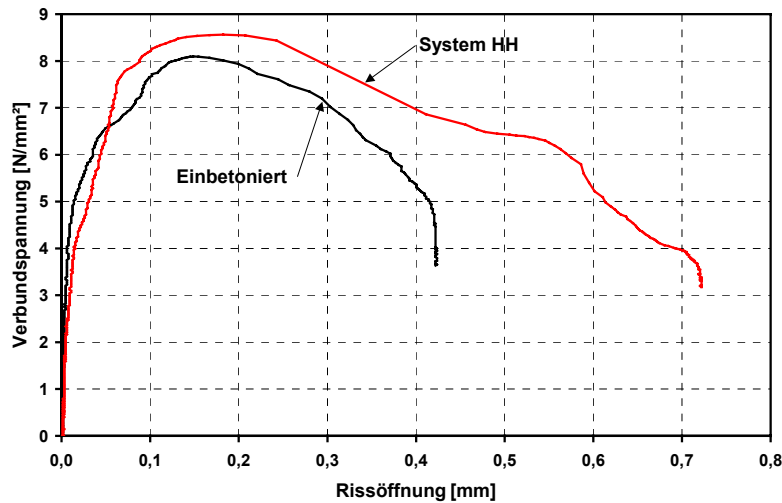


Bild 3.17 Verbundspannungs-Rissöffnungs-Kurve; Auszugsversuche mit kleiner Betondeckung ( $c = 50$  mm);  $d_s = 20$  mm;  $l_v = 200$  mm, C 20/25; Einbetoniert; Eingemörtelt; Gute Bohrlochreinigung, Pressluftbohrverfahren, System HH

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass kein negativer Einfluss bzw. keine Vorschädigung der Betondeckung durch das oberflächennahe Hammerbohren oder Pressluftbohren festgestellt werden konnte (Hammerbohren bis  $c \approx 2d_s$  bzw. 20 mm; Pressluftbohren bis  $c \approx 2,5d_s$  bzw. 50 mm). Die eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäbe mit kleiner Betondeckung verhalten sich vergleichbar. Dies ist auch bei Systemen der Fall, welche bei Versuchen mit großer Betondeckung höhere Verbundfestigkeiten zeigten als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Dies zeigt ebenfalls die gemessene Öffnung des Spaltrisses. Diese Ergebnisse gelten nur für Betondeckungen, welche nicht kleiner sind als die geprüften. Es ist zu erwarten, dass eine kritische Betondeckung existiert, bei welcher eine Vorschädigung der Betondeckung auftritt, die das Tragverhalten beeinflusst, oder bei welcher die Herstellung des Bohrloches ohne ein Abplatzen der Betondeckung nicht mehr möglich ist. Es ist anzunehmen, dass diese kritische Betondeckung wegen der größeren Schlagenergie bei Pressluftbohrverfahren größer ist als bei Hammerbohrverfahren.

#### 3.2.6.4 Einfluss des Stabdurchmessers

Zum Einfluss des Stabdurchmessers wurden Versuche mit zwei verschiedenen Systemen mit eingemörtelten Stäben von Durchmesser  $d_s = 8$  bis 25 mm durchgeführt. Zusätzlich wurden zum Vergleich Versuche an einbetonierten Bewehrungsstäben durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.18 dargestellt. Die Einzelversuchsergebnisse sind zusätzlich zusammenfassend mit einer polynomischen Trendlinie dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei den beiden untersuchten Systemen kein maßgeblicher Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit besteht. Zu beachten ist, dass diese Versuche mit optimaler Bohrlochreinigung und optimal angepasstem Ringspalt durchgeführt wurden. Dasselbe Verhalten zeigen die Versuche mit den einbetonierten Bewehrungsstäben, jedoch bei im Durchschnitt niedrigeren Verbundfestigkeiten.



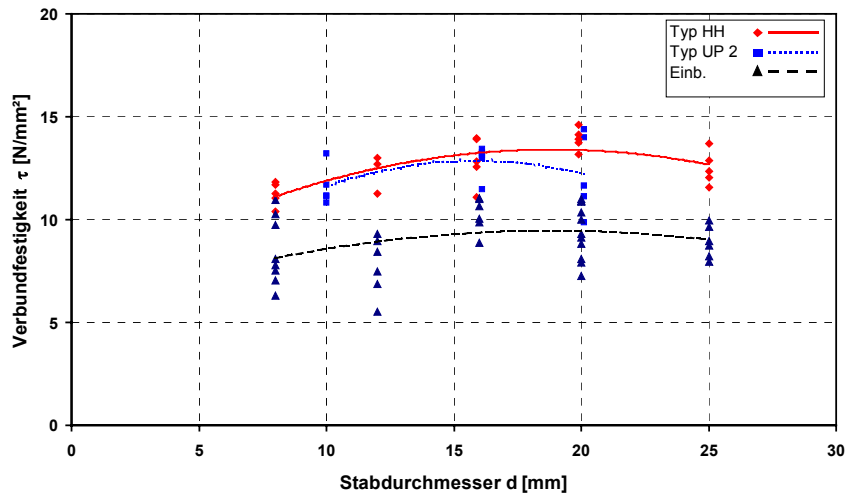


Bild 3.18 Ergebnisse von Auszugsversuchen mit unterschiedlichem Durchmesser; einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe;  $l_v = 10 d_s$ ; große Betondeckung, gute Bohrlochreinigung, Hammerbohren; C 20/25

### 3.2.6.5 Einfluss der Größe des Ringspalts

Die Bewehrungsstäbe werden in ein Bohrloch eingemörtelt, welches einen größeren Durchmesser aufweist, als der Stabdurchmesser. Der so entstehende Ringspalt wird bei der Installation mit Verbundmörtel ausgefüllt. Zum Einfluss der Größe des Ringspalts auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben wurde eine Versuchsreihe mit dem System UP2 durchgeführt. Die exemplarische Verbundspannungs-Verschiebungskurven sind in Bild 3.19 dargestellt. Die Versuche zeigen einen deutlichen Einfluss des Ringspalts sowohl auf die Verbundfestigkeit als auch auf das Verschiebungsverhalten der eingemörtelten Bewehrungsstäbe. Bei diesem System nehmen die Verbundfestigkeiten und die Verbundsteifigkeit deutlich mit vergrößertem Ringspalt ab. Der Verbund wird bei diesem System über Mikroverzahnung gewährleistet. Beim Aushärten schwindet der Mörtel geringfügig. Das absolute Schwindmaß ist abhängig von der Dicke der Mörtelschicht bzw. des Ringspalts. Bei großem Ringspalt löst sich aufgrund des Schwindmaßes des Verbundmörtels der Mörtel beim Aushärten von der Bohrlochwand. Bei einem kleinen Ringspalt bewirkt das Schwinden bei diesem System kein Ablösen des Mörtels von der Bohrlochwand. Das Schwindmaß des Mörtels ist systemabhängig. Aus diesem Grund ist für jedes System ein optimaler Bereich für den Ringspalt festzustellen, bei welchem das gewünschte Tragverhalten gewährleistet werden kann.

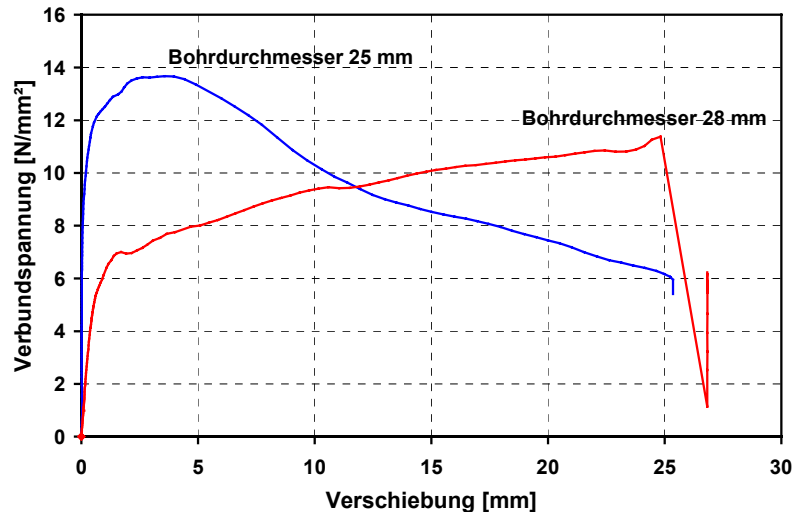


Bild 3.19 Verbundspannungs-Verschiebungskurve von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit unterschiedlichem Ringspalt; System UP2,  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, gute Bohrlochreinigung, große Betondeckung, C 40/50

### 3.2.6.6 Einfluss der Bohrlochreinigung im trockenen und feuchten Beton

Ein entscheidender Einflussfaktor auf das Tragverhalten der eingemörtelten Stäbe ist die Bohrlochreinigung (vgl. Abschnitt 2.6.4.2). Bei schlechter Bohrlochreinigung können die Lasten über Verbund zwischen Bohrlochwand und Mörtel nicht optimal in den Untergrund eingeleitet werden. Dieser Einfluss ist produktabhängig. Der Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Tragverhalten von eingemörtelten Stäben ist für unterschiedliche Produkte in Abschnitt 2.6.4.2 beschrieben. Im Rahmen der hier beschriebenen Versuchsreihen wurde der Einfluss der Reinigungsintensität auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben im trockenen und feuchten Beton untersucht. Dargestellt sind exemplarisch die Ergebnisse der Versuche mit dem Hybridsystem HH und dem Zementsystem PA.

Der Einfluss der Reinigungsintensität auf das Tragverhalten in trockenem Beton ist exemplarisch für das System HH in Bild 3.20 dargestellt. Die Versuche zeigen einen deutlichen Einfluss der Bohrlochreinigung auf die Verbundfestigkeit und die Streuung der Versuchsergebnisse. Speziell bei ungereinigtem Bohrloch erhält man eine deutlich verminderte Verbundfestigkeit und hohe Streuungen der Bruchlasten. Beim ungereinigten Bohrloch wurde auch ein Einfluss der Orientierung des Bohrloches auf das Tragverhalten gemessen. Bei den Versuchen mit horizontal orientiertem Bohrloch wird das Bohrmehl beim Bohren effizienter aus dem Bohrloch gefördert als bei vertikal orientiertem Bohrloch. Aus diesem Grund ist der Mittelwert der Verbundfestigkeiten bei dieser Versuchsreihe höher als bei der Versuchsreihe mit vertikal orientiertem Bohrloch. Bei Reinigung mit Handbürste und Handausbläser zeigen die Versuche einen Einfluss der Anzahl der vorgenommenen Reinigungsaktionen. Bei der vorgenommenen Handreinigung (Handausbläser und Handbürste) ist zu beachten, dass die untersuchten eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit einer Einbindetiefe von  $l_v = 15 d_s$  nicht deutlich tiefer eingemörtelt wurden als Verbunddübel, für welche die Handreinigungsgeräte ursprünglich entwickelt wurden. Es ist anzunehmen, dass bei größeren Verankerungstiefen die Bohrlochreinigung mit den Handreinigungsgeräten nicht mehr effizient durchgeführt werden kann und ein deutlicher Unterschied zwischen der Bohrlochreinigung mit ma-

schinengetriebenen Reinigungsgeräten (Druckluft und maschinenangetriebene Bürste) und den Handreinigungsgeräten festzustellen ist.

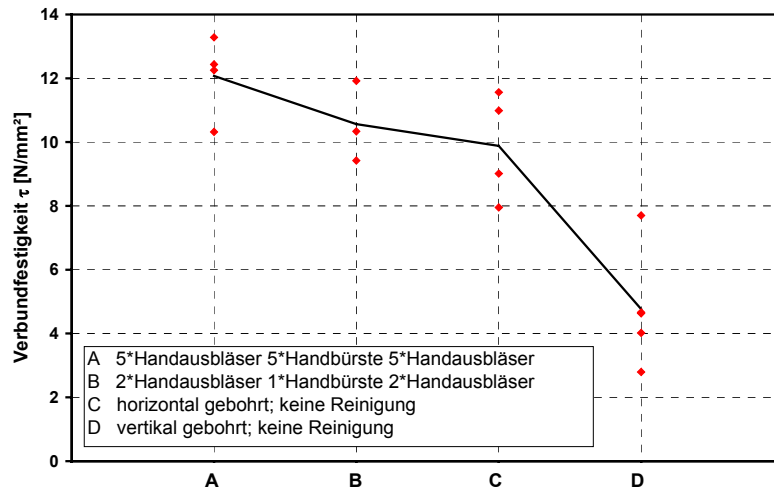


Bild 3.20: Auszugsversuche mit enger Abstützung, Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit von der Bohrlochreinigung; System HH,  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, große Betondeckung, trockener Beton, C20/25

Teilweise wurde mit den selben Bohrlochreinigungsarten Versuche mit kleiner Betondeckung durchgeführt. Die Versuche zeigen wie in 3.2.6.3 beschrieben, dass die Verbundfestigkeit bei verkleinerter Betondeckung abfällt. Dies ist auf das Spalten der Betondeckung zurückzuführen. Die Versuche mit Reinigungsart A und C mindern sich etwa auf das gleiche Niveau ab, bei welcher das Spalten auftritt. Die höhere Verbundfestigkeit der Versuche mit Reinigungsart A kann in diesem Fall nicht genutzt werden. Bei Reinigungsart D ist die Verbundfestigkeit so gering, dass ein Spalten der Betondeckung nicht erzeugt werden kann. In diesem Fall mindert sich die Verbundfestigkeit im Vergleich zu den Versuchen mit großer Betondeckung nicht ab.

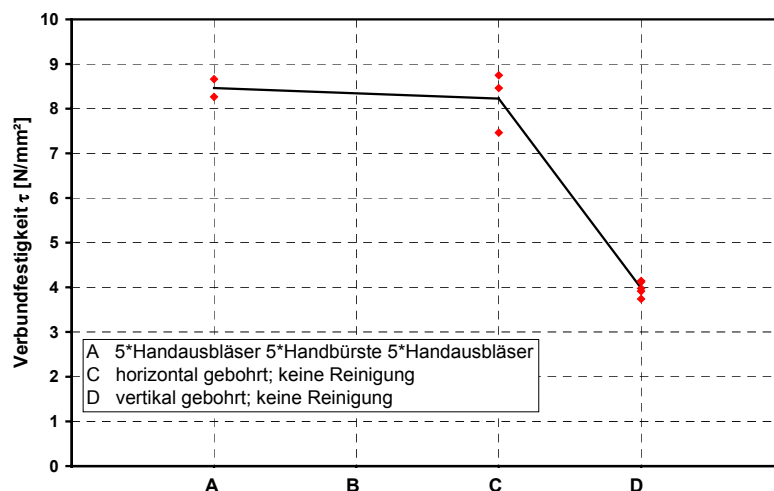


Bild 3.21: Auszugsversuche mit enger Abstützung, Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit von der Bohrlochreinigung; System HH,  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, Betondeckung  $c = 40$  mm, trockener Beton, C20/25

Bei Anwendungen im Außenbereich kann Feuchtigkeit im Beton nicht ausgeschlossen werden. Aufgrund der Wasserspeicherefähigkeit des Betons ist es zudem möglich, dass der Beton an der

Oberfläche durch Sonne und Wind bereits wieder abgetrocknet wurde, in den tieferen Bereichen aber noch wassergesättigt ist. Aus diesem Grund kann aus der Oberflächenfeuchtigkeit nur ungenügend auf den Feuchtigkeitsgehalt im Bauteilinneren geschlossen werden. Zudem ist bei Anwendungen unter freiem Himmel möglich, dass auch vor der Injektion freies Wasser in das gereinigte oder ungereinigte Bohrloch gelangt.

Der Einfluss der Feuchtigkeit des Betons und des Wassers im Bohrloch auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben wurde in mehreren Versuchsreihen untersucht. So wurden Bewehrungsstäbe in wassergesättigten Beton gesetzt, wobei die Bohrlochreinigung variiert wurde. Gereinigt wurden die Bohrlöcher mit Druckluft und verschiedenen maschinenbetriebenen Bürsten, wobei die Druckluftdüse so beschaffen war, dass Luft sowohl in Bohrlochrichtung als auch zur Bohrlochwand gerichtet austritt. Der Durchmesser der Druckluftdüse war nur geringfügig kleiner als der Bohrdurchmesser. Des Weiteren wurden auch Versuche mit Handbürste und Handausblaspumpe durchgeführt.

Zudem wurden Versuche durchgeführt, bei welchen nach der Bohrlochreinigung im trockenen Beton mit Handreinigungsgeräten 3 cm hoch Wasser in das Bohrloch gegeben wurde, wobei die Injektion in das teilweise mit Wasser gefüllte Bohrloch vorgenommen wurde. Bei einer weiteren Versuchsreihe wurde das Bohrloch ebenfalls in trockenem Beton gebohrt. Dann wurde das Bohrloch für eine Woche vollständig unter Wasser gesetzt. Anschließend wurde das Wasser aus dem Bohrloch entfernt, die Bohrlochreinigung mit Handbürste und Handausbläser durchgeführt und der Bewehrungsstab eingemörtelt.

Die Verbundfestigkeiten der verschiedenen Versuchsreihen sind in Bild 3.22 dargestellt. Deutlich sichtbar ist, dass im feuchten Beton nur bei der Reinigung mit Druckluft und maschinell betriebener Drahtbürste vergleichbare Verbundfestigkeiten erzielt werden wie im trockenen Beton mit guter Bohrlochreinigung (vgl. Bild 3.20). Schon die Versuche mit Druckluft und einer maschinenbetriebenen Nylonbürste zeigten abgeminderte Verbundfestigkeiten. Die Versuche mit Handreinigungsgeräten, welche im trockenen Beton gute Ergebnisse zeigten, ermöglichten im feuchten Beton keine ausreichende Bohrlochreinigung. Die Verbundfestigkeiten fielen im Vergleich zu den Versuchen mit Druckluft und maschinell betriebener Drahtbürste um ca. 70% ab. Ähnliche Ergebnisse lieferten auch die Versuche, bei welchen entweder in das gereinigte Bohrloch eine geringe Menge Wasser gegossen oder bei welchen die Bohrlochreinigung erst nach Wasserlagerung des Bohrloches vorgenommen wurde.

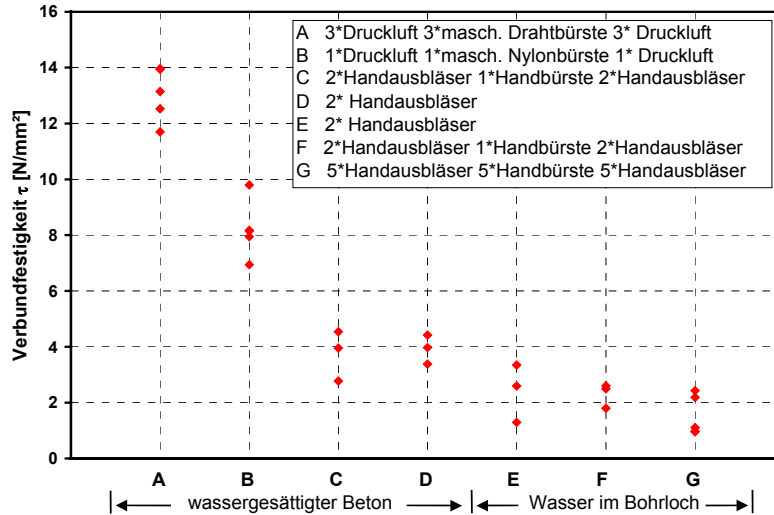


Bild 3.22: Auszugsversuche mit enger Abstützung, Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit von der Bohrlochreinigung; System HH,  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, große Betondeckung, C20/25  
 A – D: Bohren und Setzen in wassergesättigtem Beton  
 E: Bohrloch nach Reinigung 1 Tag wassergefüllt; dann leergepumpt und eingemörtelt  
 F: 3 cm Wasser nach Reinigung in Bohrloch gefüllt, dann direkt Injektion  
 G: Ungereinigtes Bohrloch 1 Woche wassergefüllt, dann Reinigung und Injektion

Bild 3.23 zeigt Verbundspannungs-Verschiebungskurven von drei Versuchsreihen in feuchtem Beton von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Bohrlochreinigung. Deutlich sichtbar ist der Abfall der erzielten Verbundfestigkeit mit abnehmender Bohrlochreinigungsintensität wie auch schon in Bild 3.22 dargestellt. Zudem ist sichtbar, dass bei den in ungenügend gereinigten Bohrlöchern eingemörtelten Bewehrungsstäben sich das Verschiebungsverhalten deutlich ändert. Die Verbundfestigkeiten werden zum Teil erst bei deutlich vergrößerten Verschiebungen erreicht (bis zu  $s_u = 20$  mm) und die Verschiebungen nehmen auch bei kleiner Belastung zum Teil schon deutlich zu, was bedeutet, dass sich schon bei niedriger Belastung der Verbund zwischen Mörtel und Beton löst.

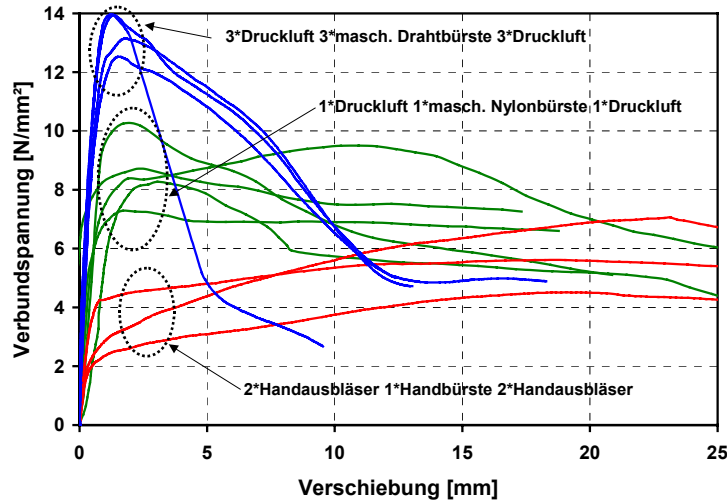


Bild 3.23 Verbundspannungs-Verschiebungskurven von eingemörtelten Bewehrungsstäben; System HH,  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, große Betondeckung, C20/25; Bohren und Setzen in wassergesättigtem Beton

In einer weiteren Versuchsreihe wurden Versuche mit einem Zementsystem durchgeführt. Drei verschiedene Reinigungsarten wurden untersucht. Einmal wurde das Bohrloch mit Hochdruckwasser 3 Mal gespült, dann wurde das Bohrloch mit Druckluft ausgeblasen. Bei der zweiten Versuchsreihe wurden die Bohrlöcher entsprechend der oben beschriebenen Versuche mit Druckluft und maschinenbetriebener Drahtbürste gereinigt. Bei der dritten Versuchsreihe wurden die Bohrlöcher nur mit Druckluft ausgeblasen. In Bild 3.24 ist exemplarisch eine typische Verbundspannungs-Verschiebungskurve je Reinigungsart dargestellt. Obwohl bei allen Versuchen etwa vergleichbare Verbundfestigkeiten erzielt werden, sind deutliche Unterschiede sichtbar. Der Stab mit Hochdruckwasser/Druckluft-Reinigung zeigt ein steifes Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten. Der Verbund löst sich erst kurz vor Erreichen der Bruchlast. Demgegenüber zeigt der Stab mit Bohrlochreinigung Druckluft/Drahtbürste ein deutlich weiches Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten. Dies lässt darauf schließen, dass sich schon bei niedriger Last der Haftverbund löst und der Verbund nur noch über Gleitreibung des Mörtels im Bohrloch gewährleistet wird. Die Bruchlast wird bei einer deutlich größeren Verschiebung erreicht. Dieses Verbundverhalten kann bei wiederkehrender Belastung zu Problemen bei der Dauerhaftigkeit einer Befestigung führen. Bei dem Versuch mit Bohrlochreinigung mit Druckluft ist dieses Verhalten noch ausgeprägter. Der Haftverbund löst sich bei noch niedrigerer Belastung und die Bruchlast wird bei noch größerer Verschiebung erreicht. Die Versuche zeigen, dass dieses Zementsystem zur optimalen Verbundübertragung ein nass gereinigtes Bohrloch benötigt. Wie bei sonstigen Beton-an-Beton-Verbindungen ist es auch hier von Vorteil, dass die Kontaktfläche vorgehässelt wird. Auf diese Weise wird verhindert, dass dem Zementmörtel Wasser entzogen wird und eine gute Benetzung der Kontaktfläche mit dem Zementmörtel gewährleistet wird.

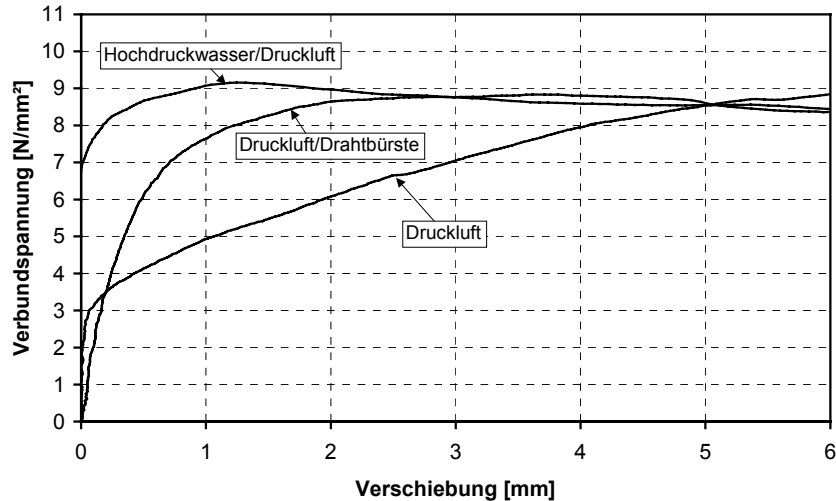


Bild 3.24 Auszugsversuche mit enger Abstützung; Verbundspannungs-Verschiebungskurven; System PA,  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, große Betondeckung, trockener Beton,  $f_{cc} = 35$  N/mm<sup>2</sup>

Die Untersuchungen zum Einfluss der Bohrlochreinigung haben folgendes gezeigt:

Die Bohrlochreinigung hat einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten der eingemörtelten Bewehrungsstäbe. Dieser Einfluss ist systemabhängig. Wie der Vergleich Hybrid-System und Zement-System zeigt, muss für jedes System eine optimale Reinigungsart entwickelt werden. Beim untersuchten Zement-System ist dies eine Hochdruckwasserreinigung, beim untersuchten Hybrid-System ist es eine Reinigung mit Druckluft und Drahtbürste. Die Untersuchungen mit dem Hybrid-System haben zudem gezeigt, dass die Feuchtigkeit im Beton einen großen Einfluss auf die Effizienz der Bohrlochreinigung haben kann. Im trockenen Beton konnte eine gute Bohrlochreinigung mit Handbürste und Handausbläser erzielt werden. Bei feuchtem Beton konnte mit dieser Reinigungsart das Bohrmehl nicht von der Bohrlochwand entfernt und aus dem Bohrloch gefördert werden. Hier war eine Reinigung mit Druckluft und maschinengetriebener Drahtbürste erforderlich. Zudem wurde gezeigt, dass sich Wasser im Bohrloch, ob vor oder nach der Bohrlochreinigung, negativ auf das Tragverhalten auswirkt.

### 3.2.6.7 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Bild 3.25 zeigt den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Verbundverhalten der eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit großer Betondeckung. Dargestellt sind die Ergebnisse von Auszugsversuchen mit enger Abstützung, eingemörtelt mit zwei verschiedenen Verbundmörteln. Zum Vergleich wurden ebenfalls die Ergebnisse von Auszugsversuchen mit einbetonierten Bewehrungsstäben im Schaubild dargestellt. Die Versuche zeigen, dass die Verbundfestigkeit der eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit großer Betondeckung nur bis zu einer Betondruckfestigkeit von  $f_{cc} \approx 35$  bis  $40$  N/mm<sup>2</sup> ansteigt. Bei Betonen höherer Festigkeit konnte keine weitere Steigerung der Verbundfestigkeit gemessen werden. Bei den hier untersuchten Verbundmörteln trat das Versagen der eingemörtelten Bewehrungsstäbe in Betonen unter  $f_{cc} = 30$  N/mm<sup>2</sup> zwischen Mörtel und Beton auf. Diese Versagensschicht ist u.a. abhängig von der Betonqualität. Bei höherfestem Beton versagten die eingemörtelten Bewehrungsstäbe zwischen Mörtel und Bewehrungsstab. Die Verbundfestigkeit in dieser Verbundschicht ist nur abhängig von den Mörtel Eigenschaften und der Rippengeometrie des Bewehrungsstabes und steigert sich nicht weiter mit steigender Betonfestigkeit. Die maßgebliche Betondruckfestigkeit, ab welcher keine weitere Steigerung der Verbundfestigkeit mehr gemessen

sen werden kann, ist abhängig vom verwendeten Verbundmörtelprodukt und der Oberflächenbeschaffenheit des Bohrloches beim Setzen des Stabes, welche u.a. durch die Bohrlochreinigung und das Bohrverfahren beeinflusst wird. Demgegenüber steigt die Verbundfestigkeit der einbetonierten Bewehrungsstäbe im untersuchten Bereich mit steigender Betondruckfestigkeit ohne Begrenzung an. Dies wurde schon in Abschnitt 2.5.1.3.2 diskutiert.

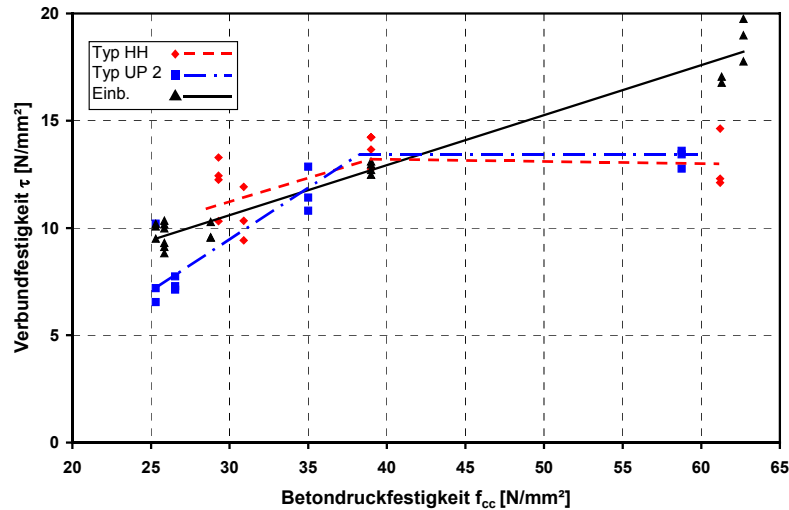


Bild 3.25 Versuchsergebnisse von Auszugsversuchen an einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm; trockener Beton, Reinigung Handbürste/Handausbläser

In Bild 3.26 ist derselbe Vergleich für eingemörtelte und einbetonierte Bewehrungsstäbe mit kleiner Betondeckung dargestellt. Die Versuche mit den eingemörtelten Stäben zeigen im hochfesten Beton im Vergleich zu den einbetonierten Stäben keine so deutlich abgeminderte Verbundfestigkeiten wie bei den Versuchen mit großer Betondeckung. Grund dafür ist die Versagensart. Die Bewehrungsstäbe versagen in diesem Fall nicht durch Herausziehen sondern durch ein Spalten der Betondeckung (vgl. Abschnitt 3.2.6.3). Dabei ist die Betonzugfestigkeit ein maßgeblicher Einflussfaktor. Bei der Versagensart Spalten ist der Einfluss der Betonqualität auf die Verbundfestigkeit bei eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben vergleichbar. Da die Versuche mit eingemörtelten Bewehrungsstäben aber immer noch im Mittel in hochfestem Beton geringere Verbundfestigkeiten aufweisen, ist anzunehmen, dass die Mörtelfestigkeit wie bei den Versuchen mit großer Betondeckung eine Rolle spielt. Da keine Versuche mit einer mittleren Betonfestigkeit mit kleiner Betondeckung durchgeführt wurden, kann der Einfluss der Betondruckfestigkeit für die Versagensart Spalten nicht eindeutiger bestimmt werden.



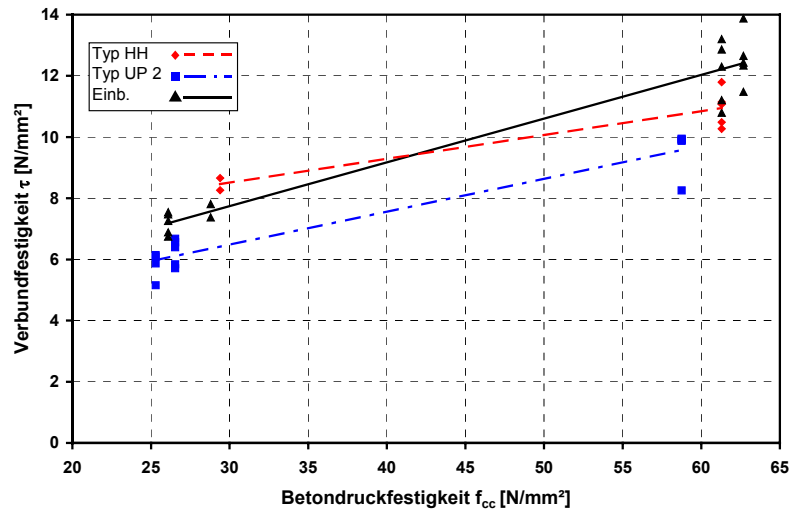


Bild 3.26 Versuchsergebnisse von Auszugsversuchen an einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm; Betondeckung  $c = 40$  mm, trockener Beton, Reinigung Handbürste/Handausbläser

### 3.2.6.8 Einfluss des Bohrverfahrens

Versuche mit drei verschiedenen Bohrverfahren wurden durchgeführt: Hammerbohrverfahren, Diamantbohrverfahren und Pressluftbohrverfahren.

Das Hammerbohren wurde im Allgemeinen mit den von der Fa. Hilti hergestellten Hammerbohrmaschinen Hilti TE 24 bzw. Hilti TE 72 durchgeführt. Bei den hier vorgestellten Vergleichsversuchen wurde die Bohrmaschine Hilti TE 72 verwendet. Es wurde beim Bohren darauf geachtet, dass etwa alle 5 cm der Bohrer gelüftet wurde, um die Bohrwendel von Bohrmehl zu leeren und einen ungehinderten Bohrfortschritt zu gewährleisten.

Das Diamantbohren wurde mit der Hilti Bohrmaschine DD 100 durchgeführt. Nach dem Bohren wurde der Bohrkern gebrochen und aus dem Bohrloch entfernt. Da der Bohrkern zum Teil nicht direkt am Bohrlochgrund bricht, wurde immer ca. 3 cm tiefer gebohrt um sicherzustellen, dass ein ausreichend tiefes nutzbares Bohrloch vorhanden war. Im Anschluss wurde das vom Bohren im Bohrloch noch verbliebene Wasser ausgeblasen und ausgepumpt.

Das Pressluftbohren wurde mit einem drehend schlagendem Bohrgestänge durchgeführt. Um Verschleiß beim Bohrgestänge zu minimieren, wurde entsprechend der Herstellerangaben das Bohrgestänge mit geölter Druckluft betrieben. Diese tritt beim Bohren an der Bohrerspitze aus und bläst das Bohrmehl aus dem Bohrloch.

In Bild 3.27 sind vergleichend die Versuchsergebnisse von den Auszugsversuchen mit Hammerbohrverfahren und Diamantbohrverfahren in Abhängigkeit von der Betondeckung dargestellt. Die Versuche wurden mit dem System HH durchgeführt. Alle Versuchsreihen sind zusätzlich jeweils mit einer linearen Trendlinie zusammenfassend dargestellt. Diese sollen das Niveau der Versuchsergebnisse verdeutlichen, nicht den tatsächlichen Verlauf zwischen den Versuchspunkten darstellen. In Wirklichkeit ist dieser Verlauf nicht linear sondern gekrümmt bzw. vereinfachend bilinear dargestellt. Dies wurde bereits in Abschnitt 3.2.6.3 näher erläutert.

Die Bewehrungsstäbe, eingemörtelt in diamantgebohrte Bohrlöcher, zeigen im Vergleich zu den Stäben, eingemörtelt in hammergebohrte Bohrlöcher, deutlich abgeminderte Verbundfestigkeiten. Besonders deutlich ist der Unterschied in hochfestem Beton. Zudem zeigen die Versuche mit Diamantbohrtechnik einen Abfall der Verbundfestigkeit mit steigender Betondruckfestigkeit. Diese verminderte Verbundfestigkeit ist auf die glatte Oberfläche des diamantgebohrten Bohrloches zurückzuführen, welche besonders deutlich in hochfestem Beton ausgeprägt ist. Bei allen Versuchsreihen mit Diamantbohrtechnik ist zudem kein Abfall der Verbundfestigkeit bei verkleinerter Betondeckung festzustellen. Dies ist auf die verminderte Verbundfestigkeit zurückzuführen, bei welcher kein Spalten der Betondeckung auftrat. Hier wurde der Einfluss exemplarisch für das Produkt HH dargestellt. Es ist zu erwarten, dass der Einfluss des Bohrverfahrens auf das Tragverhalten der eingemörtelten Bewehrungsstäbe produktspezifisch ist. Er ist abhängig vom Schwindmaß und der Klebewirkung des Verbundmörtels. Das hier verwendete Produkt HH leitet die Lasten hauptsächlich über Mikroverzahnung in den Untergrund ein und schwindet beim Aushärten geringfügig. Aus diesem Grund ist es empfindlich für ein glattes Bohrloch. Bei Produkten mit einer klebenden Wirkung und mit weniger Schwinden bzw. mit Quellen beim Aushärten ist kein solcher Einfluss zu erwarten. Wie in Abschnitt 3.2.6.5 bereits beschrieben, können auch die Dicke der Mörtelschicht bzw. des Ringspaltes zwischen Stab und Bohrlochwand hierbei eine Rolle spielen.

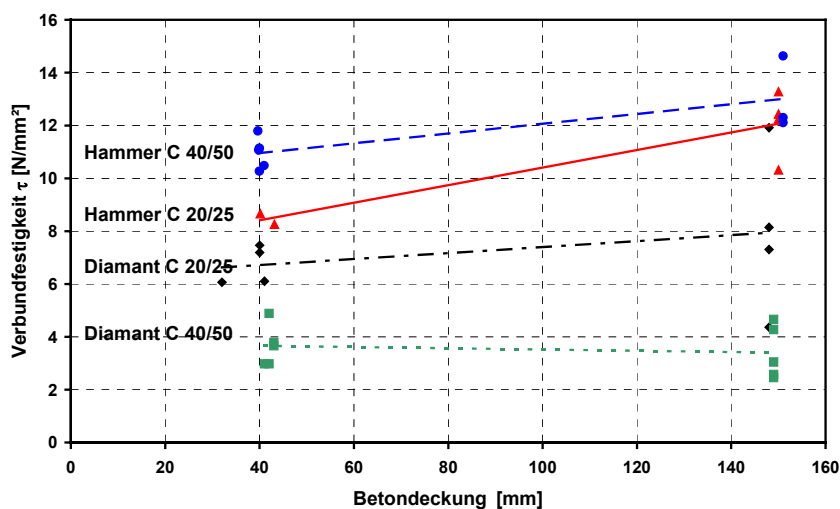


Bild 3.27 Ergebnisse von Auszugsversuchen an eingemörtelten Bewehrungsstäben; Hammer- und Diamantbohrverfahren; Produkt HH,  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm; trockener Beton, Reinigung Handbürste/Handausbläser

In Bild 3.28 sind die Ergebnisse von Auszugsversuchen mit großer Betondeckung dargestellt. Bei diesen Versuchen wurden die Stäbe in Bohrlöcher eingemörtelt, welche zum einen mit Hammerbohrverfahren und zum anderen mit Pressluftbohrverfahren hergestellt wurden. Die Versuche zeigen keinen deutlichen Einfluss des Bohrverfahrens auf die Verbundfestigkeit bei eingemörtelten Stäben mit großer Betondeckung.

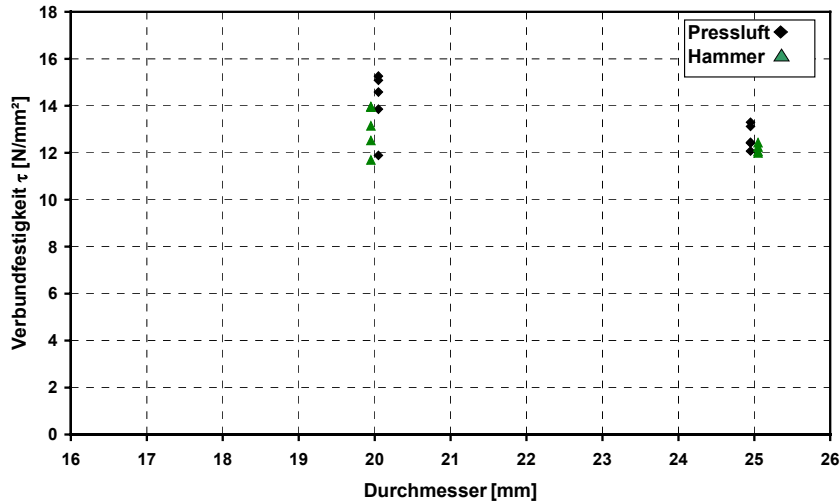


Bild 3.28 Versuchsergebnisse von Auszugsversuchen an eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großer Betondeckung; Hammer- und Pressluftbohrverfahren; Produkt HH,  $l_v = 10 d_s$ ; feuchter Beton, Reinigung Druckluft/Maschinenbürste, C 20/25

In Bild 3.29 sind Vergleichsversuche an eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großer und kleiner Betondeckung dargestellt, welche zum einen mit Hammerbohrverfahren und zum anderen mit Pressluftbohrverfahren eingebaut wurden. Die Versuche zeigen, wie oben beschrieben, bei großer Betondeckung keinen Einfluss der Betonfeuchte und des Bohrverfahrens auf das Tragverhalten. Bei den Versuchen mit kleiner Betondeckung sind die Bruchlasten in feuchtem Beton geringfügig kleiner. Dies ist möglicherweise auf eine geringere Zugfestigkeit des durchfeuchteten Betons zurückzuführen. Der Unterschied bei Bewehrungsstäben mit kleiner Betondeckung installiert mit Pressluftbohrverfahren und mit Hammerbohrverfahren ist nicht eindeutig zu bestimmen. Die mit Pressluftbohrverfahren installierten Bewehrungsstäbe haben höhere Bruchlasten. Dies ist mit größter Wahrscheinlichkeit auf die größere Betondeckung dieser Stäbe zurückzuführen. Eindeutig kann gesagt werden, dass das Pressluftbohrverfahren mit seiner höheren Schlagenergie und dem beim Bohren mit der Druckluft ins Bohrloch gesprühten Öl keinen negativen Einfluss auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit großer und kleiner Betondeckung hat. Die Bruchlasten waren immer mindestens gleich hoch wie bei den in hammergebohrten Löchern eingemörtelten Bewehrungsstäben. Die minimale Betondeckung ist, wie in Abschnitt 3.2.6.3 beschrieben, je nach Bohrverfahren zu begrenzen.

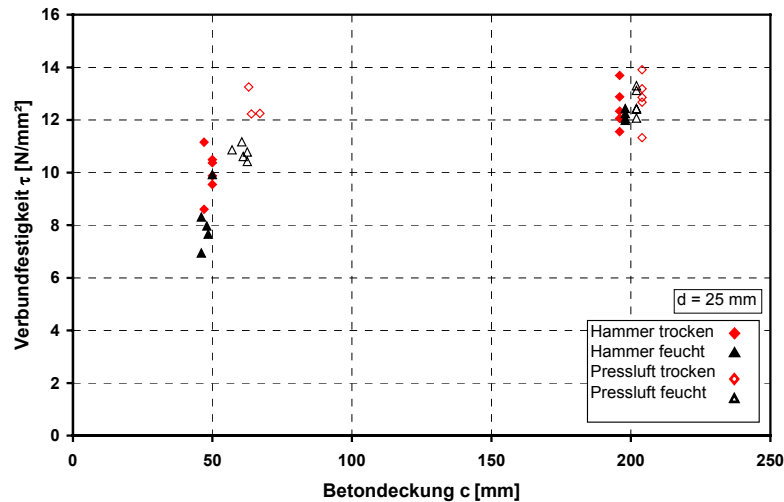


Bild 3.29 Ergebnisse von Auszugsversuchen an eingemörtelten Bewehrungsstäben; Hammer- und Pressluftbohrverfahren; Produkt HH,  $l_v = 10 d_s$ ; feuchter und trockener Beton, Reinigung Druckluft/Maschinenbürste, C 20/25

### 3.2.6.9 Einfluss der Temperatur

Anschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben können während ihrer Lebensdauer verschiedenen Temperaturbedingungen ausgesetzt werden. Zum einen können erhöhte Temperaturen aufgrund von klimatischen Einwirkungen auftreten, zum anderen können Anschlüsse durch unvorhergesehene extreme Temperatureinflüsse wie Brand belastet werden. In diesem Zusammenhang ist zu untersuchen, ob nach den von den Herstellern für die verschiedenen Temperaturniveaus angegebenen Mindestaushärtezeiten die eingemörtelten Bewehrungsstäbe das geforderte Lastniveau erreichen. Für den Brandfall ist festzustellen, welche Tragfähigkeit die Bewehrungsanschlüsse bei dieser Extrembelastung besitzen und welche Schutzmaßnahmen notwendig sind.

Zur Klärung des Tragverhaltens unter verschiedenen Temperaturbedingungen wurden Auszugsversuche nach Mindestaushärtezeit bei Temperaturen von 0° C bis 40° C durchgeführt. Bei den Versuchen mit  $T = 0^\circ \text{C}$  bis  $20^\circ \text{C}$  wurden die Bewehrungsstäbe in Betonwürfel eingemörtelt, wobei Beton, Stab und Mörtel auf die entsprechende Temperatur vortemperiert waren und die Probekörper bis zum Auszug bei der entsprechenden Temperatur gelagert werden. Bei den Versuchen mit  $T = 40^\circ \text{C}$  wurde der Mörtel bei  $20^\circ \text{C}$  belassen, da eine Mörteltemperatur von über  $30^\circ \text{C}$  vor dem Einmörteln nach Herstellerangaben nicht zulässig ist. Die Ergebnisse der Versuche sind in Bild 3.30 dargestellt. Die Versuche zeigen einen produktabhängigen leichten Einfluss der Temperatur von  $T = 0^\circ \text{C}$  bis  $40^\circ \text{C}$ . Speziell bei  $T = 40^\circ \text{C}$  sind für die getesteten Produkte verminderte Verbundfestigkeiten und eine deutlich höhere Streuung zu erkennen. Der Abfall der Verbundfestigkeit von  $20$  auf  $40^\circ \text{C}$  liegt bei den untersuchten Systemen bei ca. 5 bis 15%.

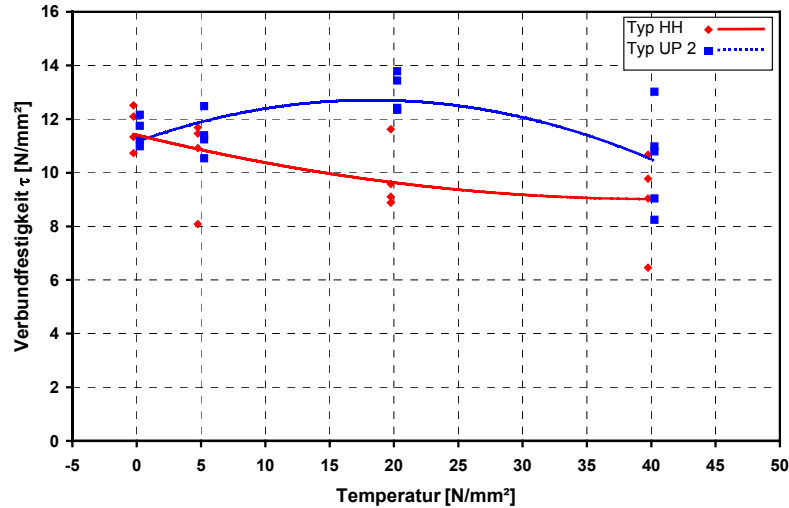


Bild 3.30 Versuchsergebnisse von Versuchen nach Mindestaushärtezeit bei  $T = 0^\circ \text{C}$  bis  $T = 40^\circ \text{C}$ ;  $d_s = 10 \text{ mm}$ ,  $l_v = 100 \text{ mm}$ ; C 20/25

Bei den Versuchen mit  $T = 80^\circ \text{C}$  bis  $T = 180^\circ \text{C}$  wurden die Stäbe bei Raumtemperatur eingemörtelt. Nach einer Aushärtezeit von einem Tag wurden die Probekörper temperiert und der Versuch durchgeführt.

Bei den Versuchen mit  $T = 80^\circ \text{C}$  wurde der Probekörper 8 h im Klimaschrank bei  $80^\circ \text{C}$  gelagert. Auf diese Weise konnte eine gleichförmige Temperaturverteilung im Bauteil gewährleistet werden.

Bei den Versuchen mit  $120^\circ \text{C}$  und  $180^\circ \text{C}$  Mörteltemperatur wurde wie folgt vorgegangen. Nach dem Aushärten wurden die Probekörper mit dem eingemörtelten Bewehrungsstab in einen Klimaschrank gestellt, welcher auf  $250^\circ \text{C}$  aufgeheizt war. Die Probekörper wurden zu dem Zeitpunkt aus dem Klimaschrank genommen und geprüft, bei dem die mittlere gewünschte Temperatur in der Mörtelschicht erreicht war. Die Temperatur-Zeit-Kurve wurde an einem Vergleichskörper bestimmt, bei dem Temperaturmeselemente in der Mörtelschicht bei verschiedenen Verankerungstiefen ( $l_v = 1,5,9 \text{ cm}$ ) angebracht waren. Um den nicht linearen Temperaturverlauf in der Mörtelschicht entlang der Verankerungstiefe zu berücksichtigen, wurden bei der Berechnung des Mittelwertes der Temperatur die Ergebnisse der mittleren Messstelle ( $l_v = 5 \text{ cm}$ ) doppelt gewertet. In Bild 3.31 ist die Erwärmungskurve dargestellt. Dieses Vorgehen wurde gewählt, um im Versuch eine dem natürlichen Brand vergleichbare Temperatursteigerungsgeschwindigkeit zu simulieren.

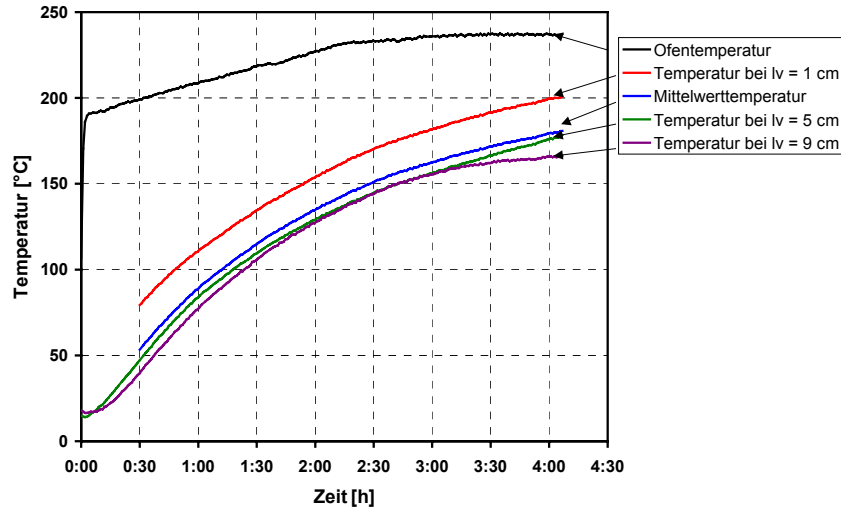


Bild 3.31 Aufwärmkurve für die Versuche mit  $T = 120^{\circ}\text{C}$  bis  $180^{\circ}\text{C}$

Die Ergebnisse der Versuche mit Mörteltemperaturen von  $T = 20$  bis  $180^{\circ}\text{C}$  sind in Bild 3.1 dargestellt. Die Versuche zeigen einen deutlichen Einfluss der Temperatur auf die Verbundfestigkeit der eingemörtelten Bewehrungsstäbe. Bezogen auf die mittlere Verbundfestigkeit bei  $20^{\circ}\text{C}$  zeigen die untersuchten Systeme bei  $80^{\circ}\text{C}$  einen Abfall der Verbundfestigkeit von ca. 35-45%, bei  $120^{\circ}\text{C}$  von ca. 65-70% und bei  $180^{\circ}\text{C}$  von ca. 80%. Dies ist für Bewehrungsanschlüsse mit einer geforderten Brandsicherheit im Bemessungskonzept zu berücksichtigen. Zu beachten ist, dass der Temperatureinfluss produktabhängig ist.

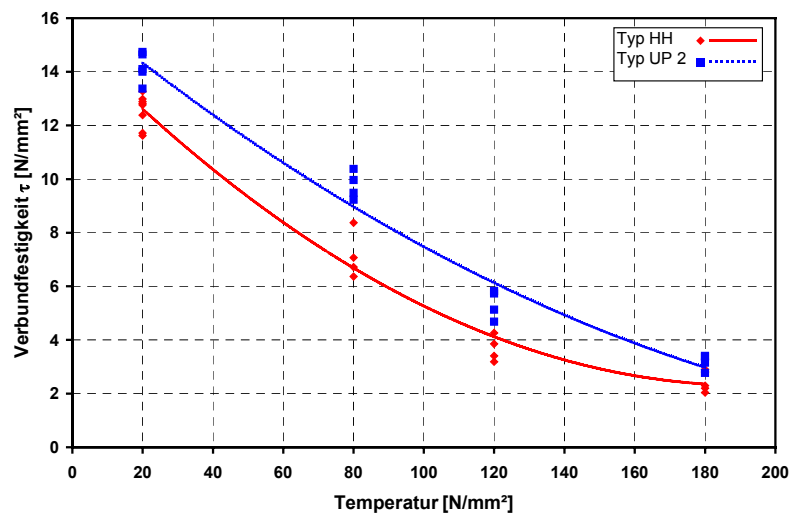


Bild 3.32 Auszugsversuche bei  $T = 80^{\circ}\text{C}$  bis  $180^{\circ}\text{C}$  und Referenzversuche bei  $T = 20^{\circ}\text{C}$ ;  $d_s = 10\text{ mm}$ ,  $l_v = 100\text{ mm}$ ; C 20/25

Bei einbetonierten Bewehrungsstäben ist der Abfall der Verbundfestigkeit im Fall von Brandbelastung unerheblich, da dieser erst bei einem Temperaturniveau auftritt, bei welchem der Abfall der Stahlfestigkeit aufgrund erhöhter Temperatur im Bauteil maßgeblich wird.

### 3.2.6.10 Einfluss der Aushärtezeit

Die auf dem Markt angebotenen Verbundmörtel enthalten neben organischem Kunstharz zum Teil auch Zement und Wasser. So bestehen die Hybrid-Systeme HH und UP2 aus Vinylesterharz in

Kombination mit Zement und Wasser. Aufgrund des Zementanteiles im Mörtel kann es mit zunehmender Aushärtezeit zu einer Nacherhärtung des Mörtels kommen. Aus diesem Grund wurden Auszugsversuche an eingemörtelten Bewehrungsstäben bei Mindestaushärtezeit von ca. einer Stunde bis zu einer Aushärtezeit von ca. 2500 Stunden (ca. 100 Tage) durchgeführt.

Die gemessenen Verbundfestigkeiten sind in Abhängigkeit von der Aushärtezeit im einfach logarithmischen Maßstab in Bild 3.33 dargestellt. Die beiden Versuchsreihen sind zusätzlich jeweils zusammenfassend durch eine logarithmische Trendlinie im Schaubild dargestellt. Beide Systeme zeigen einen deutlichen Einfluss der Aushärtezeit auf die Verbundfestigkeit. Die Nacherhärtung des Zementanteils im Mörtel führt im Vergleich zu den Werten bei Mindestaushärtezeit nach 1000 h zu einer Steigerung der Verbundfestigkeit von ca. 50%. Der Einfluss kann näherungsweise durch eine logarithmische Funktion dargestellt werden. Die Kurzzeitfestigkeit wird vom Kunstharzanteil im Verbundmörtel gewährleistet, die Nacherhärtung erfolgt durch den Zementanteil im Mörtel.

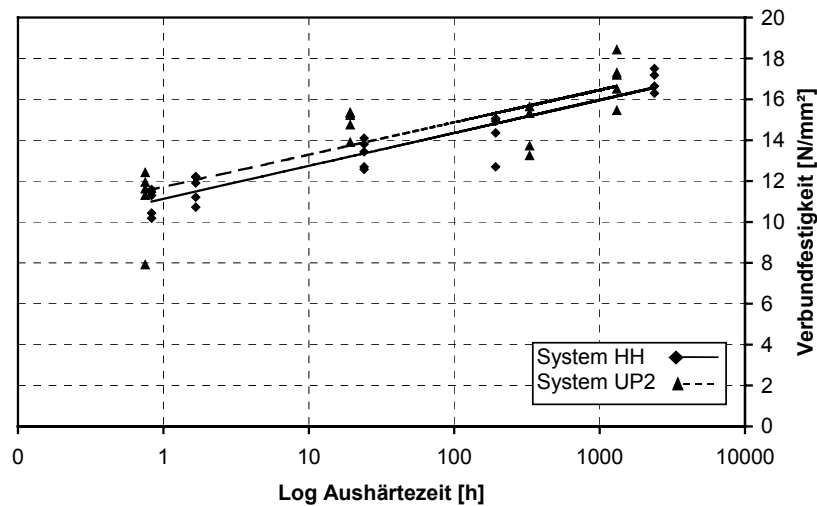


Bild 3.33 Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Aushärtezeit; aufgetragen im einfach logarithmischen Maßstab;  $d_s = 10 \text{ mm}$ ,  $l_v = 100 \text{ mm}$ , C 20/25

Bei Bewehrungsanschlüssen wird die Belastung erst dann eingeleitet, wenn das Anbauteil betoniert, ausgehärtet und ausgeschalt ist. Aus diesem Grund kann im Normalfall immer von einer Aushärtezeit vor der Belastung von mind. einer Woche ( $> 150 \text{ h}$ ) ausgegangen werden, weswegen die Nacherhärtung bis zu diesem Zeitpunkt in der Bemessung mit berücksichtigt werden kann.

### 3.2.7 Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben mit großem Randabstand

Um die Leistungsfähigkeit von Verbundmörtelsystemen zu bewerten, müssen einheitliche Bewertungskriterien festgelegt werden. Diese Kriterien müssen sowohl die Verbundfestigkeit als auch die Verbundsteifigkeit berücksichtigen. Als Vergleichskriterium für die Tragfähigkeit eines nachträglichen Bewehrungsanschlusses wird immer die Tragfähigkeit eines Bauteiles herangezogen, welches in monolithischer Bauweise in einem Abschnitt betoniert wurde. Im Falle eines nachträglichen Bewehrungsanschlusses an ein Bauteil, bei dem die Lastweiterleitung über Bewehrung gewährleistet werden muss, ist die Vergleichsstruktur ein einbetonierter Übergreifungsstoß. Im Falle einer Verankerung ist es das Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben ohne Anschlussbewehrung im jeweiligen Spannungszustand. Aus diesem Grund wurde für die Entwicklung von Bewertungskriterien für Verbundmörtelsysteme das Tragverhalten von einzelnen einbetonierten Be-

wehrungsstäben analysiert und zugrunde gelegt. Wie in Abschnitt 3.2 beschrieben, wurden an einbetonierten Bewehrungsstäben zentrische Auszugsversuche mit enger Abstützung durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Bild 3.3 dargestellt.

Betrachtet werden in dieser Auswertung nur Versuche mit einer Einbindetiefe  $l_v \approx 10 d_s$  in einem Beton mit der Druckfestigkeit von  $f_{cc} \approx 25 \text{ N/mm}^2$ . Die Versuche mit dem Durchmesser  $d_s = 8$  bis  $25 \text{ mm}$  weisen unterschiedliche bezogene Rippenflächen auf und wurden in Betonplatten unterschiedlicher Betondruckfestigkeit durchgeführt. Aus diesem Grund mussten sowohl die gemessenen Verbundfestigkeiten sowie die gemessenen Verschiebungen bei Bruchlast auf ein einheitliches Niveau normiert werden. Alle Versuche wurden nach *Eligehausen (1979)* proportional zu der Quadratwurzel der Druckfestigkeit auf  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$  normiert. Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundfestigkeiten und Verschiebungen beim Bruch wurden nach *Martin/Noakowski (1981)* entsprechend Bild 2.19 berücksichtigt. Nach einer Auswertung von Fremdüberwachungsergebnissen deutscher Hersteller im Zeitraum 1999/2000 des Instituts für Stahlbetonbewehrung e.V., München, überschreiten die produzierten Bewehrungsstäbe BSt 500 S die nach der *DIN 488 (1984)* geforderten bezogenen Rippenflächen im Mittel um ca. 54%. Die Versuchsergebnisse wurden auf die in dieser Studie ermittelten mittleren bezogenen Rippenflächen normiert. Diese betrug im Falle des Durchmessers  $d_s = 8 \text{ mm}$   $f_R = 0,069$  (min. Wert nach DIN 488  $f_{R,\min} = 0,045$ ) und für Durchmesser  $d_s = 12$  bis  $25 \text{ mm}$   $f_R = 0,086$  (min. Wert nach DIN 488  $f_{R,\min} = 0,056$ ). Die auf der Basis dieser Normierung ermittelten Verbundfestigkeiten sind in Bild 3.34 dargestellt. Im Mittel wird eine Verbundfestigkeit von  $\tau_{u,m} = 11,4 \text{ N/mm}^2$  erreicht. Die Streuung beträgt  $v = 8,6\%$ . Daraus errechnet sich die 5%-Fraktile der Versuche mit  $\tau_{u,m,5\%} = 9,2 \text{ N/mm}^2$ .

Bei Annahme einer konstanten Verbundfestigkeit für alle Durchmesser wird speziell im Hinblick auf die Ergebnisse bei den Durchmessern  $d_s = 8$  bis  $16 \text{ mm}$  und einer Vereinfachung der Anforderungsbedingungen eine Verbundfestigkeit wie folgt vorgeschlagen:

$$\tau_{u,m,\text{einb}} = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{u,m,5\%,\text{einb}} = 9 \text{ N/mm}^2$$

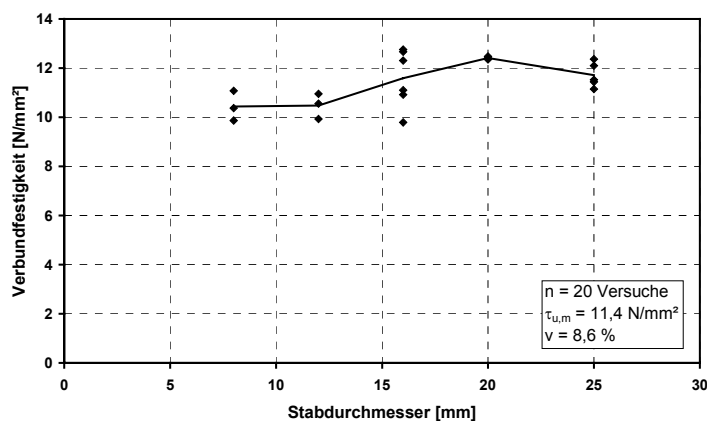


Bild 3.34 Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser einbetonierter Bewehrungsstäbe beim Auszugsversuch mit enger Abstützung;  $l_v = 10 d_s$ ; normiert auf  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$  und  $f_R = 0,069$  ( $d_s = 8 \text{ mm}$ ) bzw.  $f_R = 0,086$  ( $d_s = 12 - 25 \text{ mm}$ )

Bild 3.35 zeigt die Verbundfestigkeiten der durchgeführten Versuche in Abhängigkeit der Verschiebung des Stabes gegen die Betonoberfläche am belasteten Stabende beim Bruch. Die Ver-



suche zeigen, dass die Bewehrungsstäbe mit steigendem Stabdurchmesser ihre Bruchlast bei größerer Verschiebung erreichen.

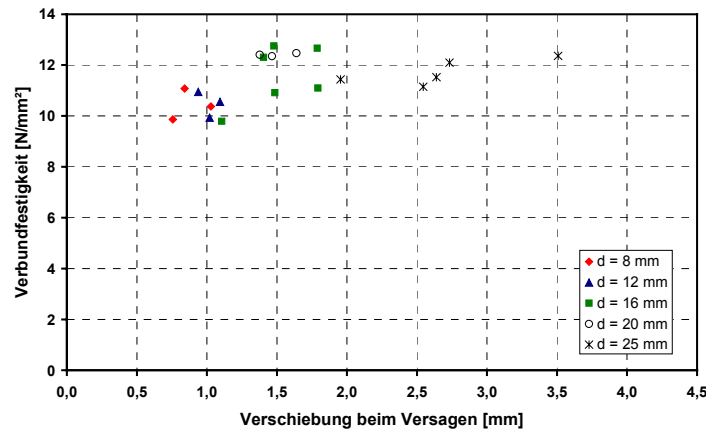


Bild 3.35 Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit der Verschiebungen beim Bruch von einbetonierten Bewehrungsstäben beim Auszugsversuch mit enger Abstützung;  $l_v = 10 d_s$ ; normiert auf  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$  und  $f_R = 0,069$  ( $d_s = 8 \text{ mm}$ ) bzw.  $f_R = 0,086$  ( $d_s = 12 - 25 \text{ mm}$ )

Bild 3.36 zeigt die Verschiebungen bei Bruchlast bei den durchgeführten Versuchen. Gestrichelt eingezeichnet ist zudem eine lineare Trendlinie auf Basis der Versuchsergebnisse. Die mit eingetragene Geradengleichung zeigt, dass diese Gerade die y-Achse bei  $y \approx -0,27$  schneidet, was etwa dem theoretischen Schnittpunkt  $y = 0$  entspricht. Zusätzlich wurde die Gerade  $y = 0,1d_s$  in das Schaubild eingezeichnet. Es ist sichtbar, dass die Verschiebung bei Erreichen der Bruchlast durch den folgenden Rechenansatz hinreichend genau dargestellt werden kann:

$$s_{u,\text{einb}} = 0,1 \cdot d_s$$

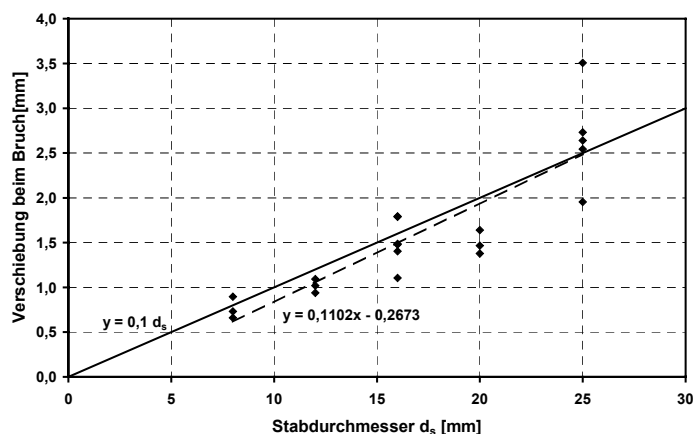


Bild 3.36 Verschiebungen beim Bruch in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser von einbetonierten Bewehrungsstäben beim Auszugsversuch mit enger Abstützung;  $l_v = 10 d_s$ ; normiert auf  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$  und  $f_R = 0,069$  ( $d_s = 8 \text{ mm}$ ) bzw.  $f_R = 0,086$  ( $d_s = 12 - 25 \text{ mm}$ )

Wie in Abschnitt 3 und 4 diskutiert, beeinflusst auch die Verbundsteifigkeit das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen. Die Verbundsteifigkeit kann nur bedingt durch die Verschiebung bei Höchstlast ermittelt werden. Zur genaueren Bewertung ist ein weiteres Bewertungs-

kriterium notwendig, welches den Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurve bei kleineren Verschiebungen betrachtet. Aus diesem Grund wurden die an einbetonierten Bewehrungsstäben ermittelten Lasten bei kleineren Verschiebungen betrachtet.

Bild 3.37 zeigt das Verhältnis der Last bei einer Verschiebung  $s_u/3$  zu der Bruchlast für die untersuchten Stabdurchmesser. Zusätzlich ist die Regressionsgerade inkl. Geradengleichung im Schaubild mit eingetragen. Es ist zu sehen, dass die untersuchten einbetonierten Stäbe bei einer Verschiebung, welche einem Drittel der Verschiebung bei Bruchlast entspricht, für alle Durchmesser gleich etwa 80 bis 85% der Bruchlasten tragen. Bei Betrachtung der Versuche bei  $d_s = 8$  bzw. 16 mm kann als einheitliche Bedingung für das Verhältnis Last bei  $s_u/3$  zu Bruchlast vereinfachend 80% angesetzt werden.

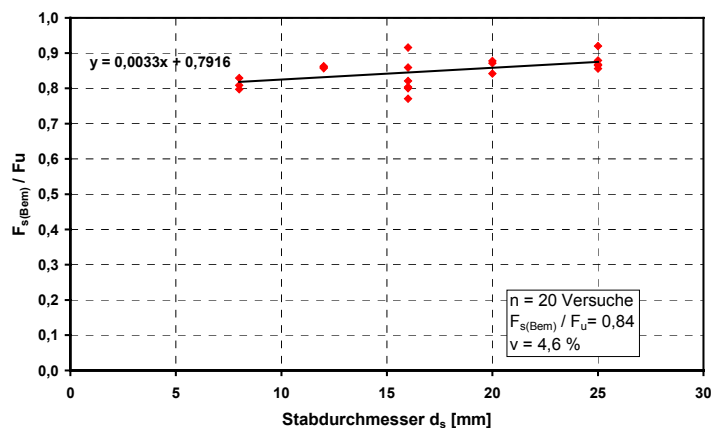


Bild 3.37 Verhältnis Last bei  $s_u/3$  zu Bruchlast in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser; Auszugsversuche einbetonierter Stäbe mit enger Abstützung;  $l_v = 10 d_s$

Zusammenfassend kann das Last-Verschiebungs-Verhalten wie folgt vereinfachend dargestellt werden:

$$\tau_{u,m,einb} = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{u,m,5\%,einb} = 9 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{u,einb} = 0,1 * d_s$$

$$\tau_{(su,m/3),einb} / \tau_{u,m,einb} = 0,8$$

mit

$\tau_{u,m,einb}$  Mittlere Verbundfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\tau_{u,m,5\%,einb}$  5%-Fraktilwert der mittleren Verbundfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$s_{u,m,einb}$  Mittlere Verschiebung am belasteten Stabende bei Erreichen der Bruchlast [mm]

$\tau_{(su,m/3),einb}$  Mittlere Verbundspannung bei einer Verschiebung, welche einem Drittel der Verschiebung bei Bruchlast entspricht ( $s = s_{u,m,einb} / 3$ ) [mm]

Bedingungen:

- $l_v = 10 d_s$
- $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Mittlere bezogene Rippenfläche  $f_R = 0,069$  ( $d_s = 8 \text{ mm}$ ) bzw.  $f_R = 0,086$  ( $d_s = 12 - 25 \text{ mm}$ ) ( $f_R = 1,54 * f_{R,min \text{ Din 488}}$ )
- Auszugsversuch mit enger Abstützung entsprechend Bild 3.3

### **3.2.8 Untersuchungen zur Spannungs-Dehnungsverteilung von Einzelstäben entlang der Stabachse gemessen mit DMS**

#### 3.2.8.1 Allgemeines

Die Übertragung der Lasten in den Untergrund erfolgt vom Bewehrungsstab über mechanische Verzahnung der Rippen in den Verbundmörtel und vom Verbundmörtel in den Beton über Klebewirkung bzw. Mikroverzahnung. Die aus dieser Lasteinleitung resultierenden Verbundspannungen hängen von einer Vielzahl von Variablen ab, die das Tragverhalten der eingemörtelten Stäbe bestimmen. Der Einfluss der verschiedenen Variablen auf das Last-Verschiebungsverhalten und die Bruchlasten ist in Abschnitt 3.2.6 beschrieben. Die lastabhängige Verbundspannungsentwicklung bei Verankerungen wurde mit auf den Bewehrungsstäben applizierten Dehnmessstreifen (DMS) untersucht und analysiert. Das Applizieren der DMS sowie die Auswertekriterien sind in Abschnitt 3.1.3 beschrieben. In den folgenden Kapiteln sind die Ergebnisse verschiedener Versuche exemplarisch dargestellt. Eine komplette Zusammenstellung der durchgeführten Versuche mit DMS enthält Anhang B.

#### 3.2.8.2 Übersicht über die durchgeführten Versuche

Es wurden Auszugsversuche mit gerippten Bewehrungsstäben  $d_s = 20 \text{ mm}$  durchgeführt. Die Versuche erfolgten mit enger (Bild 3.3 / Bild 3.4) und weiter (Bild 3.6) Abstützung. Bei den Versuchen mit enger Abstützung wurde nur die Verankerungslänge  $l_v = 300 \text{ mm}$  untersucht. Variiert wurde die Betondeckung, die Bohrlochreinigung und das Bohrverfahren. Bei den Versuchen mit weiter Abstützung wurde die Verankerungslänge von  $l_v = 120$  bis  $300 \text{ mm}$  variiert.

#### 3.2.8.3 Untersuchungen zum Einfluss der Einbindetiefe

Bild 3.38 zeigt die Verbundspannungsverteilungen der Auszugsversuche mit weiter Abstützung mit einer Verankerungslänge von  $120 \text{ mm}$ ,  $180 \text{ mm}$ ,  $240 \text{ mm}$  und  $300 \text{ mm}$  im Vergleich. Alle Versuche haben gemein, dass am belasteten Ende der Verankerungen geringere Verbundspannungen übertragen werden können als in den tieferen Regionen. Dies ist auf schlechtere Verbundbedingungen im Bereich des Bohrlochmundes zurückzuführen. In diesem Bereich vergrößert sich durch Schädigungen beim Bohren der Durchmesser des zylindrischen Bohrloches etwas. Das führt zu einem größeren Ringspalt und zusätzlich zu einer leicht schräg sich öffnenden Verbundfläche, was beides zu verminderten Verbundspannungen führen kann. Zudem bildet sich in diesem Bereich ein Ausbruchkegel, was auch zu verminderten Verbundspannungen im Lasteinleitungsbereich führen kann. Bei kleinen Verankerungstiefen ist der Anteil der Verbundfläche mit verminderten Verbundfestigkeiten an der Gesamtverbundfläche größer als bei Verankerungen mit größeren Verankerungslängen. Dies führt bei kleiner Verankerungslänge im Vergleich zu einer geringeren mittleren Verbundfestigkeit (vgl. Bild 3.10). Bei den hier durchgeführten Versuchen vergrößerte sich der Bereich mit verminderten Verbundfestigkeiten bei Vergrößerung der Verankerungslänge. Da aber die

Verbundfestigkeiten in den tieferen Verbundbereichen weiter ansteigen, bleiben die mittleren Verbundfestigkeiten bei Verankerungen von  $l_v = 180$  mm bis 300 mm annähernd konstant (vgl. Bild 3.10). Es ist aber zu erwarten, dass die mittleren Verbundfestigkeiten bei einer weiteren Vergrößerung der Einbindetiefe irgendwann wieder abfallen, da nur ein begrenzter Verbundbereich auf einmal aktiviert werden kann. Dies wird im Detail in Abschnitt 4.3 im Rahmen der Finite-Elemente-Simulation behandelt.

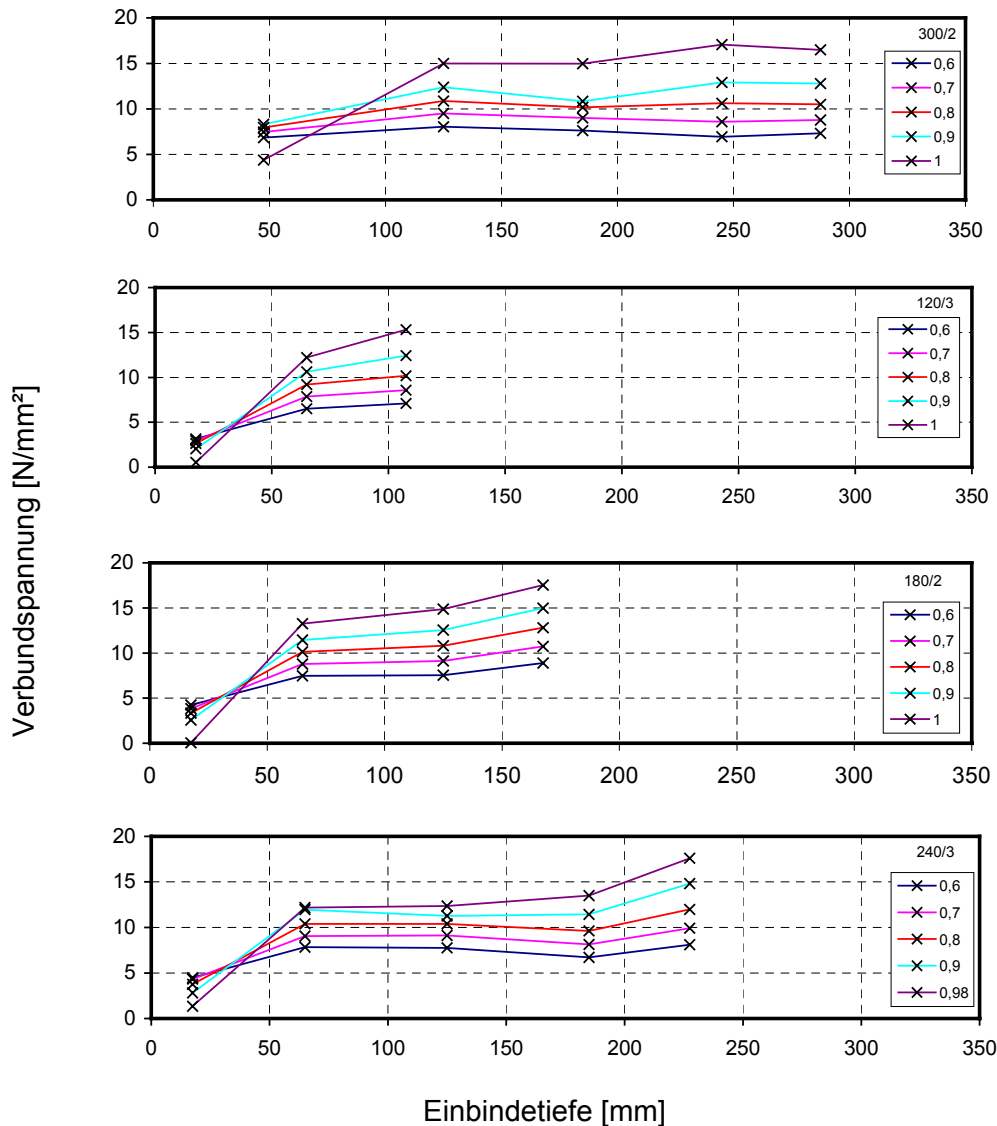
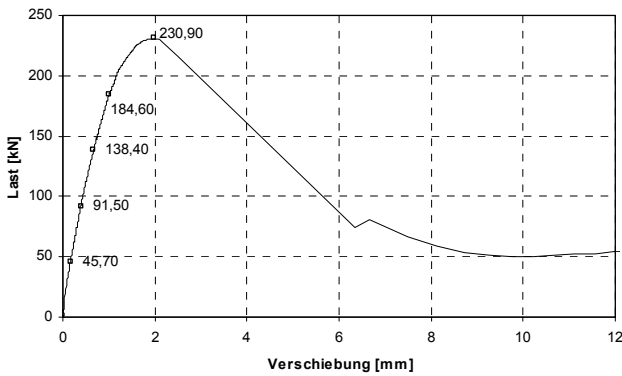


Bild 3.38 Verbundspannungsverteilung bei  $0,6F_u$  bis  $F_u$ , Auszugsversuche mit weiter Abstützung; System HH;  $l_v = 120$  bis 300 mm;  $d_s = 20$  mm; gute Bohrlochreinigung

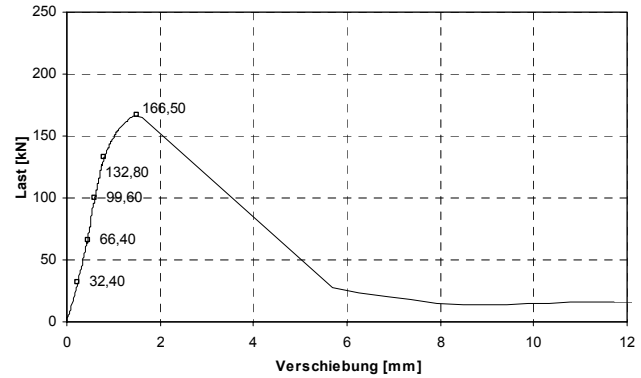
#### 3.2.8.4 Untersuchungen zum Einfluss der Betondeckung

Bild 3.40 zeigt im Vergleich die Verbundspannungsverteilungen von einem eingemörtelten Bewehrungsstab mit großer und mit kleiner Betondeckung; Bild 3.39 zeigt die dazugehörigen Last-Verschiebungskurven mit den eingezeichneten jeweiligen Lastniveaus der Verbundspannungsauswertungen. Die Last-Verschiebungskurven zeigen das in Abschnitt 3.2.6.3 beschriebene Verhalten. Der Bewehrungsstab mit kleiner Betondeckung versagt bei einer niedrigeren Last als der Stab mit großer Betondeckung durch Spalten der Betondeckung. Der Versagensmechanismus kann im Vergleich in der Entwicklung der Verbundspannungsverteilungen beider Stäbe nachvoll-

zogen werden. Bis zu einer Last von ca. 130 kN verhalten sich beide Stäbe gleich. Sowohl die Verbundspannungsverteilung, als auch die Verschiebungen sind vergleichbar. Bei einer weiteren Laststeigerung können beim Stab mit kleiner Betondeckung aufgrund der Spaltrissentwicklung die Verbundspannungen im Lasteinleitungsbereich nicht weiter gesteigert werden. Diese bleiben bei weiterer Laststeigerung auf dem vorhandenen Niveau bzw. fallen sogar ab. Da der Spaltriss vom belasteten Ende beginnt, sind die Rissöffnungen im tieferen Bereich der Verankerung kleiner bzw. ist der Riss noch nicht vorhanden. Aus diesem Grund können die Verbundspannungen in den tieferen Regionen der Verankerung noch gesteigert werden. Aber auch hier kann das Niveau der Verbundspannungen des Stabes mit großer Betondeckung nicht erreicht werden, da bei weiter steigender Belastung in den tieferen Bereichen der Verankerung die Rissbreiten zunehmen. Der Stab mit kleiner Betondeckung versagt mit einer kleineren mittleren Verbundfestigkeit als der Stab mit großer Betondeckung. Zu beachten ist, dass der Bewehrungsstab mit großer Betondeckung eine deutlich ausgeglichene, über weite Teile uniform ausgebildete Verbundspannungsverteilung hat als der Stab mit kleiner Betondeckung. Beim Bewehrungsstab mit kleiner Betondeckung ist dies bis zur Bildung des Spaltrisses ebenso der Fall. Dann verhält sich die Verbundspannungsverteilung entgegengesetzt der anzunehmenden Breite des Spaltrisses – die Verbundspannungen beim Versagen steigen annähernd linear vom belasteten Ende des Stabes bis zum Ende der Verankerung an.

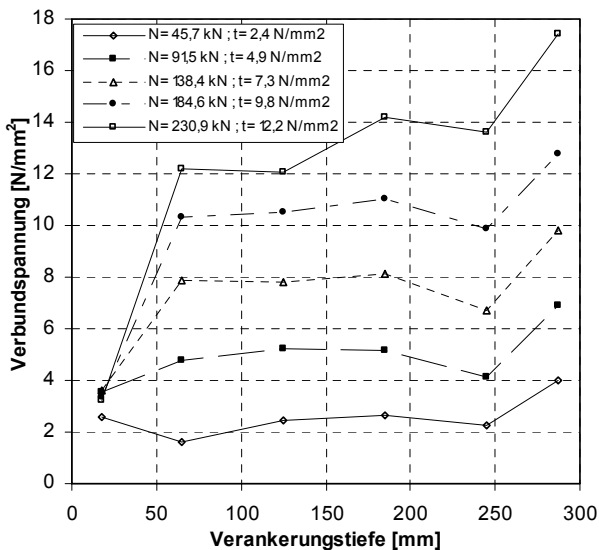


(a) große Betondeckung

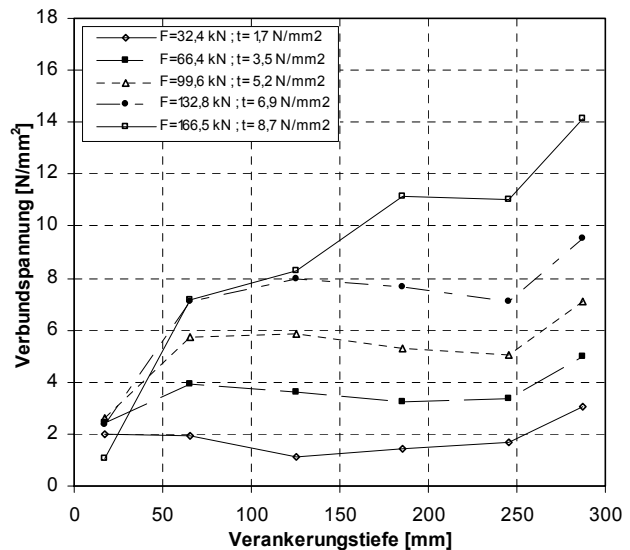


(b) kleine Betondeckung (c = 40 mm)

Bild 3.39 Last-Verschiebungskurve; Auszugsversuche mit enger Abstützung; große und kleine Betondeckung;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, System HH, gute Bohrlochreinigung



(a) große Betondeckung



(b) kleine Betondeckung (c = 40 mm)

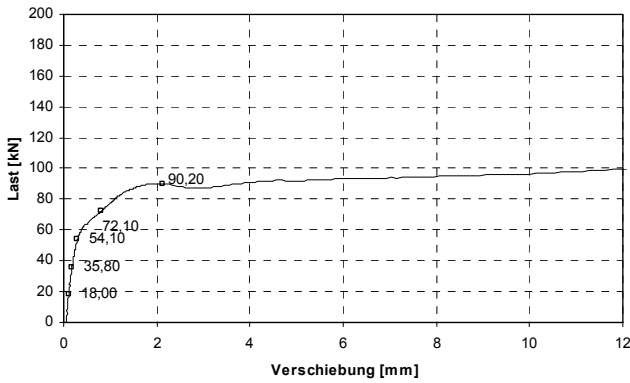
Bild 3.40 Verbundspannungsverteilung von  $0,2F_u$  bis  $F_u$ ; Auszugsversuche mit enger Abstützung; große und kleine Betondeckung;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, System HH, gute Bohrlochreinigung

### 3.2.8.5 Untersuchungen zum Einfluss der Bohrlochreinigung

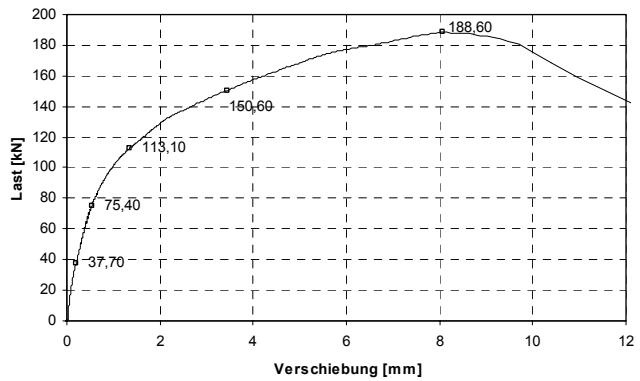
Parallel zu den Versuchen mit guter Bohrlochreinigung wurden Versuche mit ungereinigtem Bohrloch durchgeführt. Die Bohrlöcher wurden in vertikaler Richtung nach unten gebohrt. Um zu gewährleisten, dass die Stäbe auf die vorgesehe Tiefe verankert werden konnten, wurden die Bohrlöcher 3 cm tiefer gebohrt. Das nicht von der Bohrwendel nach außen geförderte Bohrmehl konnte sich hier absetzen und die volle Verankerungslänge stand zur Verfügung. Keine weitere Bohrlochreinigung wurde durchgeführt.

Dargestellt sind in Bild 3.42 die Verbundspannungsverteilungen von zwei Versuchen ohne Bohrlochreinigung. Bild 3.41 zeigt die Last-Verschiebungskurven beider Versuche. Die Versuche zeigen ein Versagen bei deutlich niedrigeren Lasten als der Versuch mit guter Bohrlochreinigung (vgl.

Bild 3.39 (a)). Ein deutlich abweichendes Verschiebungsverhalten der beiden Versuche ist sichtbar. Bei beiden Versuchen knickt die Last-Verschiebungskurve schon bei niedriger Last ab und die Verschiebungen nehmen stark zu. Bei Versuch Nr. 3 kann ab diesem Punkt die Last nur noch geringfügig gesteigert werden und der Stab versagt durch Herausziehen nach einer weiteren geringen Zunahme der Verschiebung. Bei Versuch Nr. 4 kann nach dem Abknicken der Last-Verschiebungskurve die Belastung noch deutlich gesteigert werden. Die Verschiebungen nehmen aber immer stärker zu und die Maximallast wird bei einer Verschiebung von ca. 8 mm erreicht. Eine Erklärung dafür bietet die Auswertung der Verbundspannungsverteilung der beiden Versuche in Bild 3.42. Bei Versuch Nr. 3 (Bild 3.42 (a)) können die Verbundspannungen bis zur Maximallast in allen Bereichen gesteigert werden. Deutlich sichtbar ist aber die ungleiche Verteilung der Verbundspannungen. In der ersten Hälfte des Verbundbereiches werden deutlich höhere Verbundspannungen übertragen als in den tieferen Bereichen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich in den tieferen Bereichen durch das vertikale Bohren nach unten mehr Bohrstaub ansammelt als in den oberen Bereichen, in denen zusätzlich eine geringfügige mechanische Reinigung der Bohrlochwand durch den Bohrer anzunehmen ist. Durch den Bohrstaub an der Bohrlochwand können bei Höchstlast die Verbundspannungen nicht weiter gesteigert werden und der Stab wird ausgezogen. Versuch Nr. 4 (Bild 3.42 (b)) zeigt bei niedrigen Lasten ein ähnliches Verhalten. Ebenfalls sind die Verbundspannungen in der ersten Hälfte des Verbundbereiches höher als in den tieferen Regionen. Mit dem Abflachen der Last-Verschiebungskurve wird der Verbundspannungsverlauf sehr unregelmäßig. Aufgrund der großen Verschiebungen und Verschiebungszunahme mit geringer Laststeigerung ist anzunehmen, dass sich der Verbund gelöst hat und der Stab mit Mörtelpfropfen durch das Bohrloch gezogen wird. Der Stab verhakt sich aber örtlich in verschiedenen Bereichen, wodurch lokal sehr hohe Verbundspannungen auftreten und die Last trotz großer Verschiebungen weiter gesteigert werden kann. Diese lokalen Verbundspannungen sind wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass sich der Mörtelpfropfen im unregelmäßigen Bohrloch nach der Verschiebung wieder verklemmt oder dass sich aufgrund der Verschiebungen kleine abgeriebene Mörtel- oder Betonteile lokal zwischen Mörtel und Bohrlochwand verklemmen. Diese örtlichen Verbundspannungsspitzen sind in Bild 3.42 (b) deutlich sichtbar. Dies zeigt, dass auch bei Versuch Nr. 4 nach dem Abflachen der Last-Verschiebungskurve keine sichere Lastabtragung über Verbund mehr gewährleistet werden kann und die Laststeigerung nur auf lokalem zufälligem Verklemmen von Mörtel und Beton beruht. Die großen Unterschiede der beiden Stäbe in ihrer Verbundspannungsverteilung erklären auch die höheren Streuungen von Versuchen mit schlechter Bohrlochreinigung. Ein sicheres und bei allen Versuchen gleichförmiges Tragverhalten ist bei ungenügender Reinigung nicht zu gewährleisten. Lokal unregelmäßige Verhältnisse bestimmen quasi zufällig das Tragverhalten.

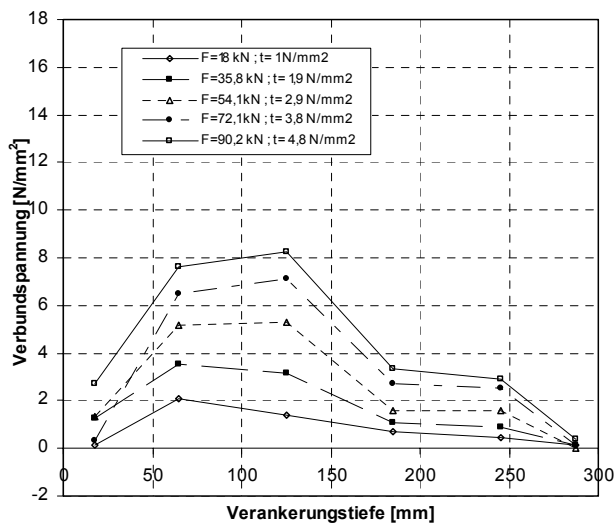


(a) Versuch HCNV 3

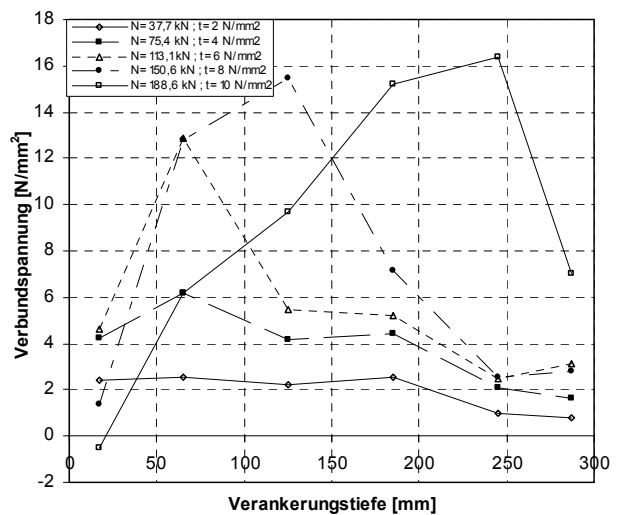


(b) Versuch HCNV 4

Bild 3.41 Last-Verschiebungskurve; Auszugsversuche mit enger Abstützung und großer Betondeckung; vertikal nach unten gebohrt; keine Bohrlochreinigung;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, System HH



(a) Versuch HCNV 3



(b) Versuch HCNV 4

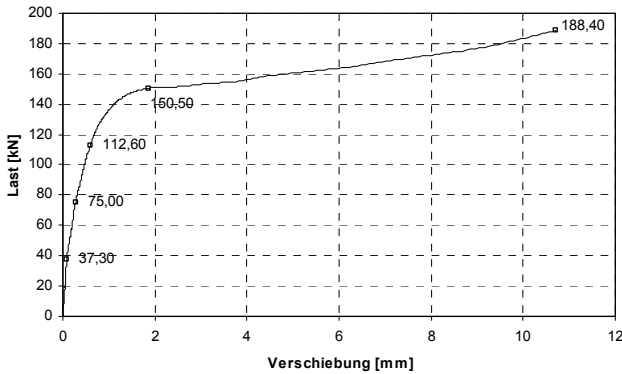
Bild 3.42 Verbundspannungsverteilung von  $0,2F_u$  bis  $F_u$ ; Auszugsversuche mit enger Abstützung und großer Betondeckung; vertikal nach unten gebohrt; keine Bohrlochreinigung;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, System HH

### 3.2.8.6 Untersuchungen zum Einfluss des Bohrverfahrens

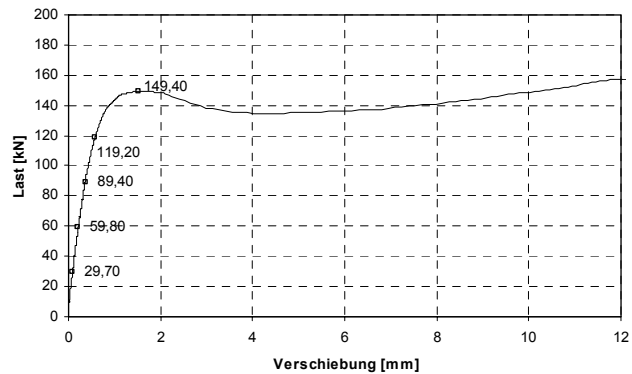
Bild 3.43 und Bild 3.44 zeigen die Versuchsergebnisse von Bewehrungsstäben, eingemörtelt mit Diamantbohrverfahren. Es wurde der Verbundmörtel System HH verwendet. Beide Versuche zeigen im Vergleich mit dem Versuch mit Hammerbohrverfahren (Bild 3.39 (a)) deutlich reduzierte Traglasten. Dies ist anhand der Verbundspannungsverteilungen in Bild 3.44 nachzuvollziehen. Im Vergleich mit den Versuchen mit Hammerbohrverfahren (Bild 3.40 (a)) werden vor allem am unbelasteten Ende der eingemörtelten Stäbe deutlich geringere Verbundspannungen übertragen. Es ist anzunehmen, dass dies auf eine in diesem Bereich noch vorhandene Feuchtigkeit bzw. Restwasser zurückzuführen ist. Da bei Diamantbohrverfahren das Bohrloch mit Wasser gespült wird, ist diese Restfeuchtigkeit bzw. Restwasser nicht immer zu vermeiden. Zudem ist sichtbar, dass auch in den mittleren Verbundbereichen eine geringere Verbundspannung übertragen wird als bei den Stäben in hammergebohrten Bohrlöchern. Dies ist auf die glatte Bohrlochwand beim diamantge-



bohrten Bohrloch zurückzuführen, welche eine geringere Mikroverzahnung des Mörtels im Beton ermöglicht. Die bei Versuch DCXNX 1 (Bild 3.44 (a)) bei Maximallast ermittelten sehr hohen Verbundspannungen sind auf ein lokales Verkleben des Stabes nach dem eigentlichen Verbundversagen zurückzuführen. Dies zeigt auch, dass die Maximallast erst bei einer Verschiebung von ca. 11 mm erreicht wurde.

