
Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung

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

Vorgelegt von

Jörg-Jochen Appl

aus Stuttgart

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski

Tag der mündlichen Prüfung: 19.12.2008

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart
2009

Danksagung

Die vorliegende Dissertation entstand in der Zeit meiner Anstellung als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

Mein herzlicher Dank gilt all jenen, die mich bei meiner umfangreichen Arbeit am Institut unterstützten und damit zum Gelingen der Dissertation beitrugen.

Meinem Doktorvater Herrn Professor Rolf Eligehausen gilt mein herzlicher Dank für die Bereitstellung dieses interessanten Themas, für die Durchsicht der Dissertation, für die Anregungen und für die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn Professor Lothar Stempniewski danke ich für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Übernahme des Mitberichts.

Zum Gelingen der Arbeit trugen auch meine Diplomanden und studentischen Hilfskräfte bei, die mich bei experimentellen und numerischen Studien sowie bei der Auswertung und Aufbereitung der Ergebnisse unterstützt haben. Mein Dank gebührt dabei insbesondere Tobias Rosmanith, Christian Kontzi und Murat Toksöz.

Der Inhalt der Dissertation wurde außerdem beeinflusst von den zahlreichen Gesprächen, die ich mit meinen Arbeitskollegen geführt habe und dem damit verbundenen fachlichen Gedankenaustausch. Dafür danke ich in erster Linie Werner Fuchs, Thorsten Hüer, Steffen Lettow, Jan Hofmann, Matthew Hoehler, Joško Ožbolt, Michael Rössle, Silvia Choynecki, Markus Bruckner, Michael Potthoff, Klaus Schmid, Anita Negele und Peter Scherf.

Besonders danke ich Helmut Rüdinger und Thilo Pregartner für das aufmerksame Korrekturlesen meiner Dissertation. Ebenso gilt an dieser Stelle mein Dank Rainer Mallée, Peter Pusill-Wachtsmuth, Ron Cook und John Silva für ihre wertvollen wissenschaftlichen Ratschläge.

Meiner Mutter Gisela Appl, meinem Vater Peter Appl, meinem Bruder Jan Appl und meiner Lebensgefährtin Karin Rüdinger sowie allen Mitgliedern meiner Familie und auch all meinen Freunden gebührt mein größter Dank; einfach dafür, dass ich an ihrem und sie an meinem Leben teilhaben und mich im Erreichen meiner Ziele immer unterstützt haben.

*„**E**rfreue Dich an dem,
was Du schon erreicht hast,
wie auch an Deinen Plänen.“*

Die Lebensregel von Baltimore (1692)

Inhaltsverzeichnis

	Liste der verwendeten Bezeichnungen und Einheiten	12
1	Veranlassung, Zielsetzung und Gliederung	15
2	Chemische Befestigungssysteme	17
2.1	Allgemeines	17
2.2	Patronensysteme	17
2.3	Injektionssysteme	18
2.3.1	Eingemörtelte Bewehrungsstäbe	20
2.3.2	Anwendung im Mauerwerk	21
3	Stand der Forschung zu Verbunddübeln im Beton	23
3.1	Allgemeines	23
3.2	Einzelverbunddübel in der Fläche	24
3.2.1	Lasteinleitung.....	24
3.2.2	Versagensarten	24
3.2.2.1	Allgemeines	24
3.2.2.2	Kegelförmiger Betonausbruch	25
3.2.2.3	Kombiniertes Versagen (Herausziehen)	26
3.2.3	Einflussfaktoren auf das Tragverhalten.....	29
3.2.3.1	Allgemeines	29
3.2.3.2	Verankerungstiefe.....	30
3.2.3.3	Ankerstangendurchmesser	31
3.2.3.4	Betondruckfestigkeit und Betonzusammensetzung	32
3.2.3.5	Ringspalt.....	33
3.2.3.6	Montage.....	33
3.2.3.7	Umwelteinflüsse.....	35
3.2.3.8	Gerissener Beton	36
3.2.3.9	Belastungsgeschwindigkeit.....	38
3.3	Gruppenbefestigungen und Einzelverbunddübel am Rand	39
3.3.1	Allgemeines	39
3.3.2	Versagensarten	39
3.3.3	Einflussfaktoren auf das Tragverhalten.....	40
3.3.3.1	Allgemeines	40
3.3.3.2	Verankerungstiefe.....	41
3.3.3.3	Durchmesser	42
3.3.3.4	Verbundfestigkeit	43
3.3.3.5	Randeinfluss	44
3.4	Berechnungsverfahren	44
3.4.1	Allgemeines	44
3.4.2	Einzelbefestigungen mit Kopfbolzen/Metallspreizdübel	45
3.4.3	Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen und Einzelkopfbolzen am Rand	48
3.4.4	Einzelverbunddübel in der Fläche.....	52
3.4.5	Gruppenbefestigungen und Einzelverbunddübel am Rand.....	55
4	Finite-Element-Programm MASA	58
4.1	Allgemeines	58
4.2	Konstitutives Gesetz des "microplane"-Materialmodells	58
4.3	Lokalisierungsbegrenzer	61
4.3.1	Allgemeines	61

4.3.2	Rissbandmethode	62
4.3.3	Nichtlokaler Integralsatz.....	62
5	Einzelheiten zur Modellerstellung	64
5.1	Allgemeines.....	64
5.2	Modellaufbau.....	64
5.2.1	Enge Abstützung	65
5.2.2	Weite Abstützung.....	65
5.3	Modelldetails	68
5.4	Materialparameter	69
5.4.1	Allgemeines	69
5.4.2	Beton	70
5.4.3	Stahl.....	70
5.4.4	Mörtel.....	71
5.4.4.1	Makroskopische Eigenschaften (Mörtelschicht).....	71
5.4.4.2	Mikroskopische Eigenschaften (Kontaktschicht).....	72
6	Numerische Ergebnisse (ungerissener Beton).....	74
6.1	Allgemeines.....	74
6.2	Prinzipielles Tragverhalten von Einzelverbunddübeln.....	74
6.2.1	Allgemeines	74
6.2.2	Enge Abstützung	75
6.2.2.1	Last-Verschiebungsverhalten und Verbundfestigkeit.....	75
6.2.2.2	Hauptzugdehnungen im Beton	77
6.2.2.3	Verbundspannungsverlauf.....	78
6.2.3	Weite Abstützung.....	80
6.2.3.1	Allgemeines	80
6.2.3.2	Tragverhalten bei kleiner Verankerungslänge ($h_{ef}/d= 5$).....	81
6.2.3.3	Tragverhalten bei mittlerer Verankerungslänge ($h_{ef}/d= 10$).....	84
6.2.3.4	Tragverhalten bei großer Verankerungslänge ($h_{ef}/d= 20$).....	86
6.2.3.5	Abgrenzung der Versagensarten über Hauptzugdehnungen.....	90
6.2.3.6	Rechnerische Abgrenzung.....	91
6.2.4	Einfluss der Abstützweite bei der Versagensart Herausziehen.....	93
6.2.4.1	Allgemeines	93
6.2.4.2	Weite Abstützung.....	94
6.2.4.3	Enge und weite Abstützung	95
6.3	Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit.....	99
6.3.1	Einzelverbunddübel in der Fläche.....	99
6.3.1.1	Allgemeines	99
6.3.1.2	Versagensmechanismus.....	100
6.3.1.3	Einfluss der Betondruckfestigkeit.....	101
6.3.1.4	Einfluss der Verankerungstiefe	102
6.3.1.5	Zusammenfassung und Berechnung der Höchstlast	106
6.3.2	Gruppenbefestigungen mit großem Randabstand.....	109
6.3.2.1	Allgemeines	109
6.3.2.2	Durchgeführte Berechnungen.....	109
6.3.2.3	Prinzipielles Tragverhalten.....	110
6.3.2.4	Ableitung des charakteristischen Achsabstandes.....	112
6.4	Herausziehen	113
6.4.1	Allgemeines	113
6.4.2	Einzelverbunddübel in der Fläche.....	113
6.4.2.1	Einfluss Betondruckfestigkeit.....	113

6.4.3	Gruppenbefestigungen mit großem Randabstand	115
6.4.3.1	Allgemeines	115
6.4.3.2	Einfluss der Verankerungstiefe	117
6.4.3.3	Einfluss Durchmesser	119
6.4.3.4	Einfluss Verbundfestigkeit.....	123
6.4.3.5	Einfluss Betondruckfestigkeit	125
6.4.3.6	Anzahl der Verbunddübel	127
6.4.3.7	Tragfähigkeit bei einem theoretischer Achsabstand $s=0$	128
6.4.4	Einzelverbunddübel am Bauteilrand	135
7	Einzelheiten zur Versuchsdurchführung (ungerissener Beton)	141
7.1	Allgemeines.....	141
7.2	Versuchskörper	141
7.2.1	Betoneigenschaften	142
7.2.1.1	Betonzusammensetzung	142
7.2.1.2	Betondruckfestigkeit.....	143
7.2.2	Mörtelsysteme und Setzvorgang	143
7.2.2.1	Gewindetange.....	143
7.2.2.2	Mörtelsysteme	143
7.2.2.3	Montage.....	144
7.3	Versuchsaufbau	145
7.3.1	Allgemeines	145
7.3.2	Zentrischer Zugversuch in der Fläche (enge Abstützung)	145
7.3.3	Zentrischer Zugversuch in der Fläche (weite Abstützung)	146
7.3.3.1	Sonderkörper	146
7.4	Messeinrichtung und Messdaten	147
7.4.1	Kraftmessung.....	147
7.4.2	Verschiebungsmessung.....	147
8	Versuchsergebnisse (ungerissener Beton).....	148
8.1	Prinzipielles Tragverhalten	148
8.1.1	Weite Abstützung.....	148
8.1.1.1	Allgemeines	148
8.1.1.2	Kegelförmiger Betonausbruch ($h_{ef}/d=5$)	149
8.1.1.3	Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit (M24, $h_{ef}/d=10$)	149
8.1.1.4	Rissentwicklung bei verschiedenen Belastungsstufen.....	151
8.1.1.5	Herausziehen.....	153
8.1.2	Einfluss Abstützweite	154
8.1.2.1	Allgemeines	154
8.1.2.2	Enge Abstützung (Herausziehen)	154
8.1.2.3	Variation der Abstützweite	155
8.1.2.3.1	Allgemeines	155
8.1.2.3.2	Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit	156
8.1.2.3.3	Herausziehen (Mörtel WW).....	158
8.1.3	Rechnerische Berücksichtigung der Abstützweite	159
8.2	Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit.....	162
8.2.1	Einzelverbunddübel in der Fläche.....	162
8.2.1.1	Allgemeines	162
8.2.1.2	Einfluss der Verankerungstiefe ($30\text{ mm} \leq h_{ef} \leq 120\text{ mm}$)	162
8.2.1.3	Einfluss der bezogenen Verankerungstiefe ($3,2 \leq h_{ef}/d \leq 8,5$)	164
8.2.2	Berechnung der Höchstlast.....	166
8.2.3	Gruppenbefestigungen	168

8.2.3.1	Allgemeines	168
8.2.3.2	Charakteristischer Achsabstand für kleine Verankerungstiefen	169
8.2.3.3	Charakteristischer Achsabstand für mittlere Verankerungstiefen	170
8.3	Herausziehen	171
8.3.1	Einzelverbunddübel in der Fläche.....	171
8.3.2	Gruppenbefestigungen	171
8.3.2.1	Allgemeines	171
8.3.2.2	Einfluss Verankerungstiefe	173
8.3.2.3	Einfluss Durchmesser	174
8.3.2.4	Einfluss Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit	176
8.3.2.5	Numerisch versus experimentell ermittelte Achsabstände.....	177
8.3.2.5.1	Theoretischer Ansatz	177
8.3.2.5.2	Simulation	179
8.4	Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen	182
8.4.1	Einfluss der Verbundflächen	182
9	Theoretisch-numerische Untersuchungen in gerissenem Beton... 186	
9.1	Allgemeines.....	186
9.2	Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen	186
9.2.1	Einzelverbunddübel	186
9.2.1.1	Theoretischer Ansatz	186
9.2.1.1.1	Keine Kraftübertragung über die Rissseite	186
9.2.1.1.2	Kraftübertragung über die Rissseite.....	189
9.2.1.2	Numerische Untersuchungen	190
9.2.1.2.1	Modellaufbau	190
9.2.1.2.2	Keine Kraftübertragung über die Rissseite	191
9.2.1.2.3	Kraftübertragung über die Rissseite.....	194
9.2.2	Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln	196
9.2.2.1	Charakteristischer Achsabstand	196
9.2.2.2	Kraftübertragung über die Rissseite.....	197
9.2.2.3	Keine oder geringe Kraftübertragung über die Rissseite	198
9.2.2.4	Wirksame Verbundfläche.....	199
10	Experimentelle Untersuchungen (gerissener Beton)	201
10.1	Einzelheiten zur Versuchsdurchführung	201
10.2	Versuchsergebnisse.....	202
10.2.1	Allgemeines	202
10.2.2	Betonausbruch.....	202
10.2.2.1	Einzelverbunddübel	202
10.2.3	Herausziehen.....	203
10.2.3.1	Einzelverbunddübel (enge Abstützung)	203
10.2.3.1.1	Theoretischer Ansatz	205
10.2.4	Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen	207
10.2.4.1	Einfluss der Abstützweite.....	207
11	Berechnungsmodell	210
11.1	Versuchsdatenbank.....	216
11.1.1	Allgemeines	216
11.1.2	Inhalt und Struktur der Datenbank	216
11.2	Vergleich Versuch – Rechnung	218
12	Bemessung von Verbunddübeln unter Zuglast	224

12.1	Allgemeines.....	224
12.2	Bemessungswert des Widerstandes.....	225
12.2.1	Herausziehen.....	225
12.2.2	Betonausbruch.....	228
13	Anmerkung zum Zulassungsverfahren für Verbunddübel.....	232
14	Zusammenfassung	234
15	Englische Zusammenfassung	235
16	Weiterführende Arbeiten und offene Fragen.....	242
17	Literaturverzeichnis.....	243
18	Lebenslauf.....	252

Anhang A

Anhang B

Anhang C

Anhang D

Anhang E

Anhang F

Anhang G

Anhang H

Liste der verwendeten Bezeichnungen und Einheiten

Die häufig verwendeten Formelzeichen sind nachstehend erläutert. Weitere Bezeichnungen sind in den jeweiligen Kapiteln beschrieben.