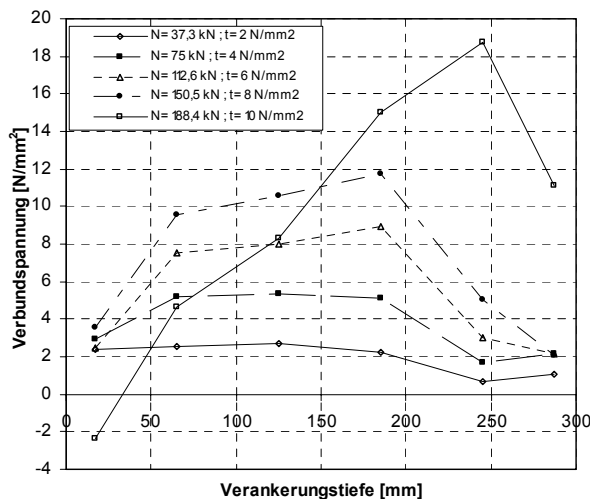


(a) Versuch DCXNX 1

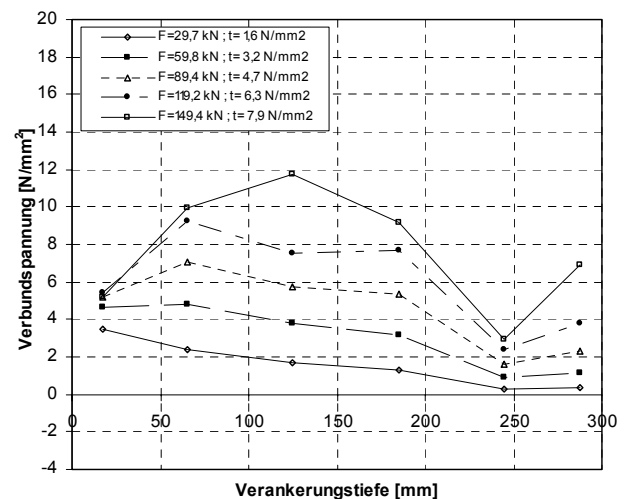


(b) Versuch DCXNX 3

Bild 3.43 Last-Verschiebungskurve; Auszugsversuche mit enger Abstützung und großer Betondeckung; Diamantbohrverfahren; gute Bohrlochreinigung;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, System HH



(a) Versuch DCXNX 1



(b) Versuch DCXNX 3

Bild 3.44 Verbundspannungsverteilung von  $0,2F_u$  bis  $F_u$ ; Auszugsversuche mit enger Abstützung und großer Betondeckung; Diamantbohrverfahren; gute Bohrlochreinigung;  $d_s = 20$  mm,  $l_v = 300$  mm, System HH

### 3.3 Versuche an Bewehrungsanschlüssen mit Anschlussbewehrung (Übergreifungsstöße)

#### 3.3.1 Allgemeines

Das Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen mit Lastweiterleitung auf eine Anschlussbewehrung wurde an Balken und Platten unter Momentenbelastung (Abschnitt 3.3.2) und an Dehnkörpern unter Zugbelastung untersucht (Abschnitt 3.3.3). Bei den Versuchen unter Momentenbelastung wurde zuerst ein Abschnitt der Probekörper betoniert. Nach dem Aushärten wurde der Bewehrungsanschluss in der Stirnseite des Probekörpers hergestellt. Dann wurde der zweite Ab-

schnitt der Versuchskörper betoniert. Die Versuche an Dehnkörpern wurden unter zentrischer Zugbelastung durchgeführt. Die eingemörtelten Stäbe wurden über die gesamte Länge der Probekörper mit den einbetonierten Bewehrungsstäben gestoßen.

Zum Vergleich wurden bei allen Versuchsreihen Körper mit komplett einbetonierten Übergreifungsstößen geprüft.

### **3.3.2 Versuche an eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen in Bauteilen unter Momentenbelastung**

#### 3.3.2.1 Versuchsprogramm

Es wurden 21 Versuche an Balken und Plattenstreifen unter Momentenbelastung durchgeführt. Bei jeder Versuchsreihe wurden vergleichend Versuche mit eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen und mit einbetonierten Übergreifungsstößen gefahren. Die Versuchskörper wurden so dimensioniert, dass das Versagen durch Spalten der Betondeckung auftrat, bevor die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe erreicht wurde. Die geometrischen Randbedingungen der Übergreifungsstöße bzw. Bewehrungsanschlüsse wurden so gewählt, dass jeweils mindestens eine Versuchsreihe pro möglicher Bruchart nach *Eligehausen (1979)* gefahren wurden. Zudem wurden Versuche mit und ohne Querbewehrung im Stoßbereich durchgeführt. Eine weitere untersuchte Variable war die Anordnung des eingemörtelten Bewehrungsstabes zum einbetonierten Bewehrungsstab. Untersucht wurde die Anordnung der eingemörtelten Bewehrungsstäbe parallel zur Betonoberfläche neben dem einbetonierten Bewehrungsstab und senkrecht oberhalb der einbetonierten Bewehrungsstäbe. Die Bewehrungsanschlüsse wurden mit drei verschiedenen Systemen hergestellt. Alle Versuchskörper hatten eine gleiche Systemlänge von  $l = 4,50$  m.

Das Versuchsprogramm mit den maßgeblichen geometrischen Angaben, verwendeten Materialien sowie erzielten Bruchlasten ist in Tabelle 3.1 dargestellt. Eine Detailzeichnung der Versuchskörper inkl. Bewehrungsanordnung ist in den jeweiligen Kapiteln mit den Versuchsergebnissen enthalten.

Tabelle 3.1 Versuchsprogramm der Balken- bzw. Plattenversuche

	Versuchskörper	System / Einbetoniert	Abmessungen b/h	Längsbewehrung $\varnothing_{sl}$	Längsbewehrungsgrad $\Sigma A_{sl}/(b \cdot h)$	Übergreifungslänge $l_s$	Querbewehrung $\varnothing_{sq}-St$	Querbewehrungsgrad $\Sigma A_{sq}/A_{sq}$	Abstände <sup>1)</sup> $c_x/c_y/e$	Betondeckung $f_{cc}$	Bruchlast
1	U1A	Einb.	256/320	2 $\varnothing 16$	0,0049	480	-	-	32/32/128 a)	34,3	30,32
2	U1B	UP 1	256/320	2 $\varnothing 16$	0,0049	480	-	-	32/32/114 b)	34,4	31,55
3	U2A	Einb.	400/400	2 $\varnothing 25$	0,0061	500	6 $\varnothing 10-90$	2,08	50/50/200 d)	35,0	76,18
4	U2B	UP 1	400/400	2 $\varnothing 25$	0,0061	500	6 $\varnothing 10-90$	2,08	50/50/183 e)	35,1	68,30
5	U3A	Einb.	840/200	5 $\varnothing 12$	0,0034	240	-	-	120/24/120 a)	34,9	29,22
6	U3B	UP 1	840/200	5 $\varnothing 12$	0,0034	240	-	-	120/24/108 c)	34,9	33,31
7	U3C	Einb.	840/200	5 $\varnothing 12$	0,0034	240	-	-	120/24/120 a)	34,0	28,37
8	H1A	Einb.	320/400	2 $\varnothing 20$	0,0049	612	-	-	40/40/160 a)	35,1	54,95
9	H1B	HH	320/400	2 $\varnothing 20$	0,0049	612	-	-	40/40/142 b)	35,1	60,89
10	H2A	Einb.	360/200	5 $\varnothing 12$	0,0078	292	-	-	30/40/48 a)	35,1	22,65
11	H2B	HH	360/200	5 $\varnothing 12$	0,0078	292	-	-	30/40/41 c)	35,1	28,92
12	E1	Einb.	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/60 a)	32,8	102,0
13	E2	Einb.	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/60 a)	31,2	108,0
14	U1	UP 2	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/52,5 f)	32,5	82,0
15	U2	UP 2	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/52,5 f)	32,3	85,9
16	UV1	UP 2	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/80 g)	32,5	83,0
17	UV2	UP 2	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/80 g)	32,4	75,3
18	H1	HH	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/51 f)	31,5	72,7
19	H2	HH	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/51 f)	31,4	80,7
20	HV1	HH	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/80 g)	31,6	75,2
21	HV2	HH	550/300	4 $\varnothing 20$	0,0076	800	4 $\varnothing 10-200$	2,79	100/40/80 g)	31,7	76,3

1) Abstände je nach Art der Bewehrungsanordnung (Bild 3.45)

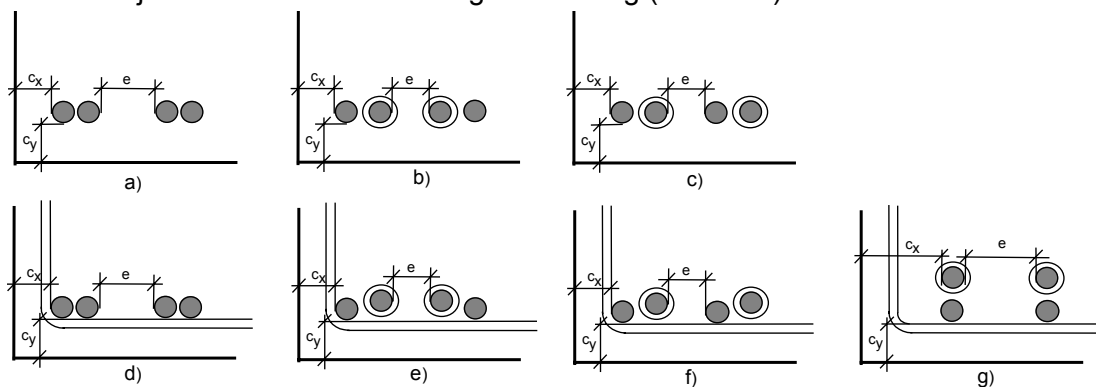


Bild 3.45 Betondeckung und lichter Abstand der eingemörtelten und einbetonierten Bewehrung; schematische Darstellung

## 3.3.2.2 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Die Versuchskörper mit nachträglichen Bewehrungsanschlüssen wurden in zwei Abschnitten betoniert. Beim ersten Betonierabschnitt wurden die Körper bis zum Ende des geplanten Übergrei-

fungsbereiches betoniert. Nach ca. 28 Tagen wurde in der Stirnseite der Körper der nachträgliche Bewehrungsanschluss hergestellt. Nach dem Aushärten des Verbundmörtels wurde der jeweilige Versuchskörper auf die gewünschte Länge fertigbetoniert. Die Anschlussfläche zwischen Alt- und Neubeton wurde glatt geschalt und vor dem Betonieren nicht zusätzlich aufgeraut. Ca. 28 Tage nach dem Fertigstellen des zweiten Betonierabschnittes wurden die Versuchskörper geprüft. Zu allen Versuchskörpern mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen wurden Vergleichsversuche mit in einem Betoniervorgang einbetonierten Übergreifungsstößen hergestellt. Diese Vergleichskörper wurden aus derselben Betonmischung hergestellt, wie der erste Betonierabschnitt der Körper mit nachträglich eingemörtelten Stäben, um gleiche Werkstoffbedingungen im maßgeblichen Bereich der Versuchskörper zu erhalten. Die Bewehrung wurde vergleichbar angeordnet. Die tragende Längsbewehrung wurde bei allen Versuchskörpern beim Betonieren unten angeordnet. Die Betonierabschnitte sind schematisch in Bild 3.46 dargestellt.

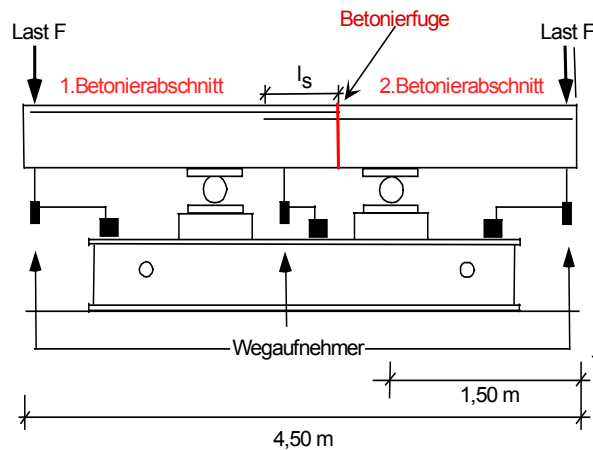
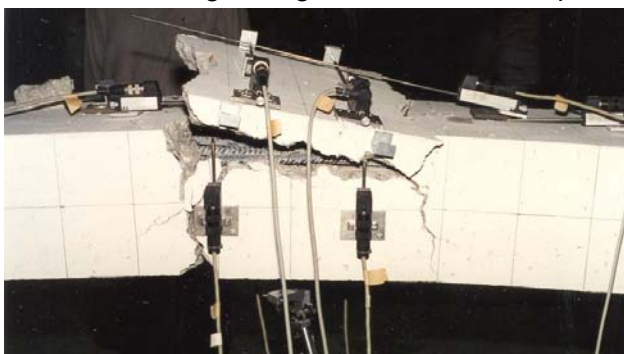
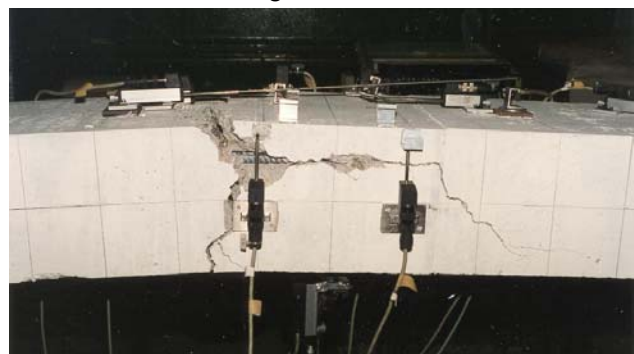


Bild 3.46 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus und der Betonierabschnitte

Die Probekörper wurden für den Versuch gedreht, so dass die tragende Längsbewehrung oben angeordnet war. Belastet wurden die Körper durch eine 4-Punkt-Biegung, so dass im Bereich der nachträglich eingemörtelten Bewehrung bzw. im Bereich der Übergreifungsstöße beim Versuch ein konstantes Moment auftrat. Die Körper wurden an den inneren Lagerungspunkten gelenkig aufgelegt. Die Last wurde an den äußeren Lagerungspunkten von oben mittels zwei Hydraulikzylindern eingeleitet. Auf diese Weise konnte das Versagen der Übergreifungsstöße beim Versuch von oben ohne Gefahr beobachtet und die Wegaufnehmer zur Messung der Rissöffnungen im Stoßbereich einfach angebracht werden. Eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zeigt Bild 3.46. Fotos des Übergreifungsbereiches der Körper einer Versuchsreihe zeigt Bild 3.47.



(a) einbetonierter Übergreifungsstoß



(b) eingemörtelter Übergreifungsstoß

Bild 3.47 Bruchbilder von Übergreifungsstößen in Biegekörpern; Versuchskörper H2A/H2B

Gemessen wurde die Durchbiegung der Versuchskörper mit zwei Wegaufnehmern bei der Lasteinleitung und einem Wegaufnehmer in der Mitte der Versuchskörper. Zusätzlich wurde bei allen Körpern mit aufgeklebten Wegaufnehmern die Entwicklung der Risse im Stoßbereich gemessen. Die Untersuchungen konzentrierten sich auf die Rissöffnung an den Enden der Übergreifungsstöße. Zudem wurden Wegaufnehmer in den Bereichen angebracht, in welchen die Spaltrisse zu erwarten waren. Weiterhin wurde die Verlängerung des gesamten Stoßbereiches beim Versuch gemessen.

### 3.3.2.3 Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Balken

Vier Balken ohne Querbewehrung und zwei Balken mit Querbewehrung im Bereich der Bewehrungsanschlüsse bzw. Stoßbereiches wurden untersucht. Es handelte sich bei den Versuchen ohne Querbewehrung um jeweils einen Körper mit den Verbundmörtelsystemen UP1 bzw. HH und bei den Balken mit Querbewehrung um einen Versuch mit dem Verbundmörtelsystem UP1. Zusätzlich wurden jeweils ein Vergleichsversuchskörper mit einbetonierten Übergreifungsstößen getestet. Die Versuchskörper sind in Tabelle 3.1 Zeilen 1,2,3,4,8,9 aufgeführt (Körper U1A, U1B, U2A, U2B, H1A und H1B). Die Probekörper wurden so dimensioniert, dass die Versagensart Spalten nach Bruchart B (*Eligehausen (1979)*; Bild 2.31) vor dem Fließen der Bewehrung auftrat. Schematische Zeichnungen der Bewehrung im Anschluss- bzw. Stoßbereich sind in Bild 3.48 dargestellt. Weitere Angaben enthält Tabelle 3.1.

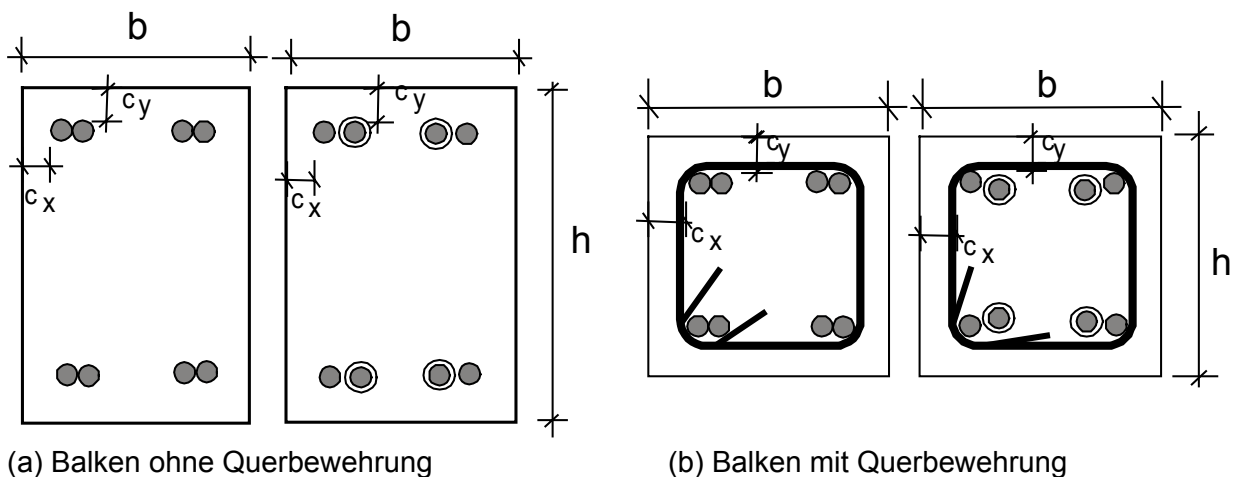


Bild 3.48 Bewehrung im Stoßbereich, Balken ohne und mit Querbewehrung

Bild 3.49 zeigt die Last-Durchbiegungs-Kurven der durchgeführten Versuche ohne Querbewehrung. In einem Bild ist jeweils die Kurve des Versuchskörpers mit nachträglichen Bewehrungsanschlüssen und der durchbetonierte Vergleichskörper dargestellt. Die Versuche zeigen eine gute Übereinstimmung des Tragverhaltens der Balken mit eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen und mit einbetonierten Übergreifungsstößen bei Bruchlasten und Durchbiegungsverhalten. Deutlich zu erkennen ist bei niedriger Last die Steigungsänderung in den Last-Durchbiegungs-Kurven, welche den Beginn der Rissbildung in der Zugzone zeigt. Zu sehen ist ebenfalls, dass die Versuchskörper beim Erreichen der Bruchlast spröde versagen, bevor die Fließlast der Bewehrung erreicht wurde.

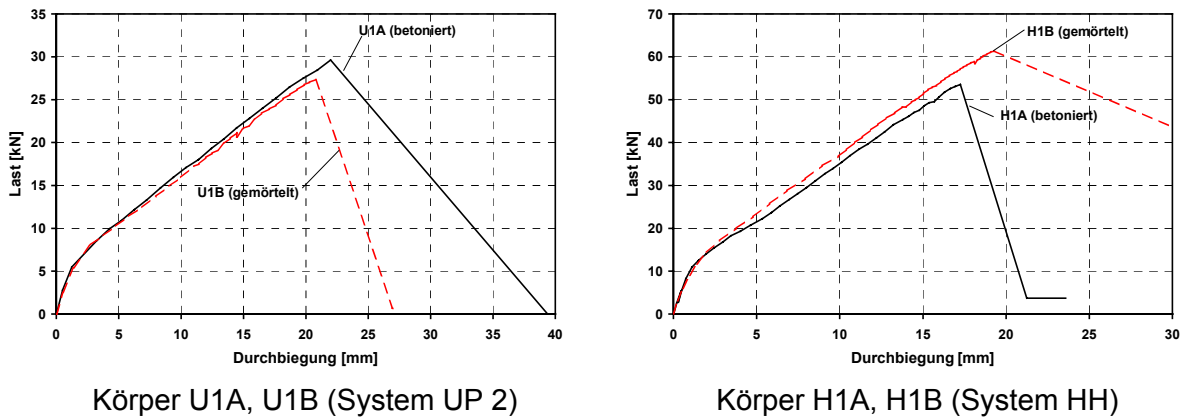


Bild 3.49 Last-Durchbiegungs-Kurve, Balken ohne Querbewehrung

Demgegenüber zeigten die Versuche an den Balken mit Querbewehrung ein duktileres Versagen. Die Last-Durchbiegungs-Kurven sind in Bild 3.50 dargestellt. Hier fiel die Last nach Erreichen der Bruchlast nicht schlagartig ab, sondern ein kontinuierlich abfallender Ast der Last-Durchbiegungs-Kurve konnte mit weiter steigender Durchbiegung gemessen werden. Die Bruchlasten der Versuchskörper mit einbetonierten und eingemörtelten Übergreifungsstößen waren etwa auf einem vergleichbaren Niveau. Bei diesen Versuchen trat ebenfalls das Versagen des Übergreifungsstoßes vor Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung auf.

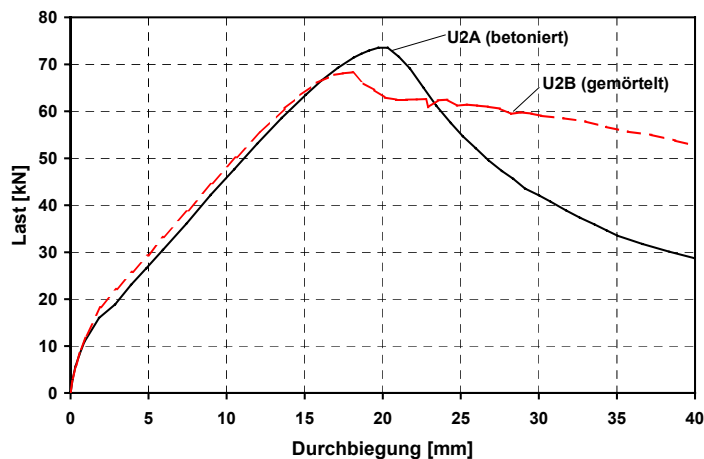


Bild 3.50 Last-Durchbiegungs-Kurve, Balken mit Querbewehrung; Körper U2A, U2B (System UP1)

Alle Versuchskörper versagten durch Spalten der Betondeckung entsprechend der Bruchart B (*E-ligehausen 1979*). Exemplarisch ist hier in Bild 3.51 das Rissbild im Bereich der Übergreifungsstöße der Balken mit Querbewehrung dargestellt. Die Rissbilder der Balken ohne Querbewehrung waren prinzipiell vergleichbar.

Deutlich sichtbar sind bei beiden Körpern die Spaltrisse parallel zu den gestoßenen Stäben an der Draufsicht und zum Teil an den Seitenansichten. Dies zeigt das typische Versagensbild der Bruchart B. Beim einbetonierten Übergreifungsstoß bilden sich am Stoßende die typischen großen Querrisse aus. Das Rissbild hat ein etwa symmetrisches Erscheinungsbild. Beim eingemörtelten Bewehrungsstoß ist das Rissbild leicht asymmetrisch. Hier bildet sich an der Betonierfuge der größte Riss aus (Stoßende eingemörtelte Seite). Am Stoßende auf der anderen Seite (Stoßende

einbetonierte Seite) tritt der typische Querriss ebenfalls auf, erreicht aber im Vergleich eine kleinere Rissbreite.

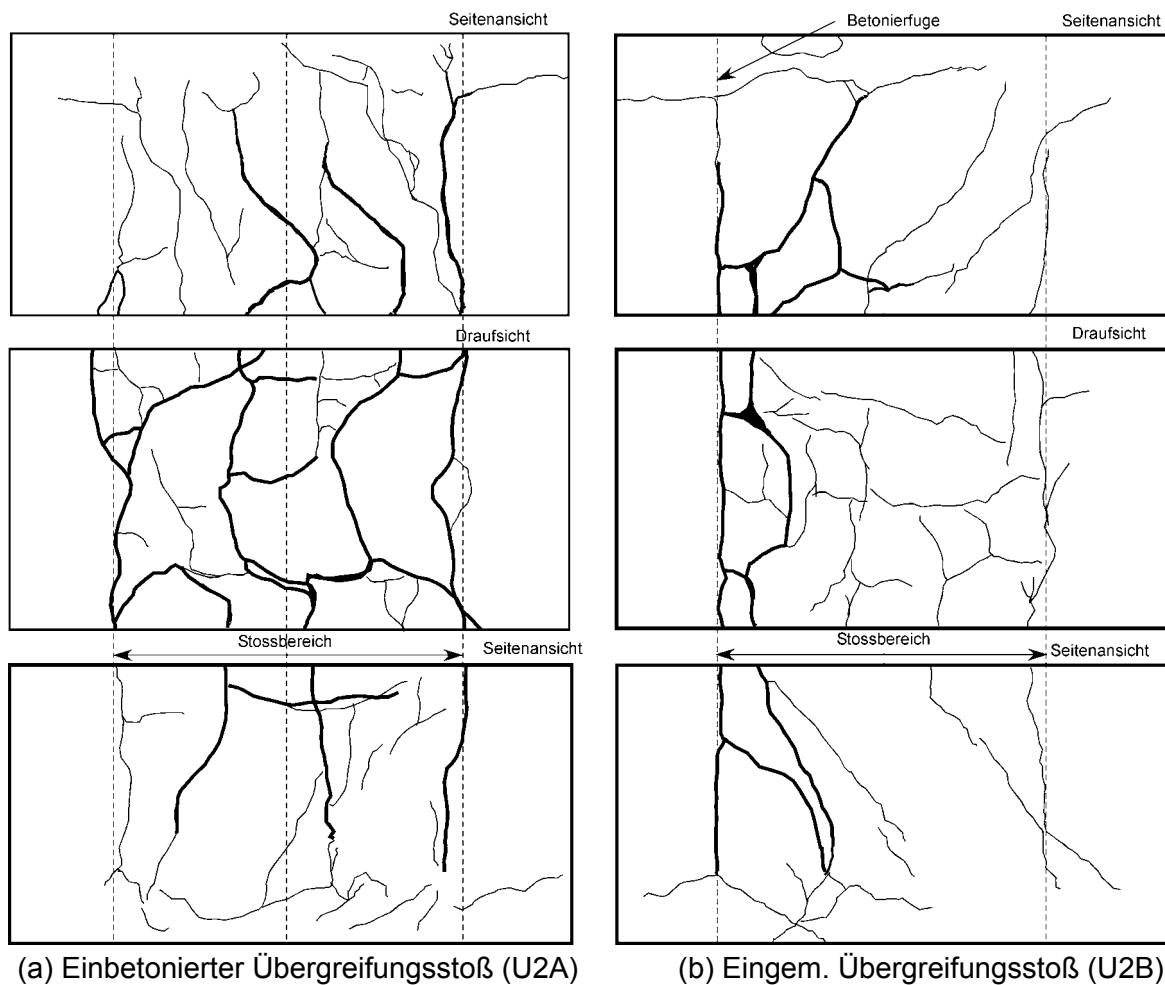


Bild 3.51 Rissbild im Stoßbereich nach dem Bruch der Versuchskörper; Balken mit Querbewehrung

Dies bestätigen ebenfalls die durchgeführten Messungen der Rissöffnungen an den Stoßenden. Hierzu wurden Wegaufnehmer im Bereich der Stoßenden an der Betonoberfläche angebracht. Die Ergebnisse der Messungen sind in Bild 3.52 und Bild 3.53 dargestellt. Die Rissbreiten an der eingemörtelten Seite des Übergreifungsstoßes waren immer etwas größer als die Rissbreiten auf der einbetonierten Seite des Stoßes. Die Messungen zeigen aber auch, dass die Rissbreiten am Stoßende beim Versuchskörper mit komplett einbetoniertem Bewehrungsstoß zwischen den an der eingemörtelten und der betonierten Seite des Übergreifungsstoßes beim Versuchskörper mit eingemörteltem Bewehrungsanschluss lagen. Eine Ausnahme stellt der Versuchskörper H1B dar, bei dem an der einbetonierten Seite des Übergreifungsstoßes der Wegaufnehmer den Riss bei niedriger Last nicht erfasste.

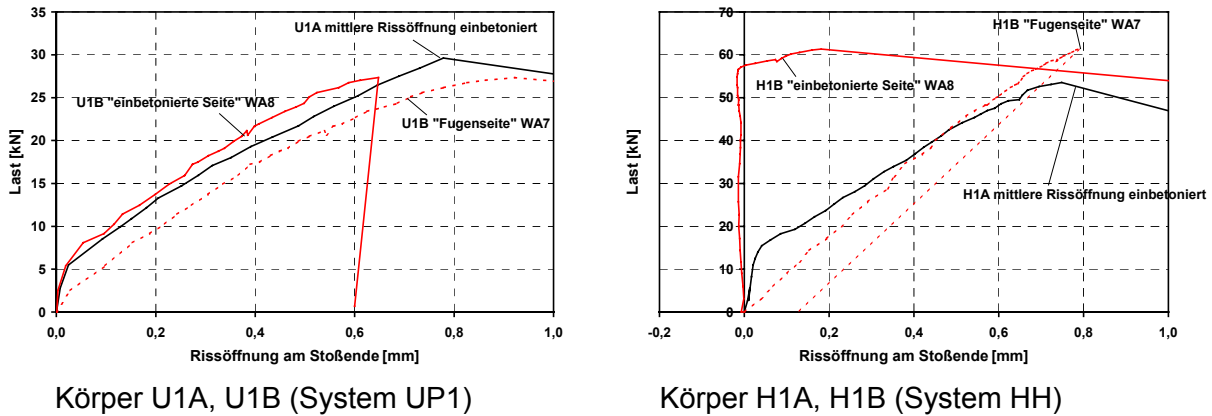


Bild 3.52 Last-Rissöffnung am Stoßende, Balken ohne Querbewehrung

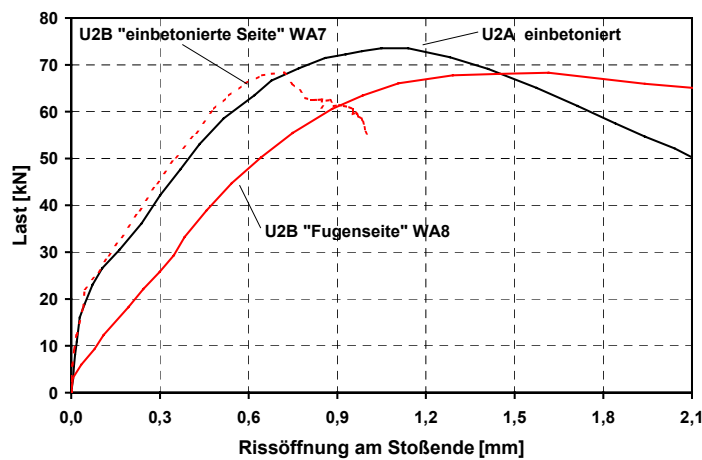


Bild 3.53 Last-Rissöffnung am Stoßende, Balken mit Querbewehrung; Körper U2A, U2B (System UP1)

### 3.3.2.4 Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Platten mit engem Stoßabstand ohne Querbewehrung

Zwei Plattenstreifen mit engem Stoßabstand wurden untersucht. Im Stoßbereich war keine Querbewehrung angeordnet. Der Stoßabstand und die Betondeckungen waren so gewählt, dass eine Bruchart A nach *Elgehausen (1979)* (vgl. Bild 2.31) auftrat. Es wurde ein Versuchskörper mit nachträglichem Bewehrungsanschluss (System HH) und ein Vergleichskörper mit komplett einbetoniertem Bewehrungsanschluss geprüft. Eine schematische Darstellung der Bewehrungsanordnung im Stoßbereich ist in Bild 3.54 dargestellt. Weitere Angaben enthalten Tabelle 3.1, Zeilen 10, 11 (H2A, H2B).



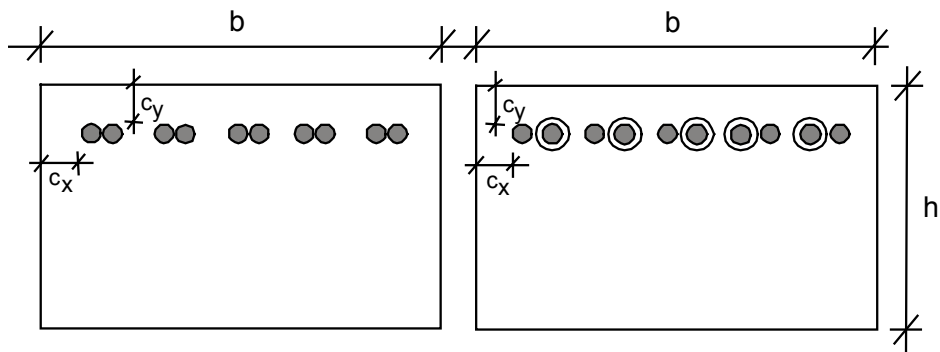


Bild 3.54 Bewehrungslage im Stoßbereich, Plattenstreifen mit engem Stoßabstand

Bild 3.55 zeigt die Last-Durchbiegungs-Kurve beider Versuchskörper im Vergleich. Wie bei den vorigen Versuchen unterscheidet sich die Bruchlast des Körpers mit dem eingemörtelten Bewehrungsanschluss und die des Körpers mit einbetoniertem Bewehrungsanschluss nur gering. Das Versagen war wie bei den in den oben beschriebenen Versuchen ohne Querbewehrung spröde mit einem schlagartigen Abfall der aufnehmbaren Last.

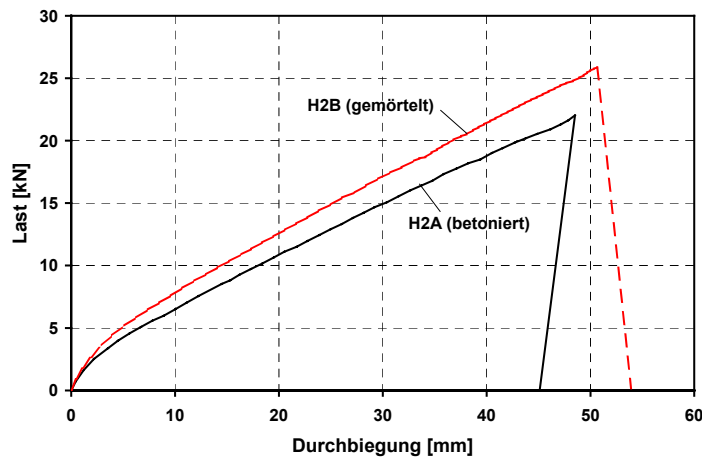
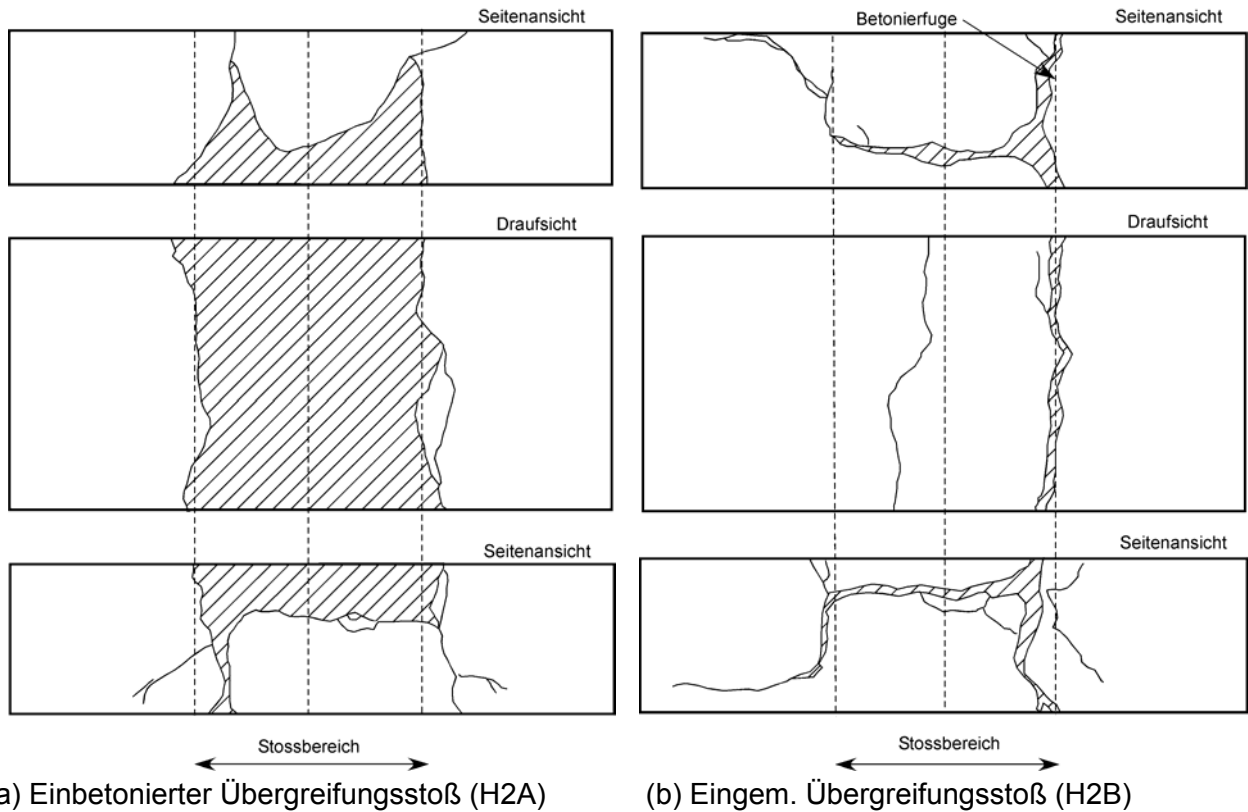


Bild 3.55 Last-Durchbiegungs-Kurve, Platten mit engem Stoßabstand ohne Querbewehrung; Körper H2A, H2B (System HH)

Bild 3.56 zeigt das Bruchbild im Stoßbereich. Bei dem Versuchskörper mit einbetoniertem Bewehrungsstoß wurde die komplette Betondeckung oberhalb der gestoßenen Bewehrungsstäbe weggesprengt. Die Versagensspaltebene entsprach bei beiden Körpern der erwarteten Bruchart A. Bei dem Körper mit eingemörteltem Bewehrungsanschluss trat das Versagen in gleicher Weise auf, wobei hier die Verschiebungen auf der eingemörtelten Seite sogar etwas geringer waren (vgl. Bild 3.57). Dies zeigt, dass bei diesem Versuch die glatte Betonierfuge keinen Einfluss hatte.



(a) Einbetonierter Übergreifungsstoß (H2A)

(b) Eingem. Übergreifungsstoß (H2B)

Bild 3.56 Rissbild im Stoßbereich Körper H2A, H2B

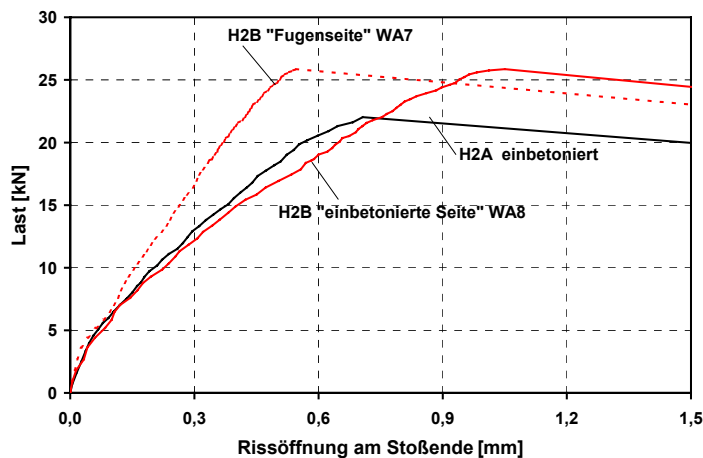


Bild 3.57 Last-Rissöffnung am Stoßende, Platten mit engem Stoßabstand ohne Querbewehrung; Körper H2A, H2B (System HH)

### 3.3.2.5 Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Platten mit weitem Stoßabstand ohne Querbewehrung

Bei der Bruchart C nach *Eligehausen (1979)* (vgl. Bild 2.31) versagen die Bewehrungsstöße unabhängig voneinander durch Spalten der Betondeckung jeweils über dem Übergreifungsstoß. Diese Bruchart wurde anhand von Plattenstreifen mit Bewehrungsstößen mit großem Stababstand untersucht. Im Stoßbereich war keine Querbewehrung eingelegt. Es wurden ein Versuchskörper mit eingemörteltem Bewehrungsanschluss und zwei Vergleichskörper mit einbetoniertem Bewehrungsstoß geprüft. Das Verbundmörtelprodukt UP1 wurde verwendet. Eine schematische Darstel-

lung der Bewehrung im Stoßbereich zeigt Bild 3.58; weitere Angaben enthalten Tabelle 3.1, Zeilen 5,6,7 (U3A, U3B, U3C).

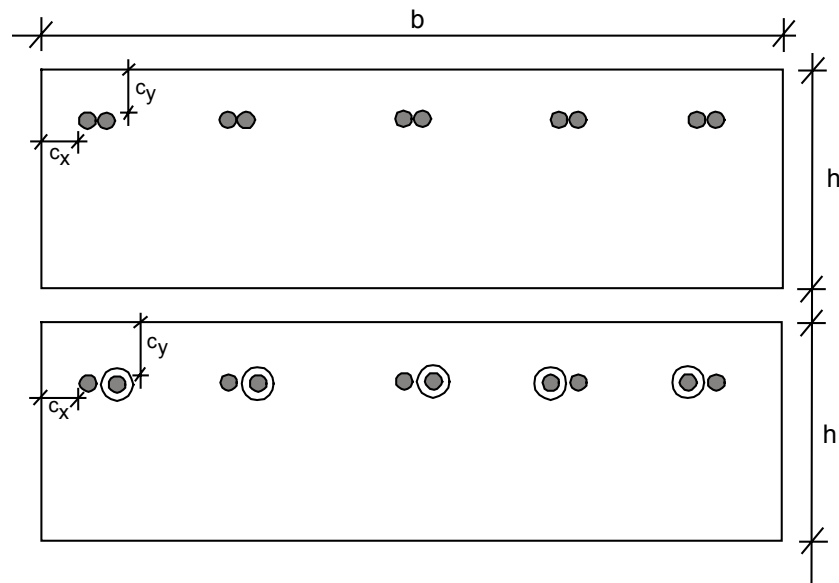


Bild 3.58 Bewehrungslage im Stoßbereich, Körper U3A, U3C, U3B (System UP1)

Auch bei dieser Bruchart verhielten sich die Körper mit eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen und mit einbetonierten Bewehrungsstößen vergleichbar in der Steifigkeit und Bruchlast. Das Versagen trat spröde durch Spalten der Betondeckung auf. Nach Erreichen der Bruchlast verloren die Plattenstreifen schlagartig ihre Widerstandskraft.

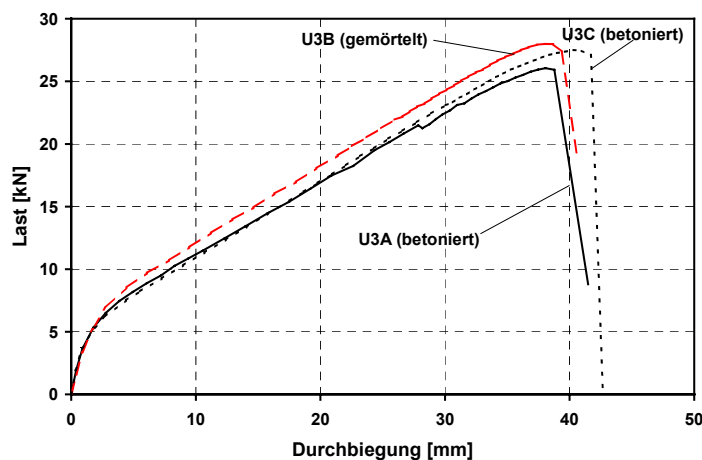
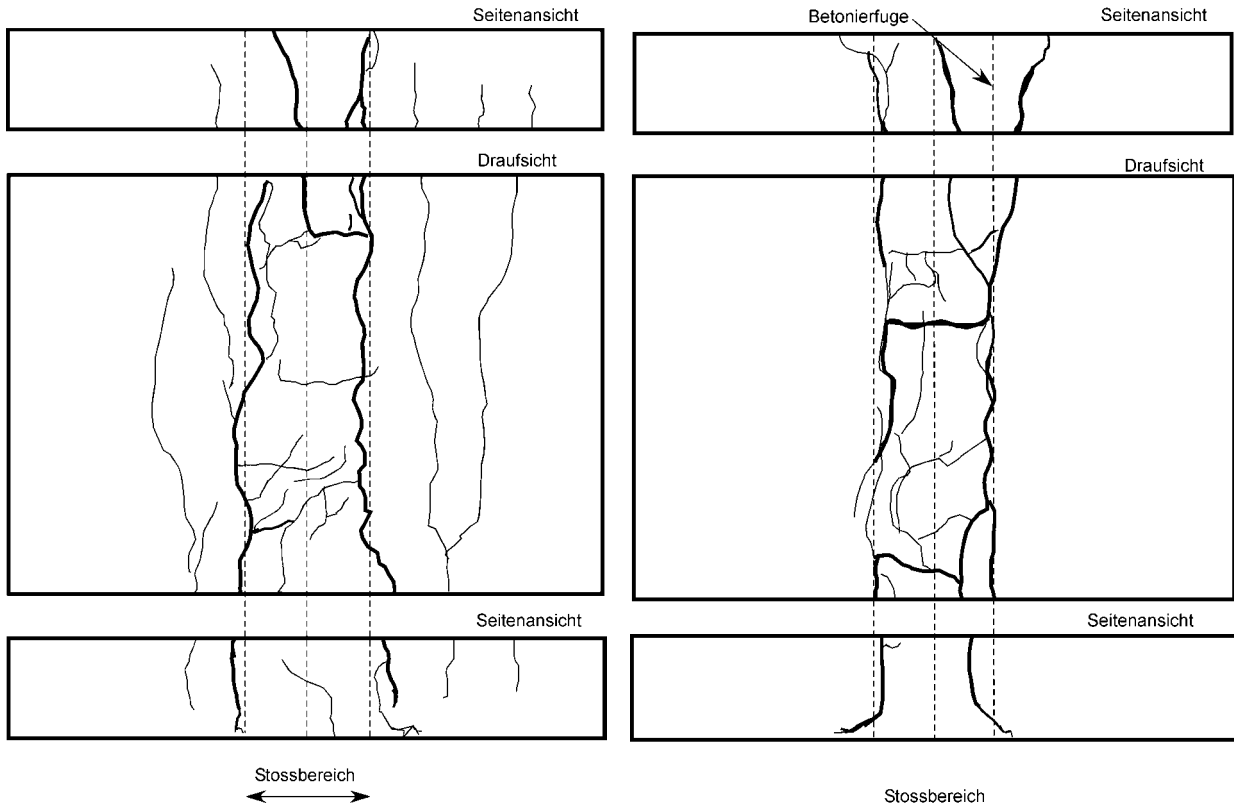


Bild 3.59 Last-Durchbiegungs-Kurve, Platten mit weitem Stoßabstand ohne Querbewehrung; Körper U3A, U3C, U3B (System UP1)

Die Rissbilder zeigen sowohl bei eingemörtelten als auch bei einbetonierten Versuchskörpern einen großen Riss an den Stoßenden. Zum Teil zeigen sich zusätzlich Spaltrisse parallel zu den gestoßenen Stäben. Beim Rissbild war nicht erkennbar, ob sich ein gemeinsamer Spaltriss zwischen den einzelnen Stößen gebildet hat. Festzustellen ist aber, dass die Rissbilder vergleichbar sind.



(a) Einbetonierter Übergreifungsstoß (U3A)      (b) Eingem. Übergreifungsstoß (U3B)

Bild 3.60      Rissbild im Stoßbereich Körper U3A, U3B

Bei den Rissöffnungen am Stoßende zeigt sich ein vergleichbares Bild zum Verhalten der Balkenversuche. Beim Versuchskörper mit eingemörteltem Bewehrungsanschluss werden auf der Seite der eingemörtelten Bewehrungsstäbe größere Rissbreiten gemessen als auf der einbetonierten Seite bzw. beim Körper mit einbetoniertem Bewehrungsstoß. Es ist anzunehmen, dass dies zum Einen auf die glatte Betonierfuge zurückzuführen ist. Zum Anderen kann dies auf das geringfügig weichere Verbundverhalten des Systems UP1 zurückgeführt werden.

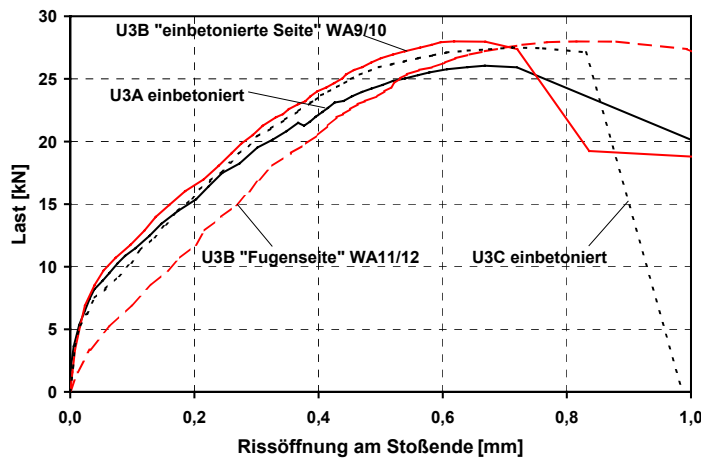
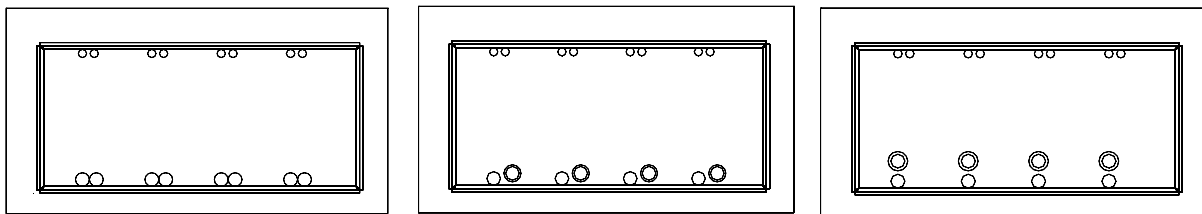


Bild 3.61      Last-Rissöffnung am Stoßende, Platten mit weitem Stoßabstand ohne Querbewehrung; Körper U3A, U3C, U3B (System UP1)

### 3.3.2.6 Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen in Platten mit Querbewehrung und mit unterschiedlich angeordneter Anschlussbewehrung

Bei nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen ist es möglich, dass diese nicht wie sonst üblich neben der bestehenden Bewehrung angeordnet werden, sondern auch senkrecht zur Betondeckung innerhalb des Bauteils. Ein Grund dafür kann sein, dass die bestehende einbetonierte Bewehrung mit einer so geringen Betondeckung im Bauteil liegt, dass nachträgliche Bewehrungsanschlüsse z.B. aus bohrtechnischen Gründen in gleicher Höhe im Bauteil nicht möglich sind. In diesen Fällen müssen die nachträglichen Bewehrungsanschlüsse mit größerer Betondeckung weiter innerhalb im Bauteil eingebaut werden. Mit den im Folgenden beschriebenen Versuchen sollte untersucht werden, ob diese Anordnung sich negativ auf das Tragverhalten der nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüsse auswirkt.

Versuche wurden mit den beiden Hybrid-Systemen HH und UP2 durchgeführt. Schematische Zeichnungen der Bewehrungsanordnung im Stoßbereich sind in Bild 3.62 dargestellt. Jeweils 2 Körper wurden mit einer Bewehrungsstoßanordnung nebeneinander (Bild 3.62 (b)) und übereinander (Bild 3.62 (c)) je System durchgeführt. Zum Vergleich wurden Versuche mit komplett einbetonierten Übergreifungsstößen mit einer Anordnung nebeneinander durchgeführt (Bild 3.62 (a)). Insgesamt wurden 10 Versuche an Plattenstreifen gefahren.



(a) Einbetonierter Stoß  
(Versuche E1/2)

(b) Eingem. nebeneinander  
(Versuche H1/2, U1/2)

(c) Eingem. übereinander  
(Versuche HV1/2, UV1/2)

Bild 3.62 Bewehrungslage im Stoßbereich; Versuchskörper E2/2, U1/2, UV1/2, H1/2, HV1/2

Bild 3.63 zeigt die Bruchlasten der durchgeführten Versuche. Es ist deutlich zu sehen, dass die Versuchskörper mit einbetonierten Übergreifungsstößen im Mittel etwa eine 20% höhere Bruchlast aufweisen, als die Versuche mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen. Zudem zeigen die Versuche keinen signifikanten Einfluss der Anordnung der nachträglichen Bewehrungsanschlüsse auf die Bruchlasten. Alle Versuche mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen liegen in einem Streubereich.

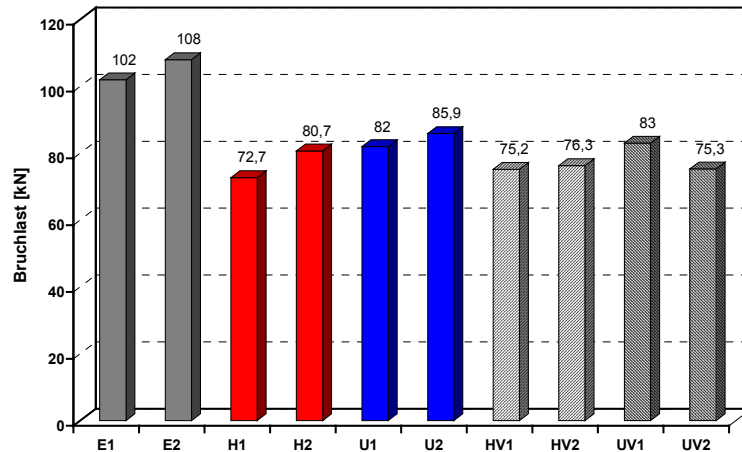


Bild 3.63 Bruchlasten der durchgeführten Versuche an Plattenstreifen

An den Last-Durchbiegungs-Kurven (Bild 3.64) der Versuche mit parallel zur Betondeckung angeordneten Übergreifungsstößen (Versuchskörper Bild 3.62 (a)/(b)) zeigt sich deutlich, dass zwischen den Versuchen mit einbetonierten und mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstößen kein signifikanter Steifigkeitsunterschied besteht. Die Durchbiegungen liegen in einem Streubereich. Das Versagen tritt bei allen Versuchen spröde auf, bei den Versuchen mit eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen bei einer im Vergleich niedrigeren Last.

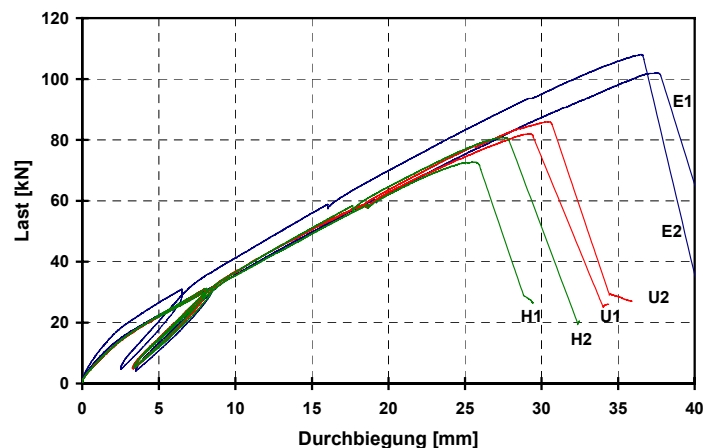


Bild 3.64 Last-Durchbiegungs-Kurven; Plattenstreifen mit parallel zur Betondeckung angeordneten Übergreifungsstößen

Bild 3.65 zeigt die Last-Durchbiegungs-Kurven aller Versuche mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen. Jedes Bild zeigt jeweils die Versuche, durchgeführt mit einem Mörtelsystem. Verglichen werden jeweils die Körper mit der Anordnung der Bewehrungsstöße parallel zur Betondeckung (Bild 3.62 (b)) und senkrecht zur Betondeckung (Bild 3.62 (c)). Die Versuche zeigen keinen signifikanten Unterschied im Last-Durchbiegungs-Verhalten. Vor allem bei der zulässigen Last nach *Eurocode 2* sind die Durchbiegungen vergleichbar. Bei höheren Lasten zeigen die Versuche mit übereinander angeordneten Bewehrungsstäben geringfügig größere Durchbiegungen.

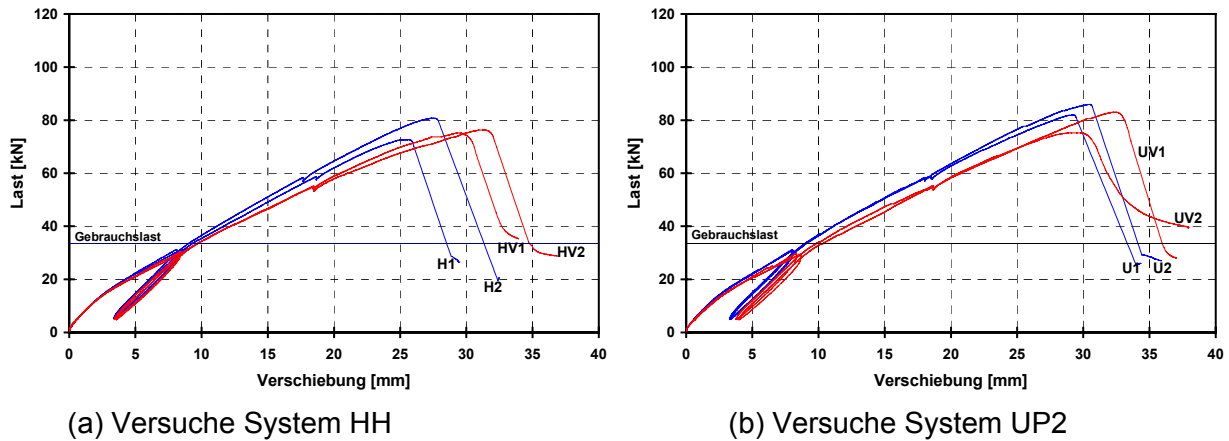


Bild 3.65 Last-Durchbiegungs-Kurven; Plattenstreifen mit parallel zur Betondeckung und vertikal zur Betondeckung angeordneten nachträglich eingemörtelten Übergreifungsstößen

Dieses Verhalten ist auch bei der Auswertung der Rissöffnungen am Stoßende sichtbar. Bild 3.66 zeigt einen Vergleich der Rissöffnungen am Stoßende der Körper mit parallel zur Betondeckung angeordneten Bewehrungsstößen. Verglichen werden die Körper mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben mit den Körpern mit einbetonierten Bewehrungsstößen. Die Versuche mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben zeigen auf der Seite des belasteten Endes der eingemörtelten Stäbe etwas größere Rissbreiten als auf der betonierten Seite, an welcher die Rissbreiten etwa denen am Körper mit einbetoniertem Übergreifungsstoß entsprechen. Die Kurven zeigen, dass sich nach Erreichen der Bruchlast die Risse auf der einbetonierten Seite der Körper wieder schließen und die Risse auf der eingemörtelten Seite sich mit abfallender Last vergrößern. Dies zeigt, dass das Versagen maßgeblich auf der Seite der eingemörtelten Bewehrungsstäbe auftritt.

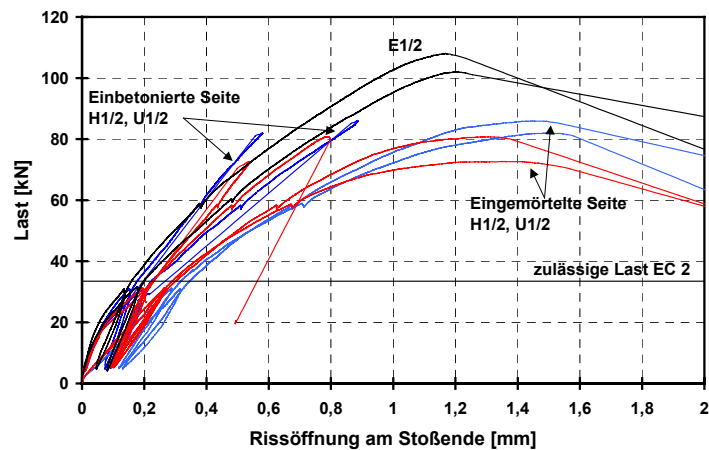
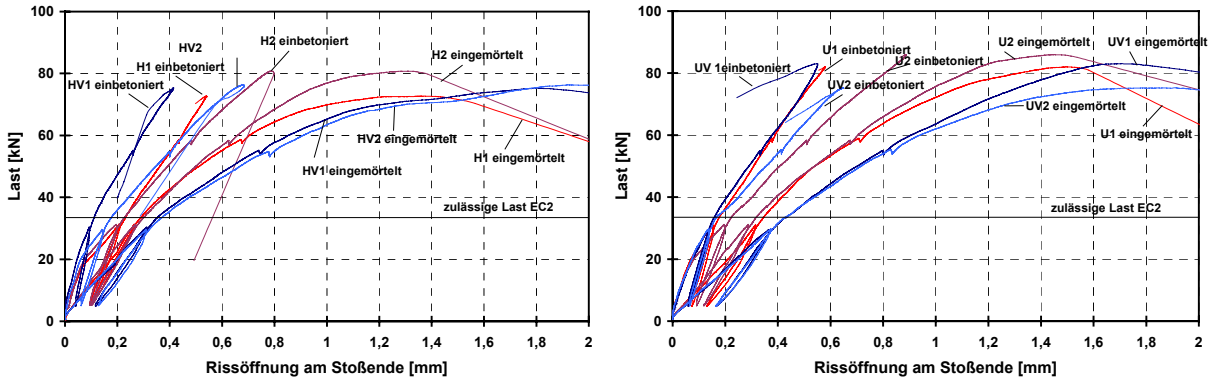


Bild 3.66 Rissöffnung am Stoßende; Plattenstreifen mit parallel zur Betondeckung angeordneten Übergreifungsstößen

Ein Vergleich der Rissöffnungen am Stoßende bei den Körpern mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen und unterschiedlicher Anordnung der Übergreifungsstöße (Bild 3.67) zeigt bei den Versuchskörpern beider Stoßanordnungsarten ein prinzipiell vergleichbares Verhalten. Die Rissöffnungen an der Seite der eingemörtelten Stäbe sind bei den Körpern mit senkrecht zur Betondeckung angeordneten Übergreifungsstößen etwas größer. In diesem Zusammenhang

ist zu beachten, dass bei diesen Körpern der innere Hebelarm der eingemörtelten Bewehrungsstäbe kleiner ist, wodurch diese Stäbe höher belastet werden.



(a) Versuche System HH

(b) Versuche System UP2

Bild 3.67 Rissöffnung am Stoßende; Plattenstreifen mit parallel zur Betondeckung und vertikal zur Betondeckung angeordneten nachträglich eingemörtelten Übergreifungsstößen

Exemplarisch wird in Bild 3.68 das Rissbild eines Versuchskörpers mit einbetoniertem Bewehrungsstoß und in Bild 3.69 das Rissbild eines Versuches mit nachträglichem Bewehrungsanschluss gezeigt. Deutlich sichtbar sind die Risse am Stoßende und die Spaltrisse parallel zu den gestoßenen Bewehrungsstäben an der Oberseite der Versuchskörper. Das Rissbild des Körpers mit einbetoniertem Übergreifungsstoß hat ein symmetrisches Bild.

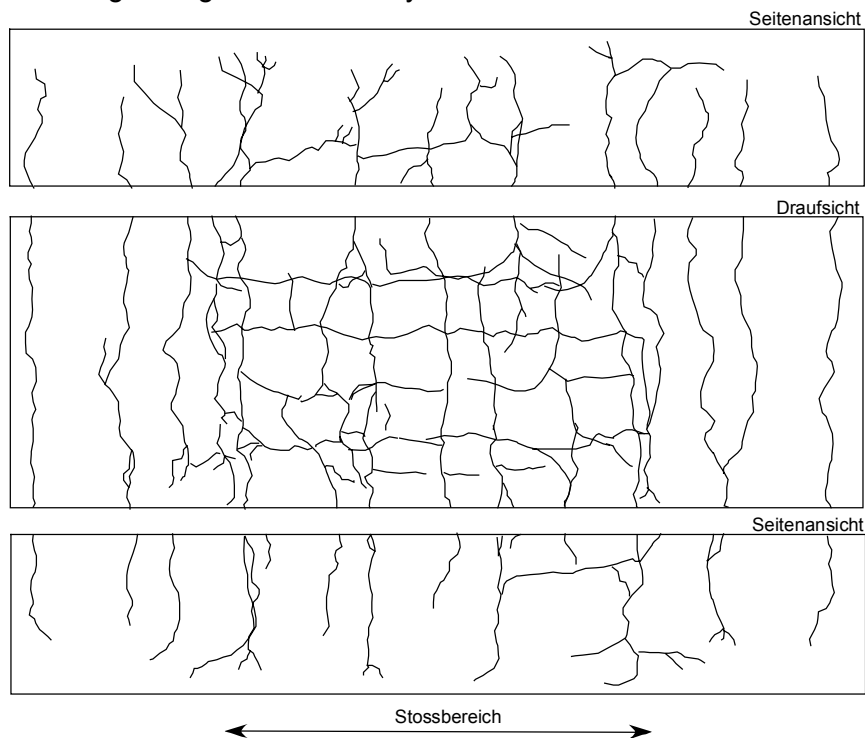


Bild 3.68 Rissbild Versuchskörper mit einbetoniertem Bewehrungsstoß

Demgegenüber zeigt der Körper mit dem nachträglichen Bewehrungsanschluss ein leicht unsymmetrisches Bild. Die Spaltrisse an der Oberseite verlaufen hier leicht schräg zur Mitte des Körpers an der Betonierfuge zu. Dies bietet eine Erklärung für die vergrößerten Rissbreiten an der Betonierfuge und die geringeren Bruchlasten der Versuche mit eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen.



sen. Der erste Betonierabschnitt wurde glatt geschalt. Die Betonfläche in der Betonierfuge wurde nicht aufgeraut. Aus diesem Grund öffnete sich schon bei niedriger Belastung der Riss in Höhe der Betonierfuge (vgl. Bild 3.66, Bild 3.67). Dieser Riss öffnete sich nicht wie an einem monolithisch betonierten Körper, sondern zwischen zwei glatten Flächen. Dies schwächte die Betondeckung über den Bewehrungsstößen in diesem Bereich, was zu einem begünstigten Wachstum der Spalt-risse beginnend von der Betonierfuge aus führte. Dies kann auch am Rissbild in Bild 3.69 nachvollzogen werden. Die hier beschriebenen Faktoren bieten eine nachvollziehbare Erklärung für die größeren gemessenen Rissbreite an der Betonierfuge und die verminderten Bruchlasten der Körper mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen. Es ist anzunehmen, dass, wenn die Schalfläche an der Betonierfuge vor dem Betonieren des zweiten Abschnittes aufgeraut und evt. auch vorgehästet worden wäre, die Bruchlasten und Verschiebungen am Stoßende mit denen der Körper mit einbetonierten Übergreifungsstößen in einem vergleichbaren Niveau gelegen hätten.

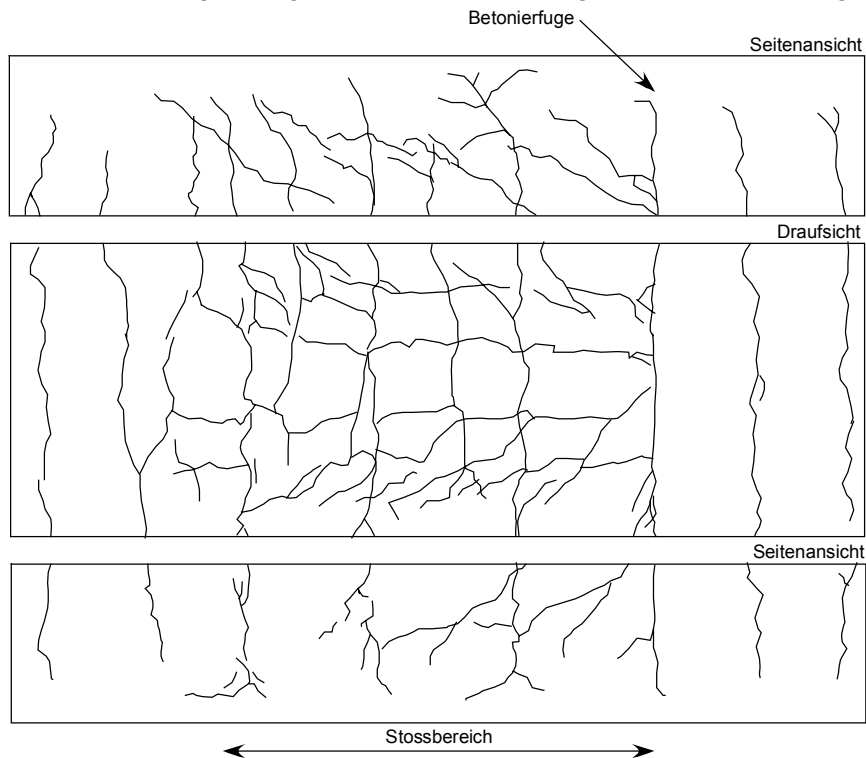


Bild 3.69 Rissbild des Versuchskörpers mit nachträglich eingemörteltem Bewehrungsanschluss

### 3.3.3 Versuche an nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen in Bauteilen unter Zugbelastung

#### 3.3.3.1 Allgemeines

Zur detaillierten Untersuchung des Tragverhaltens eines Übergreifungsstoßes, bestehend aus einem eingemörtelten und einem einbetonierten Bewehrungsstab, wurden Versuche an Dehnkörpern durchgeführt. Es wurden jeweils zwei einbetonierte Bewehrungsstäbe mit zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben gestoßen. Die Übergreifungslänge erstreckte sich über die gesamte Länge des Versuchskörpers. Auf diese Weise konnte an einem im Vergleich zu den Biegeversuchen einfachen Versuch isoliert das Tragverhalten von Übergreifungsstößen, bestehend aus einem einbetonierten und einem eingemörtelten Bewehrungsstab, untersucht werden.

### 3.3.3.2 Versuchsprogramm

Es wurden Versuche an Dehnkörpern ohne und mit Querbewehrung durchgeführt. Variiert wurde bei den Versuchskörpern ohne Querbewehrung der Abstand zwischen den beiden Übergreifungsstößen. Bei den Probekörpern mit Querbewehrung wurden Verbundmörtelprodukte verschiedener Zusammensetzung und Verbundcharakteristik verwendet. Bei allen Versuchsreihen wurden Vergleichsversuche mit komplett einbetonierten Übergreifungsstößen durchgeführt. Bei einem Teil der Versuche wurden die Bewehrungsstäbe mit DMS bestückt, um die Lasteinleitung zu untersuchen. Die Anordnung der DMS wurde bereits in Kapitel 3.1.3 beschrieben. Insgesamt wurden Versuche an 12 Körper ohne Querbewehrung und 15 Körper mit Querbewehrung durchgeführt. Eine Bewehrungszeichnung der Versuchskörper ohne Querbewehrung ist in Bild 3.70, eine Bewehrungszeichnung der Versuchskörper mit Querbewehrung in Bild 3.71 dargestellt. Eine Aufstellung der geometrischen Angaben, Materialeigenschaften sowie Bruchlasten aller Versuche enthält Tabelle 3.2.

Tabelle 3.2 Versuchsprogramm der Dehnkörperversuche

	Versuchskörper	System / Einbetoniert	Abmessungen b/h	Längsbewehrung $\varnothing_{sl}$	Längsbewehrungsgrad $\Sigma A_{sl}/(b \cdot h)$	Querbewehrung $\varnothing_{sq}-St$	Querbewehrungsgrad $\Sigma A_{sq}/A_{sq}$	Abstand <sup>1)</sup> e	Betonfestigkeit $f_{cc}$	Bruchlast
			[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]
1	S60A1	Einb.	220/300	2 $\varnothing 20$	0,0048	-	-	60	38,25	216,2
2	S60A2	Einb.	220/300	2 $\varnothing 20$	0,0048	-	-	60	38,25	195,8
3	S60A3	Einb.	220/300	2 $\varnothing 20$	0,0048	-	-	60	38,25	222,6
4	S60B1	HH	220/300	2 $\varnothing 20$	0,0048	-	-	42	38,25	240,8
5	S60B2	HH	220/300	2 $\varnothing 20$	0,0048	-	-	42	38,25	229,7
6	S60B3	HH	220/300	2 $\varnothing 20$	0,0048	-	-	42	38,25	237,9
7	S120A1	Einb.	280/300	2 $\varnothing 20$	0,0037	-	-	120	38,25	264,4
8	S120A2	Einb.	280/300	2 $\varnothing 20$	0,0037	-	-	120	38,25	261,8
9	S120A3	Einb.	280/300	2 $\varnothing 20$	0,0037	-	-	120	38,25	261,6
10	S120B1	HH	280/300	2 $\varnothing 20$	0,0037	-	-	102	38,25	279,2
11	S120B2	HH	280/300	2 $\varnothing 20$	0,0037	-	-	102	38,25	267,4
12	S120B3	HH	280/300	2 $\varnothing 20$	0,0037	-	-	102	38,25	286,9
13	A1	Einb.	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	60	28,0	303,0
14	A2	Einb.	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	60	28,0	306,3
15	A3	Einb.	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	60	28,0	300,8
16	U1	UP 2	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	299,1
17	U2	UP 2	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	294,3
18	U3	UP 2	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	284,9
19	P1	PA	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	294,4
20	P2	PA	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	292,6
21	P3	PA	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	281,8
22	S1	SP	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	262,0
23	S2	SP	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	294,8
24	S3	SP	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	293,1
25	W1	WW	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	217,2
26	W2	WW	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	223,1
27	W3	WW	220/180	2 $\varnothing 20$	0,0079	4 $\varnothing 10-150$	2	42	28,0	218,7

1) Nominaler lichter Abstand zwischen den Übergreifungsstößen (Bild 3.72)

### 3.3.3.3 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Bild 3.70 zeigt den Bewehrungs- und Schalplan der Versuchskörper ohne Querbewehrung, Bild 3.71 die Pläne der Versuchskörper mit Querbewehrung. Bei allen Körpern wurden die beiden außenliegenden Bewehrungsstäbe einbetoniert. Nach 28 Tagen wurden mit einer Hammerbohrmaschine die Bohrlöcher für die innenliegenden eingemörtelten Bewehrungsstäbe hergestellt. Die Bohrlöcher wurden gut gereinigt. Dann wurden die Bewehrungsstäbe eingemörtelt. Die Vergleichsversuche mit komplett einbetonierten Übergreifungsstößen wurden in einem Guss komplett mit eingelegter Bewehrung hergestellt. Bei den Versuchskörpern ohne Querbewehrung waren außer der gestoßenen Hauptbewehrung keine weitere Bewehrung oder Rissbleche eingelegt. Bei den Körpern mit Querbewehrung wurde entsprechend den Regeln nach *Eurocode 2 (1992)* eine bügelartige Querbewehrung eingelegt. Die Bügel umschlossen beide Übergreifungsstöße. Zusätzlich wurden in der Mitte des Körpers zwei Rissbleche angeordnet. Auf diese Weise wurde ein Querriss in der Mitte des Körpers erzeugt, wodurch man beim Belasten des Körpers zwei getrennte Stoßabschnitte erhält.

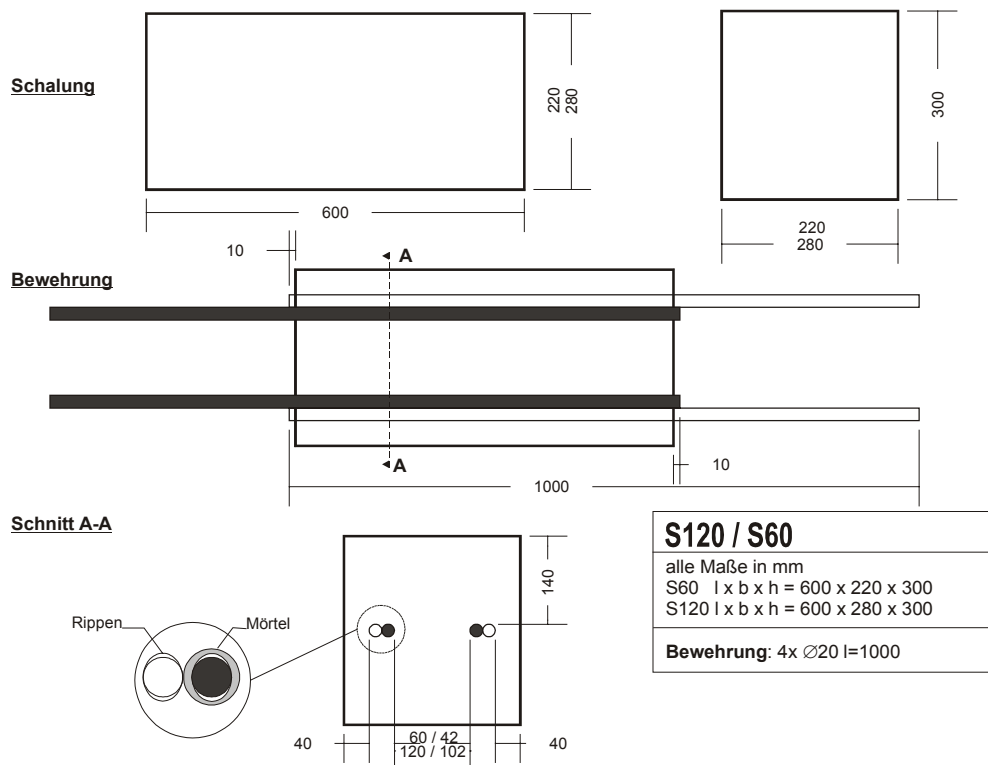


Bild 3.70 Schal- und Bewehrungsplan für Dehnkörper ohne Querbewehrung

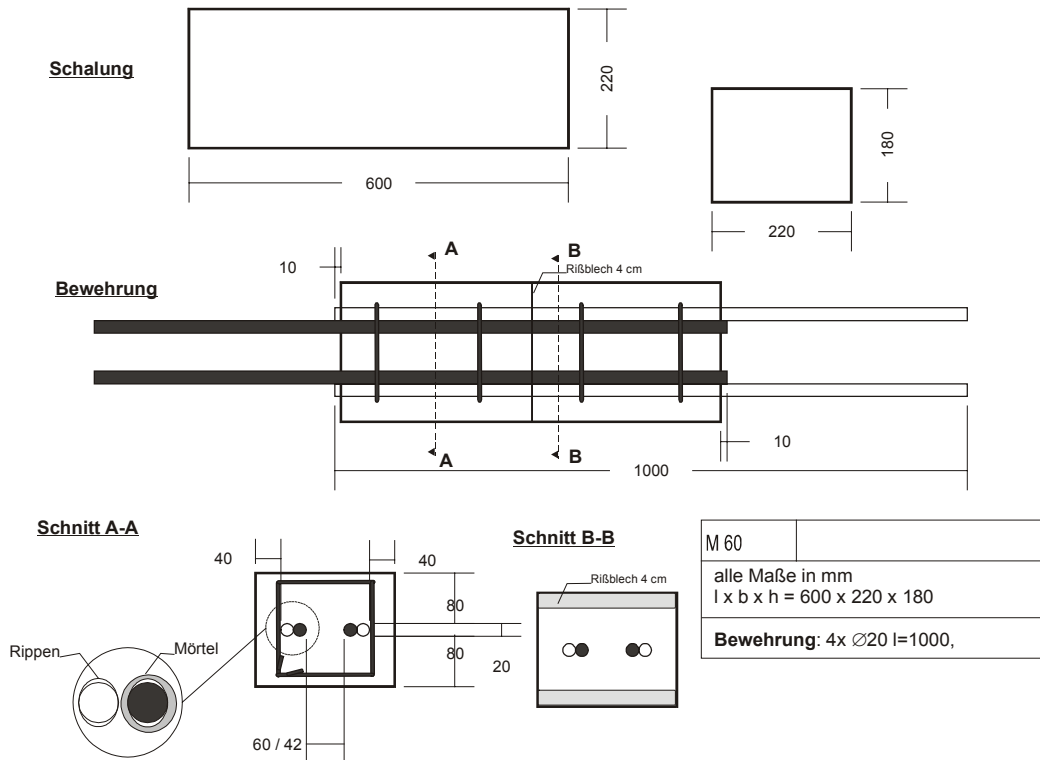


Bild 3.71 Schal- und Bewehrungsplan für Dehnkörper mit Querbewehrung

Beim Bohren wurde darauf geachtet, dass der einbetonierte Bewehrungsstab mit dem Bohrer nicht berührt bzw. beschädigt wird. Aus diesem Grund wurde ein Abstand zwischen Bohrer und Bewehrungsstab von 5 mm vorgesehen. Dies führt bei den Versuchskörpern mit eingemörtelten Bewehrungsstäben zu einem geringeren effektiven Stoßabstand, da die Position der außenliegenden einbetonierten Bewehrungsstäbe bei allen Versuchen (einbetoniert und eingemörtelt) konstant gehalten wurde. Auf diese Weise vermindert sich der lichte Stababstand zwischen den Übergreifungsstößen um den Abstand von 5 mm zuzüglich dem Ringspalt zwischen Stab und Bohrlochwandung auf beiden Seiten. Dies ist exemplarisch in Bild 3.72 dargestellt.

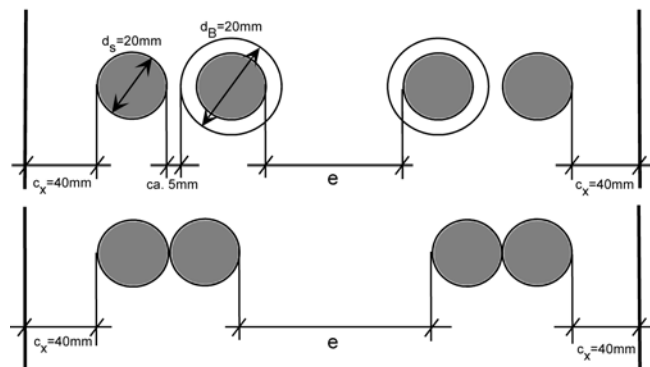


Bild 3.72 Position der eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäbe

Nach dem Aushärten des Mörtels wurden die Versuchskörper stehend in eine Belastungsvorrichtung eingespannt. Die Lasteinleitung erfolgte über die herausstehenden Bewehrungsstäbe. Über eine gelenkige Auflagerung in den Anbauteilen wurde gewährleistet, dass in alle Bewehrungsstäbe

eine gleich hohe Last eingeleitet wurde. An den Versuchskörpern wurden Wegaufnehmer angebracht, wodurch u.a. die Verschiebungen an den belasteten und unbelasteten Enden der Bewehrungsstäbe und die Spaltrissentwicklung gemessen wurde. Eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaues und der angebrachten Wegaufnehmer zeigt Bild 3.73.

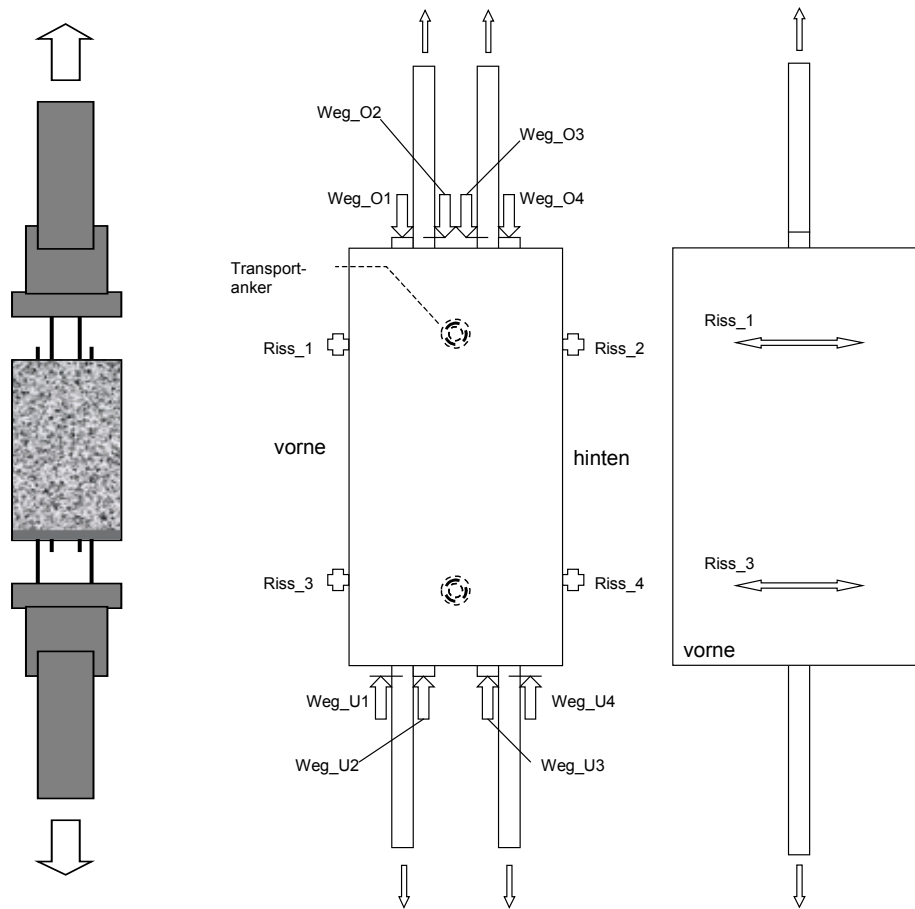


Bild 3.73 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus und der Wegaufnehmeranordnung

Die Belastung wurde weggesteuert aufgebracht und bis zur errechneten Gebrauchslast nach *Eurocode 2 (1992)* kontinuierlich gesteigert. Dann wurde der Körper wieder entlastet und die Last in einem weiteren Schritt bis zum Versagen gesteigert. Die auftretenden Risse wurden auf den Körpern entsprechend der Last bei Bildung des jeweiligen Risses farbig eingezeichnet.

#### 3.3.3.4 Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen ohne Querbewehrung

Alle Versuchskörper versagten spröde durch Spalten in der Achse der gestoßenen Bewehrungsstäbe. Bild 3.74 zeigt typische Bruchbilder der Dehnkörper ohne Querbewehrung, welche sich noch in der Prüfmaschine befinden, links ein komplett betonierter Körper und rechts ein halbseitig gemörtelter Körper. Wie in den Bildern sichtbar, wurden die Körper gegen Auseinanderfallen mit einem Hanfstrick gesichert. Dieser war so angebracht, dass er das Spaltversagen nicht beeinflusste.



Bild 3.74 Typische Bruchbilder der Versuchskörper ohne Querbewehrung

In Bild 3.75 sind die in den Versuchen mittlere Verbundspannungen und Stahlspannungen beim Bruch in Abhängigkeit vom lichten Abstand  $e$  aufgetragen. Die Versuche zeigen eine gute Übereinstimmung der Bruchstahlspannungen der Körper mit einbetonierten und mit System HH eingemörtelten Übergreifungsstößen. Die Steigerung der Bruchstahlspannung mit vergrößertem lichten Stoßabstand ist geringer als proportional. Bei einer Verdoppelung des lichten Stoßabstandes wurde eine Laststeigerung von ca. 15% erzielt. Dies entspricht etwa den Angaben nach *Eligehausen (1979)*, bei welchen eine Laststeigerung von ca. 19% bei einer Verdoppelung des Stoßabstandes angegeben wird. Die Ergebnisse von *Chinn et al. (1952)* und *Ferguson et al. (1954, 1962)*, welche von einer Steigerung der Bruchlast von 20 – 50% bei einer Verdoppelung des Stoßabstandes ausgehen, werden hingegen nicht bestätigt.

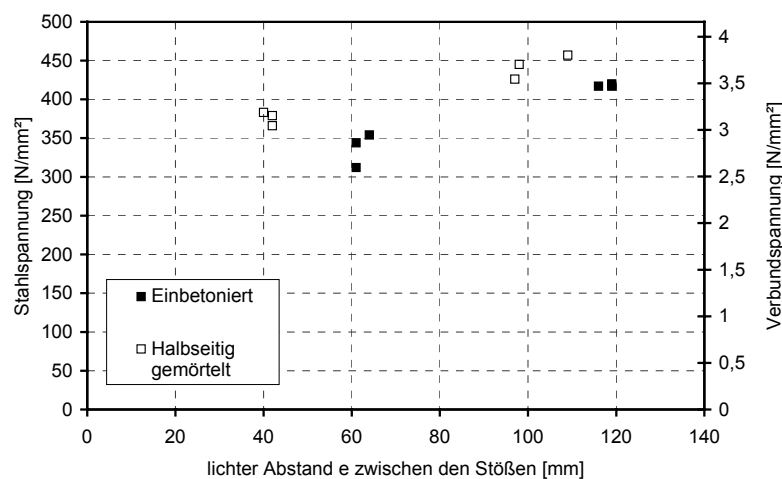


Bild 3.75 Maximale Stahlspannung und Verbundspannung beim Bruch in Abhängigkeit vom lichten Abstand  $e$  zwischen den Stößen

Bild 3.76 zeigt die Verläufe der belasteten und unbelasteten Stabenden aus den Serien mit lichten Stoßabstand  $e \approx 45 - 60$  mm. Es zeigt sich, dass bei niedriger Belastung die Verschiebungen auf der gemörtelten Seite größer sind als auf der betonierten Seite der halbseitig gemörtelten Versuchskörper. Bei höherer Belastung gleichen sich die Verschiebungen auf der gemörtelten und der betonierten Seite an. Im Mittel entsprechen diese Verschiebungen aber den Verschiebungen bei den komplett betonierten Körpern. Ein signifikanter Unterschied zwischen den betonierten und

den komplett betonierten Körpern. Ein signifikanter Unterschied zwischen den betonierten und den mit System HH eingemörtelten Übergreifungsstößen ist aber nicht zu erkennen.

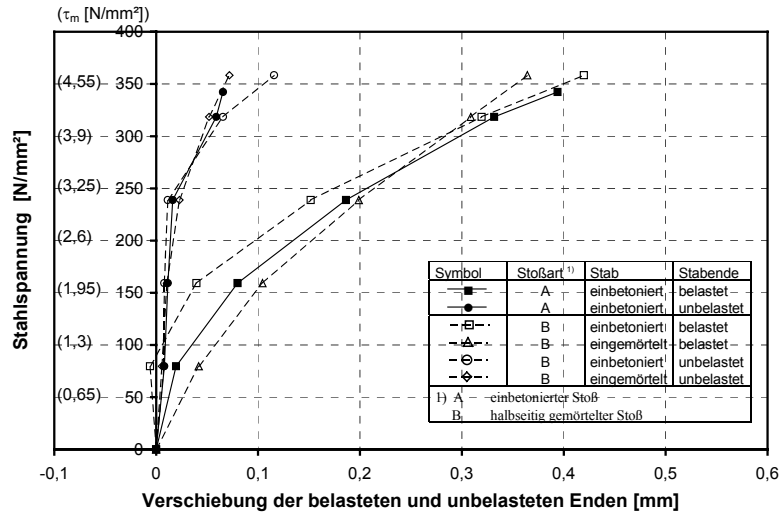


Bild 3.76 Vergleich der Verschiebungen an den belasteten und unbelasteten Stabenden bei betonierten und halbseitig gemörtelten Dehnkörpern (e = 45-60mm). Dargestellt sind die Mittelwerte aus jeweils drei gleichen Versuchen.

Bild 3.77 zeigt die gemessenen Öffnungen der Spaltrisse der Versuchskörper der Serie mit lichtigem Stoßabstand e ≈ 45 – 60 mm. Die Versuche zeigen auf der betonierten Seite der halbseitig gemörtelten Körper größere Rissöffnungen als auf der gemörtelten Seite. Im Mittel sind die Rissöffnungen aber vergleichbar denen beim komplett gemörtelten Versuchskörper, welche an beiden Seiten etwa gleich groß waren. Die Versuche zeigen aber, dass aus der unsymmetrischen Rissöffnung keine negativen Einflüsse auf das Tragverhalten festzustellen waren.

Die Versuche mit einem lichten Abstand von e ≈ 100 – 120 mm zeigen bei Verschiebungen und Rissentwicklung ein vergleichbares Verhalten.

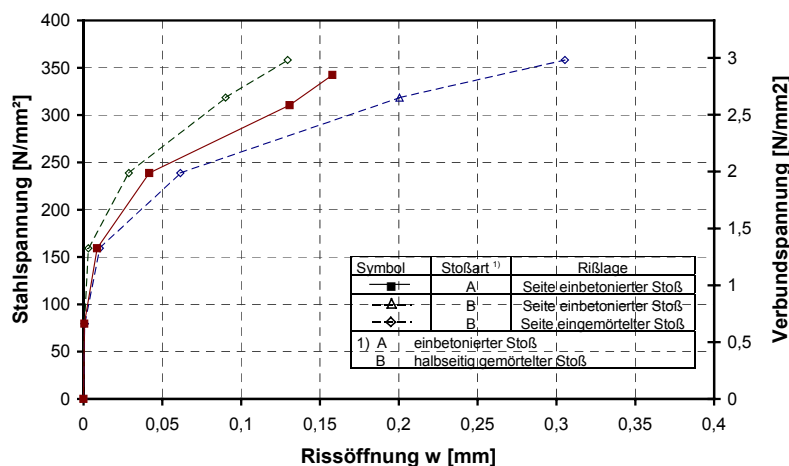


Bild 3.77 Vergleich der Rissöffnungen bei betonierten und halbseitig gemörtelten Dehnkörpern (e = 45-60mm). Dargestellt sind die Mittelwerte aus jeweils drei gleichen Versuchen.

Bild 3.78 zeigt für einen komplett einbetonierten Übergreifungsstoß die Verbundspannungsverteilung und die Stahlspannungsverteilung errechnet von den mit DMS gemessenen Stahldehnungen. Es ist zu sehen, dass die Verbundspannungsverteilung etwa punktsymmetrisch zum Stoßmittelpunkt verläuft. Bis etwa 60% der Maximallast wird die Last nur über die erste Hälfte der Verbundlänge des jeweiligen Stabes eingeleitet. Bei steigender Last wird dann die zweite Hälfte der Verbundfläche immer weiter aktiviert und die Verbundspannung an der Lasteinleitung fällt aufgrund der Spaltrissöffnung ab. Das symmetrische Verhalten ist auch bei der Stahlspannungsverteilung deutlich sichtbar. Hier schneiden sich die Kurven bei gleicher Last etwa in der Mitte des Versuchskörpers.

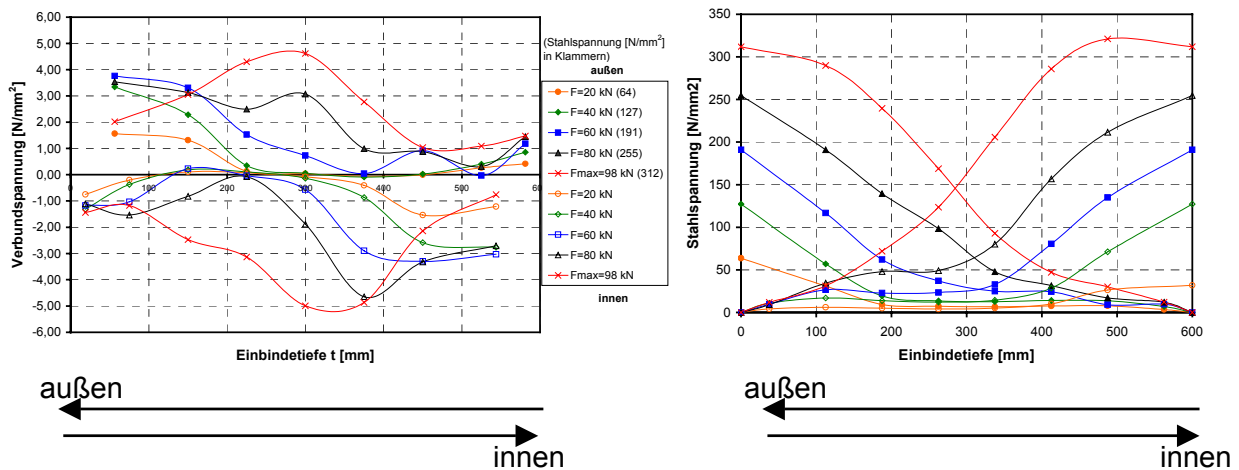


Bild 3.78 Verbundspannungsverteilung (links) und Stahlspannungsverteilung (rechts) errechnet von den mit DMS gemessenen Stahldehnungen (Körper S60A2)

Demgegenüber verhält sich der Versuchskörper mit dem halbseitig gemörtelten Bewehrungsstoß leicht unsymmetrisch. Bild 3.79 zeigt die Verbundspannungs- und Stahlspannungsverteilung eines Übergreifungsstoßes bestehend aus einem eingemörtelten und einem einbetonierten Bewehrungsstab. Der eingemörtelte Bewehrungsstab zeigt eine etwas steifere Lasteinleitung. Auch bei steigender Last wird weniger von der Verbundfläche aktiviert als bei dem einbetonierten Bewehrungsstab. Die Lasten werden hauptsächlich in der vorderen Hälfte der Verbundfläche in den Untergrund eingeleitet. Die maximale Verbundspannung ist höher als bei den einbetonierten Bewehrungsstäben. Bei steigender Last fällt die Verbundspannung an der Seite der Lasteinleitung nicht so deutlich ab wie beim einbetonierten Übergreifungsstoß. Dies kann auf die geringeren Spaltrissbreiten im Lasteinleitungsbereich des eingemörtelten Bewehrungsstabes zurückgeführt werden (vgl. Bild 3.77).



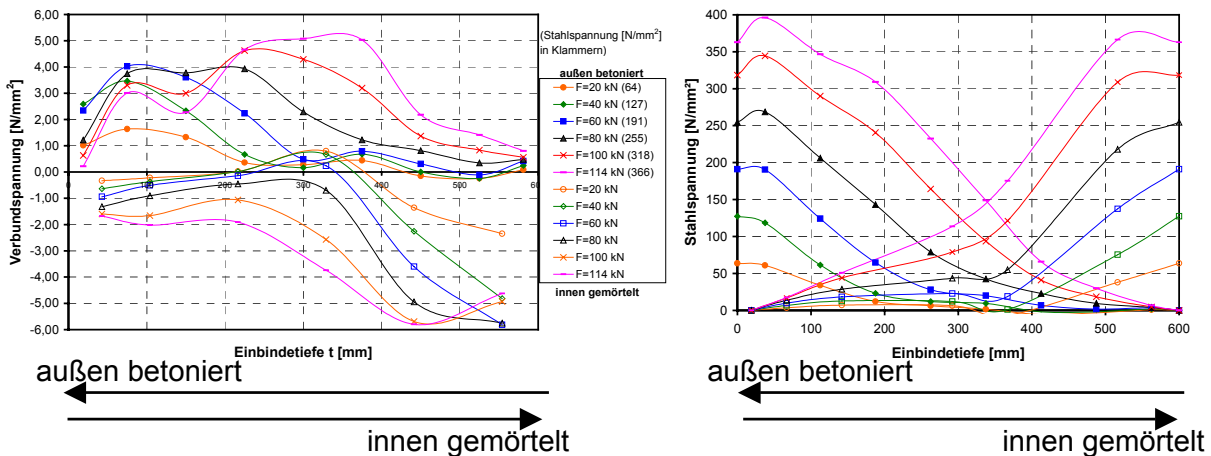


Bild 3.79 Verbundspannungsverteilung (links) und Stahlspannungsverteilung (rechts) errechnet von den mit DMS gemessenen Stahldehnungen (Körper S60B1)

An den Bruchlasten und den gemessenen Stabverschiebungen kann aber gesehen werden, dass sich diese leicht unsymmetrische Lasteinleitung im Falle eines Übergreifungsstoßes ohne Querbewehrung nicht signifikant auf das Tragverhalten des halbseitig eingemörtelten Übergreifungsstoßes auswirkt. Zu beachten ist, dass der verwendete Verbundmörtel (System HH) etwa eine vergleichbare Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit besitzt wie ein einbetonierter Bewehrungsstab (vgl. Bild 3.9).

### 3.3.3.5 Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen mit Querbewehrung

Alle durchgeführten Versuche versagten durch Spalten des Betonkörpers in der Achse der gestoßenen Bewehrung. Die Spaltebene entsprach etwa der Bruchfläche bei den Versuchen ohne Querbewehrung. Durch die bündelartig ausgeführte Querbewehrung versagten die Versuchskörper nicht wie bei den Probekörpern ohne Querbewehrung explosionsartig sondern duktil; d.h. die Querbewehrung hielt den Probekörper auch nach dem Versagen zusammen und die Last fiel nicht schlagartig ab. Die Probekörper konnten verschiebungsgesteuert weiter belastet werden und der abfallende Ast der Last-Verschiebungs-Kurve konnte gemessen werden. Wie in Bild 3.71 dargestellt, waren in der Mitte der Versuchskörper zwei Rissbleche eingelegt. Ausgehend von den Rissblechen bildete sich bei allen Versuchskörpern in Körpermitte bei niedriger Last bereits ein Querriss. Weitere Querrisse bildeten sich bei keinem Versuchskörper bis zum Erreichen der Bruchlast. Bei einzelnen Körpern bildeten sich bei abfallendem Ast der Last-Verschiebungs-Kurve zusätzliche Querrisse im Bereich der Lasteinleitung.

Bild 3.80 zeigt ein typisches Bruchbild eines der Versuchskörper fotografiert von zwei Seiten. Die Risse wurden während des Versuchs, je nach Lastniveau des Rissauftrittes, in verschiedenen Farben eingezeichnet. Das Rissbild zeigt die Spaltrisse in Stoßebene auf beiden Seiten des Probekörpers. Zudem ist der Querriss in der Ebene der Rissbleche zu sehen. Nach Erreichen der Höchstlast auf dem abfallenden Ast der Last-Verschiebungs-Kurve traten noch zusätzliche Risse in den Bereichen der Lasteinleitung auf. Diese sind schwarz gestrichelt eingezeichnet.

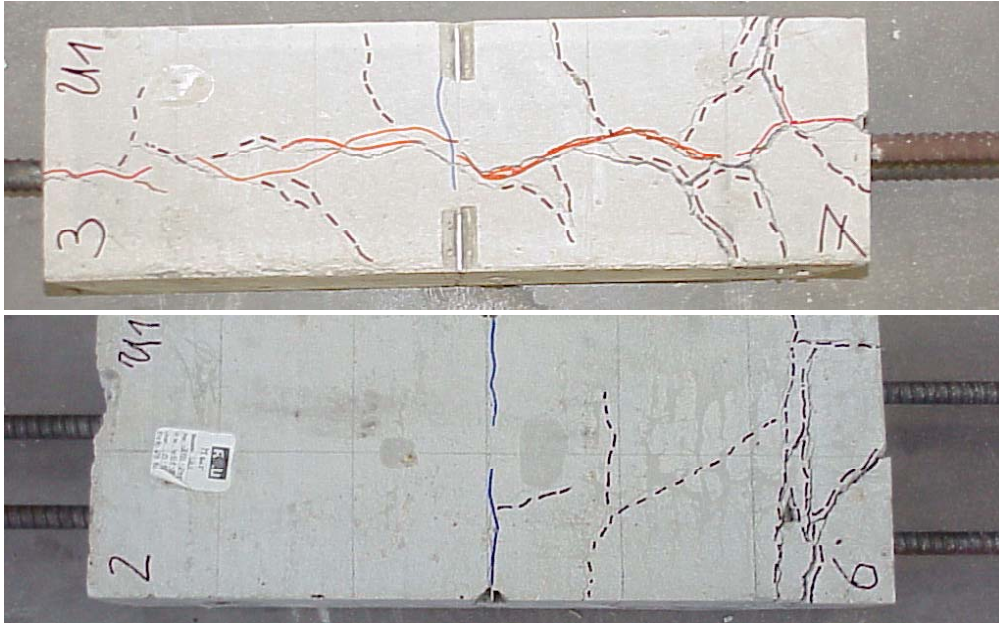


Bild 3.80 Typische Bruchbilder der Versuchskörper mit Querbewehrung (Versuchskörper U1 – Stäbe eingemörtelt mit System UP2)

Bild 3.81 zeigt die mittleren Verbundspannungen beim Bruch für die durchgeführten Versuche. Es ist zu sehen, dass die Versuche mit nur einbetonierten Bewehrungsstäben etwa die gleichen Versagenslasten haben wie die Probekörper mit dem Zementsystem, dem Epoxidsystem und dem Hybridsystem. Die eingemörtelten Versuchskörper weisen eine geringfügig größere Streuung auf, welche aber immer noch im üblichen Bereich für Versuche an Übergreifungsstößen liegt. Die durchschnittlichen Verbundspannungen beim Versagen der Körper liegen mit ca.  $4 \text{ N/mm}^2$  deutlich unter der mittleren Verbundfestigkeit aller Produkte und dem einbetonierten Bewehrungsstab beim Einzelauszugsversuch (vgl. Bild 3.9).

Die Versuche mit dem Polyestersystem (System WW) weisen eine deutlich verminderte Bruchlast auf. Die Abminderung beträgt im Vergleich zu den Versuchen mit einbetonierten Bewehrungsstäben ca. 30%. Die durchschnittliche Verbundspannung beim Bruch der Probekörper beträgt ca.  $3 \text{ N/mm}^2$ . Dieser Wert unterschreitet deutlich die bei den Einzelauszugsversuchen mit Polyester-System erzielten mittleren Verbundfestigkeiten (vgl. Bild 3.9).

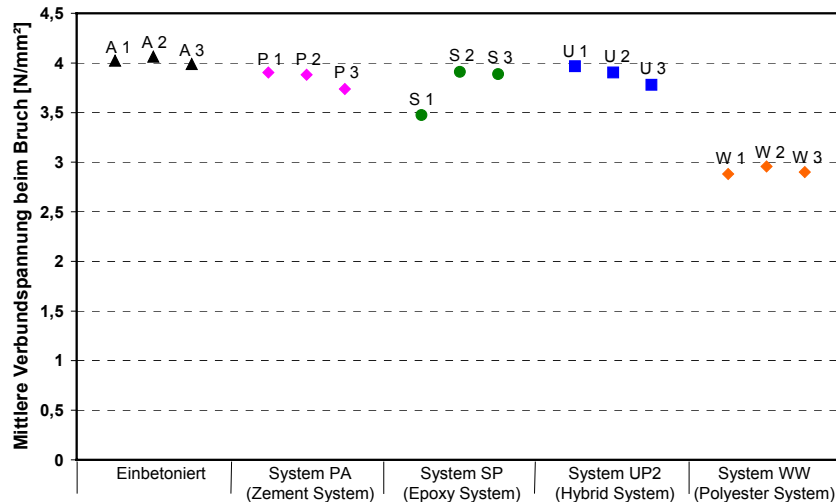


Bild 3.81 Verbundspannungen beim Versagen der Dehnkörper mit Querbewehrung

Bild 3.82 zeigt die Verschiebung am belasteten Ende der gestoßenen Bewehrungsstäbe. Die Einzelwerte der verschiedenen Probekörper einer Versuchsreihe sind zusammenfassend als Mittelwertkurve dargestellt. Die Verschiebungswerte wurden jeweils für die gleiche Belastung gemittelt. Dadurch gehen die Kurven nur bis zur höchsten gemeinsam erreichten ausgewerteten Belastung, welche bei den Versuchen mit einer Stahlspannung von  $450 \text{ N/mm}^2$  (Ausnahme System WW  $300 \text{ N/mm}^2$ ) festgelegt wurde. Bei dieser Darstellung werden der abfallende Ast der Kurven und die individuellen Verschiebungen bei Maximallast nicht gezeigt. Getrennt dargestellt sind die Verschiebungen der innenliegenden eingemörtelten bzw. einbetonierten Bewehrungsstäbe und der außenliegenden einbetonierten Bewehrungsstäbe. Die Versuche zeigen, dass die Verschiebungen der einbetonierten, außenliegenden Bewehrungsstäbe alle in einem Streubereich liegen. Bei diesen Versuchen war kein Einfluss des verwendeten Verbundmörtelproduktes auf die Verschiebungen an der einbetonierten Seite des Übergreifungsstoßes sichtbar. Dagegen ist der Einfluss des Verbundmörtels auf die Verschiebungen am belasteten Ende der eingemörtelten Bewehrungsstäbe deutlich sichtbar. Schon bei niedriger Last sind Unterschiede zu erkennen. Die Stäbe, eingemörtelt mit Produkten mit etwa gleicher Steifigkeit (Hybrid-System UP2) wie ein einbetonierter Bewehrungsstab, zeigen bei diesem Versuch mit der Versagensart Spalten vergleichbare Verschiebungen. Das Epoxy-System (SP) und das Zementssystem (PA) mit ihren im Einzelauszugsversuch höheren Verbundsteifigkeiten weisen auch bei diesen Versuchen kleinere Verschiebungen auf. Dagegen sind die Verschiebungen bei den Versuchen mit dem Polyestersystem deutlich größer als die bei den Versuchen mit einbetonierten Stäben. Dies entspricht ebenfalls den Ergebnissen der Einzelauszugsversuche mit diesem System (vgl. Bild 3.9).

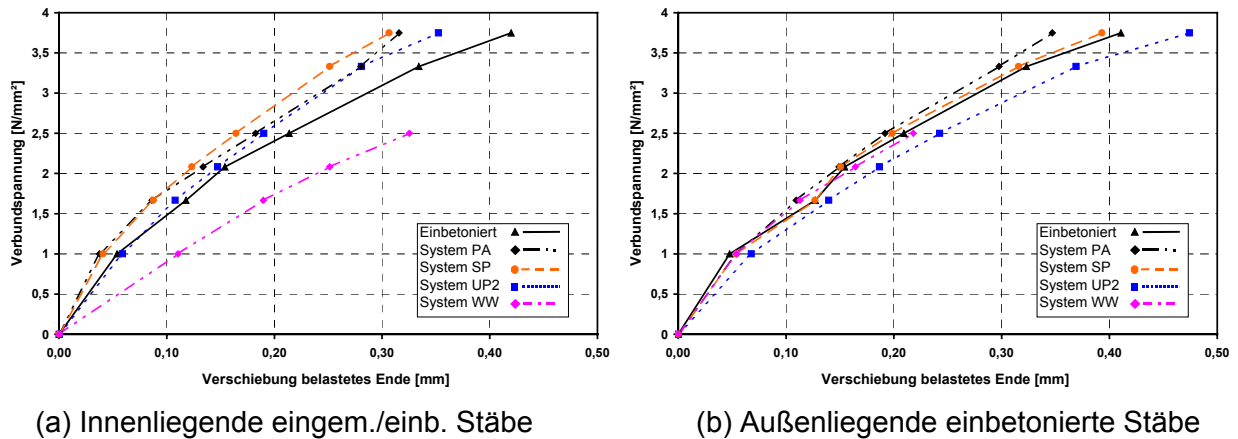


Bild 3.82 Verschiebungen am belasteten Stabende der Dehnkörper mit Querbewehrung aufgetragen gegen Stahlspannung (Mittelwertkurven); innenliegende eingemörtelte/einbetonierte Stäbe

In Bild 3.83 sind die Spaltrissöffnungskurven im Bereich der belasteten Stabenden exemplarisch für einen Versuchskörper mit einbetonierten Bewehrungsstäben und einen Versuchskörper mit Hybrid-System eingemörtelten Bewehrungsstäben dargestellt. Die Bilder zeigen einen prinzipiell vergleichbaren Verlauf. Die Spaltrisse treten bei einer Verbundspannung von ca. 1,5 N/mm<sup>2</sup> auf. Ab einer Verbundspannung von ca. 2,5 N/mm<sup>2</sup> wachsen die Spaltrisse exponentiell an und bei einer Rissbreite von ca. 0,5 mm versagen die Versuchskörper. Die Spaltrissentwicklung ist bei beiden nebeneinanderliegenden Stößen bei Berücksichtigung der üblichen Streuungen etwa vergleichbar. Ein ähnliches Verhalten zeigen auch die Versuchskörper mit den Systemen Epoxid (System SP) und Zement (System PA). Zusammenfassende Mittelwertkurven für alle Systeme zeigt Bild 3.85.

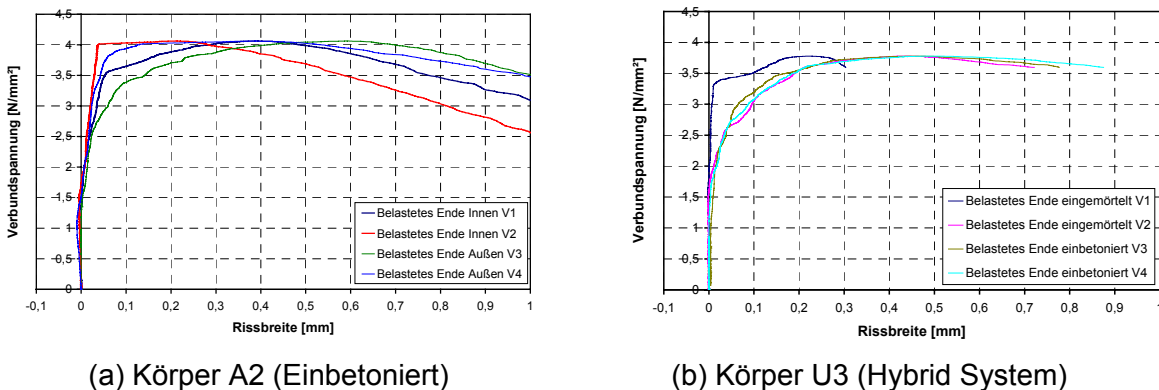


Bild 3.83 Spaltrissöffnung im Bereich der belasteten Stabenden aufgetragen gegen Verbundspannung

Bei den Versuchen mit dem Polyester System wurde ein asymmetrisches Verhalten festgestellt. Bild 3.84 zeigt die Spaltrissentwicklung von Körper W2 (Polyester System). Bei den Körpern dieser Versuchsreihe traten die Spaltrisse immer konzentriert an einer Seite des Körpers bzw. an der Seite eines Übergreifungsstoßes auf. Die in Bild 3.84 dargestellten Kurven zeigen mit V1/V3 die Rissbreiten des einen Stoßes und mit V2/V4 die Rissbreiten des zweiten Stoßes. Die Spaltrisse an der zweiten Seite traten erst auf, wenn sich der Versuchskörper bei Erreichen der Bruchlast komplett spaltete. Die Spaltrisse an der versagensbestimmenden Seite bildeten sich etwa bei gleichen Stahlspannungen wie bei den einbetonierten Körpern. Dann war der Anstieg der Spaltrissbreite

deutlich schneller. Die Versuchskörper versagen dann aber ebenfalls bei einer Spaltrissbreite von ca. 0,5 mm.

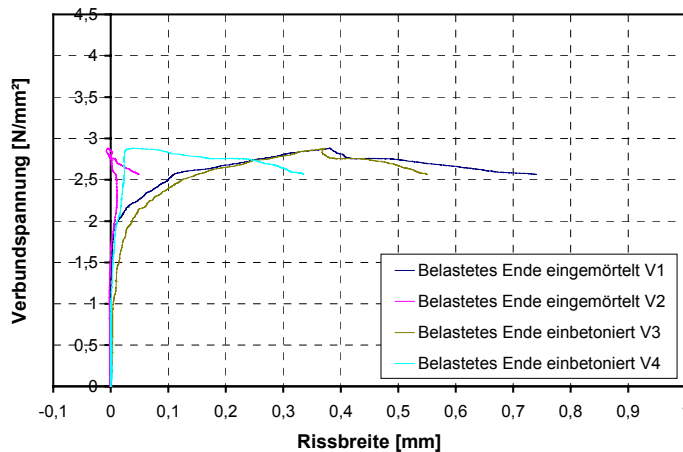
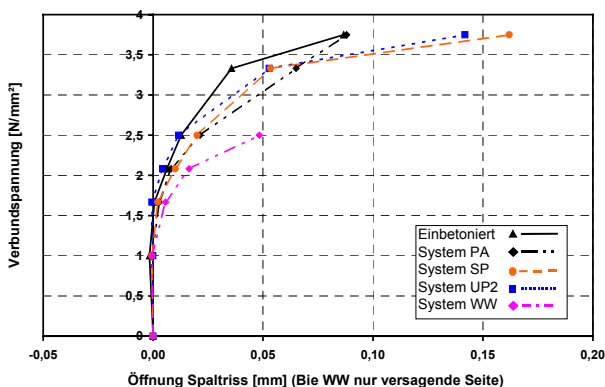
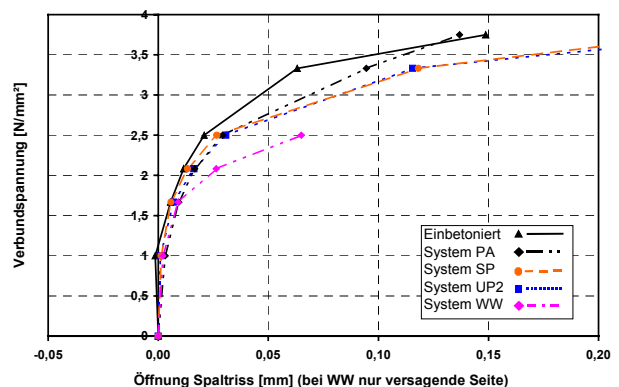


Bild 3.84 Spaltrissöffnung im Bereich der belasteten Stabenden aufgetragen gegen Verbundspannung; Körper W2 (Polyester System)

Bild 3.85 zeigt die Spaltrissentwicklung aller durchgeführten Versuche. Wie bei Bild 3.82 beschrieben, wurden hier die Versuchsreihen jeweils zu einer Mittelkurve zusammengefasst. Bei den Versuchen mit dem Polyester System wurde nur die Seite berücksichtigt, bei welcher sich die Spaltrisse maßgeblich entwickelten, um dem asymmetrischen Verhalten gerecht zu werden. Es ist zu sehen, dass bei allen Versuchsreihen an der Seite der belasteten Enden der außenliegenden Stäbe größere Rissbreiten auftreten, als an der Seite der innenliegenden Stäbe. Dies ist auf die geringere Betondeckung des belasteten Stabendes an dieser Seite zurückzuführen. Es ist zu sehen, dass sich die Spaltrisse bei allen Versuchen etwa bei gleichem Lastniveau bilden. Die geringsten Rissbreiten treten bei den Probekörpern mit einbetonierten Übergreifungsstößen auf. Die Körper mit den Systemen Hybrid, Epoxid und Zement liegen in einem Streubereich bei geringfügig größeren Rissbreiten. Auf die Bruchlasten und Verschiebungen hatten diese geringfügig größeren Rissbreiten keinen negativen Einfluss. Die Risse bei den Probekörpern mit Polyester System bilden sich etwa bei gleich hoher Last wie bei den übrigen Körpern, die Rissbreiten wachsen aber deutlich schneller an und führen zu einem Versagen der Körper bei deutlich niedrigerer Last.



(a) Innenliegende eingem./einb. Stäbe



(b) Außenliegende einbetonierte Stäbe

Bild 3.85 Spaltrissöffnung im Bereich der belasteten Stabenden aufgetragen gegen Verbundspannung (Mittelwertkurven)

Nach *Eurocode 2 (1992)* kann die Gebrauchslast für die untersuchten Übergreifungsstöße berechnet werden. Bild 3.86 zeigt die Stabverschiebungen am belasteten Stabende bei Gebrauchslast nach EC2, gemessen gegen die Betonoberfläche. Die Versuche mit den einbetonierten Übergreifungsstößen weisen die kleinsten Verschiebungen auf. Die Versuche mit dem Hybrid-System, dem Epoxy-System und dem Zement-System weisen geringfügig größere Verschiebungen mit größerer Streuung auf. Die Verschiebungen haben aber immer noch eine für den Gebrauchszustand akzeptable Größe. Zudem sind die Verschiebungen am belasteten Ende der eingemörtelten Stäbe etwa gleichgroß wie die der einbetonierten Stäbe. Dies stimmt mit dem Tragverhalten bei den Einzelauszugsversuchen überein, bei denen die mit Hybrid-System eingemörtelten Stäbe geringfügig höhere Verbundfestigkeiten aufwiesen als die einbetonierten Bewehrungsstäbe und eine vergleichbare Verbundsteifigkeit. Das Epoxy-System wies ebenfalls eine höhere Verbundfestigkeit auf, aber zusätzlich auch eine höhere Verbundsteifigkeit als der einbetonierte Stab. Die Versuche zeigen keinen signifikanten Einfluss der höheren Verbundsteifigkeit auf das Tragverhalten der Übergreifungsstäbe. Das Zement-System erreichte bei Gebrauchslast noch nicht seine Verbundfestigkeit bzw. löste sich noch nicht der Verbund zwischen Mörtel und Beton, weswegen sich die Verschiebungen ebenfalls auf dem Niveau der anderen Versuche befinden.

Die Versuche mit dem Polyester-System zeigten bei allen Versuchen deutlich größere Verschiebungen an den belasteten Enden der eingemörtelten innenliegenden Stäbe. Dies stimmt mit dem Tragverhalten der Stäbe in den Einzelauszugsversuchen überein, bei welchen die mit dem Polyester-System eingemörtelten Stäbe eine deutlich geringere Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit aufwiesen.

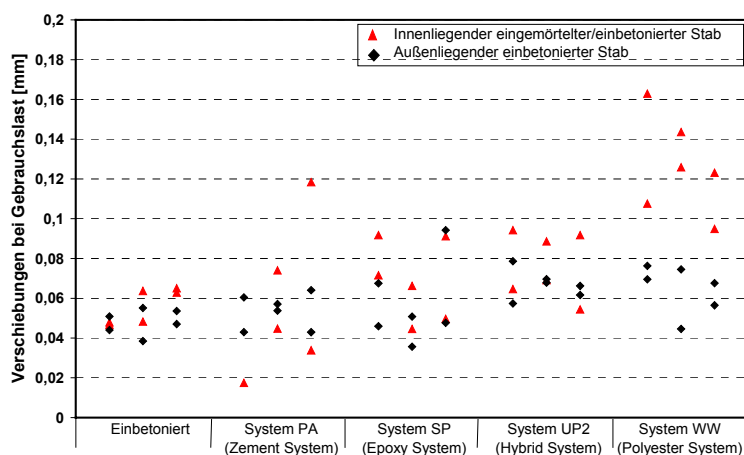
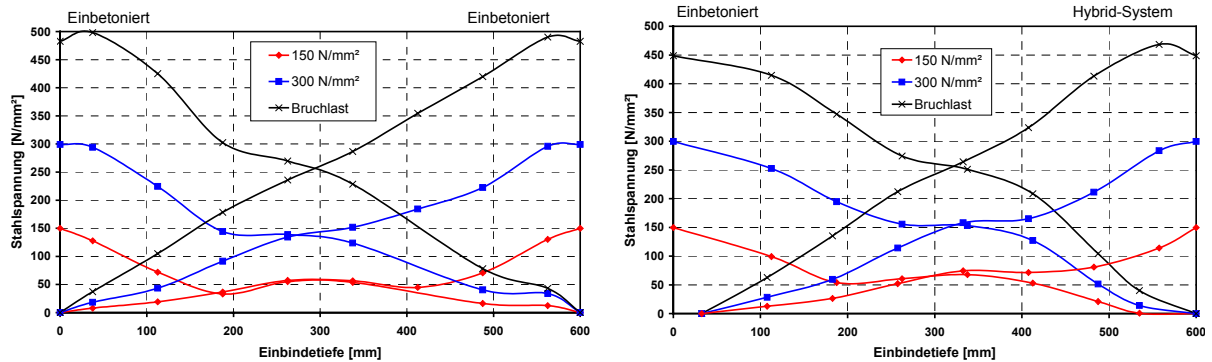


Bild 3.86 Versuche an Übergreifungsstößen in Dehnkörpern mit Querbewehrung; Verschiebungen an den belasteten Enden bei Gebrauchslast nach *Eurocode 2 (1992)*

Bild 3.87 bis Bild 3.89 zeigen die Stahlspannungsverteilung der gestoßenen Bewehrungsstäbe (berechnet aus den mit DMS gemessenen Stahldehnungen; vgl. Abschnitt 3.1.3) für Stahlspannungsniveaus von  $150 \text{ N/mm}^2$ ,  $300 \text{ N/mm}^2$  und bei Bruchlast. Dargestellt sind in einem Schaubild jeweils der Verlauf beider gestoßener Stäbe eines Körpers. Da bei einem Teil der Versuche nur ein Stab mit DMS bestückt war, enthalten die Schaubilder von Versuch P3 und Versuch S3 nur die Kurve des jeweiligen eingemörtelten Bewehrungsstabes. Exemplarisch werden die Kurven jeweils nur eines Körpers je Versuchsreihe gezeigt. Ausnahme ist die Versuchsreihe mit dem Epoxid-System, wo aufgrund des Ausfalls eines DMS im Lasteinleitungsbereich bei Versuch S1 zum Vergleich die Ergebnisse von Versuch S3 gezeigt werden.

Bild 3.87 zeigt die Ergebnisse der Versuche mit einem komplett betonierten Bewehrungsstoß (a) und mit einem halbseitig eingemörtelten Bewehrungsstoß unter Verwendung eines Hybrid-Systems (b). Die gemessenen Stahlspannungen beim Versuchskörper mit einbetoniertem Übergreifungsstoß sind ungefähr symmetrisch zur Probekörpermitte, wo sich in Höhe der Rissbleche der Querriss bildete. Bei niedriger Last wird nur der Verbund in den Lasteinleitungsbereichen aktiviert. Mit steigender Last aktiviert sich dann der Verbund in einem größeren Bereich und beim Erreichen der Bruchlast ist die Verbundspannung über die gesamte Verbundlänge etwa gleich groß. Beim Versuchskörper mit dem Hybrid-System ist die Stahlspannungsverteilung leicht unsymmetrisch. Die Verbundspannungen werden stärker auf der belasteten Seite des eingemörtelten Bewehrungsstabes aktiviert. Diese leicht steifere Lasteinleitung des eingemörtelten Bewehrungsstabes zeigte aber bei diesen Versuchen keinen signifikanten negativen Einfluss auf die Bruchlasten.

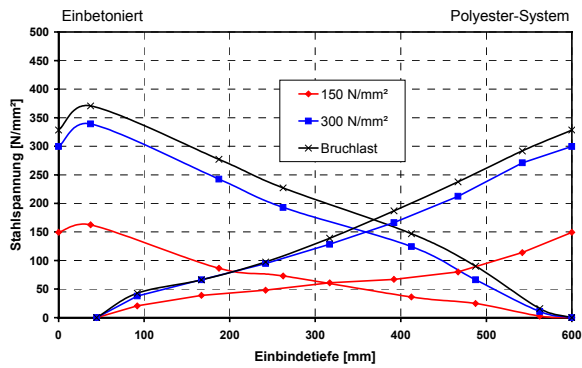


(a) Einbetonierter Bewehrungsstoß (A2)

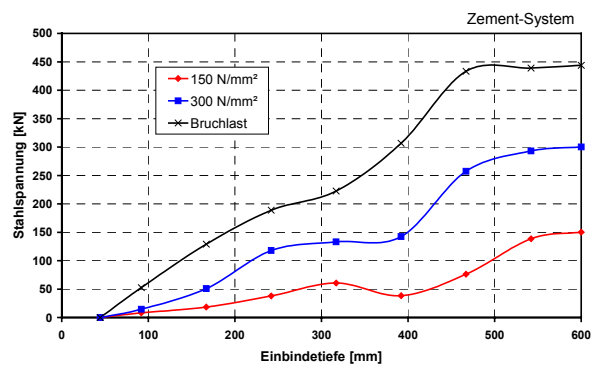
(b) Gemörtelter Stoß Hybrid-Sys. (U3)

Bild 3.87 Stahlspannungsverteilung über die Einbindetiefe; Dehnkörperversuch mit Querbewehrung; einbetonierter Stoß und System Hybrid (UP2)

Demgegenüber wurde der Verbund bei dem Versuch mit dem Polyester-System (Bild 3.88 (a)) schon bei deutlich niedrigerer Last über die gesamte Verbundlänge aktiviert. Dies gilt sowohl für den eingemörtelten sowie den einbetonierten Bewehrungsstab. Das bedeutet, dass die sehr weiche Lasteinleitung des mit dem Polyester-System eingemörtelten Bewehrungsstabes (vgl. Bild 3.9) dem einbetonierten Bewehrungsstab im Übergreifungsstoß eine dem weichen eingemörtelten Stab vergleichbare Stahlspannungsverteilung aufzwingt. Im Vergleich zum einbetonierten Übergreifungsstoß tritt bei diesem Versuch das Versagen bei deutlich geringerer Last auf. Beim Zement-System (Bild 3.88 (b)) ist demgegenüber der Stahlspannungsverlauf deutlich nichtlinear. Bei niedriger Belastung ist die Lasteinleitung deutlich steifer. Bei steigender Last fällt im Bereich der Lasteinleitung die Verbundspannung ab und wird tiefer in das Bauteil verlagert. Dies entspricht dem Verhalten bei den Einzelauszugsversuchen, bei welchen der mit dem Zement-System eingemörtelte Bewehrungsstab ein deutlich steiferes Last-Verschiebungs-Verhalten aufwies und mit einer deutlich kleineren Verbundfestigkeit versagte als der einbetonierte Bewehrungsstab (vgl. Bild 3.9). Trotzdem waren die Versagenslasten der Versuchskörper mit dem Zement – System vergleichbar mit denen der Versuchskörper mit einem einbetonierten Übergreifungsstoß.



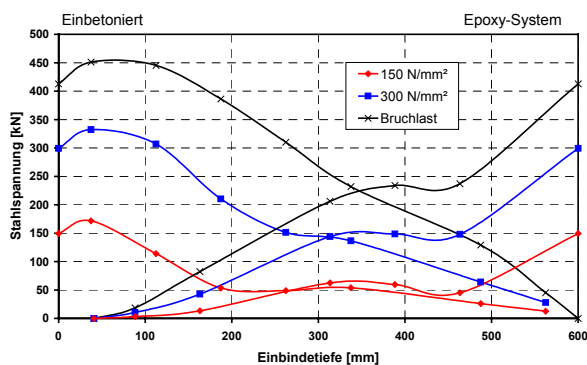
a) Gemörtelter Stoß Polyester-Sys. (W1)



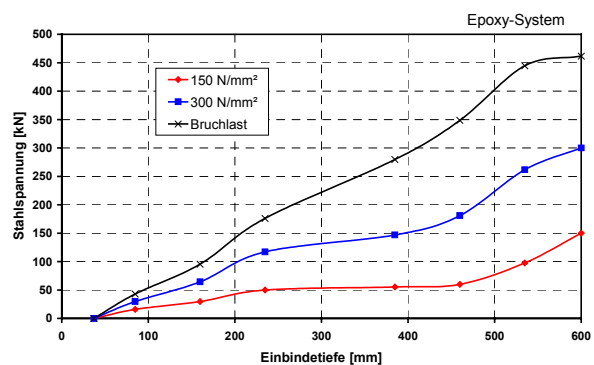
(b) Gemörtelter Stoß Zement-Sys. (P3)

Bild 3.88 Stahlspannungsverteilung über die Einbindetiefe; Dehnkörperversuch mit Querbewehrung; Systeme Polyester (WW) und Zement (PA)

Bild 3.89 zeigt die Stahlspannungsverläufe zweier Versuchskörper, wobei die Bewehrungsstäbe mit einem Epoxy-System eingemörtelt wurden. Aufgrund der hohen Steifigkeit der eingemörtelten Stäbe wird hauptsächlich der Verbund im Lasteinleitungsbereich der eingemörtelten Bewehrungsstäbe aktiviert. Diese konzentrierte Lasteinleitung kann in beiden Abschnitten der Versuchskörper, welche durch den im Bereich der Rissbleche geformten Querriss entstanden, gesehen werden. Dieses steife Verbundverhalten wurde ebenfalls bei den Einzelauszugsversuchen mit diesem Produkt festgestellt (vgl. Bild 3.9). Im Fall des Versuchskörpers S1 führte die konzentrierte Lasteinleitung zu einem weiteren Querriss im Bereich der Lasteinleitung des eingemörtelten Stabes und dadurch zu einer leicht verminderten Bruchlast. Beim Versuchskörper S3 ist diese steife Lasteinleitung ebenfalls zu erkennen; sie führte aber zu keiner Bildung von weiteren Querrissen und zu keiner abgeminderten Bruchlast.



(a) Gemörtelter Stoß Epoxy-Sys. (S1)



(b) Gemörtelter Stoß Epoxy-Sys. (S3)

Bild 3.89 Stahlspannungsverteilung über die Einbindetiefe; Dehnkörperversuch mit Querbewehrung; System Epoxid (SP)

Zusammenfassend können folgende Schlüsse aus den Versuchen an Übergreifungsstößen in Dehnkörpern mit Querbewehrung gezogen werden:

Die Versuche mit dem Hybrid-System zeigen bei der Versagensart Spalten mit Querbewehrung ein etwa vergleichbares Verhalten wie die Versuche mit einbetonierten Bewehrungsstäben. Dies entspricht dem Ergebnis der Einzelauszugsversuche (Kapitel 3.2.6.1), bei denen die mit Hybridmörtel eingemörtelten Stäbe eine vergleichbare Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit aufwei-



sen wie ein einbetonierter Bewehrungsstab und den Ergebnissen an Dehnkörpern ohne Querverweh rung (Abschnitt 3.3.3.4).

Bei den Versuchen mit dem Polyester–System traten im Vergleich deutlich größere Verschiebungen auf. Die Messungen mit DMS zeigten, dass der Verbund bei niedrigerer Last als bei den einbetonierten Stäben bereits über die gesamte Länge des Übergreifungsstoßes aktiviert wurde. Die Spaltrisse traten etwa bei gleicher Last auf wie bei den einbetonierten Stößen, vergrößerten sich aber deutlich schneller und führten zu einem Versagen bei deutlich verminderter Bruchlast. Es ist anzunehmen, dass dies auf die im folgenden beschriebenen Gründe zurückzuführen ist. Die mit dem Polyester eingemörtelten Bewehrungsstäbe zeigen ein sehr weiches Last-Verschiebungs-Verhalten (vgl. Bild 3.9). Das Versagen tritt zwischen Mörtel und Beton auf. Aufgrund der starken Abnahme der Verbundsteifigkeit bei steigender Last ist anzunehmen, dass sich der Verbund zwischen Mörtel und Beton schon bei einer geringen Verbundspannung löst und mit steigender Last der Mörtelpropfen durch das Bohrloch gezogen wird. Dabei kann die Verbundspannung noch weiter gesteigert werden. Es ist anzunehmen, dass sich bei größerer Relativverschiebung, hervorgerufen durch das Lösen des Verbundes, der Winkel  $\alpha$  zwischen den Verbundkräften und der Stabachse vergrößert (vgl. Bild 2.12). Ein ähnliches Verhalten zeigen auch einbetonierte Stäbe, bei welchen sich ebenfalls mit zunehmender Relativverschiebung der Winkel  $\alpha$  vergrößert (vgl. Bild 2.24). Dadurch vergrößern sich die Spreizkräfte senkrecht zur Stabachse, wodurch ein Spaltversagen bei niedrigerer Last auftritt.

Wie bei den Einzelauszugsversuchen zeigte das Epoxid–System auch bei den Stoßversuchen in der Stahlspannungsverteilung im Stoßbereich ein etwas steiferes Verbundverhalten als die einbetonierten Bewehrungsstäbe. Dies führte bei einem Versuch zu einer weiteren Querrissbildung im Lasteinleitungsbereich und zu einer geringfügig verminderten Bruchlast, welche aber im üblichen Streubereich von Versuchen mit Spaltversagen liegt.

Der Zementmörtel zeigte bei den Stoßversuchen ein etwas steiferes Verbundverhalten als die einbetonierten Stäbe. Mit dem Beginn der Spaltrisse fiel die Verbundspannung im Lasteinleitungsbereich aber deutlich stärker ab als bei den einbetonierten Stäben. Dies entspricht ebenfalls etwa dem Verhalten bei den Einzelauszugsversuchen, bei welchen diese eingemörtelten Stäbe ein deutlich steiferes Last-Verschiebungs-Verhalten als die einbetonierten Stäbe zeigten, aber bei einer verminderten Verbundfestigkeit versagten.

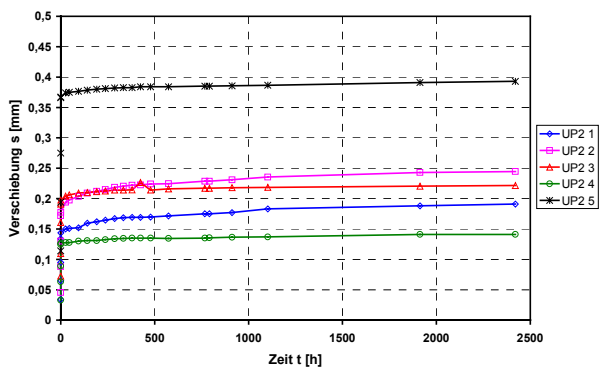
### **3.4 Versuche zum Langzeitverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben**

#### **3.4.1 Tragverhalten bei Dauerlast**

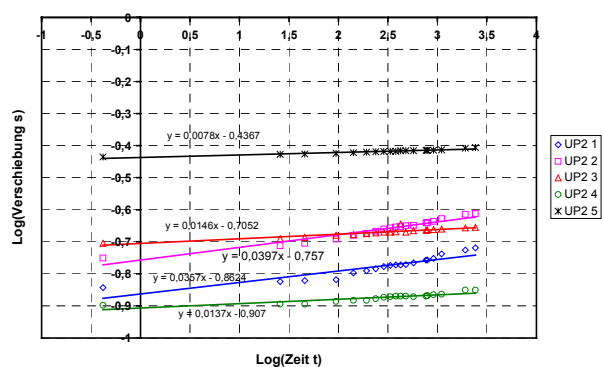
Bewehrungsanschlüsse müssen Lasten dauerhaft in das Bauteil einleiten. Daher darf die Festigkeit des Verbundes unter Langzeitbelastung nicht wesentlich abnehmen und die Verschiebungen nicht stetig zunehmen. Um dies zu untersuchen, wurden Dauerstandsversuche an eingemörtelten Bewehrungsstäben durchgeführt. Die Versuche wurden an Bewehrungsstäben  $d_s = 10$  mm und  $l_v = 100$  mm in ungerissenem Beton ( $\beta_w = 36$  N/mm<sup>2</sup>) durchgeführt. Es wurden die Hybrid-Systeme HH und UP2 verwendet. Um die ungünstigsten Bedingungen zu simulieren, wurden die Stäbe in wassergesättigtem Beton durchgeführt. Die Bohrlöcher wurden nach Herstellerangaben optimal gereinigt. Als Dauerlast wurden  $N = 11$  kN aufgebracht. Dies entspricht mit  $\tau = 3,5$  N/mm<sup>2</sup> der 1,5-fachen zulässigen Last nach *Eurocode 2 (1992)* für einen C 30/35. Die Belastungszeit betrug ca.

1800 h. Bei der Belastung wurden die Betonkörper unter Wasser gelagert. Gemessen wurden die Stabverschiebungen am belasteten Ende beim Aufbringen der Last und in regelmäßigen Abständen unter Dauerlast. Bild 3.90 und Bild 3.91 zeigen die gemessenen Verschiebungen der durchgeführten Versuche im linearen (a) und doppellogarithmischen (b) Maßstab.

Alle Versuche zeigen im linearen Maßstab zu Beginn der Lastaufnahme eine Zunahme der Verschiebung, welche mit fortschreitender Zeit immer kleiner wird. Im doppellogarithmischen Maßstab lassen sich die gemessenen Verschiebungen annähernd als Gerade darstellen. Dies stimmt mit dem von *Franke (1976)* beschriebenen Verhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben unter Dauerlast überein. Auch die Verschiebungen von einbetonierten Bewehrungsstäben zeigen unter Dauerlast aufgetragen im doppellogarithmischen Maßstab ein lineares Verhalten. Nach *Sippel (1996)* kann bei einbetonierten Stäben, aufgetragen im doppellogarithmischen Maßstab, von einer Steigung der Geraden im Mittel von  $a = 0,1$  bis  $0,125$  ausgegangen werden. Bei den hier durchgeführten Versuchen an eingemörtelten Bewehrungsstäben liegen die Steigungen der Geraden im doppellogarithmischen Maßstab im Mittel bei  $a = 0,027$ . Diese deutlich geringere Verschiebungszunahme ist darauf zurückzuführen, dass bei den verwendeten Systemen im untersuchten Belastungsbereich nur Verschiebungen zwischen Bewehrungsstab und Mörtel auftreten und nicht zwischen Mörtel und Beton. Somit ist der Verbundmechanismus in diesem Lastbereich von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben gleich. Der Unterschied ist, dass im Falle des einbetonierten Stabes der Verbund durch die Verzahnung der Rippen im Beton und bei den eingemörtelten Stäben durch Verzahnung der Rippen im Verbundmörtel gewährleistet wird. Im Fall der hier durchgeführten Versuche weist der Verbundmörtel eine geringere Kriechneigung und höhere Festigkeit auf als der Beton. Die Versuche zeigen, dass sich die mit den hier verwendeten Hybrid-Systemen eingemörtelten Bewehrungsstäbe unter Dauerlast günstiger verhalten als einbetonierte Bewehrungsstäbe.

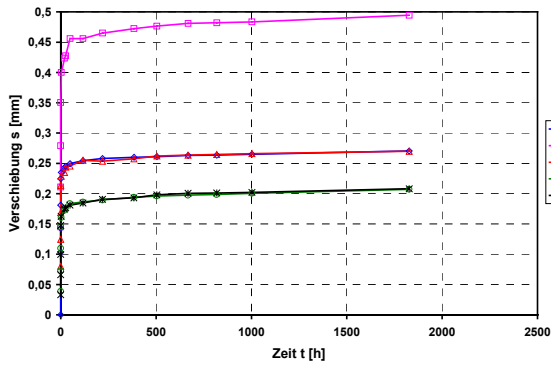


(a) Linearer Maßstab

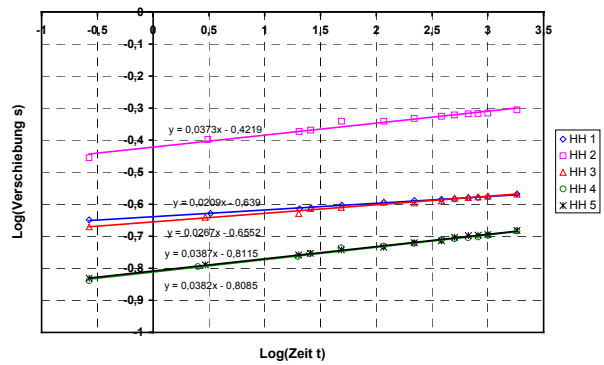


(b) Doppellogarithmischer Maßstab

Bild 3.90 Verschiebungen der Ankerstangen  $d_s = 10$  mm ( $l_v = 100$  mm) unter Dauerlast;  $F = 11$  kN; System UP2; nasser Beton



(a) Linearer Maßstab



(b) Doppeltlogarithmischer Maßstab

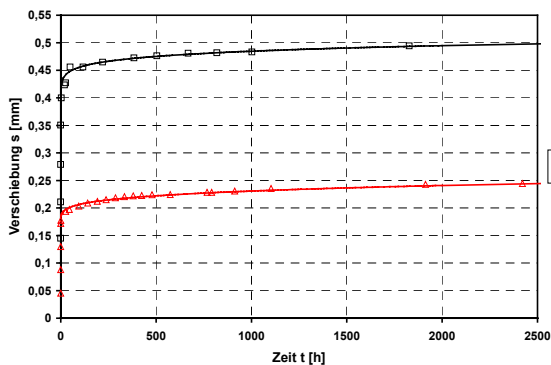
Bild 3.91 Verschiebungen der Ankerstangen  $d_s = 10 \text{ mm}$  ( $l_v = 100 \text{ mm}$ ) unter Dauerlast;  $F = 11 \text{ kN}$ ; System HH; nasser Beton

Das Kriechverhalten von Kunststoffen unter Dauerlast kann nach *Findley (1960a,b)* mit dem im Folgenden beschriebenen Ansatz angenähert werden. Nach diesem Ansatz errechnen sich die Verschiebungen in Abhängigkeit von der Zeit wie folgt:

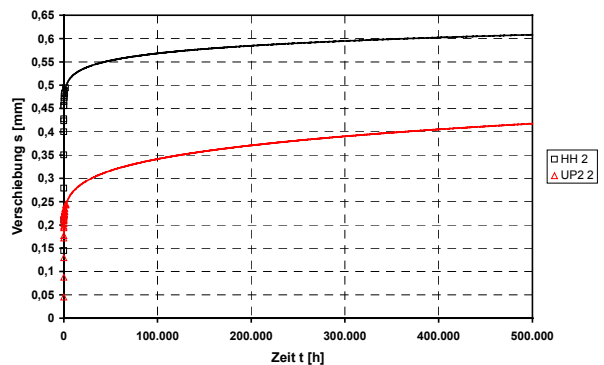
$$s(t) = s_0 + a \cdot t^b \quad [\text{mm}] \quad (3.2)$$

mit  $s_0$  - Anfangsverschiebung beim Aufbringen der Belastung [mm]  
 $t$  - Zeit [h]

In Bild 3.92 (a) wurde die Verschiebung der Versuche mit der größten Steigung im doppeltlogarithmischen Maßstab von jedem System mit dem Ansatz nach *Findley (1960a,b)* angenähert. Die Kurven zeigen eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse. In Bild 3.92 (b) wurden Verschiebungen unter Dauerlast mit den Findley-Kurven auf eine Standzeit von  $5 \cdot 10^5 \text{ h}$  ( $\approx 55 \text{ Jahre}$ ) extrapoliert. Die zu erwartenden Verschiebungen beim System HH betragen  $s = 0,6 \text{ mm}$  und beim System UP2  $s = 0,4 \text{ mm}$ . Bei den Vergleichsversuchen trat das Versagen der eingemörtelten Stäbe zwischen Bewehrungsstab und Mörtel auf. Aus diesem Grund kann bei dieser Betrachtung die Verschiebung bei Versagenslast ( $s \approx 1,8 \text{ mm}$ ) angesetzt werden. Dieser Wert ist deutlich höher als die unter Dauerlast zu erwartenden Verschiebungen. Daher ist ein Versagen der eingemörtelten Bewehrungsstäbe unter Dauerlast nicht zu erwarten.



(a) Vergleich Näherungskurve mit Versuchen



(b) Extrapolation auf  $t = 5 \cdot 10^5 \text{ Std.}$

Bild 3.92 Verschiebungen der Versuche UP2 2 und HH 2 und Näherungskurven nach *Findley (1960)*;  $d_s = 10 \text{ mm}$  ( $l_v = 100 \text{ mm}$ ) unter Dauerlast;  $F = 11 \text{ kN}$ ; nasser Beton

Wäre bei den Vergleichsversuchen das Versagen zwischen Mörtel und Beton aufgetreten bzw. wäre in der Last-Verschiebungskurve ein Verlust der Adhäsion sichtbar, müsste die Verschiebung beim Verlust der Adhäsion, nicht die Verschiebung bei Bruchlast im Vergleich angesetzt werden. Der Verlust der Adhäsion kann entsprechend der Regeln nach *EOTA (2000)* bestimmt werden (vgl. Abschnitt 2.6.3).

### 3.4.2 Tragverhalten bei nichtruhender Belastung

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter nichtruhender Belastung wurden Zugschwelllastversuche durchgeführt. Der Stabdurchmesser betrug  $d_s = 10$  mm, die Verankerungslänge  $l_v = 50$  mm. Die Versuche wurden mit enger Abstützung durchgeführt. Die Belastungsfrequenz betrug ca.  $f = 10$  Hz. Insgesamt wurden 17 Versuche mit dem Verbundmörtelsystem HH und 20 Versuche mit dem System UP2 durchgeführt. Die Oberlast sowie die Unterlast wurden bei den einzelnen Versuchen konstant gehalten. Durchgeführt wurden Versuche mit Oberlasten von ca. 50 bis 85% der Kurzzeitfestigkeit der eingemörtelten Stäbe. Die Unterlast betrug bei allen Versuchen ca. 10% der Oberlast.

Die Versuche wurden bis maximal 2 Mio. Lastwechsel gefahren. Wenn bis zu dieser Lastspielzahl kein Versagen auftrat, wurde der Versuch abgebrochen und die Resttragfähigkeit in einem Auszugsversuch bestimmt. Alle Versuche, bei welchen der Bruch vor Erreichen der 2 Mio. Lastwechsel auftrat, versagten durch einen Ermüdungsbruch des Verbundes (Herausziehen des Stabes). In Bild 3.93 sind die Verhältnisse Verbundspannung bei Oberlast zu mittlerer Verbundfestigkeit aus Vergleichsversuchen  $\tau_1/\tau_u$  in Abhängigkeit vom Logarithmus der Lastspielzahl beim Bruch aufgetragen. Zusätzlich zu den Versuchsreihen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben sind zum Vergleich die Versuchsergebnisse von Schwelllastversuchen an einbetonierten Bewehrungsstäben (*Rehm/Eligehausen (1977)*) eingezeichnet. Für alle Versuchsreihen sind zusätzlich lineare Trendlinien und die dazugehörige Geradengleichung im Schaubild dargestellt. Die Versuche, welche bei 2 Mio. Lastwechsel abgebrochen wurden, sind nicht bei den Trendlinien mit berücksichtigt. Im Falle der Versuche mit System UP2 stimmen die Geradensteigungen von einbetonierten und eingemörtelten Stäben überein. Zudem ist die Bedingung  $\tau_1/\tau_u \approx 1$  für  $N = 1$  für die Versuche mit System UP2 erfüllt. Die Versuche mit System UP2 weisen aber ein etwas höheres Niveau auf als die Versuche mit einbetonierten Stäben. Die Versuche mit System HH liegen etwa auf ähnlichem Niveau wie die Versuche mit einbetonierten Stäben. Die Steigung der Trendlinie ist etwas steiler. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Trendlinie der einbetonierten Stäbe für  $N = 1$  den Wert  $\tau_1/\tau_u \approx 0,9$  ergibt, was theoretisch nicht korrekt ist. Die berechnete Trendlinie der einbetonierten Stäbe mit der Zusatzbedingung  $\tau_1/\tau_u = 1$  für  $N = 1$  ergibt eine etwa deckungsgleiche Trendlinie.

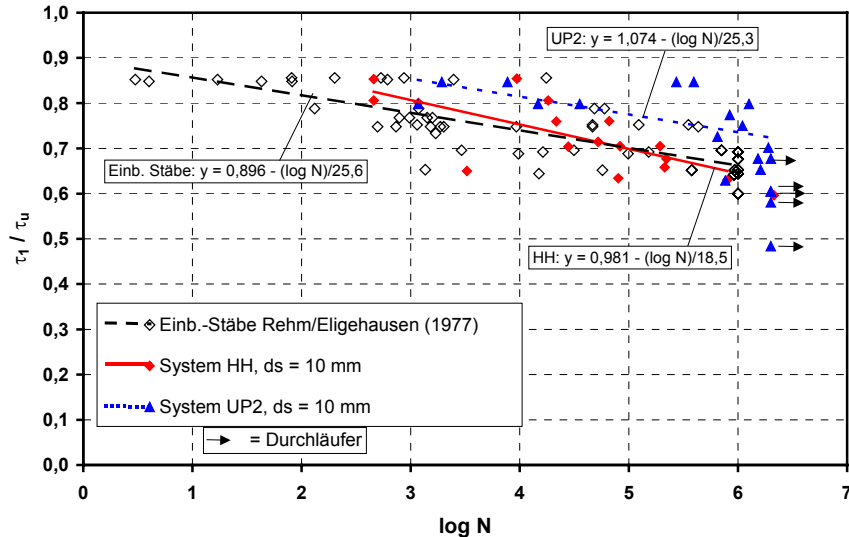


Bild 3.93 Verhältnis Verbundspannung Oberlast zu mittlerer Verbundfestigkeit bei Auszugsversuchen  $\tau_1 / \tau_u$  in Abhängigkeit vom Logarithmus der Lastwechselzahl für eingemörtelte Bewehrungsstäbe und einbetonierte Bewehrungsstäbe (*Rehm/Eligehausen (1977)*);  $d_s = 10 \text{ mm}$ ,  $l_v = 50 \text{ mm}$

Nach *Sippel (1996)* ergibt die Stabendverschiebung von einbetonierten Bewehrungsstäben in Abhängigkeit von den Lastwechseln im doppelt logarithmischen Maßstab parallel verlaufende Geraden. Oberhalb einer Belastung von  $\tau = 0,65 \tau_u$  ist eine höhere Schlupfzunahme zu beobachten. Diese kann ebenfalls als eine Gerade im doppelt logarithmischen Maßstab angenähert werden, wobei der Bereich kurz vor dem Versagen nicht beachtet wird, wo die Kurven exponentiell ansteigen.

Allgemein kann die Kriechfunktion nach *Sippel (1996)* wie folgt dargestellt werden:

$$s(N) = s_0 \cdot (1 + k_N) \quad (3.3)$$

$$\text{mit } k_N = (1 + N)^a - 1 \quad (3.4)$$

$s_0$  = Anfangsschlupf

$N$  = Anzahl der Lastspiele

$a$  = Neigung der Kriechfunktion im doppelt logarithmischen Maßstab

Nach *Sippel (1996)* verhält sich der Exponent  $a$  bei einbetonierten Bewehrungsstäben unter nicht ruhender Belastung wie folgt:

$$\text{Oberer Grenzbereich: } a = 0,11 \quad \tau/\tau_u < 0,45 \quad (3.5a)$$

$$a = 0,62 \cdot \tau/\tau_u - 0,17 \quad \tau/\tau_u \geq 0,45 \quad (3.5b)$$

$$\text{Mittlerer Grenzbereich: } a = 0,11 \quad \tau/\tau_u < 0,45 \quad (3.6a)$$

$$a = 0,35 \cdot \tau/\tau_u - 0,05 \quad \tau/\tau_u \geq 0,45 \quad (3.6b)$$

In Bild 3.94 sind die aus Gleichungen (3.3) und (3.4) berechneten Exponenten  $a$  für die Versuche an eingemörtelten Bewehrungsstäben mit System HH in Abhängigkeit von der Belastungshöhe aufgetragen. Zusätzlich wurden die Werte der Versuche an einbetonierten Stäben von *Rehm/Eligehausen (1977)* und *Balázs/Koch (1991 – 1994)*, sowie die Beziehung von Exponent  $a$  zu  $\tau/\tau_u$  nach *Sippel (1996)* (Gleichungen (3.5) und (3.6)) im Schaubild eingetragen. Die Versuche mit System UP2 konnten nicht berücksichtigt werden, da hier die Verschiebungsmessung nicht

direkt am Stab sondern oberhalb der Koppelmutter durchgeführt wurde. Dies führte zu fehlerhaften Messergebnissen.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass die Verschiebungen der eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit System HH vergleichbar denen von einbetonierten Stäben sind. Die Messergebnisse der eingemörtelten Stäbe liegen etwa zwischen dem oberen Grenzbereich und dem mittleren Verhalten nach *Sippel (1996)* (Gleichungen (3.5) und (3.6)) mit einer geringeren Streuung als die Versuche mit einbetonierten Stäben.

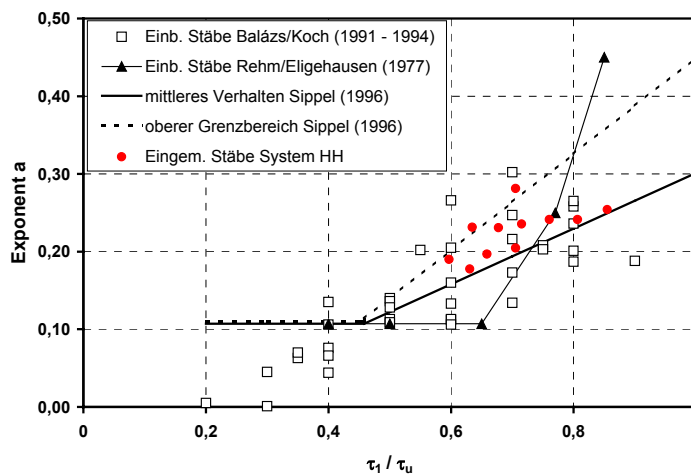


Bild 3.94 Exponent  $a$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verbundspannung; Versuche unter nicht ruhender Belastung mit konstanter Amplitude von eingemörtelten Stäben und einbetonierten Stäben (*Balázs/Koch (1991 – 1994)*; Auswertung *Sippel (1996)*)

Die Versuche mit den eingemörtelten Bewehrungsstäben (System HH und UP2) unter nicht ruhender Belastung zeigen kein signifikant unterschiedliches Verhalten wie für einbetonierte Bewehrungsstäbe in der Literatur beschrieben wurde. Die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes kann bei den hier untersuchten Produkten der von einbetonierten Bewehrungsstäben als vergleichbar angesehen werden. Es ist aber anzunehmen, dass sich andere Systeme unterschiedlich verhalten. Das Tragverhalten dieser Systeme unter nicht ruhender Belastung ist durch gesonderte Versuche zu bestimmen.

### 3.4.3 Versuche zur chemischen Beständigkeit

Wie in Abschnitt 2.6.4.4 beschrieben, können die eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit aggressiven Medien verschiedenster Art in Kontakt kommen. Je nach Mörtel­eigenschaften, angreifendem Medium und Angriffszeit kann die übertragbare Verbundfestigkeit beeinflusst werden.

Im Rahmen der Untersuchungen an eingemörtelten Bewehrungsstäben wurden Versuche mit dem Hybrid­system HH durchgeführt. Um den Einfluss der Medienbeaufschlagung auf das Tragverhalten in kurzer Zeit festzustellen, wurden Untersuchungen an sogenannten Verbundabschnitten durchgeführt. Hierzu wurden Stäbe in einen Betonzylinder eingemörtelt. Dieser wurde nach dem Aushärten des Mörtels in 30 mm dicke Scheiben geschnitten. Auf diese Weise erhält man drei Zylinderscheiben mit integrierten Verbundabschnitten von eingemörtelten Stäben. Die Aufteilung der Scheiben ist in Bild 3.95 dargestellt.

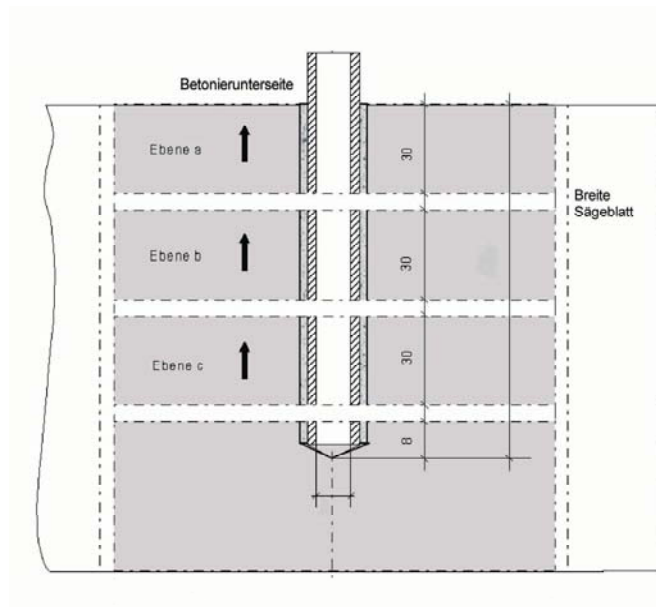
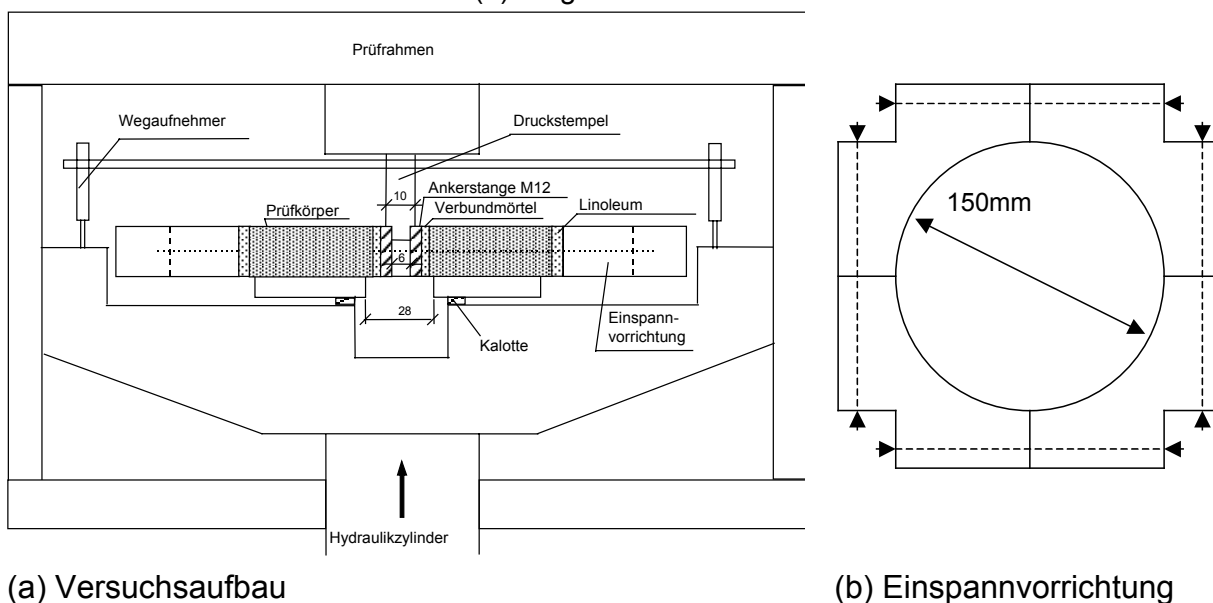


Bild 3.95 Aufteilung der Scheiben in einem Betonzylinder

Diese Scheiben können mit verschiedenen Medien beaufschlagt werden, wobei gewährleistet wird, dass die Verbundmörtelschicht in direkten Kontakt mit dem Medium kommt. Dies führt zu einem Zeiträffereffekt des Einflusses. Zum Belasten der Verbundabschnitte werden die Scheiben mit einer Stahlvorrichtung verspannt (Bild 3.96 (b)), um Spalten des Betons während des Versuchs zu verhindern. Dann wird der Verbundabschnitt über einen Druckstempel belastet und ausgedrückt. Der Versuchsaufbau ist in Bild 3.96 (a) dargestellt.



(a) Versuchsaufbau

(b) Einspannvorrichtung

Bild 3.96 Versuchsaufbau für die Belastung der Verbundabschnitte und Umspannvorrichtung der Scheiben

Die Untersuchungen erfolgten an eingemörtelten Stäben, welche in Betonkörper mit der Temperatur  $T = 20^\circ \text{C}$  und  $T = 40^\circ \text{C}$  eingemörtelt wurden. Auf diese Weise sollte zudem untersucht werden, ob die Untergrundtemperatur beim Einmörteln einen Einfluss auf die chemische Beständigkeit hat. Die Verbundabschnitte wurden auf Alkali- und Säure-Empfindlichkeit untersucht. Zur Alkali-Empfindlichkeit wurden die Probekörper in Flüssigkeit mit einem pH-Wert 13,2 eingelagert. Die

Säurebeaufschlagung erfolgte in 24h Zyklen durch Bewitterung mit  $\text{SO}_2$  bei  $40^\circ\text{C}$  für 8h und anschließend 16h Belüftung bei  $20^\circ\text{C}$ . Zum Vergleich wurden Verbundabschnitte getestet, welche bei  $20^\circ\text{C}$  und 50% Luftfeuchtigkeit gelagert wurden.

Bild 3.97 zeigt die Ergebnisse der oben genannten Versuche an Verbundabschnitten. Bei dieser Auswertung wurden nur die Verbundabschnitte b und c (Bild 3.95) berücksichtigt. Der an der Oberfläche liegende Verbundabschnitt a zeigte bei allen Versuchen im Vergleich kleinere Verbundfestigkeiten, was auf installationstechnische Gründe zurückzuführen ist (vgl. Abschnitt 3.2.8.3). Dargestellt sind zum einen die mittleren Verbundfestigkeiten der verschiedenen Versuchsreihen (Bild 3.97 (a)). Zum Anderen sind in Bild 3.97 (b) die Verbundfestigkeiten der Versuchsreihen im Verhältnis zur Verbundfestigkeit der jeweiligen Referenzversuchsreihe aufgeführt. Die Versuche zeigen nur einen sehr geringen Einfluss der Säure- und Alkalibeaufschlagung auf das Tragverhalten. Die Versuche liegen in einem Streubereich und zeigen im Mittel im Vergleich zu den Referenzversuchen eine maximale Abminderung von 10 bis 15%. Ein signifikanter Einfluss der Untergrundtemperatur bei der Installation ist nicht zu erkennen. Diese Ergebnisse stimmen mit den Untersuchungen in Abschnitt 2.6.4.4 überein, bei welchen sich Vinylester-Systeme als relativ unempfindlich im Bezug auf Umwelteinflüsse gezeigt haben.

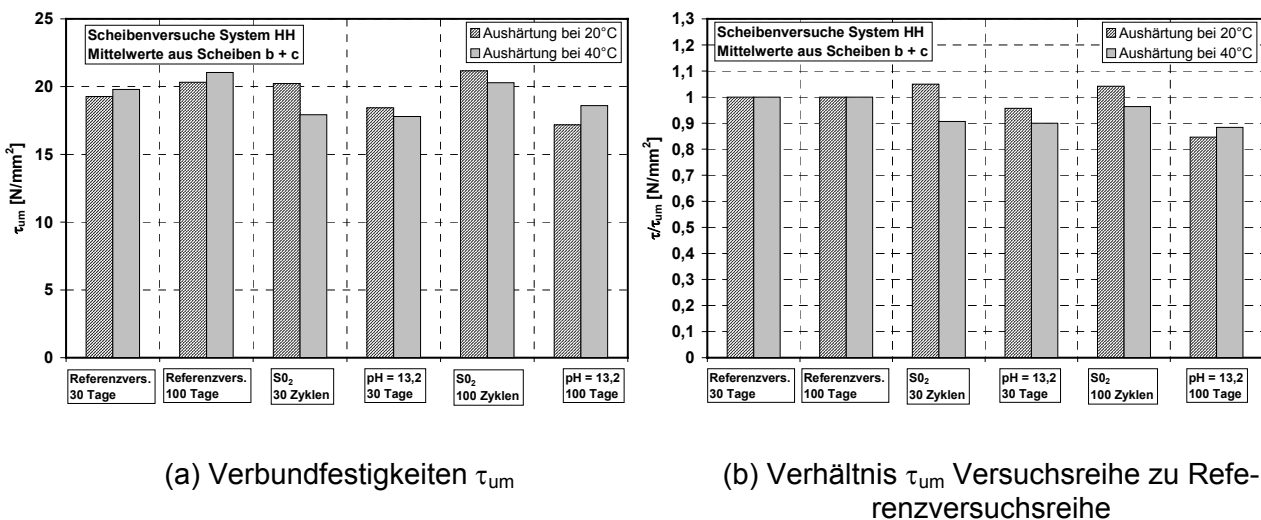


Bild 3.97 Gemessene Verbundfestigkeiten und Verhältnis der Bruchlasten Verbundabschnitte zu Bruchlasten Referenzversuche von Versuchen mit Verbundabschnitten

### 3.5 Untersuchungen zur Durchführbarkeit der Herstellung von eingemörtelten Bewehrungsstäben

#### 3.5.1 Allgemeines

Für die Sicherheit von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen ist von entscheidender Bedeutung, dass die Installation fehlerfrei und genau ausgeführt ist. Aus diesem Grund wurden Untersuchungen zu jedem Abschnitt des Installationsprozesses durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war es, die jeweiligen Einflussfaktoren festzustellen und zu quantifizieren. Die Ergebnisse sollen als Basis für einen Anforderungskatalog für Systeme dienen. Zudem sollen auf Basis der Versuche die in der Bemessung anzusetzenden Toleranzen und Abweichungen festgelegt werden.



### 3.5.2 Versuche zur Herstellung der Bohrungen

Es muss gewährleistet werden, dass die Bohrungen in der vorgegebenen Position ausgeführt werden, um die vom Planer vorgegebene statische Wirksamkeit des Bewehrungsanschlusses zu gewährleisten. Zudem muss sichergestellt sein, dass Mindestbetondeckungen beim Bohren eingehalten werden, um eine Vorschädigung beim Bohren zu verhindern. Beim Bohren ist von Ungenauigkeiten sowohl bei der Bohrlochposition als auch bei der Bohrlochneigung auszugehen. Ziel der Versuche war es, diese zu erwartenden Abweichungen festzustellen und für die Planung und Bemessung einschätzbar zu machen.

Zur Untersuchung der beim Bohren zu erwartenden Toleranzen wurden von verschiedenen Technikern unabhängig Probebohrungen durchgeführt. Die Bohrungen wurden ohne Hilfestellung weiterer Personen alleine durchgeführt. Es wurden keine zusätzlichen Hilfsmittel wie Bohrstände und Richtungsbohrlehren zugelassen. Die Bohrungen wurden horizontal in Schulterhöhe der Techniker in Betonplatten ausgeführt. Der Bohrdurchmesser wurde von  $d_s = 8$  bis 32 mm variiert. Gemessen wurde die Neigung der Bohrung sowie die Abweichung von der gewünschten Bohrlochposition. Die Neigungsabweichung der Bohrlöcher wurde entsprechend Bild 3.98 anhand der Winkelabweichung in  $\alpha_1$  - sowie in  $\alpha_2$  -Richtung aufgenommen.

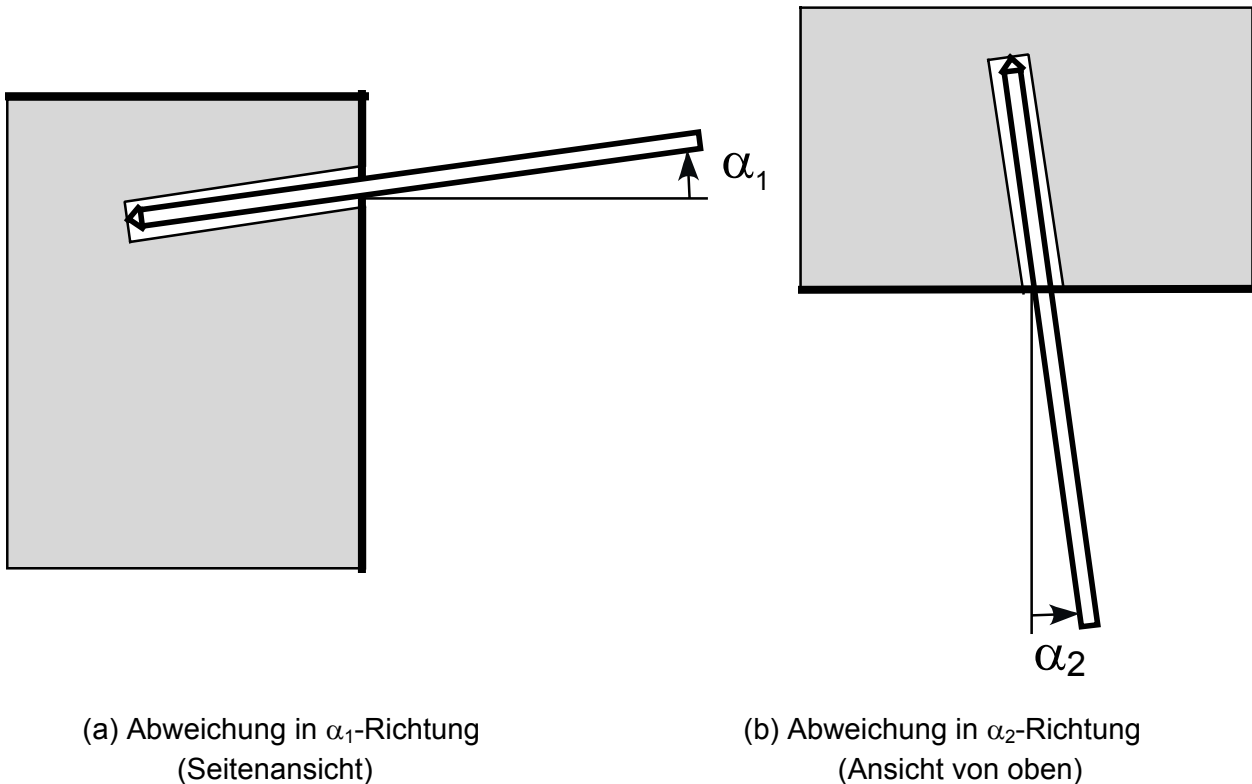


Bild 3.98 Definition der Winkelabweichung der Bohrlöcher

Bild 3.99 zeigt die tatsächlich erzielten Betondeckungen der Bohrlöcher sowie die Differenzen der gemessenen Betondeckungen zu der Sollbetondeckung. Die Messungen zeigen bei allen Durchmessern ein vergleichbares Streuband. Bis auf wenige Ausnahmen waren die Betondeckungen immer 0 bis 10 mm größer als die Vorgabewerte. Kleinere Betondeckungen als die vorgeschriebenen Mindestmaße wurden nur in vereinzelt Fällen erzielt. Es ist anzunehmen, dass, um mit Sicherheit ein Abplatzen der Betondeckung beim Bohren zu vermeiden, tendenziell immer eher die Bohrlochposition zum Bauteilinneren verschoben wurde.

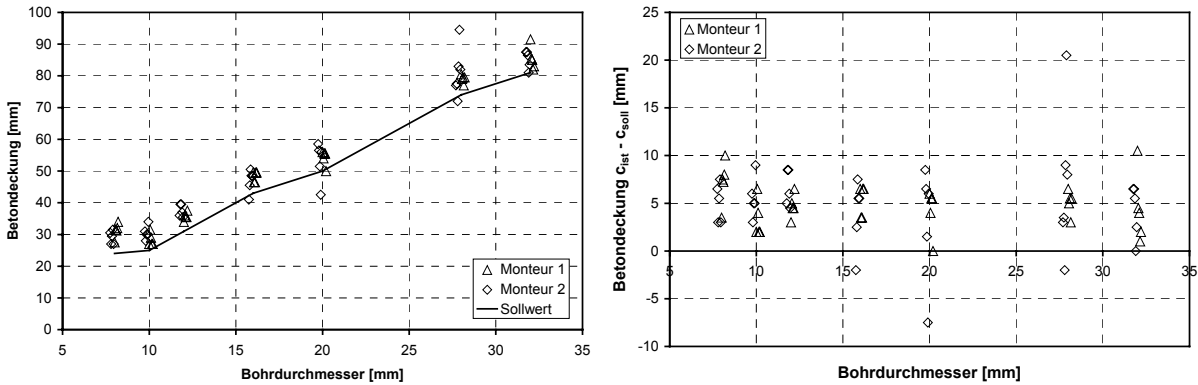
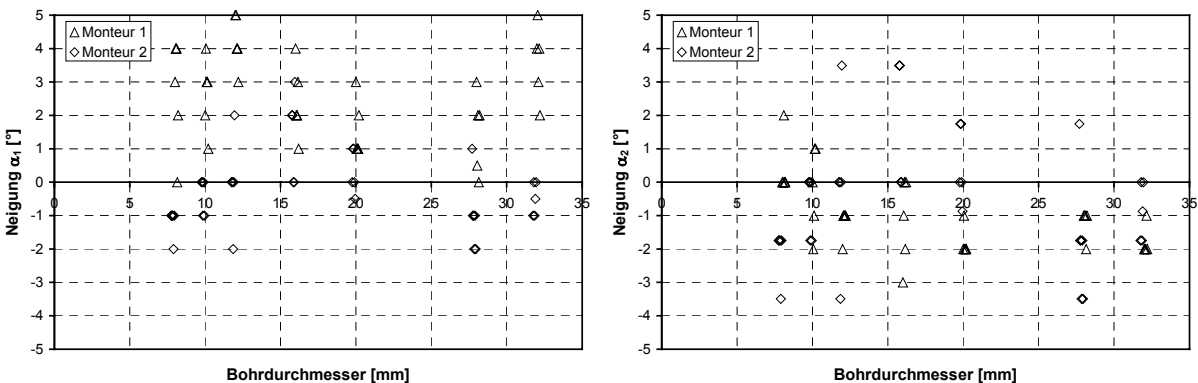


Bild 3.99 Bohrversuche; freihändiges Bohren – Abweichungen Betondeckung von der vorgegebenen Sollbetondeckung

Die Neigungsmessungen in Bild 3.100 zeigen eine unterschiedliche Verteilung bei beiden Richtungen. Bei den gemessenen Höhenwinkelabweichungen ( $\alpha_1$ ) zeigt sich eine ähnliche Tendenz wie bei den Abweichungen der Bohrlochposition. In den überwiegenden Fällen wurden die Bohrlöcher vom Rand weg geneigt. Die Abweichungen betrugen von  $-2^\circ$  bis  $+3^\circ$ . In Einzelfällen bis  $+5^\circ$ . Die seitliche Winkelabweichung war gleichmäßiger verteilt und hatte Werte von näherungsweise  $-3,5^\circ$  bis  $+3,5^\circ$ .

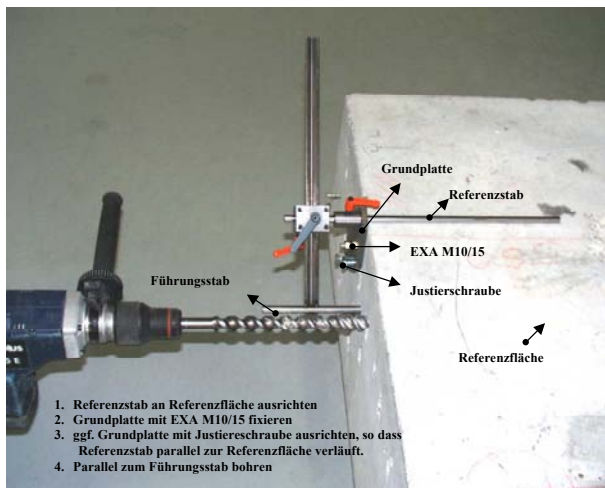


(a) Neigung  $\alpha_1$

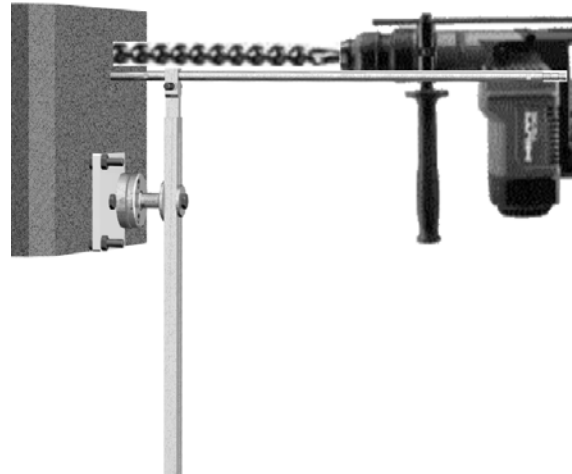
(b) Neigung  $\alpha_2$

Bild 3.100 Bohrversuche; freihändiges Bohren – Abweichungen der Bohrlochrichtung von der vorgegebenen Richtung (vgl. Bild 3.98)

Zusätzlich wurden Bohrversuche durchgeführt, wobei eine Bohrhilfe zugelassen war. Es wurden die Bohrhilfen von zwei verschiedenen Herstellern verwendet. Diese sind in Bild 3.101 dargestellt. Die Bohrhilfen der verschiedenen Hersteller sind in der Ausführung im Detail unterschiedlich konstruiert. Beide haben gemeinsam, dass ein Orientierungsstab in Höhe der Bohrlochposition angebracht wird, welcher entsprechend der gewünschten Bohrlochrichtung eingerichtet wird. Dieser hat keinen Kontakt zum Bohrer oder zur Bohrmaschine. Beim Bohren kann sich der Monteur an der Richtung des Orientierungsstabes ausrichten und minimiert so die Neigungsabweichungen.



(a) System UP2



(b) System HH

Bild 3.101 Hilfsvorrichtung zum winkelgenauen Bohren

Mit diesen optischen Hilfsvorrichtungen wurden ebenfalls Bohrversuche durchgeführt. Die Versuche wurden nicht am Rand eines Bauteiles, sondern mit großer Betondeckung durchgeführt. Aus diesem Grund wurde nicht, wie bei den vorher beschriebenen Versuchen, der Unterschied zwischen Soll-Betondeckung und Ist-Betondeckung erfasst, sondern die Abweichung in horizontaler und vertikaler Richtung von der vorgegebenen Bohrlochposition. Zudem wurde die Neigung der Bohrlöcher entsprechend Bild 3.98 ermittelt.

Bild 3.102 zeigt die Abweichung der Bohrlöcher von der vorgegebenen Bohrlochposition. Beide Versuchsreihen zeigen ein ähnliches Bild wie die in Bild 3.99 beschriebenen Versuche. Die Abweichungen betragen bis maximal 10 mm von der vorgegebenen Bohrlochposition. Dies ist nicht verwunderlich, da die optischen Hilfsvorrichtungen nur für die Neigung des Bohrloches eine Hilfestellung geben, die Positionierung des Bohrloches aber nicht beeinflussen, wie dies ein fest mit der Bohrmaschine verbundener Bohrständer tun würde. Deutlich sichtbar ist aber, dass sich die Bohrlochpositionen auf der rechten Seite des Spektrums häufen. Dies ist auf die Drehbewegung des Bohrers zurückzuführen, wodurch bei Ansetzen des Bohrers die Position tendenziell eher nach rechts verschoben wurde.

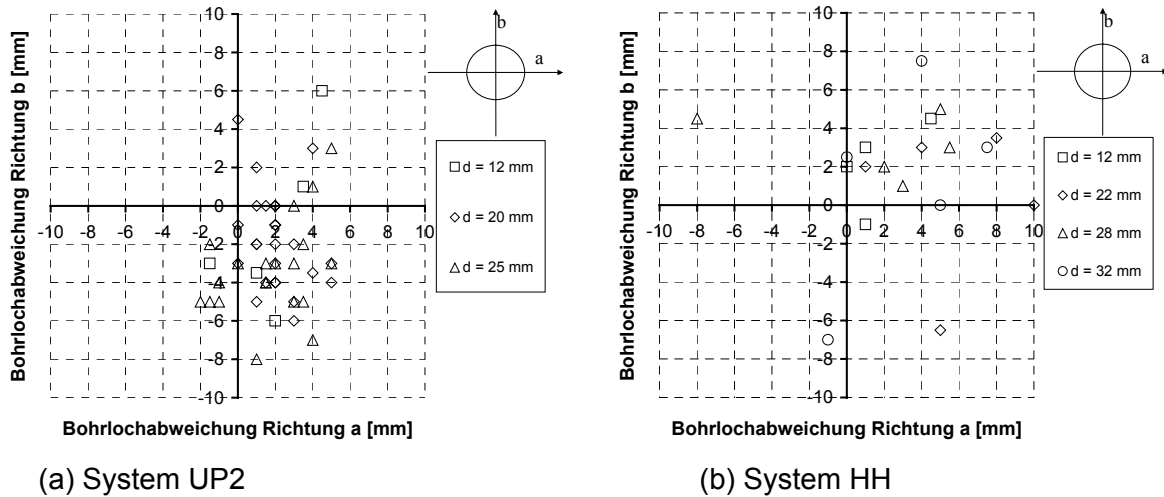


Bild 3.102 Bohrversuche; Bohren mit Hilfsvorrichtung System UP2 und System HH – Abweichungen der Bohrlochposition

Bild 3.103 und Bild 3.104 zeigen die Neigungsabweichungen der Bohrversuche mit Anwendung der jeweiligen Hilfsvorrichtungen. Die gemessenen Neigungsabweichungen von der Sollrichtung verringern sich deutlich. Der Hauptteil der Versuche zeigt Abweichungen von  $\pm 1^\circ$ . Einzelne Versuchsreihen bei beiden Systemen zeigen größere Abweichungen. Es ist sichtbar, dass aber innerhalb der Versuchsreihen die gemessenen Neigungsabweichungen eine sehr geringe Streuung aufweisen. Dies deutet auf einen systematischen Fehler bei diesen Versuchsreihen hin. Nachmessungen haben ergeben, dass sich bei diesen Reihen die Hilfsvorrichtung verstellt hat bzw. falsch justiert wurde und so mit einem anderen vorgegebenen Winkel gebohrt wurde.

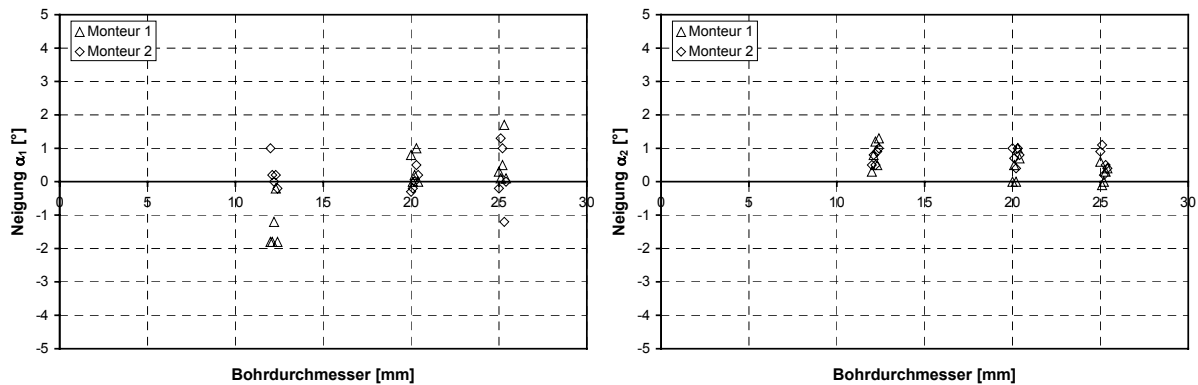


Bild 3.103 Bohrversuche; Bohren mit Hilfsvorrichtung System UP2 – Abweichungen der Bohrlochrichtung von der vorgegebenen Richtung

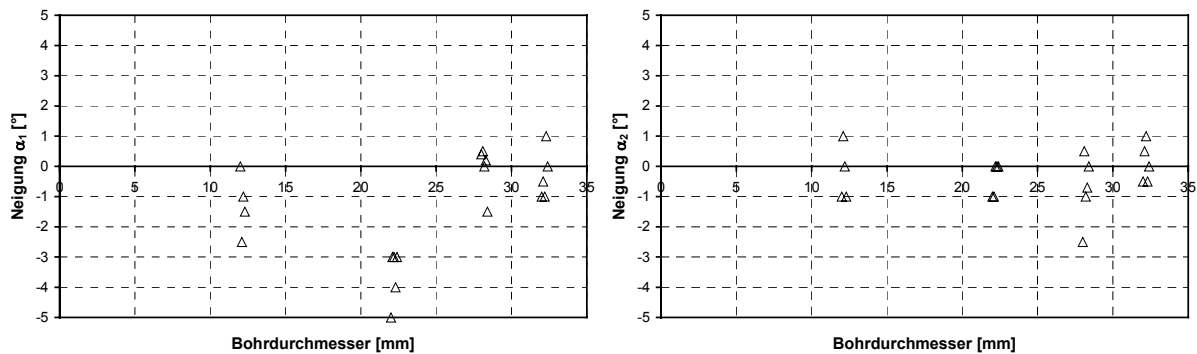


Bild 3.104 Bohrversuche; Bohren mit Hilfsvorrichtung System HH – Abweichungen der Bohrlochrichtung von der vorgegebenen Richtung

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass bei Bohrungen ohne Verwendung spezieller Hilfsvorrichtungen und sorgfältiger Arbeitsweise Neigungsabweichungen von näherungsweise  $\pm 3,5^\circ$  (ca.  $\pm 6$  cm Abweichung pro Meter Bohrlänge) zu erwarten sind. Bei Bohren mit Pressluftbohrverfahren sind noch vergrößerte Abweichungen zu erwarten, da sich hier die Führung des Bohrers aufgrund der fehlenden Bohrwendel verschlechtert. Bei Verwendung von funktionstüchtigen optischen Hilfsvorrichtungen können die Abweichungen sowohl bei Pressluft- als auch bei Hammerbohrverfahren auf  $\pm 1^\circ$  (ca.  $\pm 2$  cm Abweichung pro Meter Bohrlänge) verringert werden. Abweichungen von den vorgegebenen Bohrlochpositionen sind mit maximal  $\pm 10$  mm anzunehmen. Versuche zeigten zudem, dass von den Monteuren tendenziell mit einer größeren Betondeckung als vorgegeben gebohrt wird, sowie die Neigung des Bohrloches eher zum Bauteilinneren tendiert als zur Betondeckung.

### 3.5.3 Versuche zur Durchführbarkeit der Bohrlochreinigung

Wie in den Abschnitten 3.2.6.6 und 3.2.8.5 beschrieben, ist die Bohrlochreinigung von elementarer Bedeutung für das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben. Bei schlechter Bohrlochreinigung fällt nicht nur die Verbundfestigkeit der eingemörtelten Stäbe ab, sondern auch das Last-Verschiebungsverhalten verändert sich nachhaltig.

In der Befestigungstechnik sind Verankerungslängen von 8 bis 10 mal des Stabdurchmessers üblich. Demgegenüber ist das nach *Eurocode 2 (1992)* erforderliche Grundmaß der Verankerungslänge im Stahlbetonbau ca. 40 mal dem Stabdurchmesser. Die Übergreifungslängen können nach *Eurocode 2 (1992)* ca. das 80fache des Stabdurchmessers betragen. Da bei eingemörtelten Bewehrungsstäben die Anforderungen und Anwendungsbereiche denen der Stahlbetonnormen entsprechen und, wie in Bild 3.9 dargestellt, sich das Verbundverhalten der eingemörtelten Bewehrungsstäbe in vergleichbaren Größenordnungen bewegt wie einbetonierte Bewehrungsstäbe, sind die erforderlichen Verbundlängen bei nachträglichen Bewehrungsanschlüssen ebenfalls in der Größenordnung von  $40 d_s$  (Verankerungen) bis  $80 d_s$  (Übergreifungsstöße) anzunehmen. Dies stellt Anforderungen an die Reinigungswerkzeuge, welche in der Befestigungstechnik bisher nicht notwendig waren.

Über eine Verankerungslänge von bis zu  $80 d_s$  muss das Bohrmehl von der Bohrlochwand gelöst und aus dem Bohrloch gefördert werden. Die Reinigung muss in gleicher Effizienz an jeder Stelle der Verankerungstiefe gewährleistet sein, wobei die Orientierung des Bohrloches nach oben oder

unten sowie horizontal sein kann. Dies muss bei trockenem sowie durchfeuchtetem Beton möglich sein. Zudem ist zu gewährleisten, dass die Bohrlochreinigung mit vertretbarem Aufwand und Komfort durchführbar ist. Anderenfalls wäre nicht zu erwarten, dass die Bohrlochreinigung in der Praxis ordnungsgemäß ausgeführt wird. Diese Anforderungen sind mit den in der Befestigungstechnik üblichen Handbürsten und Handausblaspumpen nicht zu erfüllen. Aus diesem Grund wurden für diese Verankerungen mit großer Einbindetiefe spezielle Reinigungsgeräte entwickelt. Hierbei werden die Bohrlöcher mit speziell geformten Lanzen mit Druckluft ausgeblasen. Die Druckluftlanzen sind so beschaffen, dass Luft in Richtung des Bohrloches sowie zur Bohrlochwand austritt. Zudem ist der Durchmesser der Druckluftdüse auf den jeweiligen Bohrlochdurchmesser angepasst, wodurch die Reinigungswirkung optimiert wurde. Auf diese Weise wird sowohl das am Bohrlochgrund liegende Bohrmehl nach außen gefördert, sowie das an der Bohrlochwand klebende Bohrmehl gelöst. Dann wird das Bohrloch mit einer maschinenbetriebenen Stahlbürste ausgebürstet, um das noch an der Bohrlochwand klebende Bohrmehl zu lösen. Anschließend erfolgt wiederum ein Ausblasen des Bohrloches mit der Druckluftlanze, um das durch das Bürsten gelöste Bohrmehl aus dem Bohrloch zu entfernen. Die in Abschnitt 3.2.6.6 beschriebenen Untersuchungen zeigen, dass diese Reinigungsprozedur ein sicheres und vorhersehbares Tragverhalten sowohl in trockenem als auch in feuchtem Beton von mit Kunstharz-Systemen eingemörtelten Bewehrungsstäben gewährleistet. Durch den automatisierten Betrieb bzw. Antrieb der Reinigungsgeräte kann gewährleistet werden, dass die Reinigung auch bei großen Verankerungslängen gleichmäßig und effizient möglich ist. Beispiele dieser Reinigungsgeräte sind in Bild 3.105 und Bild 3.106 dargestellt.



Bild 3.105 Reinigungswerkzeuge System UP2



Bild 3.106 Reinigungswerkzeuge System HH

Die oben beschriebenen Reinigungswerkzeuge wurden für sogenannte Hybrid-Systeme entwickelt. Bei diesen Systemen ist, wie bei sonstigen Kunstharzsystemen, zur Übertragung der Verbundkräfte eine trockene und saubere Bohrlochwand optimal. Demgegenüber ist für eine optimale Verbundkraftübertragung bei einem Zementssystem eine saubere aber feuchte bzw. vorgehässete Bohrlochwand notwendig (vgl. Abschnitt 3.2.6.6). Bei den in diesem Kapitel beschriebenen Versuchen mit „Nassreinigung“ wurde das Bohrloch mit Hochdruckwasser wie beschrieben gereinigt. Das Reinigungswasser wurde anschließend mit Druckluft und der oben beschriebenen Druckluftlanze aus dem Bohrloch entfernt. Diese Reinigung mit Hochdruckwasser und Druckluft ist für Zement-systeme wirkungsvoll und praktikabel. Demgegenüber war diese Reinigungsart bei Verwendung eines Hybrid-Systems nicht wirkungsvoll. Versuche zeigten, dass mit Druckluft das Reinigungswasser nicht gründlich genug aus dem Bohrloch entfernt werden konnte, wodurch die Tragfähigkeit dieses Systems beeinträchtigt wurde.

Wie bei Verbunddübeln muss auch bei eingemörtelten Bewehrungsstäben die Bohrlochreinigung genau den Anforderungen des jeweiligen Verbundmörtelsystems angepasst werden. Zudem sind, wie oben beschrieben, die speziellen Anforderungen von Bewehrungsanschlüssen zu berücksichtigen, welche aus den deutlich größeren Verbundlängen resultieren.

### 3.5.4 Versuche zur Durchführbarkeit der Injektion

Wie in Abschnitt 3.5.3 beschrieben, muss die Anwendungstechnik zum Installieren der Bewehrungsanschlüsse für deutlich größere Verankerungslängen ausgelegt werden. Bei Zugrundelegen der Randbedingungen der Stahlbetonnormen und einem vergleichbaren Verhalten der einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäbe sind bei Verankerungen ohne Anschlussbewehrung Stäbe mit Verbundlängen von  $40 d_s$  und bei Übergreifungsstößen Stäbe mit Verbundlängen von bis zu  $80 d_s$  einzumörteln. Die Anwendungstechnik für Verbunddübel ist normalerweise auf Verankerungslängen von bis zu  $10 d_s$  ausgelegt.

Voraussetzung für die optimale Funktion der Bewehrungsanschlüsse ist eine vollständige Injektion der Bohrlöcher ohne Lufteinschlüsse im Mörtel. Eine unvollständige Injektion mit Lufteinschlüssen kann zu Problemen verschiedener Art führen. Zum einen können im Bereich der Lufteinschlüsse keine Verbundspannungen übertragen werden. Zudem wurde festgestellt, dass zum Teil Verbundmörtel in der Umgebung der Lufteinschlüsse nicht oder nur ungenügend aushärten, was zu einer weiteren lokalen Abminderung der Verbundfestigkeit führt. Bild 3.107 zeigt im Vergleich die Last-Verschiebungskurven von zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben, wobei bei einem der Stäbe kleinere Lufteinschlüsse in der Verbundmörtelschicht vorhanden waren. Ein deutlicher Abfall der Bruchlast bei dem Stab mit unvollständiger Injektion ist sichtbar.

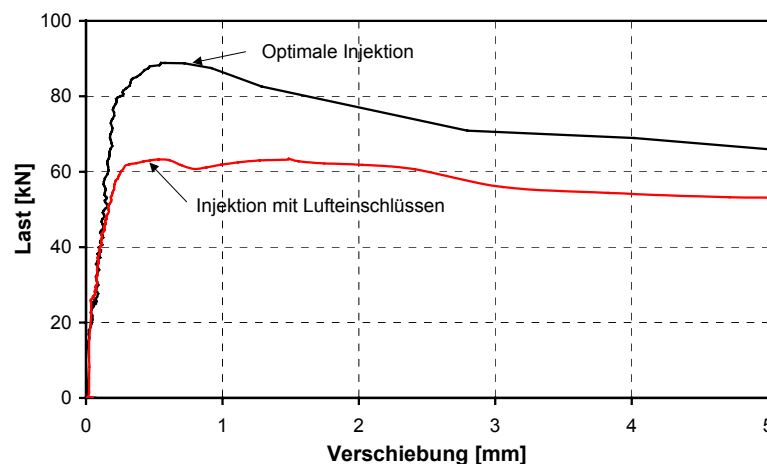


Bild 3.107 Auszugsversuche mit enger Abstützung und großer Betondeckung; System HH,  $l_v = 200 \text{ mm}$ ,  $d_s = 20 \text{ mm}$ , gute Bohrlochreinigung, C20/25

Zudem können Lufteinschlüsse in der Mörtelschicht zu einem Dauerhaftigkeitsproblem führen. Der Korrosionsschutz der eingemörtelten Bewehrungsstäbe kann auf zwei Weisen gewährleistet werden. Eine Passivierung des Bewehrungsstahles kann herbeigeführt werden, wenn der Verbundmörtel einen pH-Wert ähnlich dem des Betons hat. Des weiteren kann der Korrosionsschutz dadurch gewährleistet werden, dass die Dichtigkeit des Mörtels einen Kontakt des Bewehrungsstabes mit Wasser oder Sauerstoff verhindert. In beiden Fällen können Lufteinschlüsse in der Mörtel-

schicht zu einem lokalen Aufheben oder einer lokalen Schwächung des Korrosionsschutzes führen.