A) Indizes

c	Beton, Betonausbruch (Zuglast)
Einzel	Tragfähigkeit eines Einzeldübels
eng	enge Abstützung
Gruppe	Gruppentragfähigkeit
k	charakteristischer Wert
p	Herausziehen
s	Stahl, Stahlversagen
u	Bruch
weit	weite Abstützung
1,2,3,4	Verbunddübel 1,2,3 und/oder 4

B) Einwirkung und Widerstände

E_d	Bemessungswert der Einwirkung
F	Kraft
M	Moment
N	Normalkraft (positiv: Zugkraft)
N_{Rd}	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast
$N_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch
$N_{Rd,p}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Herausziehen
$N_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Stahlversagen
$N_{Rd,sp}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Spalten
N_{Rk}	charakteristischer Wert des Widerstandes unter Zuglast
$N_{Rk,c}$	charakteristischer Wert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch
$N_{Rk,p}$	charakteristischer Wert des Widerstandes unter Zuglast bei Herausziehen
$N_{Rk,s}$	charakteristischer Wert des Widerstandes unter Zuglast bei Stahlversagen
$N_{Rk,sp}$	charakteristischer Wert des Widerstandes unter Zuglast bei Spalten
N_{sd}	Bemessungswert der einwirkenden Zuglast
N_u	mittlere Höchstlast unter Zuglast
$N_{u,c}$	mittlere Höchstlast unter Zuglast bei Betonausbruch
$N_{u,p}$	mittlere Höchstlast unter Zuglast bei Herausziehen
R_d	Bemessungswert des charakteristischen Widerstandes
R_k	charakteristischer Wert des Widerstandes
τ_{Rk}	charakteristische Verbundfestigkeit
S_d	Bemessungswert des Widerstandes

C) Sicherheitsbeiwerte

γ	globaler Sicherheitsbeiwert
γ_1	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der größeren Streuung der Zugfestigkeit von Baustellenbeton gegenüber der Streuung der Druckfestigkeit
γ_2	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Montagesicherheit eines Systems
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton unter Druck
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkung
γ_{Mc}	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand bei Betonversagen

D) Beton und Stahl

f_{cc}	Betondruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit 200 mm Kantenlänge
G_f	Bruchenergie
ν	Querdehnzahl

f_{ct} zentrische Zugfestigkeit des Betons

E) Abmessungen und Flächen

a	Abstützweite der Versuchseinrichtung
$A_{c,N}$	vorhandene Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche unter Zuglast bei Betonausbruch
$A_{c,N}^0$	Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers einer Einzelbefestigung auf der Betonoberfläche ohne Einfluss von Rändern oder von benachbarten Befestigungsmitteln unter Zuglast bei Betonausbruch
b	Breite
c	Randabstand
$c_{cr,N}$	charakteristischer Randabstand unter Zuglast bei Betonausbruch
$c_{cr,Np}$	charakteristischer Randabstand unter Zuglast bei Herausziehen
d	Durchmesser der Gewindestange
e_N	Exzentrizität der resultierenden Zugkräfte in den Befestigungselementen in Bezug auf den Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungselemente
h	Bauteildicke
h_{ef}	Verankerungstiefe des Befestigungselements
h_{min}	Mindestbauteildicke
l	Länge
s	Achsabstand zwischen den Befestigungselementen einer Gruppe
$s_{cr,N}$	charakteristischer Achsabstand unter Zuglast bei Betonausbruch
$s_{cr,Np}$	charakteristischer Achsabstand unter Zuglast bei Herausziehen
v	Verschiebung

F) Spannungen und Dehnungen

τ	Verbundspannung / Verbundfestigkeit
$\tau_{u,weit}$	Verbundfestigkeit bei Höchstlast (weite Abstützung)
$\tau_{u,eng}$	Verbundfestigkeit bei Höchstlast (enge Abstützung)
$\tau_{u,max}$	Rechnerisch notwendige Verbundfestigkeit zur Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit
ε	Dehnungen
σ	Spannungen

G) Sonstiges

n	Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe
V	Variationskoeffizient
w	Rissbreite
α	Winkel
ψ	Beiwert im CC – Verfahren
x	Mittelwert
f	Funktion
Σ	Summe

H) Bezeichnungen der englischen Zusammenfassung

A_{Nco}	=	projected concrete failure area of a single anchor, for calculation of strength in tension if not limited by edge distance or spacing
A_{Nc}	=	projected concrete failure area of a single anchor or group of anchors, for calculation of strength in tension
c_{cr}	=	edge distance where the strength of the anchor is not influenced by the free edge
d	=	diameter of the anchor
d_0	=	diameter of the hole
f_c	=	compressive strength of concrete
h_{ef}	=	effective embedment depth of an anchor
\overline{N}_b	=	mean basic concrete breakout strength in tension of a single anchor in uncracked concrete

- \bar{N}_{cb} = mean concrete breakout strength in tension of a single anchor at an edge or of a group of anchors in uncracked concrete
- \bar{N}_{τ} = mean bond pullout strength in tension of a single adhesive anchor in uncracked concrete
- \bar{N}_T = mean bond pullout strength in tension of a single adhesive anchor at an edge or of a group of adhesive anchors in uncracked concrete
- $\frac{N_{test}}{N_{pred}}$ = ratio of the actual test results to the predicted results
- s_{cr} = anchor spacing where the anchor strength is not influenced by other anchors
- $\bar{\tau}$ = mean uniform bond strength at the steel/mortar interface
- $\bar{\tau}_{max}$ = maximum mean uniform bond strength at the steel/mortar interface
- $\Psi_{ed,N}$ = factor used to modify tensile strength of anchors based on proximity to edges of concrete member
- $\Psi_{g,N}$ = factor used to modify tensile strength of adhesive anchors based on number and spacing of anchors in a group and mean bond strength

1 Veranlassung, Zielsetzung und Gliederung

Die Forderung nach der Möglichkeit, Bauteile untereinander und miteinander zu verbinden, ist so alt wie das Bauen selbst. Die Lösung für den Beton- und Mauerwerksbau bieten verschiedene Befestigungsverfahren, die sich im Wesentlichen von der Art der Lastweiterleitung (Formschluss, Reibschluss und Stoffschluss) als auch von der Montageart unterscheiden. Montiert werden Befestigungssysteme, in dem sie in eine Schalung eingelegt und einbetoniert werden (Einlegeteile) oder in Form nachträglicher Befestigungen (Bohr-, Direktmontage), die in erhärtetem Beton oder in Mauerwerk eingebracht werden (Eligehausen/Mallée (2000)).

Die weitergehende Forderung nach mehr Flexibilität in der Planung und dem Entwurf von tragenden und nicht-tragenden Konstruktionen hat verstärkt zur Verwendung der nachträglichen Montage geführt. Befestigungen an „beliebigen Stellen“ ohne notwendige, detaillierte Vorplanung oder zum Ausgleich unplanmäßiger Toleranzen zwischen den zu verbindenden Bauteilen (Stahlbau mit Stahlbetonbau), werden durch die Verwendung von Dübeln auf Grundlage von chemischem Mörtel (Verbunddübel) ermöglicht. Im Besonderen ermöglichen Verbunddübel randnahe Befestigungen, da diese erst bei Belastung bzw. Vorspannung Spreizkräfte entwickeln, die wesentlich geringer sind als z.B. bei Metallspreizdübeln. Mit Hilfe von Verbunddübeln werden heutzutage tragende und nicht-tragende Konstruktionen wie Konsolen, Geländer, Maschinen, Balken und Pfetten befestigt. Sie sind aus der Praxis nicht mehr wegzudenken und Stand der Technik geworden. Bild 1.1 zeigt mögliche Anwendungsbeispiele mit Verbunddübeln.



Bild 1.1 Anwendungsbeispiele für Verbunddübel, verankert in Beton

Trotz der offensichtlichen Vorteile von Verbunddübeln im Vergleich zu anderen Befestigungssystemen wurden diese erst 1984 bauaufsichtlich zugelassen. Die Anwendungsbereiche waren auf geringe Achs- und Randabstände begrenzt, da nicht alle der zahlreichen Einflussparameter auf ihr Tragverhalten bekannt waren und zum Teil heutzutage noch nicht bekannt sind. Ein optimaler Einsatz von Befestigungssystemen setzt jedoch ausreichende Kenntnis dieser Einflussfaktoren voraus.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, einen Beitrag zum tieferen Verständnis des Tragverhaltens von Verbunddübeln in ungerissenem und gerissenem Beton unter

Zugbeanspruchung zu leisten. Dafür ist es notwendig, die wesentlichen Einflussfaktoren auf das Tragverhalten zu erkennen und zu gewichten, um die Höchstlasten der Versagensarten rechnerisch beschreiben zu können.

Die Behandlung von Verbunddübeln in ungerissenem Beton steht im Vordergrund. Das Tragverhalten wird theoretisch mit Hilfe der Finite-Element Methode und experimentell an Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen untersucht. Der Stand der Forschung zu Verbunddübeln im Beton und die bisher vorgeschlagenen Berechnungs- und Bemessungskonzepte werden eingehend diskutiert, beurteilt und erweitert.

Aus dem bisherigen Stand der Kenntnisse und den neu hinzugekommenen theoretischen und experimentellen Ergebnissen soll ein einfaches, anwenderfreundliches, wirtschaftliches und ausreichend sicheres Bemessungsmodell für Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbelastung in gerissenem und ungerissenem Beton entwickelt werden.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in 6 Teile.

Im ersten Teil wird der derzeitige Kenntnisstand zu chemischen Befestigungssystemen (Kapitel 2) sowie zum Tragverhalten von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung unter verschiedenen Einflüssen (Kapitel 3) erläutert.

Der zweite Teil beschreibt die durchgeführten numerischen Untersuchungen. Hier wird zuerst das FE-Programm MASA (Kapitel 4), dann die Modellerstellung (Kapitel 5) beschrieben. Anschließend werden die numerischen Ergebnisse zu Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln in ungerissenem Beton detailliert erläutert (Kapitel 6).

Ergänzend zu den numerischen Simulationen widmet sich der dritte Teil den experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübeln (Kapitel 7 und Kapitel 8), wobei vor allem auch der Vergleich zwischen numerisch und experimentell erhaltenen Ergebnisse gezogen wird.

Die Ausführungen im vierten Teil beschäftigen sich mit Verbunddübeln in gerissenem Beton. Zum einen werden die theoretisch- numerischen Ergebnisse (Kapitel 9), zum anderen die experimentell durchgeführten Untersuchungen in gerissenem Beton beschrieben (Kapitel 10).

Im fünften Teil wird das aus numerischen und experimentellen Ergebnissen abgeleitete Berechnungsmodell für die mittlere Höchstlast von zugbeanspruchten Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln vorgestellt (Kapitel 11), das im Anschluss zu einem Bemessungskonzept modifiziert wird (Kapitel 12).

Im sechsten Teil dieser Arbeit wird eine kurze, aber wichtige Anmerkung zum derzeitigen Zulassungsverfahren für Verbunddübel gemacht (Kapitel 13). Die wesentlichen Erkenntnisse dieser Arbeit werden in deutsch (Kapitel 14) und englisch (Kapitel 15) zusammengefasst. Abschließend wird ein Überblick über weiterführende Fragen und mögliche weitere Forschungsarbeiten gegeben (Kapitel 16).

2 Chemische Befestigungssysteme

2.1 Allgemeines

Verbunddübel lassen sich in zwei Gruppen unterteilen: Patronensysteme und Kartuschen- (Injektions-) Systeme. Bei beiden Systemen kann der Mörtel aus organischen Bestandteilen (Polyester, Epoxyarcylat (Vinylester) oder Epoxyd und Härter) sowie Füllstoffen bestehen (Bild 2.1). Bei Injektionssystemen kann als Bindemittel auch Zement oder eine Mischung aus Harz und Zement (Hybridsystem) verwendet werden.

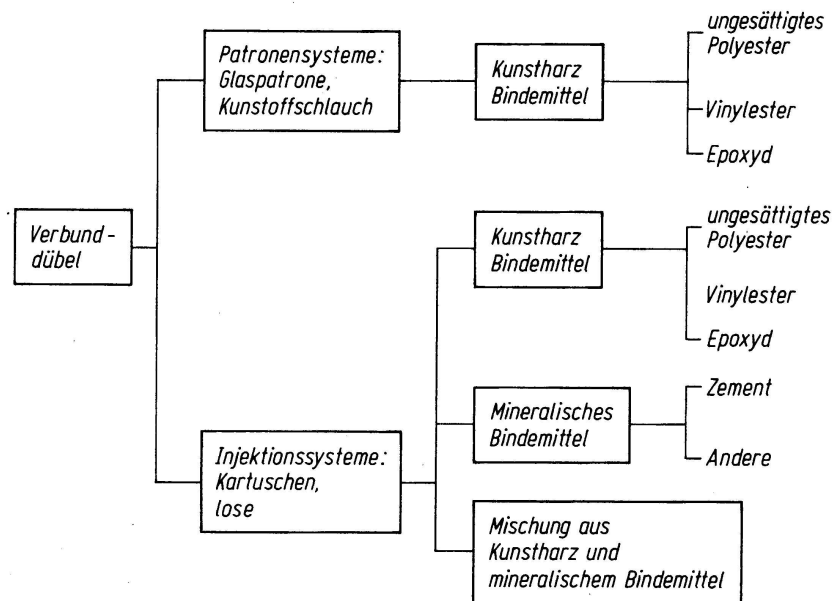


Bild 2.1 Einteilung von Verbunddübeln (Comité Euro-International du Béton (1994))

2.2 Patronensysteme

Patronensysteme bestehen aus einer galvanisch verzinkten oder nicht-rostenden Gewindestange mit oder ohne Setztiefenmarkierung, die an einem Ende eine dachförmige oder einseitig ausgebildete Schneide besitzt, einer Mörtelpatrone, einer Unterlegscheibe und einer Sechskantmutter (Bild 2.2a). Die Mörtelpatrone aus Kunststoffolie (Bild 2.2b) oder Glas (Bild 2.2c) enthält das Reaktionsharz, den Härter und die Füllstoffe, wobei Harz und Härter getrennt sind. Sie sichern, dass das Mischungsverhältnis der Komponenten optimal ist. Die Mörtelmenge in den Patronen ist so eingestellt, dass bei Erreichen der erforderlichen Setztiefe der Gewindestange am Bohrlochmund Überschussmörtel austritt.

Die Verankerungstiefe h_{ef} beträgt bei Patronensystemen das etwa 8- bis 10-fache des Ankerstangendurchmessers d . Ein Ablauf der Montage eines Verbunddübel des oben genannten Typs (Kunststoffschlauch) ist schematisch in Bild 2.4 dargestellt. Ein zylindrisches Bohrloch wird in erhärtetem Beton erstellt. Beim Patronensystem wird die Patrone in das mit einer Handpumpe (Bild 2.3a) und Handbürste (Bild 2.3b)

gereinigtes Bohrloch eingeführt. Anschließend wird die Gewindestange mit Hilfe eines Bohrhammers drehend/schlagend bis zur erforderlichen Setztiefe eingetrieben. Dabei wird die Patrone zerstört und Harz und Härter werden ausreichend durchmischt. Die notwendigen Angaben zur Montage eines jeden Produktes müssen dem zugehörigen Zulassungsbescheid bzw. der Montageanleitung entnommen werden.



Bild 2.2 Patronensystem

- a) Gewindestange mit Setztiefenmarkierung, Mutter und Unterlegscheibe
- b) Kunststoffolie (System HILTI)
- c) Glaspatrone (System Würth)



Bild 2.3 Reinigungsutensilien

- a) Handpumpe (System HILTI)
- b) Handbürste (System HILTI)

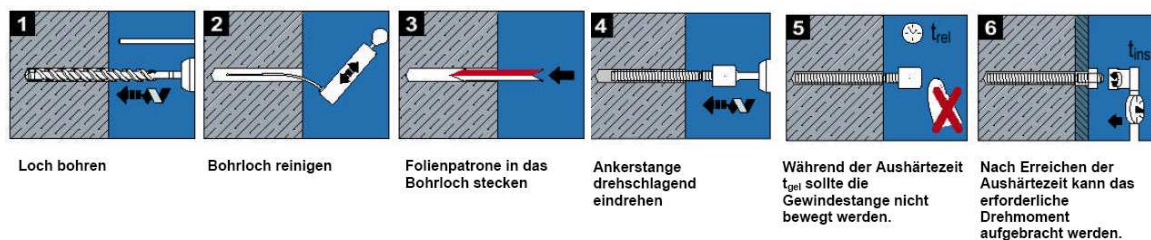


Bild 2.4 Montage eines Verbunddübels nach Herstellerangaben (Kunststoffschlauch, System HILTI)

2.3 Injektionssysteme

Bei Injektionssystemen werden Harz und Härter in unterschiedlichen Kammern aufbewahrt (Bild 2.5a, Bild 2.5b). Mit Injektionssystemen sind beliebige Verankerungstiefen möglich. In der Regel überschreiten sie jedoch nicht 20d.