Um eine vollständige Injektion ohne Lufteinschlüsse zu gewährleisten, mussten komplett neue Injektionswerkzeuge entwickelt werden. Anforderungen an diese Hilfsvorrichtungen sind, dass das Injektionsrohr entsprechend dem Injektionsfortschritt automatisch aus dem Bohrloch geschoben wird. Ein zu schnelles oder zu langsames Herausziehen des Injektionsrohres durch den Monteur, welches zu Lufteinschlüssen führen kann, soll auf diese Weise verhindert werden. Eine effiziente Injektion soll möglichst wenig von den handwerklichen Fähigkeiten des Monteurs abhängig sein. In der Praxis wurden diese Anforderungen mittels speziell auf den Bohrdurchmesser angepasster Injektionshilfen bzw. Stauzapfen umgesetzt. Diese sind in Bild 3.108 dargestellt. Der Durchmesser der Injektionshilfen ist nur geringfügig kleiner als der Bohrdurchmesser. Beim Injizieren baut sich ein Staudruck vor der Injektionshilfe auf und das Injektionsrohr wird mit fortschreitender Füllung des Bohrloches automatisch nach außen geschoben.

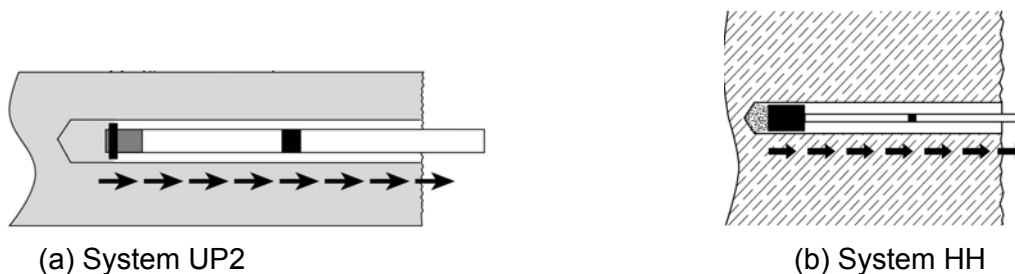


Bild 3.108 Hilfsvorrichtung zum Injizieren

Die Temperaturen im Verankerungsgrund können je nach Sonneneinstrahlung, Umgebungstemperaturen und den geometrischen Randbedingungen in großem Maße variieren. Dies kann zum Beispiel bei mehreren aufeinanderfolgenden heißen Tagen und einer nur geringfügigen Abkühlung nachts zu höheren Temperaturen im Bauteilinneren als an der Bauteiloberfläche führen. Die auf dem Markt angebotenen Systeme sind im Normalfall für Untergrundtemperaturen von bis zu 40° C bei der Installation zugelassen. Um bei so hohen Untergrundtemperaturen die Installation von Bewehrungsanschlüssen ausführen zu können, müssen spezielle Randbedingungen erfüllt sein. Aufgrund der großen Verankerungslängen und der deswegen benötigten langen Injektionszeit können Probleme mit der Verarbeitungszeit der Verbundmörtel auftreten. Die maximal zulässige Verarbeitungszeit ist je nach verwendetem System unterschiedlich. Bei den auf dem Markt für diese Anwendung angebotenen Kunstharzsystemen verkürzt sich die Verarbeitungszeit bei 40° C auf bis zu 2 Minuten.

Um die Funktionstüchtigkeit eines Systems gewährleisten zu können, muss innerhalb der maximal zulässigen Verarbeitungszeit bei der von dem Hersteller spezifizierten maximalen Untergrundtemperatur die für diesen Fall maximal zulässige Verankerungstiefe installierbar sein. In dieser Zeit muss der Mörtel in das Bohrloch injiziert und der Bewehrungsstab eingeschoben werden. Da in der Praxis oft Serien von Bewehrungsstäben gesetzt werden oder die Injektion mit bereits angebrochenen Kartuschen begonnen wird, muss ein möglicherweise notwendiger Kartuschenwechsel ebenfalls bei der benötigten Zeit mit berücksichtigt werden. Der komplette Ablauf des Installationsvorganges gliedert sich wie folgt:



1. Injektion erster Teil
2. Kartuschenwechsel
3. Injektion zweiter Teil
4. Stab einschieben

Um zu garantieren, dass bei der Injektion eines Bohrloches maximal ein Kartuschenwechsel notwendig ist, sollte die maximale Verankerungslänge so bemessen werden, dass die zu verarbeitende Mörtelmenge das Füllvolumen einer Kartusche nicht übersteigt. Sonst ist vor der Installation zu gewährleisten, dass mit einer genügend vollen Mörtelkartusche begonnen wird, damit keine zwei Kartuschenwechsel nötig werden, oder die Verarbeitungszeit des Mörtels muss einen zweiten Kartuschenwechsel erlauben.

Verschiedene Einflussparameter sind hierbei zu beachten und für die bei diesen Randbedingungen durchgeführte Anwendung zu spezifizieren. Diese werden im Folgenden genannt und ihr Einfluss auf die Durchführbarkeit der Installation diskutiert.

Für die meisten auf dem Markt angebotenen Verbundmörtelsysteme und Kartuschengrößen werden unterschiedliche Injektionswerkzeuge angeboten. Die Bandbreite dieser Werkzeuge geht von handbetriebenen Geräten bis zu maschinell angetriebenen Werkzeugen mit Elektroantrieb oder Pneumatikantrieb. In Bild 3.109 sind exemplarisch die Förderleistungen verschiedener Injektionswerkzeuge des Systems UP2 dargestellt. Die Temperatur und der Durchmesser des Injektionsrohres wurde konstant gehalten. Deutlich sichtbar sind die Unterschiede bei der Mörtelförderleistung der verschiedenen Geräte.

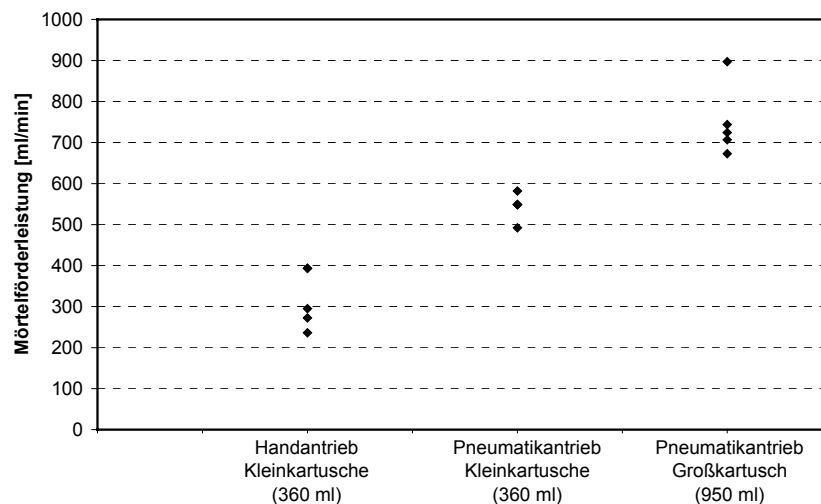


Bild 3.109 Mörtelförderleistung verschiedener Injektionswerkzeuge; Mörteltemperatur  $\approx 20^\circ \text{C}$ ; System UP2

Ein weiterer Einflussparameter ist der Innendurchmesser der verwendeten Verlängerungsrohre bzw. die Größe des verwendeten Statikmischers, durch welche der Mörtel injiziert wird. Je nach Größe baut sich ein deutlich unterschiedlicher Widerstand beim Injizieren auf, welcher maßgeblich die Mörtelförderleistung beeinflusst. Dies ist in Bild 3.110 exemplarisch für das System HH dargestellt. Ebenfalls sind hier die Unterschiede in der Förderleistung des handbetriebenen und des pneumatikbetriebenen Injektionsgerätes sichtbar. Ein deutlicher Einfluss des Verlängerungsrohr-

durchmessers bzw. der Statikmischergröße auf die Mörtelförderleistung ist sichtbar. Der Unterschied fällt beim pneumatikbetriebenen Gerät deutlich stärker aus als beim handbetriebenen Gerät. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es sich beim handbetriebenen Gerät um kein kontinuierlich arbeitendes Gerät handelt. Die Fördergeschwindigkeit ist vom Auspresswiderstand, aber auch zum großen Teil von den Rückstellzeiten bei der manuellen Pumpbewegung abhängig. Aus diesem Grund ist der Einfluss bei dem pneumatikbetriebenen Gerät deutlich stärker, da hier die Förderleistung ausschließlich vom Auspresswiderstand abhängig ist.

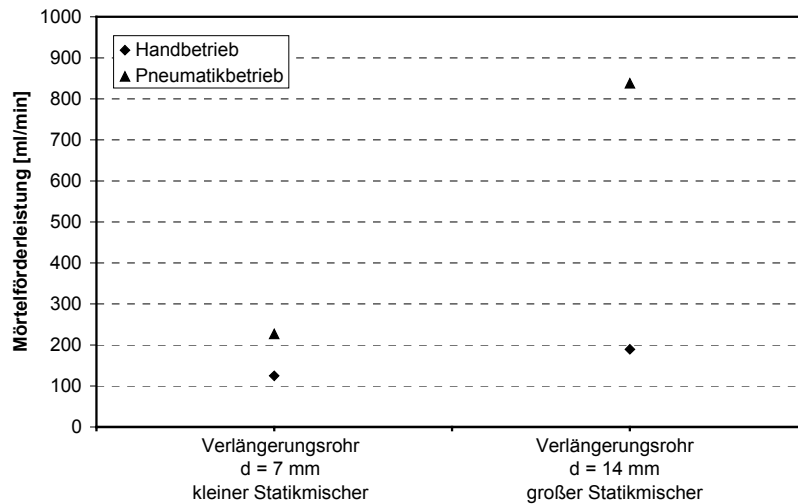


Bild 3.110 Mörtelförderleistung verschiedener Injektionswerkzeuge und unterschiedlicher Verlängerungsrohre; Mörteltemperatur  $\approx 20^\circ \text{C}$ ; System HH

Einen weiteren maßgeblichen Einfluss auf die Installationsgeschwindigkeit hat die Temperatur des Verbundmörtels. Dies ist exemplarisch für einen Stabdurchmesser und eine Verankerungslänge in Bild 3.111 dargestellt. Variiert wurde die Mörteltemperatur von  $T = 10^\circ \text{C}$  bis  $40^\circ \text{C}$ . Dargestellt sind die Zeiten bei Verwendung eines handangetriebenen sowie eines pneumatikbetriebenen Injektionswerkzeuges. Die Installationszeit ist aufgeschlüsselt in die Anteile Injektion, Kartuschenwechsel und Einschieben des Stabes. Zur Vereinfachung und besseren Vergleichbarkeit wurden die beiden Injektionszeiten vor und nach dem Kartuschenwechsel in einem Block zusammengefasst. Deutlich sichtbar ist bei beiden Schaubildern der Einfluss der Mörteltemperatur. Mit sinkender Mörteltemperatur verlängert sich sowohl die Injektionszeit sowie die Zeit zum Einschieben des Bewehrungsstabes. Dies ist auf eine steifere Konsistenz des Verbundmörtels bei niedrigeren Temperaturen zurückzuführen. Bei hohen Mörteltemperaturen werden deutlich kürzere Installationszeiten erzielt. Somit verhalten sich die Installationszeiten entgegengesetzt zu den Verarbeitungszeiten der Mörtel, welche sich mit steigender Mörteltemperatur verkürzen. Es muss somit hier eine optimale Mörteltemperatur gefunden werden, welche eine genügend lange Verarbeitungszeit und zudem eine ausreichend schnelle Installationszeit ermöglicht.

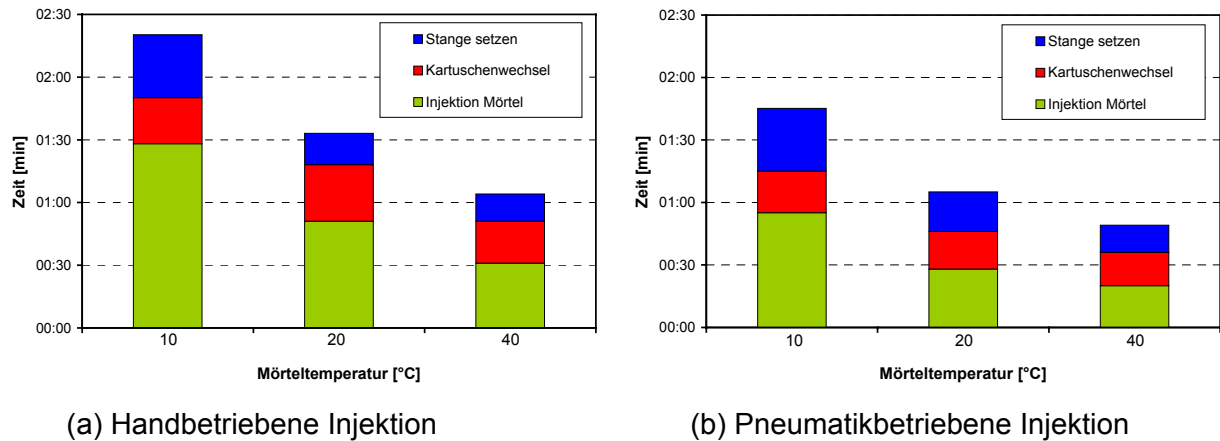


Bild 3.111 Arbeitszeiten bei der Installation eines Bewehrungsstabes;  $d_s = 12 \text{ mm}$ ;  $l_v = 1000 \text{ mm}$ ; System HH

Die Untersuchungen zeigen, dass bei der Spezifizierung der maximal zulässigen Verankerungslängen folgende Punkte berücksichtigt werden müssen: Eine maximale Verankerungslänge muss für jede Kombination Injektionswerkzeug / Kartuschengröße / Durchmesser Verlängerungsrohr bzw. Statikmischergröße einzeln festgelegt werden. Kartuschenwechsel sind bei den Installationszeiten mit zu berücksichtigen. Es muss genau spezifiziert werden, in welchem Bereich die Mörteltemperaturen bei der Injektion liegen müssen. Zu beachten ist zudem, dass bei handbetriebenen Geräten und größeren Verankerungslängen bzw. Serien von Verankerungen von einer Ermüdung des Monteurs ausgegangen werden muss, wodurch das Extrapolieren der Mörtelfördergeschwindigkeit, gemessen an kurzen Verankerungen, auf die Mörtelfördergeschwindigkeit bei tiefen Verankerungen oder Serien von Verankerungen, nur bedingt möglich ist.

## 4 Numerische Untersuchungen

### 4.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Simulationen dargestellt. Untersucht wurde das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Einzelstäben unter zentrischer Zugbelastung. Zudem wurde das Tragverhalten von Übergreifungsstößen, bestehend aus zwei Bewehrungsstäben mit gleichen und mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften, untersucht. Simuliert wurde sowohl das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben, als auch das Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Verbundcharakteristik. Ziel der numerischen Untersuchungen war die wirklichkeitsnahe Beschreibung des Tragverhaltens der Einzelstäbe und Übergreifungsstöße in Abhängigkeit von den Verbundeigenschaften der jeweiligen Bewehrungsstäbe. Außerdem wurde im Speziellen das Tragverhalten von Übergreifungsstößen studiert, wobei die gestoßenen Bewehrungsstäbe unterschiedliche Verbundeigenschaften besitzen.

Die Untersuchungen wurden mit dem nichtlinearen FE-Programm MASA durchgeführt, welches auf dem Microplane-Materialmodell (*Ožbolt (1998)*, *Ožbolt/Li/Kožar (2001)*) basiert. Zur Erstellung der FE-Netze und zur Auswertung der Ergebnisse wurde das kommerzielle Programm FEMAP<sup>®</sup> verwendet.

In der Arbeit ist eine Auswahl der Ergebnisse der durchgeführten numerischen Simulationen dargestellt. Detaillierte Ergebnisse aller durchgeführten numerischen Simulationen sind in Anhang C zusammengestellt.

### 4.2 Berechnungsprogramm MASA

#### 4.2.1 Allgemeines

Das FE-Programm MASA wird zur zwei- und dreidimensionalen linearen und nichtlinearen Berechnung von Konstruktionen aus quasispröden Materialien, insbesondere aus Beton und Stahlbeton, eingesetzt. Das Programm basiert auf dem „Microplane“-Materialmodell und einer verschmiereten Rissmodellierung. Als Lokalisierungsbegrenzer kommen wahlweise die normale bzw. die verbesserte Rissbandmethode (Stress Relaxation Method) oder die nichtlokale Integralmethode zum Einsatz.

Das quasispröde Material (Beton) wird im Programm durch quaderförmige 4- (ebene) bzw. 8-knotige (räumliche) Elemente diskretisiert. Die Modellierung der Bewehrung erfolgte vergleichbar. Zur globalen Problemlösung werden prinzipiell drei Strategien benutzt: (1) die Methode der konstanten Steifigkeit, (2) die Methode der Tangentensteifigkeit und (3) die Methode der Sekantensteifigkeit. Die Berechnung wird inkrementell durchgeführt, d. h. die Beanspruchung wird in mehreren Last- bzw. Verschiebungsstufen aufgebracht.

Zur einfacheren 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<sup>®</sup>. Der Datenaustausch zwischen FEMAP<sup>®</sup> und MASA wird sowohl für die Eingabe (Knoten,

Elemente, Randbedingungen und Lasten) als auch für die Ausgabe (Elementspannungen und -dehnungen, Knotenkräfte und -verschiebungen) automatisiert durch ein sogenanntes „Interface-Programm“ durchgeführt, das direkt von MASA aus gestartet werden kann.

Mit dem FE-Programm MASA können ebene oder räumliche Tragwerke wie z.B. Wände, Rahmen, Platten, Schalen berechnet werden. Aufgrund der vergleichsweise hohen Speicheranforderungen wird MASA hauptsächlich für Traglastberechnungen und zur Optimierung von Bauteilen sowie zur Berechnung und Verbesserung von Knoten- und Detailbereichen (Rahmenecken, Verankerungsbereiche, Durchstanzprobleme etc.) eingesetzt.

#### **4.2.2 Konstitutives Gesetz – Microplane-Modell**

Im „Microplane“-Modell sind die Materialeigenschaften getrennt auf Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials definiert (Bild 4.1 (a)). Auf diesen Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor, es müssen keine Anforderungen im Hinblick auf die Tensorinvarianz beachtet werden. Den Beschränkungen der Tensorinvarianz wird automatisch entsprochen, 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 4.1 (b)). Von den Dehnungskomponenten auf der Mikroebene wird angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt (Methode der kinematischen Bindung). Wenn man das Spannungs-Dehnungsgesetz jeder Komponente der Mikroebene kennt, werden aus bekannten Dehnungen der Mikroebene die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnet. Dafür bedient man sich der Integration der Spannungs-komponenten auf der Mikroebene über alle Richtungen. Diese Integration erfolgt numerisch auf der Grundlage der Methode der virtuellen Arbeit bzw. Gleichgewicht in schwacher Form.

Die Einfachheit des Modells ist auf die Tatsache zurückzuführen, daß für jede Komponente der Mikroebenen nur einachsige Spannungs-Dehnungsgesetze erforderlich sind und dass sich daraus das makroskopische Verhalten automatisch ergibt. Zunächst wurden die Spannungs-Dehnungsgesetze für die Mikroebenen so eingeführt, daß nur eine Belastung und Entlastung darstellbar waren. Um Entlastung, Wiederbelastung und zyklische Belastungen erfassen zu können, wurden in der Folge komplexere Ansätze auf der Mikroebene sowie die Anfangsanisotropie eingeführt.

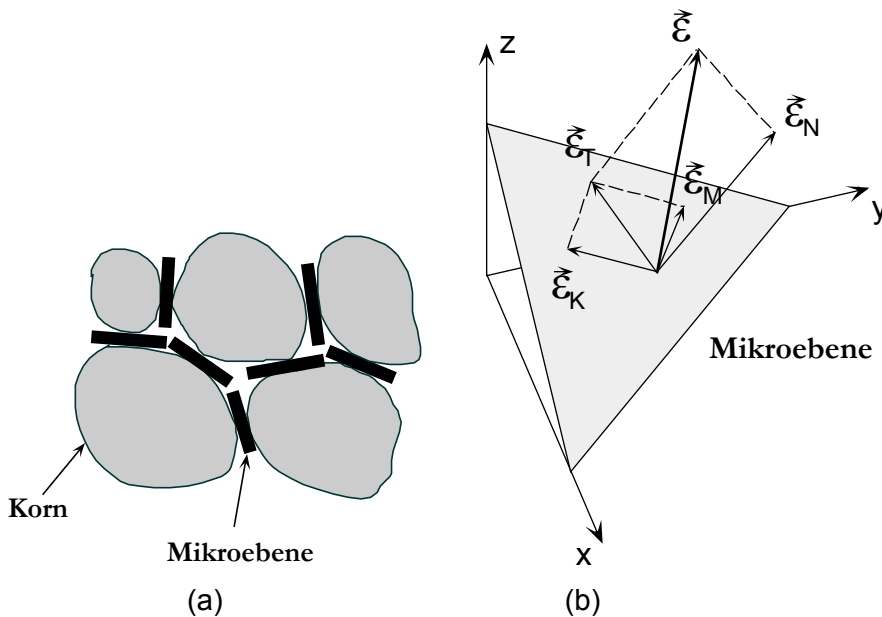


Bild 4.1 Das Konzept des „Microplane“-Modelles: (a) Kontaktflächen (Mikroebenen) im Material und (b) Dehnungskomponenten *Ožbolt (1998)*

Das konstitutive „Microplane“-Gesetz wurde für verschiedene Lastkombinationen überprüft. Es zeigte sich, dass die aktuelle Version des Modells in der Lage ist, das Verhalten von Beton für allgemeine dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Zustände zutreffend vorherzusagen (*Ožbolt/Mayer/Vocke/Eligehausen (1999)*).

#### 4.2.3 Rissband-Methode

Die grundlegende Annahme der Rissband-Methode ist die Lokalisierung der Schädigung in einer Reihe (Linie) von finiten Elementen. Um nun die Energiedissipation infolge Rissbildung konstant und gleich groß wie die Bruchenergie des Betons  $G_F$  zu halten, muss das konstitutive Entfestigungsgesetz derart modifiziert werden, dass gilt:

$$G_F = A_f \cdot h = \text{const.} \quad (4.1)$$

mit:  $A_f$  = Fläche unter der lokalen (konstitutiven) Spannungs-Dehnungslinie für zentrischen Zug

$h$  = Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

Der gleiche Ansatz wird auch für die Entfestigung unter Druckbeanspruchung verwendet mit der Annahme, dass die Bruchenergie für die einachsige Druckbeanspruchung  $G_C$  ca. 100 mal größer ist als für Zugbeanspruchung, d.h.  $G_C = 100 \cdot G_F$ . Dies bedeutet, dass das Materialgesetz sowohl für die einachsige Zugentfestigung als auch für die Druckentfestigung an die Elementgröße angepasst wird.

#### 4.2.4 Modellierung der Materialien

##### 4.2.4.1 Modellierung des Betons

Die Betoneigenschaften in den numerischen Simulationen wurden denen bei den Versuchen an Übergreifungsstößen in Dehnkörpern angepasst (Abschnitt 3.3.3). Es handelte sich um einen Beton der Festigkeitsklasse C25/30. Die Zugfestigkeit wurde bei den Versuchen mit 2,1 N/mm<sup>2</sup> ge-

messen. Das E-Modul wurde entsprechend den Erfahrungswerten mit dem Berechnungsprogramm MASA und den Werten nach den Normen mit  $28.000 \text{ N/mm}^2$  festgelegt.

#### 4.2.4.2 Modellierung des Stahls

Der Stabstahl wurde mit linear-elastischem Verhalten gerechnet, da Stahlversagen vermieden werden sollte. Das E-Modul wurde mit  $205.000 \text{ N/mm}^2$  festgelegt.

#### 4.2.4.3 Modellierung Kontaktschicht

Auf eine Modellierung der Rippen des Betonstahles wurde verzichtet. Um die Kraftübertragung zwischen geripptem Bewehrungsstab und Beton bzw. zwischen geripptem Bewehrungsstab, Verbundmörtelschicht und Beton zu simulieren, wurde im FE-Modell jeweils eine Kontaktschicht um den glatten Stab modelliert.

##### 4.2.4.3.1 Einbetonierte Bewehrungsstäbe

Im Falle eines einbetonierten Bewehrungsstabes muss die Kontaktschicht die Verbundwirkung der Rippen des Bewehrungsstabes im Beton simulieren. In der Realität wird der Verbund hauptsächlich durch mechanische Verzahnung der Rippen im Beton gewährleistet. Abhängig von der Rippengeometrie und bezogener Rippenfläche stellt sich bei der Belastung eine spezifische Verbund-Schlupf-Beziehung ein. Zudem werden bei der Belastung Spaltkräfte erzeugt. Der Mechanismus ist vereinfacht in Bild 4.2 dargestellt. Im Detail wird auf das Verbundverhalten von gerippten Bewehrungsstäben im Beton in Abschnitt 2.5 eingegangen. Bei der numerischen Simulation wurden die Rippen im Beton durch eine Kontaktschicht simuliert. Die Dicke dieser Kontaktschicht entsprach mit  $D = 1,2 \text{ mm}$  etwa der Rippenhöhe. Die Kontaktschicht wurde so kalibriert, dass sie das Verbundverhalten eines einbetonierten Bewehrungsstabes möglichst genau simuliert. Die Kalibrierung erfolgte durch Nachrechnen und Vergleichen mit den in Abschnitt 3.2 beschriebenen Auszugsversuchen an einbetonierten Stäben. Zudem wurde die Stahlspannungsverteilung mit Hilfe des am Institut für Werkstoffe im Bauwesen entwickelten Programms BATS ((Mayer (2002)) kalibriert und angepasst.

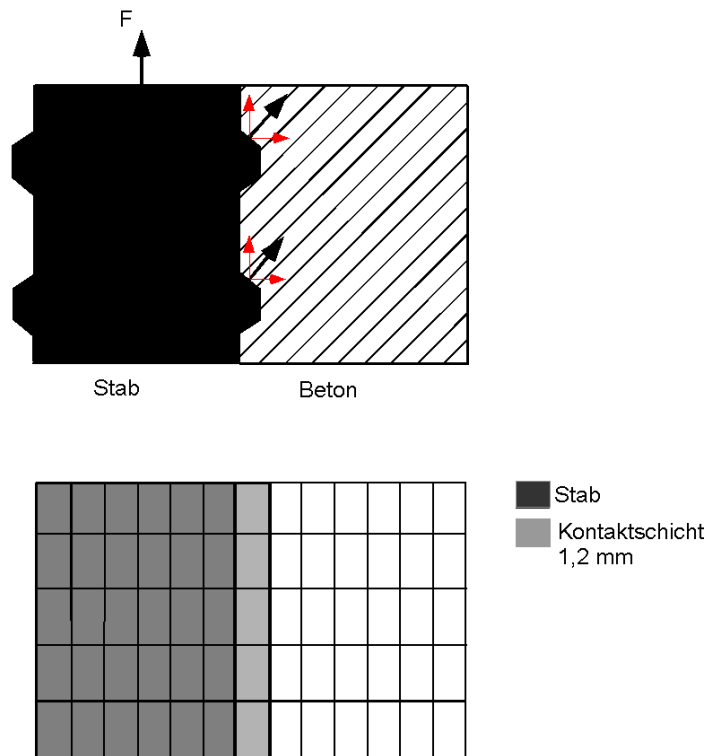


Bild 4.2 Einbetonierter Bewehrungsstab und FE-Modell mit Kontaktschicht zur Simulation des einbetonierten Bewehrungsstabes

#### 4.2.4.3.2 Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe

Bei den nachträglich eingemörtelten Stäben existiert ein System von zwei Grenzschichten. Zuerst wird die Last über mechanische Verzahnung der Rippen in den Mörtel eingeleitet. Weiter wird die Last über Klebewirkung des Mörtels oder über Mikroverzahnung des Mörtel in der rauen Bohrlochwandung in den Beton weitergeleitet. In jeder Grenzschicht werden bei der Belastung Verbundspannungen aufgebaut und je nach lokalem Schlupf Spreizkräfte erzeugt. Versagen tritt auf, wenn die Verbundfestigkeit einer der Grenzschichten erreicht wird, die maximale Schubfestigkeit im Verbundmörtel erreicht wird oder wenn das Bauteil bzw. die Betondeckung aufgrund der erzeugten Spaltkräfte versagt. Der Verbundmechanismus ist vereinfacht in Bild 4.3 dargestellt. Das Verhalten dieser verschiedenen Grenzschichten ist maßgeblich abhängig vom verwendeten Verbundmörtelsystem und der Bohrlochreinigung.

In den numerischen Berechnungen wurde dieser komplette Verbundmechanismus durch eine Kontaktschicht simuliert. Die Dicke der Kontaktschicht entsprach der Dicke des mörtelgefüllten Ringspaltes zwischen Bewehrungsstab und Bohrlochwandung (siehe Bild 4.3).



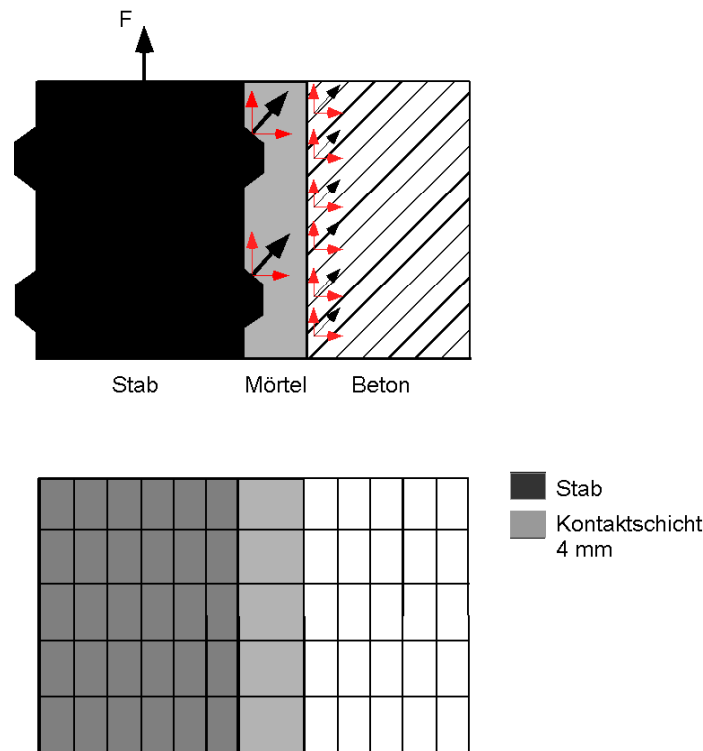


Bild 4.3 Nachträglich eingemörtelter Bewehrungsstab und FE-Modell mit Kontaktschicht zur Simulation des eingemörtelten Bewehrungsstabes

Für jedes in den FE-Rechnungen simulierte System wurde eine Kontaktschicht kalibriert. Durchgeführt wurde die Kalibrierung durch Nachrechnen und Vergleichen der vorhandenen Auszugsversuche (siehe Abschnitt Bild 3.9). Kontaktschichten vergleichbar den folgenden Systemen wurden kalibriert:

- Hybrid-System (Systeme HH, UP2) – Verbundmörtelsysteme mit einer vergleichbaren Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit wie einbetonierte Stäbe
- Polyester-System (System WW) – Verbundmörtelsystem mit einer geringeren Verbundsteifigkeit und -festigkeit als die einbetonierten Stäbe
- Epoxid-System (System SP) - Verbundmörtelsystem mit einer höheren Verbundsteifigkeit und -festigkeit als die einbetonierten Stäbe

Zusätzlich zu diesen drei Kontaktschichten, welche das Tragverhalten eines tatsächlich bestehenden Verbundmörtelsystems simulieren, wurden drei Kontaktschichten kalibriert, welche ein fiktives Verbundverhalten gewährleisten. Auf diese Weise wurde gezielt der Einfluss von Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit auf das Tragverhalten von Einzelstäben und Übergreifungsstößen untersucht. Dazu wurde zum einen isoliert nur die Verbundfestigkeit oder die Verbundsteifigkeit der Systeme verändert. Zum anderen wurde bei einem System Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit gleichsam erhöht. Auf diese Weise erhält man eine Kontaktschicht, welche eine höhere Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit besitzt als alle in den Versuchen getesteten Systeme (vgl. Abschnitt 3.2.6.1). Im Einzelnen wurden Kontaktschichten für folgende fiktiven Systeme kalibriert:

- Fiktiv A – System mit einer niedrigen anfänglichen Steifigkeit (vergleichbar dem Polyester-system) aber einer hohen Festigkeit. Das System erreicht bei einem simulierten Auszugsversuch mit  $l_v = 10 d_s$  zudem bei einer Verschiebung, bei welcher ein einbetonierter Stab

seine Bruchlast erreicht, etwa vergleichbare Verbundfestigkeiten wie der einbetonierte Stab.

- Fiktiv B – Das System hat eine Verbundsteifigkeit vergleichbar mit dem Epoxid-System, aber eine deutlich geringere Verbundfestigkeit.
- Epoxid 60 – Bei diesem System wurde die Kontaktschicht des Epoxid-Systems genommen und das E-Modul verdoppelt (von  $E = 30000 \text{ N/mm}^2$  auf  $E = 60000 \text{ N/mm}^2$ ). Auf diese Weise erhält man eine höhere Verbundsteifigkeit, aber auch eine höhere Verbundfestigkeit und –sprödigkeit.

### 4.3 Untersuchungen an Einzelstäben ohne Anschlussbewehrung

#### 4.3.1 Allgemeines

Das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben unter zentrischer Zugbelastung wurde entsprechend der in Abschnitt 3.2 beschriebenen Versuche simuliert. Auf diese Weise war eine direkte Vergleichbarkeit der numerischen Simulationen mit Versuchsergebnissen möglich. Verglichen wurde das Last-Verschiebungsverhalten (vgl. Abschnitt 3.2.6.1) sowie die Stahlspannungsverteilung über die Verankerungstiefe, welche bei den Versuchen mit DMS gemessen wurden (vgl. Abschnitt 3.2.8). Variiert wurden die verwendeten Kontaktschichten (vgl. Abschnitt 4.2.4.3) und die Einbindetiefe. Alle sonstigen Randbedingungen und Materialien wurden konstant gehalten, um weitere Einflüsse zu vermeiden.

#### 4.3.2 Finite-Element-Netze und Randbedingungen

Es wurden ausschließlich zentrische Auszugsversuche mit großer Betondeckung simuliert. Ein Spalten der Betondeckung war ausgeschlossen. Die Belastung erfolgte entsprechend der durchgeführten Auszugsversuche mit enger Abstützung (Versuchsaufbau Bild 3.3). Auf diese Weise wurde die Bildung eines Ausbruchkegels verhindert, welcher bei Bewehrungsanschlüssen in dieser Form nicht auftritt. Um die Rechenzeit zu optimieren, wurde die Symmetrie dieses Versuches ausgenutzt und nur ein Viertel des eigentlichen Versuches modelliert und die Symmetrieebenen durch Randbedingungen bei der Simulation berücksichtigt. Bild 4.4 zeigt das Modell eines Auszugsversuches. Zusätzlich wurden die beiden in der Simulation berücksichtigten Symmetrieebenen mit eingezeichnet.

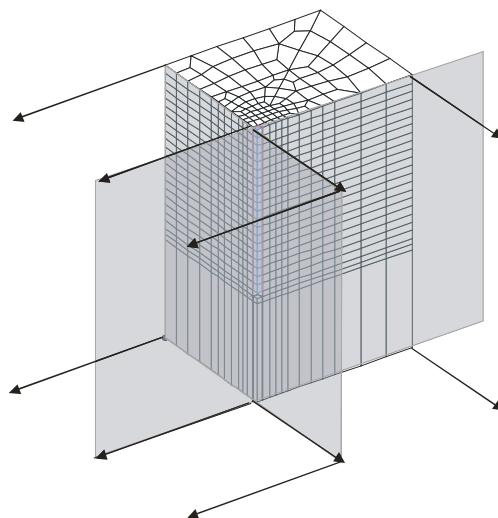


Bild 4.4 Modell eines Auszugsversuches mit großer Betondeckung; berücksichtigte zwei Symmetrieebenen sind mit eingezeichnet

Der Bewehrungsstab wurde als Achteck modelliert. Aufgrund der Symmetrie ist im dargestellten Modell nur ein Viertel des Bewehrungsstabes enthalten. Zwischen den Stahlelementen und dem Beton ist die Kontaktschicht angeordnet. Am Ende der Verankerungslänge besteht keine zugfeste Verbindung zwischen Stahl und Beton, wie dies auch bei den Auszugsversuchen in der Realität der Fall ist. Um einen Versuch mit enger Abstützung zu simulieren, wurden an der Betonoberfläche die Betonelemente um den Bewehrungsstab gegen eine Verschiebung in vertikaler Richtung gehalten. Dies entspricht den Randbedingungen im Versuchsaufbau, beschrieben in Bild 3.3. Die Lasteinleitung erfolgte über die Knoten des Stahlelementes an der Oberfläche. Bild 4.5 zeigt eine Gesamtansicht und Details des verwendeten FE-Modells.

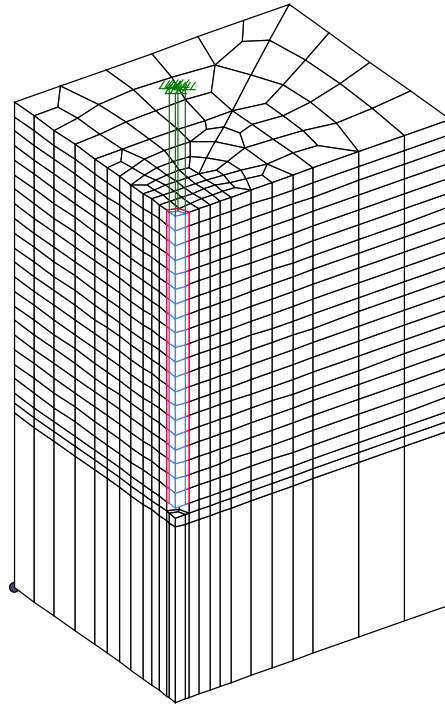


Bild 4.5 Modell eines Auszugsversuches mit großer Betondeckung; Details der Modellierung

Untersucht wurden Verankerungen mit einer Verankerungstiefe von  $l_v = 5 d_s = 100\text{mm}$  bis  $l_v = 40,5 d_s = 810\text{ mm}$ , was dem Grundmaß der Verankerungslänge nach *Eurocode 2 (1992)* entspricht. Um Einflüsse zu vermeiden, wurden die Netze für alle Verankerungslängen mit Elementen gleicher Größe modelliert. Exemplarisch sind in Bild 4.6 die Netze für die größte und die kleinste Verankerungslänge dargestellt.

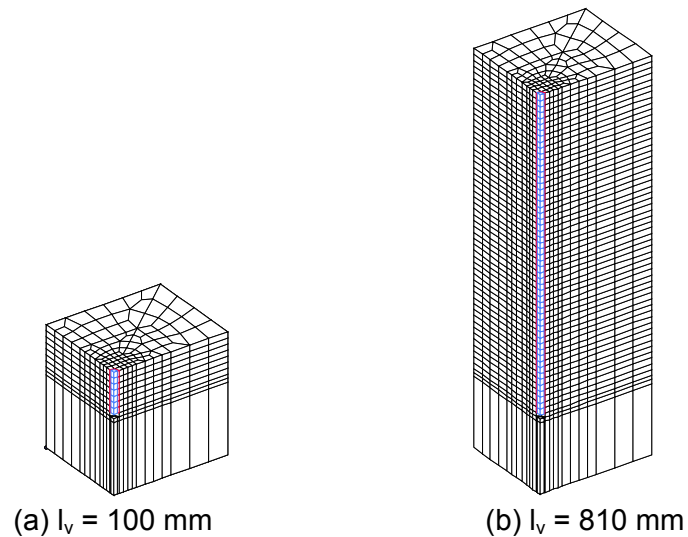


Bild 4.6 Modelle für Auszugsversuche mit enger Abstützung; Verankerungslänge  $l_v = 100 \text{ mm}$  und  $l_v = 810 \text{ mm}$

### 4.3.3 Ergebnisse

#### 4.3.3.1 Kalibrierung Kontaktschicht / Vergleich FE-Simulation mit Auszugsversuchen

Die Kalibrierung der Kontaktschichten erfolgte auf Basis der Versuchsergebnisse von Auszugsversuchen mit einer Verankerungstiefe von  $l_v = 15 d_s = 300 \text{ mm}$ . Mit dieser Verankerungstiefe waren Auszugsversuche mit den entsprechenden Verbundmörtelsystemen und an einbetonierten Bewehrungsstäben durchgeführt worden. Die Mittelwert-Last-Verschiebungskurven dieser Vergleichsversuche sind in Bild 3.9 dargestellt. Die Kontaktschichten wurden so angepasst, dass das Last-Verschiebungsverhalten in der FE-Simulation möglichst genau abgebildet wurde. Bild 4.7 zeigt einen Vergleich der Mittelwert-Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Auszugsversuche mit den entsprechenden FE-Simulationen. Die Kurven zeigen im Vergleich eine gute Übereinstimmung des Verschiebungsverhaltens und der erreichten Bruchlasten. Die unterschiedliche Verbundcharakteristik der jeweiligen Systeme und des einbetonierten Stabes werden dargestellt.

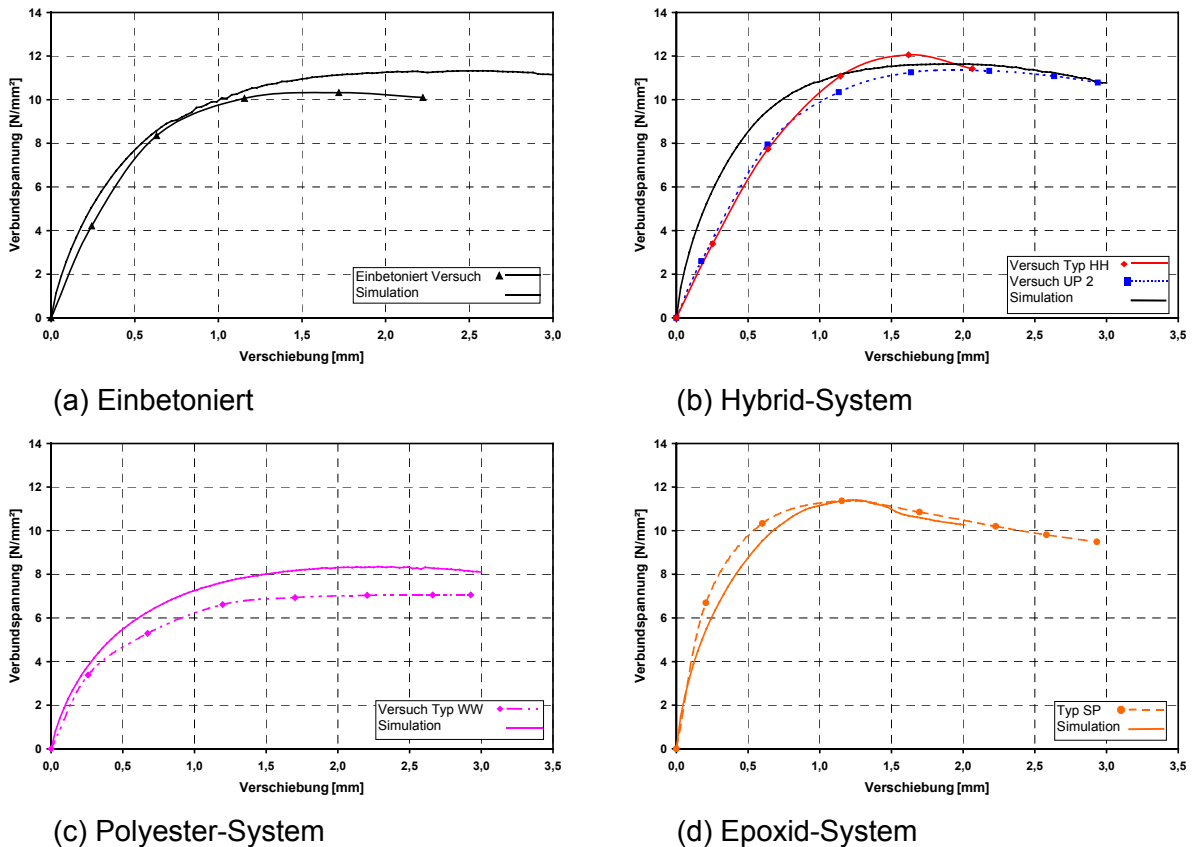
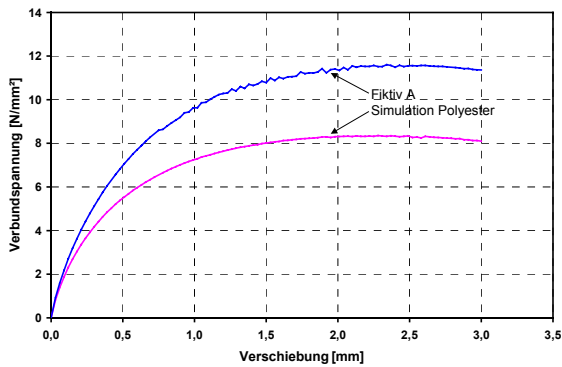
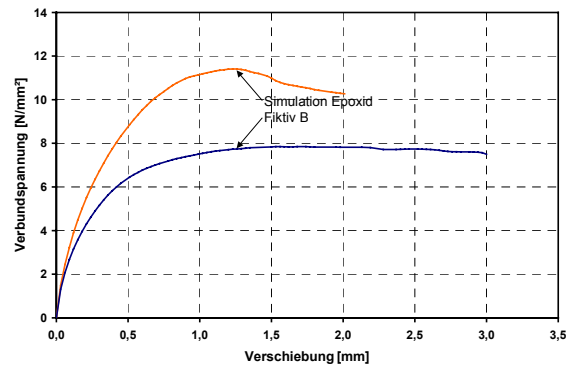


Bild 4.7 Vergleich Verbundspannungs-Verschiebungskurven der FE-Simulation und den durchgeführten Auszugsversuchen;  $d_s = 20 \text{ mm}$ ,  $l_v = 300 \text{ mm} = 15 d_s$

Zusätzlich zu den oben beschriebenen Kontaktschichten, welche alle entweder das Tragverhalten eines existierenden Verbundmörtelsystem oder das Tragverhalten eines einbetonierten Stabes abbilden sollen, wurden drei weitere Kontaktschichten kalibriert. Bei diesen wurde im Vergleich zu den existierenden Systemen gezielt die Verbundcharakteristik variiert, um den Einfluss der Verbundsteifigkeit und der Verbundfestigkeit auf das Tragverhalten isoliert zu betrachten. Wie in Abschnitt 4.2.4.3.2 beschrieben, wurde mit dem System Fiktiv A die gleiche Verbundsteifigkeit wie bei der Simulation des Polyester-Systems gewählt, die Verbundfestigkeit aber auf die des einbetonierten Stabes hochgesetzt. In Bild 4.8 (a) sind im Vergleich die Verbundspannungs-Verschiebungskurven des simulierten Polyester-Systems und des Systems Fiktiv A dargestellt. Bei dem System Fiktiv B wurde eine Verbundsteifigkeit vergleichbar der des simulierten Epoxid-Systems angesetzt, die Verbundfestigkeit aber etwa auf das Niveau des Polyester-Systems abgemindert. Bild 4.8 (b) zeigt einen Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven des simulierten Epoxid-Systems und des Systems Fiktiv B.



(a) Vergleich Fiktiv A, Polyester



(b) Vergleich Fiktiv B, Epoxid

Bild 4.8 Verbundspannungs-Verschiebungskurven; Vergleich System Fiktiv A, Fiktiv B mit Polyester Simulation und Epoxid Simulation,  $d_s = 20 \text{ mm}$ ,  $l_v = 300 \text{ mm} = 15 d_s$

Mit dem System Epoxid 60 wurde gezielt ein System kalibriert, welches ein hochfestes, steifes und sprödes Verbundverhalten aufweist. Dieses soll eine höhere Festigkeit und Steifigkeit aufweisen als alle in den Versuchen untersuchten Systeme. Bild 4.9 zeigt im Vergleich die Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurven der Simulation des Epoxid-Systems und des Systems Epoxid 60.

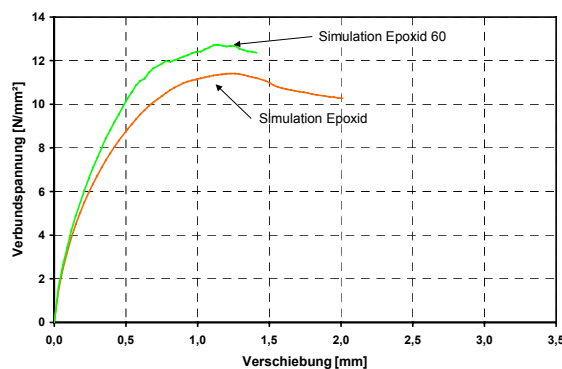


Bild 4.9 Verbundspannungs-Verschiebungskurven; Vergleich System Simulation Epoxy mit Epoxy 60,  $d_s = 20 \text{ mm}$ ,  $l_v = 300 \text{ mm} = 15 d_s$

#### 4.3.3.2 Belastungs-Verschiebungsverhalten

Bild 4.10 zeigt einen Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Simulationen von Auszugsversuchen mit einer Verankerungslänge von  $l_v = 15 d_s$ . Deutlich zu sehen sind die Unterschiede sowohl in der Verbundfestigkeit, als auch in der Verbundsteifigkeit. Wie oben beschrieben, zeigen die Simulationen ein vergleichbares Verbundspannungs-Verschiebungs-verhalten wie die jeweiligen Systeme bei Auszugsversuchen in der Realität.

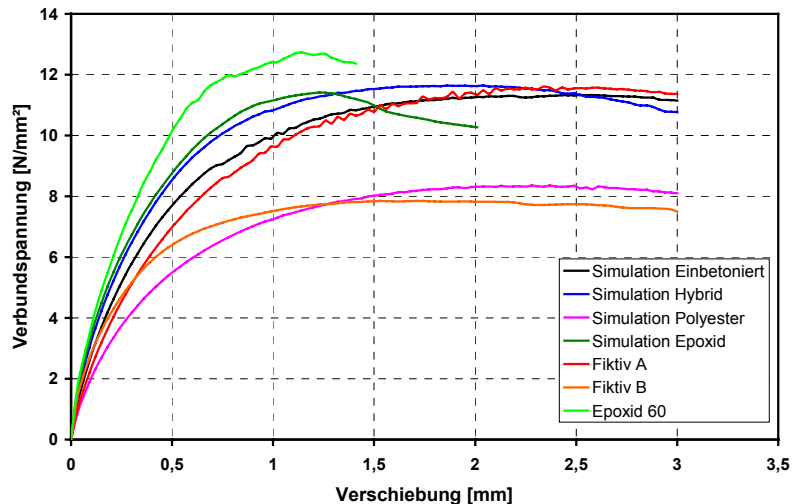
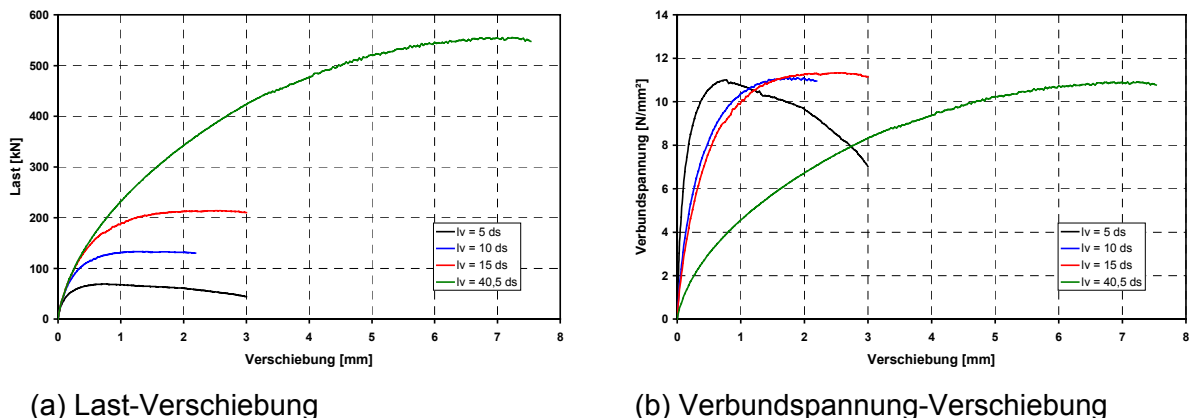


Bild 4.10 Verbundspannungs-Verschiebungskurven aller FE-Simulationen;  $d_s = 20 \text{ mm}$ ,  $l_v = 300 \text{ mm} = 15 d_s$

In Bild 4.11 sind die Last-Verschiebungs- und die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Simulationen von einbetonierten Bewehrungsstäben dargestellt. Die Last-Verschiebungskurven (a) zeigen, dass mit zunehmender Verankerungslänge sowohl die Bruchlasten, als auch die Verschiebungen bei Bruchlast ansteigen. Die Anfangssteifigkeiten sind bei allen Verankerungslängen etwa gleich groß. In Bild 4.11 (b) sind die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der einbetonierten Bewehrungsstäbe mit unterschiedlicher Einbindetiefe dargestellt. Angesetzt wurde die Verbundspannung gemittelt über die Mantelfläche des Bewehrungsstabes, bezogen auf den Stabdurchmesser und die Verankerungslänge. Die Kurven zeigen, dass die Bewehrungsstäbe unabhängig von der Verankerungslänge bei einer gleichen mittleren Verbundspannung versagen. Das simulierte Verschiebungsverhalten des Hybrid-Systems war vergleichbar dem der einbetonierten Stäbe, da dieses eine etwa vergleichbare Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit aufwies. Alle Ergebnisse der FE-Simulation sind in Anhang C enthalten.



(a) Last-Verschiebung

(b) Verbundspannung-Verschiebung

Bild 4.11 Last-Verschiebungskurven (a) und Verbundspannungs-Verschiebungskurven (b), Simulation einbetonierter Bewehrungsstab

In Bild 4.12 sind die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Simulationen des Epoxid- und des Polyester-Systems, sowie der fiktiven Produkte A und B dargestellt. Die Kurven zeigen einen deutlichen Einfluß der Verbundfestigkeit und -steifigkeit auf das Verschiebungsverhalten. Die hochfesten Systeme (Epoxid, Fiktiv A) zeigen bei allen Verankerungstiefen höhere Verbundfestig-

keiten als die Vergleichssysteme (Polyester, Fiktiv B). Zu beachten ist, dass zum Teil die Unterschiede in der Verbundfestigkeit bei größeren Verankerungslängen geringer werden. Hier zeigt sich der Einfluss der Steifigkeit und Duktilität des Verbundes. Bei den Systemen mit hoher Verbundsteifigkeit (Epoxid, Fiktiv B) vermindert sich die mittlere Verbundfestigkeit mit zunehmender Verankerungslänge. Dies ist auf eine verminderte Lastumlagerungsfähigkeit dieser Systeme zurückzuführen. Im Gegensatz dazu ist bei den weichen Systemen (Polyester, Fiktiv A) die Verbundfestigkeit nahezu unabhängig von der Verankerungslänge.

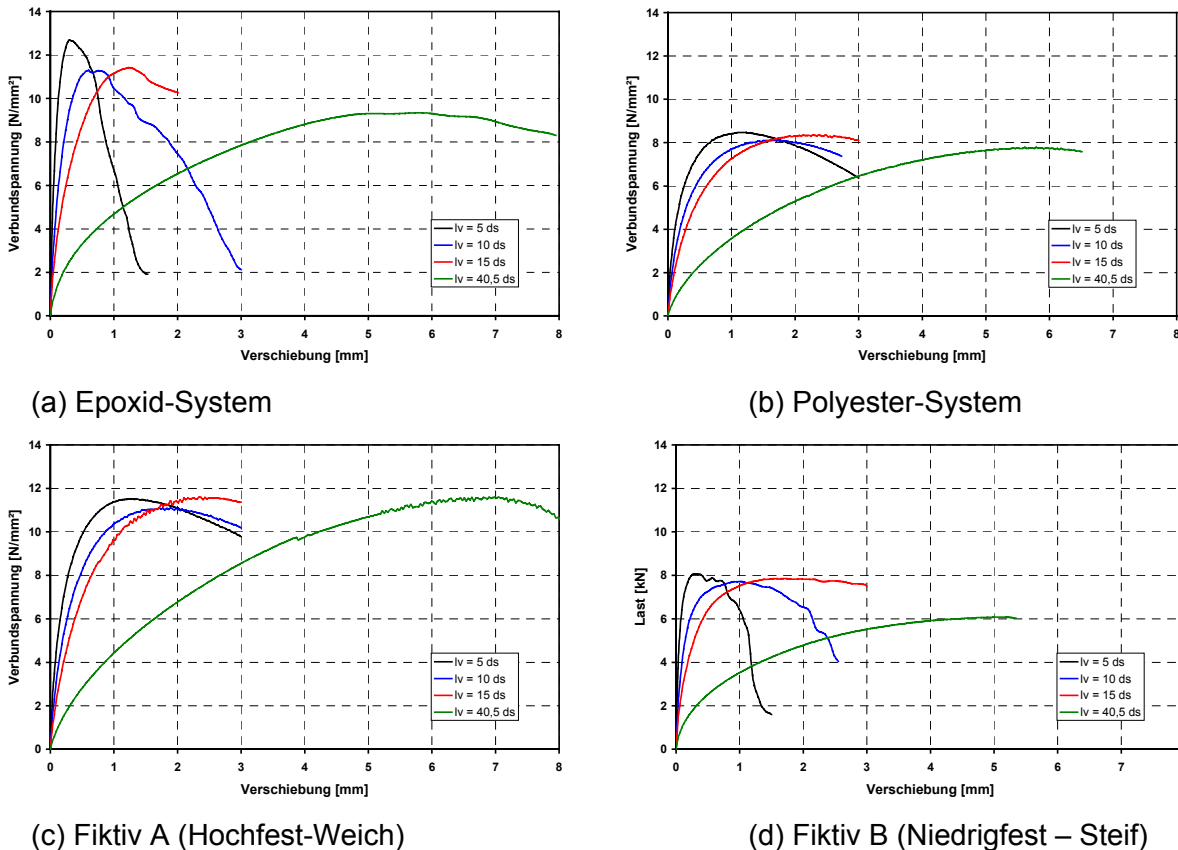


Bild 4.12 Verbundspannungs-Verschiebungskurven, Simulation eingemörtelter Bewehrungsstäbe

#### 4.3.3.3 Verteilung der Verbundspannungen

Bild 4.13 zeigt die Stahlspannungs- und Verbundspannungsverteilung eines simulierten einbetonierten Bewehrungsstabes mit einer Verbundlänge von  $l_v = 40,5 d_s$ . Die Verbundspannungen wurden aus den Stahlspannungen der Simulationen errechnet. Dargestellt sind die Verläufe bis zu einer Stahlspannung am belasteten Ende von  $600 \text{ N/mm}^2$ . Die Spannungsverläufe zeigen, dass bei niedriger Belastung die Verbundspannungen nur im Einleitungsbereich aktiviert werden. Mit steigender Belastung wird die Verbundfläche in tieferen Bereichen kontinuierlich immer weiter aktiviert, wobei die Verbundspannungen im Lasteinleitungsbereich langsamer ansteigen. Direkt am Beginn des Lasteinleitungsbereiches wird der Verbund mit steigender Belastung zerstört und die Verbundspannungen fallen ab. Mit Erreichen der theoretischen Fließbelastung des Stahles ist nur knapp die Hälfte der Verbundschicht aktiviert. Die Spannungsverläufe der Simulationen des Hybrid-Systems sind aufgrund der ähnlichen Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit vergleichbar denen des einbetonierten Stabes. Alle Einzelergebnisse sind in Anhang C enthalten.



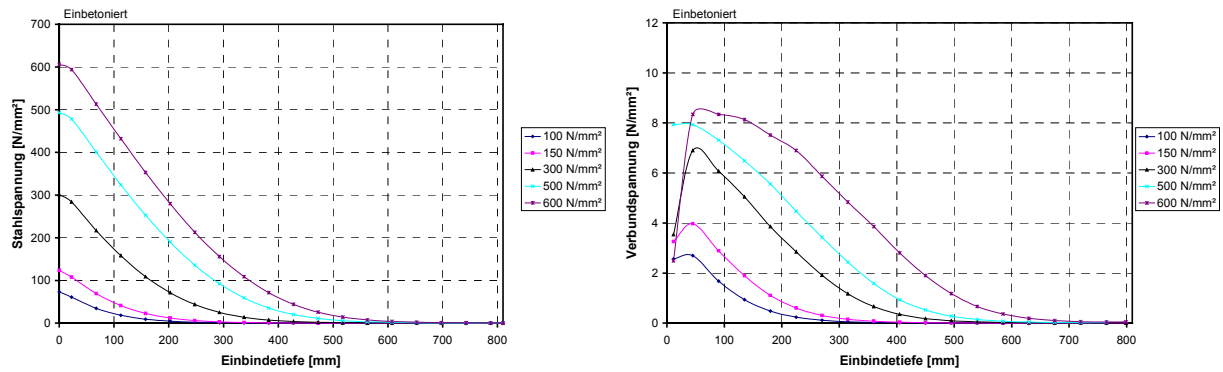
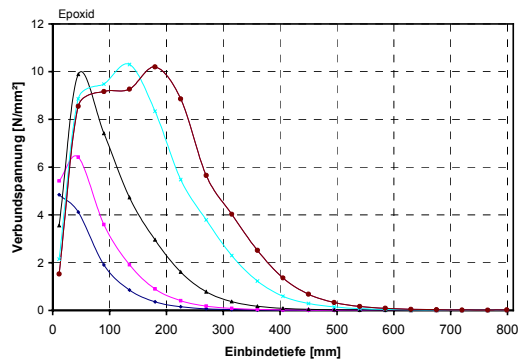
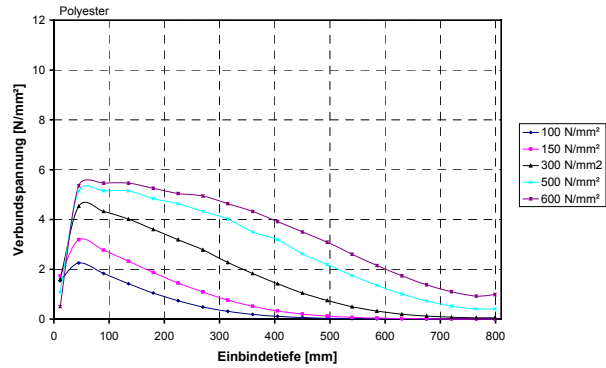


Bild 4.13 Stahlspannungs- und Verbundspannungsverlauf; Simulation einbetonierter Bewehrungsstab;  $l_v = 810 \text{ mm} = 40,5 d_s$

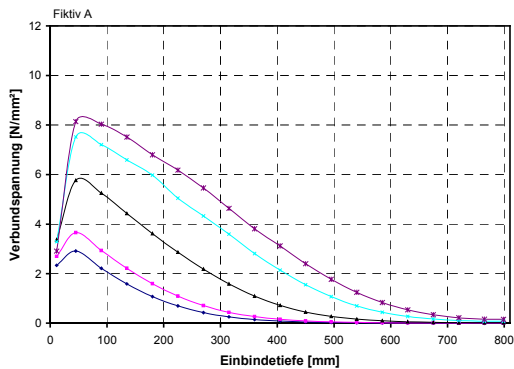
Einen deutlichen Einfluss der Verbundfestigkeit und –steifigkeit zeigen die Verbundspannungsverteilungen der verschiedenen Systeme, dargestellt in Bild 4.14. Hier sind die Verbundspannungsverteilungen bis zu einer Stahlspannung am belasteten Ende von  $600 \text{ N/mm}^2$  dargestellt. Die sehr steifen Systeme (Epoxid, Fiktiv B) aktivieren den Verbund konzentriert im Bereich der Lasteinleitung. Erst nach Erreichen der spezifischen Verbundfestigkeit im Lasteinleitungsbereich werden die tieferliegenden Verbundregionen aktiviert. Da die spezifische Verbundfestigkeit des Systems Fiktiv B niedriger ist als die des Epoxid-Systems, beginnt hier die Lastumlagerung im Vergleich deutlich früher. Die weicheren Systeme (Polyester, Fiktiv A) aktivieren den Verbund in einem sehr viel größeren Bereich als die steifen Systeme. Wie bei den steifen Systemen erfolgt nach Erreichen der spezifischen Verbundfestigkeit im Lasteinleitungsbereich hier keine weitere Verbundspannungssteigerung und die Verbundflächen in tieferen Bereichen werden bei steigender Last stärker aktiviert. Dies ist deutlich bei der Simulation des Polyester-Systems sichtbar, bei welchem ab einer Stahlspannung von  $300 \text{ N/mm}^2$  die Verbundspannungen im Lasteinleitungsbereich nur noch geringfügig ansteigen. Demgegenüber steigen bei dem System Fiktiv A, welches eine ähnliche Verbundsteifigkeit aber eine deutlich höhere Verbundfestigkeit aufweist, die Verbundspannungen im Lasteinleitungsbereich deutlich höher an, und eine Lastumlagerung in tiefere Verbundbereiche erfolgt erst bei höheren Lasten.



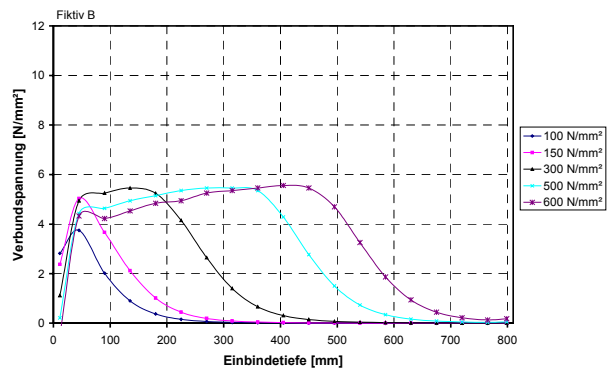
(a) Epoxid-System (Hochfest-StEIF)



(b) Polyester-System (Niedrigfest-Weich)



(c) Fiktiv A (Hochfest-Weich)



(d) Fiktiv B (Niedrigfest-StEIF)

Bild 4.14 Verbundspannungsverlauf; Simulation eingemörtelter Bewehrungsstäbe;  $l_v = 810 \text{ mm} = 40,5 d_s$

#### 4.3.3.4 Einfluss der Verbundeigenschaften auf die Bruchlast

Bild 4.15 zeigt die mittleren Verbundfestigkeiten aller durchgeführten Simulationen in Abhängigkeit von der Verankerungslänge. Die Verbundfestigkeiten wurden aus den Bruchlasten, geteilt durch die Mantelfläche des Bewehrungsstabes, berechnet. Bezogen wurde die Mantelfläche auf den Durchmesser des Bewehrungsstabes. Die Simulationen zeigen bei einbetonierten Stäben für alle Verankerungslängen etwa dieselbe Verbundfestigkeit. Dies zeigen auch die Simulationen mit dem Hybrid-System, sowie die Simulationen mit den weichen Systemen (Polyester, Fiktiv A). Wie oben beschrieben, ist bei allen diesen Systemen eine weiche Lasteinleitung und Lastumlagerung gegeben. Auf diese Weise kann der größte Teil der Verbundfläche zu einem Zeitpunkt aktiviert und für alle Verankerungstiefen die jeweils gleichen Verbundfestigkeiten erzielt werden. Bei den steifen Systemen (Epoxid, Fiktiv B, Epoxid 60) vermindert sich die mittlere Verbundfestigkeit mit steigenden Verankerungslängen. Die Abminderung der Verbundfestigkeit beträgt beim Grundmaß der Verankerungslänge nach *Eurocode 2 (1992)* im Vergleich zu den Verbundfestigkeiten bei  $10 d_s$  Verankerungslänge bei den Systemen Epoxid und Fiktiv B ca. 20%, beim System Epoxid 60 ca. 35%. Dies zeigt, dass von den bei Versuchen mit kleinen Verankerungslängen erzielten Verbundfestigkeiten nicht direkt auf die Verbundfestigkeiten von Verankerungen mit großen Verankerungslängen geschlossen werden kann. Die Duktilität des Verbundes muss mit einbezogen werden. Dies muss bei den Bemessungsrichtlinien für Verankerungen mit steifen Systemen berücksichtigt werden.

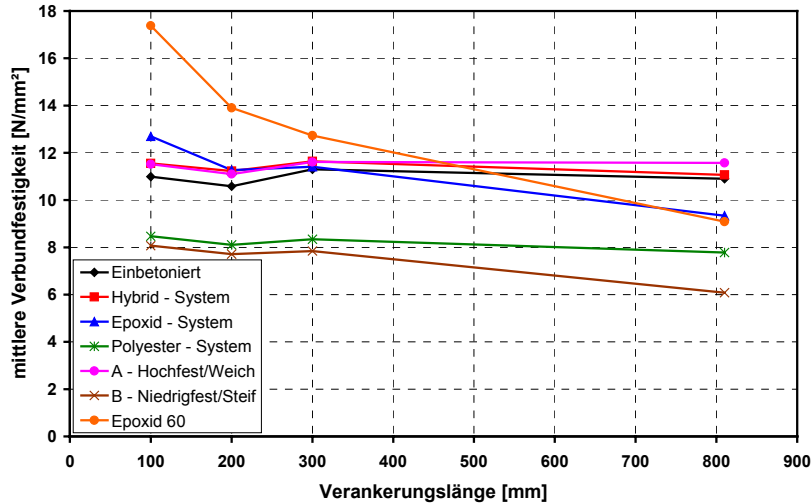
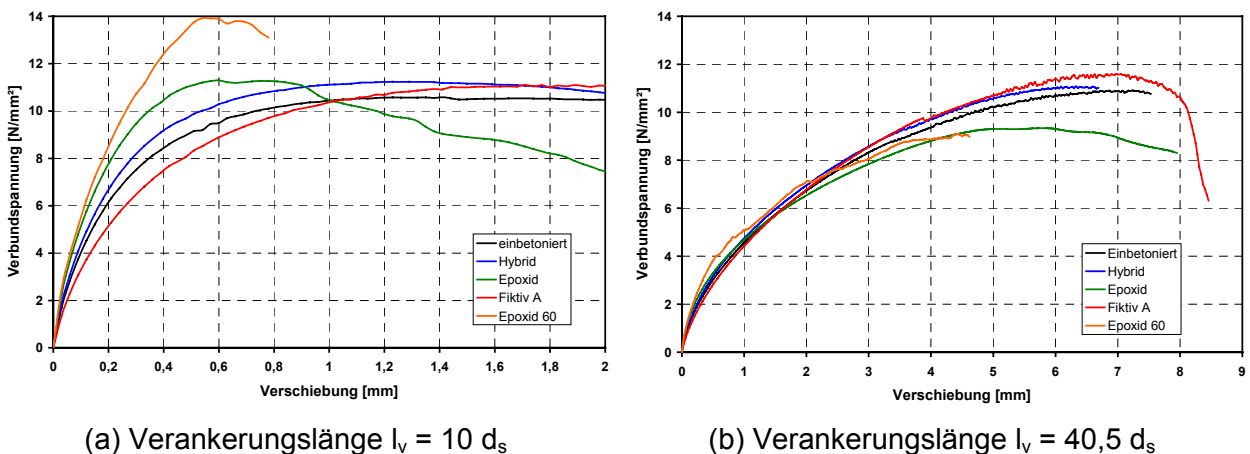


Bild 4.15 Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit von der Verankerungslänge

Zur Bestimmung des Verbundverhaltens werden normalerweise Auszugsversuche mit einer Verankerungslänge  $l_v = 10 d_s$  durchgeführt. Aus diesem Grund soll ein Bewertungsverfahren abgeleitet werden, mit welchem vom Verhalten eines Bewehrungsstabes mit  $l_v = 10 d_s$  auf das Verhalten beim Grundmaß der Verankerungslänge ( $l_v = 40,5 d_s$  nach *Eurocode 2 (1992)*) geschlossen werden kann. Für die Bemessung hat dies besondere Bedeutung bei Systemen mit hoher Verbundfestigkeit, da diese im Vergleich zum einbetonierten Bewehrungsstab bei Versuchen mit kleiner Verankerungstiefe eine ausreichende Verbundfestigkeit versprechen, diese aber bei größeren Verankerungslängen zum Teil nicht ermöglichen (Bild 4.15 Epoxid-System, System Epoxid 60). Aus diesem Grund wurden die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der maßgeblichen Systeme und die ermittelten Abminderungen bei der Vergrößerung der Verankerungslänge gezielt untersucht.

Die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der hier betrachteten eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäbe sind für die Verankerungslängen  $l_v = 10d_s$  und  $l_v = 40,5d_s$  in Bild 4.16 dargestellt.



(a) Verankerungslänge  $l_v = 10 d_s$

(b) Verankerungslänge  $l_v = 40,5 d_s$

Bild 4.16 Verbundspannungs-Verschiebungskurven der simulierten eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäbe; nur mittelfeste bis hochfeste Systeme; Beton C25/30

Ein Bewertungskriterium für die Lastumlagerungsfähigkeit des jeweiligen Verbundmörtelsystems wurde am Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten bei einem Auszugsversuch mit der Verankerungslänge  $l_v = 10 d_s$  entwickelt (Bild 4.16 (a)). Als Maßstab für die Lastumlagerungsfähigkeit und Duktilität eines Verbundmörtelsystems wurde das Verhältnis der Differenz der Verschiebung bei Maximallast zu der Verschiebung bei 80% der Maximallast zur Verschiebung bei Maximallast angesetzt. Je stärker ausgeprägt dieser Bereich der Verbundspannungs-Verschiebungskurve ist, desto duktiler und effizienter kann die Verbundspannung bei großen Verankerungslängen umgelagert werden. Daraus erhält man den Faktor  $s_D$  in Gleichung (4.2). Exemplarisch ist die Ermittlung der dieser Verschiebungen anhand von drei unterschiedlichen Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Bild 4.17 dargestellt.

$$s_D = \frac{s_u - s_{u,80\%}}{s_u} \quad (4.2)$$

mit

$s_u$  Verschiebung bei Maximallast  
 $s_{u,80\%}$  Verschiebung bei 80% der Maximallast

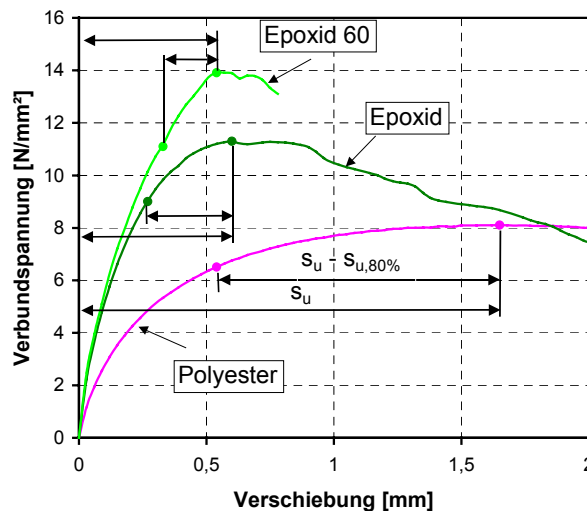


Bild 4.17 Verbundspannungs-Verschiebungskurven von simulierten eingemörtelten Bewehrungsstäben;  $l_v = 10 d_s$

Wird dieser Ansatz auf die Verbundspannungs-Verschiebungskurven von einbetonierten Bewehrungsstäben verschiedener Durchmesser angewandt, erhält man nach Abschnitt 3.2.7 im Mittel einen Faktor  $s_D = 2/3$ . Dieses Verfahren wurde auf die in Bild 4.16 (a) dargestellten Verbundspannungs-Verschiebungskurven angewandt. Die ermittelten Werte sind in Bild 4.18 in Abhängigkeit des Verhältnisses mittlere Verbundfestigkeit des Stabes mit  $l_v = 10 d_s$  zur mittleren Verbundfestigkeit des Stabes mit  $l_v = 40,5 d_s$  aufgetragen (Werte aus Bild 4.16). Die Ergebnisse sind im Schaubild durch eine bilineare Bemessungslinie vereinfachend angenähert. Bei der Konstruktion der Bemessungslinie wurde davon ausgegangen, dass bis zu der Duktilität eines einbetonierten Stabes ( $s_D \geq 2/3$ ) keine Abminderung vorhanden ist ( $\alpha_v = 1,0$ ). Dies stimmt näherungsweise mit den Untersuchungen in Bild 4.15 überein. Zudem können so die verschiedenen Verbundmörtelsysteme im Verhältnis zum Tragverhalten des einbetonierten Bewehrungsstabes betrachtet werden.

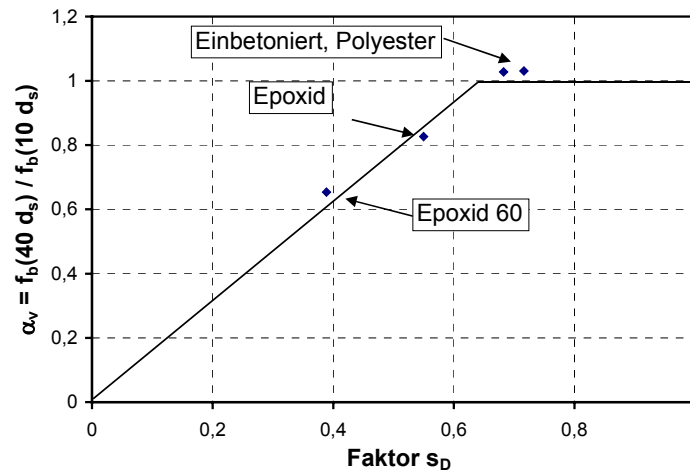


Bild 4.18 Auswertung der FE-Simulationen dargestellt in Bild 4.16; Faktor  $s_D$  zu Faktor  $\alpha_v$

Die Bemessungslinie kann mit Gleichung (4.3) beschrieben werden:

$$\alpha_v = 3/2 s_D \leq 1 \quad \text{für} \quad s_D < 2/3 \quad (4.3)$$

#### 4.3.3.5 Einfluss der Verbundeigenschaften auf Verschiebungen am Stabende unter Gebrauchslast

Bild 4.19 zeigt die Verschiebungen bei Gebrauchslast nach *Eurocode 2 (1992)* der simulierten eingemörtelten Bewehrungsstäbe im Verhältnis zu den Verschiebungen bei Gebrauchslast des einbetonierten simulierten Bewehrungsstabes. Die Simulationen zeigen, dass die weichen Systeme (Polyester, Fiktiv A) bei allen Verankerungslängen größere Verschiebungen bei Gebrauchslast aufweisen. Dies gilt vor allem für Verankerungen mit kleiner Verankerungslänge. Bei größerer Verankerungslänge werden die Unterschiede geringer, da hier die weichen Systeme den Verbund in einem größeren Bereich aktivieren und so Vorteile gegenüber den steifen Systemen und dem einbetonierten Bewehrungsstab aufweisen (vgl. Abschnitt 4.3.3.3). Das Hybrid-System, das Epoxid-System und das System Epoxid 60 mit ihrer höheren Steifigkeit und vergleichbaren Verbundfestigkeit weisen geringere Verschiebungen bei Gebrauchslast bei allen Verankerungslängen auf. Bei System Fiktiv B zeigt sich ein gegenläufiger Trend. Hier steigen die Verschiebungen bei Gebrauchslast mit vergrößerter Verankerungslänge an. Dies ist darauf zurückzuführen, dass aufgrund der Steifigkeit des Systems nur ein kleinerer Bereich des Verbundes aktiviert werden kann. Aufgrund der geringeren Verbundfestigkeit können bei der Belastung die Verbundspannungen im Lasteinleitungsbereich nicht beliebig gesteigert werden. In der Kombination führt dies bei größeren Verankerungslängen schon bei Gebrauchslast zu vergrößerten Verschiebungen am belasteten Stabende.

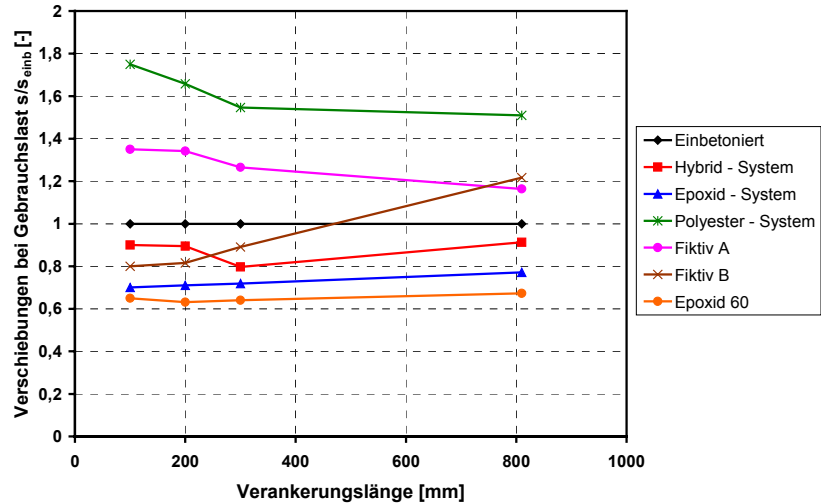


Bild 4.19 Verschiebungen am belasteten Stabende bei Gebrauchslast nach *Eurocode 2* (1992)

Bei größeren Belastungen verstärkten sich die oben beschriebenen Verhaltenweisen. Bild 4.20 zeigt die Verschiebungen bei 2,1-facher Gebrauchslast. Dies entspricht dem im Massivbau üblichen globalen Sicherheitsfaktor. Deutlich zu erkennen ist die Abnahme des Verhältnisses der Verschiebungen der weichen Systeme (Polyester, Fiktiv A) bei vergrößerter Verankerungslänge. Bei vergrößerter Last verhalten sich auch die steifen Systeme Epoxid und Epoxid 60 ansatzweise wie das steife System Fiktiv B. Auch hier wird jetzt der negative Einfluss des steifen Verbundes auf Verankerungen mit großer Verankerungslänge sichtbar. Gleichartig wie die simulierten einbetonierten Bewehrungsstäbe verhalten sich die Stäbe mit dem simulierten Hybrid-System. Dies ist auf die vergleichbare Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit der beiden Kontaktschichten zurückzuführen.

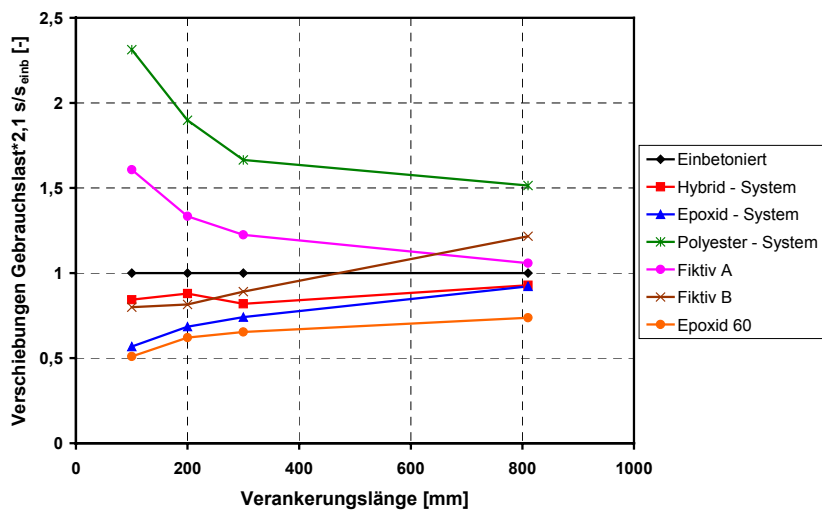


Bild 4.20 Verschiebungen am belasteten Stabende bei 2,1-facher Gebrauchslast nach *Eurocode 2* (1992)

## 4.4 Untersuchungen an Übergreifungsstößen

### 4.4.1 Allgemeines

Die numerische Simulation von Übergreifungsstößen erfolgte entsprechend den Versuchen an Übergreifungsstößen unter Zugbelastung (vgl. Abschnitt 3.3.3.3). Um das Stoßverhalten von Stäben mit genau definierbarem Verbundverhalten zu untersuchen und um eine Vergleichbarkeit zu den numerischen Simulationen von Einzelstäben zu gewährleisten, wurden die Randbedingungen gezielt so gewählt, dass die Versagensart Spalten ausgeschlossen wurde. In der Praxis werden im Normalfall nur Übergreifungsstöße, bestehend aus zwei einbetonierten Bewehrungsstäben oder bestehend aus einem einbetonierten und einem eingemörtelten Bewehrungsstab, hergestellt. Diese Beschränkung ist bei der numerischen Simulation nicht gegeben. Hier sind zudem Übergreifungsstöße, bestehend aus zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben mit gleichem oder unterschiedlichem Verbundverhalten, möglich. Bei der Untersuchung des Einflusses von unterschiedlichem Verbundverhalten der beiden gestoßenen Stäbe bieten die Simulationen von Stößen zweier eingemörtelter Bewehrungsstäbe zusätzliche Bewertungsmöglichkeiten. Zum einen stellen die Ergebnisse von Übergreifungsstößen zweier eingemörtelter Bewehrungsstäbe mit gleichem Verbundverhalten eine zusätzliche Vergleichsmöglichkeit dar. Zum anderen sind die Unterschiede im Verbundverhalten der verschiedenen eingemörtelten Bewehrungsstäbe untereinander deutlich größer als zwischen dem einbetonierten und den verschiedenen eingemörtelten Bewehrungsstäben. Auf diese Weise konnte der Einfluss von Verbundsteifigkeits- und Verbundfestigkeitsunterschieden auf das Stoßtragverhalten gezielter untersucht werden.

Es wurden dieselben Materialeigenschaften sowie Kontaktschichten wie bei den Simulationen der Einzelstäbe verwendet. Ebenfalls wurde derselbe Stabdurchmesser und dieselbe Kontaktschichtdicke gewählt. Beton- und Stahleigenschaften sowie die geometrische Anordnung der Bewehrungsstäbe wurden bei allen Simulationen konstant gehalten. Variiert wurden nur die Verbundeigenschaften der gestoßenen Bewehrungsstäbe.

### 4.4.2 Finite-Element-Netze und Randbedingungen

Der Aufbau der Finite-Elemente-Netze wurde auf Basis der Versuche an Übergreifungsstößen in Bauteilen unter Zugbelastung erarbeitet (vgl. Abschnitt 3.3.3.3). Die zwei gestoßenen Bewehrungsstäbe wurden nebeneinander angeordnet. Anders als bei den Versuchen wurde in der Simulation nur ein Bewehrungsstoß modelliert. Die Bewehrungsstäbe wurden in einer Ebene aus vier Elementen zusammengesetzt. Umgeben wurden die Stahlelemente mit einer Kontaktschicht, welche im Falle des einbetonierten Bewehrungsstabes eine Dicke von 1,2 mm und im Falle eines eingemörtelten Bewehrungsstabes eine Dicke von 4 mm aufwies (vgl. Abschnitt 4.2.4.3). Um die eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäbe wurden die Betonelemente angeordnet. Die Elementanordnung eines Übergreifungsstoßes, bestehend aus zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben im Schnitt senkrecht zur Stabachse, zeigt Bild 4.21. Die Stoßlänge  $l_s = 600$  mm wurde gewählt, um einen Vergleich mit den Versuchen in Abschnitt 3.3.3.3 zu ermöglichen. Bei der Simulation von Übergreifungsstößen mit zwei einbetonierten oder einem einbetonierten und einem eingemörtelten Bewehrungsstab wurden die Außenmaße des Netzes beibehalten und lediglich die Dicke der Kontaktschicht angepasst. Der modellierte Versuchskörper wurde an allen vier Seiten senkrecht zur Körperoberfläche gehalten, um ein Spalten des Versuchskörpers zu verhindern. Auf diese Weise konnte detailliert die Lastüberleitung der beiden gestoßenen Bewehrungsstäbe untersucht werden, ohne ein Spalten der Betondeckung zu erzeugen. Zudem konnte durch diese

Randbedingungen die Querschnittsfläche des Körpers klein gehalten werden ohne durch Spalten zu versagen, wodurch eine Querrissbildung schon bei niedriger Belastung begünstigt und der Einfluss dieser untersucht werden konnte. Bei der Elementierung wurde darauf geachtet, dass die Größe der Elemente etwa denen bei den Simulationen von Verankerungen (Abschnitt 4.3) entsprach. Die verwendeten simulierten Materialeigenschaften entsprachen ebenfalls denen bei der Simulation von Verankerungen. Auf diese Weise wurde eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse gewährleistet. Die Belastung wurde verschiebungsgesteuert jeweils an den Knoten der Stahlelemente aufgebracht.

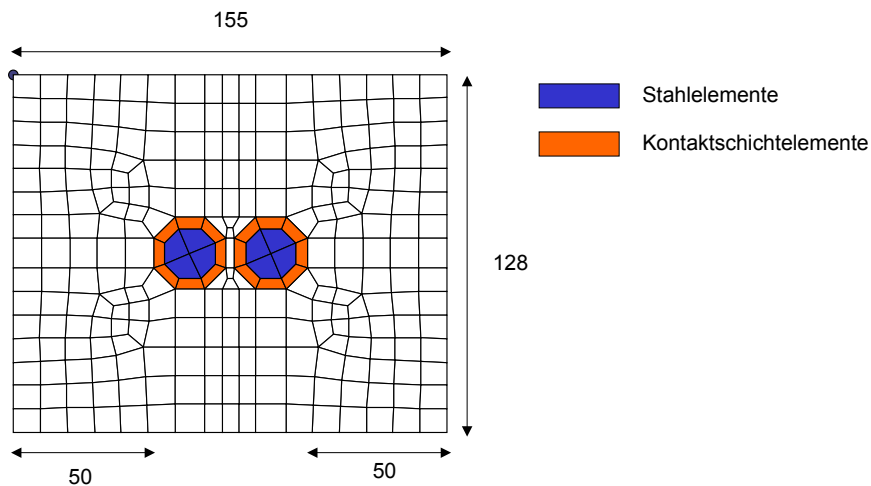


Bild 4.21 FE-Modell Übergreifungsstoß von zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben; Elementanordnung im Schnitt

### 4.4.3 Ergebnisse

#### 4.4.3.1 Allgemeines

In der Auswertung wird das Tragverhalten von Überbergreifungsstößen zweier Bewehrungsstäbe mit gleichem Verbundverhalten und mit unterschiedlichem Verbundverhalten gesondert diskutiert. Betrachtet werden die Verschiebungen an den belasteten Stabenden der gestoßenen Stäbe. Zudem wurde die Stahlspannungsverteilung bei verschiedenen Laststufen ermittelt und aus diesen die Verbundspannungsverteilungen über die Verankerungslänge errechnet. Da der Stahl linear elastisch modelliert wurde, sind in der FE-Simulation auch Stahlspannungen über der eigentlichen Stahlfestigkeit möglich. Die Bestimmung der Verbundspannungsverteilung erfolgte analog der Auswertungen der Versuche mit DMS (vgl. Bild 3.2) aus den vom FE-Programm ausgegebenen Stahlspannungen. Zur besseren Darstellung der Ergebnisse sind die berechneten Einzelwerte durch Linien miteinander verbunden. Zusätzlich ist unter den Verbundspannungs- bzw. Stahlspannungsverteilungen das jeweilige FE-Netz bei Maximallast dargestellt, wobei farblich die Dehnungen eingezeichnet sind, wodurch die Rissentwicklung zu erkennen ist. In den folgenden Kapiteln ist nur eine Auswahl der Ergebnisse der durchgeführten FE-Simulationen gezeigt. Eine komplette Zusammenstellung der Ergebnisse enthält Anhang C.

#### 4.4.3.2 Tragverhalten von Überbergreifungsstößen zweier Bewehrungsstäbe mit gleichem Verbundverhalten

Bild 4.22 zeigt die Verbundspannungs-Verschiebungskurven am belasteten Ende von Übergreifungsstößen, wobei die Verbundeigenschaften der beiden gestoßenen Stäbe immer gleich waren.



Zur besseren Vergleichbarkeit mit den simulierten Einzelauszugsversuchen wurden mittlere Verbundspannungen und nicht Lasten im Schaubild aufgetragen. Wie auch bei den Einzelauszugsversuchen, zeigte das simulierte Hybrid-System bei den Übergreifungsstößen ein vergleichbares Verhalten wie die gestoßenen einbetonierten Bewehrungsstäbe. Der Übergreifungsstoß mit dem steifen und hochfesten Epoxid-System zeigt eine etwa 10% niedrigere mittlere Verbundfestigkeit. Dies stimmt mit den Ergebnissen der simulierten Einzelauszugsversuche überein (vgl. Bild 4.15), bei welchen das Epoxid-System für größere Verankerungslängen niedrigere Verbundfestigkeiten als der einbetonierte Bewehrungsstab zeigte. Ganz im Gegensatz dazu ist die Bruchlast des Übergreifungsstoßes mit dem Polyester-System im Vergleich zum einbetonierten Stoß etwa gleich hoch, was nicht den Ergebnissen der Einzelauszugsversuche entspricht. Ebenso sind die Bruchlasten der Übergreifungsstöße mit den Systemen Fiktiv A und B im Verhältnis zum einbetonierten Bewehrungsstoß höher als bei den simulierten Verankerungen. Das steife und hochfeste System Epoxid 60 zeigt eine etwa vergleichbare Bruchlast wie der einbetonierte Stoß. Auch dies stimmt etwa mit dem zu erwartenden Verhalten von Einzelstäben bei der Verankerungslänge  $l_v = 600$  mm überein.

Zu beachten ist aber, dass die mittleren Verbundfestigkeiten im Übergreifungsstoß bei allen Versuchen mit höherfesten Systemen (Einbetoniert, Hybrid-System, Epoxid-System, System Fiktiv A, System Epoxid 60) niedriger sind als bei den simulierten Einzelauszugsversuchen. Lediglich bei den Versuchen mit niedrigerfesten Systemen (Polyester-System, System Fiktiv B) wurden Verbundfestigkeiten erzielt, welche nach der Auswertung der simulierten Einzelauszugsversuche bei einer Verankerungstiefe von  $l_v = 600$  mm zu erwarten gewesen wären (Bild 4.15). Eine Erklärung für dieses im Vergleich zu den Einzelauszugsversuchen unterschiedliche Verhalten der Übergreifungsstöße bietet der folgende Vergleich der verschiedenen Verbundspannungsverteilungen.

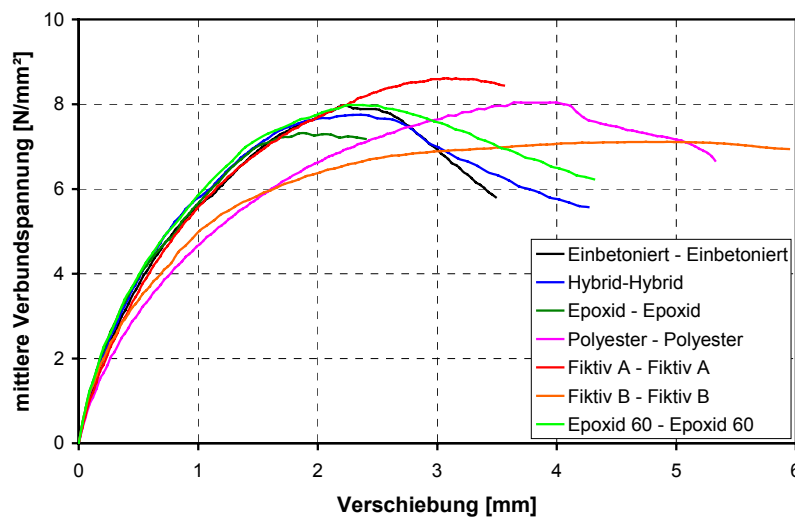


Bild 4.22 Verbundspannungs-Verschiebungskurven von Übergreifungsstößen bestehend aus zwei einbetonierten oder zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben

Bild 4.23 zeigt die Stahlspannungsverteilung und die daraus ermittelte Verbundspannungsverteilung eines Übergreifungsstoßes von zwei einbetonierten Bewehrungsstäben. Zudem ist unterhalb der Schaubilder das FE-Netz bei Maximallast dargestellt, welches das Rissbild bei Bruchlast zeigt. Die Stahlspannungsverteilung und Verbundspannungsverteilung der beiden gestoßenen Stäbe wurde zur besseren Vergleichbarkeit jeweils in einem Schaubild zusammen dargestellt. Entsprechend des unten abgebildeten FE-Netzes beginnt die Lasteinleitung in den Schaubildern für beide

Stäbe jeweils von unterschiedlichen Seiten. Um eine übersichtlichere Darstellung zu erhalten wurden bei der Verbundspannungsverteilung zudem die Kurven des rechts belasteten Stabes an der x-Achse in den negativen Bereich des Schaubildes gespiegelt.

Die Verbundspannungsverteilung zeigt deutlich, dass sich die gestoßenen Stäbe bis zu einer Stahlspannung am belasteten Ende von  $600 \text{ N/mm}^2$  wie zwei verankerte Stäbe verhalten. Dann bildet sich in der Mitte des Körpers ein Querriss. Nach der Rissbildung müssen die von einem Stab über Verbund in beiden Abschnitten des Körpers eingeleiteten Lasten vom anderen Stab in diesem Abschnitt aufgenommen werden. Dadurch wird nach der Rissbildung auch der Verbund auf der unbelasteten Seite der Stäbe aktiviert. Im Bereich des Risses werden nur geringere Verbundspannungen übertragen, da hier die Lasteinleitung über Verbund wieder von Neuem aktiviert werden muss. Diese Störung des Verbundes führt im Vergleich zu den Einzelauszugsversuchen zu einer Abminderung der mittleren Verbundfestigkeit. Der Übergreifungsstoß mit dem Hybrid-System zeigt ein vergleichbares Verhalten, was aufgrund des ähnlichen Verbundverhaltens zu erwarten war (vgl. Anhang C).

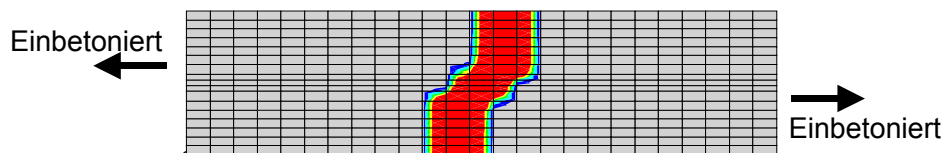
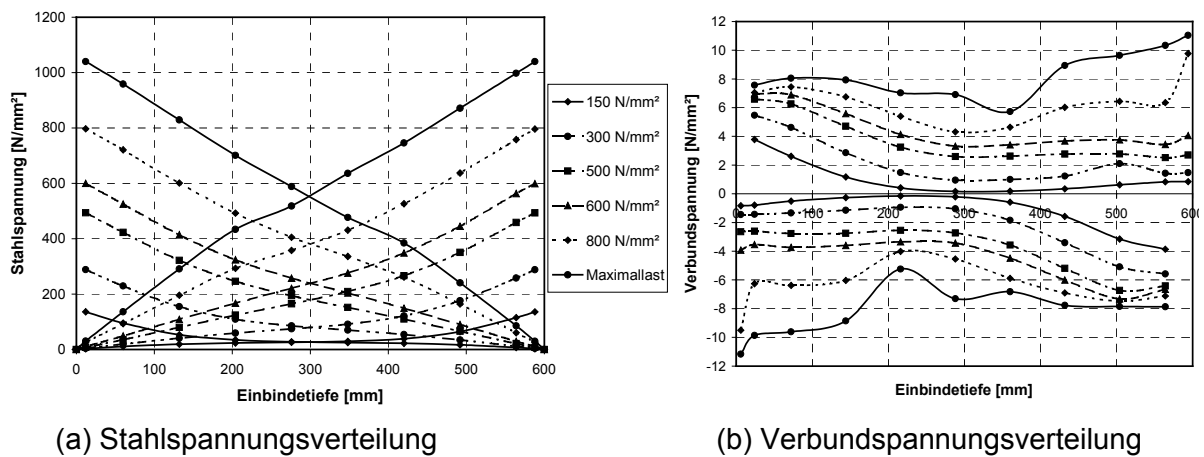


Bild 4.23 Stahlspannungs- und Verbundspannungsverteilung sowie Rissbild bei Bruchlast eines Übergreifungsstoßes bestehend aus zwei einbetonierten Bewehrungsstäben

Der Einfluss der Verbundcharakteristik auf die Verbundspannungsverteilung und Rissbildung kann deutlich am Vergleich der Ergebnisse der Simulationen der eingemörtelten Übergreifungsstöße gesehen werden. Hat der Verbund ein sehr steifes und hochfestes Verhalten (Epoxid-System Bild 4.24 (a)), so werden die Lasten schneller in den Beton eingeleitet, wodurch sich jeweils vom belasteten Ende mit kleinerem Abstand ein Querriss bildet. Dies führt in diesem Fall zu zwei Querrissen im Bauteil. Aus diesem Grund sind hier die Störungen im Verbundverlauf größer als beim einbetonierten Stoß, wodurch die mittlere Verbundfestigkeit geringer wird. Zu beachten ist aber, dass der Unterschied zwischen den einbetonierten und dem mit Epoxid-System eingemörtelten Stab bei der Einzelverankerung und bei Übergreifungsstoß etwa vergleichbar ist (vgl. Bild 4.15 mit Bild 4.22).

Bei dem hochfesten, aber weichen und duktilen System Fiktiv A (Bild 4.24 (c)) bildet sich ein Querriss, welcher aber nicht so stark ausgeprägt ist wie bei dem komplett einbetonierten Übergreifungsstoß. Dies ist auch an der Verbundspannungsverteilung zu erkennen, bei welcher sich keine so eindeutige Abminderung des Verbundes zeigt und das duktile Verbundverhalten des Mörtels eine ausgeglichene Verbundspannungsverteilung ermöglicht. Dies führt im Vergleich zu einer höheren mittleren Verbundfestigkeit, welche aber aufgrund der trotzdem vorhandenen kleineren Störungen im mittleren Verbundbereich niedriger ist als beim Einzelauszugsversuch (Bild 4.15).

Bei den beiden niedrigfesten Systemen Polyester und Fiktiv B waren die über Verbund eingeleiteten Lasten nicht groß genug, dass sich auch nicht ansatzweise ein Querriss bilden konnte. Aus diesem Grund verhalten sich diese wie zwei verankerte Stäbe und die mittleren Verbundfestigkeiten sind denen beim Einzelauszugsversuch vergleichbar.

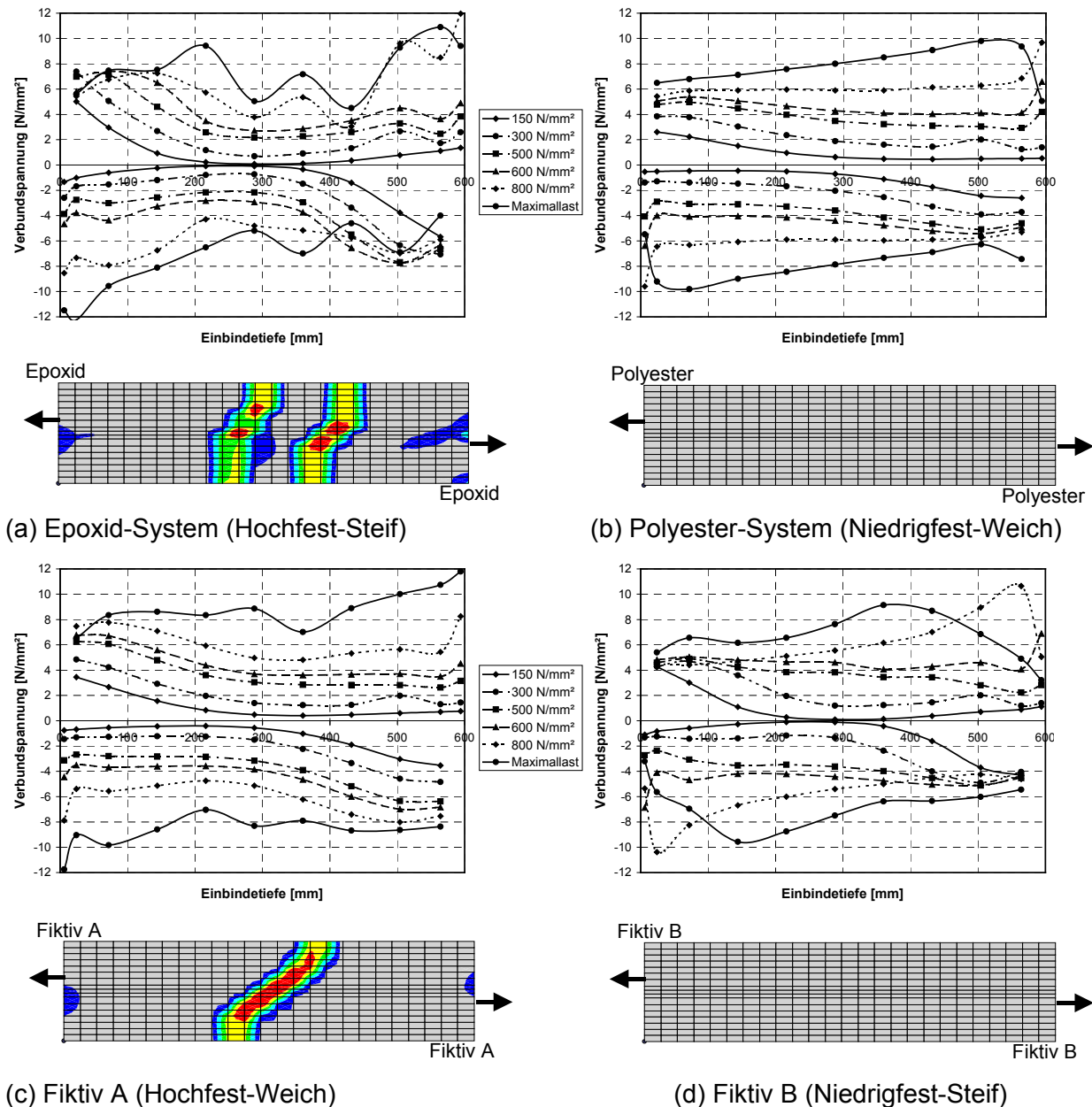


Bild 4.24 Verbundspannungsverteilung und Rissbild bei Bruchlast eines Übergreifungsstoßes bestehend aus zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben

#### 4.4.3.3 Tragverhalten von Übergreifungsstößen zweier Bewehrungsstäbe mit unterschiedlichem Verbundverhalten

In der Praxis wird aber bei nachträglichen Bewehrungsanschlüssen in den überwiegenden Fällen ein einbetonierter mit einem eingemörtelten Bewehrungsstab gestoßen. Wie in Abschnitt 3.2.6.1 und 4.3.3.2 beschrieben, kann sich das Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben deutlich unterscheiden. Aus diesem Grund stellt sich die Frage, wie sich Übergreifungsstöße von Stäben mit jeweils unterschiedlichen Verbundeigenschaften verhalten.

Bild 4.25 zeigt die Verschiebungen am Stabende, die Verbundspannungsverteilung und die Rissbildung eines Übergreifungsstoßes, bestehend aus einem einbetonierten und einem mit Epoxid-System eingemörtelten Bewehrungsstab. Zum Vergleich wurden zusätzlich die Verbundspan-

nungs-Verschiebungskurven der Übergreifungsstöße mit nur einbetonierten und mit nur mit Epoxid-System eingemörtelten Bewehrungsstäben im Schaubild mit eingezeichnet (vgl. Abschnitt 4.4.3.2). Wie in Abschnitt 4.3.3.1 beschrieben, weisen Bewehrungsstäbe eingemörtelt mit einem Epoxid-System bei kleiner Verankerungslänge im Vergleich zu einbetonierten Stäben eine etwa ähnliche Verbundfestigkeit, aber eine höhere Verbundsteifigkeit auf. Zudem ist das Verbundverhalten deutlich spröder. In der Verbundspannungsverteilung ist bei niedrigerer Belastung die steifere Lasteinleitung des eingemörtelten Stabes sichtbar. Aus diesem Grund bildet sich der mittlere Querriss geringfügig verschoben auf der belasteten eingemörtelten Seite. Zu beachten ist, dass die Verbundspannungen am belasteten Ende des eingemörtelten Stabes schneller ansteigen, aber über den Versuchsverlauf betrachtet die Verbundspannungen am belasteten Ende des einbetonierten Stabes nicht signifikant überschreiten. Bei höherer Belastung führt der Steifigkeitsunterschied der beiden Stäbe zudem zu hohen Verbundspannungen am unbelasteten Ende des eingemörtelten Stabes. Es zeigt sich, dass die vom einbetonierten Stab eingeleiteten Lasten sehr schnell vom steiferen Stab aufgenommen werden. Ein ähnliches Verhalten zeigt ebenfalls der Übergreifungsstoß mit nur einbetonierten Stäben Bild 4.23. Der Vergleich mit dem Verbundspannungsverlauf des Stoßes einbetoniert mit Epoxid-System zeigt, dass sich bei Steifigkeitsunterschieden die hohen Verbundspannungen am unbelasteten Ende des steiferen Stabes konzentrieren, wobei sie die Verbundspannungen am belasteten Ende beim komplett einbetonierten Stoß nur geringfügig überschreiten.

Die Auswertung der Verbundspannungs-Verschiebungskurve zeigt für den gemischten Übergreifungsstoß ein geringfügig steiferes Verhalten als beim nur einbetonierten oder dem nur eingemörtelten Stoß. Die Bruchlast des gemischten Stoßes entspricht etwa der des komplett eingemörtelten Stoßes, welche geringfügig niedriger ist als die des komplett betonierten Stoßes. Zu beachten ist, dass die Unterschiede bei den Bruchlasten und dem Verschiebungsverhalten nur geringfügig sind.

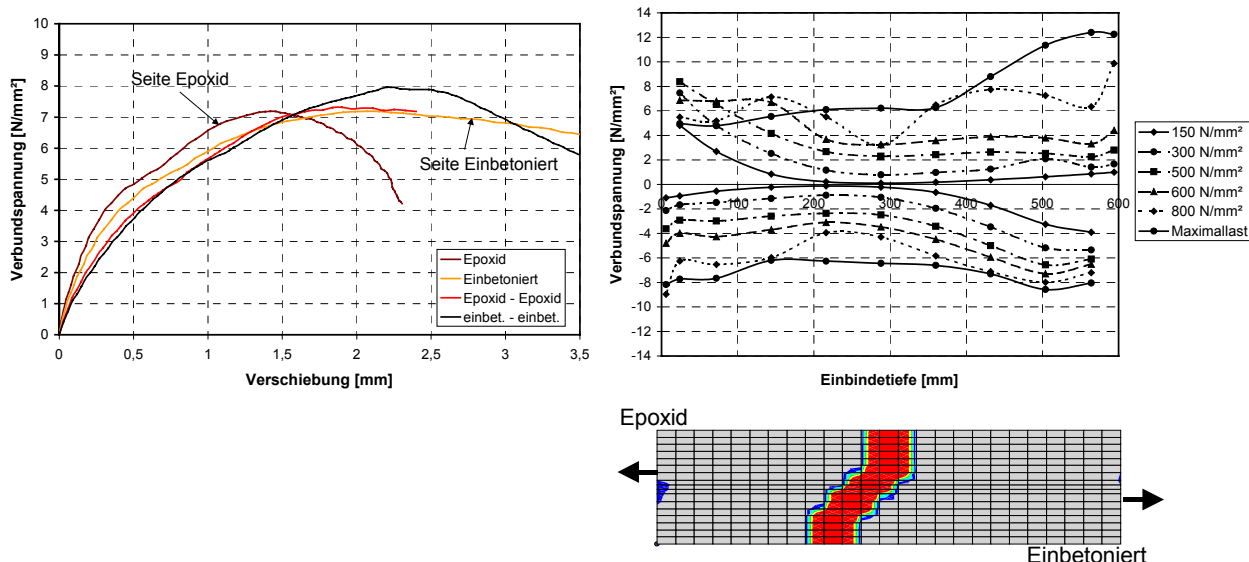


Bild 4.25 Verschiebungen am belasteten Ende, Verbundspannungsverteilung und Rissbild bei Bruchlast eines Übergreifungsstoßes bestehend aus einem einbetonierten und einem mit Epoxid-System eingemörtelten Bewehrungsstab

Bild 4.26 zeigt die Ergebnisse des Übergreifungsstoßes bestehend aus einem einbetonierten und einem eingemörtelten Stab, wobei das im Vergleich noch steifere und hochfeste System Epoxid 60 simuliert wurde. Im Vergleich mit dem Verhalten des Stoßes Epoxid mit Einbetoniert ist deutlich die noch höhere Steifigkeit des eingemörtelten Stabes am Last-Verschiebungsverhalten zu erkennen.

Das sprödere Verhalten ist zudem an den Verbundspannungen am belasteten Ende der eingemörtelten Stäbe zu sehen. Beim spröderen System Epoxid 60 ist der Abfall der Verbundspannung bei hohen Lasten größer als beim System Epoxid. Zu beachten ist aber, dass die Bruchlasten beider Stöße etwa gleich sind. Die maximalen Verbundspannungen der Stäbe, eingemörtelt mit Epoxid-System und mit dem System Epoxid 60, unterscheiden sich sowohl am belasteten als auch am unbelasteten Ende des Stabes nicht signifikant. Auch die Verbundspannungsverteilung der einbetonierten Stäbe ist bei beiden Stößen vergleichbar. Ebenso sind keine signifikanten Unterschiede im Rissbild sichtbar. Dies zeigt, dass die höhere Verbundsteifigkeit und höhere Verbundfestigkeit des Systems Epoxid 60 im Vergleich keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten bei der hier simulierten Versagensart Herausziehen hat. Aufgrund des vergleichbaren Verbundspannungsverlaufes ist auch anzunehmen, dass dies auch für die Versagensart Spalten gilt.

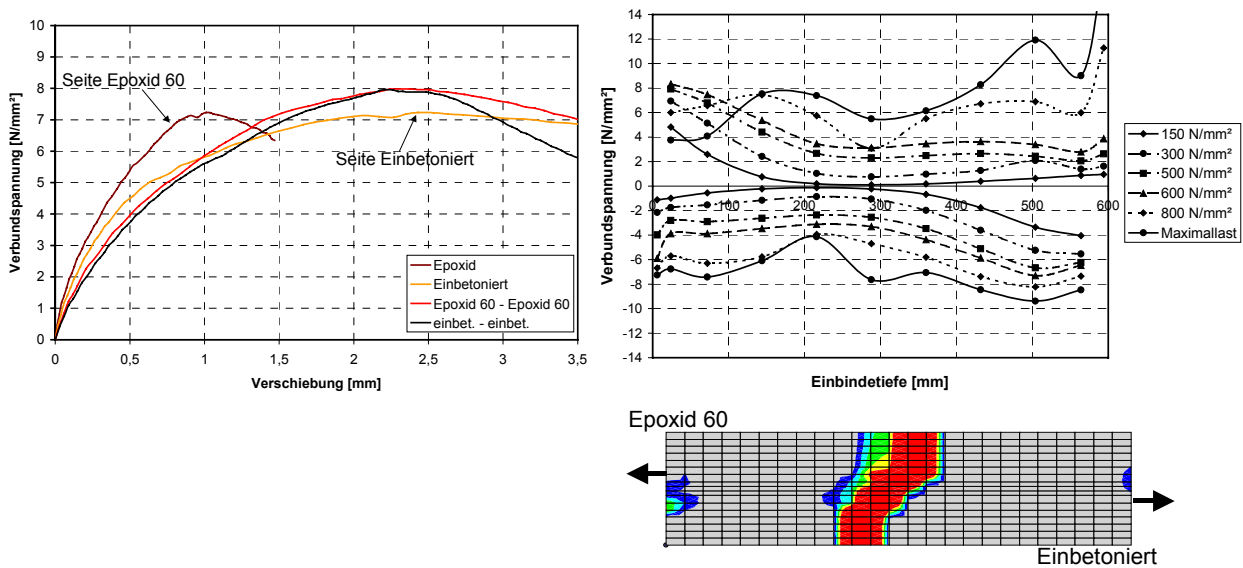


Bild 4.26 Verschiebungen am belasteten Ende, Verbundspannungsverteilung und Rissbild bei Bruchlast eines Übergreifungsstoßes bestehend aus einem einbetonierten und einem eingemörtelten Bewehrungsstab (System Epoxid 60)

Einen anderen Extremfall stellt ein Übergreifungsstoß, bestehend aus einem einbetonierten und einem mit Polyester-System eingemörtelten Bewehrungsstab, dar. Hier wird der einbetonierte Stab mit einem eingemörtelten Stab gestoßen, welcher bei einem Auszugsversuch mit kurzer Verankerungslänge ein deutlich weiches Verbundverhalten und eine niedrigere Verbundfestigkeit aufweist. Die Ergebnisse sind in Bild 4.27 dargestellt. Aufgrund der weichen Lasteinleitung und der niedrigen Verbundfestigkeit des eingemörtelten Stabes bildet sich kein Querriss. Die Stäbe verhalten sich zu Beginn wie zwei Einzelverankerungen. Mit höherer Belastung wird bei beiden Stäben der Verbund in den tieferen Bereichen aktiviert, wobei aufgrund des Steifigkeitsunterschiedes wieder am unbelasteten Ende des steiferen Stabes – in diesem Fall der einbetonierte Stab – sich hohe lokale Verbundspannungen einstellen. Die Verbundspannungs-Verschiebungskurven zeigen, dass die beiden Stäbe etwa den Verschiebungen am belasteten Ende des jeweiligen Stoßes mit gleichem Verbundverhalten folgen. Zu beachten ist, dass bei dem Stoß etwa gleiche Bruchlasten erzielt wurden wie bei dem vergleichbaren Stoß nur mit eingemörtelten oder nur mit einbetonierten Bewehrungsstäben. Das weiche Verbundverhalten wirkt sich nicht negativ auf das Tragverhalten aus.

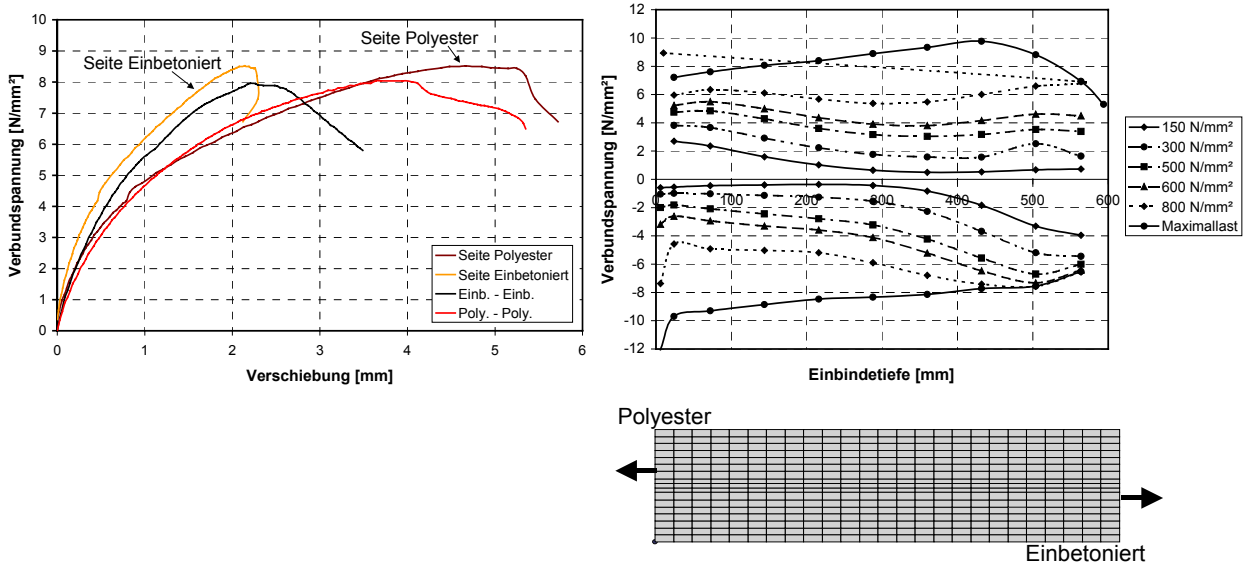


Bild 4.27 Verschiebungen am belasteten Ende, Verbundspannungsverteilung und Rissbild bei Bruchlast eines Übergreifungsstoßes bestehend aus einem einbetonierten und einem mit Polyester-System eingemörtelten Bewehrungsstab

Eine vergleichbare Steifigkeit wie das Polyester-System aber deutlich höhere Festigkeit zeigt das System Fiktiv A. Die Ergebnisse des Übergreifungsstoßes eines einbetonierten Stabes mit einem mit dem System Fiktiv A eingemörtelten Stab zeigt Bild 4.28. Bei dieser Kombination bildet sich etwa in der Mitte des Körpers ein Querriss, welcher zu der oben beschriebenen Aufteilung des Körpers in zwei Abschnitte und zu den Störungen in der Verbundspannungsverteilung führt. Dies steht im Gegensatz zu dem Verhalten des Stoßes nur aus mit System Fiktiv A eingemörtelten Stäben, bei dem sich der Querriss nicht so ausgeprägt bilden konnte, und zum Verhalten des Stoßes aus dem einbetonierten Stab und dem Polyester-System eingemörtelten Stab, bei welchem sich kein Riss bildete. Aus diesem Grund ist auch die Bruchlast niedriger als bei den beiden oben genannten Stoßen. Der Steifigkeitsunterschied zwischen eingemörteltem und einbetoniertem Stab ist in der Verbundspannungsverteilung nicht deutlich sichtbar. Auch die Bruchlast unterscheidet sich nicht signifikant von der eines komplett einbetonierten Bewehrungsstabes.

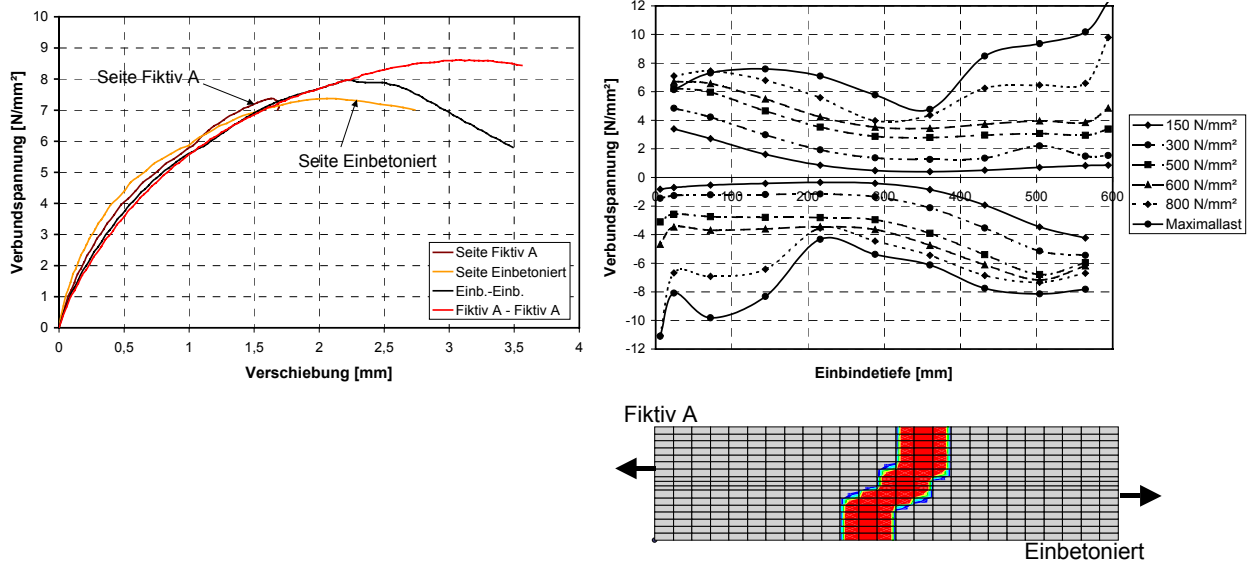


Bild 4.28 Verschiebungen am belasteten Ende, Verbundspannungsverteilung und Rissbild bei Bruchlast eines Übergreifungsstoßes bestehend aus einem einbetonierten und einem mit dem System Fiktiv A eingemörtelten Bewehrungsstab

Die Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit des einbetonierten Bewehrungsstabes liegt etwa im mittleren Bereich des Verhaltens der verschiedenen eingemörtelten Bewehrungsstäbe. Aus diesem Grund kann der Unterschied im Verbundverhalten eines einbetonierten und eines eingemörtelten Bewehrungsstabes nicht so groß sein wie es bei zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben möglich wäre. Um einen Bewehrungsstoß zweier Stäbe mit möglichst unterschiedlichem Verbundverhalten zu untersuchen, wurde deswegen ein Übergreifungsstoß bestehend aus zwei eingemörtelten Bewehrungsstäben simuliert. Gewählt wurde das Epoxid-System mit dem steifen Verbundverhalten und einer hohen Verbundfestigkeit und das Polyester-System mit dem weichen Verbundverhalten und der niedrigen Verbundfestigkeit (vgl. Bild 4.10). Sowohl in der Verbundspannungsverteilung, als auch bei den Verschiebungen an den belasteten Enden ist zu erkennen, dass die Lasteinleitung auf der Epoxid-Seite deutlich steifer ist als auf der Polyester-Seite. Auch die Querrisse treten weit auf der Seite des belasteten Endes des Epoxid-Stabes auf. Nach dem Auftreten des Querrisses muss ein Ausgleich der eingeleiteten Lasten in beiden Bereichen des Körpers gewährleistet sein. Wie oben bei den anderen Stoßversuchen beschrieben, treten am unbelasteten Ende des steiferen Stabes die höchsten Verbundspannungen auf. Die maximalen Verbundspannungen am belasteten Ende der Stäbe sind etwa gleich groß. Die Bruchlast des gemischten Übergreifungsstoßes ist etwa so hoch wie die kleinere der beiden Bruchlasten der Übergreifungsstöße mit gleichem Verbundverhalten beider Stäbe. Der maßgebliche Übergreifungsstoß ist in diesem Fall der Stoß mit Epoxid-System eingemörtelten Stäben. Das Tragverhalten des Stabes mit kleinerem Tragpotential wird maßgebend. Der Steifigkeitsunterschied zeigte keinen zusätzlichen signifikanten Einfluss auf die Bruchlast des gemischten Stoßes. Zu beachten ist, dass sich die Verschiebungen an den belasteten Stabenden deutlich unterscheiden, was an der weicheren Seite zu einem Problem mit der Gebrauchstauglichkeit führen kann.



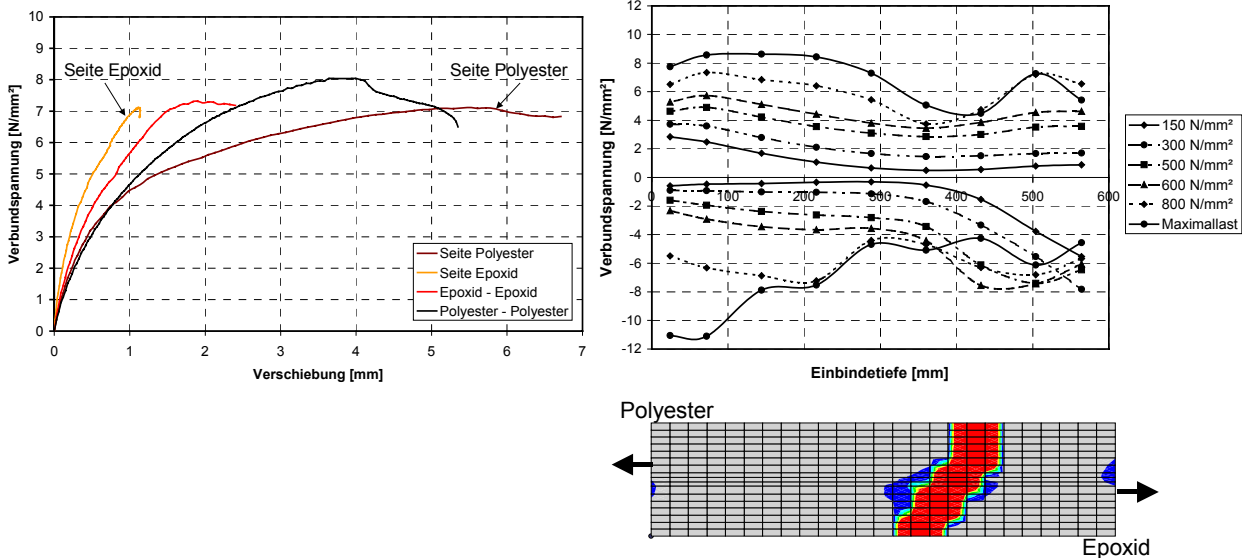


Bild 4.29 Verschiebungen am belasteten Ende, Verbundspannungsverteilung und Rissbild bei Bruchlast eines Übergreifungsstoßes bestehend aus einem mit Epoxyd-System eingemörtelten und einem mit Polyester-System eingemörtelten Bewehrungsstab

#### 4.4.3.4 Einfluss der Verbundeigenschaften auf Verschiebungen am Stabende unter Gebrauchslast

Bild 4.30 zeigt die Verschiebungen am belasteten Ende der simulierten Übergreifungsstöße bei Gebrauchslast nach *Eurocode 2 (1992)*, Bild 4.31 die Verschiebungen bei 2,1-facher Gebrauchslast. Dargestellt sind im Vergleich jeweils die Ergebnisse des Stoßes mit komplett einbetonierten Bewehrungsstäben, eines Stoßes mit komplett eingemörtelten Bewehrungsstäben und des Stoßes bestehend aus einem einbetonierten und dem jeweiligen eingemörtelten Bewehrungsstab. Beim Vergleich der Verschiebungen der komplett betonierten mit den komplett eingemörtelten Stößen sind die Steifigkeitsunterschiede deutlich sichtbar. Der Einfluss auf die Verschiebungen ist vergleichbar dem bei den simulierten Einzelauszugsversuchen. Bei den Übergreifungsstößen, bestehend aus einem einbetonierten und einem eingemörtelten Bewehrungsstab, ist zu erkennen, dass die gestoßenen Stäbe sich bei Gebrauchslast und 2,1-facher Gebrauchslast etwa vergleichbar verhalten wie bei dem jeweiligen Vergleichsstoß nur mit eingemörtelten oder nur mit einbetonierten Bewehrungsstäben. Bei diesem Belastungsniveau zeigt sich noch keine gegenseitige Beeinflussung aufgrund von Festigkeits- und Steifigkeitsunterschieden der gestoßenen Stäbe. Auf die Verschiebungen bei Gebrauchslast kann vom Verhalten des jeweiligen Stabes, ermittelt in einem Einzelauszugsversuch, geschlossen werden.

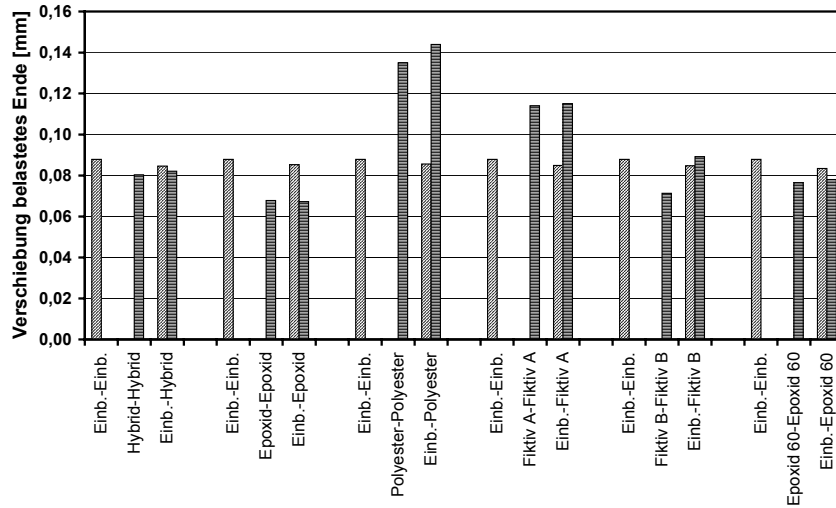


Bild 4.30

Verschiebungen an den belasteten Stabenden von simulierten Übergreifungsstößen bei Gebrauchslast nach *Eurocode 2 (1992)*

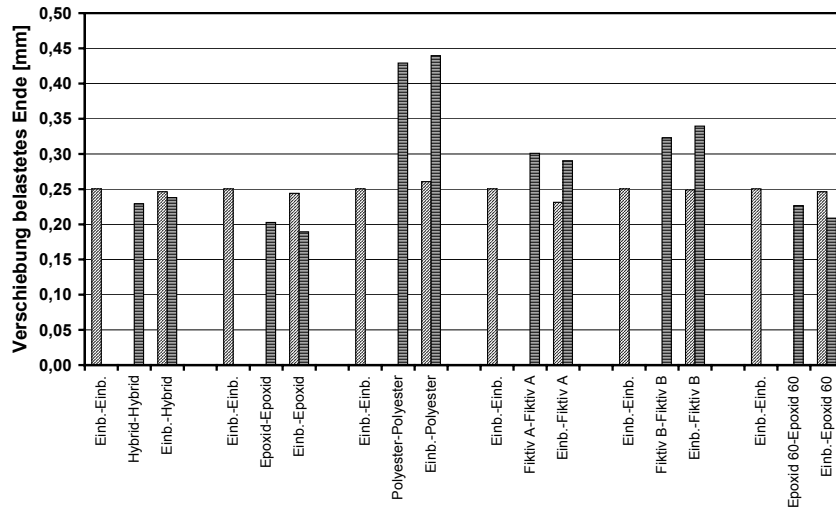


Bild 4.31

Verschiebungen an den belasteten Stabenden von simulierten Übergreifungsstößen bei 2,1-facher Gebrauchslast nach *Eurocode 2 (1992)*

## 5 Wertung der Untersuchungen und Empfehlung für die Bemessung

### 5.1 Wertung der Ergebnisse von Versuchen und numerischen Simulationen an Verankerungen und Übergreifungsstößen

#### 5.1.1 Allgemeines

Je nach geometrischen Randbedingungen treten bei Verankerungen mit einbetonierten sowie eingemörtelten Bewehrungsstäben verschiedene Brucharten bzw. Versagensarten auf. Bei Stäben mit großer Betondeckung oder bei Querdruck im Verankerungsbereich tritt das Versagen durch Herausziehen auf. Bei Verankerungen mit kleiner Betondeckung überschreiten die vom Bewehrungsstab erzeugten Spaltzugkräfte die Zugfestigkeit der Betondeckung und ein Versagen durch Spalten der Betondeckung bzw. Spalten des Bauteils tritt auf (vgl. Bild 2.14 und Bild 2.37). Das Tragverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben bei der Versagensart Herausziehen und der Versagensart Spalten wurde durch Auszugsversuche mit enger Abstützung untersucht (Bild 3.3 und Bild 3.4). Hier wurden die Bewehrungsstäbe durch das Loch einer Stahlplatte gezogen, über welche sich die Belastungsvorrichtung auf der Betonplatte abstützte. Auf diese Weise wurde in den Versuchen eine Kräftekonstellation erzeugt, welche sich vergleichbar im Stahlbeton einstellt, wenn ein verankerter Stab sich gegen eine ankommende Druckstrebe abstützt (vgl. Bild 2.6). Das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben mit unterschiedlichem Verbundverhalten wurde für verschiedene Verankerungslängen mittels numerischer Simulation untersucht (Abschnitt 4.3).

In vielen Fällen werden Bewehrungsstäbe nachträglich so eingemörtelt, dass die eingeleiteten Lasten auf die im Bauteil bestehende Bewehrung über schräge Druckstreben direkt weitergeleitet werden können. Diese Anschlüsse verhalten sich bezüglich ihres Kraftflusses wie Übergreifungsstöße, welche aber in diesem Fall aus einem eingemörtelten und einem einbetonierten Bewehrungsstab bestehen (vgl. Bild 2.9). Wie Einzelstäbe versagen auch Übergreifungsstöße je nach geometrischen Randbedingungen durch Spalten der Betondeckung oder des Bauteils (Bild 2.31) oder durch Herausziehen. Zum Untersuchen des Tragverhaltens dieser Übergreifungsstöße wurden Versuche an Balken und Plattenstreifen unter Biegebelastung (Abschnitt 3.3.2) und an Übergreifungsstößen in Bauteilen unter zentrischer Zugbelastung (Abschnitt 3.3.3) durchgeführt. Zudem wurden FE-Simulationen von Übergreifungsstößen durchgeführt, wobei die Verbundeigenschaften der gestoßenen Stäbe jeweils variiert wurden (Abschnitt 4.4).

Im Folgenden wird das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben für die beiden Versagensarten Herausziehen und Spalten getrennt auf Basis der Untersuchungen beschrieben und bewertet.

#### 5.1.2 Versagensart Herausziehen

Das Tragverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben ist neben den Materialeigenschaften des Betons maßgeblich von der Rippengeometrie des Bewehrungsstabes abhängig (vgl. Abschnitt 2.5.1.3.5). Maßgebliche Variable ist hierbei die bezogene Rippenfläche  $f_R$  (Bild 2.19). Der Einfluss der Betoneigenschaften auf die Verbundfestigkeit wird in der Literatur verschieden bewertet und bewegt sich je nach Quelle  $\tau \sim f_{cc}$  bis  $\tau \sim \sqrt{f_{cc}}$  (Abschnitt 2.5.1.3.2), wobei keine Begrenzung für höhere Betonfestigkeiten angegeben wird. Der Feuchtigkeitsgehalt des Betons beeinflusst nicht

die Verbundfestigkeit von einbetonierten Stäben. Ebenso hat der Stabdurchmesser keinen signifikanten Einfluss auf die übertragbare Verbundfestigkeit. Demgegenüber hat die Lage des einbetonierten Stabes einen Einfluss auf das Tragverhalten von einbetonierten Stäben – unterschieden wird in einen guten und einen schlechten Verbundbereich (Abschnitt 2.5.1.3.3).

Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben zeigt sich kein so gleichförmiges Bild. Der maßgebliche Einflussfaktor ist das verwendete Verbundmörtelsystem. Je nach Eigenschaften des Verbundmörtels haben Material- und Geometrieparameter sowie die Art des Installationsprozesses einen unterschiedlich gearteten Einfluss bzw. keinen Einfluss auf das Tragverhalten der eingemörtelten Stäbe. Aus diesem Grund können in den meisten Fällen auch keine generellen Angaben zum Einfluss der verschiedenen Parameter gemacht werden. Zur Einschätzung des Tragverhaltens von eingemörtelten Stäben mit einem bestimmten Verbundmörtelsystem sind deswegen auch jeweils spezielle Untersuchungen zum Einfluss der verschiedenen Material-, Geometrie- sowie Installationsparameter notwendig.

Der Einfluss des Stabdurchmessers (Abschnitt 2.6.4.6 und 3.2.6.4) und der Einfluss der Größe des Ringspalts zwischen Stab und Beton (Abschnitt 3.2.6.5) ist ebenso abhängig vom verwendeten Verbundmörtelsystem wie der Einfluss der Betonfestigkeit. Hierbei zeigten Versuche, dass bei eingemörtelten Stäben je nach Mörtelfestigkeit die Verbundfestigkeit nur bis zu einer bestimmten Betonfestigkeit ansteigt (Abschnitt 3.2.6.7). Auch der Einfluss der Installationsparameter wie Bohrfverfahren (3.2.6.8) und Bohrlochreinigung (Abschnitt 2.6.4.2 und 3.2.6.6) sind je nach Mörtel-eigenschaften unterschiedlich. Beim Einfluss der Bohrlochreinigung ist zudem zu beachten, dass dieser je nach Feuchtigkeit des Betons unterschiedlich stark sein kann. So hat bei Kunstharzmörtel die Bohrlochreinigung im feuchten Beton einen deutlich stärkeren Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Auf der anderen Seite kann sich Feuchtigkeit im Beton auch positiv auf das Tragverhalten von Stäben auswirken, welche mit reinen Zementsystemen eingemörtelt wurden.

Zu beachten ist, dass die Temperatur im Gegensatz zu einbetonierten Stäben bei eingemörtelten Stäben (Mörtel auf Kunstharzbasis) einen deutlichen Einfluss zeigt (Abschnitt 2.6.4.5 und 3.2.6.9). Schon bei in normalen Anwendungen möglichen Temperaturen von 40° C sind je nach Verbundmörtel Abminderungen der Verbundfestigkeit zu den Werten bei 20° C möglich. Aber speziell bei höheren Temperaturen bis 200° C, bei welchen einbetonierte Stäbe noch die volle Verbundfestigkeiten übertragen können, zeigen die in Abschnitt 3.2.6.9 getesteten auf Kunstharz basierenden Verbundmörtel Abminderungen von bis zu 80%. Es ist anzunehmen, dass diese Abminderungen je nach Mörtel-eigenschaften noch größer sein können. Bei Mörteln auf Zementbasis ist ein solcher Einfluss der Temperatur nicht zu erwarten.

Weiterhin zeigen sich Unterschiede von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben im gerissenen Beton. Bei Rissen parallel zum verankerten Stab mit einer in der Praxis üblichen Rissbreite von  $w = 0,3$  mm ergibt sich bei einbetonierten Stäben eine Abminderung von ca. 25%; bei eingemörtelten Stäben von 50% (Abschnitt 2.5.1.3.6 und 2.6.4.10).

Positiv kann sich auch je nach Verbundmörtel eine verlängerte Aushärtezeit auf das Tragverhalten der eingemörtelten Stäbe auswirken. Wie in Abschnitt 3.2.6.10 beschrieben, wurden bei den sogenannten Hybrid-Systemen nach 1000 h Aushärtezeit 40% höhere Verbundfestigkeiten als bei Min-

destaushärtezeit erzielt. Dies ist auf die Nacherhärtung des Zementanteils im Mörtel zurückzuführen.

Auf der anderen Seite kann der Angriff von Medien über einen längeren Zeitraum auf die eingemörtelten Stäbe zu einer Abminderung der Verbundfestigkeit führen. Zudem können sich Systeme unter Frost-Tauwechsel Belastung und unter Dauerlast unterschiedlich verhalten.

Finite-Elemente-Simulationen von Einzelstäben zeigen, dass je nach Duktilität und Lastumlagerungsfähigkeit des jeweiligen Systems ein Einfluss der Einbindetiefe auf die mittlere Verbundfestigkeit bestehen kann. Steife, nicht duktile Systeme ermöglichen bei großen Verankerungslängen keine effiziente Lastumlagerung, was zu einer Abminderung der mittleren Verbundfestigkeit führt (Bild 4.15). Die Steifigkeit des Verbundmörtelsystems beeinflusst ebenso maßgeblich die Verschiebungen bei Gebrauchslast. Die Verschiebungen sind bei weichen Systemen deutlich größer als bei steifen Systemen. Zu beachten ist aber, dass bei steifen und niedrigfesten Systemen bei großen Verankerungslängen ebenfalls höhere Verschiebungen auftreten können, da hier die mangelnde Duktilität des Verbundes eine Lastumlagerung in tiefere Verbundbereiche schon bei niedrigen Lasten notwendig macht (Bild 4.19).

Werden Stäbe in Bauteile mit einer bestehenden Bewehrung eingemörtelt, erhält man einen Übergreifungsstoß, bestehend aus einem einbetonierten und einem eingemörtelten Bewehrungsstab (Bild 2.9). Wie in Bild 3.9 dargestellt, kann sich das Verbundverhalten der eingemörtelten und der einbetonierten Bewehrungsstäbe deutlich unterscheiden. Das Tragverhalten von Übergreifungsstößen, bestehend aus zwei Stäben mit gleichem oder unterschiedlichem Verbundverhalten, wurde mit Hilfe von Finite-Elemente-Simulationen untersucht. Sind die eingeleiteten Lasten der gestoßenen Stäbe im Verhältnis zum Querschnitt des Betonkörpers gering, bilden sich keine Querrisse (Bild 4.24 (b,d)). Diese Übergreifungsstöße verhalten sich im Tragverhalten näherungsweise vergleichbar wie zwei verankerte Einzelstäbe. Werden höhere Lasten eingeleitet, bilden sich Querrisse, welche den Betonkörper in verschiedene Abschnitte aufteilen. Nach der Rissbildung müssen die in jedem Abschnitt von einem Stab eingeleiteten Lasten vom anderen Stab aufgenommen werden. Sind die Verbundsteifigkeiten der gestoßenen Stäbe verschieden hoch, so bilden sich der Querriss bzw. die Querrisse näher auf der Seite des belasteten Endes des steiferen Stabes. Der Verbund wird im Bereich der Risse gestört, weswegen die mittleren Verbundspannungen beim Versagen geringer sind als bei einem Einzelstab. Auch auf die Verbundspannungsverteilung wirken sich unterschiedliche Verbundsteifigkeiten der gestoßenen Stäbe aus. Bei niedrigen Lasten werden am belasteten Ende des steiferen Stabes schneller höhere Verbundspannungen aktiviert. Bei hohen Lasten treten konzentriert hohe Verbundspannungen auf der unbelasteten Seite des steiferen Stabes auf. Zu beachten ist aber, dass sich die maximalen Verbundspannungen am belasteten Ende des steifen und des weichen Stabes nicht signifikant unterscheiden (Bild 4.25). Bei der Bruchlast des Übergreifungsstoßes, bestehend aus zwei Stäben mit unterschiedlichem Verbundverhalten, ist die Tragfähigkeit des schwächeren Stabes maßgeblich. Die Untersuchungen zeigen zudem, dass der Einfluss der Verbundeigenschaften auf die Bruchlasten bei Stößen und Einzelauszugsversuchen etwa gleich sind. Wie oben beschrieben, können aufgrund fehlender Rissbildung bei Systemen mit kleiner Verbundfestigkeit auch beim Übergreifungsstoß im Vergleich höhere Lasten übertragen werden. Auf der sicheren Seite liegend kann auf Basis der Finite-Elemente-Untersuchungen an Übergreifungsstößen und Einzelstäben vom Tragverhalten der jeweiligen einbetonierten und eingemörtelten Einzelstäbe auch auf das Stoßtragverhalten dieser

geschlossen werden. Die Simulationen von Übergreifungsstößen zeigen zudem einen vergleichbaren Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Verschiebungen am belasteten Ende bei Gebrauchslast wie die jeweils vergleichbaren Einzelstäbe. Dies gilt auch für Übergreifungsstöße, bestehend aus zwei Stäben mit unterschiedlichem Verbundverhalten (Bild 4.30).

Aus den oben genannten Gründen müssen die zulässigen Verbundfestigkeiten bei der Versagensart Herausziehen für jedes System auf Basis folgender Randbedingungen bestimmt werden:

- Die Verbundmörtelsysteme müssen mit den für dieses System spezifizierten Installationswerkzeugen und der vorgegebenen Installationsprozedur getestet und bewertet werden. Zudem sind die Versuche mit den vorgegebenen geometrischen Randbedingungen (Bohrdurchmesser zu Stabdurchmesser) durchzuführen.
- Die Installation muss in den für das jeweilige System und Reinigungsart kritischen Untergrundbedingungen untersucht werden.
- Der Einfluss von Durchmesser und Einbindetiefe ist für jedes System und jede Installationsmethode zu ermitteln.
- Der Einfluss der Temperatur auf das Tragverhalten ist für das jeweilige System zu ermitteln.
- Ein möglicherweise positiver Effekt von langer Aushärtezeit auf die Verbundfestigkeit ist für jedes System zu ermitteln.
- Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit und zum Verhalten unter Dauerlast sind für jedes System durchzuführen.
- Die Verbundduktilität bzw. Lastumlagerungsfähigkeit ist für jedes System zu bewerten.

### **5.1.3 Versagensart Spalten**

Umfangreiche Vergleichsversuche von Verankerungen mit einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben mit kleiner Betondeckung wurden durchgeführt. Das Spaltversagen tritt bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben gleichermaßen auf. Bei der Belastung der Stäbe werden Spaltzugkräfte erzeugt. Überschreiten die Spaltzugkräfte die Zugfestigkeit der Betondeckung, kommt es zu einem spröden Versagen der Bewehrungsstäbe bei verminderter Last. Übertragen die eingemörtelten Bewehrungsstäbe bei Versuchen mit großer Betondeckung und der Versagensart Herausziehen höhere Verbundfestigkeiten als ein einbetonierter Stab, so übertragen sie bei kleiner Betondeckung und der Versagensart Spalten etwa ähnliche Verbundfestigkeiten wie die vergleichbaren einbetonierten Stäbe. Die höheren Verbundfestigkeiten der Verbundmörtel können am Rand nicht signifikant genutzt werden (vgl. Bild 3.15 und Bild 3.16). Im Gegensatz dazu zeigten Systeme mit einem weicherem Verbundverhalten und geringerer Verbundfestigkeit bei Versuchen mit großer Betondeckung auch bei Versuchen am Rand bei einer Versagensart Spalten im Vergleich kleinere Verbundfestigkeiten (vgl. Bild 3.12). Ist die Verbundfestigkeit sehr gering, wie z.B. bei schlechter Bohrlochreinigung, ist die übertragbare Verbundfestigkeit bei Stäben mit großer und kleiner Betondeckung etwa gleich hoch, da mit der übertragbaren Verbundfestigkeit kein Spalten erzeugt werden kann.

Das Tragverhalten von Bewehrungsanschlüssen mit Lastweiterleitung auf eine bestehende Bewehrung wurde an nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen in Balken und Plattenstreifen unter Momentenbeanspruchung untersucht. Je nach geometrischen Randbedingungen

treten nach *Eligehausen (1979)* unterschiedliche Brucharten auf (vgl. Bild 2.31). Probekörper mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben und komplett einbetonierten Bewehrungsstäben wurden vergleichend geprüft. Verwendet wurden zwei sogenannte Hybrid-Systeme, welche ein vergleichbares Verbundverhalten ermöglichen wie einbetonierte Bewehrungsstäbe (vgl. Bild 3.9). Zusätzlich wurden Versuche mit einem Vinylester-System gefahren, welches geringfügig kleinere Verbundfestigkeiten (vgl. Bild 3.12) und ein etwas weiches Verbundverhalten ermöglicht als ein einbetonierter Stab. Die Versuche sind in Abschnitt 3.3.2 beschrieben. Variiert wurden die geometrischen Randbedingungen, so dass alle Brucharten nach *Eligehausen (1979)* bei mindestens einer Versuchsreihe auftraten.

Zudem wurden Versuche an Übergreifungsstößen in Bauteilen unter zentrischer Zugbelastung durchgeführt. Wieder wurden im Vergleich komplett einbetonierte Übergreifungsstöße und Übergreifungsstöße bestehend aus einem einbetonierten und einem eingemörtelten Bewehrungsstab geprüft. Die erste Versuchsreihe wurde an Bauteilen ohne Querbewehrung durchgeführt. Verwendet wurde ein Hybrid-System. Variiert wurde der lichte Abstand zwischen den Übergreifungsstößen. Bei der zweiten Versuchsreihe wurde eine bügelartige Querbewehrung nach *Eurocode 2 (1992)* eingelegt. Variiert wurden das Verbundmörtelsystem (Hybrid-System, Epoxid-System, Polyester-System, Zement-System). Die Versuche an Übergreifungsstößen unter zentrischer Zugbelastung sind in Abschnitt 3.3.3 beschrieben.

Zur Bewertung der Versuche an Übergreifungsstößen wurden die Versuchsergebnisse mit den Bemessungsformeln nach *Eligehausen (1979)* verglichen. Mit diesen Formeln kann die Stahlspannung beim Bruch von einbetonierten Übergreifungsstößen mit und ohne Querbewehrung berechnet werden. Der Bemessungsansatz wurde auf Basis von Versuchsergebnissen und Finite-Elemente-Untersuchungen entwickelt. Die geometrischen Randbedingungen, welche für die Bemessung maßgeblich sind, sind in Bild 5.1 schematisch dargestellt.

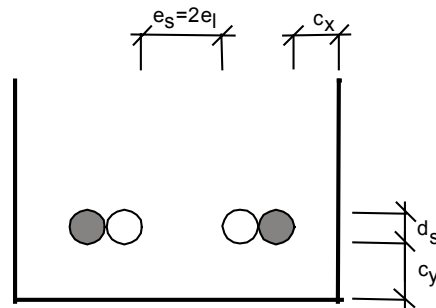


Bild 5.1 Geometrische Größen nach *Eligehausen (1979)*

Nach diesem Bemessungsansatz stellen sich je nach geometrischen Randbedingungen unterschiedliche Brucharten ein. Bei engem Stoßabstand  $e_s$  und großer unterer Betondeckung  $c_y$  verläuft der Spaltriss in Höhe der Stoßebene (Bruchart A). Bei größerem Stoßabstand  $e_s$  und kleiner unterer und seitlicher Betondeckung ( $c_x; c_y$ ), verlaufen die Spaltrisse zur seitlichen und unteren Betondeckung, wobei je nach Stoßabstand zusätzlich ein Spaltriss zwischen den Stößen verlaufen kann (Bruchart B). Bei großer seitlicher Betondeckung  $c_x$  und kleiner unterer Betondeckung  $c_y$  verlaufen die Spaltrisse nur zur unteren Betondeckung bzw. zwischen den Stößen und zur unteren Betondeckung (Bruchart C). Die verschiedenen Brucharten sind in Bild 2.31 inkl. der jeweiligen Randbedingungen dargestellt.

Je nach Bruchart wird die Stoßtragfähigkeit von Übergreifungsstößen mit einer speziellen Bemessungsgleichung berechnet. Die übertragbare mittlere Stahlspannung  $f_{Rm}(S)$  setzt sich additiv aus dem Traganteil des Betons und der Querbewehrung zusammen. Diese sind im Folgenden aufgeführt (Gleichung (5.1) bis (5.5)) und gelten für Übergreifungsstöße.

$$f_{Rm}(S) = f_{Rm}^B + f_{Rm}^{QB} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.1)$$

Der Traganteil des Betons berechnet sich wie folgt:

$$f_{Rm}^B \quad \text{Mittelwert der Stahlspannung, Traganteil des Betons} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Bruchart A:

$$f_{Rm}^B = 5,3 \cdot \left( \frac{e_s}{d_s} \right)^{0,5} \cdot (f_{cc})^{0,5} \cdot \left( \frac{l_s}{d_s} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \quad (5.2)$$

mit

$e_s$  Spaltfläche pro Stoß ( $e_s = c_x + e_l$ ) [mm]

$d_s$  Stabdurchmesser [mm]

$f_{cc}$  Würfeldruckfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]

$l_s$  Übergreifungslänge [mm]

$K = k_d \cdot k_q \cdot k_v$

$k_d$  Faktor zur Berücksichtigung des Durchmessers

$$= (10/d_s)^{0,5} \geq 0,75$$

$$\leq 1,10$$

$k_q$  Faktor zur Berücksichtigung ungleicher Stahlspannungen an den Stoßenden

$$= \frac{2}{1 + k_l}$$

$k_v$  Faktor zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen (definiert in *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)*)

= 1,0 für gute Verbundbedingungen;

= 0,85 für schlechte Verbundbedingungen

Bruchart B:

$$f_{Rm}^B = 5,8 \cdot \left( \frac{e_s}{c_y} \right)^{0,25} \cdot \left( \frac{c_y}{d_s} \right)^{0,5} \cdot \left( \frac{c_x}{e_l} \right)^{0,06} \cdot (f_{cc})^{0,5} \cdot \left( \frac{l_s}{d_s} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \quad (5.3)$$

mit

$e_s$  Spaltfläche pro Stoß ( $e_s = 2 c_x$ ) [mm]

Bruchart C:

$$f_{Rm}^B = 9,75 \cdot \left( \frac{c_y}{d_s} \right)^{0,5} \cdot (f_{cc})^{0,5} \cdot \left( \frac{l_s}{d_s} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \quad c_y \leq 2,5 d_s \quad (5.4a)$$

$$f_{Rm}^B = 12,27 \cdot \left( \frac{c_y}{d_s} \right)^{0,25} \cdot (f_{cc})^{0,5} \cdot \left( \frac{l_s}{d_s} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \quad c_y > 2,5 d_s \quad (5.4b)$$



Der Traganteil aus Querbewehrung berechnet sich wie folgt:

$f_{Rm}^B$  Mittelwert der Stahlspannung, Traganteil der Querbewehrung [N/mm<sup>2</sup>]

$$f_{Rm}^B = 6,0 \cdot \left( \frac{2 \cdot \Sigma A_{st} \cdot f_{yt}}{A_s} \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{Ein Bügel umschließt einen Übergreifungsstoß} \quad (5.5a)$$

$$f_{Rm}^B = 6,0 \cdot \left( \frac{\Sigma A_{st} \cdot f_{yt}}{A_s} \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{Ein Bügel umschließt zwei Übergreifungsstöße} \quad (5.5b)$$

$$f_{Rm}^B = 1,8 \cdot \left( \frac{A_{st} \cdot f_{yt}}{A_s} \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{Gerade, außen angeordnete Querbewehrung} \quad (5.5c)$$

mit

$\Sigma A_{st}$  Summe des Querschnitts der Querbewehrung im Stoßbereich [mm<sup>2</sup>]  
 $= n A_{st}$

$A_{st}$  Querschnitt eines Stabes der Querbewehrung [mm<sup>2</sup>]

$n$  Zahl der Stäbe der Querbewehrung

$A_s$  Querschnitt eines gestoßenen bzw. verankerten Stabes

$f_{yt}$  Nennwert der Streckgrenze der Querbewehrung  $\leq 300$  N/mm<sup>2</sup> [N/mm<sup>2</sup>]

Dieser Bemessungsansatz wurde auf die in Abschnitt 3.3 beschriebenen Versuchskörper angewandt und die Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen. Zusätzlich zu den Versuchsergebnissen sind in den Bildern die bei Stoßversuchen üblichen 5% und 95% - Fraktilewerte des Streubereiches mit eingezeichnet.

Bild 5.2 zeigt einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen nach *Eligehausen (1979)*. Betrachtet wurden hier nur die Versuche an Balken und Plattenstreifen unter Momentenbelastung. Zu beachten ist, dass hier das Einmörteln der Bewehrungsstäbe nur mit Systemen durchgeführt wurde, welche eine ähnliche Verbundsteifigkeit und eine etwa vergleichbare Verbundfestigkeit wie die einbetonierten Stäbe aufweisen. Deutlich sichtbar ist, dass die Versuche mit eingemörtelten Stäben sowie die Versuche mit einbetonierten Übergreifungsstößen mit diesem Bemessungsansatz hinreichend genau berechnet werden können und sich die Ergebnisse in dem üblichen Streubereich befinden.

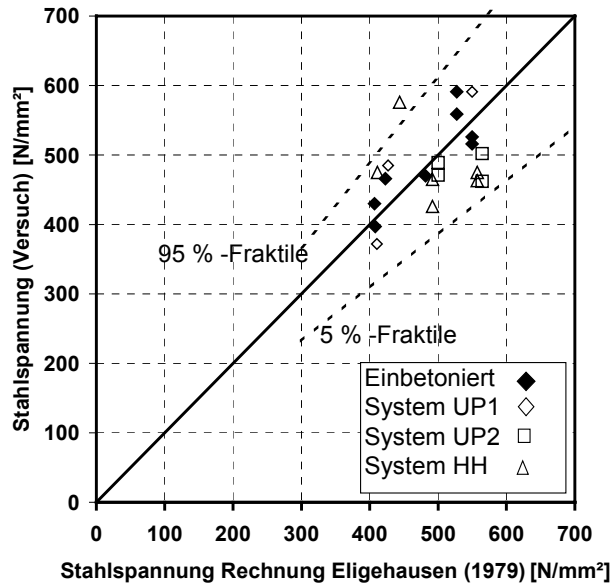
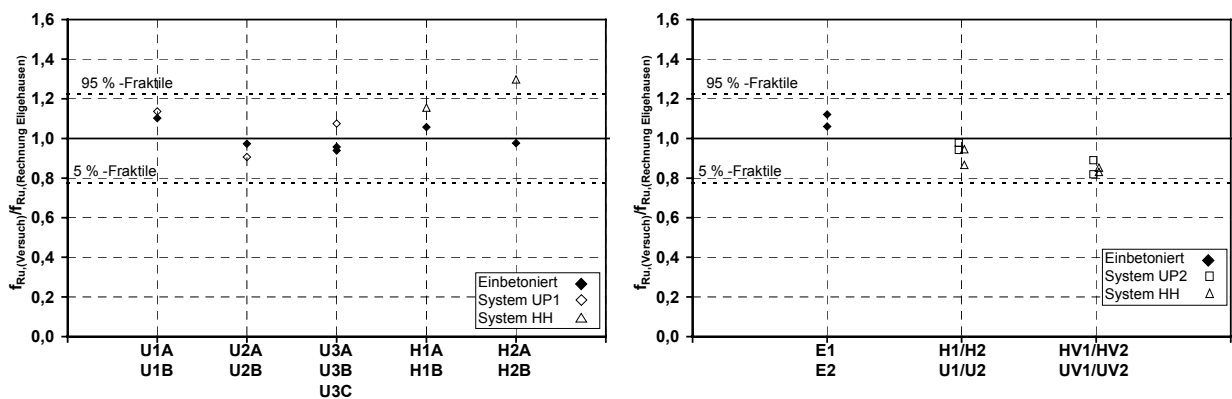


Bild 5.2 Vergleich der gemessenen und rechnerischen Stahlspannungen nach *Eligehausen (1979)* für Übergreifungsstöße in Balken und Plattenstreifen unter Momentenbelastung (Abschnitt 3.3.2)

Bild 5.3 zeigt das Verhältnis der rechnerischen zur tatsächlichen Bruchlast, aufgetragen getrennt für die verschiedenen Versuchsreihen. Deutlich sichtbar ist, dass bei allen Brucharten einbetonierte und eingemörtelte Übergreifungsstöße etwa vergleichbare Bruchlasten erreichen. Die Werte liegen immer im üblichen Streubereich. Sichtbar ist auch, dass bei den Versuchen an Platten mit Querbewehrung und unterschiedlich angeordneter Anschlussbewehrung (Abschnitt 3.3.2.6) ebenfalls alle Versuchsergebnisse im üblichen Streubereich liegen (Bild 5.3 (b)). Der bei diesen Versuchen gemessene Unterschied zwischen einbetonierten und eingemörtelten Übergreifungsstößen ist nicht maßgeblich, da die Bruchlasten der einbetonierten Bewehrungsstöße sich im oberen Bereich des Streubandes und die eingemörtelten Übergreifungsstöße im unteren Bereich des Streubandes befinden.



(a) Ergebnisse Balken und Plattenstreifen (Abschnitte 3.3.2.3 bis 3.3.2.5)

(b) Ergebnisse Platten mit unterschiedlicher Stoßanordnung (Abschnitt 3.3.2.6)

Bild 5.3 Verhältnis der gemessenen zu rechnerischen Stahlspannungen nach *Eligehausen (1979)* für Übergreifungsstöße in Balken und Plattenstreifen unter Momentenbelastung (Abschnitt 3.3.2); getrennt nach Versuchsreihe dargestellt

In Bild 5.4 ist der Einfluss der Übergreifungslänge, des Stabdurchmessers, des Längsbewehrungsgrades und der Bruchart auf den Bemessungsansatz nach *Eligehausen (1979)* für die Versuchsergebnisse dargestellt. Diese Auswertung zeigt auch für die einzelnen Versuchparameter eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung sowie zwischen einbetonierten und mit den hier verwendeten Systemen eingemörtelten Übergreifungsstößen.

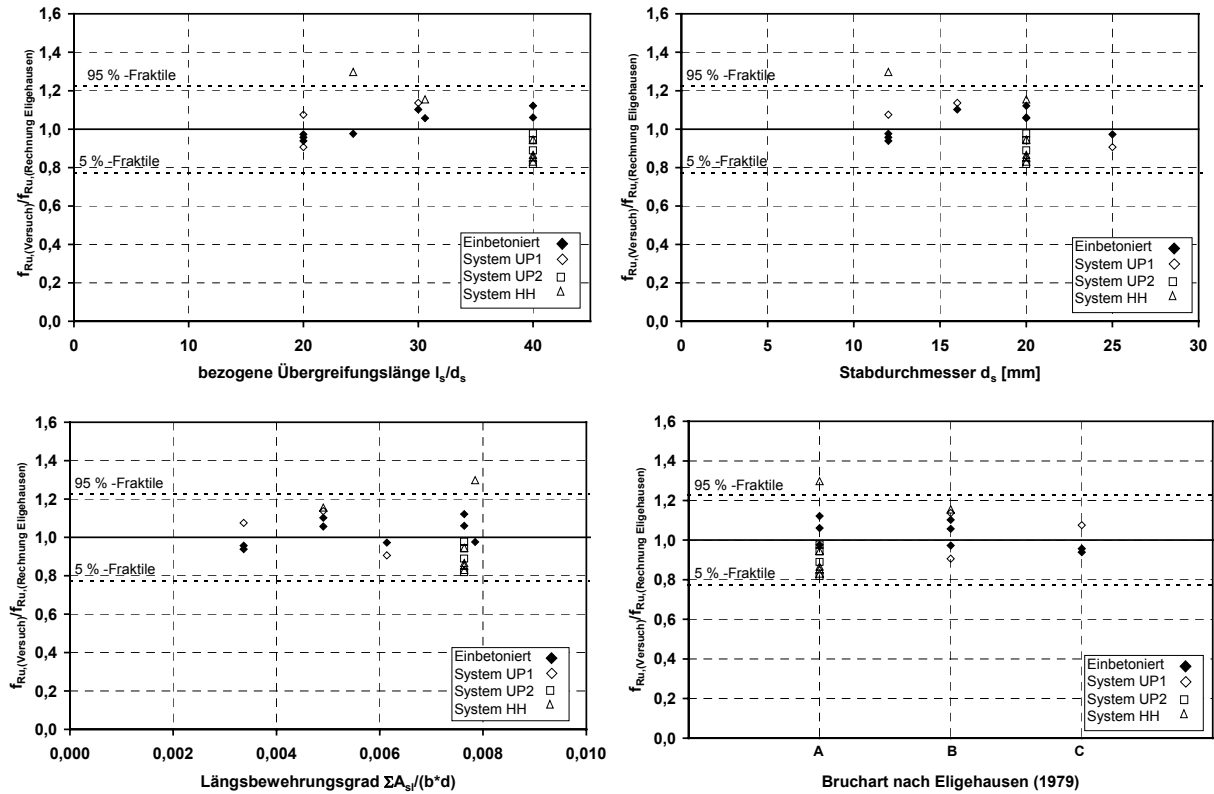


Bild 5.4 Einfluss Übergreifungslänge, Stabdurchmesser, Längsbewehrungsgrad und Bruchart auf den Ansatz von *Eligehausen (1979)* für Übergreifungsstöße in Balken und Plattenstreifen unter Momentenbelastung (Abschnitt 3.3.2)

An Dehnkörpern ohne Querbewehrung wurde der Einfluss des lichten Stoßabstandes auf das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Übergreifungsstößen untersucht. Zum nachträglichen Einmörteln der Stäbe wurde ein Hybrid-System verwendet, welches eine etwa gleiche Verbundsteifigkeit und –festigkeit der eingemörtelten Stäbe ermöglicht wie einbetonierte Bewehrungsstäbe. Ein Vergleich Versuch zu Rechnung nach *Eligehausen (1979)* ist in Bild 5.5 in Abhängigkeit vom lichten Stoßabstand dargestellt. Alle Versuche dieser Versuchsreihe bewegen sich am unteren Rand des üblichen Streubereiches. Da einbetonierte sowie eingemörtelte Übergreifungsstöße auf gleichem Niveau von den Rechenergebnissen überschätzt werden ist anzunehmen, dass bei dieser Betrachtung ein Materialparameter der Versuche nicht genau erfasst wurde. Zu beachten ist aber, dass der Einfluss des lichten Stoßabstandes bei einbetonierten sowie eingemörtelten Übergreifungsstäben vergleichbar ist und durch die Bemessungsformel nach *Eligehausen (1979)* genau beschrieben wird.

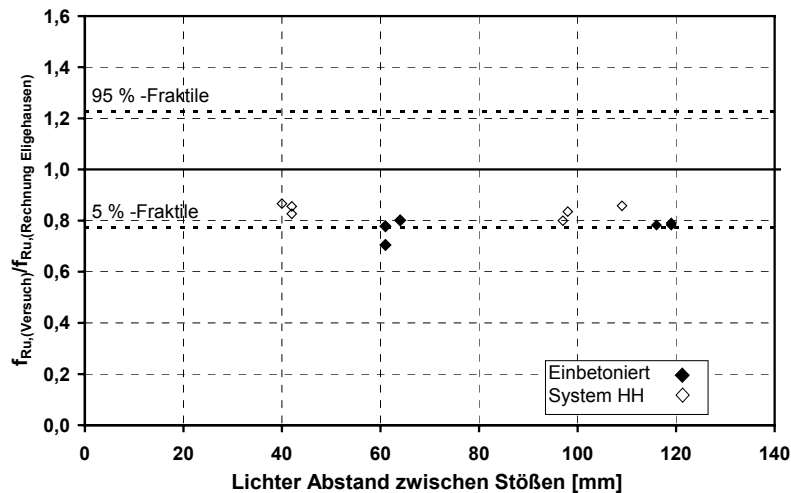


Bild 5.5 Vergleich der gemessenen und rechnerischen Stahlspannungen nach *Eligehausen (1979)* für Übergreifungsstöße in Dehnkörpern ohne Querbewehrung; Einfluss lichter Stoßabstand (Abschnitt 3.3.3)

Der Einfluss des Verbundmörtelsystems auf das Tragverhalten von Übergreifungsstößen wurde an Dehnkörpern mit Querbewehrung durchgeführt (Abschnitt 3.3.3). Untersucht wurde ein Hybrid-Mörtel, ein Zementmörtel, ein Epoxidmörtel und ein Polyesteremörtel. Zum Vergleich wurden Versuchskörper mit nur einbetonierten gestoßenen Bewehrungsstäben untersucht. Einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Bemessungsansatz nach *Eligehausen (1979)* zeigt Bild 5.6. Die Bruchlast des einbetonierten Bewehrungsstoßes wurde von der Bemessungsgleichung exakt erfasst. Die Versuche mit dem Hybrid-System, dem Zement-System und dem Epoxid-System zeigten ebenfalls Bruchlasten im üblichen Streubereich. Die höhere Steifigkeit des Epoxid-Systems und des Zement-Systems zeigte bei den hier durchgeführten Versuchen keinen signifikanten Einfluss. Ebenso beeinflusste die niedrigere Verbundfestigkeit des Zement-Systems das Tragverhalten nicht negativ, da hier das Spaltversagen vor dem Erreichen der Verbundfestigkeit auftrat. Lediglich die Versuche mit dem im Vergleich zu einbetonierten Stäben weicheren und niedrigerfesten System zeigten Bruchlasten außerhalb des üblichen Streubereichs. Wie in Abschnitt 3.3.3.5 beschrieben ist anzunehmen, dass durch ein frühes Lösen des Verbundes zwischen Mörtel und Beton größere Spaltkräfte auftraten, wodurch das Spaltversagen bei einer niedrigeren Last auftrat.

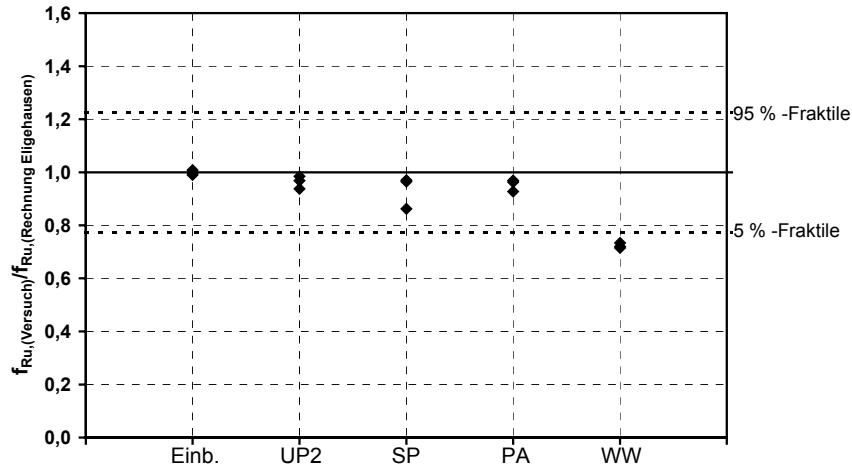


Bild 5.6 Vergleich der gemessenen und rechnerischen Stahlspannungen nach *Elgehausen (1979)* für Übergreifungsstöße in Dehnkörpern mit Querbewehrung; Einfluss Verbundmörtelsystem (Abschnitt 3.3.3)

Die Entwicklung der Spaltkräfte bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben ist schematisch in Bild 5.7 dargestellt. An dieser Darstellung kann der oben beschriebene Einfluss des Verbundmörtels auf die Spaltkraftentwicklung verdeutlicht werden. Tritt das Versagen des eingemörtelten Stabes zwischen Stab und Mörtel auf und löst sich der Verbund zwischen Mörtel und Beton nicht, werden die Spaltkräfte durch die Rippen des Bewehrungsstabes erzeugt. Vom Mörtel werden sie direkt in den Beton weitergeleitet. Beim einbetonierten Stab werden die Spaltkräfte durch die Rippen im Beton aktiviert. In diesem Fall sind die Spaltkräfte unabhängig von den sonstigen Mörtel­eigenschaften bei eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben gleich. Dies erklärt die vergleichbaren Bruchlasten der eingemörtelten und einbetonierten Übergreifungsstöße, wenn ein höherfestes System verwendet wird. Die Verbundsteifigkeit hat keinen signifikanten Einfluss. Tritt das Versagen zwischen Mörtel und Beton auf, werden aufgrund der größeren Verschiebungen in dieser Schicht zusätzlich größere Spaltkräfte aktiviert als beim einbetonierten Stab. Dies war bei den Versuchen mit dem weichen und niedrigfesten Polyester-System der Fall und führte zu einem Spaltversagen bei niedrigerer Last als beim einbetonierten Übergreifungsstoß.

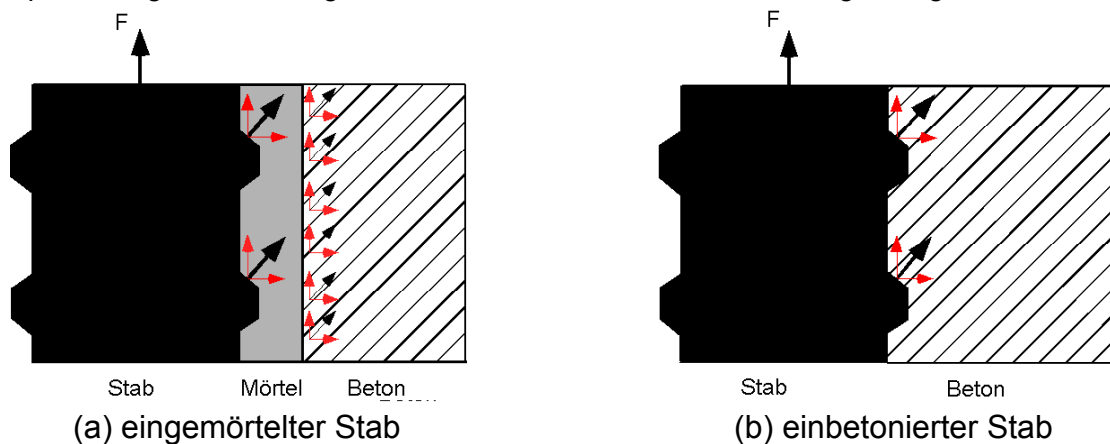


Bild 5.7 Schematische Darstellung der Spaltkraftentwicklung bei einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben

Zusammenfassend können folgende Feststellungen getroffen werden:

- 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.
- Ein steiferes Last-Verschiebungsverhalten zeigte bei den untersuchten Zement- und Epoxid-Systemen keinen negativen Einfluss auf das Spaltversagen.
- Verhält sich das Verbundmörtelsystem sehr weich bzw. löst sich der Verbund zwischen Mörtel und Beton (Loss of Adhesion, vgl. Abschnitt 2.6.3) schon bei niedriger Last, dann kann auch ein Spaltversagen bei verminderter Last auftreten.
- Bei den untersuchten Betondeckungen ( $c = 2 d_s$  (Hammerbohrverfahren) bzw.  $c = 2,5 d_s$  (Rressluftbohrverfahren)) und lichten Abständen ( $e = 4 d_s$ ) der eingemörtelten Stäbe wurde keine Vorschädigung der Betondeckung oder des Bauteils durch das Erstellen der Bohrlöcher festgestellt.

## 5.2 Bemessungsvorschlag

### 5.2.1 Allgemeines

Ziel war es, ein Bemessungskonzept zu entwickeln, welches die tatsächlichen geometrischen Randbedingungen, die vorhandene Querbewehrungssituation sowie die tatsächliche Tragfähigkeit des Verbundmörtelsystems berücksichtigt. Als Teilsicherheitsbeiwerte wurden die Regelungen nach *Eurocode 2 (1992)* in der Ableitung angesetzt. Diese wurden aber in der Ableitung so aufgeführt, dass bei abweichenden Sicherheitsanforderungen im Anwendungsbereich diese angepasst werden können.

Weiterhin war es ein Ziel, ein zusätzliches vereinfachtes Bemessungskonzept zu entwickeln, welches die Verfahrensweisen, Randbedingungen und konstruktiven Regelungen der jeweils gültigen Stahlbetonnorm übernimmt bzw. sich an diese Norm anlehnt. Auf diese Weise soll ein international allgemein anwendbares Bemessungskonzept geschaffen werden, welches gewährleistet, dass die Bewehrungsanschlüsse dem Sicherheitsniveau der jeweils gültigen Stahlbetonnorm entsprechen. Zudem wird so gewährleistet, dass die Verfahrensweisen und konstruktiven Regelungen dem bemessenden Ingenieur vertraut sind. Speziell beachtet werden müssen nur bestimmte Ausnahmen von den Regelungen der Stahlbetonnormen, welche aus Gründen des speziellen Verhaltens der eingemörtelten Stäbe oder der Installation getroffen werden müssen.

### 5.2.2 Sicherheitsniveau im Stahlbetonbau

Verankerungen und Übergreifungsstöße mit eingemörtelten Bewehrungsstäben sollen dem Sicherheitsniveau von einbetonierten Bewehrungsstäben nach den jeweils gültigen Stahlbetonnormen entsprechen. Exemplarisch wird daher im Folgenden das Vorgehen bei der Ableitung der Konstruktionsregeln in *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* beschrieben und erläutert. Dieses wurde von *Eligehausen (1998)* zusammengestellt.

Die rechnerische Ableitung der Verankerungs- und Übergreifungslängen in *DIN 1045 (1988)* wurde in den 60er Jahren von Rüscher/Rehm durchgeführt. Die Grundwerte der Verbundspannung basieren auf im ungerissenen Beton gemessenen Verbundspannungs-Schlupfkurven von Ausziehversuchen mit kurzer Verankerungslänge ( $l_v = 2 d_s$  bis  $5 d_s$ ) und großer Betondeckung. Unterschieden

wurde zwischen obenliegend einbetonierten Stäben (ungünstiger Verbundbereich) und untenliegend einbetonierten Bewehrungsstäben (günstiger Verbundbereich). Bei den Auszugsversuchen wurde der Schlupf am unbelasteten Ende in Abhängigkeit von der aufgetragenen Belastung gemessen. Die Verbundspannung wurde als konstant über die Verankerungslänge angesetzt. Folgende Bedingungen wurden bei der Ableitung der zulässigen Verbundspannungen angesetzt:

- Unter Gebrauchslast darf der Schlupf des Bewehrungsstabes am unbelasteten Ende maximal  $s = 0,01$  mm betragen.
- Im Bruchzustand (bei Erreichen der Streckgrenze im Bewehrungsstab) darf der Schlupf am unbelasteten Ende maximal  $s = 0,1$  mm betragen.

Auf welchen Verbundgrundgesetzen die Ableitungen von Rüschi/Rehm basieren, ist heute nicht mehr nachzuvollziehen. Es ist aber anzunehmen, dass die angesetzten Verbundgrundgesetze für die jeweilige Betonfestigkeit an der unteren Grenze des Streubereichs lagen. Betrachtet wurde nur die Versagensart „Herausziehen“. Es wurde angenommen, dass ein Spalten des Betons durch Querdruck wie z.B. im Auflagerbereich oder durch sinnvoll angeordnete Querbewehrung verhindert wird. Überprüft wurden die so ermittelten Verankerungslängen an Balkenversuchen (*Rüschi/Rehm (1963/1964)*). Ein globaler Sicherheitsfaktor von  $\gamma = 2,1$  wurde vorausgesetzt.

Die in *DIN 1045 (1988)* angegebenen Regeln für die Bemessung und Ausbildung von Übergreifungsstößen basieren auf der Arbeit *Eligehausen (1979)*. Die maßgebende Versagensart war Spalten der Betondeckung. Die in *DIN 1045 (1988)* angegebenen Übergreifungslängen gewährleisten eine globale Sicherheit  $\gamma \approx 2,1$  zu der 5% - Fraktile der Versuchsergebnisse, wobei als Betonfestigkeit die Serienfestigkeit der Betonfestigkeitsklasse angesetzt wurde. Die Rissbreiten am Stoßende bzw. das Verschiebungsverhalten der gestoßenen Bewehrungsstäbe waren nicht maßgebend.

Die in *Eurocode 2 (1992)* angegebenen Verankerungs- und Übergreifungslängen basieren auf den oben beschriebenen Grundlagen. Allerdings wurden die Regeln gegenüber den Anforderungen in *DIN 1045 (1988)* vereinfacht. Zudem wurden die Verankerungslängen etwas vergrößert und der Unterschied zwischen Verankerungs- und Übergreifungslänge bei dicken Stäben verringert. Dies stimmt mit *Darwin/Zuo/Tholen/Idun (1996b)* und *Hwang/Lin/Hwang (1996)* prinzipiell überein.

In *DIN 1045 (1988)* sind spezielle Anforderungen an die Querbewehrung zu stellen, wenn die gestoßenen Bewehrungsstäbe übereinander zum Rand angeordnet sind. Wie in Abschnitt 2.5.2.3.7 beschrieben, hat die Anordnung der gestoßenen Stäbe zum Rand keinen wesentlichen Einfluss. Aus diesem Grund sind in *Eurocode 2 (1992)* keine besonderen Regelungen mehr für zum Rand übereinander angeordnete gestoßene Stäbe enthalten.

Die damalige Ableitung der Konstruktionsregeln für Verankerungen und Übergreifungsstöße in *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* kann auf Basis des heutigen Standes der Technik aus folgenden Gründen als nicht optimal angesehen werden. Bei der Ableitung der Konstruktionsregeln wurden unterschiedliche Versagensarten für Verankerungen und Übergreifungsstöße angesetzt. Für Verankerungen wurde als maßgebliche Bruchart Herausziehen angenommen, für Übergreifungsstöße Spalten der Betondeckung oder des Bauteils. Wie in Bild 2.14 dargestellt kann aber auch bei Verankerungen je nach geometrischen Randbedingungen die Versagensart Spalten maßgebend sein. Die Versagensart Herausziehen muss bei Verankerungen und Übergreifungsstößen ebenfalls berücksichtigt werden. Hierbei ist es aus heutiger Sicht sinnvoller, die Verschiebungen am

belasteten Ende als Auswertekriterium anzusetzen und nicht den Schlupf am unbelasteten Ende. Mit der Einhaltung einer Grenzverschiebung am belasteten Ende sind automatisch die zulässigen Rissbreiten eingehalten. Die maximal zulässigen Verschiebungen sollten unter Gebrauchslast  $s = 0,15$  mm (Rissbreite  $w = 0,3$  mm) und im Bruchzustand  $s = 1$  bis  $2$  mm (Rissbreiten  $w = 2$  bis  $4$  mm) nicht überschreiten.

Die in den Stahlbetonnormen *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* angegebenen Verankerungs- und Übergreifungslängen haben sich jedoch in der Praxis bewährt. Durch zusätzliche Konstruktionsregeln wie Querbewehrung oder Querdruk und Verankerung der gestaffelten Bewehrung mit dem Grundmaß der Verankerungslänge unabhängig von der Ausnutzung der Bewehrungsstäbe wird ein Spalten des Betons nicht maßgebend.

Daher wird das Konzept von *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* und das damit verbundene Sicherheitsniveau angestrebt. Allerdings müssen die Unterschiede im Tragverhalten und der Montagesicherheit von eingemörtelten Stäben gegenüber einbetonierten Stäben berücksichtigt werden.

Nach *Eligehausen (1979)* wird für Übergreifungsstöße folgendes Bemessungskonzept vorgeschlagen:

$$N_u = N_{u, \text{Spalten}} \leq N_{u, \text{Herausziehen}} \quad (5.6)$$

Es kann davon ausgegangen werden, dass dieses Konzept auch für Verankerungen angesetzt werden kann.

Folgende Nachweise sollen daher für eingemörtelte Bewehrungsstäbe geführt werden:

- Ausreichende Sicherheit gegen Spalten des Betons
- Ausreichende Sicherheit gegen Herausziehen des Bewehrungsstabes

### 5.2.3 Sicherheitskonzept

Dieses Bemessungskonzept setzt ein bestimmtes Verbundverhalten von eingemörtelten Stäben voraus. Zudem sollen die Anforderungen dieser Normen an die konstruktive Ausbildung des Bauteils (z.B. minimale Abstände und Ausbildung der Querbewehrung) eingehalten werden. Aufgrund spezieller Anforderungen von eingemörtelten Bewehrungsstäben sind zusätzlich bestimmte Randbedingungen einzuhalten.

Um bei der Versagensart Spalten ein vergleichbares Verhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben zu erreichen, muss der Verbundmörtel eine vergleichbare oder höhere Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit aufweisen als der einbetonierte Stab. Zudem darf sich der Verbund zwischen Beton und Mörtel nicht vor einem Spalten des Betons lösen. Nach den Untersuchungen ist dieser Ansatz gültig für eingemörtelte Stäbe mit  $c = 2 d_s$  bei Hammerbohrverfahren und  $c = 2,5 d_s$  bei Pressluftverfahren. Der minimale lichte Abstand der eingemörtelten Stäbe soll unabhängig vom Bohrverfahren mindestens  $s = 4 d_s$  betragen. Bei Einhaltung der angegebenen Abstände wurde keine Vorschädigung des Betons durch Bohren festgestellt.



Bei der Versagensart Herausziehen muss eine Verbundfestigkeit und Lastumlagerungsfähigkeit des Verbundmörtels mindestens vergleichbar dem eines einbetonierten Bewehrungsstabes vorhanden sein. Ist die Lastumlagerungsfähigkeit des eingemörtelten Stabes geringer als beim einbetonierten Stab, muss zum Ausgleich eine höhere Verbundfestigkeit vorhanden sein (Abschnitt 4.3.3.4). Zudem darf die Verbundsteifigkeit des einbetonierten Stabes vom eingemörtelten Stab nicht unterschritten werden, um unter Gebrauchslast keine größeren Verschiebungen zu erhalten.

Die Einflussparameter auf das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei der Versagensart Herausziehen und Spalten und die spezifischen Unterschiede von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben sind zusammenfassend in Abschnitt 5.1 beschrieben und diskutiert. Wird vom Verbundmörtelsystem ein mindestens gleich steifes und festes Verbundverhalten bei der Versagensart Herausziehen gewährleistet, so kann im Allgemeinen unabhängig von der Bruchart von einem vergleichbaren Verhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben ausgegangen werden. In diesem Fall können eingemörtelte Bewehrungsstäbe wie einbetonierte Stäbe behandelt werden. Jedoch bleiben unabhängig vom verwendeten Verbundmörtelsystem Unterschiede im Tragverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Stäben in gerissenem Beton und bei hohen Temperaturen (z.B. Brandbelastung). Diesen muss gesondert Rechnung getragen werden. Zudem müssen zum Teil andere minimale Randbedingungen eingehalten werden, um eine sichere Installation zu ermöglichen.

## **5.2.4 Anforderungen an Verbunddübelssysteme und Monteure**

### 5.2.4.1 Verbundmörtel

Das Verbundverhalten von einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben kann mit Auszugsversuchen mit enger Abstützung und großer Betondeckung untersucht werden (Versuchsaufbau Bild 3.3). Wie in Abschnitt 3.2.8 beschrieben, muss die Verankerungslänge groß genug gewählt werden, um den Einfluss der kleineren Verbundfestigkeit im Lasteinleitungsbereich auf das Gesamtverhalten zu minimieren. Jedoch darf die Verankerungslänge nicht zu groß gewählt werden, da sonst Stahlversagen auftreten kann.

Als Qualifizierungsversuch zur Bewertung des Verbundverhaltens von eingemörtelten Bewehrungsstäben werden Auszugsversuche mit enger Abstützung und einer Verankerungslänge von  $l_v = 10 d_s$  vorgeschlagen. Die Installation der Bewehrungsstäbe ist entsprechend der Herstellerangaben durchzuführen. Sonstige Randbedingungen werden im Rahmen der Anforderungen und Einflussparameter nachfolgend erläutert und festgelegt.

Wie in Abschnitt 3.2.7 erläutert, kann das Last-Verschiebungsverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben bei einem Auszugsversuch mit enger Abstützung mit großem Randabstand durch zwei charakteristische Punkte beschrieben werden. Dies ist in Bild 5.8 dargestellt. Bild 5.8 zeigt das ideale Last-Verschiebungsverhalten eines einbetonierten Bewehrungsstabes mit kurzer Verankerungslänge. Für die Anwendung des Bemessungskonzeptes ist wie oben beschrieben Voraussetzung, dass eingemörtelte Bewehrungsstäbe ein vergleichbares oder besseres Verbundverhalten aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Der eingemörtelte Bewehrungsstab muss mindestens die Verbundfestigkeit des einbetonierten Bewehrungsstabes übertragen. Aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit muss jedoch bei weichen Systemen die Verbundspannung bei  $s_u = 0,1 d_s$  als Verbundfestigkeit angesetzt werden, wenn bis zu dieser Verschiebung die Bruchlast

noch nicht erreicht wurde. Als Verbundsteifigkeitskriterium muss der eingemörtelte Bewehrungsstab bei einer Verschiebung  $s = 0,1d_s/3$  mindestens 80% der Verbundfestigkeit des einbetonierten Bewehrungsstabes übertragen.

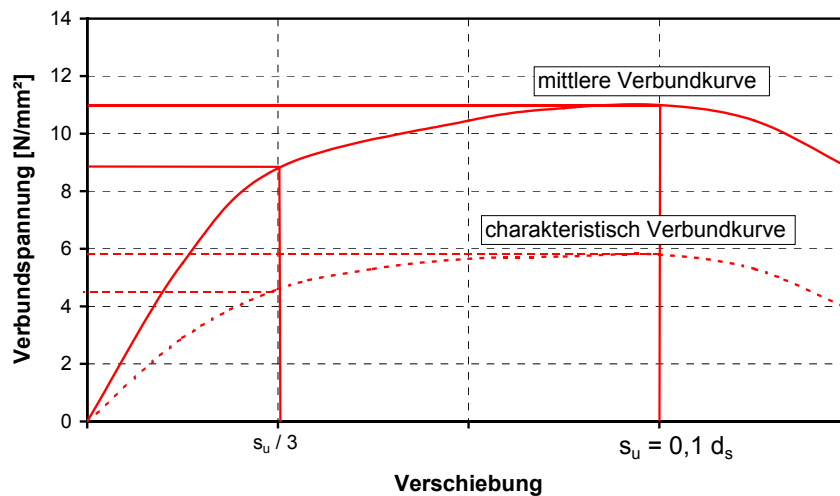


Bild 5.8 Mittlere und charakteristische Verbundspannungs-Verschiebungskurve eines einbetonierten Bewehrungsstabes in einem Auszugsversuch mit enger Abstützung;  $l_v = 10 d_s$ ;  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$

Dabei ist nicht das mittlere Verhalten sondern die untere Grenze der Versuchsergebnisse (charakteristische Verbundspannungs-Verschiebungskurve) maßgebend. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass einbetonierte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe in Längsrissen liegen können und bei eingemörtelten Bewehrungsstäben das Verbundverhalten weitere Einflüsse wie schlechte Bohrlochreinigung, höhere Temperaturen, chemische Einflüsse beeinträchtigt werden kann (vgl. Abschnitte 3.2 und 5.1.2). Außerdem ist der Einfluss der Form der Verbundspannungs-Verschiebungskurve auf die Verbundfestigkeit von Verankerungen mit großer Verankerungslänge zu beachten (vgl. Abschnitt 4.3.3.4).

Damit erhält man den charakteristischen Wert der Verbundspannung bzw. Verbundfestigkeit:

$$f_{bk} = f_{bm} \cdot \alpha_R \cdot \alpha_B \cdot \alpha_V \cdot \alpha_T \cdot \alpha_N \cdot \alpha_D \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.7)$$

mit

- $f_{bk}$  charakteristischer Wert der Verbundfestigkeit im gerissenen Beton mit  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$   $[\text{N/mm}^2]$
- $f_{bm}$  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.  $[\text{N/mm}^2]$
- $\alpha_R$  Faktor zur Berücksichtigung der Streuung der Versuchsergebnisse und von gerissenem Beton  
 $= f_{bk,gerissen} / f_{bm,ungerissen}$
- $\alpha_B$  Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bohrlochreinigung
- $\alpha_V$  Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses Verankerungslänge  
 $= f_{bm,40ds} / f_{bm,10ds}$

- $\alpha_T$  Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses Temperatur
- $\alpha_N$  Ein Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Nacherhärtung
- $\alpha_D$  Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Umwelteinflüssen (z.B. Alkalität, Sulfate)

#### Einfluss von Rissen parallel zur Stabachse und Streuung der Versuchsergebnisse – Faktor $\alpha_R$

Nach den Untersuchungen von *Eibl/Idda/Lucero-Cimas (1997)* mindert sich die Verbundfestigkeit von einbetonierten Bewehrungsstäben im gerissenen Beton bei einer im Gebrauchslastbereich üblichen Rissbreite von  $w = 0,3$  mm um ca. 25% ab (vgl. Abschnitt 2.5.1.3.6). Die Streuung der Versuchsergebnisse ist im gerissenen sowie im ungerissenen Beton gleich. Sie beträgt ca. 15%. Damit ergibt sich  $f_{bm}$  (ungerissener Beton) /  $f_{bk}$  (gerissener Beton) =  $\alpha_R \approx 0,53$ .

Bei eingemörtelten Stäben ist dieser Faktor systemabhängig. Liegen keine Ergebnisse von Versuchen vor, so kann nach *Meszaros (2002)* (Abschnitt 2.6.4.10) der Faktor  $\alpha_R = 0,3$  angenommen werden.

#### Einfluss der Bohrlochreinigung – Faktor $\alpha_B$

Bei einbetonierten Bewehrungsstäben besteht kein Einfluss der Bohrlochreinigung. Es kann der Faktor  $\alpha_B = 1,0$  angesetzt werden.

Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben hängt dieser Faktor von der Sensibilität des Verbundmörtelsystems bezüglich Bohrlochreinigung und zusätzlich von der zu erwartenden Zuverlässigkeit der Installation in der Praxis ab. Wenn davon ausgegangen werden kann, dass die Bohrlochreinigung zuverlässig in gleicher Art wie bei den Versuchen durchgeführt wird oder dass das Verbundmörtelsystem keinen Einfluss auf die Art der Bohrlochreinigung zeigt, kann für eingemörtelte Bewehrungsstäbe ebenfalls  $\alpha_B = 1,0$  angesetzt werden. Jedoch kann nach umfangreichen Studien des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen zur Bohrlochreinigung in der Praxis von einer verlässlichen Bohrlochreinigung ausgegangen werden, wenn die Monteure sorgfältig geschult sind und die von den Herstellern gelieferten Reinigungswerkzeuge das Reinigen der Bohrlöcher mit einem sinnvollen Arbeitsaufwand ermöglichen (Abschnitt 5.2.4.2 und 5.2.4.3). Sind diese Voraussetzungen nicht gegeben, muss je nach Sensibilität des Verbundmörtelsystems ein niedrigerer Faktor  $\alpha_B$  angesetzt werden oder die Qualifizierungsversuche mit einer verminderten Reinigung als vorgeschrieben durchgeführt werden.

#### Einfluss der Verankerungslänge – Faktor $\alpha_V$

Nach *Eligehausen (1979)* nimmt die mittlere Verbundfestigkeit bei einer Vergrößerung der Verankerungslänge auf das Grundmaß nach *Eurocode 2 (1992)* bzw. *DIN 1045 (1988)* nur geringfügig ab. Deshalb kann bei einbetonierten Bewehrungsstäben der Faktor  $\alpha_V = 1,0$  angesetzt werden. Bei eingemörtelten Bewehrungsstäben hängt dieser Faktor von der Duktilität des Verbundmörtels ab. Nach dem in Abschnitt 4.3.3.4 beschriebenen Verfahren kann der Faktor  $\alpha_V$  für eingemörtelte Stäbe anhand der Last-Verschiebungskurve bei einem Auszugsversuch mit enger Abstützung (Bild 3.3) mit einer Verankerungslänge  $l_v = 10 d_s$  wie folgt ermittelt werden:

$$\alpha_v = 3/2 s_D \leq 1 \quad (5.8)$$

mit

$$s_D = \frac{s_u - s_{u,80\%}}{s_u}$$

$s_u$  Verschiebung bei Maximallast

$s_{u,80\%}$  Verschiebung bei 80% der Maximallast

#### Einfluss der Temperatur – Faktor $\alpha_T$

Untersuchungen zeigen, dass sich Bauteile im Inneren unter Sonneneinstrahlung auch über längere Zeiträume auf  $T = 40^\circ \text{C}$  erhitzen können. Wie in den Abschnitten 2.6.4.5 und 3.2.6.9 beschrieben, kann sich bereits bei dieser Temperatur die Verbundfestigkeit im Vergleich zu den Werten bei  $T = 20^\circ \text{C}$  abmindern. Aus diesem Grund muss für eingemörtelte Bewehrungsstäbe je nach Mörtel­eigenschaft ein Abminderungsfaktor für das Verhalten bei erhöhter Temperatur mit angesetzt werden. Dieser muss für das jeweilige System durch Auszugsversuche bei  $T = 40^\circ \text{C}$  bestimmt werden (vgl. Abschnitt 3.2.6.9).

Bei einbetonierten Bewehrungsstäben besteht in diesem Temperaturbereich kein Einfluss auf das Verbundverhalten. Aus diesem Grund kann hier  $\alpha_T = 1,0$  angesetzt werden.