Beim Injektionssystem wird der Verbundmörtel mit Hilfe eines Auspressgerätes (Bild 2.5c) in das im erhärteten Beton erstellte und mit Bürste und Handpumpe oder Druckluft gereinigte Bohrloch eingebracht. Harz und Härter werden durch den auf das Auspressgerät aufgesetzten Zwangsmischer (Bild 2.5a) im vorgeschriebenen Verhältnis durchmischt (die ersten Hübe des Mörtels sind nicht zu verwenden). Das Eintreiben der Ankerstange erfolgt mit einer drückend/drehenden Bewegung von Hand. Dadurch wird vermieden, dass Luft vom Mörtel eingeschlossen wird und ein unvollständiger Verbund und ein unzureichender Korrosionsschutz erzeugt werden. Nach dem Aushärten des Mörtels können Anbauteile montiert und das

Montagedrehmoment aufgebracht werden. Um die Montage zu erleichtern und eine gründlichere Bohrlochreinigung zu garantieren, werden mit zunehmendem Maße maschinell angetriebene Bürsten und Druckluft zur Reinigung verwendet. Die Anzahl der Reinigungsvorgänge des Bohrlochs als auch die dafür notwendigen Utensilien können von Hersteller zu Hersteller variieren. In Bild 2.6 ist der Ablauf der Montage eines Verbunddübels mit Injektionssystem dargestellt. Die Aushärtezeit des Mörtels ist wesentlich von der chemischen Zusammensetzung, der Temperatur und der Feuchtigkeit des Verankerungsgrundes abhängig. Die genauen Angaben müssen dem zugehörigen Zulassungsbescheid bzw. der Montageanleitung entnommen werden.



Bild 2.5 Injektionssysteme

- a) Kartusche und Mischwendel (System Fischer)
- b) Folienkartusche (System HILTI)
- c) Auspressgerät (System Fischer)

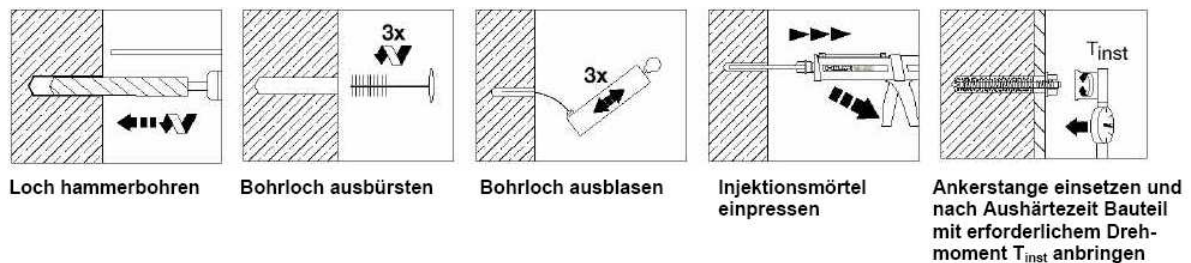


Bild 2.6 Montage eines Verbunddübels nach Herstellerangaben (Injektionssystem HILTI)

Herkömmliche Verbunddübel sind in Deutschland bisher nur für den Einsatz in ungerissenem Beton bauaufsichtlich zugelassen, da durch die Störung des Verbundes infolge des zwischen den Grenzflächen von Mörtel und Beton verlaufenden Risses mit einer erheblichen Abminderung der Höchstlast von bis zu 50% des ungerissenen Zustands zu rechnen ist (Kapitel 3.2.3.8). Für den Einsatz in gerissenem Beton wurden von verschiedensten Herstellern Verbunddübel mit spezieller Ausbildung des Verankerungsbereichs entwickelt, so genannte risstaugliche Verbund-Hinterschnitt und Verbund-Spreizdübel (Bild 2.7).

Bei Verbund-Hinterschnittdübeln wird die an der Ankerstange angreifende Zugkraft überwiegend im Bereich des Hinterschnittes durch mechanische Verzahnung zwischen Mörtel und Beton übertragen (Eligehausen/Mallée (2000)). Dafür ist es

notwendig, nach dem Erstellen des zylindrischen Bohrlochs in einem zweiten Bohrvorgang mittels Diamantbohrgerät den Hinterschnitt zu erstellen. Bei Verwendung von Verbund-Spreizdübeln kann auf den zweiten Bohrvorgang verzichtet werden, da bei diesen Systemen speziell beschichtete Ankerstangen mit mehreren Konen bei Belastung den Mörtel wie eine Spreizschale gegen die Bohrlochwandung pressen. Diese Pressungen führen zu Spreizkräften und damit zu Reibungskräften zwischen den Grenzflächen von Mörtel und Beton, die ausreichend hoch sind, um die angreifenden Zugkräfte in den gerissenen Beton einzuleiten (Bild 2.8).



Bild 2.7 Risstaugliche Verbundspreizdübel

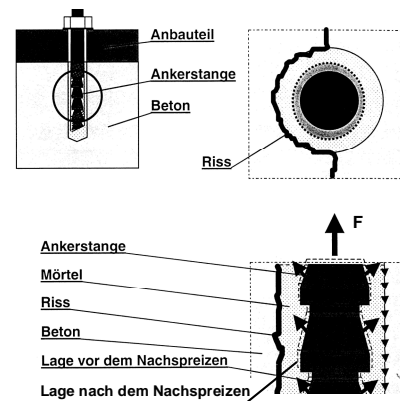


Bild 2.8 Störung des Verbundes zwischen Mörtel und Beton durch Riss im Ankergrund und Übertragung der Zuglast bei Verbund-Spreizdübeln (Eligehausen/Mallée (2000))

Der erläuterte Spreizvorgang bzw. das Durchziehen der Konen durch den Mörtelpfropfen ist wesentlich von der Funktionsfähigkeit der Beschichtung der Konen abhängig. Aus diesem Grund sind bei einigen Systemen die Ankerstange bzw. deren Beschichtung durch ein umgebendes Drahtsieb vor äußeren mechanischen Belastungen geschützt, wenn die Beschichtung alleine nicht ausreichend hart ist.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit herkömmlichen Verbunddübelssystemen in gerissenem und ungerissenem Beton, bei denen für den Setzvorgang weder spezielle Bohrverfahren noch spezielle Gewindestangenformen für das Tragverhalten notwendig sind. Detaillierte Beschreibungen von risstauglichen Verbunddübeln und deren Montage enthält Eligehausen/Mallée (2000).

2.3.1 Eingemörtelte Bewehrungsstäbe

Injektionssysteme werden unter anderem zum Einmörteln von Anschlussbewehrung verwendet, bei denen die eingeleitete Zugkraft bei ausreichender Übergreifungslänge unter Mitwirkung des Betons auf vorhandene und lokalisierte Bewehrung übertragen wird (Bild 2.9). Das Tragverhalten und die Bemessung erfolgt nach den Konstruktionsregeln der DIN 1045 bzw. des EC 2. Bei der Ausführung von Bewehrungsanschlüssen müssen zusätzliche materialspezifische und geometrische Anforderungen eingehalten werden. Werden Bewehrungsstäbe im Bauteil

eingemörtelt, die keine Anschlussbewehrung enthalten, wird die eingeleitete Last vom umgebenden Beton aufgenommen und das Tragverhalten gleicht dem von Verbunddübeln (Bild 2.10).

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung behandelt, bei denen ausschließlich die Betonzugspannungen zur Lastweiterleitung genutzt werden. Detaillierte Angaben zum Tragverhalten und der Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter monotoner Belastung finden sich in Spieth (2002), unter seismischer Belastung in Simons (2006).

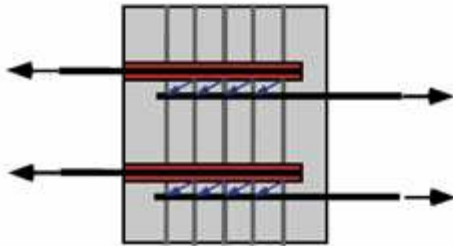


Bild 2.9 Nachträglicher Bewehrungsanschluss mit Lastweiterleitung über Anschlussbewehrung (Spieth (2002))

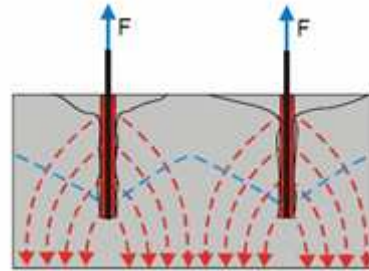


Bild 2.10 Verankerung ohne Abstützung gegen eine Betondruckstrebe und Lastweiterleitung über Betonzugspannungen (Spieth (2002))

2.3.2 Anwendung im Mauerwerk

Bei Verbunddübeln auf Basis von Injektionssystemen ist zwischen der Anwendung in Beton und Mauerwerk zu unterscheiden.

Verbunddübel waren in Deutschland zunächst nur in Beton zugelassen. Später wurden Injektionssysteme entwickelt, die durch eine besonders geformte Siebhülse oder ein Netz aus Polyamid ein kontrolliertes Verfüllen der Hohlräume in Lochsteinen mit einem geeigneten Mörtel ermöglichen. Injektionssysteme für Anwendungen in Mauerwerk bestehen neben den in Kapitel 2.2 genannten Bestandteilen zusätzlich aus einer Siebhülse (Bild 2.11).

Beim Einpressen des Injektionsmörtels spannt und verwölbt sich das Netz und der Mörtel wird durch die Maschen der Siebhülse in die angeschnittenen Hohlkammern im Ankergrund gepresst. Im Mauerwerk kann bei Verwendung von Vollsteinen die Lastabtragung ähnlich wie im Beton erfolgen (Meyer (2006)). In Lochsteinen hingegen können Injektionsdübel angreifende Lasten über Verbund im Bereich der angeschnittenen Stege und über mechanische Verzahnung durch den in die Steinhohlräume gepressten Mörtel übertragen (Bild 2.12).

Verbunddübel im Mauerwerk sind nicht Gegenstand dieser Arbeit. Das Tragverhalten und die Bemessung von Injektionsdübeln im Mauerwerk werden ausführlich in Meyer (2006) beschrieben.

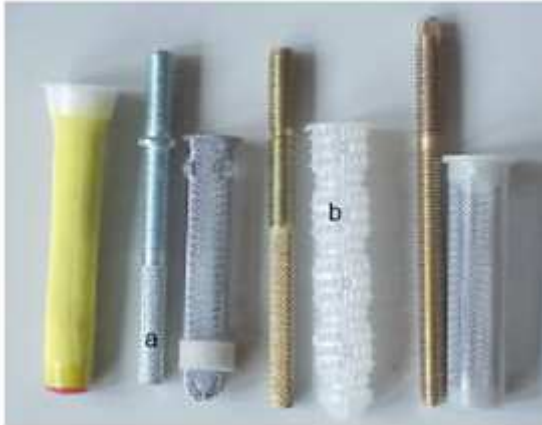


Bild 2.11 Zugelassene Injektionsdübelssysteme für Mauerwerk (Meyer (2006))

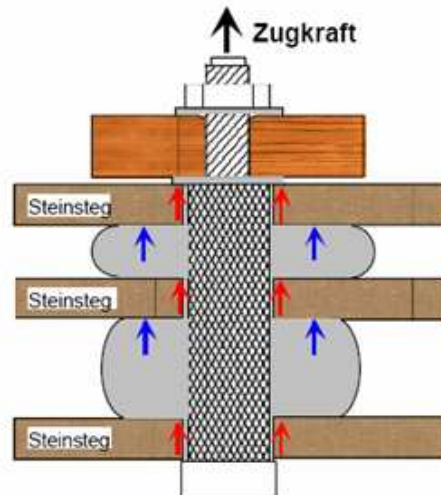


Bild 2.12 Schematische Darstellung der möglichen Tragmechanismen in Lochstein (Meyer (2006))

3 Stand der Forschung zu Verbunddübeln im Beton

3.1 Allgemeines

Neben einer Vielzahl von experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübeln im Beton, die von verschiedensten Autoren durchgeführt wurden, sind ebenfalls zahlreiche numerische Ergebnisse vorhanden. Im Folgenden werden kurz die verwendeten Finite-Element-(kurz FE-) Programme erläutert, bevor unter anderem diese Ergebnisse in den folgenden Kapiteln zusammengefasst werden.

Schou/Christansen/Andersen (1996), Meszaros (2001), Li/Eligehausen (2001), Li/Eligehausen/Ozbolt/Lehr (2002) und Lehr (2003) führten zur Klärung des Tragverhaltens von Einzelverbunddübeln bzw. von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln numerische Untersuchungen mit dem nicht-linearen FE-Programm MASA (Ozbolt (1998)) durch. Das Programm wird zur zwei- und dreidimensionalen linearen und nichtlinearen Berechnung von Konstruktionen aus quasispröden Materialien, insbesondere aus Beton und Stahlbeton, eingesetzt. Es basiert auf dem „microplane“-Materialmodell für Beton und einer verschmierten Rissmodellierung. Zur Gewährleistung von netzunabhängigen Ergebnissen wird die verbesserte Rissbandmethode verwendet. Die Mörtel­eigenschaften wurden mit Hilfe einer Kontaktschicht simuliert, die nur Schubkräfte überträgt. Das Schubverhalten der Kontaktschicht wurde anhand von experimentellen Ergebnissen aus Ausziehversuchen mit Einzelverbunddübeln mit enger Abstützung kalibriert. Zur Vermeidung von Stahlversagen wurde den Stahlelementen ein linear-elastisches Verhalten zugewiesen.

In der vorliegenden Arbeit wird ebenfalls das nicht-lineare FE-Programm MASA verwendet. Das Materialmodell und die Modellierung werden in Kapitel 4 detailliert beschrieben.

In numerischen Untersuchungen von Pukl/Ozbolt/Eligehausen (1998) zu Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen mit zwei Verbunddübeln wurde das FE-Programm SBETA (Cervenka/Eligehausen/Pukl (1990)) verwendet. Dieses Programm basiert auf dem Konzept der verschmierten Rissbildung und der Rissbandtheorie. Die Simulationen mit diesem Programm erfolgten zweidimensional.

In McVay/Cook/Krisharmurthy (1996) und Krisharmurthy (1996) wurde für die Untersuchung zum Tragverhalten von Einzelverbunddübeln mit konstantem Durchmesser ($d = 16 \text{ mm}$) und bezogenen Verankerungstiefen von $h_{ef}/d = 4,8-32$ der elasto-plastische zweidimensionale Finite-Element-Code PLASFEM verwendet. Die Beton- und Mörtel­eigenschaften wurden mit dem Cap-Modell von Sandler/DiMaggio/Baladi (1976) simuliert, das ursprünglich für die Anwendung bei Problemstellungen aus dem geotechnischen Bereich entwickelt wurde. Unterweger/Bergmeister (1999) verwendeten in ihren numerischen Untersuchungen zu Einzelverbunddübeln ebenfalls das Cap-Modell, die Modellparameter stammen aus Untersuchungen von Krisharmurthy (1996).