#### Einfluss Nacherhärtung – Faktor $\alpha_N$

Wie in Abschnitt 3.2.6.10 beschrieben, kann sich je nach Mörtelzusammensetzung die übertragbare Verbundfestigkeit nach einer Aushärtezeit von 1 bis 2 Wochen gegenüber den Werten bei Mindestaushärtezeit deutlich steigern. Bei den untersuchten Hybridsystemen wurden Laststeigerungen von bis zu 40% gemessen. Da eingemörtelte Bewehrungsstäbe erst nach dem Betonieren des Anschlussbauteils belastet werden (frühestens nach einer Woche), kann die Nacherhärtung des Mörtels positiv berücksichtigt werden. Der Faktor  $\alpha_N$  kann durch Versuche mit unterschiedlicher Aushärtezeit bestimmt werden (vgl. Abschnitt 3.2.6.10).

Bei einbetonierten Bewehrungsstäben findet keine Nacherhärtung des Verbundes statt, da die Versuche in bereits ausgehärtetem Beton durchgeführt werden. Daher wird hier  $\alpha_N = 1,0$  angesetzt.

#### Einfluss auf die Dauerhaftigkeit – Faktor $\alpha_D$

Wie in Abschnitten 2.6.4.4 beschrieben, kann durch Umwelteinflüsse die übertragbare Verbundfestigkeit von eingemörtelten Stäben signifikant beeinflusst werden. Dieser Einfluss ist abhängig von der Mörtelzusammensetzung und muss auf die Verbundfestigkeit bei optimalen Umgebungsbedingungen mit angerechnet werden. Ist das Verhalten bezüglich Dauerhaftigkeit des Verbundmörtels nicht bekannt, muss der Faktor  $\alpha_D$  durch Versuche entsprechend Abschnitt 3.4.3 bestimmt werden. Bei einbetonierten Bewehrungsstäben kann  $\alpha_D = 1,0$  angesetzt werden.

Für einbetonierte Bewehrungsstäbe folgt damit unter Annahme einer Verwendung von Bewehrungsstäben mit  $f_R \approx 1,5 \text{ min } f_R$  (min  $f_R$  nach *DIN 488 (1986)*) eine charakteristische Verbundfestigkeit von:

$$f_{bk} = 11 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,53 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 5,8 \text{ N/mm}^2 \quad (5.9)$$

Nimmt man an, dass das o.g. Verhältnis  $f_{bk} / f_{bm}$  im gesamten Verschiebungsbereich gilt, erhält man die in Bild 5.8 ebenfalls eingezeichnete charakteristische Verbundkurve im gerissenen Beton.

Mit  $f_{bk} = 5,8 \text{ N/mm}^2$  erhält man mit  $\gamma_c = 1,5$  den Bemessungswert der Verbundfestigkeit  $f_{bd} = 3,9 \text{ N/mm}^2$ . Dieser ist höher als der Wert  $f_{bd} = 3,2 \text{ N/mm}^2$  nach *Eurocode 2 (1992)*, der für umschnürten Beton, bei großer Betondeckung oder hohem Querdruck, d.h. für Herausziehen gilt. Dabei ist allerdings zu beachten, dass die in Bild 5.8 angegebenen Verbundspannungs-Verschiebungskurven für Stäbe mit einer bezogenen Rippenfläche gilt, die ca. 50% höher ist als der minimale Wert nach *DIN 488 (1986)*. Berücksichtigt man, dass nach *Martin/Noakowski (1981)* der Auszieh Widerstand von Bewehrungsstäben mit einer bezogenen Rippenfläche entsprechend dem Mindestwert nach *DIN 488 (1986)* um ca. 10% bis 15% niedriger ist als für die geprüften Stäbe, stimmt der berechnete Bemessungswert der Verbundfestigkeit mit dem Wert nach *Eurocode 2 (1992)* gut überein.

Für eingemörtelte Bewehrungsstäbe kann die charakteristische Verbundfestigkeit im gerissenen Beton nach Gleichung (5.10) ermittelt werden. Sie muss bei Verwendung von Bewehrungsstäben mit  $f_R \approx 1,5 \text{ min } f_R$  (min  $f_R$  nach *DIN 488 (1986)*) mindestens dem Wert für einbetonierte Stäbe ( $f_{bk} = 5,8 \text{ N/mm}^2$  in  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ ) entsprechen.

$$f_{bk} = f_{bm} \cdot \alpha_R \cdot \alpha_B \cdot \alpha_V \cdot \alpha_T \cdot \alpha_N \cdot \alpha_D \geq 5,8 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.10)$$

Diese Werte sind von den eingemörtelten Bewehrungsstäben unter Berücksichtigung aller Einflussparameter einzuhalten oder zu übertreffen. Folgende weitere Punkte sind für eingemörtelte Bewehrungsstäbe in diesem Zusammenhang zu berücksichtigen:

- Die Verbundfestigkeit von eingemörtelten Stäben kann je nach Stabdurchmesser variieren (Abschnitt 2.6.4.6). Aus diesem Grund muss die Verbundfestigkeit für die verschiedenen für die Anwendung vorgesehenen Stabdurchmesser gewährleistet sein. Es sind Versuche mit dem kleinsten, einem mittleren und dem größten vorgesehenen Stabdurchmesser durchzuführen.
- Zu beachten ist, dass das Verhältnis Stabdurchmesser/Bohrdurchmesser den Herstellerangaben entsprechend eingehalten wird (vgl. Abschnitt 3.2.6.5).
- Wie in Abschnitt 3.2.6.8 beschrieben, kann auch das Bohrverfahren das Tragverhalten der eingemörtelten Stäbe beeinflussen. Aus diesem Grund sind die Versuche für jedes vorgesehene Bohrverfahren durchzuführen.
- Um zu gewährleisten, dass die Anfangssteifigkeit des Verbundes von eingemörtelten Stäben etwa mit dem Wert von einbetonierten Stäben übereinstimmt, ist zusätzlich nachzuweisen, dass die mittlere Verbundspannung im ungerissenen Beton mit  $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$  bei Verwendung von Betonstäben mit  $f_R \approx 1,5 \text{ min } f_R$  bei einer Verschiebung  $s = 0,1 d_s/3$  mindestens  $0,8 f_{bm} = 8,8 \text{ N/mm}^2$  beträgt. Dies sicher zudem, dass ein Lösen des Verbundes zwischen Mörtel und Beton bei niedriger Belastung auftritt, was zu einem früheren Spaltversagen führen kann (vgl. Abschnitt 3.3.3.5).  
Der Punkt des Adhäsionsversagens zwischen Mörtel und Beton kann nach *EOTA (2000)* (Abschnitt 2.6.3, Bild 2.35) bestimmt werden.

- Nach *Eurocode 2 (1992)* steigt der Bemessungswert der Verbundfestigkeit proportional zu  $f_c^{2/3}$  an. Bei manchen Verbundmörtelsystemen ist der Anstieg der Verbundfestigkeit geringer bzw. die Verbundfestigkeit steigt ab einer bestimmten Festigkeitsklasse nicht mehr an (vgl. 2.5.1.3.2 und 3.2.6.7). In diesem Fall ist bei der Bemessung der Verbundlänge von Verankerungen und Übergreifungsstößen die ansetzbare Betonfestigkeitsklasse zu begrenzen.
- Im Stahlbetonbau wird normalerweise der Korrosionsschutz der Bewehrungsstäbe durch den hohen pH-Wert des Betons gewährleistet. Bei einem pH-Wert des umgebenden Betons von  $\text{pH} \geq 11,5$  bildet sich auf der Stahloberfläche eine Passivschicht, wodurch ein ausreichender Korrosionsschutz vorhanden ist. Bei den eingemörtelten Bewehrungsstäben muss der Korrosionsschutz durch den Verbundmörtel gewährleistet werden. Das heißt, dass entweder der Verbundmörtel einen pH-Wert  $\geq 11,5$  hat oder die Dichtigkeit des Mörtels den Kontakt von Sauerstoff mit dem Bewehrungsstahl verhindert.

#### 5.2.4.2 Anwendungstechnik

Die in Abschnitt 5.2.4.1 spezifizierten Qualifizierungstests zur Bewertung des Tragverhaltens der eingemörtelten Stäbe sehen eine Verankerungslänge von  $l_v = 10 d_s$  vor. Nach dem Bemessungskonzept in *Eurocode 2 (1992)* ist bei minimalen Randbedingungen und voller Stahlausnutzung eine Übergreifungslänge bzw. Verbundlänge von ca.  $l_s = 80 d_s$  erforderlich. Diese Verankerungslängen sind deutlich größer als die in der Befestigungstechnik üblichen Einbindetiefen ( $l_v \approx 8 - 10 d_s$ ). Aus diesem Grund müssen an die Anwendungstechnik die im Folgenden beschriebenen speziellen Anforderungen gestellt werden (vgl. Untersuchungen Abschnitt 3.5).

Es muss die entsprechende Bohrtechnik bereitgestellt werden, so dass Bohrtiefen in der erforderlichen Größenordnung möglich sind. Zum anderen stellen diese Bohrtiefen neue Anforderungen an die Bohrgenauigkeit. Die minimal zulässige Betondeckung muss an jeder Stelle des eingemörtelten Bewehrungsstabes gewährleistet sein. Aus diesem Grund muss bei der Planung der Anschlüsse die zu erwartende Richtungsabweichung beim Bohren mit berücksichtigt werden. Auf diese Weise kann sich die statische Nutzhöhe des Anschlusses vermindern. Die Untersuchungen in Abschnitt 3.5.2 haben gezeigt, dass bei freihändigem Bohren mit einem Hammerbohrer eine Abweichung von ca.  $\pm 3^\circ$  zu erwarten ist. Beim Pressluftbohren ist aufgrund weniger Führung des Bohrers im Bohrloch von noch größeren Abweichungen auszugehen. Wird beim Bohren eine funktionstüchtige Bohrhilfe eingesetzt, so können die Abweichungen auf ca.  $\pm 1^\circ$  verringert werden (Abschnitt 3.5.2). Durch Versuche ist die Wirksamkeit der angebotenen Bohrhilfen nachzuweisen. Anderenfalls muss bei der Bemessung und Planung von den Abweichungen beim Bohren ohne Hilfsmittel ausgegangen werden.

Es muss gewährleistet sein, dass die Bohrlochreinigung mit gleichbleibender Effizienz für Verankerungslängen bis  $l_v = 80 d_s$  durchgeführt werden kann. Zudem müssen die Reinigungswerkzeuge so beschaffen sein, dass die Reinigung in einem in der Praxis vertretbaren Aufwand durchgeführt werden kann. Anderenfalls kann nicht davon ausgegangen werden, dass die Ausführung wie gefordert erfolgt. Diese Gesichtspunkte müssen bei der Bestimmung des Faktors  $\alpha_B$  (Abschnitt 5.2.4.1) berücksichtigt werden. Die zur Bohrlochreinigung durchgeführten Untersuchungen sind in Abschnitt 3.5.3 beschrieben.

Die großen Verankerungslängen stellen zudem spezielle Anforderungen an die Injektionswerkzeuge. Wie in Abschnitt 3.5.4 beschrieben, kann nur bei einer vollständigen Injektion von einem sicheren Tragverhalten und von einem gutem Korrosionsschutz der Bewehrungsstäbe ausgegangen werden. Die verschiedenen Hersteller haben spezielle Aufsätze für die Injektionsrohre entwickelt, welche eine vollständige und zuverlässige Injektion ermöglichen. Diese oder ähnlich wirksame Hilfsmittel sind für die Installation der Bewehrungsanschlüsse unverzichtbar. Die Wirksamkeit dieser Werkzeuge ist einzeln zu überprüfen.

Auch die Verarbeitungszeit des Mörtels muss bei großen Verankerungslängen und hohen Temperaturen betrachtet werden. Die Untersuchungen in Abschnitt 3.5.4 zeigen, dass abhängig von der verwendeten Injektionspistole, dem Injektionsrohrdurchmesser, der Verankerungslänge und der Mörteltemperatur sich die Fördergeschwindigkeiten des Mörtels deutlich unterscheiden können. Zudem vergrößert sich der Eindrückwiderstand des Bewehrungsstabes in das gefüllte Bohrloch mit Abnahme der Mörteltemperatur. Da sich die Verarbeitungszeiten bei hohen Temperaturen je nach System verringern, muss für jede Kombination Mörtel / Injektionspistole / Injektionsrohrdurchmesser / maximale Anwendungstemperatur eine maximal zulässige Verankerungslänge spezifiziert werden.

Um eine sichere Installation zu gewährleisten, müssen alle benötigten Werkzeuge bei der Arbeit zur Verfügung stehen. Sonst besteht die Gefahr, dass sich beim Fehlen eines Teiles der Ausrüstung auf andere Weise beholfen wird. Um diese Gefahr zu minimieren, bietet sich an, alle benötigten Werkzeuge in einem System - Kit zusammenzufassen und in dieser Zusammenstellung auf dem Markt anzubieten. Die Untersuchungen haben in vielfältiger Weise gezeigt, dass nur bei einer bestimmten Kombination Mörtel / Anwendungstechnik ein gleichmäßig verlässliches Tragverhalten des Gesamtsystems gewährleistet werden kann.

#### 5.2.4.3 Schulung und Ausbildung der Monteure

Das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben kann wesentlich durch die Montage beeinflusst werden. Besonders wichtig ist eine einwandfreie Reinigung der Bohrlochwandung (Abschnitt 3.2.6.6 und 3.5.3), das Injizieren des Bohrlochs ohne Luftpneumatische Einschlüsse und das Einbringen des Bewehrungsstabes bis zur erforderlichen Verankerungslänge innerhalb der zulässigen Verarbeitungszeit (Abschnitt 3.5.4). Weiterhin muss bei geringer Betondeckung die Bohrgenauigkeit beim Bohren parallel zum Rand hoch sein, damit die erforderliche Mindestbetondeckung nicht unterschritten wird (Abschnitt 3.5.2). Zudem sind zur Ausführung eine Vielzahl von Spezialgeräten zu verwenden. Die erforderliche Ausführungsqualität kann von Monteuren nicht erwartet werden, die für die Ausführung von Anschlüssen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben nicht geschult sind, da Spezialkenntnisse notwendig sind.

Aus diesem Grund soll das Baustellenfachpersonal für die Installation von eingemörtelten Bewehrungsstäben geschult werden. Eine Schulung ist in zwei Schwerpunkten notwendig. Zum einen müssen die Monteure zu allen Arbeitsschritten der Installation handwerklich ausgebildet werden. Da das Tragverhalten maßgeblich von der Position der eingemörtelten Bewehrungsstäbe im Bauteil und zu ihrer Ausrichtung bezüglich der vorhandenen Anschlussbewehrung abhängt, ist auch ein Grundverständnis des Tragmechanismus der Bewehrungsanschlüsse notwendig. Andernfalls ist zu befürchten, dass Installationsfehler mangels besseren Wissens auftreten.

Bei der Festlegung des Faktors  $\alpha_B$  zum Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Tragverhalten eines Verbundmörtels (Abschnitt 5.2.4.1) muss berücksichtigt werden, ob mit Sicherheit davon ausgegangen werden kann, dass die Bohrlochreinigung tatsächlich ordnungsgemäß durchgeführt wird. Hierbei ist die Art und Qualität der Schulung der Monteure ein maßgeblicher Faktor.

### 5.2.5 Konstruktions- und Bemessungsregeln

Die Einhaltung der in Abschnitt 5.2.4 angegebenen Bedingungen sollte durch eine bauaufsichtliche Zulassung des Verbundmörtelsystems nachgewiesen werden. In der Zulassung sind auch die zugelassenen Bohrverfahren anzugeben. Je nach Verbundmörtelsystem kann die bei der Bemessung anzusetzende Betonfestigkeitsklasse beschränkt sein. Der maximal ansetzbare Wert sollte in der Zulassung angegeben werden.

Bewehrungsanschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben dürfen dann ausgeführt werden, wenn diese Anschlüsse nach den gültigen Stahlbetonnormen (z.B. *DIN 1045 (1988)*, *Eurocode 2 (1992)*) mit geraden einbetonierten Stäben zulässig sind. Für die Bemessung der Verbundlänge von Verankerungen und Übergreifungsstößen wird ein genaueres und ein vereinfachtes Konzept vorgeschlagen. Bei beiden Bemessungsverfahren sind aus bohrtechnischen Gründen (keine Schädigung des Betons beim Bohren) die in Tabelle 5.1 angegebenen Mindestwerte für die Betondeckung bzw. den Achsabstand der eingemörtelten Bewehrungsstäbe einzuhalten. Der Abstand zwischen eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben richtet sich nach der gültigen Stahlbetonnorm. Müssen Querkräfte über die Fuge zwischen Alt- und Neubeton übertragen werden, ist diese nach den geltenden Regeln aufzurauen.

Bei Brandbeanspruchung gelten zusätzlich Regeln, auf die in diesem Aufsatz nicht eingegangen wird.

Tabelle 5.1 Minimale Betondeckung und minimaler Achsabstand von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben

<b>Minimale Betondeckung</b>			
<b>Bohrverfahren</b>	<b><math>d_s</math></b>	<b>ohne Bohrhilfe</b>	<b>mit Bohrhilfe</b>
Hammerbohren	$\leq 20$ mm	$30 \text{ mm} + 0,06 l_v \geq 2 d_s$	$30 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 2 d_s$
Diamantbohren	$\geq 25$ mm	$40 \text{ mm} + 0,06 l_v \geq 2 d_s$	$40 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 2 d_s$
Pressluftbohren	$\leq 16$ mm	$50 \text{ mm} + 0,08 l_v$	$50 \text{ mm} + 0,02 l_v$
	$\geq 20$ mm	$60 \text{ mm} + 0,08 l_v$	$60 \text{ mm} + 0,02 l_v$
<b>Minimaler Achsabstand der eingemörtelten Stäbe</b>			
Hammerbohren	-	$50 \text{ mm} + 0,06 l_v \geq 5 d_s$	$50 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 5 d_s$
Diamantbohren	-	$50 \text{ mm} + 0,06 l_v \geq 5 d_s$	$50 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 5 d_s$
Pressluftbohren	-	$50 \text{ mm} + 0,08 l_v \geq 5 d_s$	$50 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 5 d_s$

#### 5.2.5.1 Bemessungskonzept

Der Widerstand des Bewehrungsanschlusses bzw. der Verankerung berechnet sich je nach ange-setzter Bruchart unterschiedlich. Maßgeblich für die Bemessung ist der minimale Widerstand bzw. die maximale Verankerungs-/Übergreifungslänge des Bewehrungsanschlusses unter Berücksichtigung der Versagensarten Spalten und Herausziehen.



$$f_{Rd} = \min( f_{Rd}(H) ; f_{Rd}(Sp) ) \leq f_{yd} \quad [N/mm^2] \quad (5.11)$$

bzw.

$$l_v = \max( l_v(H) ; l_v(Sp) ) \geq \min l_v \quad [mm] \quad (5.12)$$

mit

$f_{Rd}$	Bemessungswert der Stahlspannung (Widerstand) [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{Rd}(H)$	Bemessungswert der Stahlspannung bei der Versagensart „Herausziehen“ [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{Rd}(Sp)$	Bemessungswert der Stahlspannung bei der Versagensart „Spalten“ [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	Bemessungswert der Stahlstreckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ] = $f_{yk} / \gamma_s$
$f_{yk}$	Nennwert der Stahlstreckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl = 1,15
$l_v$	Erforderliche Verbundlänge [mm]
$l_v(H)$	Erforderliche Verbundlänge bei der Versagensart „Herausziehen“ [mm]
$l_v(Sp)$	Erforderliche Verbundlänge bei der Versagensart „Spalten“ [mm]
$\min l_v$	minimale Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge [mm]

#### 5.2.5.1.1 Versagensart Herausziehen

Bei Annahme einer konstanten Verbundspannung (vgl. Abschnitt 2.8.2) über die Verankerungslänge ergibt sich der Bemessungswert der Stahlspannung  $f_{Rd}(H)$  nach Gleichung (5.13). Für  $f_{Rd}(H) = f_{yd}$  erhält man die erforderliche Verankerungslänge  $l_v$  zur Einleitung der Streckgrenzenlast nach Gleichung (5.14). Ist der Querschnitt der vorhandenen Bewehrung  $A_{s,vorh}$  größer als der erforderliche Wert  $A_{s,erf}$ , darf die Verbundlänge nach Gleichung (5.14) mit dem Faktor  $A_{s,erf} / A_{s,vorh}$  reduziert werden.

$$f_{Rd}(H) = \pi \cdot d_s \cdot l_v \cdot f_{bk} / \gamma_c \quad (5.13)$$

$$l_v(H) = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{\gamma_c \cdot d_s}{f_{bk}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{yd} \cdot d_s}{f_{bd}} \quad (5.14)$$

mit

$f_{bk}$	charakteristische Verbundfestigkeit (Gleichung (5.10)) [N/mm <sup>2</sup> ]
$d_s$	Stabdurchmesser [mm]
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Verbund = 1,5

Die charakteristische Verbundfestigkeit ergibt sich nach Gleichung (5.10), wobei der angegebene Mindestwert einzuhalten ist. Bei Bewehrungsstäben mit einer bezogenen Rippenfläche etwa entsprechend dem Mindestwert nach *DIN 488 (1986)* sind die Werte  $f_{bk}$  nach Gleichung (5.10) mit dem Faktor 0,9 zu reduzieren. Bei Verankerungen oder Übergreifungsstößen in Bereichen, in denen keine guten Verbundbedingungen vorliegen (vgl. *DIN 1045 (1988)*, *Eurocode 2 (1992)*), sollte die charakteristische Verbundfestigkeit nach Gleichung (5.10) mit dem Faktor 0,8 multipliziert werden, um die örtlich geringere Festigkeit des Betons zu berücksichtigen.

### 5.2.5.1.2 Versagensart Spalten des Betons

Nach Abschnitt 5.1.3 kann der Widerstand von eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen und Übergreifungsstößen gegen Versagen nach der Versagensart Spalten nach den für einbetonierte Bewehrungsstäbe entwickelten Gleichungen aus *Eligehausen (1979)* ermittelt werden. Dieser Ansatz ist gültig, wenn die in Abschnitt 5.2.4.1 formulierten Anforderungen an den Verbundmörtel eingehalten sind. Dies wurde ausführlich in Abschnitt 5.1.3 diskutiert.

Je nach geometrischen Randbedingungen stellen sich unterschiedliche Brucharten ein. Die verschiedenen Brucharten mit Randbedingungen sind in Bild 5.9 dargestellt. Je nach Bruchart werden die Stahlspannungen beim Versagen mit unterschiedlichen Gleichungen berechnet. Die Gleichungen nach *Eligehausen (1979)* sind ausführlich in Abschnitt 5.1.3 behandelt. Dieser Ansatz gilt strenggenommen nur für Übergreifungsstöße. Nach *Eligehausen (1979)* kann dieser Bemessungsansatz aber mit einem Korrekturfaktor von  $k_p = 1,2$  für Verankerungen angewandt werden.

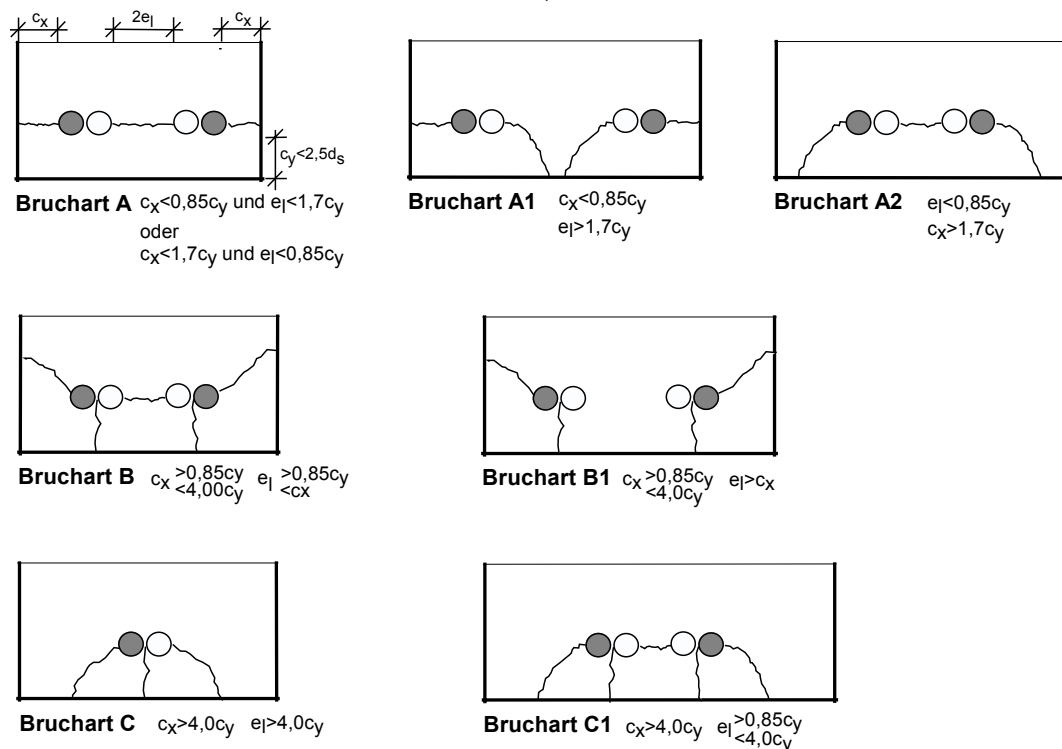


Bild 5.9 Brucharten nach *Eligehausen (1979)*

Die in diesen Gleichungen anzusetzenden charakteristischen Festigkeiten sind entsprechend Eurocode 2 (1992) mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten zu beaufschlagen:

- $\gamma_c$  Teilsicherheitsbeiwert für Beton (nach *Eurocode 2 (1992)*  $\gamma_c = 1,5$ )
- $\gamma_s$  Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl (nach *Eurocode 2 (1992)*  $\gamma_s = 1,15$ )

Bei den Bemessungsformeln wird eine Betondruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge  $l = 200$  mm angesetzt; nach neuer Norm (z.B. *Eurocode 2 (1992)*) üblicherweise an Zylindern mit einer Höhe  $h = 300$  mm und einem Durchmesser  $d = 150$  mm ermittelt. Nach *DIN 1045 (1988)* kann für die im Stahlbeton üblichen Betone der Festigkeitsklasse B25 und höher folgender Umrechnungsfaktor angesetzt werden:

$$f_{cc} = 1,18 f_c \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.15)$$

Die übertragbare charakteristische Stahlspannung  $f_{Rk}(Sp)$  setzt sich additiv aus dem Traganteil des Betons und der Querbewehrung zusammen.

$$f_{Rd}(Sp) = f_{Rd}^B + f_{Rd}^{QB} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.16)$$

mit

$$f_{Rd}^B = \text{ Bemessungswert der vom Beton übertragenen Stahlspannung } [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{Rd}^{QB} = \text{ Bemessungswert der von der Querbewehrung übertragenen Stahlspannung } [\text{N/mm}^2]$$

Daraus folgt die Ableitung des Traganteils des Betons für die Brucharten A, B und C:

#### Traganteil des Betons bei Bruchart A:

Die mittlere Stahlspannung beim Bruch errechnet sich wie folgt:

$$f_{Rm}^B = 5,3 \cdot \sqrt{e_s/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \quad (5.17)$$

Maßgeblich für die Bemessung ist nicht die im Mittel zu erwartende Stahlspannung beim Bruch sondern die 5% - Fraktile. Nach *Eligehausen (1979)* beträgt das Verhältnis zwischen der rechnerischen Bruchstahlspannung und den im Versuch gemessenen Werten im Mittel ca. 1,0 mit einem Variationskoeffizienten  $V \approx 13\%$ . Damit erhält man die 5% - Fraktile der Bruchstahlspannung für eine Aussagewahrscheinlichkeit  $W = 90\%$  zu:

$$\text{mit } f_{Rk}^B = 0,79 \cdot f_{Rm}^B \text{ folgt} \quad (5.18)$$

$$f_{Rk}^B = 5,3 \cdot \sqrt{e_s/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \cdot 0,79 \quad (5.19)$$

Die Streuung der Versuchswerte wird durch die 5% - Fraktile erfasst, weshalb die mittlere Betondruckfestigkeit der einzelnen Festigkeitsklassen angesetzt werden kann.

Dieser charakteristische Wert der Stahlspannung ist mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton nach *Eurocode 2 (1992)* zu beaufschlagen. Da die maßgebliche Streuung der Versuchsergebnisse auf der Streuung der Betonfestigkeit beruht und die Betonfestigkeit mit der Quadratwurzel in die Bemessung einfließt, kann auch der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  unter der Wurzel angesetzt werden:

$$f_{Rd}^B = 5,3 \cdot \sqrt{e_s/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18 / \gamma_c} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \cdot 0,79 \quad (5.20)$$

bei Annahme der Sicherheitsfaktoren entsprechend *Eurocode 2 (1992)* folgt

$$f_{Rd}^B = 3,7 \cdot \sqrt{e_s/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \quad (5.21)$$

mit

- $\gamma_c$  Teilsicherheitsbeiwert von Beton (nach Eurocode 2  $\gamma_c = 1,5$ )  
 $\gamma_s$  Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl (nach Eurocode 2  $\gamma_s = 1,15$ )  
 $e_s$  Spaltfläche pro Stoß ( $e_s = c_x + e_l$ ) [mm]  
 $d_s$  Stabdurchmesser [mm]  
 $f_{cc}$  Würfeldruckfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]  
 $f_{cm}$  Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]  
 $= f_{ck} + 8$   
 $l_s$  Übergreifungslänge [mm]  
 $K$   $K = k_d \cdot k_q \cdot k_v \cdot k_p$   
 $k_d$  Faktor zur Berücksichtigung des Durchmessers  
 $= (10/d_s)^{0,5} \geq 0,75$   
 $\leq 1,10$   
 $k_q$  Faktor zur Berücksichtigung ungleicher Stahlspannungen an den Stoßenden  
 $= \frac{2}{1 + k_l}$   
 $k_v$  Faktor zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen (definiert in *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)*)  
 $= 1,0$  für gute Verbundbedingungen;  
 $= 0,85$  für schlechte Verbundbedingungen  
 $k_p$  Faktor zur Unterscheidung von Verankerungen und Übergreifungsstößen  
 $= 1,0$  Übergreifungsstöße  
 $= 1,20$  Verankerungen

Analog dem Vorgehen bei Bruchart A wird im Folgenden bei Bruchart B und C verfahren.

Traganteil des Betons bei Bruchart B:

$$f_{Rm}^B = 5,8 \cdot \sqrt[4]{\frac{e_s}{c_y}} \cdot \sqrt{\frac{c_y}{d_s}} \cdot \left(\frac{c_x}{e_l}\right)^{0,06} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(\frac{l_s}{d_s}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \quad (5.22)$$

mit  $f_{Rk}^B = 0,79 \cdot f_{Rm}^B$  folgt

$$f_{Rk}^B = 5,8 \cdot \sqrt[4]{\frac{e_s}{c_y}} \cdot \sqrt{\frac{c_y}{d_s}} \cdot \left(\frac{c_x}{e_l}\right)^{0,06} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(\frac{l_s}{d_s}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \cdot 0,79 \quad (5.23)$$

bei Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte folgt

$$f_{Rd}^B = 5,8 \cdot \sqrt[4]{\frac{e_s}{c_y}} \cdot \sqrt{\frac{c_y}{d_s}} \cdot \left(\frac{c_x}{e_l}\right)^{0,06} \cdot \sqrt{\frac{f_{cm} \cdot 1,18}{\gamma_c}} \cdot \left(\frac{l_s}{d_s}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \cdot 0,79 \quad (5.24)$$

bei Annahme der Sicherheitsfaktoren entsprechend *Eurocode 2 (1992)* folgt

$$f_{Rd}^B = 4,0 \cdot \sqrt[4]{\frac{e_s}{c_y}} \cdot \sqrt{\frac{c_y}{d_s}} \cdot \left(\frac{c_x}{e_l}\right)^{0,06} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \left(\frac{l_s}{d_s}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot K \quad (5.25)$$

mit

$e_s$  Spaltfläche pro Stoß ( $e_s = 2 c_x$ ) [mm]

Traganteil des Betons bei Bruchart C:

$$f_{Rm}^B = 9,75 \cdot \sqrt{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \quad \text{für } c_y \leq 2,5 d_s \quad (5.26)$$

$$f_{Rm}^B = 12,27 \cdot \sqrt[4]{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \quad \text{für } c_y > 2,5 d_s \quad (5.27)$$

mit  $f_{Rk}^B = 0,79 \cdot f_{Rm}^B$  folgt

$$f_{Rk}^B = 9,75 \cdot \sqrt{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \cdot 0,79 \quad \text{für } c_y \leq 2,5 d_s \quad (5.28)$$

$$f_{Rk}^B = 12,27 \cdot \sqrt[4]{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \cdot 0,79 \quad \text{für } c_y > 2,5 d_s \quad (5.29)$$

bei Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte folgt

$$f_{Rd}^B = 9,75 \cdot \sqrt{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18 / \gamma_c} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \cdot 0,79 \quad \text{für } c_y \leq 2,5 d_s \quad (5.30)$$

$$f_{Rd}^B = 12,27 \cdot \sqrt[4]{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot 1,18 / \gamma_c} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \cdot 0,79 \quad \text{für } c_y > 2,5 d_s \quad (5.31)$$

bei Annahme der Sicherheitsfaktoren entsprechend *Eurocode 2 (1992)* folgt

$$f_{Rd}^B = 6,8 \cdot \sqrt{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \quad \text{für } c_y \leq 2,5 d_s \quad (5.32)$$

$$f_{Rd}^B = 8,6 \cdot \sqrt[4]{c_y/d_s} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \left(l_s/d_s\right)^{2/3} \cdot K \quad \text{für } c_y > 2,5 d_s \quad (5.33)$$

Traganteil der Querbewehrung

Die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen mit Querbewehrung setzt sich nach *Eligehausen (1979)* additiv aus dem Traganteil des Übergreifungsstoßes ohne Querbewehrung und einem Traganteil aus der Querbewehrung zusammen. Die mittlere zusätzlich aufnehmbare Stahlspannung ist je nach Querschnitt, Art und Anordnung der Querbewehrung zum Übergreifungsstoß unterschiedlich. Diese errechnet sich je nach Ausbildung wie folgt:

$$f_{Rk}^{QB} = 6,0 \cdot \left( 2 \cdot \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{Bügel umschließt einen Stoß} \quad (5.34a)$$

$$f_{Rk}^{QB} = 6,0 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{Bügel umschließt zwei Stöße} \quad (5.34b)$$

$$f_{Rk}^{QB} = 1,8 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{gerade außen angeordnete Querb.} \quad (5.34c)$$

mit  $f_{Rk}^{QB} = 0,79 \cdot f_{Rm}^{QB}$  folgt

$$f_{Rd}^{QB} = 6,0 \cdot \left( 2 \cdot \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \cdot 0,79 \quad \text{Bügel umschließt einen Stoß} \quad (5.35a)$$

$$f_{Rd}^{QB} = 6,0 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \cdot 0,79 \quad \text{Bügel umschließt zwei Stöße} \quad (5.35b)$$

$$f_{Rd}^{QB} = 1,8 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \cdot 0,79 \quad \text{gerade außen angeordnete Querb.} \quad (5.35c)$$

bei Ansatz des Teilsicherheitsbeiwertes folgt

$$f_{Rd}^{QB} = 6,0 \cdot \left( 2 \cdot \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \cdot 0,79 \cdot \frac{1}{\gamma_c} \quad \text{Bügel umschließt einen Stoß} \quad (5.36a)$$

$$f_{Rd}^{QB} = 6,0 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \cdot 0,79 \cdot \frac{1}{\gamma_c} \quad \text{Bügel umschließt zwei Stöße} \quad (5.36b)$$

$$f_{Rd}^{QB} = 1,8 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \cdot 0,79 \cdot \frac{1}{\gamma_c} \quad \text{gerade außen angeordnete Querb.} \quad (5.36c)$$

bei Annahme der Sicherheitsfaktoren entsprechend *Eurocode 2 (1992)* folgt

$$f_{Rd}^{QB} = 3,2 \cdot \left( 2 \cdot \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{Bügel umschließt einen Stoß} \quad (5.37a)$$

$$f_{Rd}^{QB} = 3,2 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{Bügel umschließt zwei Stöße} \quad (5.37b)$$

$$f_{Rd}^{QB} = 0,9 \cdot \left( \Sigma A_{st} \cdot f_{yt} / A_s \right)^{0,5} \cdot k_q \quad \text{gerade außen angeordnete Querb.} \quad (5.37c)$$

mit

$\Sigma A_{st}$  Summe des Querschnitts der Querbewehrung im Stoßbereich [mm<sup>2</sup>]

$$= n A_{st}$$

$A_{st}$  Querschnitt eines Stabes der Querbewehrung [mm<sup>2</sup>]

$n$  Zahl der Stäbe der Querbewehrung

$A_s$  Querschnitt eines gestoßenen bzw. verankerten Stabes [mm<sup>2</sup>]

$f_{yt}$  Nennwert der Streckgrenze der Querbewehrung  $\leq 300$  N/mm<sup>2</sup> [N/mm<sup>2</sup>]

Setzt man  $f_{Rd}(S) = f_{yd}$  ergibt sich für die Übertragung der Streckgrenzlast die erforderliche Verbundlänge  $l_v(s)$  zu

$$l_v(s) = \left( (f_{yd} - f_{Rd}^{QB}) \cdot 0,27 \cdot \left( \frac{e_s}{d_s} \right)^{-0,5} \cdot (f_{cm})^{-0,5} \cdot \frac{1}{K} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot d_s \quad [\text{mm}]$$

Bruchart A (5.38a)

$$l_v(s) = \left( (f_{yd} - f_{Rd}^{QB}) \cdot 0,25 \cdot \left( \frac{e_s}{c_y} \right)^{-0,25} \cdot \left( \frac{c_y}{d_s} \right)^{-0,5} \cdot \left( \frac{c_x}{e_l} \right)^{-0,06} \cdot (f_{cm})^{-0,5} \cdot \frac{1}{K} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot d_s \quad [\text{mm}]$$

Bruchart B (5.38b)

$$l_v(s) = \left( (f_{yd} - f_{Rd}^{QB}) \cdot 0,15 \cdot \left( \frac{c_y}{d_s} \right)^{-0,5} \cdot (f_{cm})^{-0,5} \cdot \frac{1}{K} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot d_s \quad c_y \leq 2,5 d_s \quad [\text{mm}]$$

Bruchart C (5.38c)

$$l_v(s) = \left( (f_{yd} - f_{Rd}^{QB}) \cdot 0,12 \cdot \left( \frac{c_y}{d_s} \right)^{-0,25} \cdot (f_{cm})^{-0,5} \cdot \frac{1}{K} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot d_s \quad c_y < 2,5 d_s \quad [\text{mm}]$$

Bruchart C (5.38d)

Ist der Querschnitt der vorhandenen Bewehrung  $A_{s,vorh}$  größer als der erforderliche Wert  $A_{s,erf}$ , darf in die Gleichungen (5.38a) bis (5.38d) anstatt  $f_{yd}$  der Bemessungswert der Stahlspannung  $\sigma_{sd} = f_{yd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}$  eingesetzt werden.

Bei den oben beschriebenen Bemessungsgleichungen ist bei Stößen zweier Bewehrungsstäbe mit unterschiedlichen Randabständen immer die kleinere Betondeckung anzusetzen. Dies gilt auch für die Bemessung von Übergreifungsstößen zweier Stäbe, welche senkrecht zum Rand übereinander angeordnet sind. Bei mehreren Übergreifungsstößen in einem Querschnitt mit unterschiedlichen Rand- und Stababständen bzw. unterschiedlicher Tragfähigkeit, ist nach *Elgehausen (1979)* für jeden Stoß die mittlere Tragfähigkeit unter Berücksichtigung aller Übergreifungsstöße in diesem Querschnitt anzusetzen.

Nach *Orangun et al. (1977)* besteht bei der Versagensart Spalten kein Unterschied zwischen den übertragbaren Verbundspannungen von Einzelstäben und Übergreifungsstößen (vgl. Abschnitt 2.5.2.1). Aus diesem Grund können die oben hergeleiteten Bemessungsgleichungen für Übergreifungsstöße sowie Verankerungen von Einzelstäben am Rand eingesetzt werden.

Werden Übergreifungsstöße von Stäben mit unterschiedlichen Durchmessern ausgeführt, so ist der Übergreifungsstoß für beide Stabdurchmesser zu berechnen und auf der sicheren Seite liegend die größere berechnete Übergreifungslänge mit anzusetzen.

Nach *Eurocode 2 (1992)* hat ein Abstand zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben von  $a < 4 d_s$  keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten des Übergreifungsstoßes. Bei größeren Abständen der miteinander gestoßenen Stäbe ist zu beachten, dass die Kraftübertragung vom einen auf den anderen Stab über ca.  $45^\circ$  geneigte Druckstreben erfolgt. Aus diesem Grund verringert sich die effektive Übergreifungslänge um den Abstand der gestoßenen Stäbe. Aus diesem Grund ist in diesen Fällen die Übergreifungslänge um den Abstand der gestoßenen Stäbe zu verlängern.

#### 5.2.5.1.3 Mindestverankerungs- bzw. -übergreifungslängen

Maßgeblich für die Mindestverankerungs- bzw. -übergreifungslängen ist die Begrenzung der Rissbreiten am Stoßende bzw. am Ende der Verankerung. Maßgeblich ist hierbei das Verhalten unter Dauerbelastung. Untersuchungen an eingemörtelten Bewehrungsstäben unter Verwendung eines Hybrid-Systems ergaben deutlich geringere Verschiebungen unter Dauerlast als in der Literatur für einbetonierte Bewehrungsstäbe angegeben (vgl. Abschnitt 3.4.1). Diese Systeme zeigten im Kurzzeitauszugsversuch etwa eine vergleichbare Verbundsteifigkeit wie einbetonierte Bewehrungsstäbe. Das Bemessungskonzept sieht vor, dass der eingemörtelte Stab mindestens eine gleich hohe Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit aufweist wie der vergleichbare einbetonierte Stab. Überträgt der eingemörtelte Bewehrungsstab eine höhere Verbundfestigkeit, so kann diese in der Bemessung mit angesetzt werden, wobei die zulässigen Verschiebungen bei Maximallast bei den Qualifizierungsversuchen auf die Verschiebung bei Maximallast des einbetonierten Bewehrungsstabes begrenzt ist. Aus diesem Grund sind bei diesen höherfesten Systemen auch bei Ansatz dieser höheren charakteristischen Verbundfestigkeit keine größeren Verschiebungen als beim einbetonierten Bewehrungsstab unter Gebrauchslast zu erwarten.

Vereinfachen werden aus den oben genannten Gründen auf der sicheren Seite liegend die Mindestverankerungs- bzw. -übergreifungslängen von *DIN 1045 (1988)* bzw. *Eurocode 2 (1992)* auch für eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse vorgeschlagen.

#### 5.2.5.2 Vereinfachtes Bemessungskonzept

Für Bewehrungsstäbe, welche entsprechend Abschnitt 5.2.4 mit einem geeigneten Verbundmörtel ordnungsgemäß eingemörtelt wurden, werden folgende Regelungen für die Bemessung und Konstruktion vorgeschlagen:

Verankerungen und Übergreifungsstöße mit eingemörtelten Rippenstäben sind nach der für dieses Bauteil / Gebäude gültigen Stahlbetonnorm zu bemessen. Dies gilt hinsichtlich der Verbundlänge und der Querbewehrung im Verankerungs- bzw. Übergreifungsbereich. Der bei der Bemessung anzusetzende Verbundbereich richtet sich nach der einbetonierten Bewehrung. Es können solche Anschlüsse mit eingemörtelten Bewehrungsstäben ausgeführt werden, die mit **geraden** einbetonierten Stäben 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 u.a. 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 angewandten Stahlbetonnorm zu beachten:

- (a) Für die Berechnung der Verbundlänge darf maximal ein Beton der Festigkeitsklasse angesetzt werden, bis zu welchem der eingemörtelte Bewehrungsstab eine dem einbetonierten Stab vergleichbare Laststeigerung zeigt. Dies ist näher in Abschnitt 5.2.4.1 beschrieben.
- (b) Es sind Mindestwerte für die Betondeckung und den Stababstand einzuhalten. Diese sind in der angewandten Stahlbetonnorm geregelt. Um eine Vorschädigung des Betons beim Bohren zu verhindern, sind abhängig vom Bohrverfahren folgende zusätzliche Regelungen einzuhalten. Diese sind in Tabelle 5.1 angegeben.
- (c) Die Verbindungsfuge zwischen bestehendem Bauteil und neu anzubetonierendem Bauteil ist so aufzurauen und zu verzahnen, dass die auftretenden Querkräfte übertragen werden können.
- (d) Bei Anforderungen an den Feuerwiderstand muss die Betondeckung gegenüber einbetonierten Stäben erhöht werden. Die Erhöhung hängt von der Temperaturempfindlichkeit des Mörtels und der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer ab.
- (e) Bei Anwendungen mit länger anhaltenden Temperaturen über  $T = 40^\circ \text{C}$  sind zusätzliche Untersuchungen zum Tragverhalten des Verbundmörtels bei den zu erwartenden Temperaturen durchzuführen.

### 5.2.6 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.

Das Bemessungskonzept wurde durch Versuche für Anwendungen mit vorwiegend ruhender Belastung abgesichert. Es können gegenwärtig keine Angaben gemacht werden, wie sich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse unter dynamischer Belastung verhalten. Aus diesem Grund hat das Bemessungskonzept keine Gültigkeit für Verankerungen und Übergreifungsstöße unter dynamischer Belastung.

Anschlüsse dürfen in Beton der Festigkeitsklasse B 15 bis B 55 nach *DIN 1045 (1988)* bzw. C 16/20 bis C 50/60 nach *Eurocode 2 (1992)* ausgeführt werden, weil nur für diesen Bereich Erfahrungen vorliegen.

Das Tragverhalten von Verbundmörtelsystemen mit unterschiedlichen Verbundfestigkeiten und Verbundsteifigkeiten wurde untersucht und die Ergebnisse im Bemessungskonzept berücksichtigt. Das Last-Verschiebungsverhalten dieser Systeme war dem des einbetonierten Bewehrungsstabes prinzipiell ähnlich. Dieses kann durch ein steifes Verbundverhalten bei niedrigerer Belastung charakterisiert werden. Bei einer Belastung nahe der Bruchlast wird das Verbundverhalten weicher und die Verschiebungen vergrößern sich überproportional. Nach dem Bruch fällt die übertragbare Belastung des Stabes ab. Das Bemessungskonzept wurde nur für Verbundmörtel mit diesem prinzipiellen Tragverhalten durch die Untersuchungen abgesichert. Es hat keine Gültigkeit für Verbundmörtelsysteme, welche ein prinzipiell anderes Tragverhalten aufweisen.

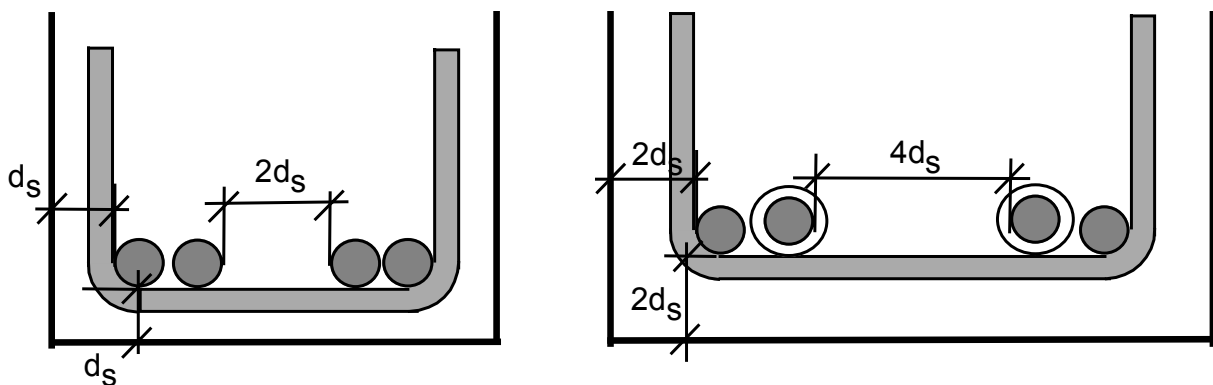
Das Tragverhalten von eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben bei hohen Temperaturen und Brandbelastung ist prinzipiell unterschiedlich. Dies ist in Abschnitt 3.2.6.9 beschrieben. Bei Anwendungen mit hohen Temperaturen und/oder einer bestimmten geforderten Feuerwiderstandsdauer des Anschlusses sind besondere Maßnahmen vorzunehmen. Je nach Randbedingungen und Mörtel­eigenschaften ist die Betondeckung zu erhöhen oder ein zusätzlicher Schutz der eingemörtelten Bewehrung vorzunehmen. Anforderungen dieser Art sind nicht mit dem allgemeinen Bemessungskonzept abgedeckt.

### 5.2.7 Vergleich des Bemessungskonzeptes mit den gültigen Stahlbetonnormen

Zum Vergleich des Bemessungskonzeptes mit den Stahlbetonnormen DIN 1045 (1988) und Eurocode 2 (1992) wurde die Bemessung von zwei Beispielbalken durchgeführt. Beim Balken in Bild 5.10 (a) wurden die Mindestbedingungen nach den Normen *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* angenommen.

In der Praxis sind häufig größere Betondeckungen und Stoßabstände vorhanden. Dies wird in den Stahlbetonnormen *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)* bei der Bemessung nicht berücksichtigt. Um die Unterschiede der Normen mit dem Bemessungskonzept zu verdeutlichen, wurde die Bemessung eines weiteren Beispielbalkens mit verdoppelten Rand- und Stoßabständen (Bild 5.10) vergleichend durchgeführt.

Bei beiden Beispielrechnungen wurde die nach den Stahlbetonnormen übliche Querbewehrung mit angesetzt.



(a) Balken mit Minimalabmessungen nach *DIN 1045 (1988)* und *Eurocode 2 (1992)*

(b) Balken mit vergrößerten Abmessungen

Bild 5.10 Untersuchte Bewehrungsanordnungen von Beispielbalken,  $\Sigma A_{st}/A_s = 1,0$

Bild 5.11 zeigt einen Vergleich der erforderlichen Übergreifungslängen von Vollstößen in Beton C 20/25 zur Übertragung der Streckgrenzlast ( $\sigma_{sd} = f_{yd}$ ) nach Gleichung (5.38) mit den Werten nach *DIN 1045 (1988)*, *Eurocode 2 (1992)* in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser. Bei Annahme der Mindestbedingungen nach den Normen ( $c_x = c_y = e_l = d_s$ ,  $\Sigma A_{st}/A_s = 1$ ) (Bild 5.10 (a)) stimmen die erforderlichen Übergreifungslängen nach Gleichung (5.38) und nach den Normen gut überein. Bei größerer Betondeckung und/oder größerem Stababstand sind die erforderlichen Übergreifungslängen kleiner als nach den Normen. Dies gilt auch, wenn die Bewehrung im Stoßbereich nicht voll ausgenutzt ist ( $\sigma_{sd} < f_{yd}$ ), weil die Übergreifungslänge nach den Normen proportional zu  $\sigma_{sd}$  ist, während  $l_v$  nach Gleichung (5.38) etwa mit  $\sigma_{sd}^{1,5}$  ansteigt.

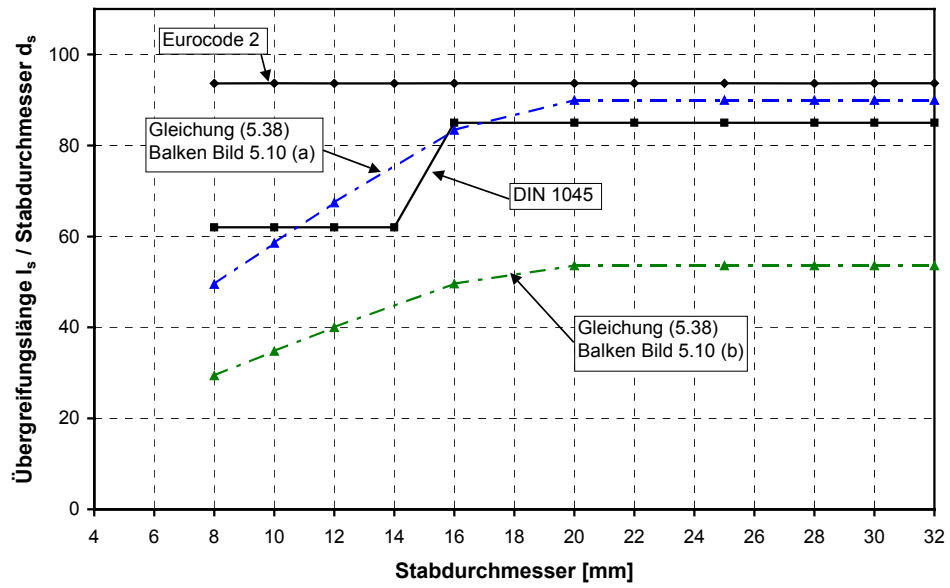


Bild 5.11

Erforderliche Übergreifungslängen zur Übertragung des Bemessungswertes der Streckgrenzlast; Werte nach *DIN 1045* (1988), *Eurocode 2* (1992) und Gleichung (5.38)

## 6 Zusammenfassung

Bewehrungsanschlüsse werden in der Praxis immer häufiger mit eingemörtelten Bewehrungsstäben ausgeführt. Die Bemessung und konstruktive Durchbildung dieser Anschlüsse erfolgt im Allgemeinen auf der Basis von Herstellerangaben. Die so ermittelten Verankerungs- und Übergreifungslängen unterschreiten sich zum Teil deutlich von den nach den gängigen Stahlbetonnormen geforderten Werte für einbetonierte Bewehrungsstäbe.

Zur Klärung des Tragverhaltens von eingemörtelten gerippten Bewehrungsstäben wurden eine große Anzahl von Auszugsversuchen an Einzelstäben und Versuche mit Übergreifungsstößen in Balken und Platten unter Momentenbelastung sowie Versuche an Übergreifungsstößen in Körpern unter Zugbelastung durchgeführt. Variiert wurden dabei die geometrischen und klimatischen Randbedingungen, die Art der Installation sowie der verwendete Verbundmörtel. Zum Vergleich wurde das Tragverhalten von einbetonierten gerippten Bewehrungsstäben untersucht. Zudem wurden numerische Simulationen von Verankerungen und Übergreifungsstößen von eingemörtelten und einbetonierten Stäben mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften durchgeführt.

Die Versuche zeigen, dass eine Vielzahl von Faktoren das Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben beeinflussen. Der Einfluss dieser Faktoren auf das Tragverhalten ist abhängig von der Art des Systems. Je nach verwendetem Verbundmörtelprodukt und Anwendungsbedingungen können mit den eingemörtelten Bewehrungsstäben höhere, aber auch niedrigere Verbundfestigkeiten übertragen werden als mit einbetonierten Bewehrungsstäben. Dies gilt im Fall von hochfesten Systemen aber nur für Verankerungen mit großer Betondeckung und bei der Versagensart Herausziehen. Bei Verankerungen und Übergreifungsstößen mit kleiner Betondeckung ist die Zugfestigkeit der Betondeckung maßgeblich und die Versagensart Spalten tritt auf. Mögliche höhere übertragbare Verbundfestigkeiten der eingemörtelten Stäbe können in diesem Fall nicht genutzt werden. Gewährleistet das verwendete Verbundmörtelsystem ein etwa gleiches oder höherfestes Verbundverhalten wie ein einbetonierter Stab, so verhalten sich die nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäbe mit kleiner Betondeckung vergleichbar wie einbetonierte Bewehrungsstäbe. Weist demgegenüber der eingemörtelte Stab ein weicherer Verhalten auf bzw. löst sich der Verbund zwischen Mörtel und Beton schon bei niedriger Belastung, kann auch das Spaltversagen bei Anschlüssen mit kleiner Betondeckung bei niedriger Belastung auftreten wie bei einbetonierten Stäben, obwohl die Verbundfestigkeit des Systems noch nicht erreicht sein muss.

Die numerischen Simulationen zeigen, dass die Duktilität des Verbundes maßgeblich das Tragverhalten von Verankerungen und Übergreifungsstößen mit großen Verbundlängen beeinflusst. Je nach Sprödigkeit des Verbundes kann nur ein bestimmter Anteil der Verbundfläche zu einem Zeitpunkt aktiviert werden. Dies führt je nach Verbundeigenschaften zu einer unterschiedlichen Abminderung der mittleren Verbundfestigkeit bei Stäben mit großer Verankerungslänge im Vergleich zu den bei kurzer Verankerungslänge erzielten Werten. Die Simulationen von Übergreifungsstößen zweier Stäbe mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften zeigen, dass immer der schwächere der beiden gestoßenen Stäbe für die Bruchlast und die maximalen Verschiebungen am Stoßende maßgeblich ist. Unterschiedliche Steifigkeit der gestoßenen Stäbe zeigte bei den durchgeführten Simulationen keinen signifikanten Einfluss auf die Bruchlast der Stöße.

Auf der Grundlage der durchgeführten Untersuchungen wurden ein Bemessungskonzept und ein vereinfachtes Bemessungskonzept für eingemörtelte Bewehrungsstäbe entwickelt. Vorausgesetzt für die Bemessungskonzepte ist, dass die Verbundspannungs-Verschiebungskurve von den eingemörtelten Stäben mit großer Betondeckung und der Versagensart Herausziehen gleichartig oder oberhalb derer von einbetonierten Bewehrungsstäben verlaufen, wobei die Streuung, gerissener Beton, klimatische Einflussfaktoren sowie der Einfluss der Installation berücksichtigt werden müssen. Dabei ist je nach Mörtel Eigenschaften die in der Bemessung maximal ansetzbare Betonfestigkeit zu begrenzen. Zudem ist die Dauerhaftigkeit des Systems sowie der Korrosionsschutz der eingemörtelten Bewehrungsstäbe zu gewährleisten. Um eine einwandfreie Installation sicherzustellen muss das ausführende Baustellenpersonal qualifiziert sein. Bei beiden Bemessungsverfahren sind aus bohrtechnischen Gründen (keine Schädigung des Betons beim Bohren) Mindestwerte für die Betondeckung bzw. den Achsabstand der eingemörtelten Bewehrungsstäbe einzuhalten. Zudem sind bei Anforderungen an den Feuerwiderstand besondere Maßnahmen durchzuführen.

Das allgemeine Bemessungskonzept unterscheidet zwischen der Versagensart Spalten und der Versagensart Herausziehen. Maßgeblich ist die Versagensart, die den kleinsten Bemessungswiderstand bzw. die größte Übergreifungslänge ergibt. Berücksichtigt werden dabei die tatsächlichen geometrischen Randbedingungen sowie die tatsächliche Verbundfestigkeit des verwendeten Verbundmörtelsystems.

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

Kriterien zur Bewertung der Eignung und Leistungsfähigkeit von Verbundmörtelsystemen sowie Anforderungen an die Anwendungstechnik und Schulung der Monteure wurden erarbeitet und sind in der Arbeit aufgeführt.

## 7 Offene Fragen

In der vorliegenden Arbeit wurden nur nachträgliche Bewehrungsanschlüsse behandelt, welche nach den gültigen Stahlbetonnormen mit geraden einbetonierten Bewehrungsstäben zulässig sind. Dies schließt im Allgemeinen Anwendungen aus, welche eine Lastweiterleitung über Betonzugspannungen notwendig machen, oder bei welchen die Lasten auf einen senkrecht zum eingemörtelten Stab liegende Bewehrung übergeleitet werden muss. Dies ist zum Beispiel der Fall, wenn Lasten in einen unbewehrten Fundamentbeton eingeleitet werden (z.B. Stützenverankerung) oder wenn eine auskragende Platte oder Konsole biegesteif an einer Wand verankert werden soll, welche nur mit einer senkrechten Bewehrung armiert ist. Anwendungen dieser Art sind nicht mit dem vorgeschlagenen Bemessungskonzept abgedeckt und sollten näher untersucht werden.

Nachträgliche eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse werden auch in Gebieten mit erhöhter Erdbebengefahr ausgeführt. Bis jetzt bestehen keine ausreichenden Kenntnisse zum Tragverhalten dieser Anschlüsse unter dynamischer Belastung. Untersuchungen in diesem Bereich wären wünschenswert.

Untersuchungen zum Tragverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben bei hohen Temperaturen wurden durchgeführt. Die Ergebnisse ermöglichen aber keine Ableitung allgemeiner Regelungen für den Lastfall Brand. Diese Untersuchungen sollten auf weitere Systeme ausgeweitet werden und das vorgeschlagene Bemessungskonzept um allgemeine Regelungen für den Brandfall erweitert werden.

Die vorgeschlagenen Bemessungskonzepte setzen Verbundmörtelsysteme voraus, welche ein im Prinzip ähnliches Verbundverhalten mit einer mindestens gleich hohen Verbundfestigkeit ermöglichen wie ein einbetonierter Stab. Dabei wird auch die Lastumlagerungsfähigkeit und Duktilität des Verbundes mit berücksichtigt. Untersuchungen von eingemörtelten Stäben mit Verbundmörteln mit deutlich niedrigerer Verbundfestigkeit oder mit prinzipiell anderem Verbundverhalten wie ein einbetonierter Stab sind von Interesse. Eventuell lässt sich das Bemessungskonzept für diese Systeme ggf. mit Einschränkungen bei der Anwendung erweitern.

## 8 Literaturverzeichnis

- Brecht, T.; Meszaros, J. (1999):** Untersuchungen zum Einfluss des Durchmessers der Ankerstange auf das Tragverhalten von zugbeanspruchten Einzelbefestigungen mit Injektionsdübeln M8, M12, M16 und M24. Bericht Nr. 99/11-2/17; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Burkhardt, C.J. (2000):** Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton. Dissertation RWTH Aachen; Schriftenreihe Lehrstuhl und Institut für Massivbau.
- Cairns, J.; Arthur, P.D. (1979):** Strength of Lapped Joints in Columns. J. Am. Concr. Inst.; 76; No. 1; S. 277-296.
- Cairns, J.; Jones, K. (1995a):** The Splitting Forces Generated by Bond. Magazine of Concrete Research; 47; No. 171; June, S. 153-165.
- Cairns, J.; Jones, K. (1995b):** Influence of Rib Geometry on Strength of Lapped Joints: An Experimental and Analytical Study. Magazine of Concrete Research; 47; No. 172; Sept.; S. 253-262.
- CEB Bulletin d'Information No. 151 (1982):** Bond actions and bond behaviour of reinforcement - State of the Art Report. Comité Euro-International du Béton, Lausanne.
- CEB Bulletin d'Information No. 213/214 (1993):** CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford Ltd., Comité Euro-International du Béton.
- Chinn, J., Ferguson, P.M., Thompson, J.N. (1952):** Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams. Journal of the American Concrete Institute V.52 No.2; S. 201-214.
- Cook, R.A.; Bishop, M.C.; Hagedoorn, H.S.; Sikes, D.; Richardson, D.S.; Adams, T.L.; De Zee, C.T. (1994):** Adhesive Bonded Anchors: Bond Properties and Effects of In-Service and Installation Conditions. Bericht Nr. 94-2A; University of Florida; Departement of Civil Engineering; College of Engineering; Gainesville/Florida/USA.
- Cook, R.A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R.C. (1998):** Behavior 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. University of Kansas Center for Research; Lawrence; Kansas/USA; SM Report 32.
- Darwin, D.; Tholen, M.L.; Idun, E.K.; Zuo, J. (1996a):** Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars. ACI Structural Journal; January-February 1996; S. 95 – 107.
- Darwin, D.; Zuo, J., Tholen, M.L.; Idun, E.K. (1996b):** Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rip Area Reinforcing Bars. ACI Structural Journal; May-June 1996; S. 347 – 359.
- De Vries, R.; Moehle, J.P. ; Hester, W. (1990):** Lap Splice Strength of an Epoxy-Coated Reinforcement. Departement of Civil Engineering; University of California at Berkeley.
- DIN 488, Betonstahl Teil 2 (1986):** Ausgabe Juni 1986; Deutsches Institut für Normung e.V.; Beuth Verlag; Berlin.
- DIN 1045 (1988):** Beton und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V.; Beuth Verlag; Berlin.
- Eibl, J.; Idda, K.; Lucero-Cimas, H.-N. (1997):** Verbundverhalten bei Querkzug. Forschungsbericht; Institut für Massivbau und Baustofftechnologie; Universität Karlsruhe.

- Eligehausen, R. (1979):** Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 301.
- Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. (1983):** Local bond stress slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report No. UCB/EERC-82/23 University of California, Berkeley.
- 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.; Meszaros, J. (1996):** Influence of Installation Inaccuracies on the Behavior of Bonded Anchors, Evaluation of Test Results. Bericht Nr. 1/80-96/11; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart; nicht veröffentlicht.
- 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.
- Eligehausen, R. (1998):** Gutachtliche Stellungnahme zur Frage der Eignung des Mörtels HH zum Vermörteln von gerippten Bewehrungsstäben BSt 500S ( $d_s = 8 \text{ mm}$  bis  $d_s = 25 \text{ mm}$ ) – Teil 1: Verankerungen im trockenen Beton. Nicht veröffentlicht.
- Eligehausen, R.; Mallée, R. (2000):** Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau. Ernst & Sohn; Berlin.
- Eligehausen, R.; Mayer, U. (2000):** Untersuchungen zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 503.
- EOTA (2000):** ETAG for Anchors (Metal Anchors) for Use in Concrete; Part 5: Bonded Anchors.
- Eurocode 2 (1992), DIN V ENV 1992 Teil 1-1:** Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Beuth Verlag GmbH; Berlin.
- Ferguson, P.M., Turpin, R.D., Thompson, J.N. (1954):** Minimum Bar Spacing as a Function of Bond and Shear Strength. Journal of the American Concrete Institute; S. 869-887.
- Ferguson, P.M., Thompson, J.N. (1962):** Development Length of High Strength Reinforcing Bars in Bond. Journal of the American Concrete Institute; S. 887-922.
- Findley, W.N. (1960a):** Mechanism and Mechanics of Creep of Plastics. SPE Journal; Vol. 16; No. 1; S. 57-65.
- Findley, W.N. (1960b):** Stress Relaxation and Combined Stress Creep of Plastics. SPE Journal; Vol. 16; No. 2; S. 192-198.
- Franke, L. (1976):** Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 268; Ernst & Sohn; Berlin.
- Goto, J. (1971):** Cracks Formed in Concrete Around Tension Bars. ACI Journal Proceedings Vol. 86 No. 4; S. 244-251.
- Hungspreug, S. (1981):** Local bond between a reinforcing bar and concrete under high intensity cyclic load. Report 81-6, Cornell University, Ithaca, N.Y.
- Hwang, S.; Lin, Y.; Hwang, H.H. (1996):** Tensile Bond Strength of Deformed Bars of High Strength Concrete. ACI Structural Journal; Jan.-Feb.; S. 11-20.



- Jankovic, K. (1983):** Bericht über das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerlast in Normal- und Leichtbeton. Institutsbericht; Lehrstuhl für Massivbau; TU München.
- Krishnaswamy, C.N. (1970):** Tensile Lap Splices in Reinforced Concrete. Dissertation; University of Texas at Austin.
- Koch, R. (1991):** Betriebsbeanspruchung Verbund. Zwischenbericht zum DFG-Schwerpunktprogramm: „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbeanspruchungen“. Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg.
- Koch, R.; Balázs, G.L. (1992):** Influence of Cyclic Loading on Bond Strength and Related Slip. Proceedings of the “Bond in Concrete” Conference Riga; S. 7-11 – 7-20.
- Koch, R.; Balázs, G.L. (1992):** Slip Increase under Cyclic and Long Term Loads. Otto-Graf-Journal V. 4; S. 160 – 191.
- Koch, R.; Balázs, G.L. (1994):** Abschlussbericht zum DFG-Schwerpunktprogramm: „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbeanspruchungen“.
- Kunz, J.; Cook, R.; Fuchs, W.; Spieth, H.A. (1998):** Tragverhalten und Bemessung von chemischen Befestigungen. Beton- und Stahlbetonbau; 93 (1998); H. 1; S. 15-19; H. 2; S. 44-49; Ernst & Sohn; Berlin.
- Lehr, B.; Eligehausen, R. (1998):** Vorschlag eines Bemessungskonzeptes für Verbundanker. Bericht Nr. 20/25-98/6; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Lehr, B. (2002):** Tragverhalten von Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand mit Verbundankern unter zentrischer Belastung. Dissertation; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Leonhardt, F.; Reimann, H. (1965):** Betongelenke. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 226.
- Leonhardt, F. (1984):** Vorlesung über Massivbau, Teil 1: Grundlagen im Stahlbetonbau. Springer Verlag.
- 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.
- Losberg, A.; Olsson, P.-A. (1979):** Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on Longitudinal Splitting Effect of the Bars. Am. Concr. Inst. J.; 76 No. 1; Jan.; 5-17.
- Mainz, J. (1993):** Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau; Technische Universität München; 3/93.
- Martin, H., Noakowski, P. (1981):** Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 319.
- Martin, H. (1973):** Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 228.
- Martin, H.; (1982):** Bond performance of ribbed bars (pull-out tests) – Influence of concrete composition and consistency. In: Bond in concrete, edited by P. Bartos, Applied Science Publishers, London.
- Martin, H.; (1984):** Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen. In: Gallus Rehm zum 60. Geburtstag: Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau, Hrsg.. R. Eligehausen u. a., pp. 161 – 166.

- Mayer, U. (2002):** Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen. Dissertation Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Meszaros, J.; Eligehausen, R. (1998):** Einfluss der Bohrlochreinigung und von feuchtem Beton auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln. Bericht Nr. 98/2-2/2; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart; nicht veröffentlicht.
- Meszaros, J. (2002):** Das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Belastung. Dissertation Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Nagatomo, K.; Kaku, T. (1985):** Experimental and analytical study on bond characteristics of reinforcing bars with only a single transverse rib. In: Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 7, pp. 333 – 340.
- Nykyri, P. (1986):** Bond behaviour- Recent research projects at the concrete and silicate laboratory, Technical Research Centre of Finland. In: Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete, Nordic Seminar, pp. 10 – 24, Chalmers University of Technology, Publication 86/1, Göteborg.
- Orangun, C.O. et al. (1977):** A Re-Evaluation of Test Data on Development Length and Splices. Am. Concr. Inst. J.; 74 No. 3; Mar.; S. 114-122.
- Owen, D. (1962):** Handbook of Statistical Tables. Addison/Wesley Publishing Company Inc.
- Ožbolt, J. (1998):** MASA – MAcroscopic Space Analysis. Internal Report; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart; nicht veröffentlicht.
- 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.
- Ožbolt, J.; Li, Y.-J.; Kožar (2001):** Microplane Model for Concrete with Relaxed Cinematic Constraint. International Journal of Solids and Structures; 38; S. 2683-2711.
- Paschen, H.; Steinert, J.; Hjorth, O. (1974):** Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung. Forschungsbericht, TU Braunschweig.
- Rehm, G. (1961):** Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 138.
- Rehm, G.; Eligehausen, R. (1975):** Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit kurzer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung. Bericht Nr. 75/2 vom 14.02.1975 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Rehm, G.; Eligehausen, R. (1977a):** Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwellender Belastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 291.
- Rehm, G.; Eligehausen, R. (1977b):** Einfluss einer nicht ruhender Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. Betonwerk + Fertigerteiltechnik; Heft 6/1977.
- 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.
- Reynolds, G.C.; Beeby, A.W. (1982):** Bond Strength of Deformed Bars. Bond in Concrete; Applied Science; London; Hrsg. P. Bartos; S. 434-445.
- 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.
- Rüsch, H.; Rehm, G. (1963/1964):** Versuche mit Betonformstählen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Hefte 140, 160, 165.
- Russwurm, D. (1993):** Betonstähle für Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V.; München; Nachdruck der 1. Auflage.
- Schlaich, J.; Schäfer, K. (1998):** Konstruieren im Stahlbetonbau. Betonkalender 1998 Teil II; S. 721-896; Ernst Sohn Verlag; Berlin.
- Sell, R. (1973):** Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Anker. Verbindungstechnik; 1973; Heft 8; S. 11-16.
- Sippel, Th. M. (1996):** Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung. Dissertation Universität Stuttgart; IWB – Mitteilungen, 1996/3.
- Soroushian, P.; Choi, K.; Park, G.; Aslani, F. (1991):** 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. (1995):** Behavior and Design of Adhesive Anchor Groups in Uncracked Concrete. Diplomarbeit ausgeführt bei R.A. Cook an der University of Florida at Gainesville; Universität Stuttgart.
- Tepfers, R. (1973):** A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement for Deformed Bars. Chalmers University of Technology; Göteborg.
- Tepfers, R.; Olsson, P.-A. (1992):** Ring Test for Evaluation of Bond Properties of Reinforcing Bars. Proceedings of International Conference “Bond in Concrete” from Research in Practice. Volume 1; Riga, Latvia; October 1992.
- Untrauer, R.; Henry, R. (1965):** Influence of normal pressure on bond strength. In: ACI Journal, Vol. 62, pp. 577 – 586.
- Viathanatepa, S.; Popov, E.; Bertero, V. (1979):** Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforced Bars Embedded in Confined Concrete Blocks. College of Engineering; University of California; Berkeley; Report No. UCB/EERC – 79/22.
- Will, N. (1998):** Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Dissertation RWTH Aachen; Schriftenreihe Lehrstuhl und Institut für Massivbau.

**Zekany, A.J.; Neumann, S.; Jirsa, J.O. (1981):** The Influence of Shear on Lapped Splices in Reinforced Concrete. Report No. 242-2; Center of Transportation Research; Bureau of Engineering Research; University of Texas at Austin.

## 9 English Abstract

### Behavior and Design of Post-installed Bonded Rebar Connections

In practice an increasing number of connections between concrete elements are formed by bonding reinforcing bars with an adhesive mortar in holes drilled into existing concrete. The design and construction of these connections is commonly performed on the basis of manufacturers recommendations. In many cases the recommended anchorage and splice lengths are much shorter than the values for cast-in-place rebars in the codes for reinforced concrete.

To investigate the behavior of bonded post-installed deformed rebars, a large number of single pullout tests and tests with spliced rebars in slabs and beams under bending moment, as well as in specimens under tensile loading, were performed. The geometrical and climatic conditions, the installation procedure as well as the mortar system were varied. For comparison, tests with cast-in-place deformed rebars were performed. Furthermore numerical simulations of anchorages and splices of post-installed and cast-in-place rebars were run.

The experiments show that a large number of factors influence the behavior of post-installed rebars. The influence of these factors on the behavior of post-installed bonded rebars is dependent on the type of system used. Depending on the applied mortar system and the conditions of use post-installed rebars can provide a higher or lower bond strength compared to cast-in-place rebars. In the case of high strength mortar systems this conclusion is only valid for anchorages with large concrete cover and for the pullout failure mode. For rebar connections with small concrete cover and splitting failure mode, the tensile capacity of the concrete cover becomes decisive. The potentially larger bond strength of the post-installed rebar can not be utilized in this case. For applications where the rebar is located close to an edge and where splitting failure is expected, systems that provide a similar or stiffer bond behavior relative to cast-in-place rebars will behave comparably to cast-in-place rebars. On the other hand if the post-installed rebars have a relative soft bond behavior and consequently a loss of adhesion between mortar and concrete at low load levels, the splitting failure for applications with small concrete cover can occur at lower loading compared to cast-in-place rebars, even though the bond strength of the system need not be reached.

The numerical simulations show that the ductility of the bond decisively influences the behavior of anchorages and splices with large bond lengths. Depending on the brittleness of the bond, a certain bond area can be activated at one time. Depending on the bond behavior this can cause a reduction of the average bond strength of rebars with large bond lengths compared to rebars with small bond lengths. The simulations of spliced rebars with different bond behavior show that the weaker bar is controlling for the maximum displacements at the loaded ends and for the failure of the splice. The simulations performed showed no negative influence on the failure load of the splices due to different stiffness of the spliced bars.

Based on the investigations a design concept and a simplified design concept were developed. The design concepts require that the bond stress – displacement curve of the post-installed bonded rebars with large concrete cover and pullout failure mode is comparable to or lies above the curve of cast-in-place rebars, taking into account the scatter of the results, cracked concrete,

climatic and installation influencing factors. The design concrete strength has to be limited depending on the type of mortar. Furthermore the durability of the system as well as the corrosion protection of the rebars have to be guaranteed. To ensure safe installation the jobsite personnel has to be properly qualified. In both design concepts the minimum concrete cover and minimum bar spacing of the post-installed rebars have to be defined to ensure no damage of the concrete cover during the drilling process. Special precautions have to be taken for fire safety.

In the design concept the minimum design resistance, or alternatively the maximum anchorage/splice length, is decisive and is differentiated for the failure mode pullout and splitting. The exact bond capacity of the system and the exact geometric constraints are considered.

In the simplified concept, design can be performed on the basis of the codes for reinforced concrete using the provisions for straight cast-in-place rebars with the aforementioned considerations.

Criteria to assess the suitability and the capacity of the mortar systems, the requirements of the installation tools as well as the qualification of the jobsite personnel were worked out and are presented.

## 10 Lebenslauf

### Persönliche Angaben

Name: **Spieth**  
 Vornamen: **Hannes Albrecht Christian**  
 Geburtsdatum: **28. Juni 1969 in Esslingen (Neckar)**

### Schulbildung

1976 – 1980 **Lerchenäcker-Grundschule**, Esslingen  
 1980 – 1986 **Georgii-Gymnasium**, Esslingen  
 Abschluss: Mittlere Reife; Latinum  
 1986 – 1989 **Technisches Gymnasium**, Esslingen-Zell  
 Abschluss: Abitur

### Studium

10/1989 – 08/1992 **Universität Stuttgart**  
 Studium des Bauingenieurwesens  
 09/1992 – 04/1993 **University of Calgary**, Kanada  
 Auslandsstudienstipendium  
 05/1993 – 12/1995 **Universität Stuttgart**  
 Studium des Bauingenieurwesens  
 01/1994 **Great Northern Concrete Toboggan Race**, Edmonton  
 Bauingenieurstudentenwettbewerb in Kanada  
 1. Preis  
 01/1995 **Great Northern Concrete Toboggan Race**, Montreal  
 3. Preis  
 05/1995 – 12/1995 **University of Florida**, Gainesville, USA  
 Diplomarbeit am College of Engineering  
 12/1995 **Universität Stuttgart**  
 Abschluss: Dipl.-Ing.

### Praktika

09/1991 – 10/1991 **Züblin**, Malaysia  
 Auslandspraktikum in Johore Bharu  
 07/1992 – 08/1992 **KellerBau**, Süßen  
 07/1993 – 08/1993 **Gebr. Spieth**, Esslingen

### Berufliche Tätigkeit

01/1996 – 06/2002 **Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart**  
 Wissenschaftlicher Angestellter

- Anhang A**      **Auszugsversuche an Einzelstäben**
- Anhang B**      **Auszugsversuche an Einzelstäben mit DMS**
- Anhang C**      **Numerische Simulationen**



## Anhang A Auszugsversuche an Einzelstäben

Code	Geometrie				Beton		System		Installation				Temperatur			Stab / Ankerst.		Ergebnisse				
	d <sub>s</sub>	d <sub>0</sub>	l <sub>v</sub>	c	f <sub>cc</sub>	Körn.	Mörtel	Reinigungsseq.	Reinigung	Bohr-Sys.	Betonbesch.	t <sub>A</sub>	T <sub>C,inst.</sub>	T <sub>C,test</sub>	T <sub>M,inst.</sub>	Stabart	f <sub>R</sub>	Anzahl	F <sub>u</sub>	V (F <sub>u</sub> )	s <sub>u</sub>	V (s <sub>u</sub> )
[ ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[h]	[°C]	[°C]	[°C]	[ ]	[ ]	[ ]	[kN]	[%]	[mm]	[%]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
EAANÖ	8	-	80	25	28	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	BSSt 500	0,055	5	13,34	8,69	0,90	20,79
EAXNÖ	8	-	80	150	28	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	BSSt 500	0,055	5	15,36	11,86	0,98	4,56
E 8	8	-	80	150	29	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [1]	>28d	20	20	20	V4A	0,055	3	20,73	5,81	1,03	14,78
E 8 30	8	-	80	30	29	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [1]	>28d	20	20	20	V4A	0,055	5	15,68	7,39	0,50	24,49
E 12 F	12	-	120	150	32	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [9]	>28d	20	20	20	Staifix	0,047	3	29,90	15,22	1,60	12,50
E 12 30 F	12	-	120	30	32	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [9]	>28d	20	20	20	Staifix	0,047	5	26,06	8,60	1,02	20,09
E 12	12	-	120	150	29	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [1]	>28d	20	20	20	Staifix	0,047	3	40,20	4,89	1,40	7,14
E 12 30	12	-	120	30	29	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [1]	>28d	20	20	20	Staifix	0,047	5	26,98	3,39	0,54	10,14
ESAAX	15	-	150	150	39	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,083	5	67,85	11,89	1,61	11,87
E 16 F	16	-	160	150	32	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [9]	>28d	20	20	20	Staifix	0,05	3	77,10	6,68	1,97	22,93
E 16 35 F	16	-	160	35	31	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [9]	>28d	20	20	20	Staifix	0,05	5	48,42	3,17	0,66	13,55
E 16	16	-	160	150	30	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [12]	>28d	20	20	20	Staifix	0,05	3	87,67	1,88	2,10	12,60
E 16 35	16	-	160	35	30	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [12]	>28d	20	20	20	Staifix	0,05	5	45,92	7,54	0,58	18,89
ESBBX	20	-	200	150	39	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	134,12	3,80	1,96	10,49
ESBDX	20	-	300	150	39	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	4	241,49	2,14	2,80	7,11
ACCX1X	20	-	240	150	26	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	3	135,17	2,89	1,37	25,70
ACC41X	20	-	240	40	26	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	102,28	5,13	0,76	47,08
ECXNU	20	-	300	150	25	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	3	187,03	3,73	1,77	19,88
AECX1X	20	-	340	150	26	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	3	216,73	1,68	1,90	9,12
AEC41X	20	-	340	40	26	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	152,26	4,32	1,20	15,59
ACCX4X	20	-	240	150	63	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	3	280,40	5,17	2,27	22,21
ACC44X	20	-	240	40	63	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	204,12	10,25	1,54	13,47
AEC44X	20	-	340	40	63	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	268,28	6,88	2,20	22,50
EBCNX	20	-	200	40	25	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	72,84	10,62	0,52	31,60
EBXNX	20	-	200	150	25	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	3	98,47	5,48	1,27	22,79
EBCHX	20	-	200	40	57	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	131,68	4,65	0,56	51,45
EBXHX	20	-	210	150	57	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	3	216,60	5,49	1,07	35,49

Code	Geometrie				Beton		System		Installation				Temperatur			Stab / Ankerst.		Ergebnisse				
	d <sub>s</sub>	d <sub>0</sub>	l <sub>v</sub>	c	f <sub>cc</sub>	Körn.	Mörtel	Reinigungsseq.	Reinigung	Bohr-Sys.	Betonbesch.	t <sub>A</sub>	T <sub>C,inst.</sub>	T <sub>C,lest.</sub>	T <sub>M,inst.</sub>	Stabart	f <sub>R</sub>	Anzahl	F <sub>u</sub>	V (F <sub>u</sub> )	s <sub>u</sub>	V (s <sub>u</sub> )
ECXNX	20	-	300	150	29	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	3	187,37	4,51	1,33	4,33
ECCNX	20	-	300	40	29	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	2	144,80	3,81	1,20	23,57
ECCHX	20	-	300	42	61	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	5	229,10	8,45	1,68	43,01
ECXHX	20	-	300	150	61	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,093	2	326,05	3,40	3,40	16,64
EAAAPF	20	-	200	50	24	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [8]	>28d	20	20	20	Staifix	0,07	5	92,12	10,32	0,96	23,98
EAAXPF	20	-	200	200	24	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [8]	>28d	20	20	20	Staifix	0,07	3	137,43	0,47	1,83	8,33
E 20 F	20	-	200	150	34	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [9]	>28d	20	20	20	Staifix	0,07	3	162,07	5,48	1,13	5,09
E 20 40 F	20	-	200	40	34	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [9]	>28d	20	20	20	Staifix	0,07	5	93,08	5,01	0,52	16,09
EBBAHT	25	-	250	50	25	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	Staifix	0,035	3	77,43	5,36	1,63	77,77
EBBXHT	25	-	250	200	24	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	Staifix	0,035	3	166,00	5,87	3,10	25,60
EBBBPF	25	-	250	60	24	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [10]	>28d	20	20	20	Staifix	0,035	4	94,10	9,81	0,83	33,38
EBBXPF	25	-	250	200	24	0/16	Einb.	-	-	-	feucht [10]	>28d	20	20	20	Staifix	0,035	3	191,10	6,25	3,93	6,40
ESCCX	27	-	265	150	39	0/16	Einb.	-	-	-	trocken	>28d	20	20	20	900/1100	0,097	5	229,08	12,74	3,00	13,32
HAANÖ	8	12	80	25	28	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	800/1000	0,055	5	15,30	16,14	0,82	45,14
HAXNÖ	8	12	80	150	28	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	800/1000	0,055	5	19,22	4,62	2,06	19,30
H 8	8	12	80	150	29	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	V4A	0,055	5	22,60	5,09	1,60	6,25
H 8 30	8	12	80	30	29	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	V4A	0,055	4	18,25	7,17	1,08	32,56
H10-0:50	10	14	100	150	29	0/16	HH	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	0:50	20	20	20	Staifix	0,037	5	34,54	5,79	2,38	27,13
H10-1:40	10	14	100	150	29	0/16	HH	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	1:40	20	20	20	Staifix	0,037	5	36,60	5,66	2,38	16,11
H10-24	10	14	100	150	29	0/16	HH	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	24	20	20	20	Staifix	0,037	5	41,86	5,05	4,08	103,06
H10-193	10	14	100	150	29	0/16	HH	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	193	20	20	20	Staifix	0,037	5	45,30	6,96	2,64	9,12
H10-2380	10	14	100	150	32	0/16	HH	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	2380	20	20	20	Staifix	0,037	5	49,88	14,84	1,38	56,92
H-O	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	3	0	0	0	Staifix	0,037	4	36,65	6,80	1,80	33,02
H-5	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	1,5	5	5	5	Staifix	0,037	4	33,10	15,80	2,65	11,73
H-20	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	0,8	20	20	20	Staifix	0,037	4	31,35	11,59	3,05	13,78
H-R(a)	10	14	100	150	35	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>24	20	20	20	Staifix	0,037	5	39,92	5,01	2,72	10,84
H-R(b)	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>24	20	20	20	Staifix	0,037	3	38,67	4,56	2,53	9,93
H-40(a)	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	0,5	40	40	40	Staifix	0,037	4	20,78	12,51	2,58	11,60
H-40(b)	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	0,5	40	40	40	Staifix	0,037	4	22,98	12,54	3,28	35,38
H-40(k)	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	0,5	40	40	20	Staifix	0,037	4	28,23	20,12	2,45	29,15
H-40(kl)	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	1	40	40	20	Staifix	0,037	4	27,25	9,54	2,15	24,17
H-80	10	14	100	150	36	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>24	20	80	20	Staifix	0,037	4	22,40	12,28	1,83	35,05
H-120-dyn	10	14	100	150	35	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>24	20	120	20	Staifix	0,037	4	11,55	13,08	1,53	66,95

Code	Geometrie				Beton		System		Installation				Temperatur			Stab / Ankerst.		Ergebnisse				
	d <sub>s</sub>	d <sub>0</sub>	l <sub>v</sub>	c	f <sub>cc</sub>	Körn.	Mörtel	Reinigungsseq.	Reinigung	Bohr-Sys.	Betonbesch.	t <sub>A</sub>	T <sub>C,inst.</sub>	T <sub>C,lest.</sub>	T <sub>M,inst.</sub>	Stabart	f <sub>R</sub>	Anzahl	F <sub>u</sub>	V (F <sub>u</sub> )	s <sub>u</sub>	V (s <sub>u</sub> )
H-180-dyn	10	14	100	150	35	0/16	HH	Maschine [1]	1x, 1x, 1x	Hammer	trocken	>24	20	180	20	Staifix	0,037	5	7,68	15,61	1,58	15,76
H 12	12	16	120	150	29	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	V4A	0,047	3	55,73	7,63	2,13	7,16
H 12 30	12	16	120	30	29	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	V4A	0,047	5	30,10	7,51	0,76	30,29
HSAAX	15	20	150	150	39	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,083	5	92,35	23,98	2,65	48,01
H 16	16	20	160	150	30	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [12]	>3h	20	20	20	V4A	0,05	5	103,58	9,23	2,56	20,03
H 16 35	16	20	160	35	30	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [12]	>3h	20	20	20	Staifix	0,05	5	56,36	6,29	1,18	36,65
HSBBX	20	24	203	150	39	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	185,67	7,78	3,33	19,44
HSBDX	20	24	303	150	39	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	282,67	2,87	6,98	30,75
HBCNX	20	28	200	40	26	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	4	89,60	2,84	0,98	42,18
HBXNX	20	28	200	150	26	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	126,00	3,27	6,17	24,40
HBCHX	20	28	200	41	58	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	133,42	15,56	0,96	23,98
HBXHX	20	28	200	150	56	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	188,27	2,46	1,83	8,33
HCXNX	20	28	300	150	29	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	4	228,18	10,71	1,83	9,36
HCCNX	20	28	300	40	29	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	2	161,90	4,02	1,40	10,10
HCCHX	20	28	300	40	61	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	207,02	5,70	1,62	28,08
HCXHX	20	28	300	150	61	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	256,57	8,84	3,47	73,79
HBXNF	20	28	213	150	29	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	feucht [5]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	51,78	31,10	19,90	22,48
HCXNV	20	28	300	150	29	0/16	HH	Hand	-	Hammer	trocken [2]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	138,76	28,06	25,32	44,22
HCCNV	20	28	300	42	29	0/16	HH	Hand	-	Hammer	trocken [2]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	75,42	4,28	2,14	62,92
HCCNH	20	28	300	40	29	0/16	HH	Hand	-	Hammer	trocken [3]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	155,03	8,19	1,77	22,88
HCXNH	20	28	300	150	29	0/16	HH	Hand	-	Hammer	trocken [3]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	4	186,20	17,05	2,58	17,76
DCCNX	20	28	300	40	29	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Diamant	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	4	126,38	10,85	1,05	40,03
DCXNX	20	28	300	150	29	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Diamant	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	4	163,15	37,09	6,35	90,67
DCCHX	20	28	300	400	62	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Diamant	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	101,62	6,01	9,38	10,70
DCXHX	20	28	300	150	62	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Diamant	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	143,66	21,09	20,04	39,72
DCCNG	20	28	300	40	38	0/32	HH	Hand	5x,5x,5x	Diamant	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	99,80	17,49	4,28	101,65
DCXNG	20	28	300	150	38	0/32	HH	Hand	5x,5x,5x	Diamant	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	190,83	10,49	8,67	85,82
HCCNG	20	28	300	40	38	0/32	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	139,04	11,88	1,66	20,25
HCXNG	20	28	300	150	38	0/32	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	160,90	6,57	8,83	67,00
HCCNA	20	28	300	40	31	0/16	HH	Hand	2x, 1x, 2x	Hammer	feucht [6]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	73,38	16,58	13,30	63,22
HCXNA	20	28	300	150	31	0/16	HH	Hand	2x, 1x, 2x	Hammer	feucht [6]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	68,70	13,22	29,37	10,74
HCCNB	20	28	300	40	31	0/16	HH	Hand	2x, 1x, 2x	Hammer	feucht [7]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	63,58	13,73	12,86	81,40
HCXNB	20	28	300	150	31	0/16	HH	Hand	2x, 1x, 2x	Hammer	feucht [7]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	66,60	33,73	18,50	27,29
HCXNC	20	28	300	150	31	0/16	HH	Hand	2x, 1x, 2x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	215,47	6,50	5,53	34,97

Code	Geometrie				Beton		System		Installation				Temperatur			Stab / Ankerst.		Ergebnisse				
	d <sub>s</sub>	d <sub>0</sub>	l <sub>v</sub>	c	f <sub>cc</sub>	Körn.	Mörtel	Reinigungsseq.	Reinigung	Bohr-Sys.	Betonbesch.	t <sub>A</sub>	T <sub>C,inst.</sub>	T <sub>C,lest.</sub>	T <sub>M,inst.</sub>	Stabart	f <sub>R</sub>	Anzahl	F <sub>u</sub>	V (F <sub>u</sub> )	s <sub>u</sub>	V (s <sub>u</sub> )
HCCND	20	28	300	40	31	0/16	HH	Hand	2x,1x,2x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	74,66	18,04	11,18	35,77
HCXND	20	28	300	150	31	0/16	HH	Hand	2x,1x,2x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	108,00	22,29	20,27	12,17
HCCNE	20	28	300	40	31	0/16	HH	Hand	2x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	65,00	10,16	15,76	32,01
HCXNE	20	28	300	150	31	0/16	HH	Hand	2x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	99,63	11,93	22,63	22,98
HAAAPF	20	26	200	60	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [8]	>3h	20	20	20	Staifix	0,07	5	89,60	26,45	1,30	58,33
HAAXPF	20	26	200	200	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [9]	>3h	20	20	20	Staifix	0,07	5	177,66	9,67	2,22	26,91
HAAXHT	20	25	200	200	25	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	Staifix	0,07	5	174,74	3,75	1,38	18,76
HAAXHF	20	25	200	200	23	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [9]	>3h	20	20	20	Staifix	0,07	5	164,06	7,41	1,38	25,31
HCXNY	20	28	300	150	30	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	253,36	5,07	5,02	56,00
HCCNY	20	28	300	42	30	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	213,54	8,44	1,64	32,44
HCXNW	20	28	300	150	30	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	166,02	12,92	3,96	99,06
HCCNW	20	28	300	45	30	0/16	HH	Maschine [1]	1x,1x,1x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	90,30	14,31	9,96	33,55
HBAHT-n	25	32	250	50	28	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	5	196,47	8,81	0,85	33,89
HBBXHT-n	25	32	250	400	28	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	5	245,54	6,55	2,02	28,31
HBBBPT-n	25	32	250	60	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	trocken	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	3	246,93	4,65	1,65	21,43
HBBXPT-n	25	32	250	400	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	trocken	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	5	251,16	7,39	1,48	24,08
HBAHF-n	25	32	250	50	27	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	5	160,28	13,57	0,98	19,63
HBBXHF-n	25	32	250	385	27	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	4	239,30	1,72	2,28	38,21
HBBBPF-n	25	32	250	60	28	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [4]	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	5	211,48	2,60	1,40	10,10
HBBXPF-n	25	32	250	386	28	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [4]	>3h	20	20	20	BSt 500	0,074	5	248,82	4,13	2,36	32,21
HBAHT	25	32	250	50	25	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	4	94,93	19,79	1,33	63,85
HBBXHT	25	32	200	200	25	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	5	175,46	10,04	4,40	18,60
HBBBPF	25	30	250	60	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [10]	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	3	138,53	7,26	0,80	21,65
HBBXPF	25	30	250	250	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [10]	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	5	169,54	21,36	3,60	25,76
HBBBPT	25	32	250	60	26	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	trocken	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	5	105,46	14,17	1,66	17,36
HBBXPT	25	32	250	200	26	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	trocken	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	5	188,54	10,39	5,06	23,66
HBBXPT-c	25	32	250	200	26	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	trocken	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	3	237,07	4,99	1,87	17,22
HBBBPF-b	25	32	250	60	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [11]	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	5	109,96	6,45	2,34	15,59
HBBXPF	25	32	250	200	24	0/16	HH	Maschine [2]	3x,3x,3x	Pressluft	feucht [11]	>3h	20	20	20	Staifix	0,035	4	180,40	9,51	6,75	4,44
HSCCX	27	32	265	150	39	0/16	HH	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,097	5	280,03	5,78	3,44	54,31
UAAX1A	8	12	80	150	30	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	V4A	0,055	5	26,28	7,50	1,34	20,16
UAAX31A	8	12	80	30	30	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	V4A	0,055	5	21,00	3,58	1,06	45,54
U 0:45	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	0:45	20	20	20	Staifix	0,037	5	34,68	16,20	1,90	9,85

Code	Geometrie				Beton		System		Installation				Temperatur			Stab / Ankerst.		Ergebnisse				
	d <sub>s</sub>	d <sub>0</sub>	l <sub>v</sub>	c	f <sub>cc</sub>	Körn.	Mörtel	Reinigungsseq.	Reinigung	Bohr-Sys.	Betonbesch.	t <sub>A</sub>	T <sub>C,inst.</sub>	T <sub>C,lest.</sub>	T <sub>M,inst.</sub>	Stabart	f <sub>R</sub>	Anzahl	F <sub>u</sub>	V (F <sub>u</sub> )	s <sub>u</sub>	V (s <sub>u</sub> )
U 19:15	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	19:15	20	20	20	Staifix	0,037	5	46,84	4,11	1,80	7,86
U 329:45	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	329:45	20	20	20	Staifix	0,037	5	46,02	7,34	2,04	5,59
U 1313:45	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [1]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	1313:45	20	20	20	Staifix	0,037	5	53,36	6,42	1,88	9,52
U 0°	10	14	100	150	27	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	3	0	0	0	Staifix	0,037	4	36,23	4,56	2,05	12,28
U 5°	10	14	100	150	27	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	1,5	5	5	5	Staifix	0,037	4	35,85	7,04	1,93	10,71
U 20 20 20	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	0,8	20	20	20	Staifix	0,037	5	40,42	5,35	1,82	4,60
U 20° 7h	10	14	100	150	27	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	7	20	20	20	Staifix	0,037	3	43,43	2,88	1,73	3,33
U Ref Brand	10	14	100	150	34	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	24	20	20	20	Staifix	0,037	2	46,15	0,46	1,95	3,63
U 20 20 40	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	24	20	40	20	Staifix	0,037	5	43,02	8,66	1,70	11,00
U 40 20 40	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	0,4	40	40	20	Staifix	0,037	5	32,72	17,86	2,00	9,35
U 40 40 40	10	14	100	150	37	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	0,4	40	40	40	Staifix	0,037	5	38,42	5,77	1,98	12,58
U 40° 7h	10	14	100	150	27	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	7	40	40	40	Staifix	0,037	4	39,10	5,84	1,83	19,69
U 80°	10	14	100	150	27	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	17	20	80	20	Staifix	0,037	4	30,68	5,21	1,73	13,70
U 120°	10	14	100	150	34	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	24	20	120	20	Staifix	0,037	4	16,78	10,09	1,65	7,82
U 180°	10	14	100	150	34	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	24	20	180	20	Staifix	0,037	4	9,98	9,24	1,58	3,17
U 10 F	10	14	100	150	28	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	4	20	20	20	Staifix	0,037	5	36,46	8,17	1,80	11,11
U 10 30 F	10	14	100	30	30	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	4	20	20	20	Staifix	0,037	4	21,75	9,46	0,80	36,80
U 16 F	16	20	160	150	30	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	4	20	20	20	Staifix	0,05	5	102,56	5,80	2,78	20,41
U 16 35 F	16	20	154	35	30	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	4	20	20	20	Staifix	0,05	5	52,16	11,59	0,88	35,39
UCXNV	20	28	200	150	25	0/16	UP2	Hand	4x ausblasen	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	117,13	5,09	9,13	5,62
UCCNV	20	28	267	40	25	0/16	UP2	Hand	4x ausblasen	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	82,14	10,52	10,98	12,49
UBXNX	20	28	300	150	25	0/16	UP2	Hand	2x,1x,2x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	177,33	14,11	7,03	55,16
UECX1D	20	25	300	150	30	0/16	UP2	Hand	2x,1x,2x	Diamant	trocken [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	262,76	9,52	6,78	78,34
UECX4D	20	25	300	150	63	0/16	UP2	Hand	2x,1x,2x	Diamant	trocken [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	2	299,50	0,90	5,50	74,57
UCCX4A	20	25	200	150	58	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	144,83	4,22	9,83	18,34
UCC44A	20	25	200	40	58	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	85,92	4,38	6,88	30,16
UECX1A	20	25	300	150	27	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	149,67	5,75	14,07	76,07
UEC41A	20	25	300	40	27	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	121,12	7,69	1,20	46,02
UECX1B	20	25	300	150	27	0/16	UP2	Hand	3x ausblasen	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	156,36	13,62	17,74	50,14
UEC41B	20	25	300	40	27	0/16	UP2	Hand	3x ausblasen	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	106,18	4,26	3,16	36,12
UECX1C	20	25	260	150	27	0/16	UP2	Hand	3x bürsten	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	153,18	13,94	15,28	43,35
UEC41C	20	25	280	40	27	0/16	UP2	Hand	3x bürsten	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	117,74	7,17	0,90	28,33
UCXNX	20	28	300	150	25	0/16	UP2	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	180,77	31,72	10,90	41,48
UCCNX	20	28	300	40	25	0/16	UP2	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	4	107,50	7,59	3,70	66,90

Code	Geometrie				Beton		System		Installation				Temperatur			Stab / Ankerst.		Ergebnisse				
	d <sub>s</sub>	d <sub>0</sub>	l <sub>v</sub>	c	f <sub>cc</sub>	Körn.	Mörtel	Reinigungsseq.	Reinigung	Bohr-Sys.	Betonbesch.	t <sub>A</sub>	T <sub>C,inst.</sub>	T <sub>C,lest</sub>	T <sub>M,inst.</sub>	Stabart	f <sub>R</sub>	Anzahl	F <sub>u</sub>	V (F <sub>u</sub> )	s <sub>u</sub>	V (s <sub>u</sub> )
UCXNG	20	28	300	150	38	0/32	UP2	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	215,90	8,34	11,77	65,32
UBXNF	20	28	200	150	25	0/16	UP2	Hand	2x,1x,2x	Hammer	feucht [1]	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	4	119,38	14,21	17,75	53,14
UECX4A	20	25	300	150	59	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	252,80	4,21	3,27	49,77
UEC44A	20	25	300	40	59	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	3	20	20	20	900/1100	0,093	5	181,04	7,87	1,02	18,86
UECX4A-28	20	28	300	150	59	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	2	242,85	16,51	18,75	45,63
UECX1F	20	25	300	150	31	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	feucht [2]	48	20	20	20	900/1100	0,093	5	151,04	14,05	17,36	29,72
UEC41F	20	25	310	40	31	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	feucht [1]	48	20	20	20	900/1100	0,093	5	78,40	14,76	7,86	21,90
UCCX1E	20	25	200	150	26	0/16	UP2	Hand	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	114,70	8,51	12,57	33,69
UCC41E	20	25	200	40	26	0/16	UP2	Hand	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	57,68	5,86	3,38	57,80
U 20 F	20	25	200	150	30	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	4	20	20	20	Staifix	0,07	5	153,44	15,88	1,54	16,93
U 20 40 F	20	25	200	40	30	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	feucht [3]	4	20	20	20	Staifix	0,07	5	88,24	13,51	0,60	16,67
UP	20	25	300	150	35	0/16	UP2	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	220,40	8,99	1,77	42,48
UDDX1A	27	32	260	150	30	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	96	20	20	20	900/1100	0,097	4	185,88	20,66	7,13	99,50
UDD51A	27	32	260	49	30	0/16	UP2	Hand	1x,1x,1x	Hammer	trocken	96	20	20	20	900/1100	0,097	5	132,42	8,22	1,94	34,69
USAAX	15	20	150	150	39	0/16	UP1	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,083	5	58,25	14,09	8,59	58,50
USAAXR	15	20	150	150	39	0/16	UP1	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,083	5	137,54	6,88	4,36	20,93
USBBX	20	24	200	150	39	0/16	UP1	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	137,47	5,91	7,56	40,92
USBDX	20	24	300	150	39	0/16	UP1	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	5	173,85	12,00	2,86	13,13
USBDXL	20	28	300	150	40	0/16	UP1	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	2	188,14	3,77	12,65	13,30
USCCX	27	32	260	150	39	0/16	UP1	Hand	5x,5x,5x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,097	5	172,08	19,22	3,76	55,10
WW	20	25	300	150	35	0/16	WW	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	134,93	6,76	3,10	25,19
SP	20	28	300	150	35	0/16	SP	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	219,93	1,55	1,10	31,49
PA naß	20	28	300	150	35	0/16	PA	Maschine [3]	3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	168,37	9,14	3,07	53,12
PA Dr Bü 1	20	28	300	150	35	0/16	PA	Maschine [2]	3x,3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	179,37	6,31	4,47	14,57
PA Dr 1	20	28	300	150	35	0/16	PA	Druckluft	3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	2	168,60	0,67	9,35	44,62
P&T naß 1	20	28	300	150	35	0/16	PT	Maschine [3]	3x,3x	Hammer	trocken	>3h	20	20	20	900/1100	0,093	3	154,67	1,24	6,10	18,25

**Erklärung der Tabelle:**

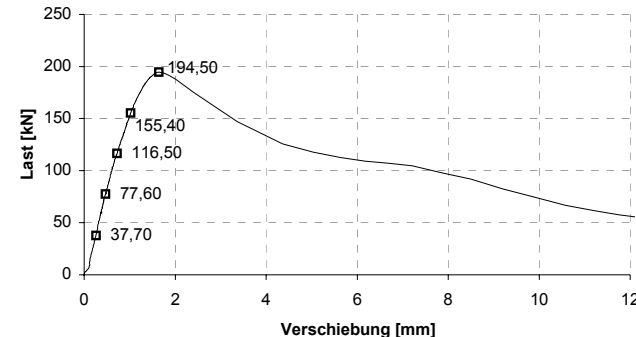
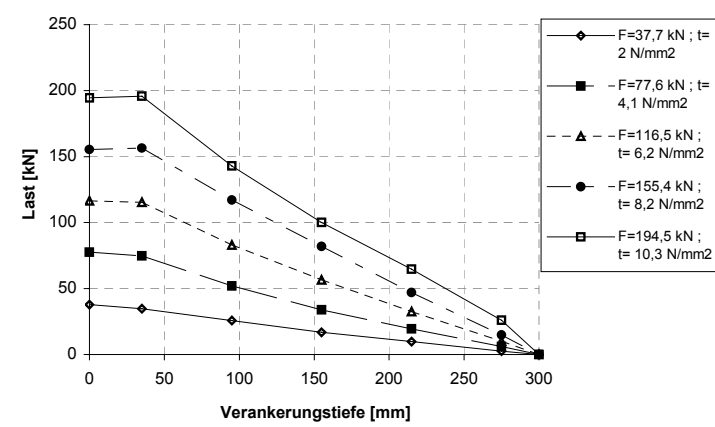
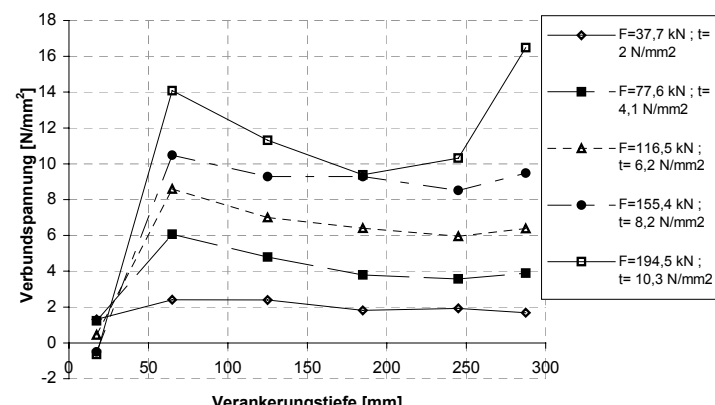
Spalte 1:	Individueller Versuchscode		
Spalte 2:	Stabdurchmesser		
Spalte 3:	Bohrdurchmesser		
Spalte 4:	Einbindetiefe		
Spalte 5:	Betondeckung		
Spalte 6:	Betonfestigkeit gemessen an einem Würfel mit der Kantenlänge 200 mm		
Spalte 7:	Körnung des Betons		
Spalte 8:	Verwendeter Mörtel bzw. Verankerungsart		
Spalte 9:	Reinigungsequipment	Hand:	Handausbläser; Handbürste
		Maschine (1)	Druckluft, maschinengetriebene Nylonbürsten
		Maschine (2)	Druckluft, maschinengetriebene Drahtbürste
		Maschine (3)	Hochdruckwasserspülung, Druckluft
Spalte 10:	Anzahl der Reinigungsvorgänge		
Spalte 11:	Bohrsystem	Hammer	Hammerbohrverfahren
		Diamant	Diamantbohrverfahren
		Pressluft	Pressluftbohrverfahren
Spalte 12:	Betonbeschaffenheit		
	trocken	trocken	
	trocken [1]	Restwasser noch im Loch vor Reinigung	
	trocken [2]	Bohrloch vertikal gebohrt, ungereinigt, ca. 30mm tiefer gebohrt um Setztiefe zu gewährleisten	
	trocken [3]	Bohrloch horizontal gebohrt, 3cm tiefer, ungereinigt	
	feucht [1]	Körper 1 Woche wassergelagert, danach Löcher gebohrt	
	feucht [2]	Körper 4 Tage in Wasser gelagert, danach Löcher gebohrt	
	feucht [3]	Körper 8 Tage wassergelagert, danach Löcher gebohrt	
	feucht [4]	Körper 7 Tage wassergelagert dann Pressluftgebohrt	
	feucht [5]	ungereinigtes Bohrloch 1 Woche wassergefüllt	
	feucht [6]	3cm Wasser im Bohrloch belassen	
	feucht [7]	Bohrloch 1 Tag wassergefüllt, dann leergepumpt	
	feucht [8]	Körper 29 Tage wassergelagert, danach Löcher gebohrt	
	feucht [9]	Körper 23 Tage wassergelagert, danach Löcher gebohrt	
	feucht [10]	Körper 28 Tage wassergelagert, danach Löcher gebohrt	
	feucht [11]	Körper 35 Tage wassergelagert, danach Löcher gebohrt	
	feucht [12]	Körper 10 Tage wassergelagert, danach Löcher gebohrt	
Spalte 13:	Aushärtezeit vor der Belastung		
Spalte 14:	Betontemperatur bei der Installation		
Spalte 15:	Betontemperatur beim Versuch		
Spalte 16:	Mörteltemperatur bei der Installation		
Spalte 17:	Art des Stahlstabes	900/1100	Spannstahl mit Gewinderippen; Fest. 900/1100
		V4A	Gerippter rostfreier Stabstahl
		Staifix	Gerippter rostfreier Stabstahl; Marke Staifix
		BSt 500	Gerippter Stabstahl BSt 500S
Spalte 18:	Bezogene Rippenfläche $f_R$		
Spalte 19:	Anzahl Versuche in der Versuchsreihe		
Spalte 20:	Mittelwert der Bruchlasten		
Spalte 21:	Variationskoeffizient der Bruchlasten		
Spalte 22:	Mittelwert der Verschiebungen bei Bruchlast		
Spalte 23:	Variationskoeffizient der Verschiebungen bei Bruchlast		

# Anhang B Auszugsversuche an Einzelstäben mit DMS

## Versuche mit enger Abstützung

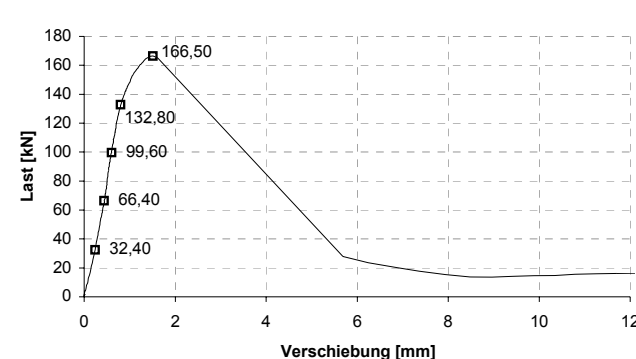
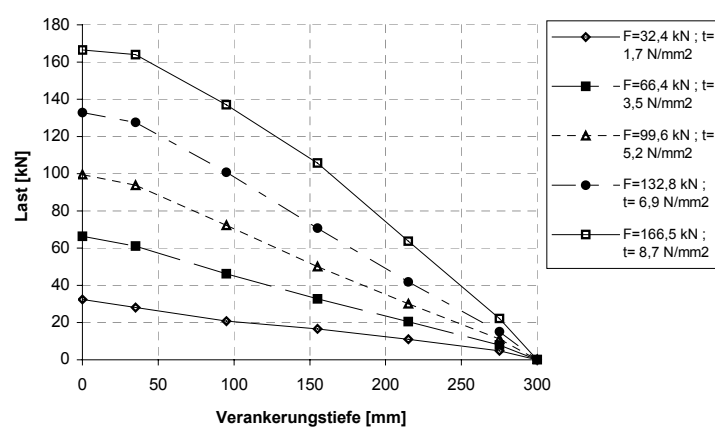
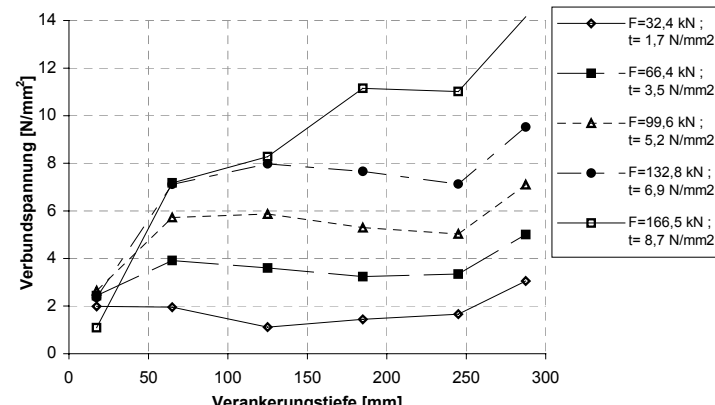
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNX 7</b> Prüfdatum: <b>01.12.97</b>
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 6</b>		
<b>System HH, d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H8 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,3 h [mm] : 500 d <sub>s</sub> [mm] : 20 h <sub>ef,soll</sub> [mm] : 300 C <sub>nom,soll</sub> [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 60 d <sub>cut</sub> [mm] : 28,4 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : optimal 5 x ausblasen, 5 x bürsten, 5 x ausblasen
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 230,08 mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 12,20 Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 1,97 Versagensart (vgl. Legende) <b>B</b>
		<b>Legende</b>
		Versagensarten M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl, SP Spalten

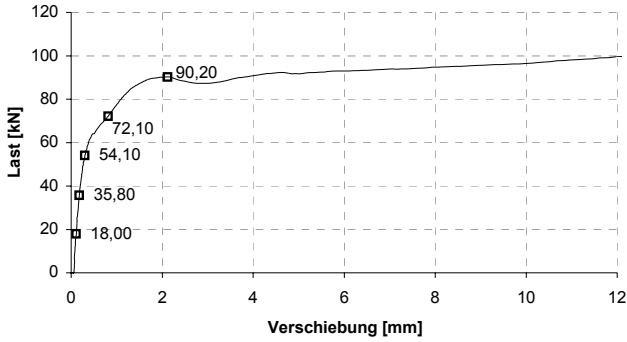
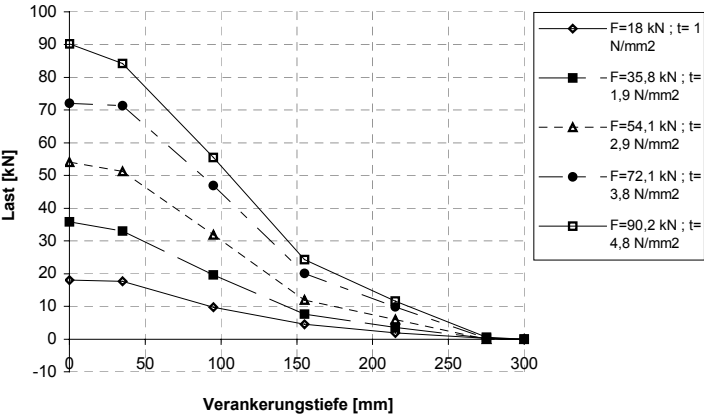
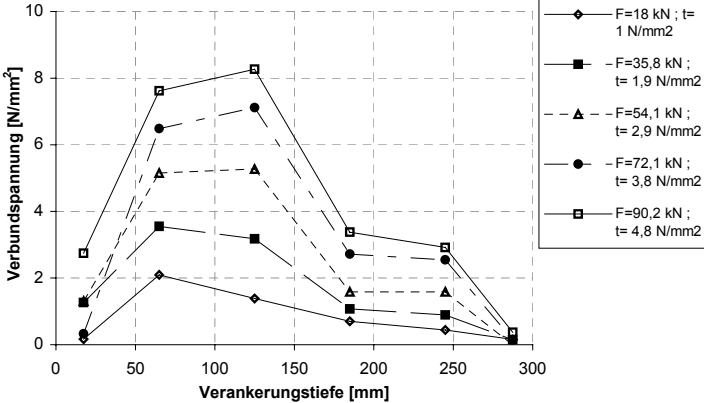


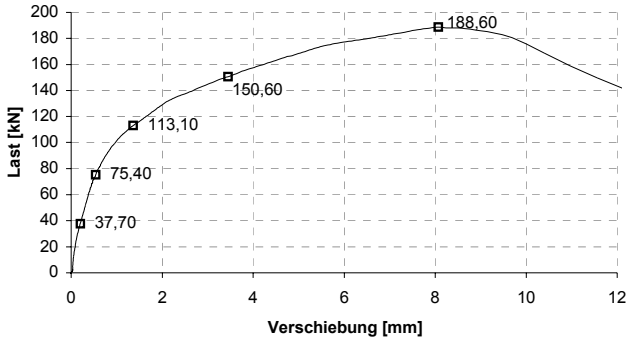
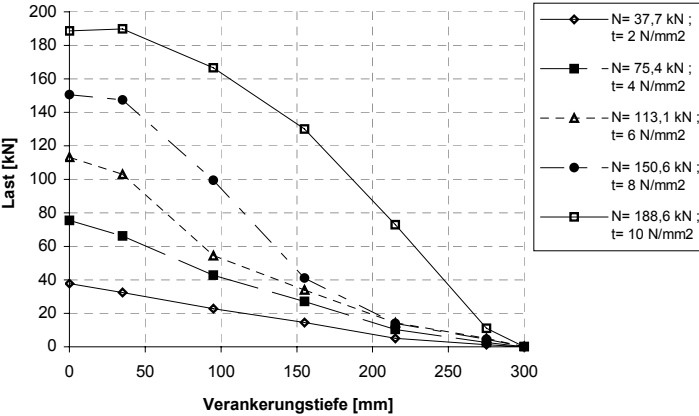
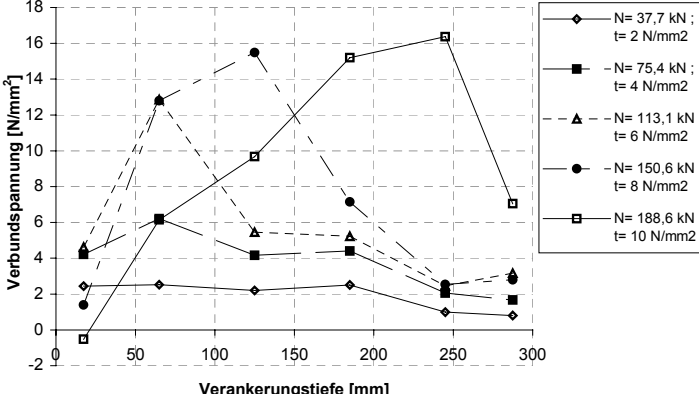
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNX 8</b> Prüfdatum: 01.12.97
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 9</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H8 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,3 h [mm] : 500 d <sub>s</sub> [mm] : 20 h <sub>ef,soll</sub> [mm] : 300 c <sub>nom,soll</sub> [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 60 d <sub>cut</sub> [mm] : 28,4 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : optimal 5 x ausblasen, 5 x bürsten, 5 x ausblasen
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast F <sub>u</sub> [kN] : 194,49  mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 10,30  Verschiebung bei F <sub>u</sub> v <sub>u</sub> [mm] : 1,64  Versagensart (vgl. Legende) B
		<b>Legende</b>
		Versagensarten M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl, SP Spalten

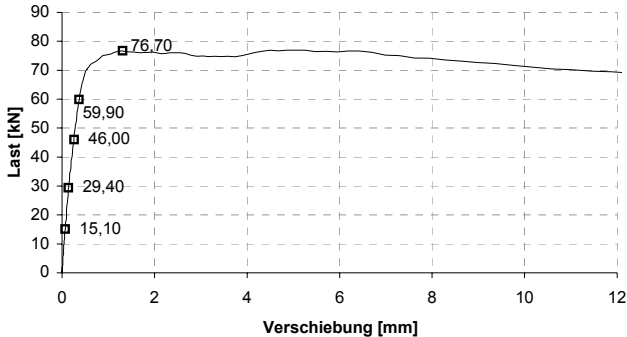
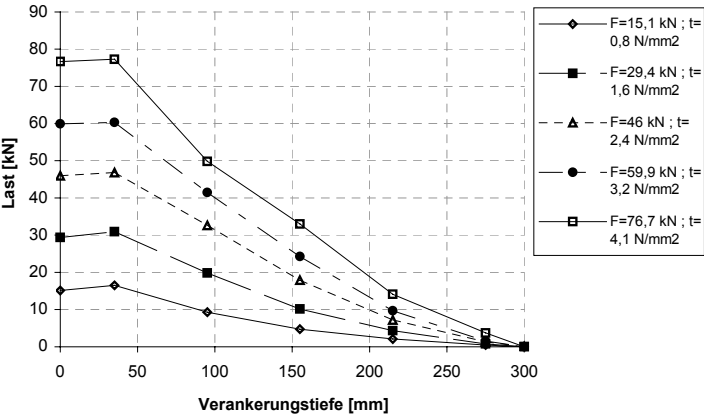
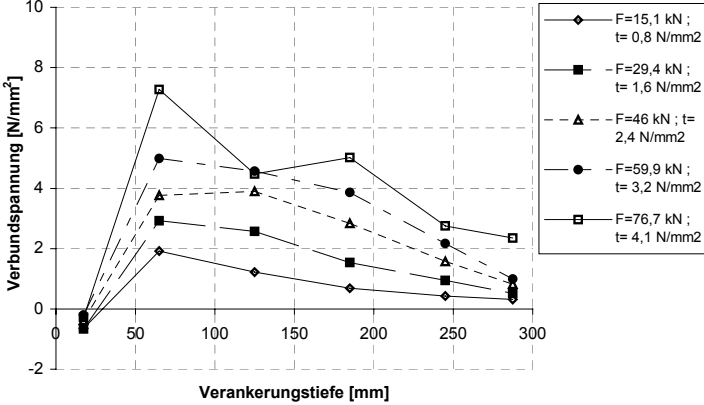
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNX 9</b> Prüfdatum: 01.12.97
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 7</b>		
<b>System HH, d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H8 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,3 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 300 $c_{nom,soll}$ [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 60 $d_{cut}$ [mm] : 28,4 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : optimal 5 x ausblasen, 5 x bürsten, 5 x ausblasen
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 252,88 mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 13,30 Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 1,82 Versagensart (vgl. Legende) B
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl, SP Spalten

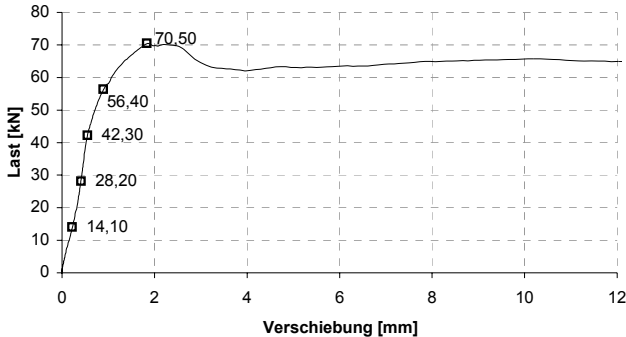
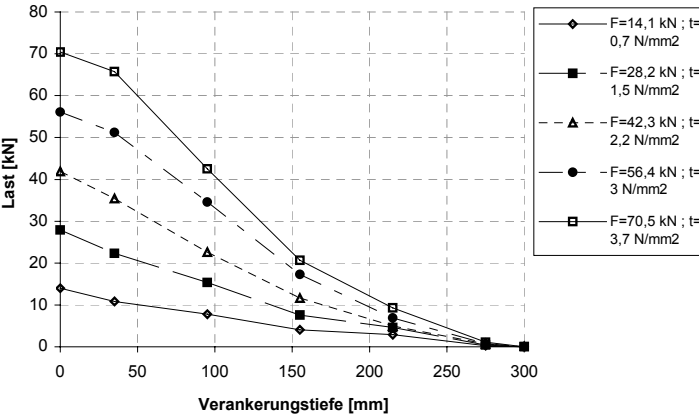
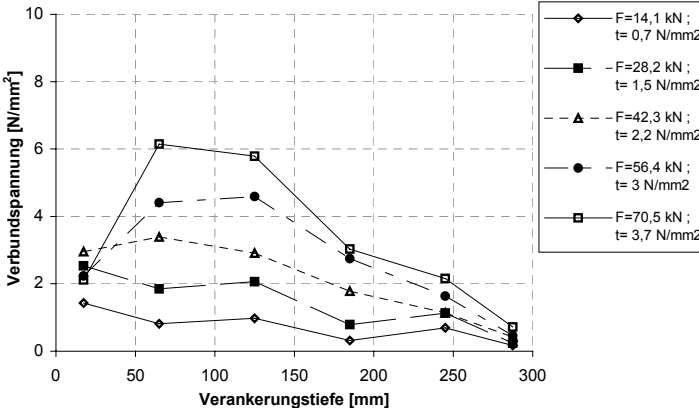
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCXNX 10</b> Prüfdatum: <b>01.12.97</b>																																																
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 6</b>																																																		
<b>System HH, d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>																																																		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>																																																
<table border="1"> <caption>Data for Lastverschiebung (DMS)</caption> <thead> <tr> <th>Verschiebung [mm]</th> <th>Last [kN]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>46.40</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>93.10</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>140.50</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>187.10</td></tr> <tr><td>2.5</td><td>234.40</td></tr> <tr><td>3.0</td><td>200</td></tr> <tr><td>4.0</td><td>150</td></tr> <tr><td>6.0</td><td>40</td></tr> <tr><td>8.0</td><td>35</td></tr> <tr><td>10.0</td><td>35</td></tr> <tr><td>12.0</td><td>35</td></tr> </tbody> </table>		Verschiebung [mm]	Last [kN]	0	0	0.5	46.40	1.0	93.10	1.5	140.50	2.0	187.10	2.5	234.40	3.0	200	4.0	150	6.0	40	8.0	35	10.0	35	12.0	35	Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth																						
Verschiebung [mm]	Last [kN]																																																	
0	0																																																	
0.5	46.40																																																	
1.0	93.10																																																	
1.5	140.50																																																	
2.0	187.10																																																	
2.5	234.40																																																	
3.0	200																																																	
4.0	150																																																	
6.0	40																																																	
8.0	35																																																	
10.0	35																																																	
12.0	35																																																	
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H8 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,3 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 300 $c_{nom,soll}$ [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 60 $d_{cut}$ [mm] : 28,4 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : optimal 5 x ausblasen, 5 x bürsten, 5 x ausblasen																																																
<table border="1"> <caption>Data for Lastverteilung (DMS)</caption> <thead> <tr> <th>Verankerungstiefe [mm]</th> <th>Last [kN] (F=46.4 kN, t=2.5 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>Last [kN] (F=93.1 kN, t=4.9 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>Last [kN] (F=140.5 kN, t=7.5 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>Last [kN] (F=187.1 kN, t=9.9 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>Last [kN] (F=234.4 kN, t=12.4 N/mm<sup>2</sup>)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>46.4</td><td>93.1</td><td>140.5</td><td>187.1</td><td>234.4</td></tr> <tr><td>50</td><td>40</td><td>85</td><td>130</td><td>175</td><td>225</td></tr> <tr><td>100</td><td>35</td><td>75</td><td>110</td><td>150</td><td>190</td></tr> <tr><td>150</td><td>30</td><td>65</td><td>90</td><td>120</td><td>150</td></tr> <tr><td>200</td><td>25</td><td>55</td><td>70</td><td>90</td><td>110</td></tr> <tr><td>250</td><td>20</td><td>45</td><td>50</td><td>65</td><td>80</td></tr> <tr><td>300</td><td>15</td><td>35</td><td>40</td><td>50</td><td>65</td></tr> </tbody> </table>		Verankerungstiefe [mm]	Last [kN] (F=46.4 kN, t=2.5 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=93.1 kN, t=4.9 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=140.5 kN, t=7.5 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=187.1 kN, t=9.9 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=234.4 kN, t=12.4 N/mm <sup>2</sup> )	0	46.4	93.1	140.5	187.1	234.4	50	40	85	130	175	225	100	35	75	110	150	190	150	30	65	90	120	150	200	25	55	70	90	110	250	20	45	50	65	80	300	15	35	40	50	65	<b>Versuchsdaten</b>
Verankerungstiefe [mm]	Last [kN] (F=46.4 kN, t=2.5 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=93.1 kN, t=4.9 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=140.5 kN, t=7.5 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=187.1 kN, t=9.9 N/mm <sup>2</sup> )	Last [kN] (F=234.4 kN, t=12.4 N/mm <sup>2</sup> )																																													
0	46.4	93.1	140.5	187.1	234.4																																													
50	40	85	130	175	225																																													
100	35	75	110	150	190																																													
150	30	65	90	120	150																																													
200	25	55	70	90	110																																													
250	20	45	50	65	80																																													
300	15	35	40	50	65																																													
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 234,36  mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 12,40  Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 1,86  Versagensart (vgl. Legende) <b>B</b>																																																
<table border="1"> <caption>Data for Verbundspannungsverteilung (DMS)</caption> <thead> <tr> <th>Verankerungstiefe [mm]</th> <th><math>\tau_u</math> [N/mm<sup>2</sup>] (F=46.4 kN, t=2.5 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\tau_u</math> [N/mm<sup>2</sup>] (F=93.1 kN, t=4.9 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\tau_u</math> [N/mm<sup>2</sup>] (F=140.5 kN, t=7.5 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\tau_u</math> [N/mm<sup>2</sup>] (F=187.1 kN, t=9.9 N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\tau_u</math> [N/mm<sup>2</sup>] (F=234.4 kN, t=12.4 N/mm<sup>2</sup>)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>2.5</td><td>4.9</td><td>7.5</td><td>9.9</td><td>12.4</td></tr> <tr><td>50</td><td>2.5</td><td>4.5</td><td>7.5</td><td>9.5</td><td>13.5</td></tr> <tr><td>100</td><td>2.5</td><td>4.5</td><td>7.5</td><td>9.5</td><td>14.5</td></tr> <tr><td>150</td><td>3.5</td><td>5.5</td><td>8.0</td><td>10.0</td><td>13.0</td></tr> <tr><td>200</td><td>3.0</td><td>5.0</td><td>8.0</td><td>10.0</td><td>12.0</td></tr> <tr><td>250</td><td>2.5</td><td>4.5</td><td>8.0</td><td>11.0</td><td>14.0</td></tr> <tr><td>300</td><td>2.5</td><td>4.5</td><td>8.0</td><td>12.0</td><td>15.5</td></tr> </tbody> </table>		Verankerungstiefe [mm]	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=46.4 kN, t=2.5 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=93.1 kN, t=4.9 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=140.5 kN, t=7.5 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=187.1 kN, t=9.9 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=234.4 kN, t=12.4 N/mm <sup>2</sup> )	0	2.5	4.9	7.5	9.9	12.4	50	2.5	4.5	7.5	9.5	13.5	100	2.5	4.5	7.5	9.5	14.5	150	3.5	5.5	8.0	10.0	13.0	200	3.0	5.0	8.0	10.0	12.0	250	2.5	4.5	8.0	11.0	14.0	300	2.5	4.5	8.0	12.0	15.5	<b>Legende</b>
Verankerungstiefe [mm]	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=46.4 kN, t=2.5 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=93.1 kN, t=4.9 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=140.5 kN, t=7.5 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=187.1 kN, t=9.9 N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (F=234.4 kN, t=12.4 N/mm <sup>2</sup> )																																													
0	2.5	4.9	7.5	9.9	12.4																																													
50	2.5	4.5	7.5	9.5	13.5																																													
100	2.5	4.5	7.5	9.5	14.5																																													
150	3.5	5.5	8.0	10.0	13.0																																													
200	3.0	5.0	8.0	10.0	12.0																																													
250	2.5	4.5	8.0	11.0	14.0																																													
300	2.5	4.5	8.0	12.0	15.5																																													
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl, SP Spalten																																																

<p><b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen</p>		<p>Versuchscode: <b>HCCNX 7</b> Prüfdatum: <b>01.12.97</b></p>
<p align="center"><b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 9</b></p>		
<p align="center"><b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=40 mm, trockener Beton B15</b></p>		
<p align="center"><b>Lastverschiebung (DMS)</b></p>		<p><b>Versuchsparameter</b></p>
		<p>Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug am Rand Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth</p>
<p align="center"><b>Lastverteilung (DMS)</b></p>		<p>Betonart : B15 Platten-Nr. : H8 Betonierdatum : 20.08.97 <math>f_{cc}</math> [N/mm<sup>2</sup>] : 28,8 h [mm] : 500 <math>d_s</math> [mm] : 20 <math>h_{ef,soll}</math> [mm] : 300 <math>c_{nom,soll}</math> [mm] : 40 Bohrmaschine : Hilti TE 60 <math>d_{cut}</math> [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : optimal 5 x ausblasen, 5 x bürsten, 5 x ausblasen</p>
		<p><b>Versuchsdaten</b></p>
<p align="center"><b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b></p>		<p>Versagenslast <math>F_u</math> [kN] : 166,45</p>
		<p>mittlere Verbundspannung <math>\tau_u</math> [N/mm<sup>2</sup>] : 8,70</p>
		<p>Verschiebung bei <math>F_u</math> <math>v_u</math> [mm] : 1,51</p>
		<p>Versagensart (vgl. Legende) B/SP</p>
		<p><b>Legende</b></p>
		<p>Versagensarten</p>
		<p>M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl, SP Spalten</p>

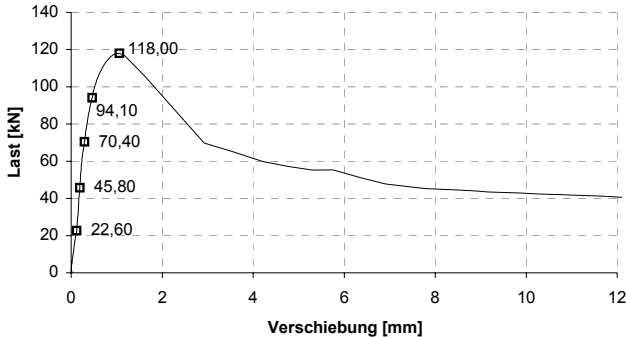
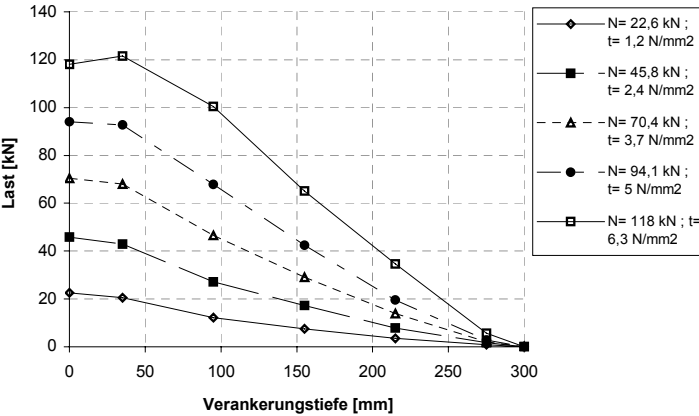
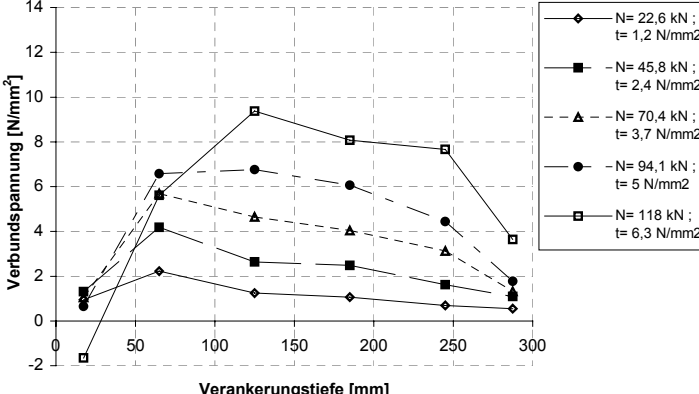
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCXNV 3</b> Prüfdatum: 27.11.97
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 10</b>		
<b>System HH, d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,2 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 300 $c_{nom,soll}$ [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 24 $d_{cut}$ [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 1 Bohrloch vertikal gebohrt, ungereinigt, ca. 30 mm tiefer gebohrt um Setztiefe zu gewährleisten
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 90,24 mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 4,80 Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 2,12 Versagensart (vgl. Legende) M(97)
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten

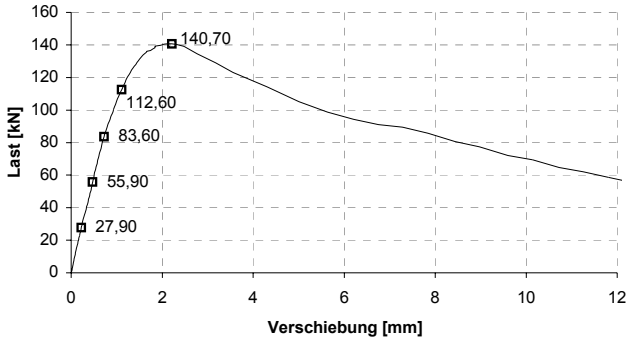
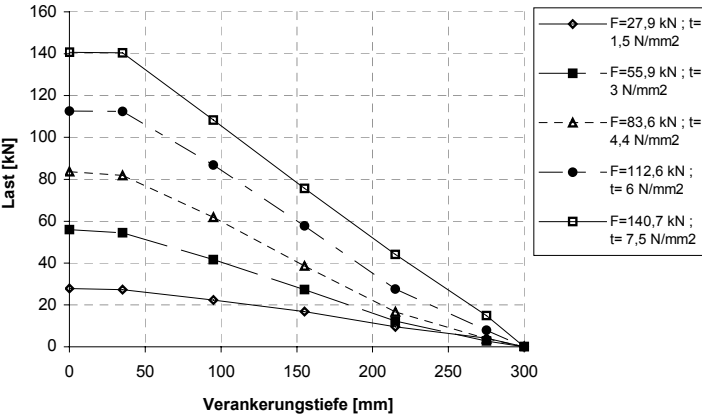
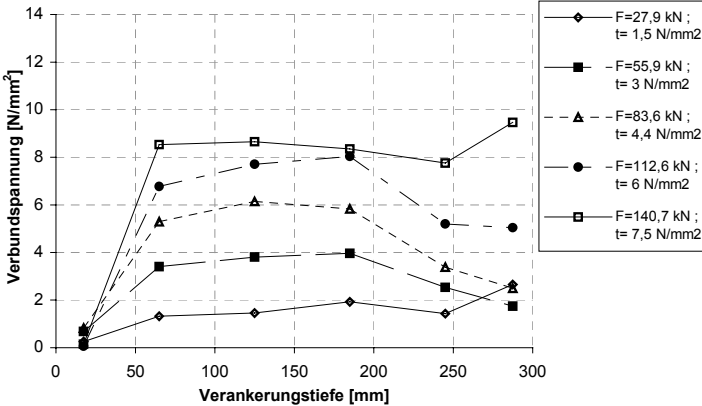
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>H CXNV 4</b>
		Prüfdatum: <b>27.11.97</b>
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 9</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,2 h [mm] : 500 d <sub>s</sub> [mm] : 20 h <sub>ef,soll</sub> [mm] : 300 c <sub>nom,soll</sub> [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 24 d <sub>cut</sub> [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 1 Bohrloch vertikal gebohrt, ungereinigt, ca. 30 mm tiefer gebohrt um Setztiefe zu gewährleisten
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 188,62 mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 10,00 Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 8,07 Versagensart (vgl. Legende) <b>B</b>
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten

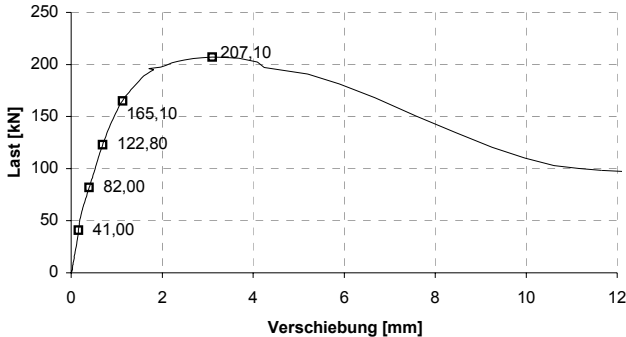
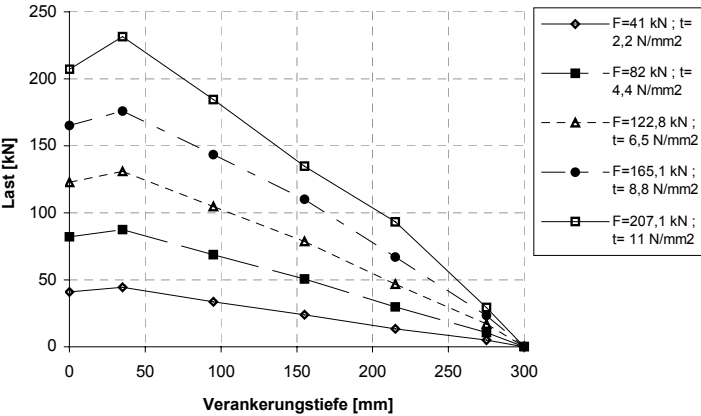
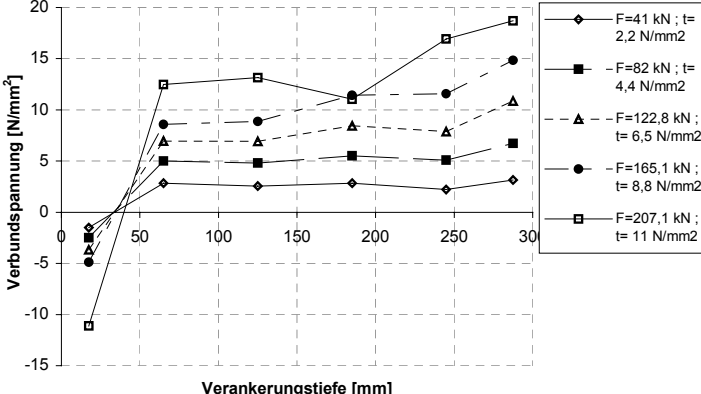
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNV 2</b> Prüfdatum: <b>27.11.97</b>
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 7</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=40 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug am Rand Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,2 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 300 $c_{nom,soll}$ [mm] : 40 Bohrmaschine : Hilti TE 24 $d_{cut}$ [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 1 Bohrloch vertikal gebohrt, ungereinigt, ca. 30 mm tiefer gebohrt um Setztiefe zu gewährleisten
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 76,67  mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 4,10  Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 1,31  Versagensart (vgl. Legende) M(276)
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten

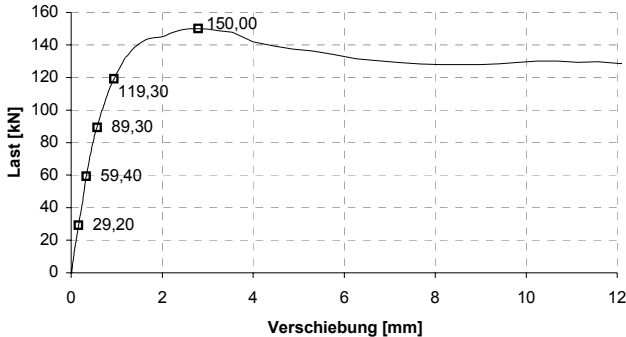
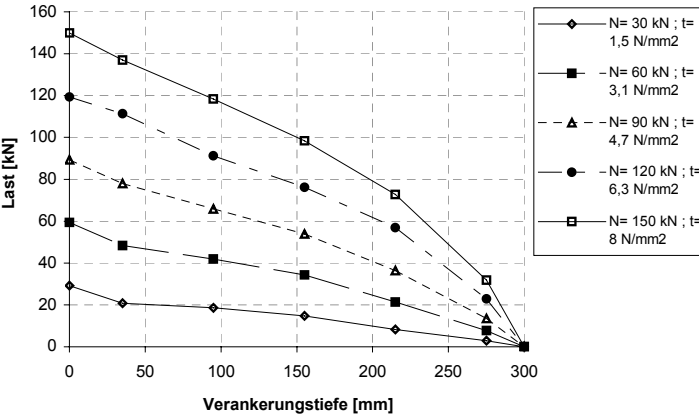
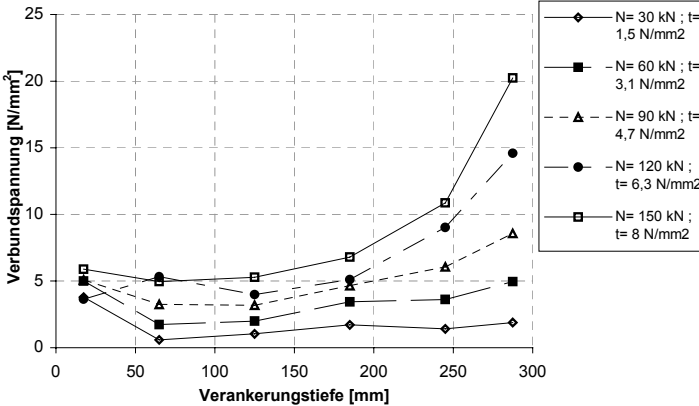
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNV 5</b> Prüfdatum: 27.11.97
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 14</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=40 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug am Rand Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,2 h [mm] : 500 d <sub>s</sub> [mm] : 20 h <sub>ef,soll</sub> [mm] : 300 c <sub>nom,soll</sub> [mm] : 40 Bohrmaschine : Hilti TE 24 d <sub>cut</sub> [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 1 Bohrloch vertikal gebohrt, ungereinigt, ca. 30 mm tiefer gebohrt um Setztiefe zu gewährleisten
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 70,52  mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 3,70  Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 1,83  Versagensart (vgl. Legende) M(278)
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten



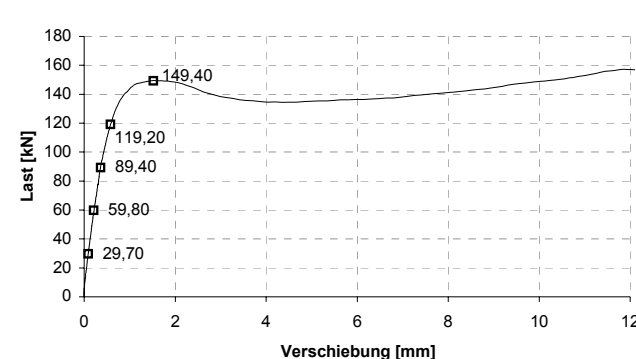
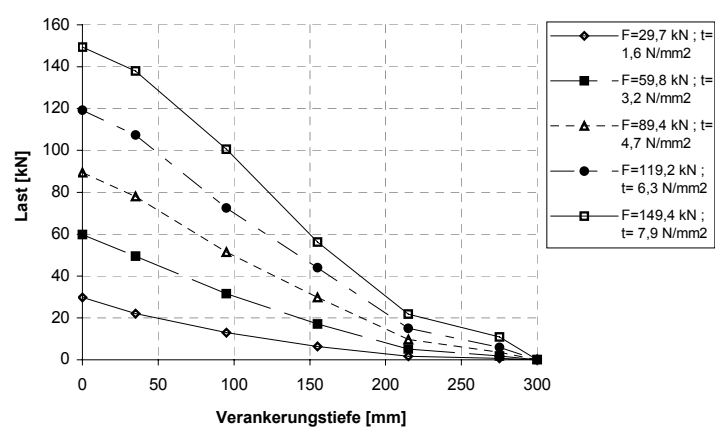
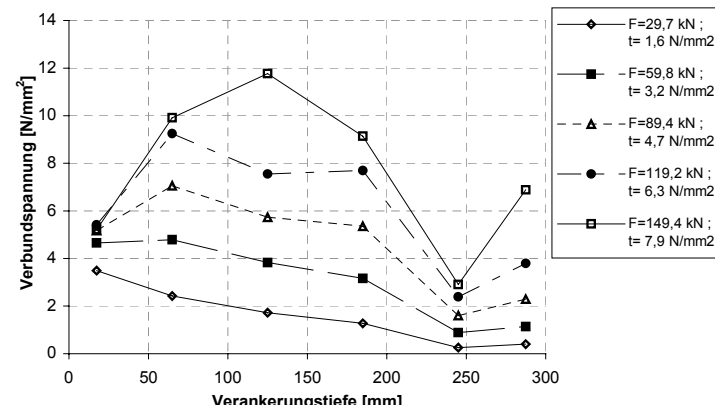
<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNH 2</b> Prüfdatum: <b>02.12.97</b>	
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 7</b>			
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=40 mm, trockener Beton B15</b>			
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>	
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug am Rand Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth	
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,4 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 40 $c_{nom,soll}$ [mm] : 40 Bohrmaschine : Hilti TE 24 $d_{cut}$ [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 2 Bohrloch horizontal gebohrt, 3 cm tiefer, ungereinigt	
		<b>Versuchsdaten</b> Versagenslast $F_u$ [kN] : 117,99 mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 6,30 Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 1,06 Versagensart (vgl. Legende) M(276)	
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		<b>Legende</b> Versagensarten M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten	
			

<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNH 4</b> Prüfdatum: <b>02.12.97</b>
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 2</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=40 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug am Rand Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,4 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 40 $c_{nom,soll}$ [mm] : 40 Bohrmaschine : Hilti TE 24 $d_{cut}$ [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 2 Bohrloch horizontal gebohrt, 3 cm tiefer, ungereinigt
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 140,73 mittlere Verbundspannung bei $F_u$ : 7,50 Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 2,21 Versagensart (vgl. Legende) B/SP
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten

<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNH 1</b> Prüfdatum: 02.12.97
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 5</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,4 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 300 $c_{nom,soll}$ [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 24 $d_{cut}$ [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 2 Bohrloch horizontal gebohrt, 3 cm tiefer ungereinigt
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 207,07  mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 11,00  Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 3,10  Versagensart (vgl. Legende) M(xx)
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten

<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>HCCNH 4</b> Prüfdatum: <b>02.12.97</b>
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 11</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H6 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,4 $h$ [mm] : 500 $d_s$ [mm] : 20 $h_{ef,soll}$ [mm] : 300 $c_{nom,soll}$ [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti TE 24 $d_{cut}$ [mm] : 28,3 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : Fall 2 Bohrloch horizontal gebohrt, 3 cm tiefer ungereinigt
		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 149,95  mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 8,00  Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 2,79  Versagensart (vgl. Legende) M(xx)
		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten

<b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen		Versuchscode: <b>DCXNX 1</b> Prüfdatum: 28.11.97
<b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 9</b>		
<b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b>		
<b>Lastverschiebung (DMS)</b>		<b>Versuchsparameter</b>
<p>Graph showing Load [kN] vs Displacement [mm]. Data points: (0,0), (0.5, 37.30), (1, 75.00), (1.5, 112.60), (2, 150.50), (10.5, 188.40).</p>		Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth
<b>Lastverteilung (DMS)</b>		Betonart : B15 Platten-Nr. : H8 Betonierdatum : 20.08.97 $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 29,23 h [mm] : 500 d <sub>s</sub> [mm] : 20 h <sub>ef,soll</sub> [mm] : 300 c <sub>nom,soll</sub> [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti DD100 d <sub>cut</sub> [mm] : 28,1 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : optimal 5 x ausblasen, 5 x bürsten, 5 x ausblasen. diamantgebohrt
<p>Graph showing Load [kN] vs Anchorage Depth [mm]. Legend:          - N= 37,3 kN ; t= 2 N/mm<sup>2</sup> (diamond)          - N= 75 kN ; t= 4 N/mm<sup>2</sup> (square)          - N= 112,6 kN ; t= 6 N/mm<sup>2</sup> (triangle)          - N= 150,5 kN ; t= 8 N/mm<sup>2</sup> (circle)          - N= 188,4 kN ; t= 10 N/mm<sup>2</sup> (square)</p>		<b>Versuchsdaten</b>
<b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b>		Versagenslast $F_u$ [kN] : 188,35  mittlere Verbundspannung $\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] : 10,00  Verschiebung bei $F_u$ $v_u$ [mm] : 10,63  Versagensart (vgl. Legende) M(xx)/SP
<p>Graph showing Bond Stress [N/mm<sup>2</sup>] vs Anchorage Depth [mm]. Legend:          - N= 37,3 kN ; t= 2 N/mm<sup>2</sup> (diamond)          - N= 75 kN ; t= 4 N/mm<sup>2</sup> (square)          - N= 112,6 kN ; t= 6 N/mm<sup>2</sup> (triangle)          - N= 150,5 kN ; t= 8 N/mm<sup>2</sup> (circle)          - N= 188,4 kN ; t= 10 N/mm<sup>2</sup> (square)</p>		<b>Legende</b>
		<b>Versagensarten</b> M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]) B Auszug blanker Stahl SP Spalten

<p align="center"><b>Universität Stuttgart</b> Institut für Werkstoffe im Bauwesen</p>		<p>Versuchscode: <b>DCXNX 3</b> Prüfdatum: 28.11.97</p>
<p align="center"><b>Versuche mit DMS - Stab - Nr.: 6</b></p>		
<p align="center"><b>System HH , d=20 mm, hef=300 mm, c=150 mm, trockener Beton B15</b></p>		
<p align="center"><b>Lastverschiebung (DMS)</b></p>		<p><b>Versuchsparameter</b></p>
		<p>Versuchsbeschreibung: zentrischer Zug in der Fläche</p> <p>Produkt : System HH Hersteller : - Prüfer : Spieth</p>
<p align="center"><b>Lastverteilung (DMS)</b></p>		<p>Betonart : B15 Platten-Nr. : H8 Betonierdatum : 20.08.97 <math>f_{cc}</math> [N/mm<sup>2</sup>] : 29,23 h [mm] : 500 d<sub>S</sub> [mm] : 20 h<sub>ef,soll</sub> [mm] : 300 c<sub>nom,soll</sub> [mm] : 150 Bohrmaschine : Hilti DD100 d<sub>cut</sub> [mm] : 28,1 Zugvorrichtung : Lukas 630 Belastungsart : statisch Stahlsorte : 900/1100 Betonfeuchte : trocken Bohrlochreinigung : optimal 5 x ausblasen, 5 x bürsten, 5 x ausblasen, diamantgebohrt</p>
		<p><b>Versuchsdaten</b></p> <p>Versagenslast F<sub>u</sub> [kN] : 149,44</p>
<p align="center"><b>Verbundspannungsverteilung (DMS)</b></p>		<p>mittlere Verbundspannung <math>\tau_u</math> [N/mm<sup>2</sup>] : 7,90</p>
		<p>Verschiebung bei F<sub>u</sub> v<sub>u</sub> [mm] : 1,50</p> <p>Versagensart (vgl. Legende) M(xx)/SP</p>
		<p><b>Legende</b></p> <p>Versagensarten</p> <p>M(xx) Auszug mit Mörtel (Mörtellänge [mm]), B Auszug blanker Stahl SP Spalten</p>

**Versuche mit weiter Abstützung**

Vers. Bez.	Stab Nr.	$f_{cc}$	$d_{Stab}$	$d_{cut}$	$l_v$	Aus-Härtung	$F_u$	Versagen	Ausbruchkegel A x B x $h_c$
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	H, min	KN		cm
		1)	2)	3)	4)	5)		6)	7)
120-1	4	28	20	25,4	120	2,15	73,4	CCB1	23x21x4
120-2	2				120	2,35	76,0	CCB1	24x22x4,6
120-3	8				120	2,50	71,3	CCB1	58x39x6
Mittelwert [kN]							73,6		
Variationskoeffizient [%]							3,2		
180-1	5	28	20	25,4	180	3,50	132,6	CCB1	27x22x3,6
180-2	13				180	1,55	133,7	CCB1	18x18x3,8
180-3	3				180	2,05	125,1	CCB1	64x68x8,5
Mittelwert [kN]							130,5		
Variationskoeffizient [%]							3,6%		
240-1	4	28	20	25,4	240	4,10	169,7	CCB1	69x59x7
240-2	4				240	2,20	155,0	CCB1	43x44x6
240-3	2				240	2,30	176,0	CCB1	56x42x5,5
Mittelwert [kN]							166,9		
Variationskoeffizient [%]							6,5		
300-1	13	28	20	25,4	300	2,45	202,7	CCB1	63x65x7
300-2	2				300	3,05	229,3	CCB1	34x36x5,5
300-3	10				300	3,30	202,3	CCB1	62x58x6,5
Mittelwert [kN]							211,4		
Variationskoeffizient [%]							7,3		

- 1) Betondruckfestigkeit
- 2) Stabdurchmesser
- 3) Durchmesser des Hammerbohrers
- 4) Einbindetiefe
- 5) Zeit zwischen Dübelsetzen und Versuch
- 6) CC= Versagen durch Betonausbruch, B1= Verbundversagen Stab/Mörtel
- 7) A, B= Abmessungen des Ausbruchkegels,  $h_c$ = Höhe des Ausbruchkegels

Tabelle B1: Zusammenstellung der Ergebnisse der Zugversuche an Bewehrungsstäben mit DMS-Streifen

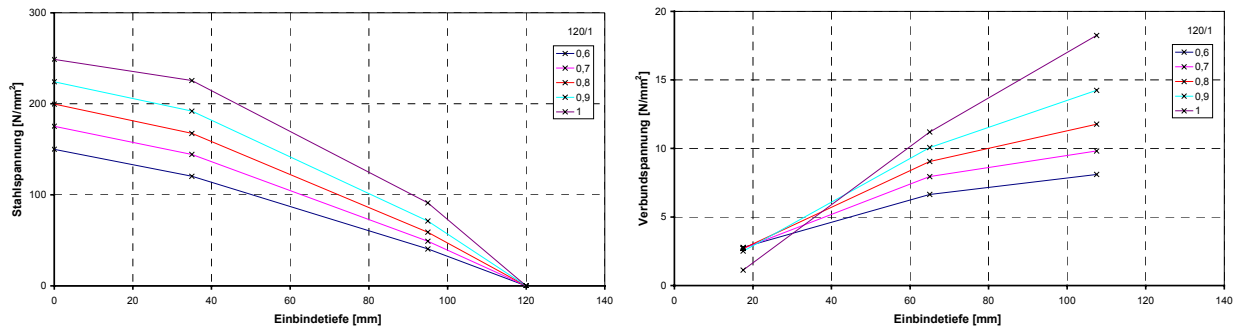


Bild B1: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 120-1 ( $l_v=120$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

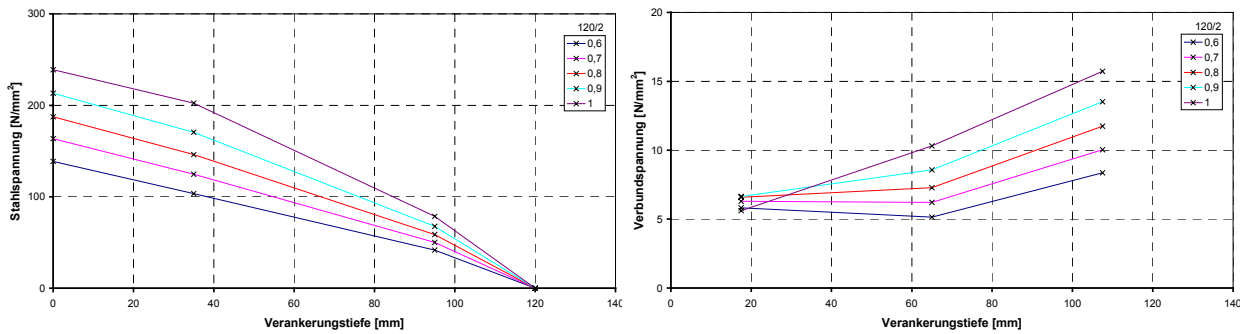


Bild B2: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 120-2 ( $l_v=120$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

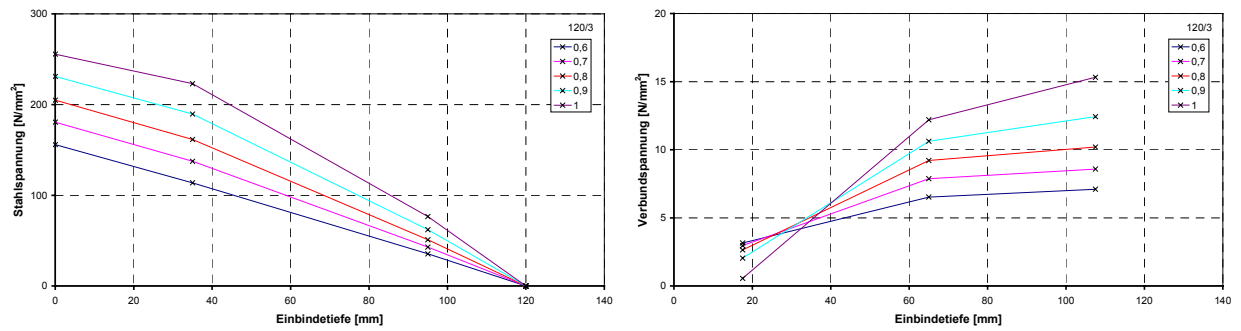


Bild B3: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 120-3 ( $l_v=120$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung



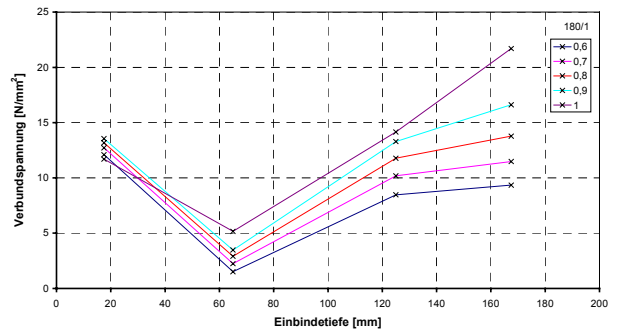
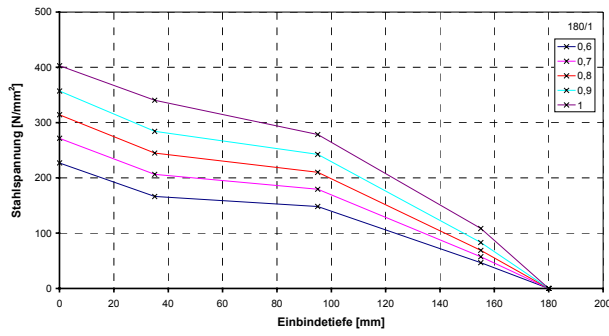


Bild B4: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 180-1 ( $l_v=180$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

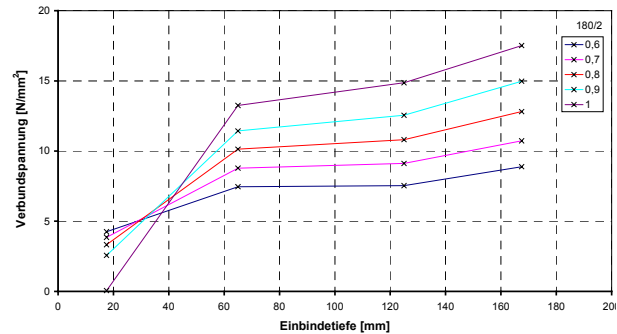
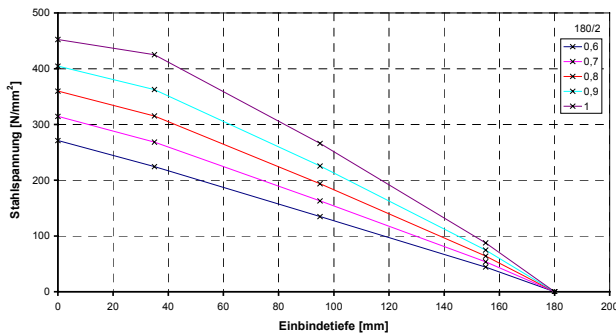


Bild B5: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 180-2 ( $l_v=180$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

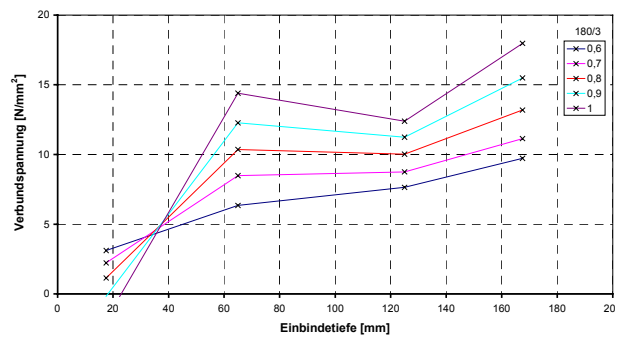
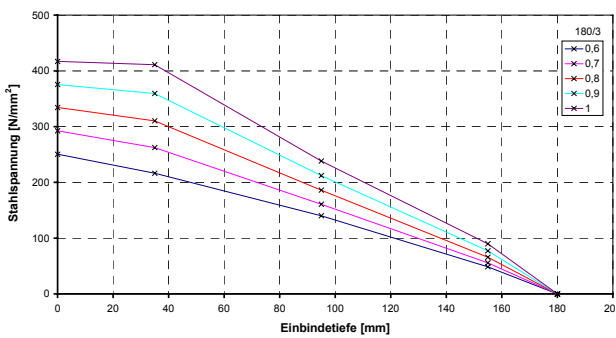


Bild B6: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 180-3 ( $l_v=180$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

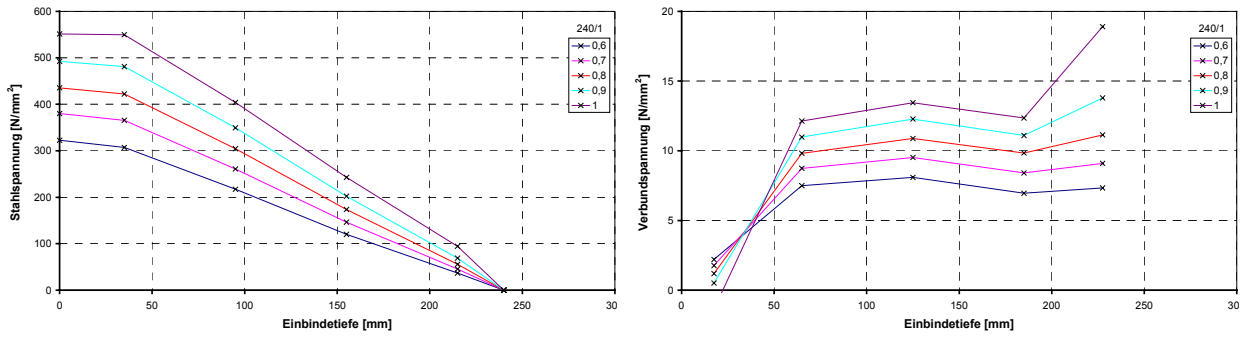


Bild B7: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 240-1 ( $l_v=240$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

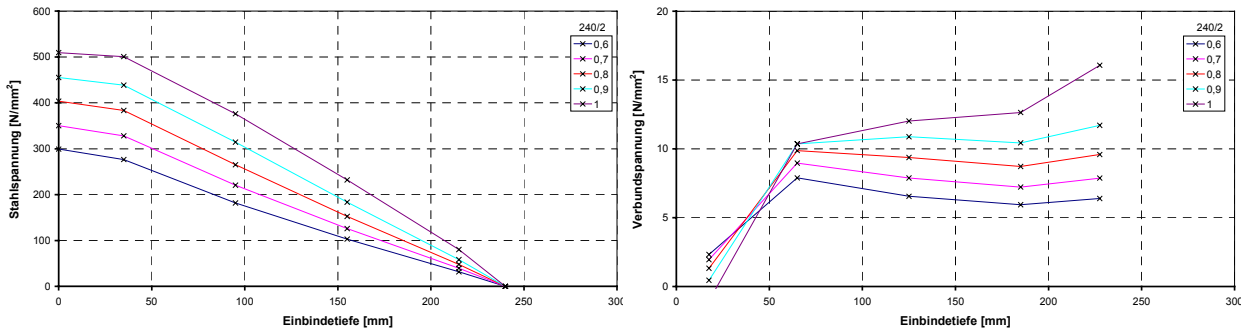


Bild B8: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 240-2 ( $l_v=240$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

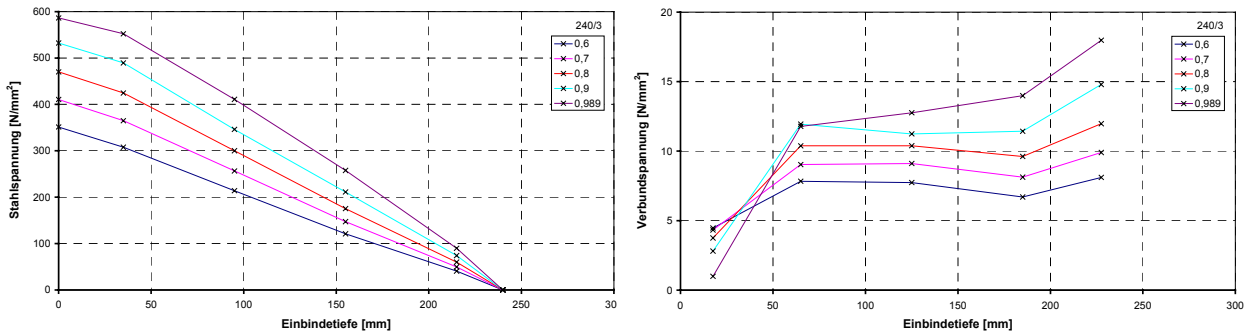


Bild B9: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 240-3 ( $l_v=240$  mm):  
Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

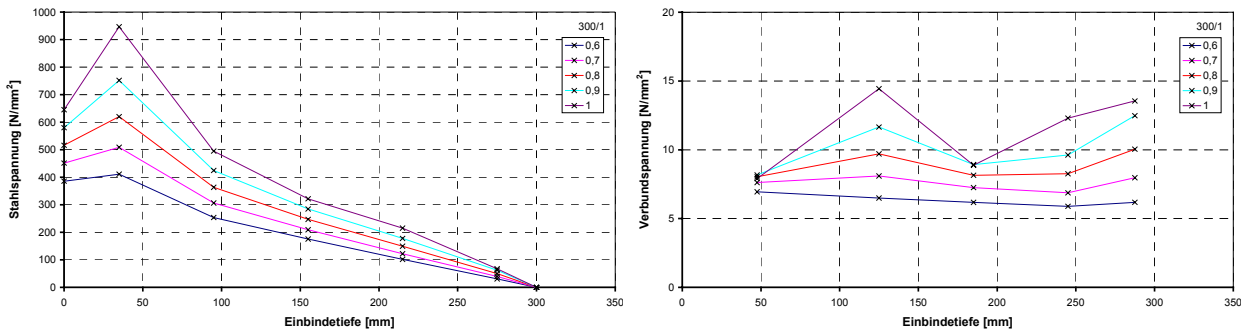


Bild B10: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 300-1 ( $I_V=300$  mm): Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

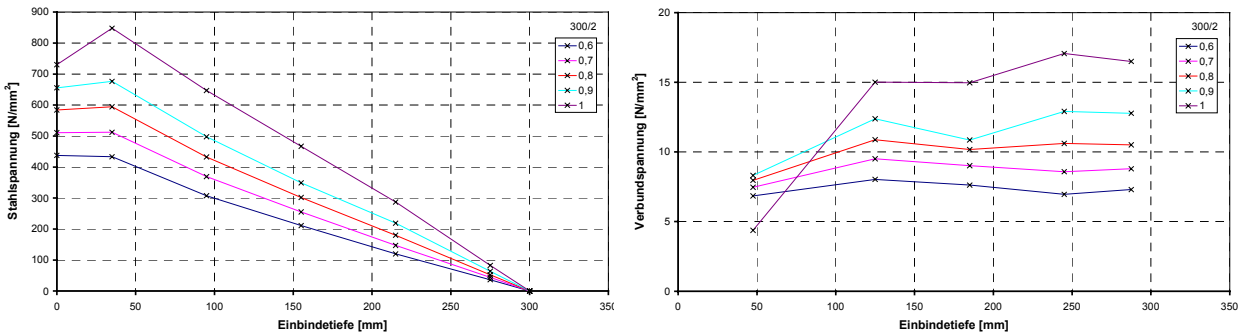


Bild B11: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 300-2 ( $I_V=300$  mm): Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

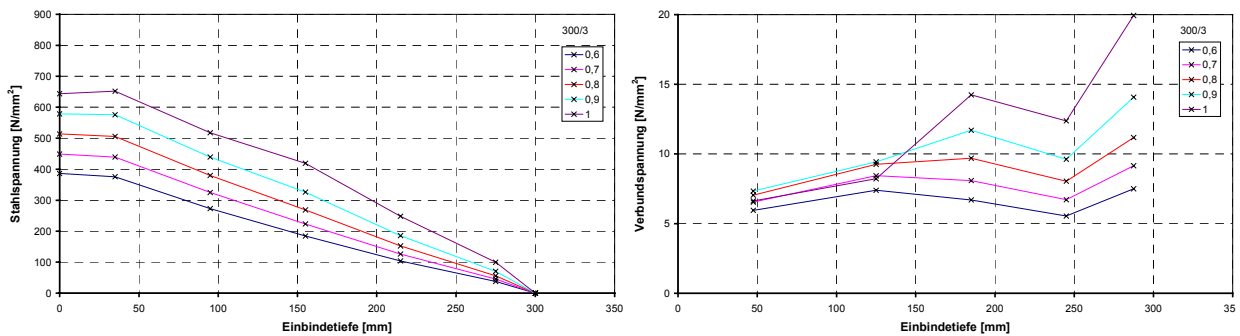


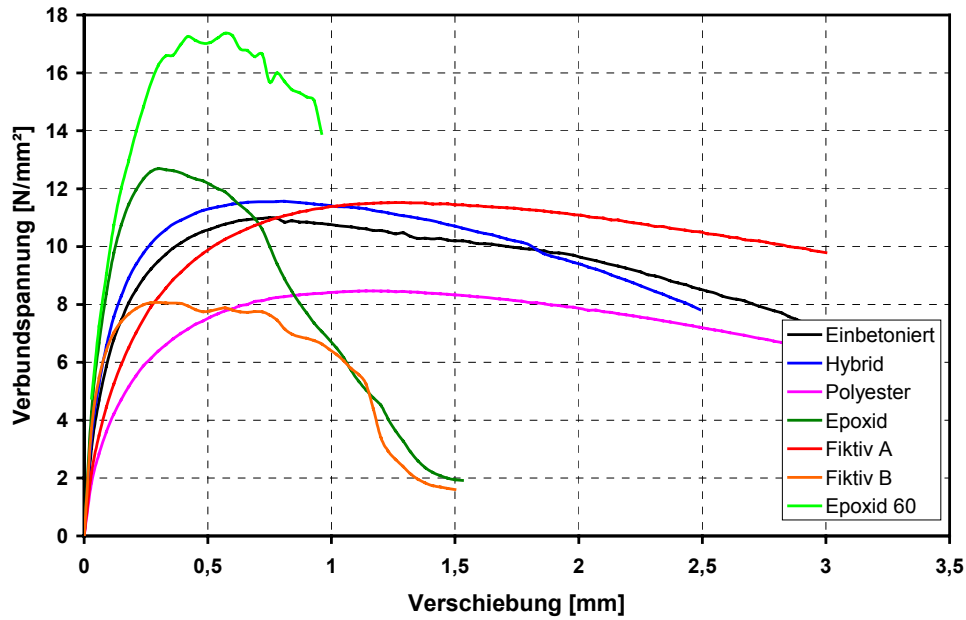
Bild B12: Lastabhängige Entwicklung der Verbundspannungen, Versuch 300-3 ( $I_V=300$  mm): Links: Stahlspannungen im Ankerstab. Rechts: Verbundspannung

# Anhang C Numerische Simulationen

## Simulation von Einzelstäben (Abschnitt 4.3)

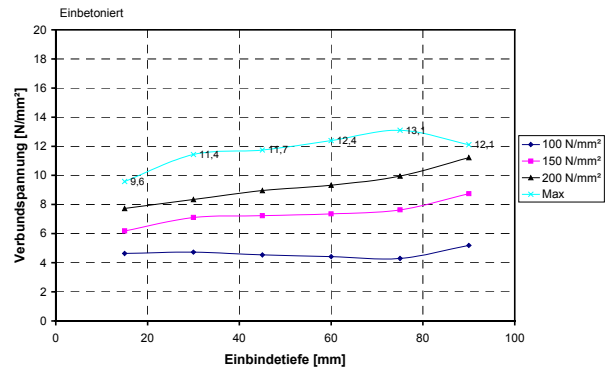
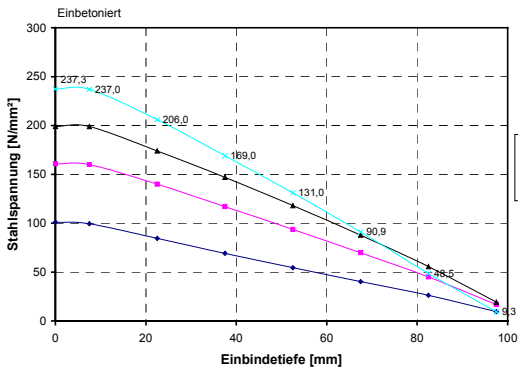
Versuche mit  $l_v = 5 d_s = 100 \text{ mm}$

Verbundspannungs-Verschiebungskurven:

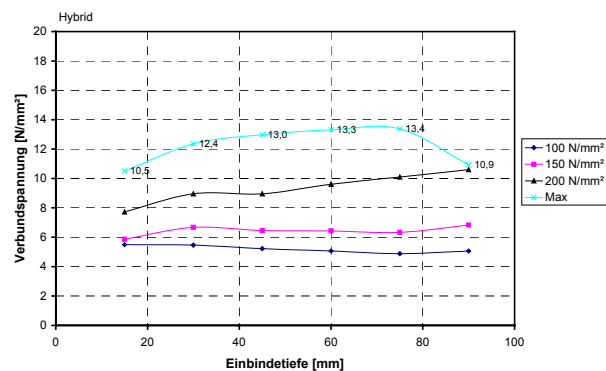
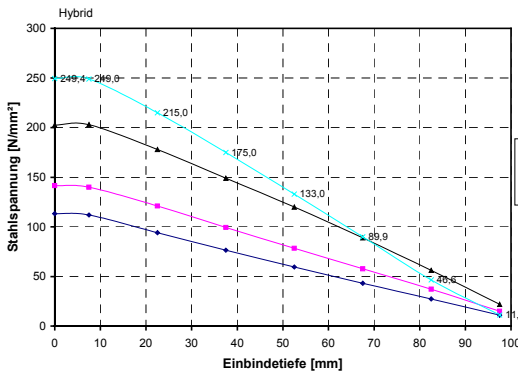


Stahlspannungsverteilung und Verbundspannungsverteilung:

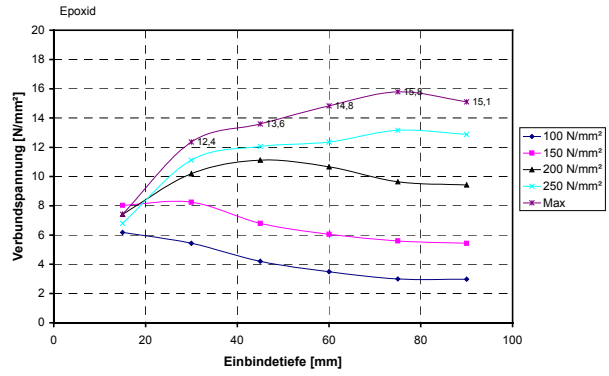
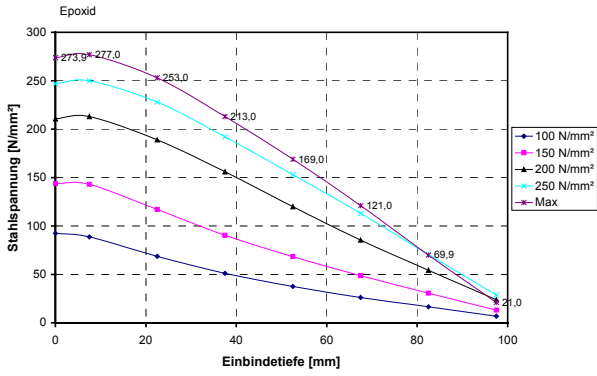
Einbetoniert:



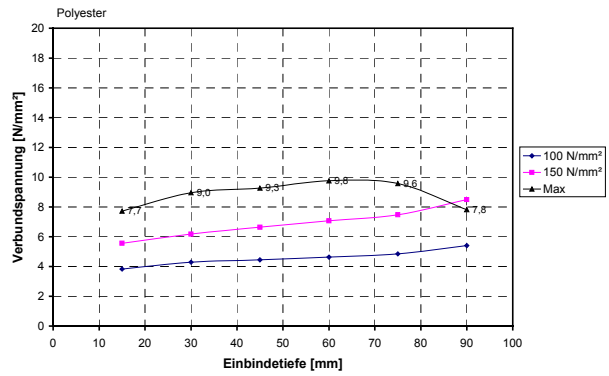
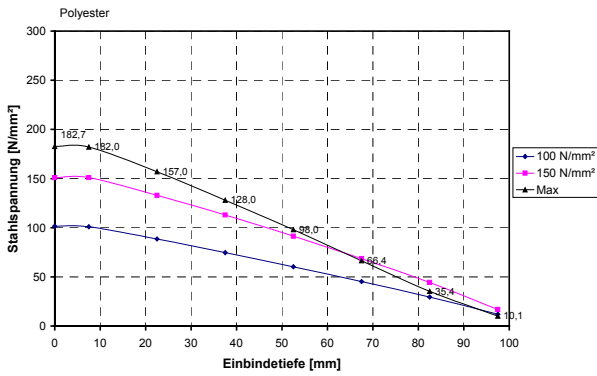
Hybrid:



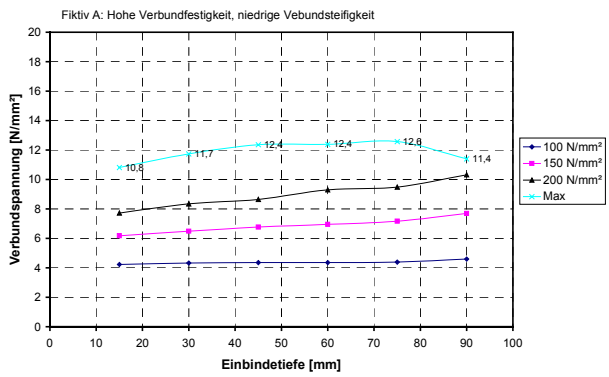
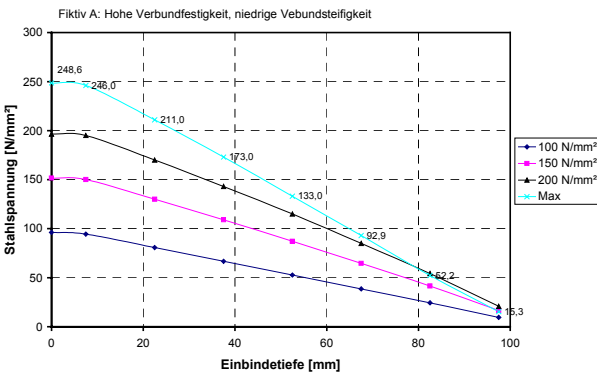
Epoxid:



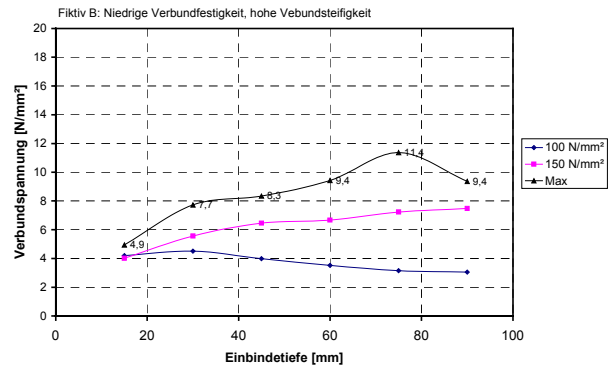
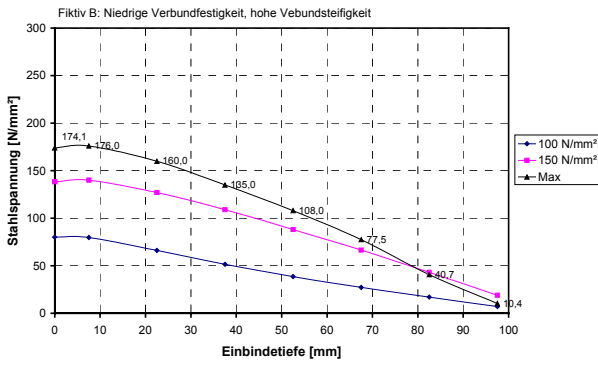
Polyester:



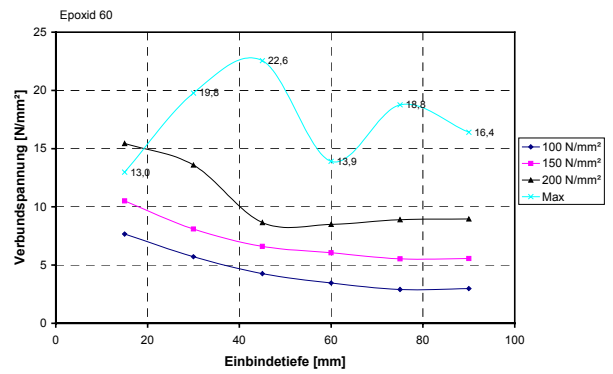
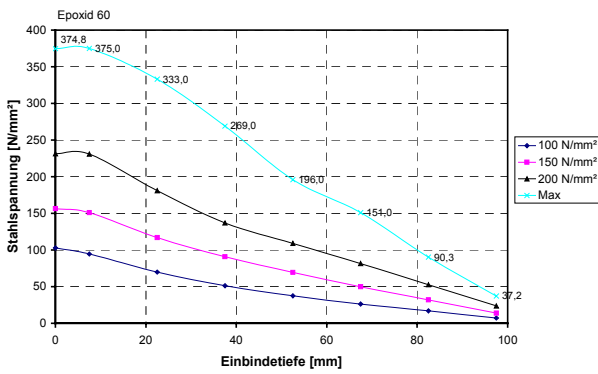
Fiktiv A:



Fiktiv B:

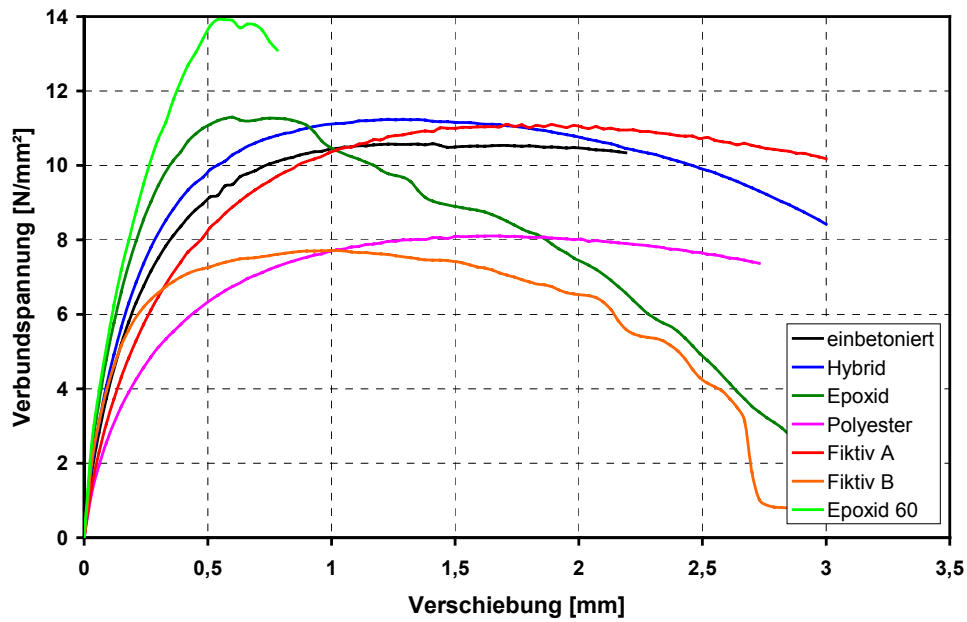


Epoxid 60:



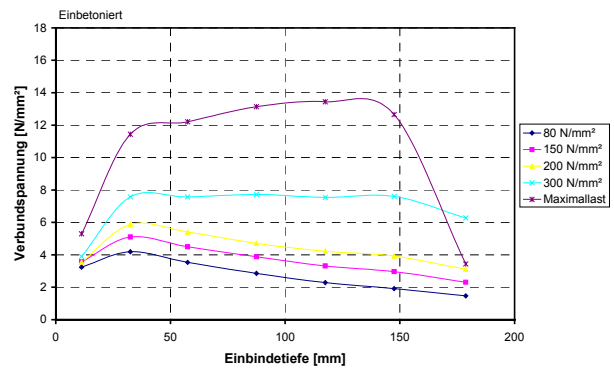
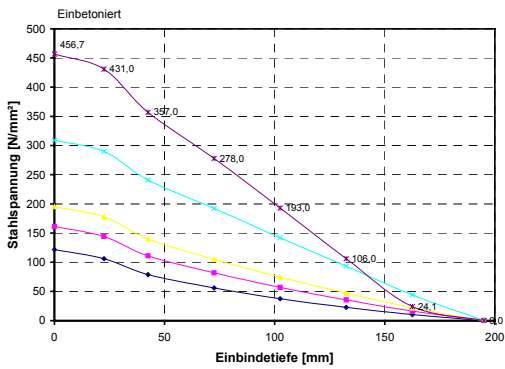
**Versuche mit  $l_v = 10 d_s = 200 \text{ mm}$**

Verbundspannungs-Verschiebungskurven:

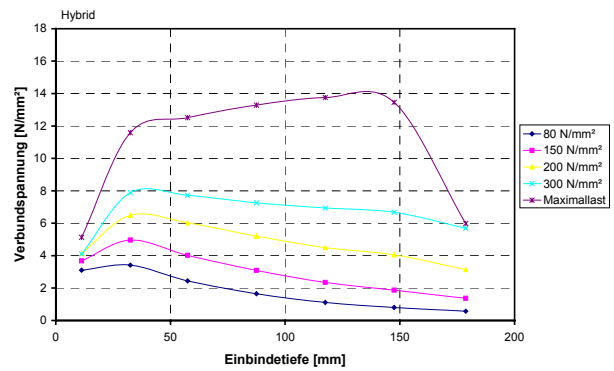
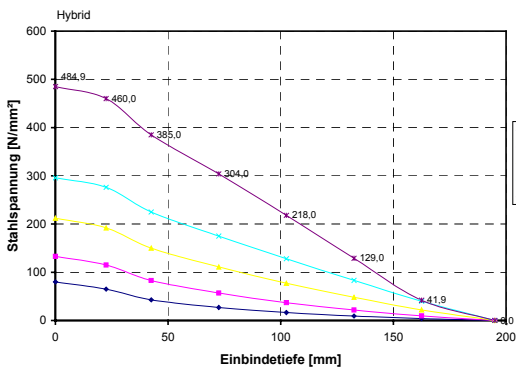


Stahlspannungsverteilung und Verbundspannungsverteilung:

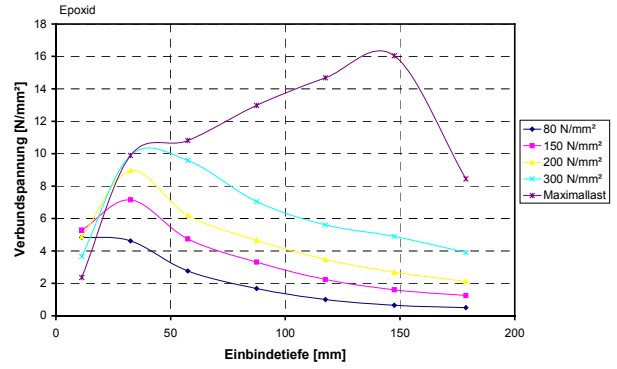
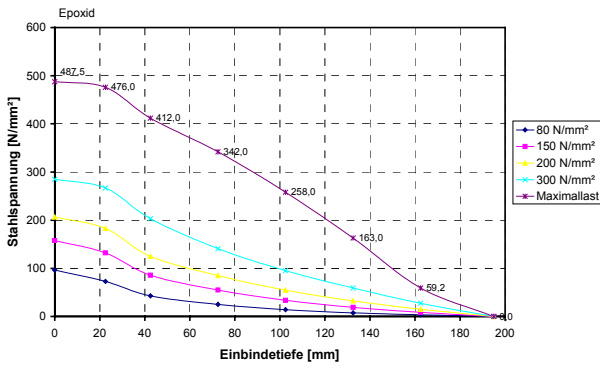
Einbetoniert:



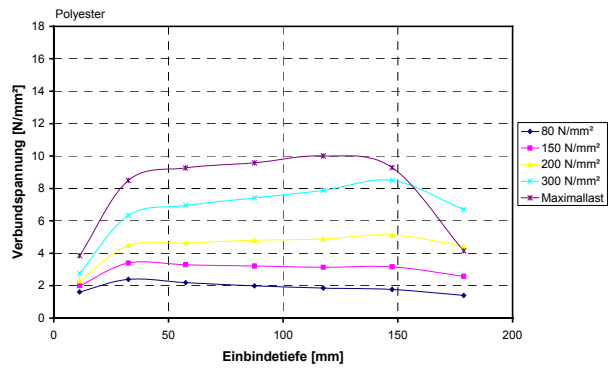
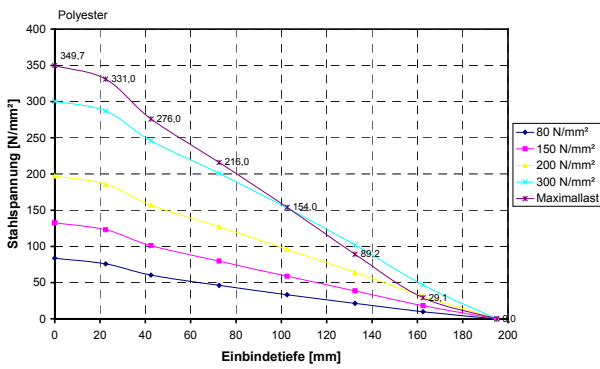
Hybrid:



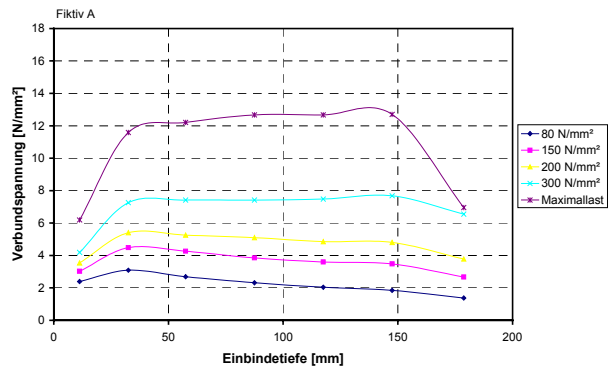
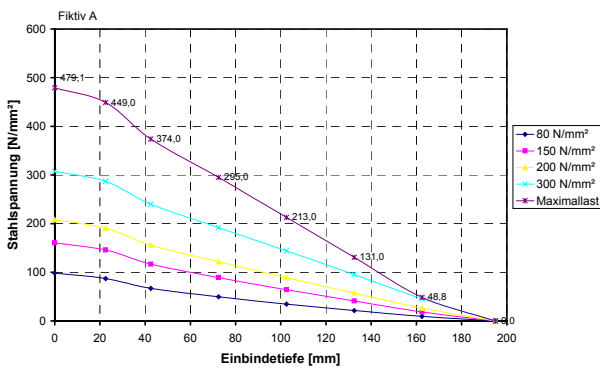
Epoxid:



Polyester:

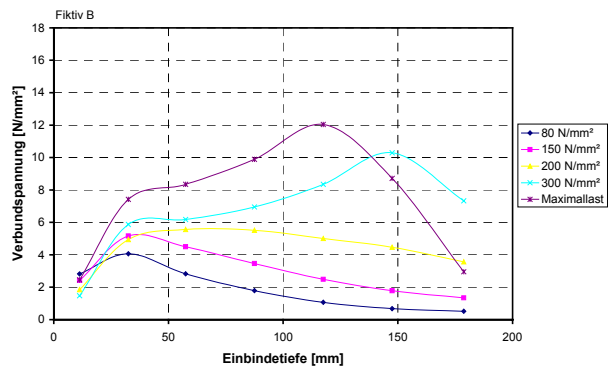
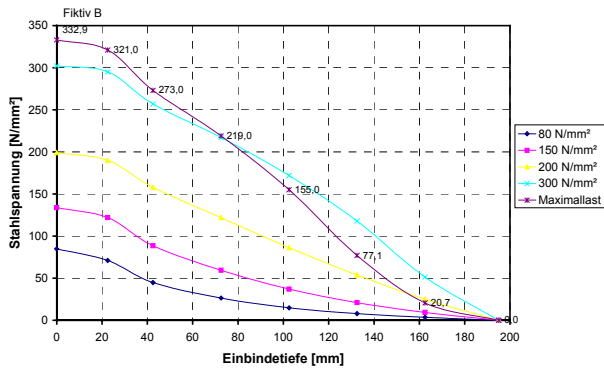


Fiktiv A:

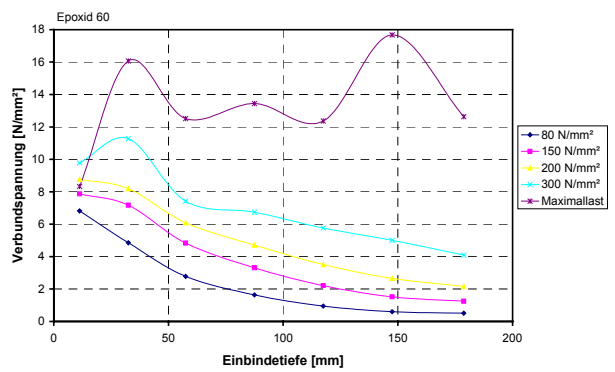
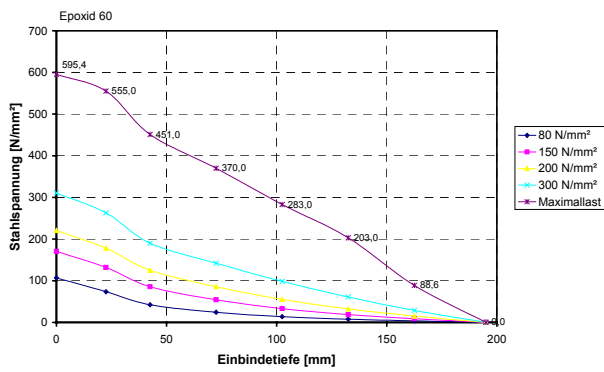