3.2 Einzelverbunddübel in der Fläche

3.2.1 Lasteinleitung

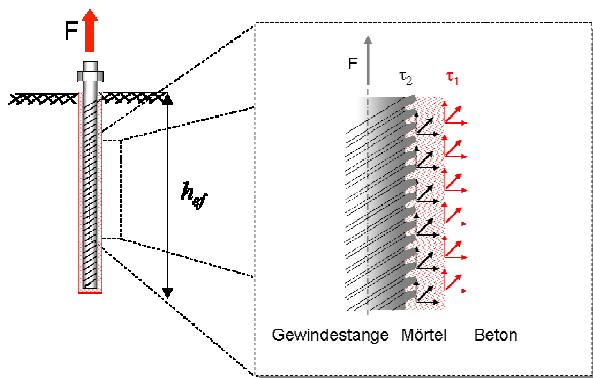


Bild 3.1 Lasteinleitungsmechanismus von zugbelasteten Verbunddübeln in Beton (App/Elgehausen (2003))

Die Tragfähigkeit von chemischen Dübeln beruht auf einer Verklebung der Gewindestange mit der Bohrlochwand. Zuglasten werden über mechanische Verzahnung zwischen Gewindestange und Mörtel in den Mörtel eingeleitet (Formschluss) und über Klebwirkung und Mikroverzahnung zwischen Mörtel und Beton (Stoffschluss) in den Beton weitergeleitet (Bild 3.1). Die Mikroverzahnung beruht auf den Unebenheiten der Bohrlochwand.

Die eingeleiteten Kräfte breiten sich als Druckkräfte rotationssymmetrisch im umgebenden Beton aus und erzeugen in diesem Quersugspannungen. Infolge der Lastweiterleitung und den Festigkeiten zwischen den Grenzflächen von Stahl und Beton bzw. von Mörtel und Beton können verschiedene Versagensarten bei zentrisch belasteten Einzelverbunddübeln in der Fläche beobachtet werden.

3.2.2 Versagensarten

3.2.2.1 Allgemeines

In Bild 3.2 sind typische Versagensarten von zugbelasteten Verbunddübeln bei großen Achs- und Randabständen dargestellt (Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998)). Bei kleinen Verankerungstiefen entsteht ein vom Ende der Gewindestange ausgehender kegelförmiger Betonausbruch (Bild 3.2a). Mit Vergrößerung der Verankerungstiefe zeigen experimentelle (Meszaros (2001), Lehr (2003)) als auch numerische Untersuchungen (McVay/Cook/Krisharmutthy (1996), Krisharmurty (1996), Meszaros (2001)) eine Kombination von oberflächennahem Betonausbruch und Herausziehen auf der restlichen Länge der Gewindestange (Bild 3.2b bis d). Das Verbundversagen kann entweder an der Grenzfläche zwischen Ankerstange und Mörtel (Bild 3.2c) oder an der Grenzfläche zwischen Mörtel und Bohrlochwand (Bild 3.2b) erfolgen. Teilweise kann auch Mischbruch auftreten (Bild 3.2d). Bei ausreichender Verankerungstiefe und Verbundfestigkeit versagt die Ankerstange (Bild 3.2e).

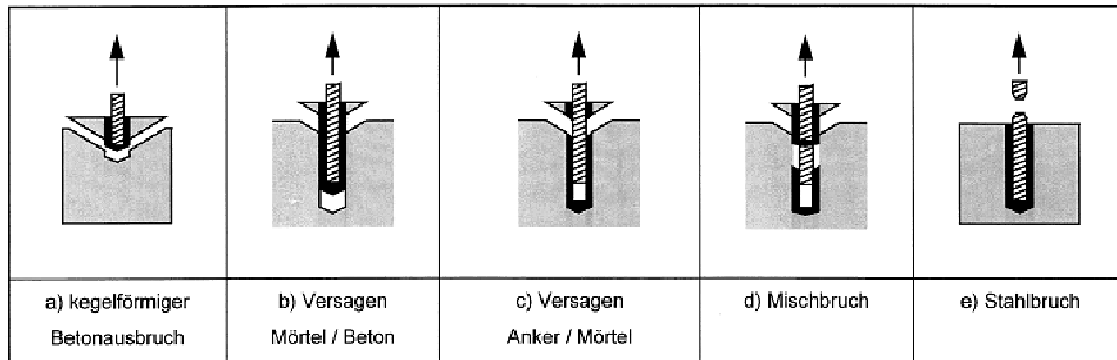


Bild 3.2 Versagensarten von Verbunddübeln unter Zuglast (Cook/Kunz/Fuchs (1998))

3.2.2.2 Kegelförmiger Betonausbruch

Sell (1973) und Klöcker (1977) geben eine auf den Durchmesser bezogene Verankerungstiefe von $3-4d$ an ($3-5d$ (Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998))), um die Versagensart kegelförmigen Betonausbruch in experimentellen Untersuchungen zu erhalten. In numerischen Untersuchungen von Pukl/Ozbolt/Eligehausen (1998) wird eine bezogene Verankerungstiefe von $4d$ zur Simulation dieser Versagensart angegeben.

Bild 3.3 zeigt numerisch berechnete Hauptzugdehnungen im Fall eines kegelförmigen Betonausbruchs ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 4$, C20/25, Meszaros (2001)) bei verschiedenen Belastungsstufen. Bereiche mit dunkler Färbung bzw. roter Färbung kennzeichnen eine Rissbildung im Beton. Kurz vor Erreichen der Höchstlast bildet sich von der Dübelspitze ein Anriss, der mit zunehmender Belastung des Verbunddübels anwächst. Der vollständige Ausbruchkegel bildet sich nach Überschreiten der Höchstlast aus. Sein Durchmesser auf der Bauteiloberfläche beträgt ca. $3h_{ef}$ (Meszaros (2001)) bzw. die Neigung der Kegelmantelfläche gegenüber der Bauteilfläche beträgt bei kleinen bezogenen Verankerungstiefen 35° (Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998)). Von Sell (1973) wird die Neigung des Kegelmantels mit $1:1,5$ angegeben. Lehr/Eligehausen (1998), Meszaros/Eligehausen (1998) und Brecht/Meszaros (2001) geben einen mittleren Neigungswinkel des Betonausbruchkegels von ca. 19° (B55) bzw. 20° (B25) an, der unabhängig vom verwendeten Durchmesser, der bezogenen Verankerungstiefe und der Druckfestigkeit des Ankergrunds ist. Untersuchungen an der Universität von Nottingham (Lee/Mayfield/Snell (1980)) zeigten in Versuchsreihen mit geringer Versuchsanzahl einen Einfluss der absoluten Verankerungstiefe auf den mittleren Neigungswinkel des Ausbruchkegels (25° , 35° und 26° für Verankerungstiefen von 75 , 100 mm und 125 mm). In numerischen Untersuchungen von McVay/Cook/Krisharmurthy (1995) stellt sich bei einem kegelförmigen Betonausbruch ein Neigungswinkel gemessen zur Horizontale von 31° ein. Daraus ergibt sich rechnerisch ein Betonausbruchkörper auf der Oberfläche mit einem Durchmesser von ca. $3,2 h_{ef}$.

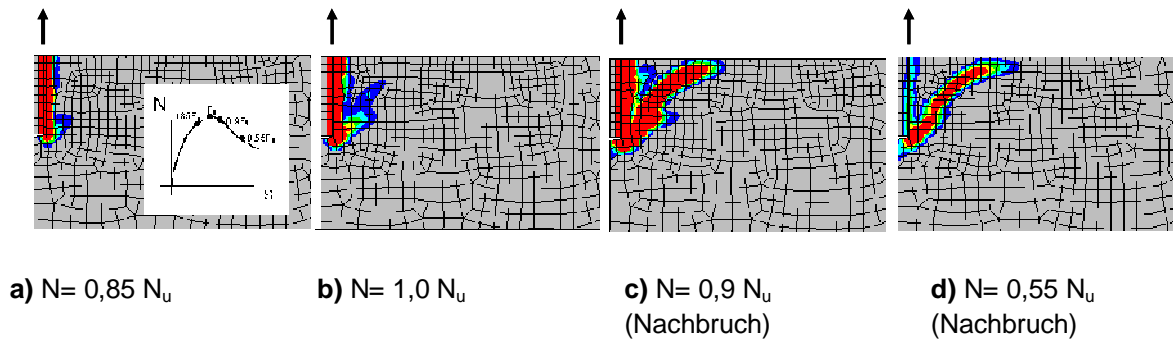


Bild 3.3 Hauptzugdehnungen im Beton eines zugbelasteten Einzelverbunddübels in der Fläche (M12, $h_{\text{eff}}/d = 4$), weite Abstützung, C20/25 (Meszaros (2001))

3.2.2.3 Kombiniertes Versagen (Herausziehen)

Sell (1973) und Lang (1979) geben eine bezogene Verankerungstiefe von mindestens $8d$ und eine ausreichend hohe Betonfestigkeit des Ankergrundes an, um eine kombinierte Versagensart zwischen Mörtel und Beton (Bild 3.2b) zu erhalten. In Bild 3.4 sind berechnete Hauptzugdehnungen im Beton für ein kombiniertes Versagen ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{\text{eff}}/d = 12$, C20/25) in Abhängigkeit verschiedener Belastungsstufen dargestellt (Meszaros (2001)). Kurz vor Erreichen der Höchstlast ($\sim 0,99 N_u$) ist ein oberflächennaher Anriss senkrecht zur Dübelachse zu beobachten, der sich bei Höchstlast öffnet. Nach Überschreiten der Höchstlast bildet sich der oberflächennahe Ausbruchkegel voll aus und der Dübel wird aus dem Beton gezogen.

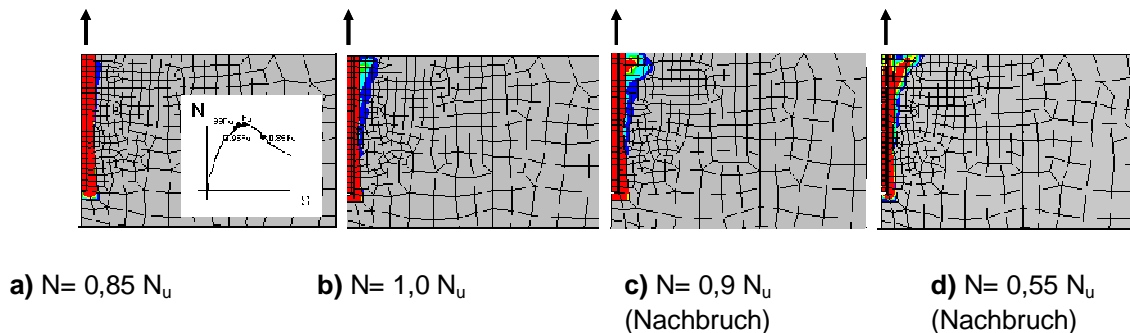


Bild 3.4 Hauptzugdehnungen im Beton eines zugbelasteten Einzelverbunddübels in der Fläche (M12, $h_{\text{eff}}/d = 4$), weite Abstützung, C20/25 (Meszaros (2001))

Der oberflächennahe Betonausbruch entsteht in einer Tiefe von ca. $1d$ (Meszaros (2001)) bzw. $2d$ bis $3d$ (Eligehausen/Mallée/Rehm (1997)). In Collins/Cook/Klingner/Polyzois (1989) und Doerr/Klingner (1989) wurde die Höhe der oberflächennahen Ausbruchkegel in Abhängigkeit der Setztiefe bei Verwendung eines konstanten Durchmessers ($d = 16 \text{ mm}$) angegeben. Danach nimmt die Höhe des Ausbruchkegels mit zunehmender Verankerungstiefe ab. Die Auswertungen von ca. 500 Ausbruchkegeln von Einzeldübeln der Gewindegröße M8, M12 und M16 anhand experimenteller Ergebnisse von Lehr/Eligehausen (1998), Meszaros/Eligehausen (1998) und Brecht/Meszaros (1999) ergibt eine geringfügige Abnahme der relativen Höhe des oberflächennahen Ausbruchkegels und des

Verhältniswertes Ausbruchkegel-
durchmesser zu Ankerstangen-
durchmesser mit wachsendem
Ankerstangendurchmesser.

Nach Klöcker (1977), Luke/Chon/Jirsa (1985) und numerischen Untersuchungen von Pukl/Ozbolt/Eligehausen (1998) ist der oberflächennahe Betonausbruch eine Folgeerscheinung des Verbundversagens. Cannon/Gofrey/Moreadith (1981) vermuten eine umgekehrte Versagensfolge. Nach Collins/Cook/ Klingner/Polyzois (1989) und numerischen Untersuchungen an Einzelverbunddübeln von Meszaros (2001) ereignet sich der oberflächennahe Betonausbruch und das Verbundversagen zur gleichen Zeit.

Bild 3.5 zeigt schematisch mögliche Last-Verschiebungskurven von auf Zug belasteten Verbunddübeln bei der Versagensart Herausziehen (Meszaros (2001)). Das Last-Verschiebungsverhalten hängt wesentlich von der Steifigkeit und der Klebekraft des Mörtels ab. Bei hoher Klebekraft und steifem Mörtel weisen die Verbunddübel ein annähernd elastisches Verhalten bis nahe zur Höchstlast auf. Das Nachbruchverhalten hängt davon ab, in welcher Grenzschicht der Verbund versagt. Tritt das Versagen zwischen Beton und Mörtel auf, dann wird der Mörtelpropfen durch das rauhe und wellige Bohrloch gezogen. Dabei entstehen Reibungskräfte. Sind diese geringer als die Klebekraft des Mörtels, dann fällt die aufnehmbare Last mit zunehmender Verschiebung langsam ab (Bild 3.5a). Ist die Klebekraft geringer als die Reibungskraft zwischen Mörtel und Bohrlochwand, wird nach dem Überschreiten der Klebekraft der Mörtelpropfen durch das Bohrloch gezogen und die Höchstlast wird bei relativ großen Verschiebungen erreicht (Bild 3.5b und c). Versagt dagegen der Verbund zwischen Mörtel und Ankerstange (Bild 3.5d), nimmt die aufnehmbare Last mit zunehmender Verschiebung schnell ab.