Fiktiv B:

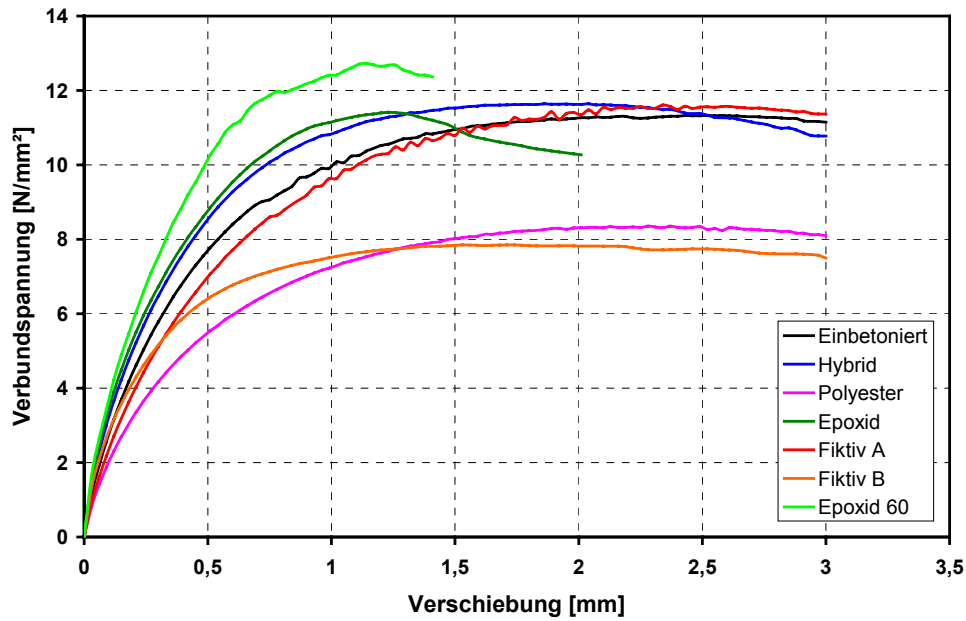


Epoxid 60:



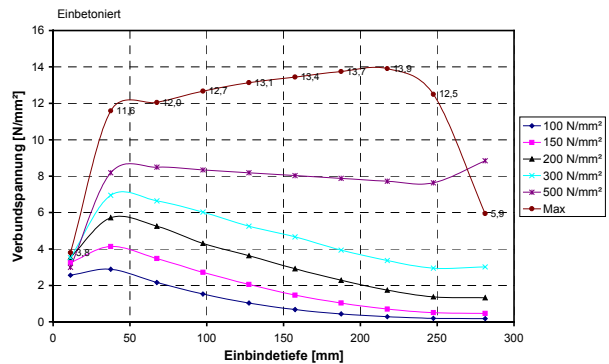
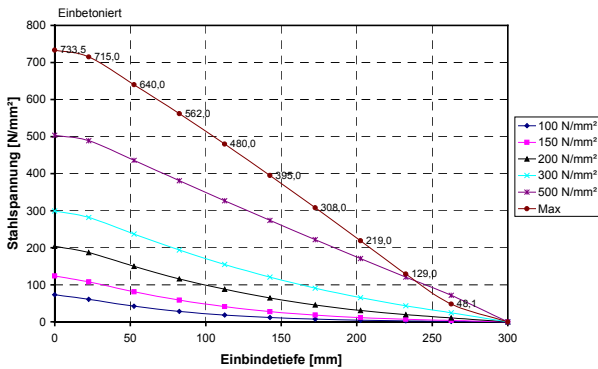
Versuche mit  $l_v = 15 d_s = 300 \text{ mm}$

Verbundspannungs-Verschiebungskurven:

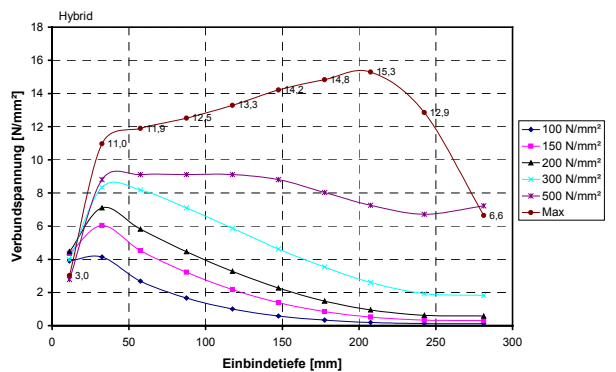
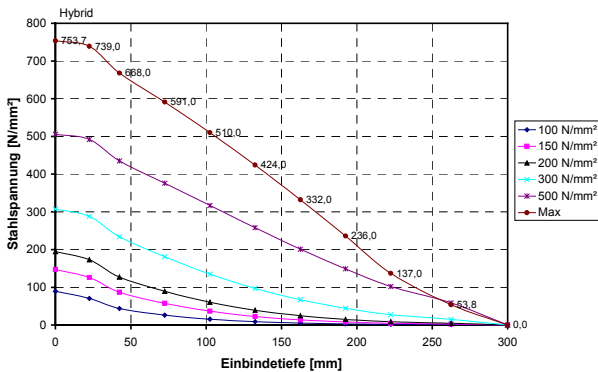


Stahlspannungsverteilung und Verbundspannungsverteilung:

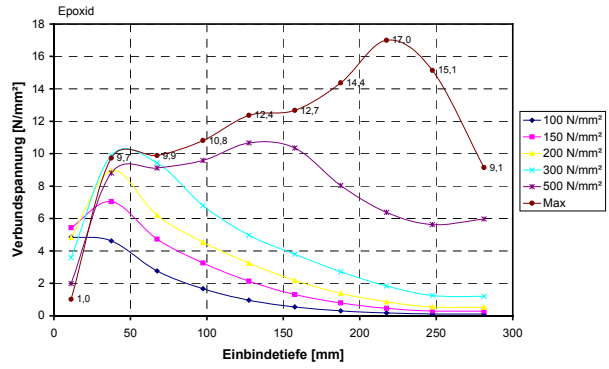
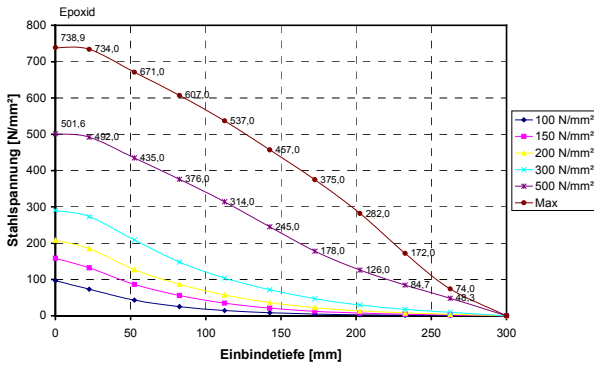
Einbetoniert:



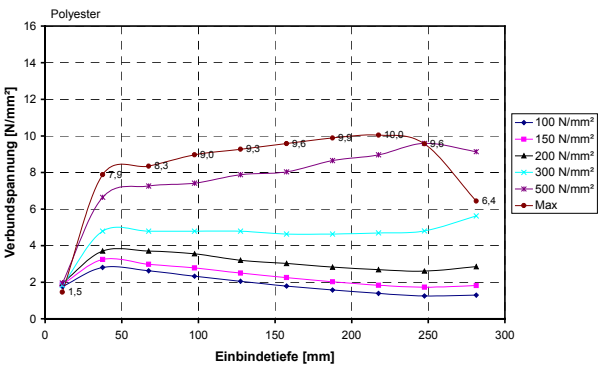
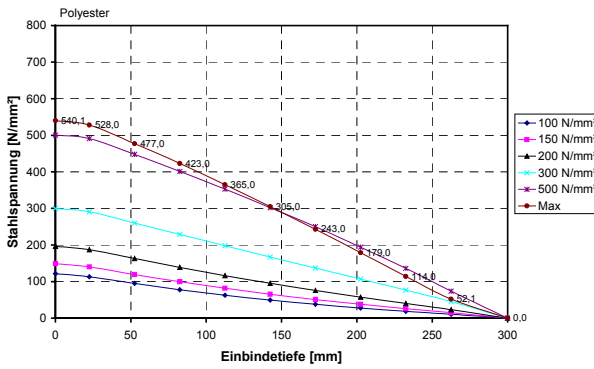
Hybrid:



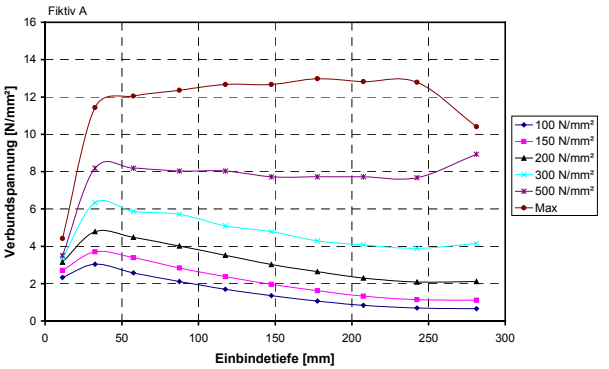
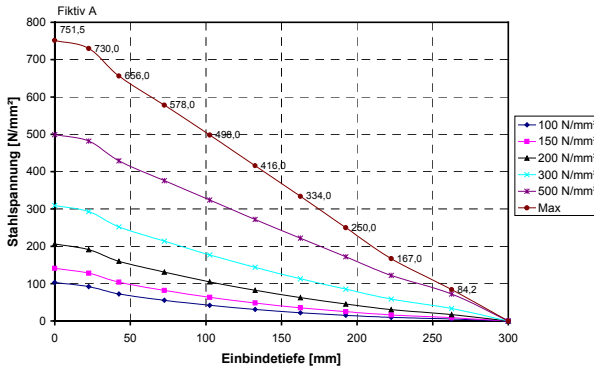
Epoxid:



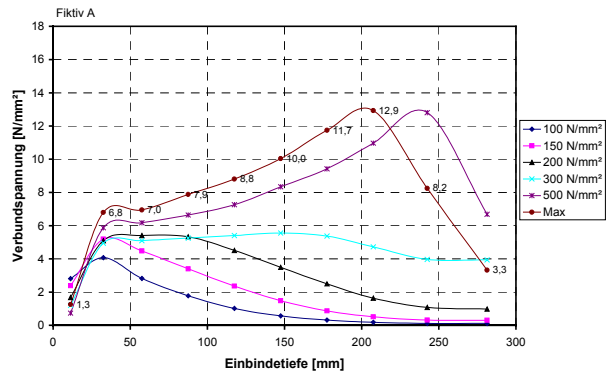
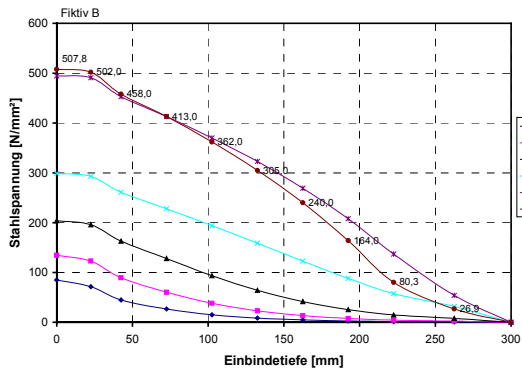
Polyester:



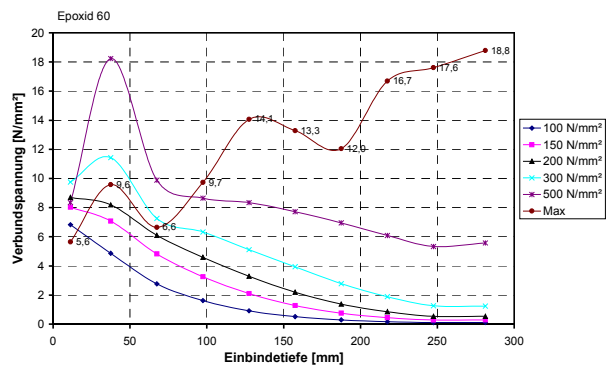
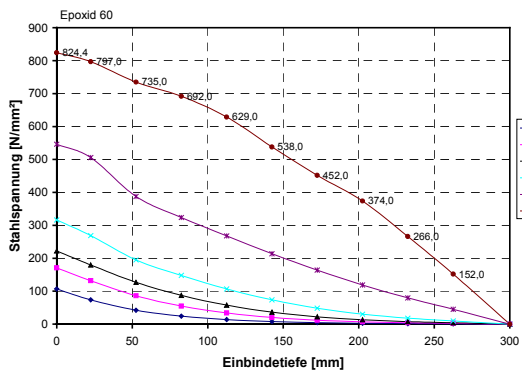
Fiktiv A:



Fiktiv B:

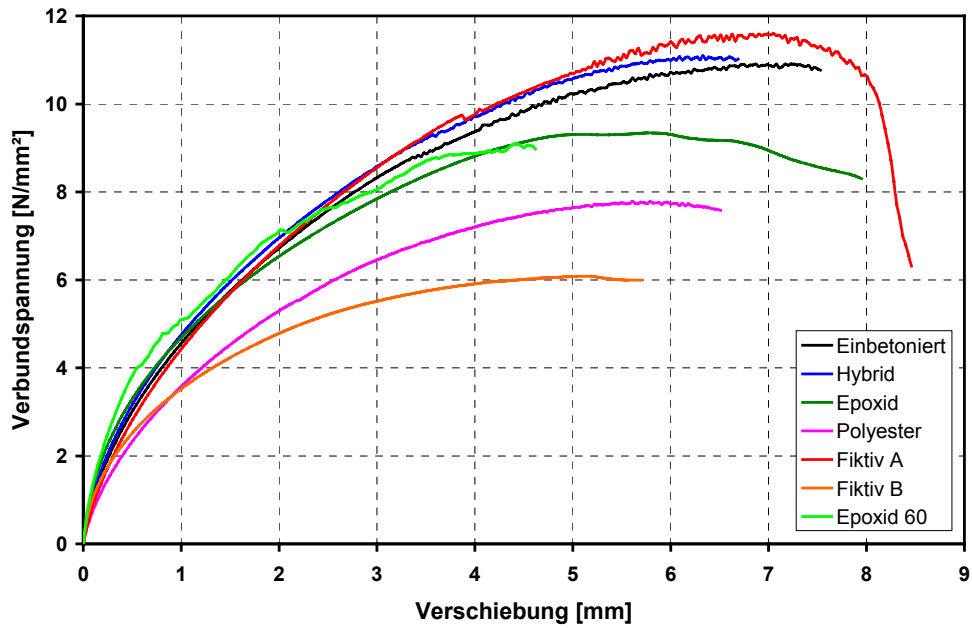


Epoxid 60:



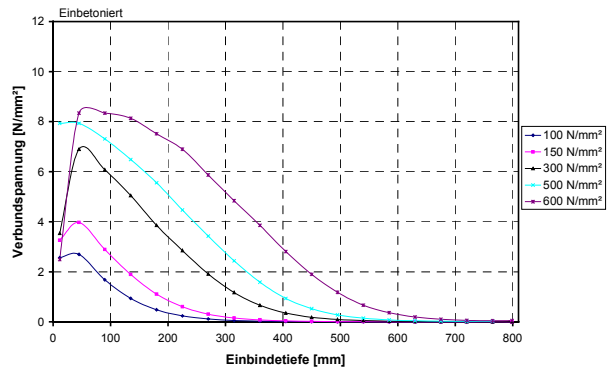
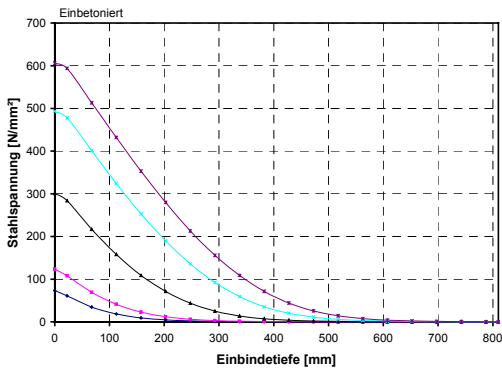
Versuche mit  $l_v = 40,5 d_s = 810 \text{ mm}$

Verbundspannungs-Verschiebungskurven:

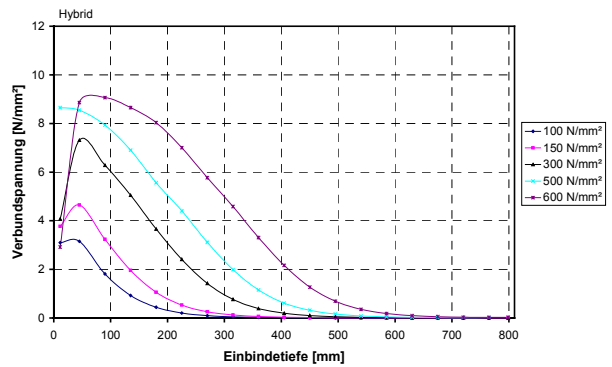
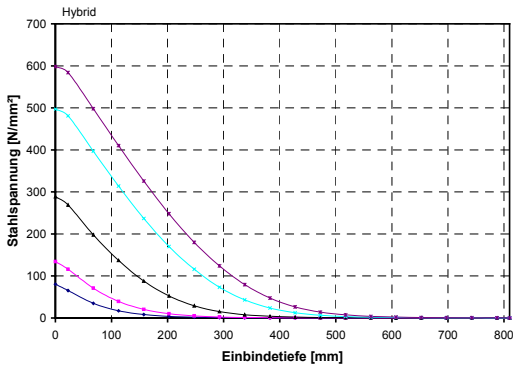


Stahlspannungsverteilung und Verbundspannungsverteilung:

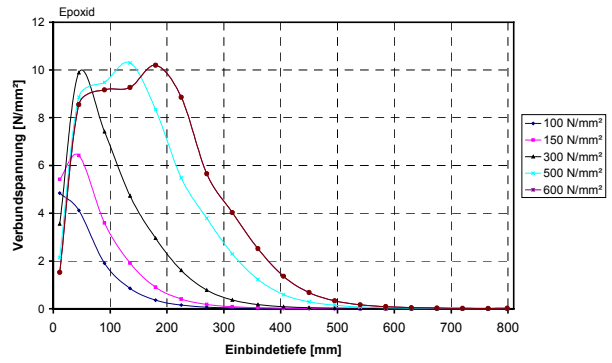
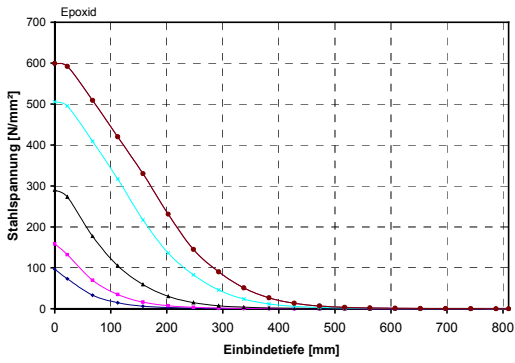
Einbetoniert:



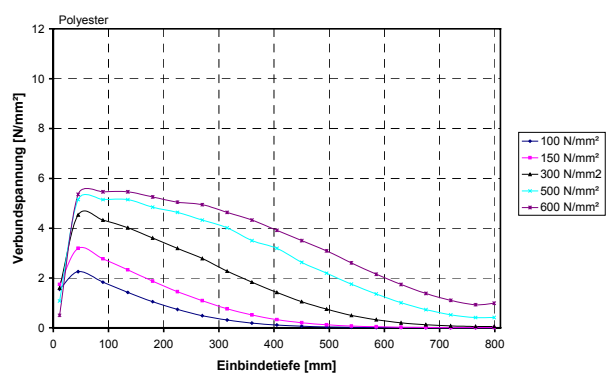
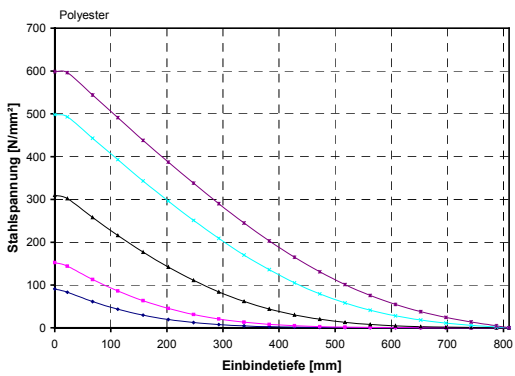
Hybrid:



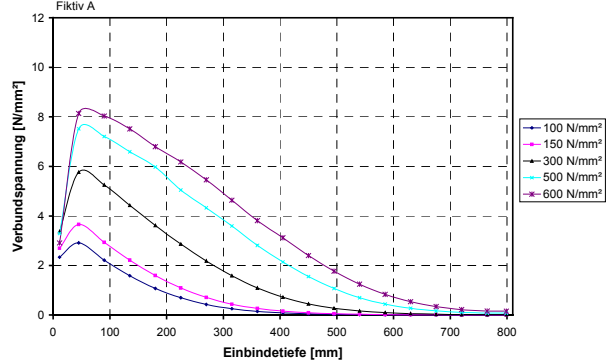
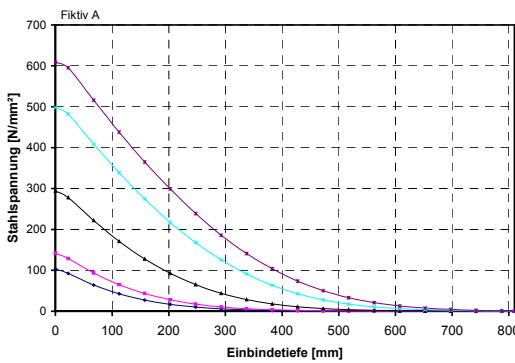
Epoxid:



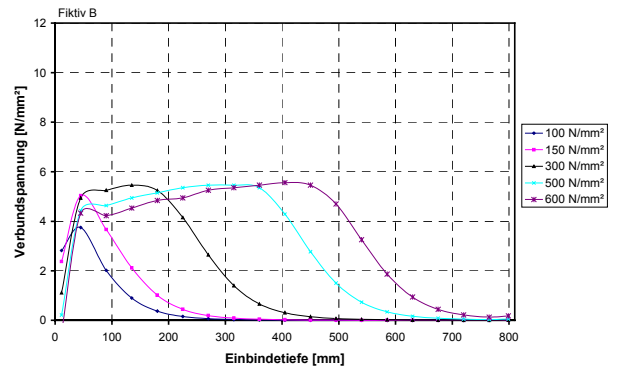
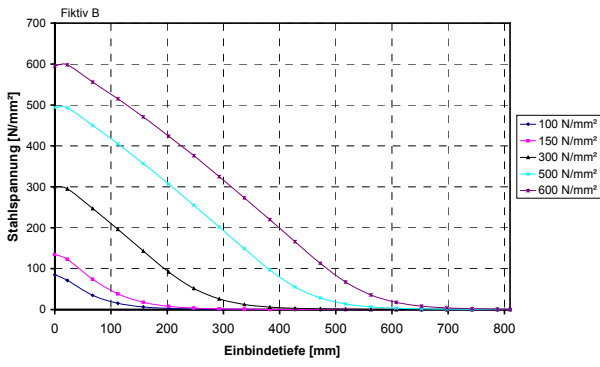
Polyester:



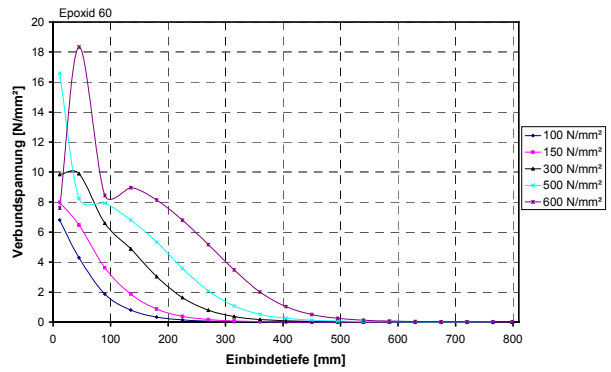
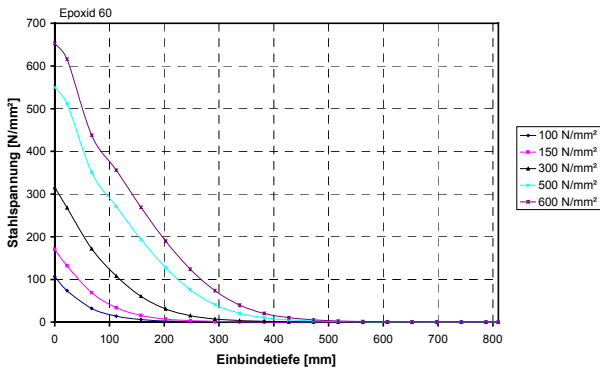
Fiktiv A:



Fiktiv B:

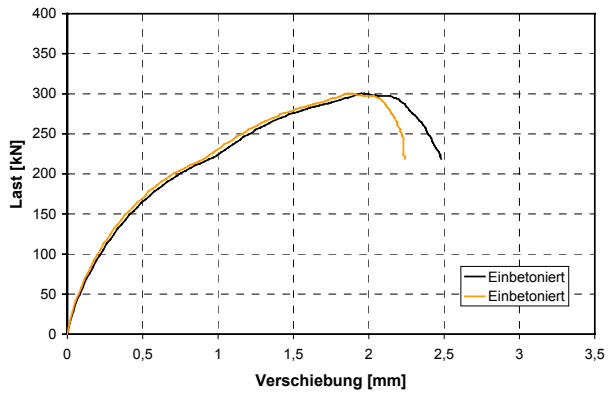


Epoxid 60:

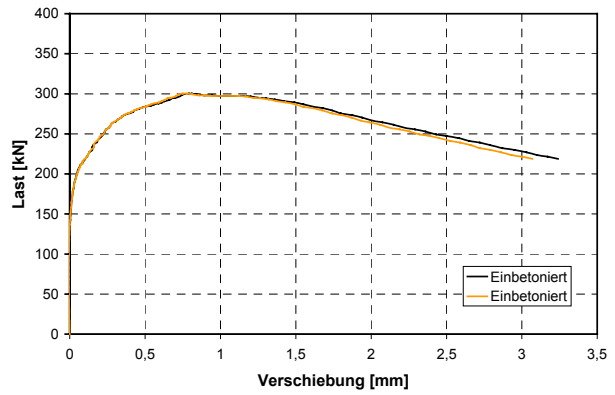


# Simulation von Übergreifungsstößen (Abschnitt 4.4)

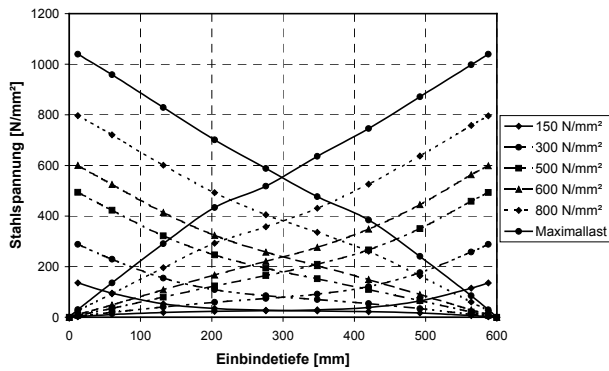
## Übergreifungsstoß Einbetoniert – Einbetoniert



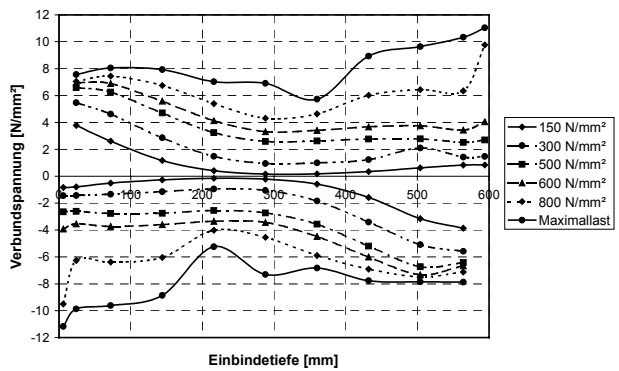
Verschiebung belastetes Stabende



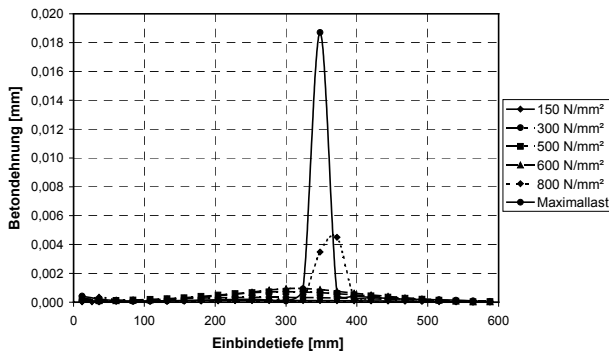
Verschiebung unbelastetes Stabende



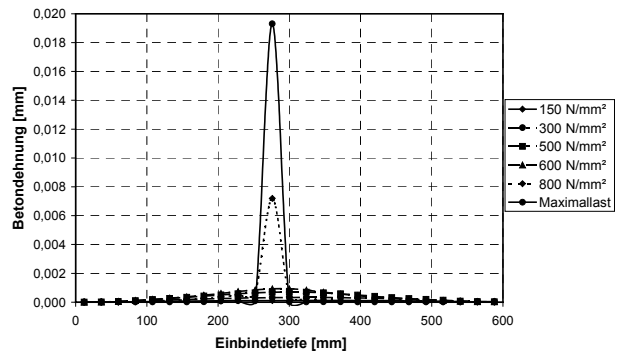
Stahlspannungsverteilung



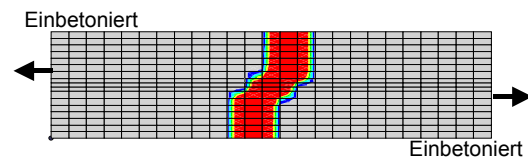
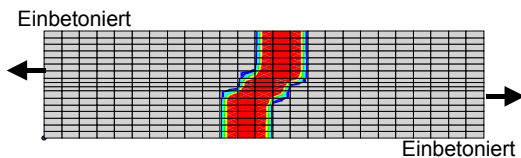
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben



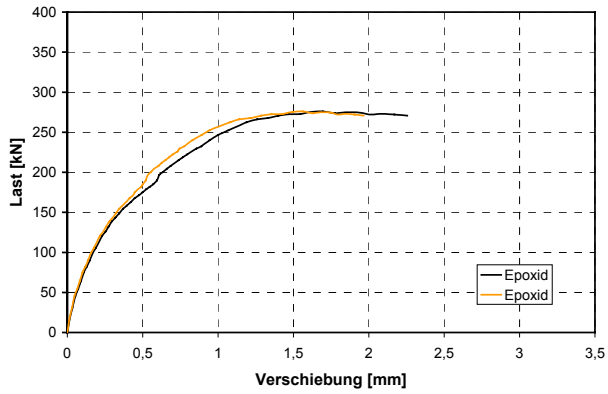
Betondehnung unten



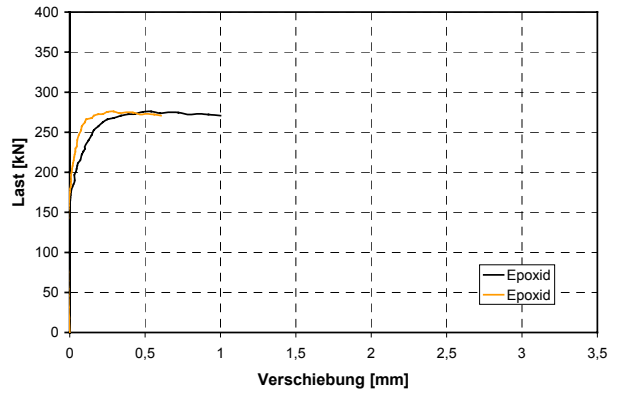
Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz



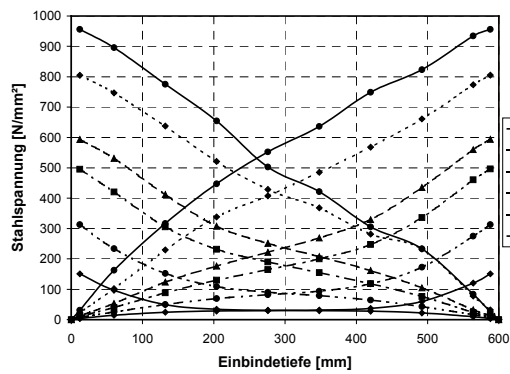
Übergreifungsstoß Epoxid – Epoxid



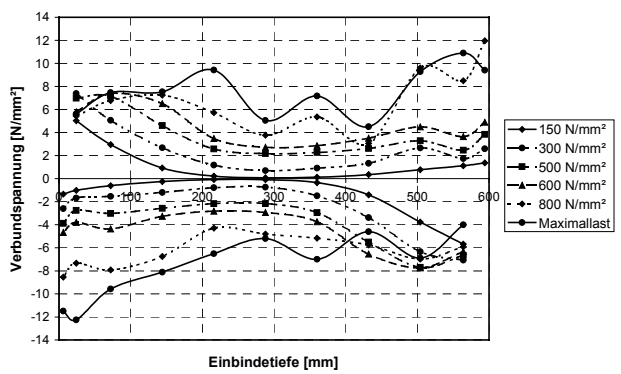
Verschiebung belastetes Stabende



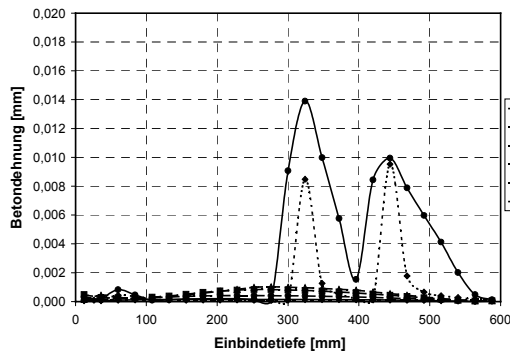
Verschiebung unbelastetes Stabende



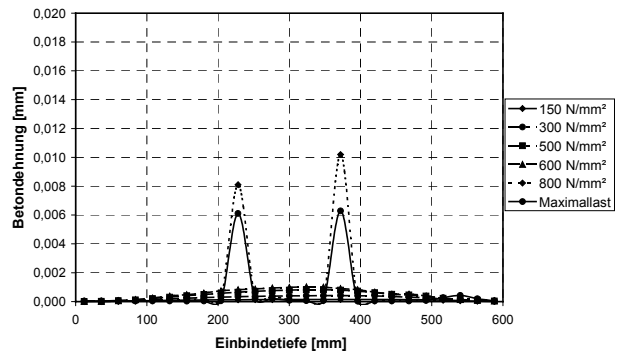
Stahlspannungsverteilung



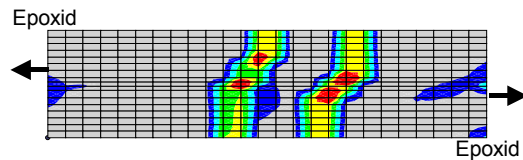
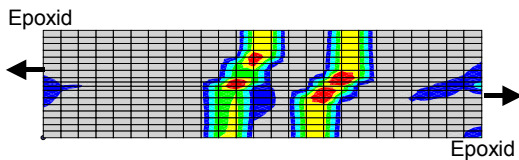
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

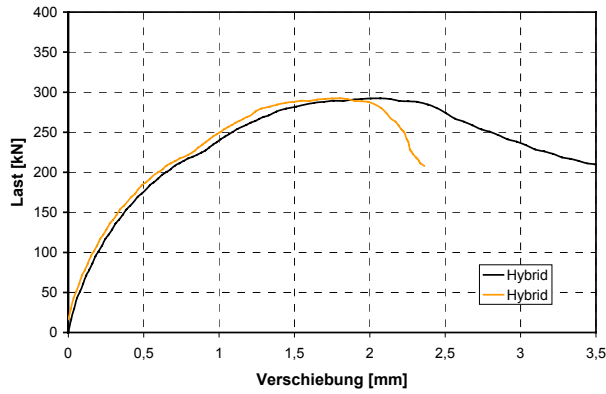


Betondehnung unten

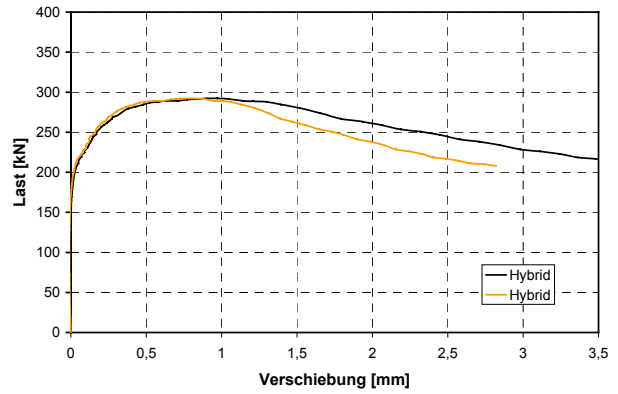


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

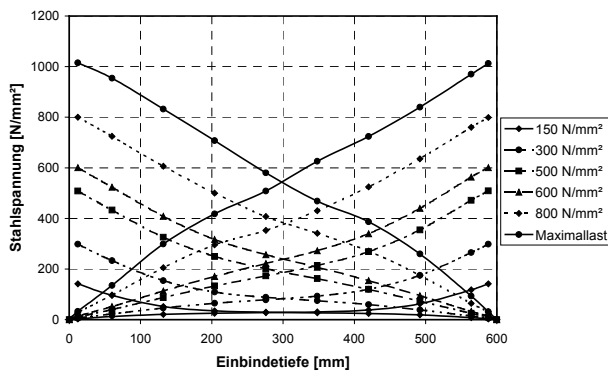
Übergreifungsstoß Hybrid – Hybrid



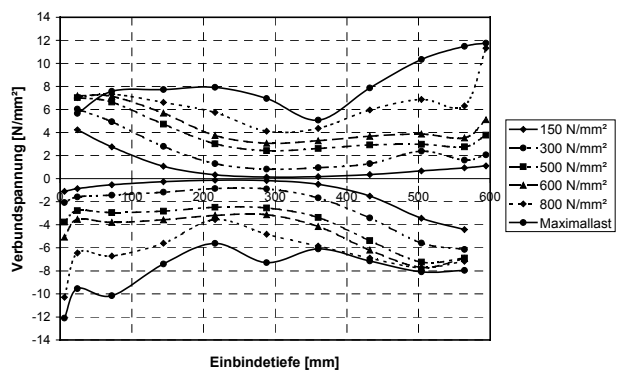
Verschiebung belastetes Stabende



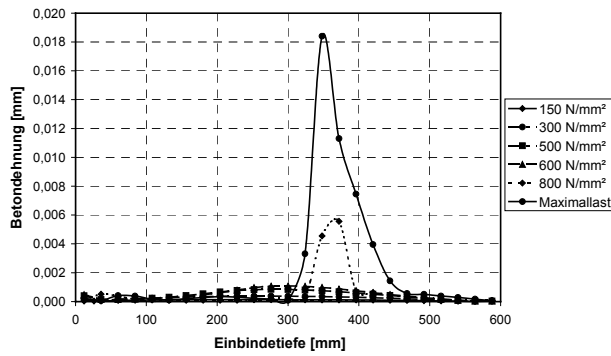
Verschiebung unbelastetes Stabende



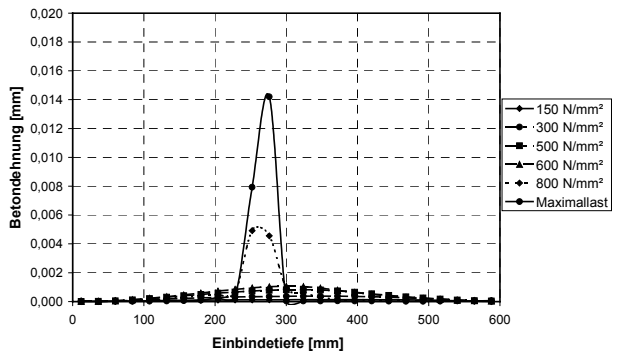
Stahlspannungsverteilung



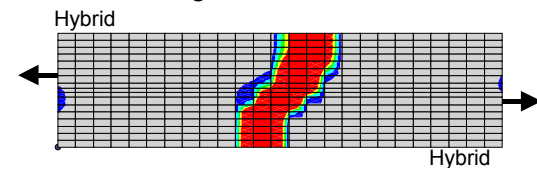
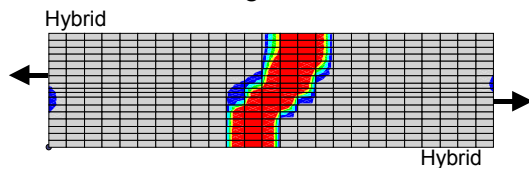
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

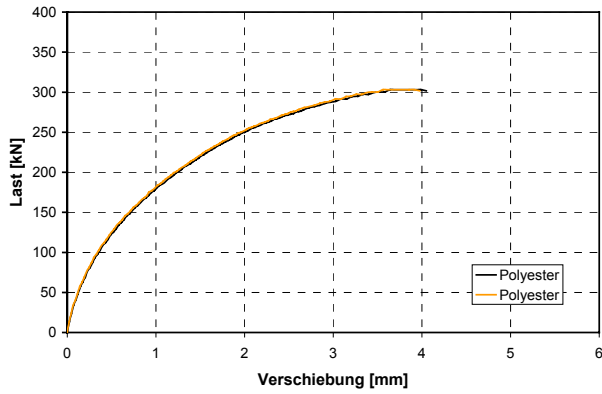


Betondehnung unten

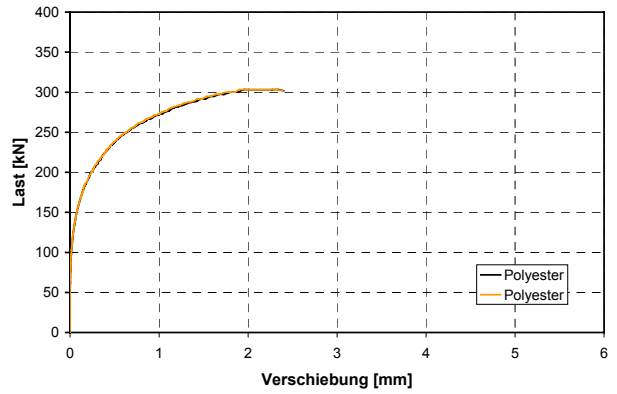


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

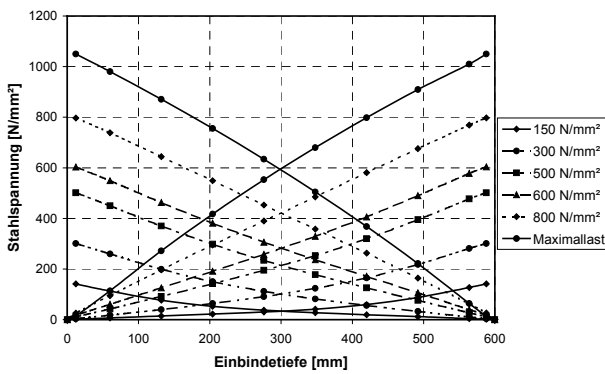
Übergreifungsstoß Polyester – Polyester



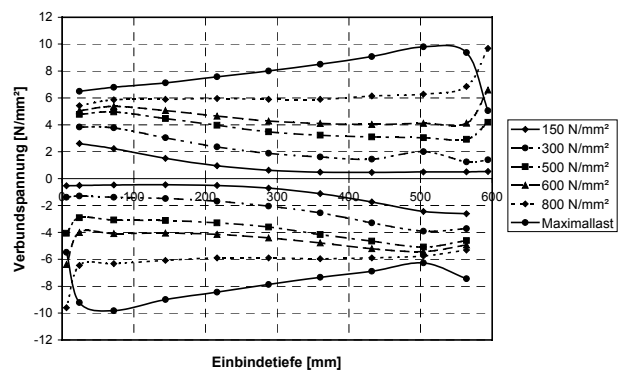
Verschiebung belastetes Stabende



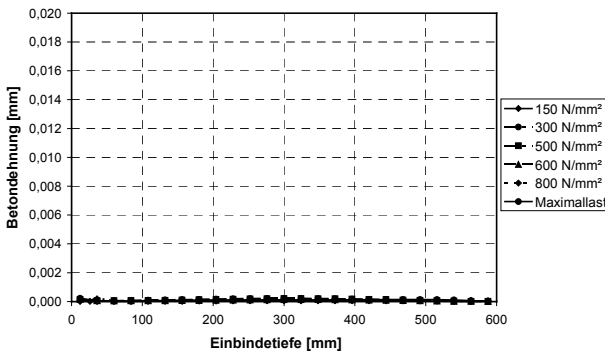
Verschiebung unbelastetes Stabende



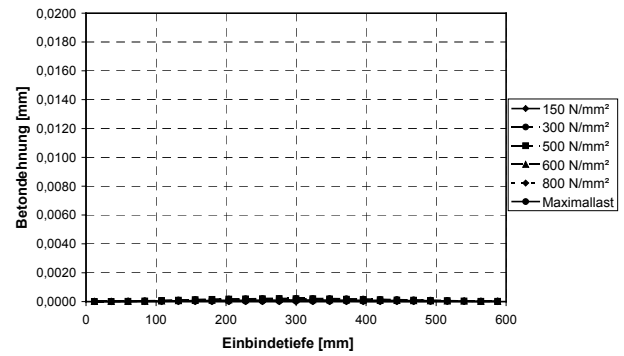
Stahlspannungsverteilung



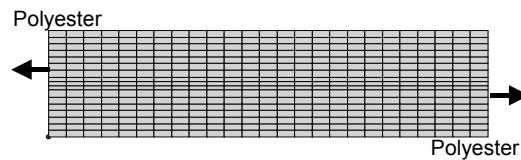
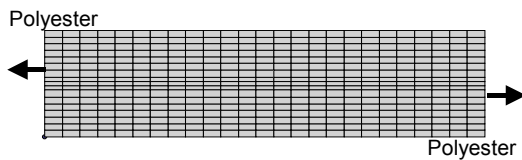
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

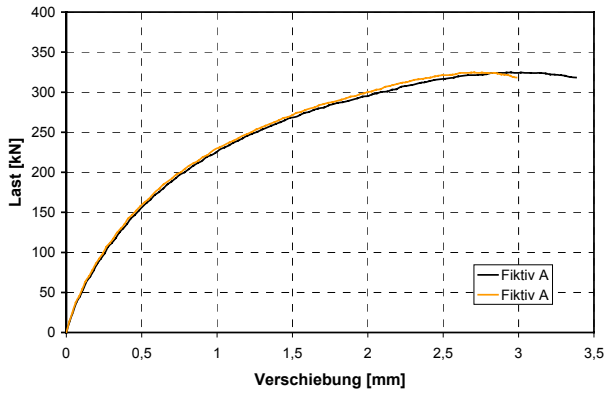


Betondehnung unten

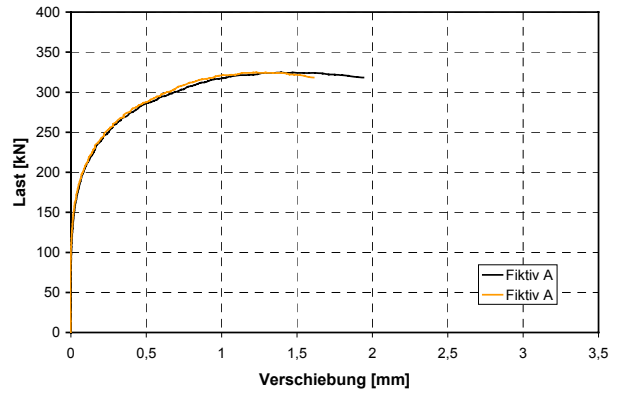


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

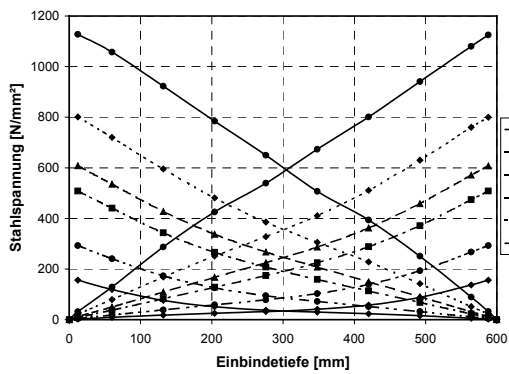
Übergreifungsstoß Fiktiv A – Fiktiv A



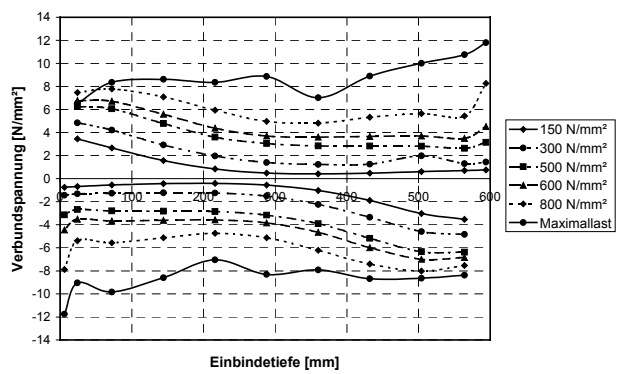
Verschiebung belastetes Stabende



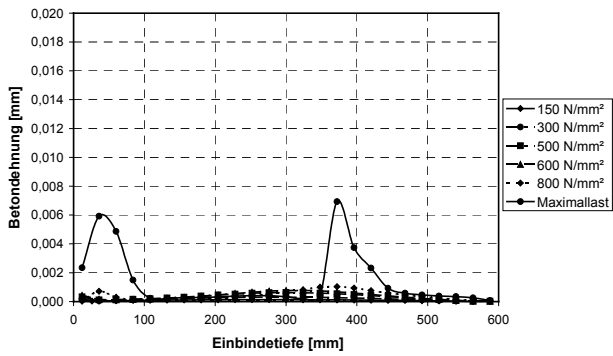
Verschiebung unbelastetes Stabende



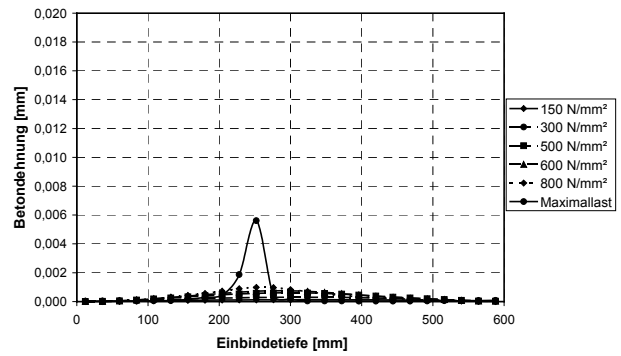
Stahlspannungsverteilung



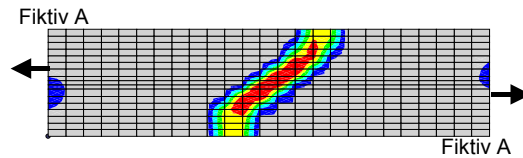
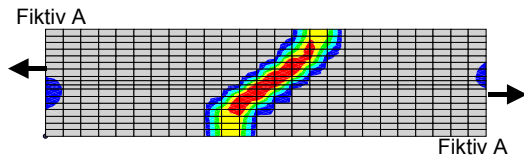
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

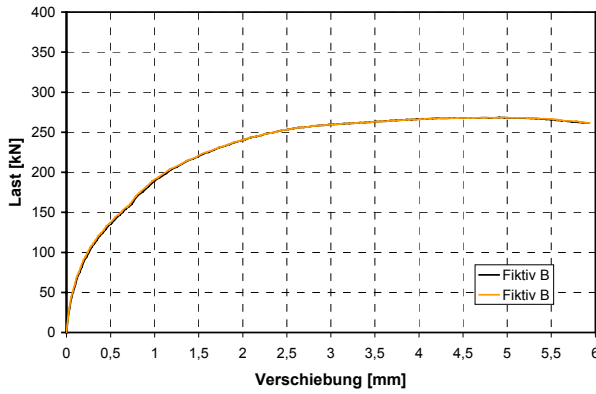


Betondehnung unten

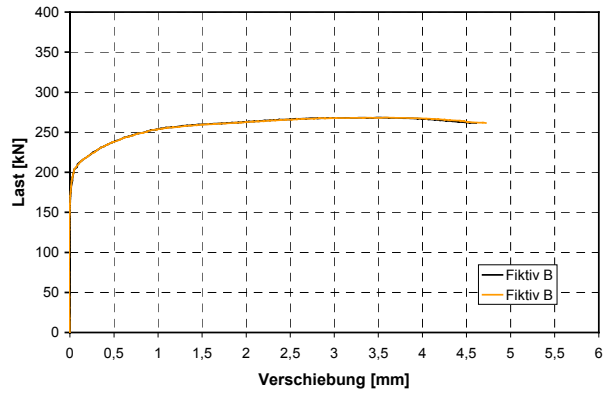


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

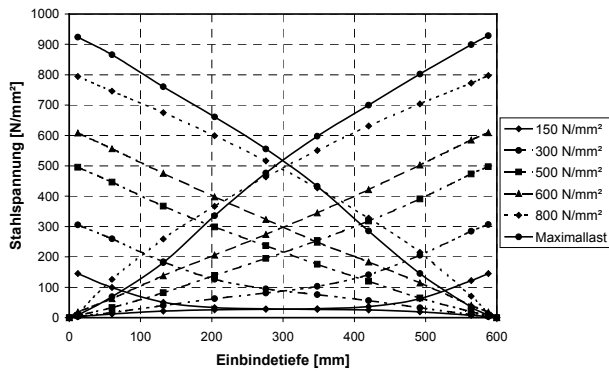
Übergreifungsstoß Fiktiv B – Fiktiv B



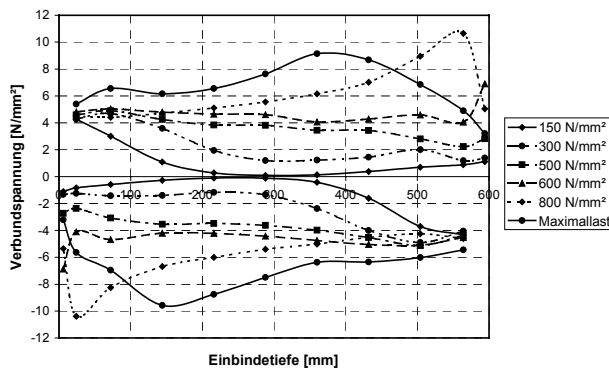
Verschiebung belastetes Stabende



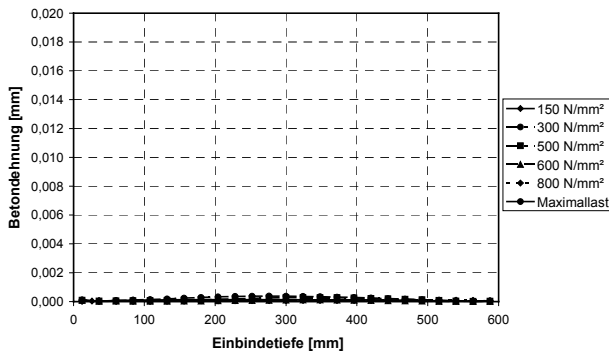
Verschiebung unbelastetes Stabende



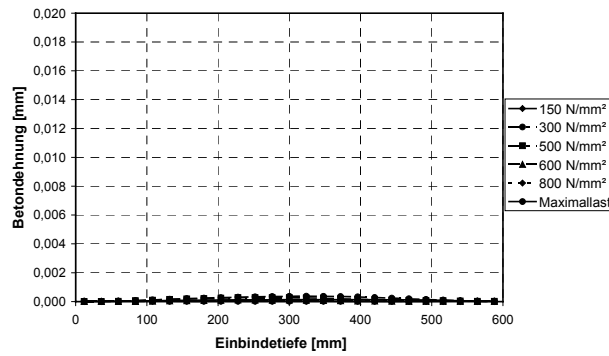
Stahlspannungsverteilung



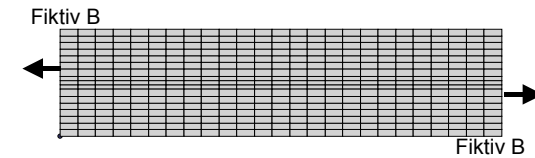
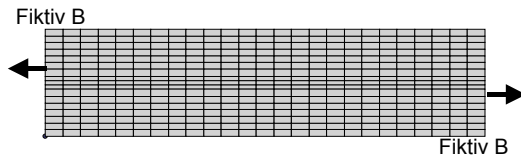
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

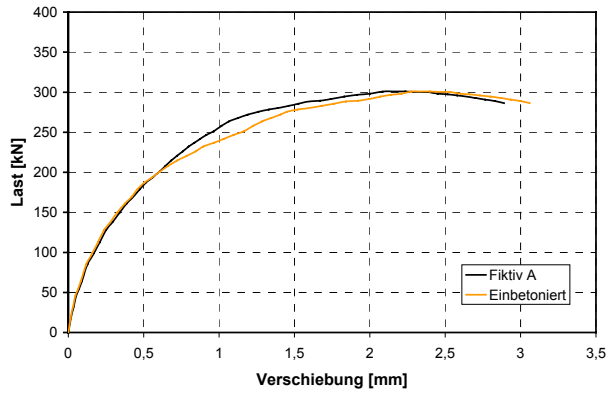


Betondehnung unten

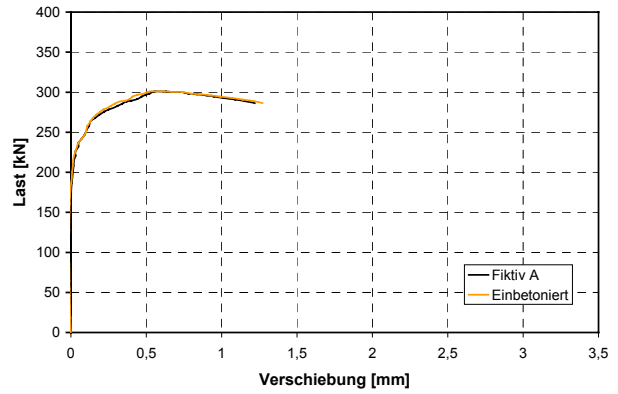


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

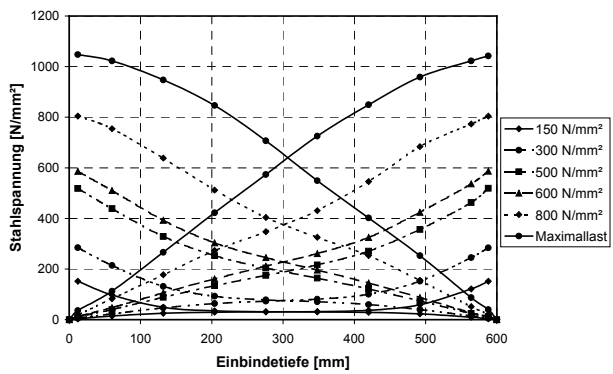
Übergreifungsstoß Epoxid 60 – Epoxid 60



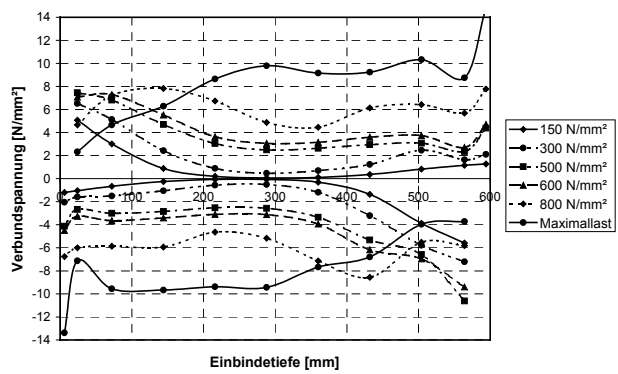
Verschiebung belastetes Stabende



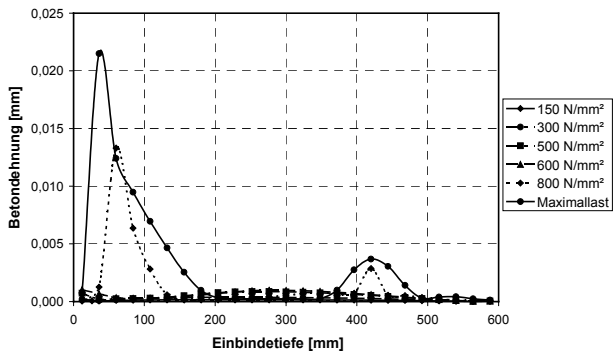
Verschiebung unbelastetes Stabende



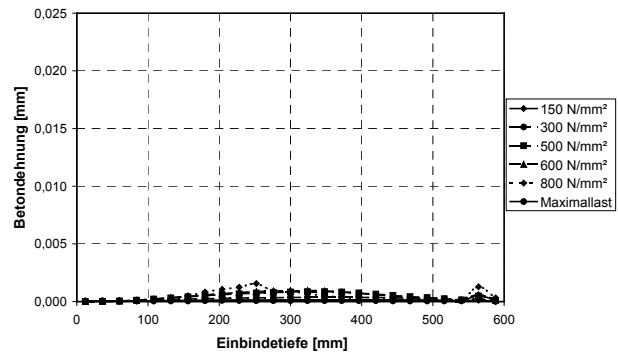
Stahlspannungsverteilung



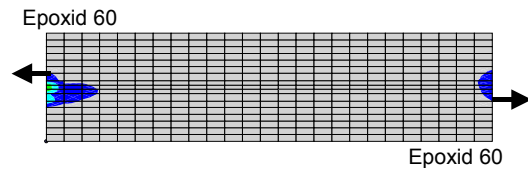
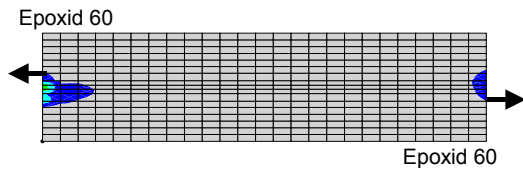
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

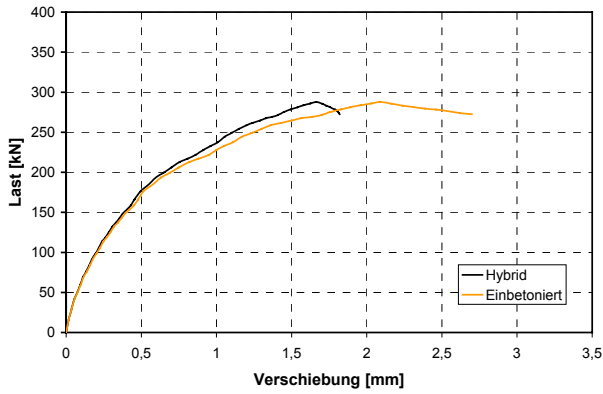


Betondehnung unten

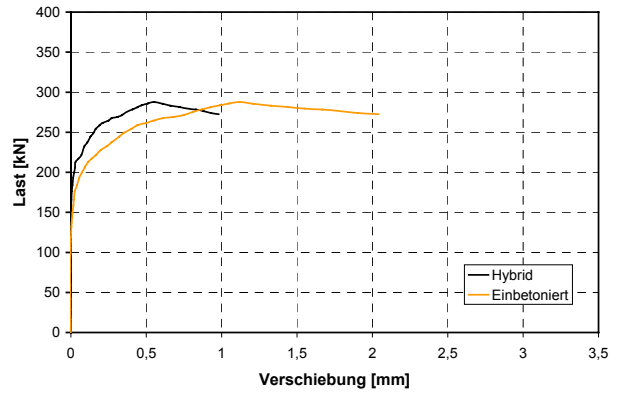


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

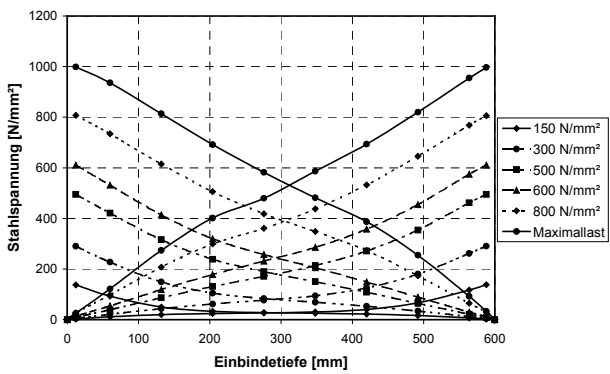
Übergreifungsstoß Einbetoniert – Hybrid



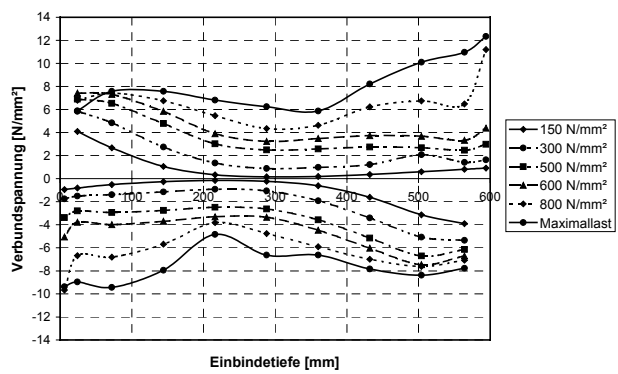
Verschiebung belastetes Stabende



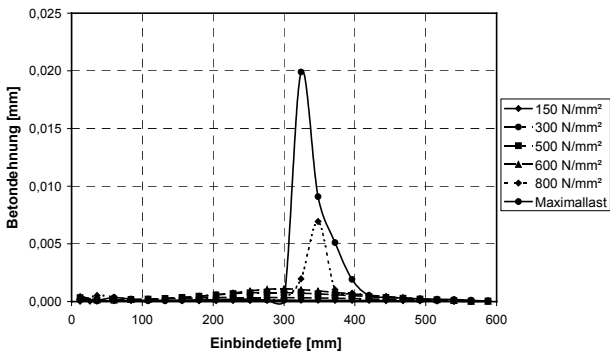
Verschiebung unbelastetes Stabende



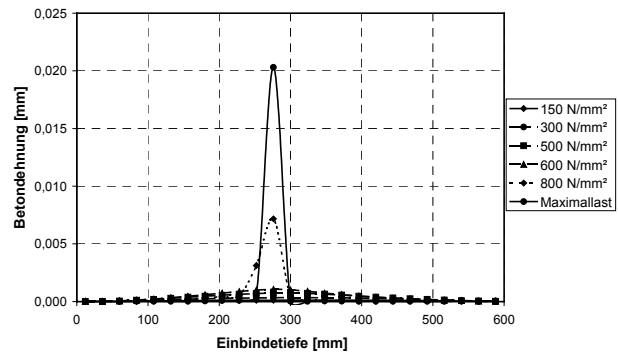
Stahlspannungsverteilung



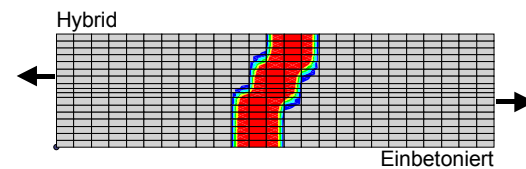
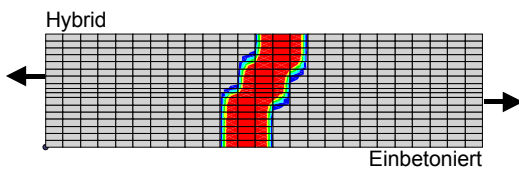
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

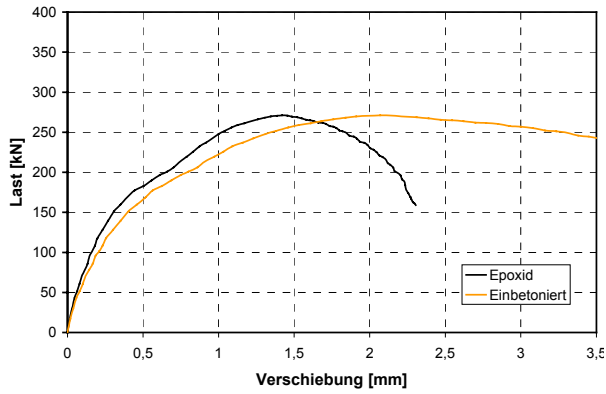


Betondehnung unten

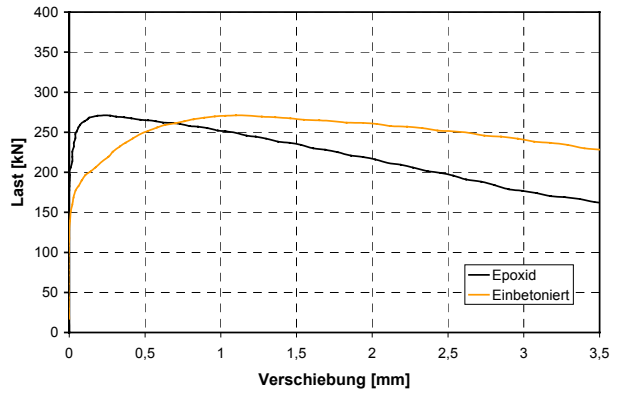


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

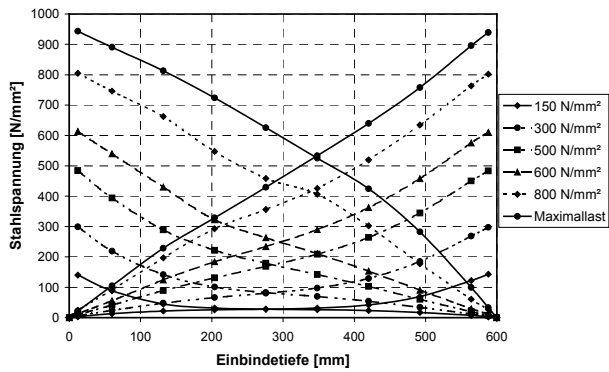
Übergreifungsstoß Einbetoniert – Epoxid



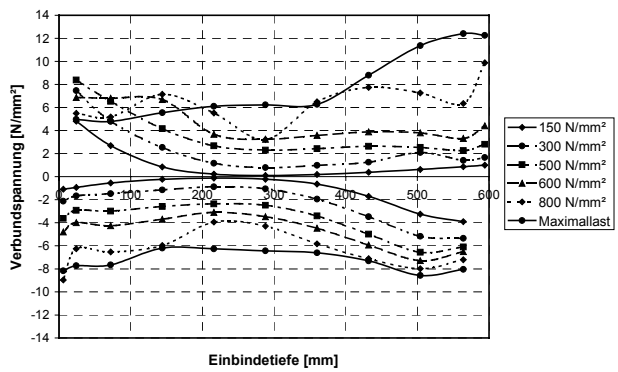
Verschiebung belastetes Stabende



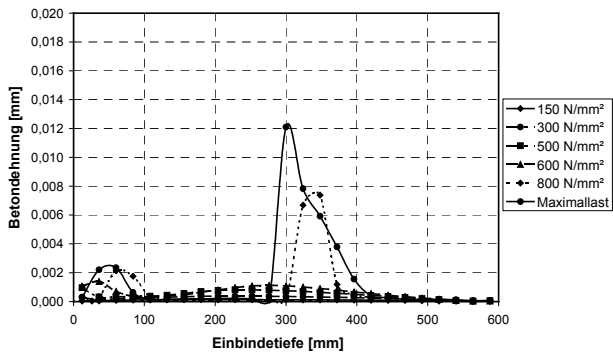
Verschiebung unbelastetes Stabende



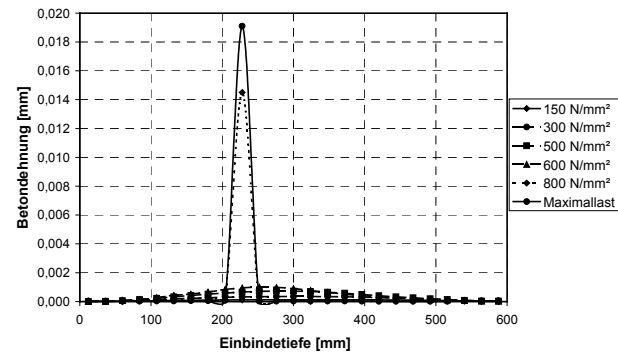
Stahlspannungsverteilung



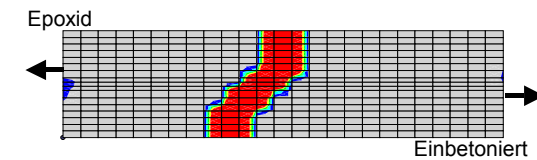
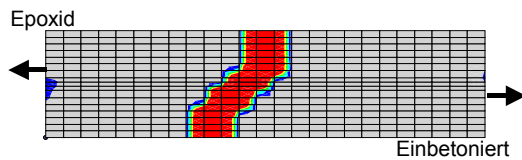
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben



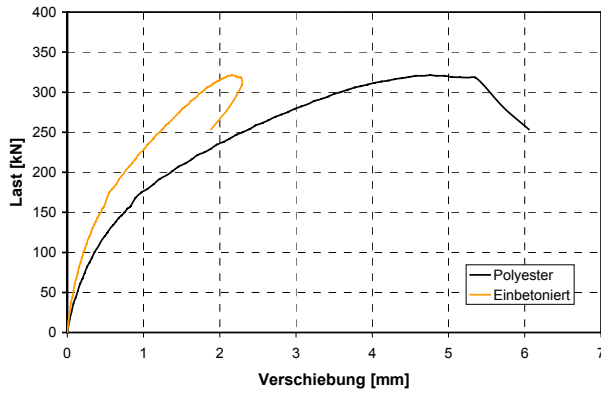
Betondehnung unten



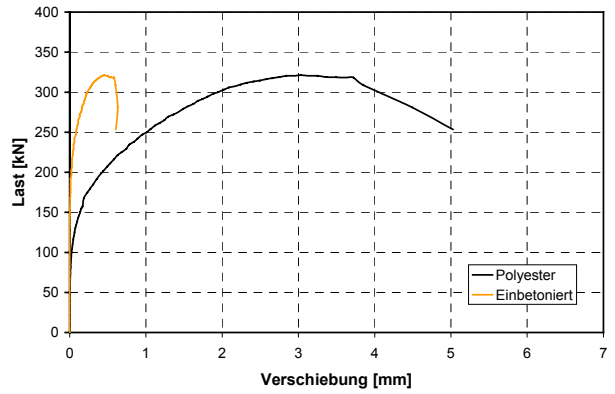
Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz



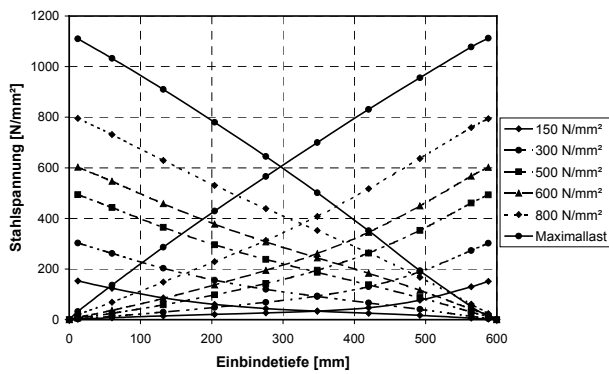
Übergreifungsstoß Einbetoniert – Polyester



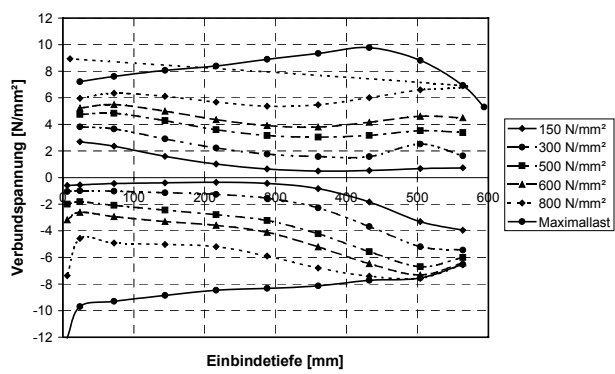
Verschiebung belastetes Stabende



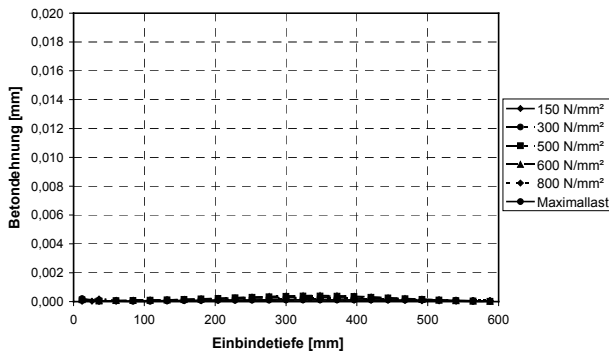
Verschiebung unbelastetes Stabende



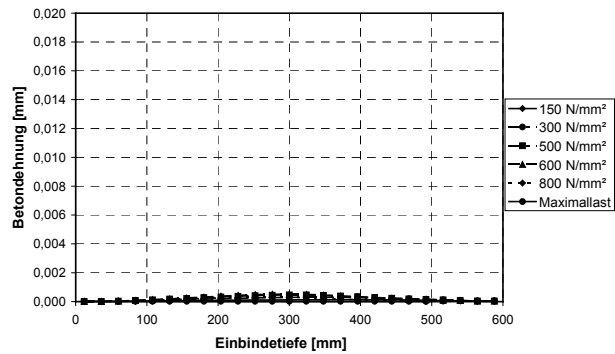
Stahlspannungsverteilung



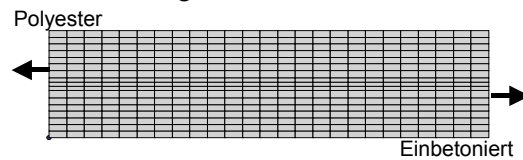
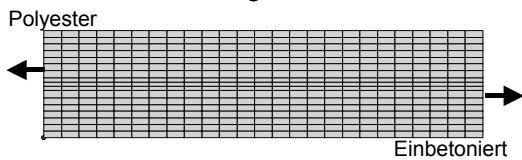
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

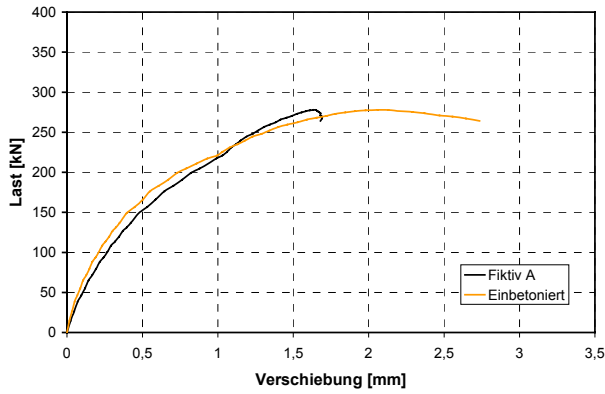


Betondehnung unten

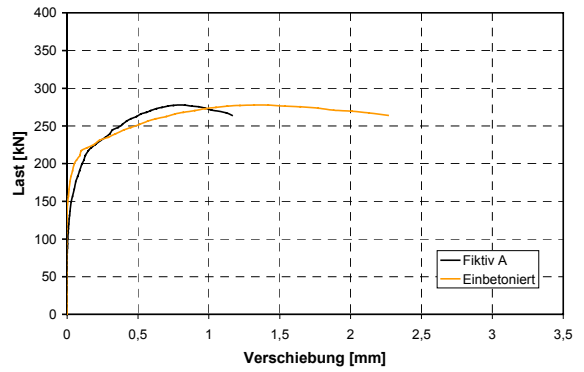


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

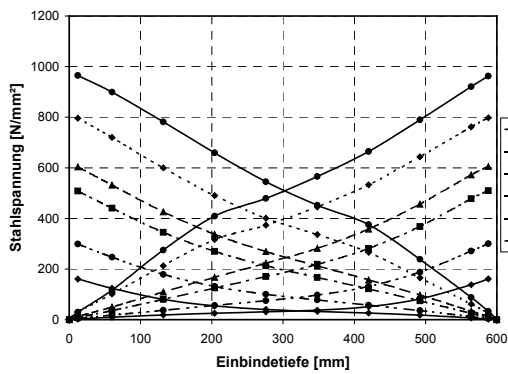
Übergreifungsstoß Einbetoniert – Fiktiv A



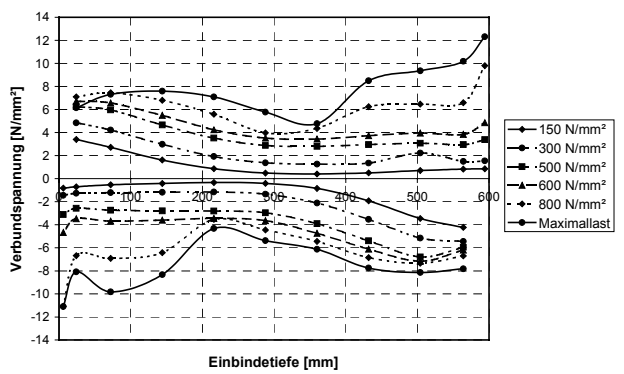
Verschiebung belastetes Stabende



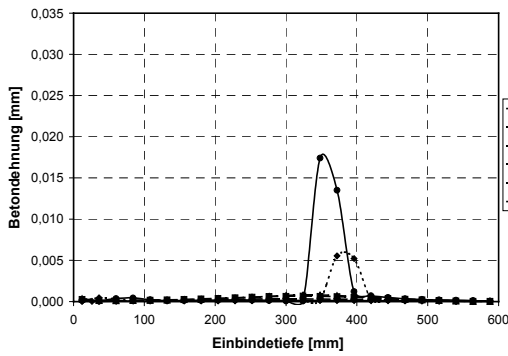
Verschiebung unbelastetes Stabende



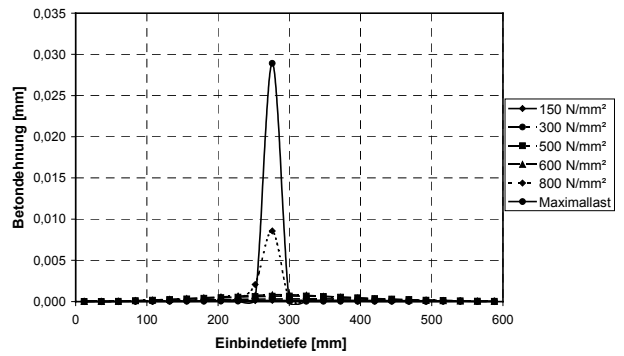
Stahlspannungsverteilung



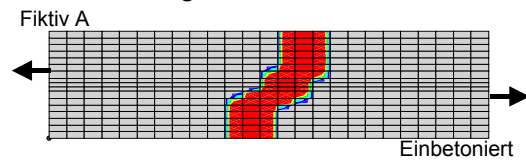
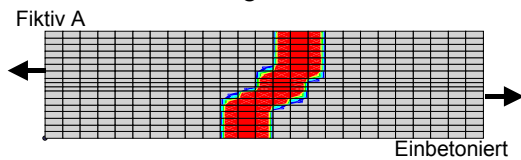
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

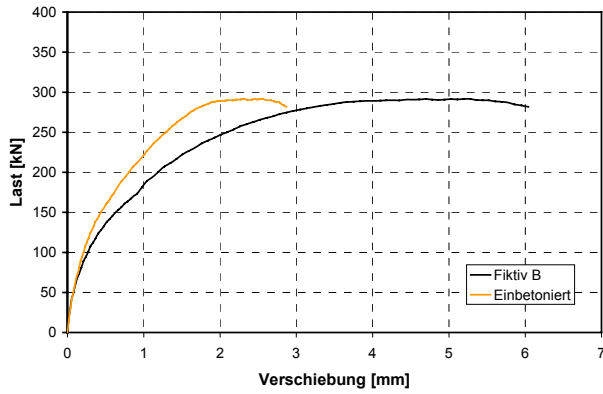


Betondehnung unten

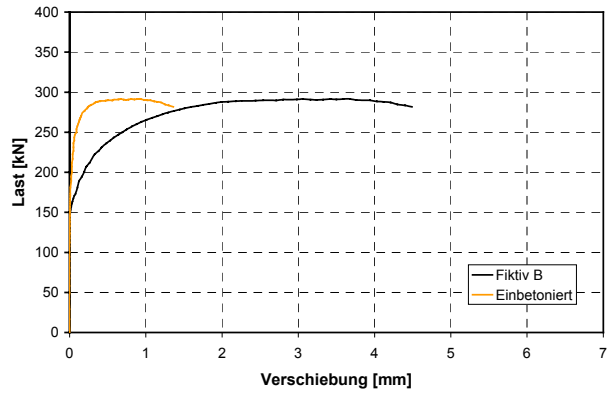


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

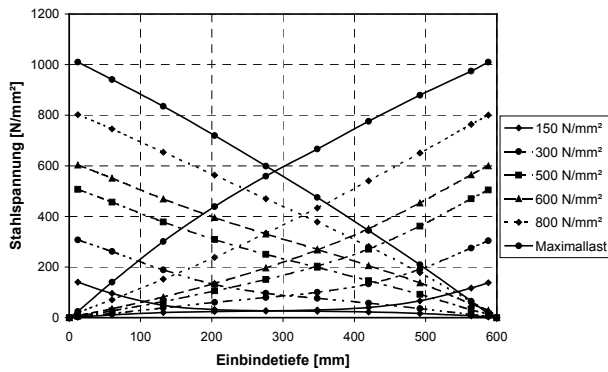
Übergreifungsstoß Einbetoniert – Fiktiv B



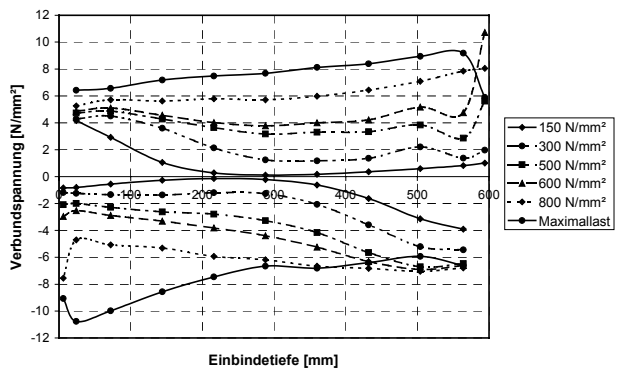
Verschiebung belastetes Stabende



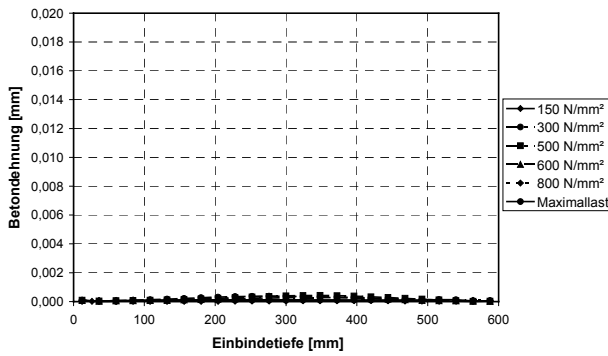
Verschiebung unbelastetes Stabende



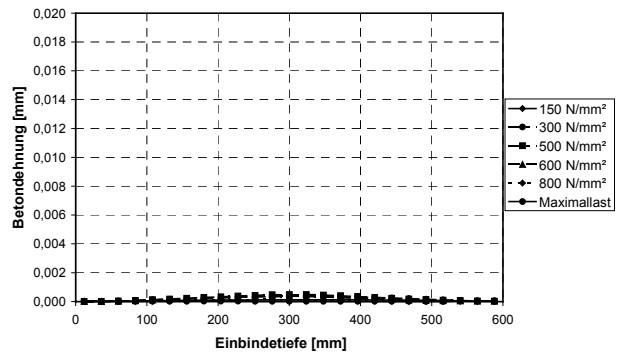
Stahlspannungsverteilung



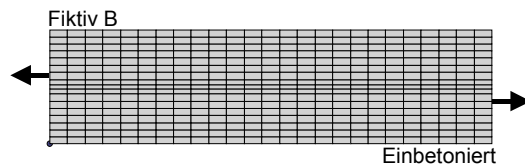
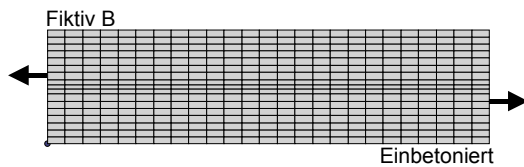
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

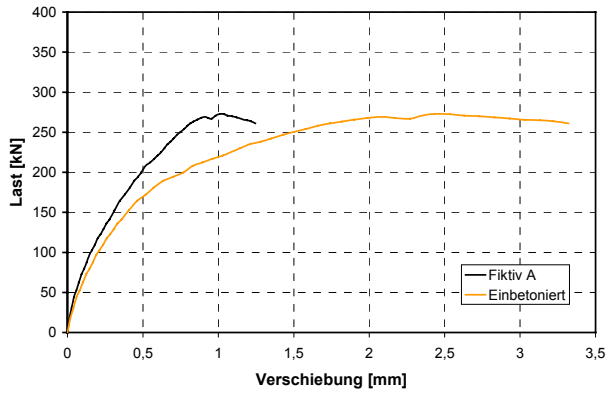


Betondehnung unten

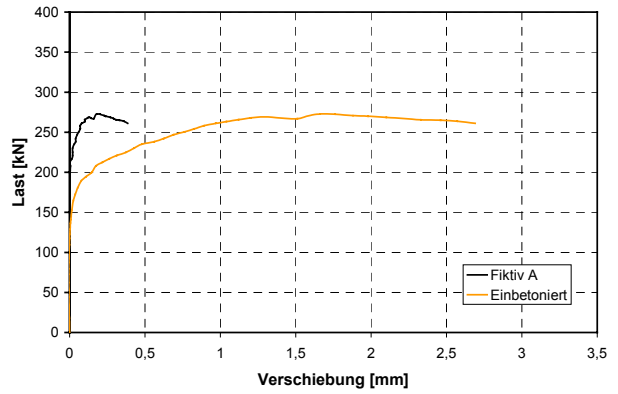


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

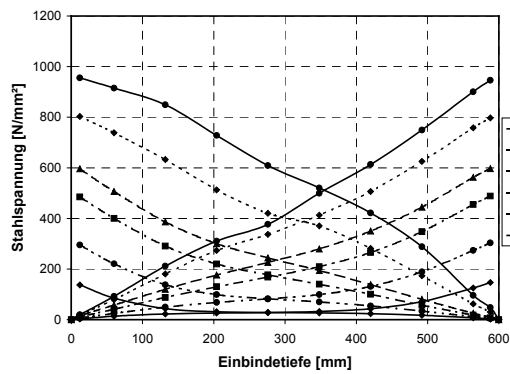
Übergreifungsstoß Einbetoniert – Epoxid 60



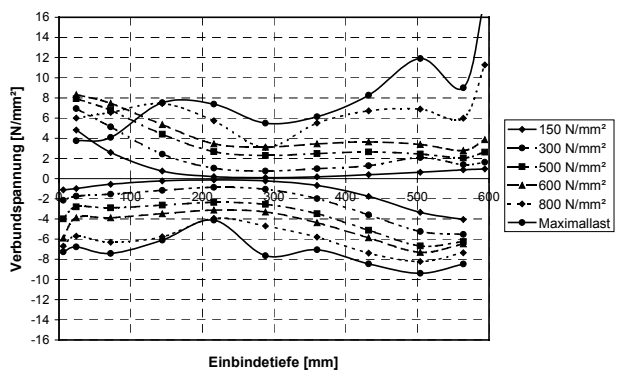
Verschiebung belastetes Stabende



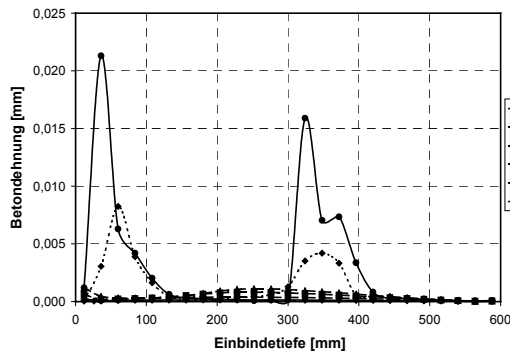
Verschiebung unbelastetes Stabende



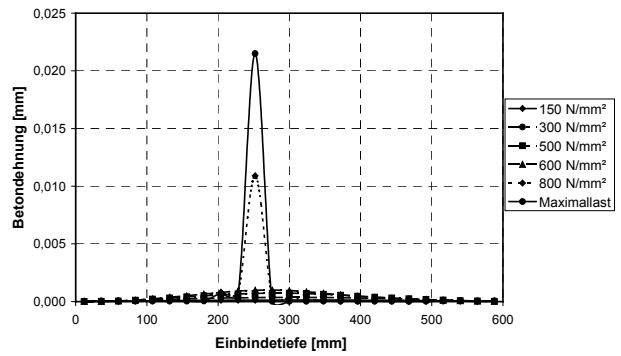
Stahlspannungsverteilung



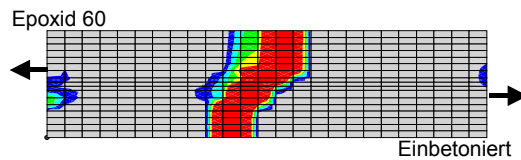
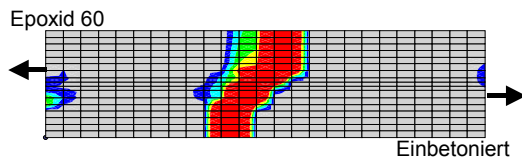
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben

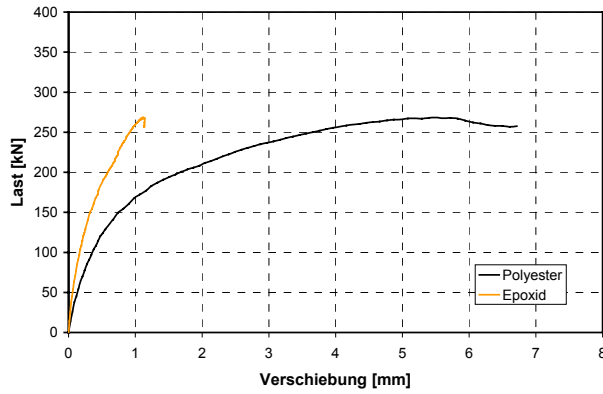


Betondehnung unten

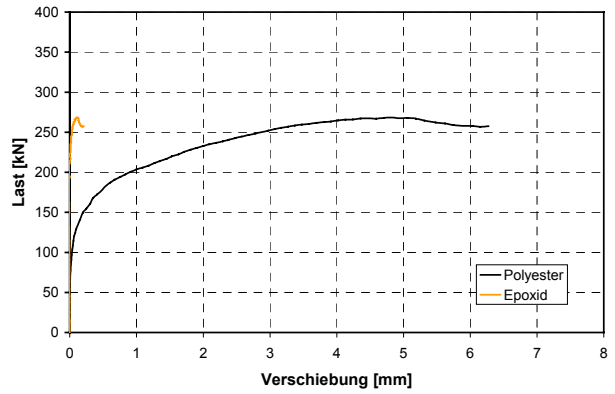


Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz

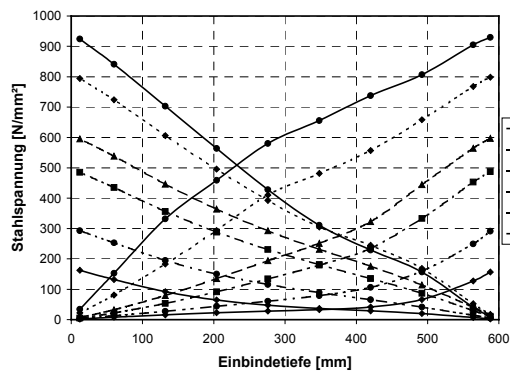
Übergreifungsstoß Epoxid – Polyester



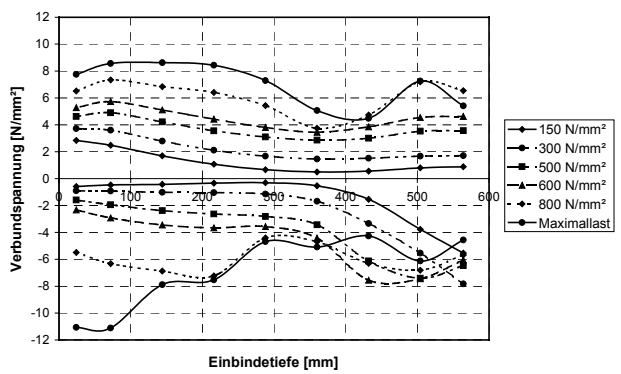
Verschiebung belastetes Stabende



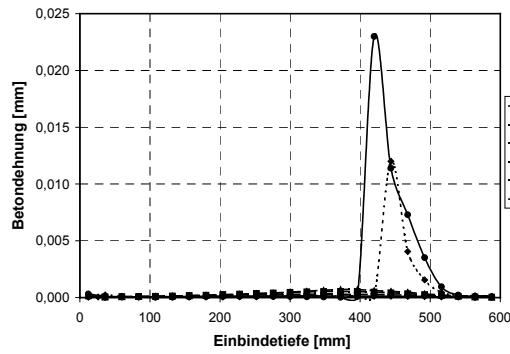
Verschiebung unbelastetes Stabende



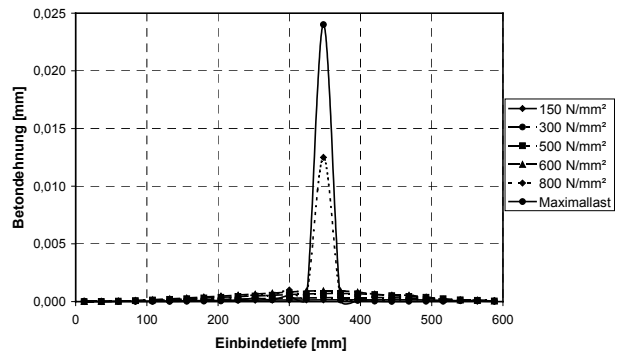
Stahlspannungsverteilung



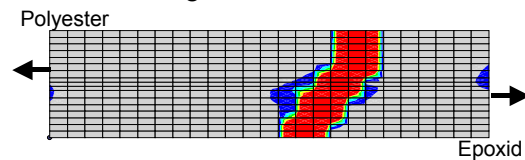
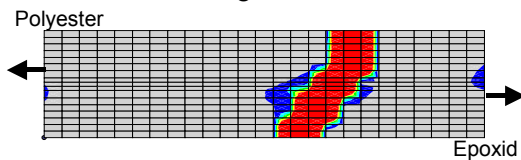
Verbundspannungsverteilung



Betondehnung oben



Betondehnung unten



Dehnungen im Beton farblich dargestellt im FE-Netz