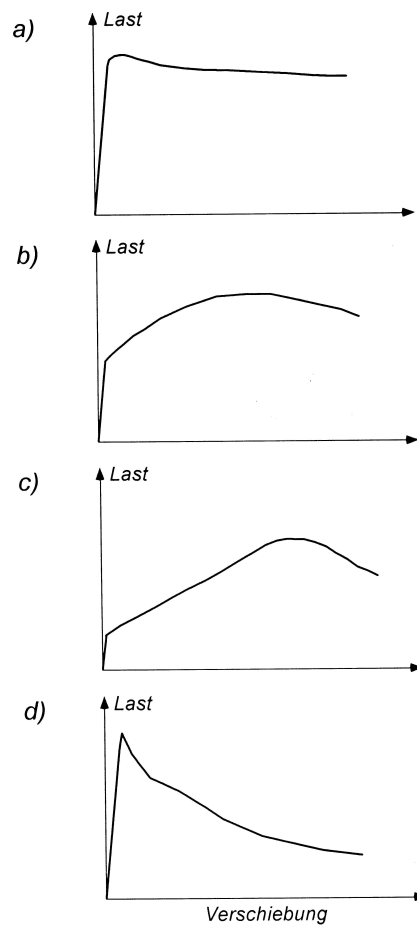


Bild 3.5 Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln (schematisch, Meszaros (2001))

- a) Versagen zwischen Mörtel und Bohrlochwand (Verbundfestigkeit zwischen Bohrlochwand höher als Reibungskraft)
- b) Versagen zwischen Mörtel und Bohrlochwand (Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Bohrlochwand niedriger als Reibungskraft)
- c) Versagen zwischen Mörtel und Bohrlochwand (Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Bohrlochwand deutlich niedriger als Reibungskraft)
- d) Versagen zwischen Ankerstange und Mörtel

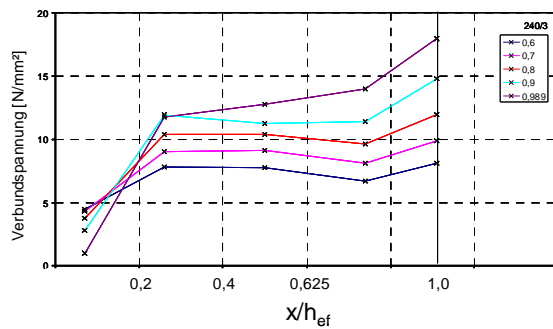


Bild 3.6 Verbundspannungsverteilung eines Verbunddübels ($d=20\text{ mm}$, $h_{ef}=240\text{ mm}$) entlang der Verankerungstiefe, berechnet aus gemessenen Stahldehnungen, weite Abstützung der Versuchseinrichtung (Meszaros (2001))

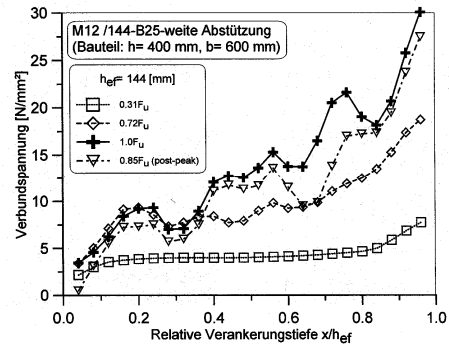


Bild 3.7 Verbundspannungsverteilung eines Verbunddübels (M12, $h_{ef}=144\text{ mm}$) entlang der Verankerungstiefe, berechnet aus numerischen Untersuchungen, weite Abstützung der Versuchseinrichtung (Meszaros (2001))

In Bild 3.6 ist der experimentell ermittelte Verlauf der Verbundspannung entlang der Verankerungslänge eines Verbunddübels ($d=20\text{ mm}$, $h_{ef}=12d$) dargestellt. Die Stahldehnung wurde mit Hilfe von Dehnmessstreifen (kurz DMS) gemessen, die in einer Bohrung in Stabmitte eingeklebt waren. Aus den gemessenen Dehnungen wurden die Verbundspannungen berechnet. Während die Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungslänge bei geringer Belastung ($N \sim 1/3 N_u$) annähernd gleichmäßig ist, wird die Verbundspannungsverteilung mit zunehmender Belastung ungleichmäßiger, mit geringen Werten im Bereich der Betonoberfläche und Höchstwerten am unbelasteten Ende der Ankerstange. Im Versuch ist zusätzlich eine Schädigung des oberflächennahen Betons infolge des Bohrvorganges nicht auszuschließen. Dies führt zu einer zusätzlichen Abnahme der Verbundspannungswerte am belasteten Ende. Die erhöhten Verbundspannungen am unbelasteten Ende sind auf günstig wirkende Druckspannungen quer zur Dübelachse zurückzuführen, die die Verbundfestigkeit erhöhen (Meszaros (2001)). Bild 3.7 zeigt zum Vergleich den Verlauf der Verbundspannungen entlang der Verankerungslänge, der aus numerisch erhaltenen Stahldehnungen berechnet wurden. Die in den numerischen Untersuchungen ermittelten Verbundspannungsverläufe weisen bei Annäherung an die Höchstlast abschnittsweise einen Abfall der Verbundspannungen auf, der auf ein lokales Versagen des Verbundes hindeutet. Dieser Abfall wird in den Versuchen aufgrund des großen Abstandes der DMS nicht beobachtet. Ansonsten stimmen die numerisch und experimentell ermittelten Verläufe der Verbundspannungen qualitativ gut überein. Die durch aufgeklebte DMS gemessenen ungleichmäßigen Verbundspannungsverläufe von Meszaros (2001) decken sich mit den Erkenntnissen von Unterweger/Bergmeister (1999).

3.2.3 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten

3.2.3.1 Allgemeines

Nach Meszaros (2001) und Cook/Konz (2001) ist die Verbundfestigkeit der injizierten Mörtel produktabhängig. Basierend auf Untersuchungen mit zwanzig unterschiedlichen Mörtelprodukten zeigt Cook/Bishop/Sikes/Richardson/Adams/De Zee (1994), dass die in Versuchen mit enger Abstützung der Versuchseinrichtung experimentell ermittelten durchschnittlichen Verbundfestigkeiten zwischen Gewindestange und Mörtel bzw. Mörtel und Beton sich zwischen 2,3 N/mm² (Mörteltyp H) und 27,5 N/mm² (Mörteltyp O) bewegen können (Bild 3.8).

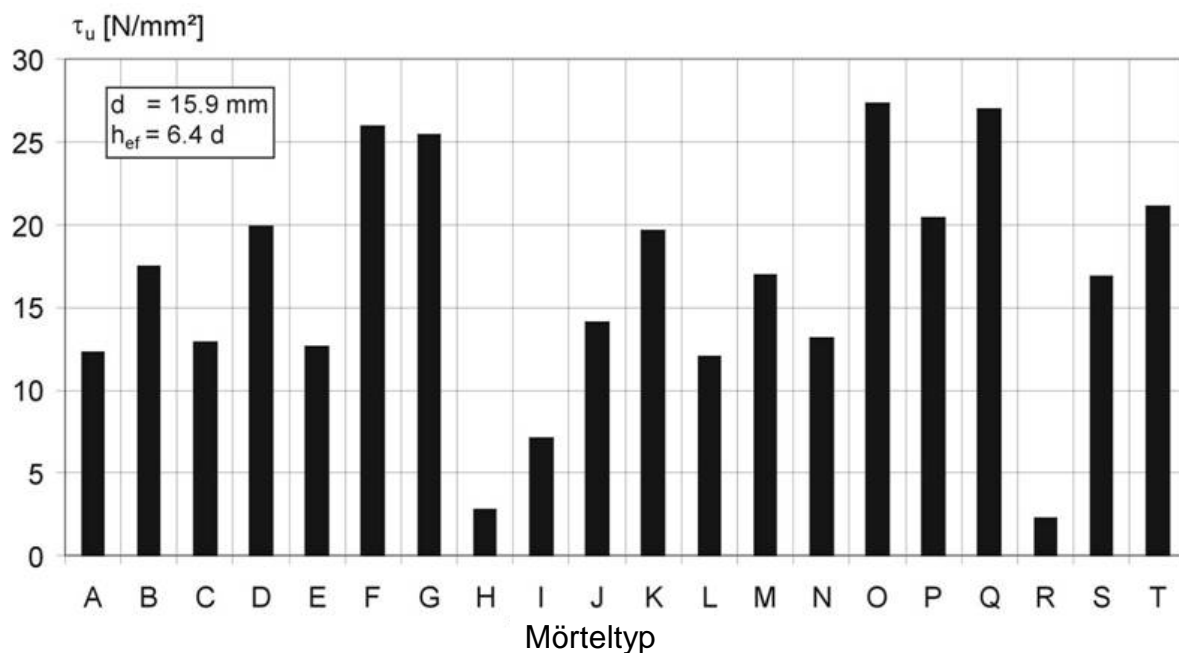


Bild 3.8 Mittlere Verbundfestigkeiten im Beton mit der Festigkeit $f_{cc} = 25$ N/mm² für verschiedene Mörteltypen (Cook/Bishop/Sikes/Richardson/Adams/De Zee (1994)). Die Verbundfestigkeit ist auf den Ankerstängendurchmesser bezogen.

Mauthe (1987) sieht den Grund für die produktabhängige Verbundfestigkeit im unterschiedlichen Penetrationsverhalten und Schwindverhalten von Harzsystemen. Das Verhalten ist im Wesentlichen von der Grundviskosität des verwendeten Harzsystems und der Reaktivität abhängig. Die Reaktivität des Harzsystems sollte nach Mauthe (1987) so eingestellt sein, dass die Verweilzeit im verfüllten Bohrloch in ungeliertem Zustand lange genug ist, um die Bohrlochrandzonen zu benetzen und die Mikrorisse in den Bohrlochrandzonen infolge der eingebrachten Schlagenergie zu verfestigen (Bild 3.9).

Neben den unterschiedlichen Verbundfestigkeiten diverser Mörtelsysteme zeigen einige Autoren zudem, dass die Verbundfestigkeit von zusätzlichen Randbedingungen beeinflusst wird. Die maßgeblichen Einflussgrößen auf die

Verbundfestigkeit können die Verankerungstiefe (Kapitel 3.2.3.2), der Ankerstangendurchmesser (Kapitel 3.2.3.3), die Betondruckfestigkeit und Zusammensetzung des Betons (Kapitel 3.2.3.4), der Ringspalt (Kapitel 3.2.3.5), die Montage (Kapitel 3.2.3.6), Umwelteinflüsse (Kapitel 3.2.3.7), Risse im Beton (Kapitel 3.2.3.8) und die Belastungsgeschwindigkeit (Kapitel 3.2.3.9) sein.

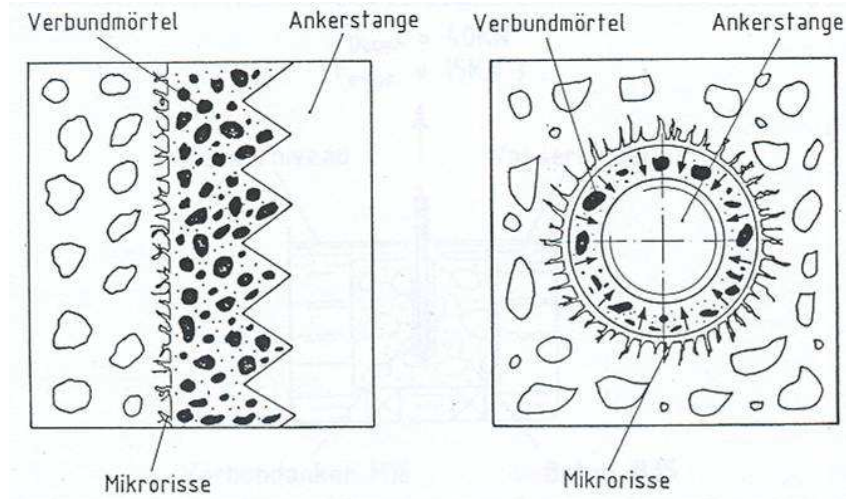


Bild 3.9 Mikrorisse in der Bohrlochrandzone infolge eingebrachter Schlagenergie (Mauthe (1987))

3.2.3.2 Verankerungstiefe

Nach Untersuchungen von Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998) und Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998) zeigen Verbunddübel für eine bezogene Verankerungstiefe von $4,4d-20d$ keinen signifikanten Einfluss der Verankerungslänge auf die Verbundfestigkeit. Dies soll Bild 3.10 zeigen, in dem der Quotient aus gemessener und rechnerischer Höchstlast bei Annahme einer konstanten Verbundspannung über dem Verhältnis Verankerungstiefe zu Ankerstangendurchmesser für acht verschiedene Produkte (insgesamt 888 Einzelergebnisse) aufgetragen ist. Die rechnerische Höchstlast wurde nach Gl. (3.10) unter der Annahme einer für alle Verankerungstiefen konstanten, jedoch produktabhängigen Verbundfestigkeit ermittelt. Zum Einfluss der Verankerungstiefe bzw. Einbindetiefe wurden von Spieth (2001) Versuchsserien mit weiter und enger Abstützung an eingemörtelten Bewehrungsstäben durchgeführt. Die Versuche zeigen unabhängig von der Abstützung eine Zunahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Einbinde- bzw. Verankerungstiefe bei der Versagensart Herausziehen (Bild 3.11, enge Abstützung).

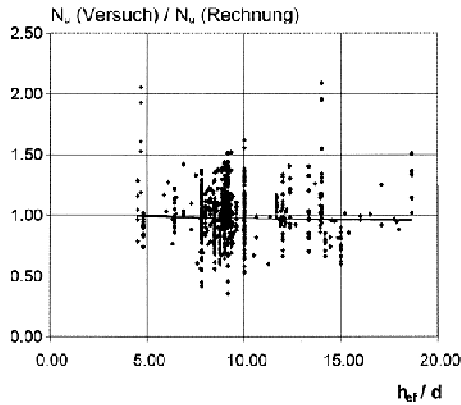


Bild 3.10 Verhältnis zwischen gemessener und rechnerischer Höchstlast nach Gl. (3.9) von Verbunddübeln in Abhängigkeit vom Verhältnis Verankerungstiefe zum Ankerstangendurchmesser (Meszaros (2001))

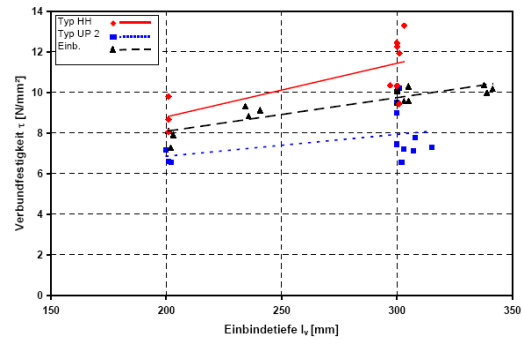
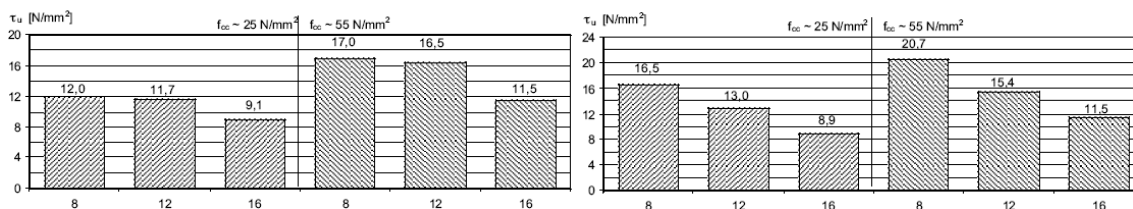


Bild 3.11 Einfluss der Einbindetiefe auf die Verbundfestigkeit von eingemörtelten Bewehrungsstäben, Auszugsversuche mit enger Abstützung und großer Betondeckung; $d=20\text{ mm}$; Injektionssystem HH, UP 2 und einbetonierte Bewehrungsstäbe; gute Bohrlochreinigung (Spieth (2002))

3.2.3.3 Ankerstangendurchmesser

Nach Meszaros/Eligehausen (1999) und Lehr (2003) haben die Durchmesser der verwendeten Gewindestangen bei enger und weiter Abstützung einen maßgeblichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Unabhängig von der Abstützweite nehmen die Verbundfestigkeiten mit zunehmendem Durchmesser ab (Bild 3.12, weite Abstützung).



a) Mörtel HH

b) Mörtel SP

Bild 3.12 Einfluss des Ankerstangendurchmessers d auf die mittlere Verbundfestigkeit τ_u von Verbunddübeln M8, M12 und M16 (weite Abstützung, Lehr (2003))

Von Brecht/Meszaros (1999) wurden ebenfalls Untersuchungen zum Einfluss des Ankerstangendurchmessers bei enger und weiter Abstützung auf die Verbundfestigkeit durchgeführt. Dabei wurden die Verankerungstiefe konstant gehalten und die Durchmesser variiert. In den Untersuchungen zeigt sich bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef}=96\text{ mm}$ und weiter Abstützung eine deutliche Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmendem Durchmesser, bei enger Abstützung wurde kein Einfluss des Durchmessers festgestellt.

3.2.3.4 Betondruckfestigkeit und Betonzusammensetzung

Nach Cook (1993) und Meszaros (2001) ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cc} auf die Verbundfestigkeit eines Mörtelproduktes ebenfalls von Produkt zu Produkt unterschiedlich (Bild 3.13). Die Verbundfestigkeit kann nahezu unabhängig von der Betondruckfestigkeit sein (Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998)) oder proportional mit f_{cc}^α - mit $\alpha \leq 0,5$ - ansteigen. Nach Eligehausen/Mallée (2000) ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit bei der Versagensart Herausziehen nur dann zu erwarten, wenn das Versagen zwischen Mörtel und Bohrlochwand auftritt. Numerische Untersuchungen von Pukl/Ozbolt/Eligehausen (1998) zeigen, dass eine Erhöhung der Verbundfestigkeit mit zunehmender Betonfestigkeit vor allem bei Verbunddübeln, die durch Betonausbruch versagen, auftritt. Nach experimentellen Ergebnissen von Lehr/Eligehausen (1998) und Meszaros (2001) ergibt sich unabhängig von der Abstützung ein geringer Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit. Er wird mit einer Potenz von $\sim 0,26$ bis $\sim 0,5$ angegeben. Zaviliaris/Kollias/Speare (1996) erhielt eine exponentielle Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Betonfestigkeit bei weiter Abstützung ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$) mit $f_{cc}^{0,36}$.

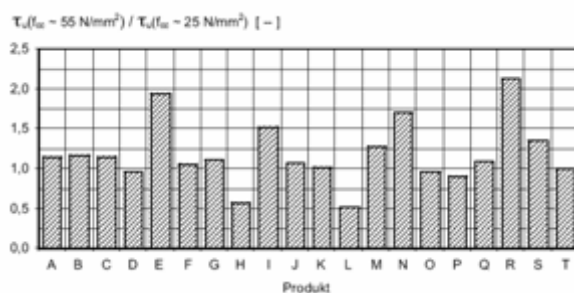


Bild 3.13 Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cc} auf die bezogene Verbundfestigkeit, weite Abstützung der Versuchseinrichtung (Cook (1994))

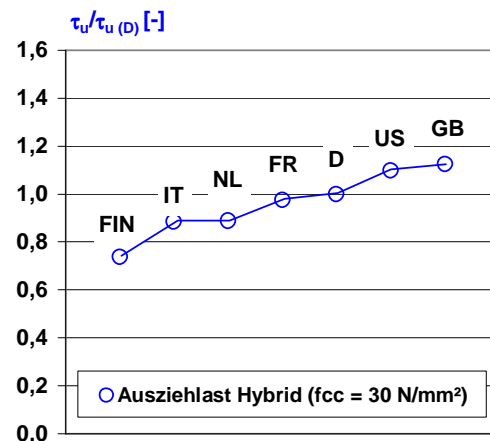


Bild 3.14 Einfluss der Betonzusammensetzung auf die bezogene Verbundfestigkeit von Verbunddübeln (Mörtel HH, Bezercny/Eligehausen (2003))

Bei Einsatz von Verbunddübeln in Beton mit hoher Festigkeit ($f_{cc} > 60 \text{ N/mm}^2$) kann die Verbundfestigkeit gegenüber dem für C20/25 geltenden Wert aufgrund der glatten Bohrlochwand absinken. Die Abnahme der Verzahnungsmöglichkeit wirkt dem positiven Effekt einer zunehmenden Betondruckfestigkeit entgegen (Spieth (2002)). Weiterhin zeigen Untersuchungen von Becercny/Eligehausen (2003) dass die Verbundfestigkeit bei etwa gleicher Betondruckfestigkeit durch die Zusammensetzung des Betons um bis zu 50% beeinflusst werden kann (Bild 3.14).

3.2.3.5 Ringspalt

Der Verhältniswert des Bohrlochdurchmessers d_0 zum Durchmesser der Gewindestange d ist bei Verbunddübeln in der Regel $d_0/d < 1,5$. Aus Untersuchungen von Rössle/Meszaros (1998) zu Injektionssystemen ($d = 16$ mm, $h_{ef} = 125$ mm) geht hervor, dass eine Zunahme des Bohrlochdurchmessers nur einen geringen Einfluss auf die Verbundfestigkeit hat (Vinylester). Die variierten Bohrlochdurchmesser betragen $d_0 = 18$ mm, $d_0 = 20$ mm und $d_0 = 22$ mm. Der Lastabfall mit zunehmendem Bohrlochdurchmesser beträgt ca. 10%. Bei Verbunddübeln des Patronensystems zeigen sich Abnahmen der Verbundfestigkeit von bis zu 56% mit zunehmendem Bohrlochdurchmesser. Der Lastabfall ist auf Grund der vorgegebenen Mörtelmenge auf eine nicht ausreichende Vermörtelung zurückzuführen (Meszaros (2001)).

Werden Verankerungselemente in Bohrlöcher mit einem Verhältniswert von $d_0/d > 1,5$ montiert, können infolge des großen Bohrlochdurchmessers neben Gewindestangen auch Kopfbolzen als Verankerungselemente verwendet werden. Die Anwendung ist aufgrund des großen Bohrlochdurchmessers auf eine senkrechte Montage nach unten begrenzt. Bei der Installation werden in der Regel aus Kostengründen polymer- oder zementhaltige Vergussmörtel verwendet, die teilweise vor Ort angemischt werden. Diese Verankerungen sind nicht Gegenstand dieser Arbeit und werden explizit ausgeklammert, da in diesen Fällen zwischen dem Versagen in der Grenzfläche Ankerstange/Mörtel bzw. Mörtel/Beton unterschieden werden muss (Cook/Zamora/Konz (2001)).

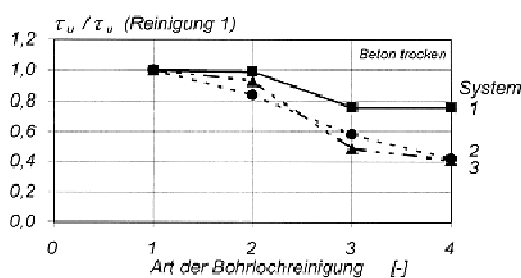
Das Tragverhalten und die Bemessung für Verankerungen mit einem Verhältnis von $d_0/d > 1,5$ werden in Cook/Zamora/Konz (2001) ausführlich beschrieben.

3.2.3.6 Montage

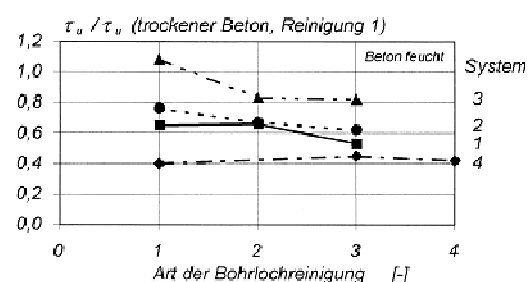
Ein ebenfalls wesentlicher Einflussfaktor auf die Verbundfestigkeit ist die Dübelmontage, also der Mensch.

Das Tragverhalten von Verbunddübeln wird wesentlich durch die Bohrlochreinigung beeinflusst. Bei unzureichender Bohrlochreinigung haftet Bohrmehl an der Bohrlochwand oder das Bohrmehl sammelt sich bei nach unten orientierten Bohrlöchern am Bohrlochgrund, so dass die Ankerstange nicht auf die erforderliche Einbindetiefe eingetrieben werden kann. Weiterhin kann das im Bohrloch verbleibende Bohrmehl das Mischungsverhältnis des Mörtels beeinflussen (Lang (1979)). Bei Patronensystemen aus Glas, bei denen die Ankerstange mit dem Bohrhammer schlagend/drehend eingetrieben wird, beeinflusst eine unvollständige Bohrlochreinigung die Verbundfestigkeit nur gering ($< 20\%$) (Eligehausen/Mallée/Rehm (1997)), da das Bohrmehl durch die Zuschlagstoffe des Mörtels und die Glassplitter von der Bohrlochwand abgerieben und mit dem Mörtel vermischt wird. Untersuchungen von Klöker/Niesel/Will (1975) zeigen eine günstige Wirkung von Quarzsand und Kies mit nicht zu kleiner Korngröße als Zuschlagsstoff. Bei Injektionssystemen wirkt sich das an der Bohrlochwand haftende Bohrmehl wie eine Trenn- bzw. Gleitschicht aus, die je nach Art des Mörtels nicht bzw. nur teilweise von diesem durchdrungen wird. Der Einfluss der Bohrlochreinigung auf die Verbundfestigkeit ist produktabhängig (Bild 3.15, Bild 3.16). Die Verbundfestigkeit

kann bei fehlender Bohrlochreinigung bis auf ca. 50% des Wertes für gute Bohrlochreinigung absinken, in Cook/Bishop/Hagedorn/Silkes/Richardson/Adams/DeZee (1994) ergeben sich Abminderungen bis 60%. Bei Injektionssystemen ist es unbedingt notwendig, das Bohrloch mit einer auf den Durchmesser des Bohrlochs abgestimmten Bürste zu reinigen. Ausblasen des Bohrloches mit einem handbetriebenen Ausbläser entfernt das Bohrmehl nicht ausreichend von der Bohrlochwand. Besonders wirkungsvoll ist die Reinigung mit ölfreier Druckluft und einer geeigneten Stahlbürste, die auf die Bohrmaschine aufgesetzt wird (Spieth (2002)). Diese Reinigungsart ist besonders bei durchfeuchtetem Beton empfehlenswert, da hier das Bohrmehl besonders intensiv an der Bohrlochwand haftet.



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)



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 3.15 Einfluss der Reinigungsintensität auf die bezogene Verbundfestigkeit von Injektionsdübeln M12 in trockenem Beton (Meszaros/Eligehausen (1998))

Bild 3.16 Einfluss der Reinigungsintensität auf die bezogene Verbundfestigkeit von Injektionsdübeln M12 in feuchtem Beton (Meszaros/Eligehausen (1998))

Wird das Bohrloch nicht mit einer Hammerbohrmaschine, sondern mit einem Diamantbohrgerät (feucht) erstellt, können sowohl das Last-Verschiebungsverhalten als auch die Herausziehlast ungünstig beeinflusst werden (Bild 3.17). Die Bohrlochwand weist durch das Bohren mit einem Diamantbohrgerät eine besonders glatte Struktur (reduzierte Mikroverzahnung) auf, weiterhin wird diese mit Wasser benetzt. Dies gilt vor allem für Beton mit hoher Druckfestigkeit ($f_{cc} > 60 \text{ N/mm}^2$). Günstigere Ergebnisse sind zu erwarten, wenn der Mörtel eine hohe Klebekraft aufweist und unempfindlich gegenüber Feuchtigkeit an der Bohrlochwand ist (Eligehausen/Mallée (2000)).

Wird bei Patronensystemen die Ankerstange ausschließlich eingeschlagen und auf die notwendige Drehbewegung verzichtet, wird der Mörtel unzureichend durchmischt und härtet nicht vollständig aus. Dies führt zu vergleichsweise niedrigen Herausziehlasten. Wird bei Injektionssystemen die Mischwendel entfernt, um das Auspressen des Mörtels zu erleichtern (z.B. bei niedrigen Temperaturen), wird der Mörtel ebenfalls nicht ausreichend durchmischt und härtet nicht vollständig aus. Beide Montagefehler sind als grob fahrlässig anzusehen und müssen durch eine

qualifizierte Ausbildung der Monteure sowie durch eine ausreichende Kontrolle auf der Baustelle verhindert werden.

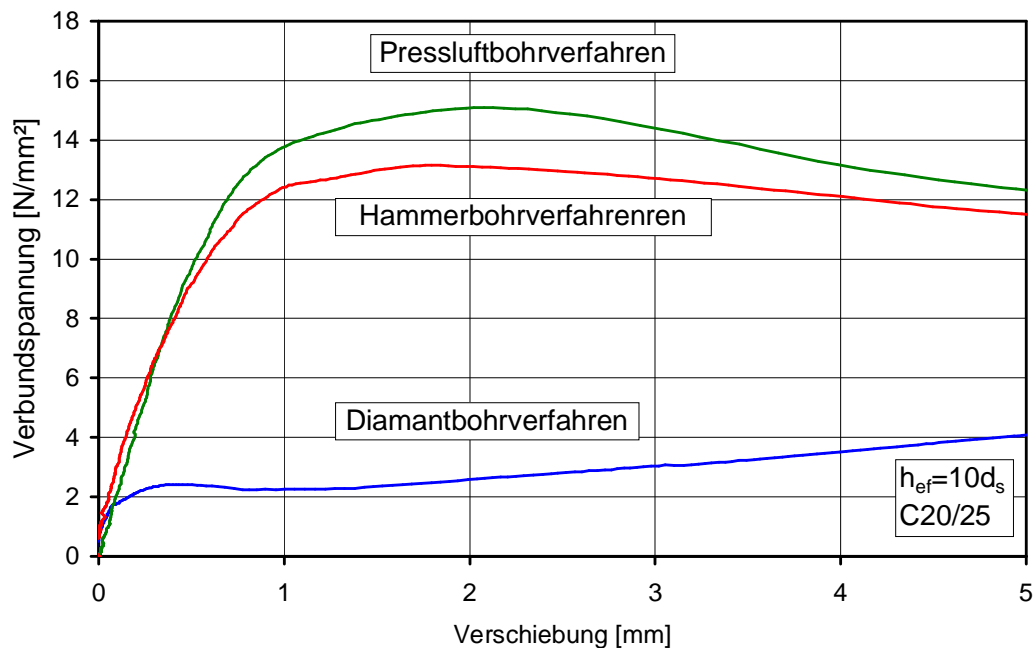


Bild 3.17 Einfluss des Bohrverfahrens auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von Injektionsdübeln (Hybrid-System), $d=20\text{ mm}$, $h_{ef}/d=10$, C20/25 (Spieth (2002))

3.2.3.7 Umwelteinflüsse

Wenn die Oberfläche eines Bauteils vor der Dübelmontage mehrere Tage durch Regen oder stehendes Wasser beaufschlagt wird, kann der Ankergrund über die gesamte Setztiefe des Verbunddübels durchfeuchtet sein. Setzt man Verbunddübel in durchfeuchteten Beton, kann die Verbundfestigkeit je nach Produkt bis zu 60% gegenüber den Werten für Setzen in trockenem Beton abnehmen (Bild 3.16). Bei Verbunddübeln auf der Basis von ungesättigten Polyestern und Vinylestern wird in Eligehausen/Meszaros (1996) eine Abnahme bis zu 20% angegeben. Nach Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998) wird der Lastabfall in feuchten Bohrlöchern als nicht signifikant bezeichnet, wenn Patronensysteme anstatt Injektionssystemen verwendet werden. Dies stimmt mit Angaben in Sell (1973) überein, bei denen Patronensysteme der Größe M16 in durchfeuchtetem Beton gesetzt wurden und sich kein Lastabfall ergab. In Lang (1979) werden mit Polyestersystemen sogar höhere Lasten in mit wassergefüllten Bohrlöchern als in trockenem Beton erreicht. Dies wird durch eine günstigere Grenzflächenbedingung begründet. Gleichzeitig wird darauf hingewiesen, dass die Wasserzugabe zu einer verminderten Festigkeit des Reaktionsharzmörtels führen kann. Diese Ergebnisse stimmen teilweise mit den Ergebnissen in Cook/Bishop/Hagedoorn/Sikes/Richardson/Adams/De Zee (1994) überein, bei denen 2 von 20 Produkten in wassergefüllten Bohrlöchern höhere Lasten erreichten als in trockenem Beton (Bild 3.18). Die restlichen 18 Produkte zeigten eine erhebliche Abminderung der Verbundfestigkeit von bis zu 80%. Die starke

Produktabhängigkeit der Empfindlichkeit gegenüber Feuchte muss aus diesem Grund für jedes Produkt untersucht werden (Eligehausen/Mallée/Rehm (1997)).

Die Verbundfestigkeit nimmt mit zunehmender Temperatur des Mörtels ab, wobei dieses Verhalten produktspezifisch ist (Bild 3.19). Bei den in Deutschland bis ca. 2005 zugelassenen Systemen beträgt die Verbundfestigkeit bei einer Temperatur des Ankergrundes von 80°C ca. 70% bis 80% des Wertes für 20°C (Sell (1973), Rehm (1988), Eligehausen/Varga (1996)).

Die Verbundfestigkeit kann ebenfalls durch chemische Einflüsse (z.B. Alkalität des Betons) vermindert werden. Bei Verbunddübeln auf Basis von ungesättigtem Polyesterharz, die im Freien eingebaut und der natürlichen Bewitterung (Feuchtigkeit und Frost-Tau-Wechseln) ausgesetzt sind, ist im Laufe der Jahre eine Abnahme der Verbundfestigkeit um ca. 50% gegenüber den Anfangswerten zu erwarten (Rehm (1985), (1985/1)). Bei Verbunddübeln auf Basis von Vinylestern oder geeigneten Epoxydharzen ist nach bisherigen Erfahrungen mit keiner wesentlichen Abnahme zu rechnen.

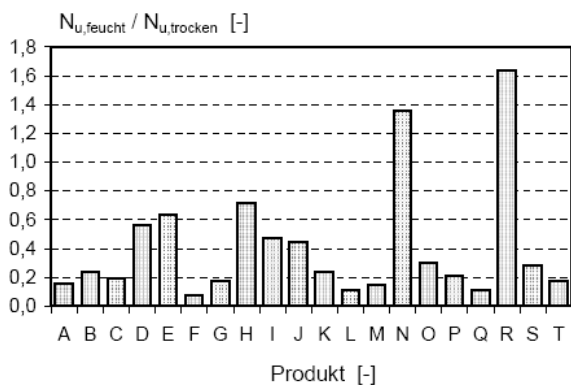


Bild 3.18 Einfluss des Wassers im Bohrloch auf die bezogene Höchstlast, Einzeldübel M16, $h_{ef} = 101,6$ mm (Cook/Bishop/Hagedoorn/Sikes/Richardson/Adams/De Zee (1994))

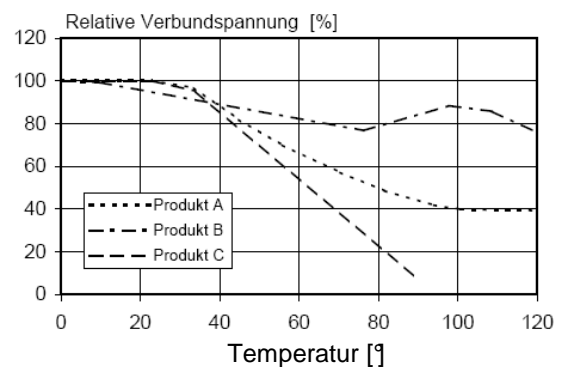


Bild 3.19 Abhängigkeit der relativen Verbundfestigkeit von der Temperatur (Kunz (1998))

3.2.3.8 Gerissener Beton

Im Stahlbetonbau muss mit dem Auftreten von Rissen im Beton gerechnet werden. Diese können durch äußere Lasten und/oder Zwangskräfte (z.B. infolge Schwinden des Betons, Temperaturänderung oder Stützensenkung) hervorgerufen werden. Die Rissbreiten unter quasi-ständiger Last sollen $w = 0,3$ bis $0,4$ mm nicht überschreiten. Untersuchungen von Bergmeister (1989) zeigen, dass auch unter quasi-ständiger Beanspruchung des Tragwerks größere Rissbreiten als $w = 0,4$ mm gemessen werden können (Bild 3.20).

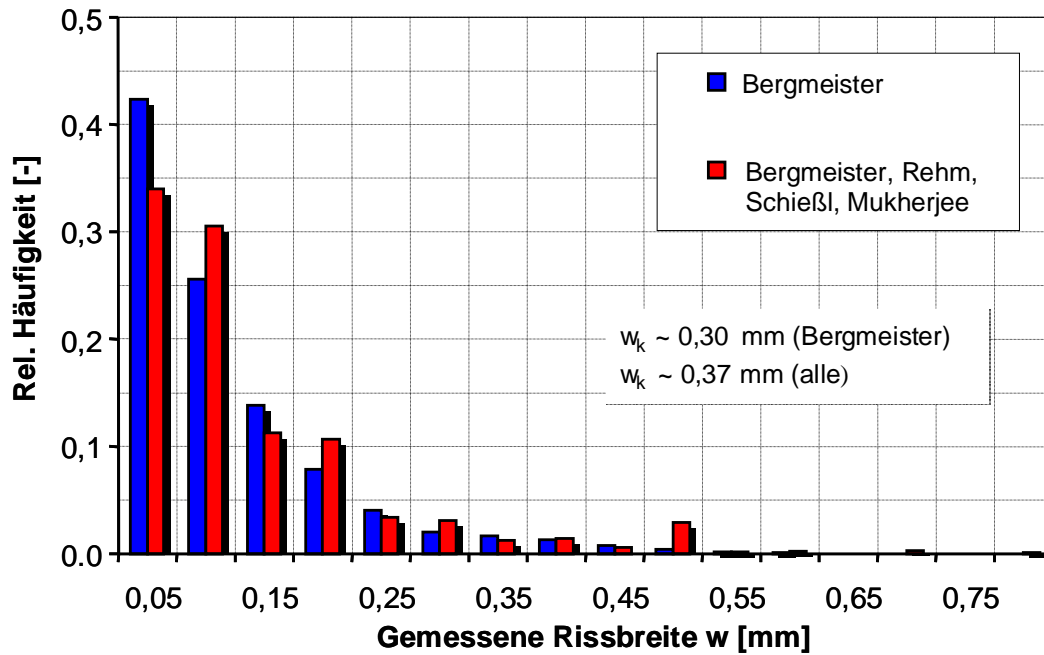


Bild 3.20 Relative Häufigkeit gemessener Rissbreiten unter quasi-ständiger Beanspruchung des Tragwerks (Rössle (2009))

Bild 3.22 zeigt Höchstlasten von „nicht-risstauglichen“ Verbunddübeln (ohne spezielle Ausbildung des Verankerungsbereichs bzw. der Gewindestangenform) in gerissenem Beton, bezogen auf die mittlere Höchstlast in ungerissenem Beton als Funktion der Rissöffnung. Die Datenbasis beruht auf Untersuchungen von Eligehausen/Mallée/Rehm (1984) und wurde von Meszaros (2001) um weitere Versuchsdaten erweitert. Die Dübel wurden in Haarrisse gesetzt, die Risse um die Breite Δw geöffnet und dann die Dübel mit enger Abstützung ausgezogen. Das Versagen erfolgte bei diesen Versuchen durch Zerstörung des Verbundes zwischen Mörtel und Bohrlochwandung (Herausziehen). Die große Streuung der Versuchsergebnisse ist darauf zurückzuführen, dass der Verlauf des Risses über die Bohrlochwandung und entlang der Verankerungstiefe sehr unterschiedlich sein kann. Vernachlässigt man die Versuchsergebnisse mit einem Verhältniswert $N_u(\text{gerissen})/N_u(\text{ungerissen}) > 0,8$ (unter der Annahme, dass in diesen Versuchen die Verbunddübel nur im Bereich der Betonoberfläche im Riss lagen), dann beträgt die Höchstlast bei enger Abstützung der Verbunddübel bei einer Rissbreite von $\Delta w = 0,3$ mm bis 0,4 mm im Mittel ca. 50% der mittleren Höchstlast im ungerissenen Beton. Die starke Abnahme der Tragfähigkeit kann mit der Zerstörung des Verbundes zwischen Bohrlochwand und Mörtel auf einer Seite des Bohrlochs durch das Öffnen des Risses erklärt werden (Bild 3.21). Ebenfalls ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der Exzentrizität zwischen Zuglast und resultierender Verbundkraft im oberflächennahen Bereich Zugspannungen senkrecht zur Verbundfläche entstehen (Eligehausen/Mallée (2000)). Bei Mörteln mit einer sehr hohen Adhäsionskraft, bei denen auch in gerissenem Beton das Versagen in der Fuge zwischen Mörtel und Gewindestange erfolgt, ist eine geringere Abnahme der Verbundfestigkeit durch einen Riss zu erwarten. Untersuchungen in Meszaros (2001) zur Bohrlochreinigung

von Einzelverbunddübeln zeigen in gerissenem Beton tendenziell die gleichen Abhängigkeiten wie in ungerissenem Beton. Der Feuchteinfluss auf die Höchstlast wird allerdings deutlich höher bewertet als in ungerissenem Beton. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit wird auf Basis einer geringen Versuchsanzahl in Meszaros (2001) mit einer potentiellen Abhängigkeit von $\sim 0,9$ angegeben. Dieser Wert wird jedoch selbst von Meszaros (2001) als unrealistisch bewertet. In gerissenem, feuchtem Beton nehmen die Ausziehlasten für ein untersuchtes Injektionssystem deutlich mehr ab als in ungerissenem Beton.

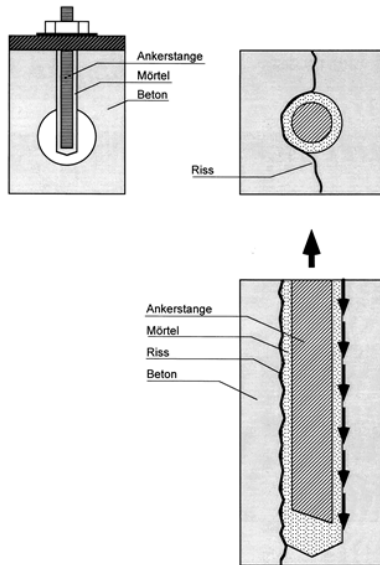


Bild 3.21 Störung des Verbundes zwischen Mörtel und Beton durch einen Riss im Ankergrund (Eligehausen/Mallée (2000))

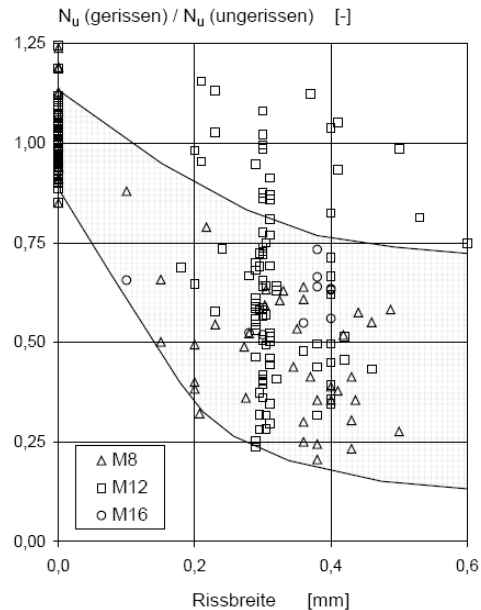
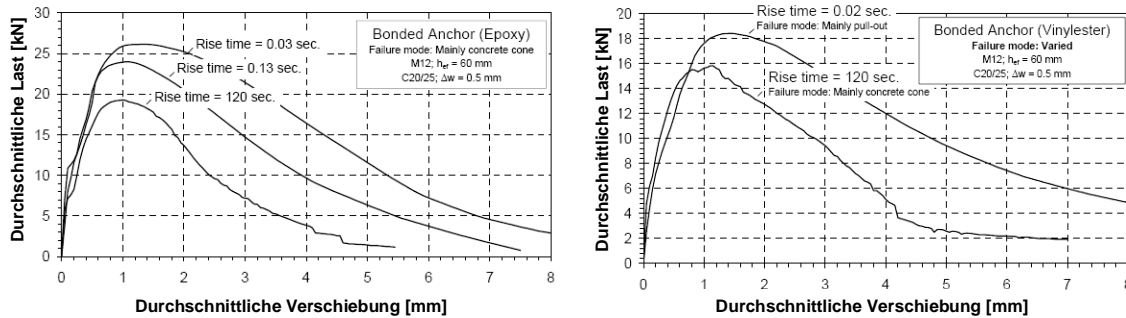


Bild 3.22 Einfluss von Rissen auf die bezogene Höchstlast von Verbunddübeln unter zentrischem Zug (Eligehausen/Mallée/Rehm (1984), Meszaros (2001))

3.2.3.9 Belastungsgeschwindigkeit

Untersuchungen von Höhler (2006) zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Höchstlast von Verbunddübeln in gerissenem Beton ($\Delta w = 0,5$ mm) mit unterschiedlichen Mörtelsystemen haben gezeigt, dass mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit - unabhängig vom verwendeten Mörtelsystem - die durchschnittlichen Höchstlasten ansteigen (Bild 3.23). Beim Mörtelsystem auf Basis von Vinylester wird neben dem Anstieg der Höchstlast eine Änderung der Versagensart von Betonausbruch zum Herausziehen festgestellt. Dieses Verhalten kann mit Untersuchungen von Fujikake/Nakayama/Sato/Mindess/Ishibashi (2003) erklärt werden. Nach diesen Untersuchungen steigt die Betonausbruchlast mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit deutlich schneller an im Vergleich zur Herausziehlust.



a) Epoxy System

b) Vinylester

Bild 3.23 Mittlere Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln für unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeiten (Höhler (2006))

3.3 Gruppenbefestigungen und Einzelverbunddübel am Rand

3.3.1 Allgemeines

Zur Einleitung hoher Lasten in den Untergrund werden Befestigungen mit Verbunddübelgruppen eingesetzt. Verbunddübelgruppen bestehen aus mehr als einem Verbunddübel, die über ein Anbauteil einer gemeinsamen Zugbelastung ausgesetzt werden. Der Abstand zwischen benachbarten Verbunddübeln einer Gruppe wird als Achsabstand definiert. Er hat einen wesentlichen Einfluss auf die Versagensart und die Höchstlast von Gruppenbefestigungen.

3.3.2 Versagensarten

Bei zugbeanspruchten Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln werden ähnliche Versagensarten beobachtet wie bei zugbeanspruchten Einzeldübeln (Lehr (2003)). Nach Lehr (2003) zeigt sich bei Gruppenbefestigungen mit kleinem Achsabstand unabhängig von der Verankerungstiefe ($h_{ef} < 12 d$) ein von den Dübelenden ausgehender, gemeinsamer kegelförmiger Betonausbruch (Bild 3.24a, Bild 3.25a), während bei größerem Achsabstand die Einzeldübel der Gruppenbefestigung durch eine Kombination von oberflächennahem Betonausbruch und Herausziehen versagen (Bild 3.24b, Bild 3.25b). Der Wechsel der Versagensarten von kegelförmigem Betonausbruch zu Herausziehen wird ebenfalls beobachtet, wenn bei konstantem Verhältnis von Achsabstand zu Verankerungstiefe ($s/h_{ef} = \text{konstant}$) die Verankerungstiefe vergrößert wird (Bild 3.25a bis c). In numerischen Untersuchungen wurde zusätzlich die Versagensart „falsches Herausziehen“ beobachtet, bei der sich zwischen benachbarten Verbunddübeln ein vom Ende der Gewindestange ausgehender annähernd horizontaler Riss ausbreitet. Das Versagen erfolgt jedoch durch Herausziehen der Ankerstangen (Lehr (2003)). In experimentellen Untersuchungen wird diese Versagensart als Herausziehen klassifiziert, weil der sich im Ankergrund bildende Riss nicht „von außen“ detektiert werden kann.

Bei ausreichend großer Verankerungstiefe kommt es zu Stahlbruch der Ankerstange. In diesem Fall hat der Achsabstand keinen Einfluss auf die Höhe der Höchstlast.

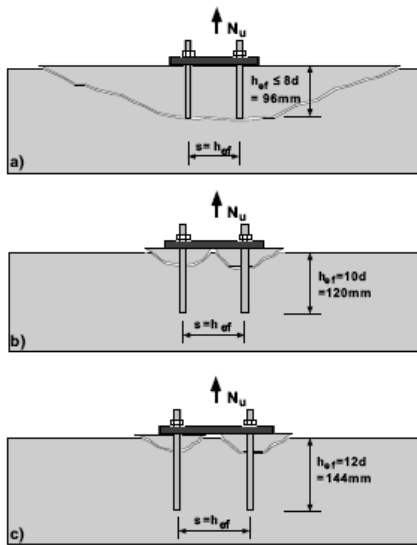


Bild 3.24 Versagen von Gruppenbefestigungen: Wechsel der Versagensart bei konstantem Verhältnis Achsabstand zur Verankerungstiefe und Zunahme der Verankerungstiefe (Lehr (2003))

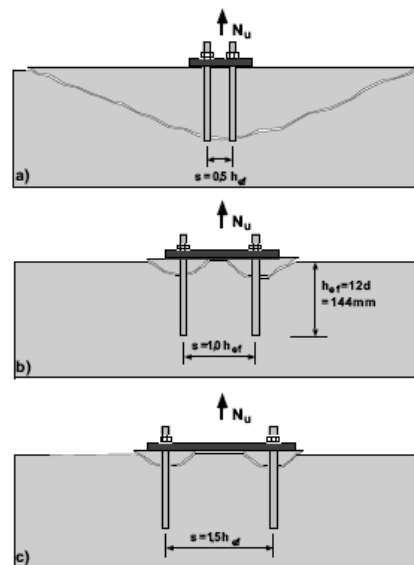


Bild 3.25 Versagen von Gruppenbefestigungen: Wechsel der Versagensart bei konstanter Verankerungstiefe und Zunahme des Verhältnisses Achsabstand zur Verankerungstiefe (Lehr (2003))

3.3.3 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten

3.3.3.1 Allgemeines

Nach numerischen Untersuchungen von Li/Eligehausen/Ozbolt/Lehr (2002) und experimentellen Untersuchungen von Lehr (2003) zeigen Verbunddübelgruppen keine einheitliche Versagensart. Die Versagenslasten steigen mit zunehmendem Achsabstand an. Dies ist aus Bild 3.26 ersichtlich, in dem numerisch ermittelte Höchstlasten quadratischer Gruppenbefestigungen ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef} = 48 \text{ mm} - 240 \text{ mm}$) bezogen auf die ebenfalls numerisch ermittelte Höchstlast eines Einzelverbunddübels mit identischer Verankerungstiefe und Mörtel­eigenschaften in Abhängigkeit des Achsabstandes aufgetragen sind (Li/Eligehausen/Ozbolt/Lehr (2002)). Die bezogenen Höchstlasten der quadratischen Gruppenbefestigungen steigen bis zu einem Achsabstand von $s \sim 100 \text{ mm}$ deutlich an. Das Versagen erfolgte bis zu diesem Achsabstand durch gemeinsamen kegelförmigen Betonausbruch oder „falsches Herausziehen“. Bei einem Achsabstand von $s > 150 \text{ mm}$ erfolgt das Versagen der Gruppenbefestigung durch Herausziehen, wobei die Höchstlast der Gruppenbefestigung bis zu einem Achsabstand von $s \sim 200 \text{ mm}$ kleiner ist als die vierfache Höchstlast eines Einzeldübel­es. Ab einem Achsabstand von ca. 220 mm erreichen die Gruppenbefestigungen die vierfache Höchstlast. Die Verbunddübel sind in diesem Fall unbeeinflusst voneinander. Der Achsabstand, bei dem keine Beeinflussung der Verbunddübel untereinander mehr auftritt, wird als charakteristischer Achsabstand bezeichnet. Die Abnahme der

Höchstlast bei Achsabständen, deren Wert kleiner als der charakteristische ist, ist auf eine ungleichmäßige Verteilung der Verbundspannung um die Dübelachse zurückzuführen (Li/Eligehausen/Ozbolt/Lehr (2002)). Bei kleinem Achsabstand ergeben sich auf den benachbarten Dübeln zugewandten Seiten geringere Verbundspannungen als auf der abgewandten Seite (Eligehausen/Mallée (2001)). Dies ist nach Pukl/Ozbolt/Eligehausen (1998) und Schou/Christansen/Andersen (1998) auf Zugspannungen im Beton zwischen den Dübeln der Gruppe zurückzuführen, die die aufnehmbare Verbundspannung reduzieren. Bei ausreichend großem Achsabstand sind die Verbundspannungen hingegen gleichmäßig um die einzelnen Verbunddübel verteilt.

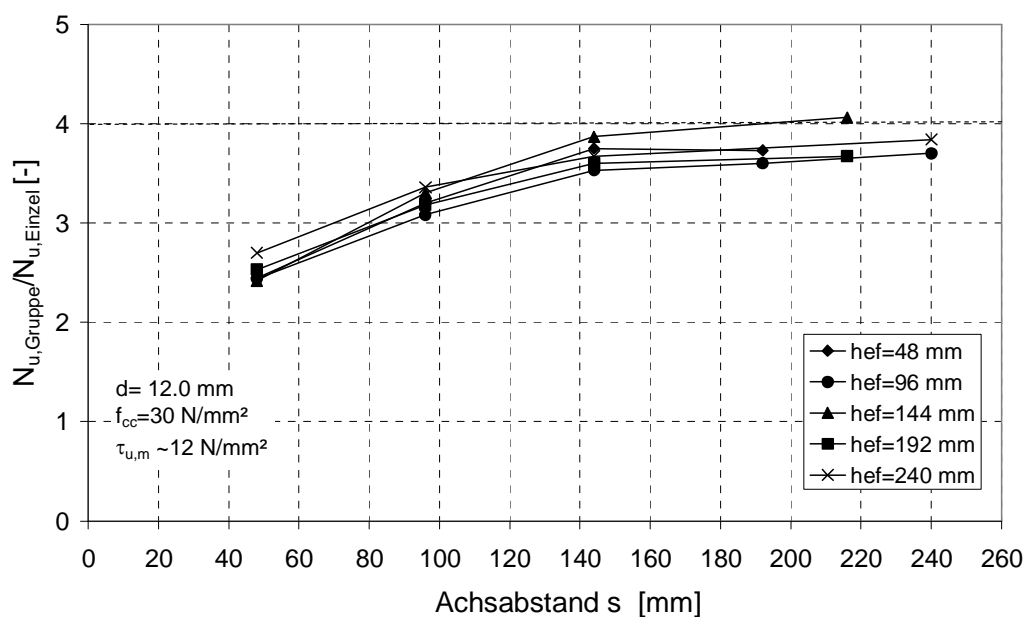


Bild 3.26 Verhältnis der bezogenen Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des Achsabstandes s . Numerische Untersuchungen mit quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln ($d=12$ mm, $h_{ef}=48-240$ mm, $\tau_u \sim 12$ N/mm², (Li/Eligehausen/Ozbolt/Lehr (2002))

3.3.3.2 Verankerungstiefe

Nach Lehr/Eligehausen (1998) ergibt sich die volle Tragfähigkeit einer Gruppenbefestigung mit Verbunddübeln bei einem Achsabstand, der ein Vielfaches der Verankerungstiefe beträgt. Dies zeigt Bild 3.27, das für quadratische Gruppenbefestigungen gilt. Der charakteristische Achsabstand wird mit $s_{cr,N} = 2 h_{ef}$ angegeben. Cook/Konz (2001), Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998) schlagen einen charakteristischen Achsabstand von $s_{cr,N} = 1,75 h_{ef}$ vor. In Lehr (2003) wird darauf hingewiesen, dass der charakteristische Achsabstand vom Ankerstangendurchmesser d abhängig ist (Kapitel 3.2.3.3).

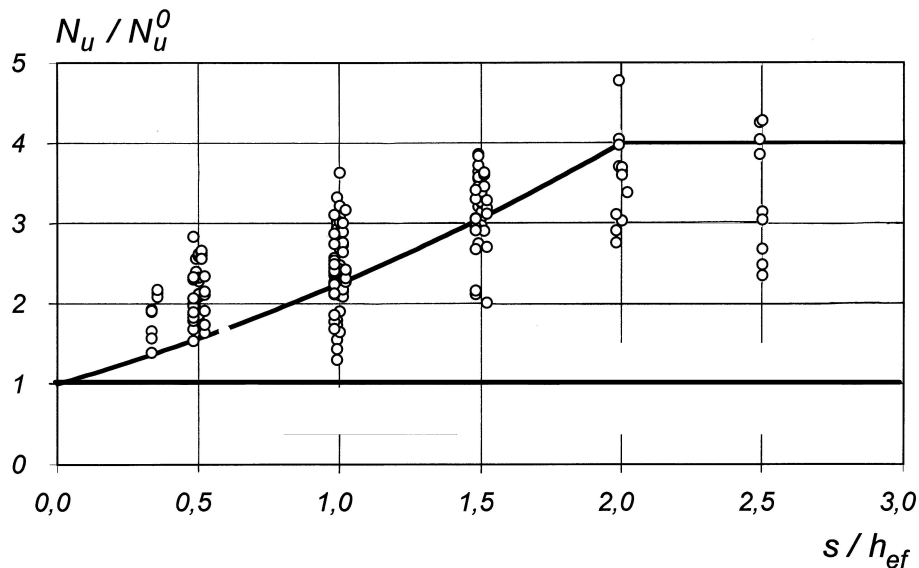


Bild 3.27 Einfluss des bezogenen Achsabstandes s/h_{ef} auf die bezogene Höchstlast von quadratischen Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (Lehr/Eligehausen (1998))

3.3.3.3 Durchmesser

Nach numerischen und experimentellen Untersuchungen von Li/Eligehausen/Ozbolt/Lehr (2002) und Lehr (2003) ist der charakteristische Achsabstand vom Durchmesser der verwendeten Gewindestange abhängig. Diese Abhängigkeit zeigt Bild 3.28 und Bild 3.29, in denen die bezogenen Höchstlasten von quadratischen Gruppenbefestigungen mit unterschiedlichen Durchmessern in Abhängigkeit des auf den Durchmesser bezogenen Achsabstandes aufgetragen sind. Bild 3.28 zeigt numerische, Bild 3.29 experimentell erhaltene Ergebnisse. Die bezogenen Höchstlasten sind für einen konstanten Verhältniswert von s/d nahezu unabhängig vom Durchmesser. Die in Lehr (2003) ausgewerteten Versuchsergebnisse zeigen, dass das Verhältnis der Versagenslast von Gruppenbefestigungen zur Versagenslast eines Einzelverbunddübels nicht einem vielfachen der Verankerungstiefe wie bei Spreiz- und Hinterschnittdübeln entspricht (Kapitel 3.4.3). Dies wird in Bild 3.29 ersichtlich. Das Diagramm zeigt für unterschiedliche Verankerungstiefen bei gleichem Achsabstand ($s \sim 200$ mm) annähernd die gleichen bezogenen Höchstlasten.

Die vierfache Tragfähigkeit der Gruppenbefestigung mit Verbunddübeln wird näherungsweise bei einem Verhältniswert des bezogenen Achsabstandes von $s/d = 18$ erreicht (Lehr (2003)). Dies entspricht annähernd den Empfehlungen zum charakteristischen Achsabstand ($s/d = 20$) des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein (SIA (1988)).

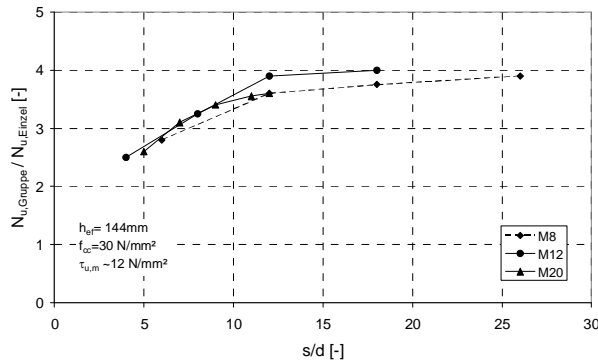


Bild 3.28 Verhältnis der bezogenen Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des Verhältnisses Achsabstand zu Durchmesser s/d . Numerische Untersuchungen mit Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln, ($d=8\text{ mm}$, $d=12\text{ mm}$ und $d=24\text{ mm}$, $h_{ef}=144\text{ mm}$, $\tau_u \sim 12\text{ N/mm}^2$ (Li/Eligehausen/ Ozbolt/Lehr (2002))

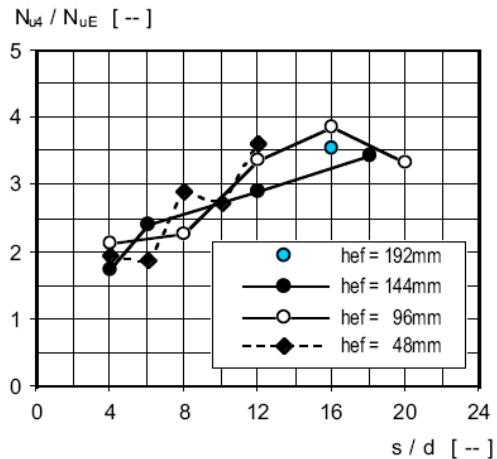


Bild 3.29 Verhältnis der bezogenen Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des Verhältnisses Achsabstand zu Durchmesser s/d , $d=12\text{ mm}$, Mörtel HH (Lehr (2003))

3.3.3.4 Verbundfestigkeit

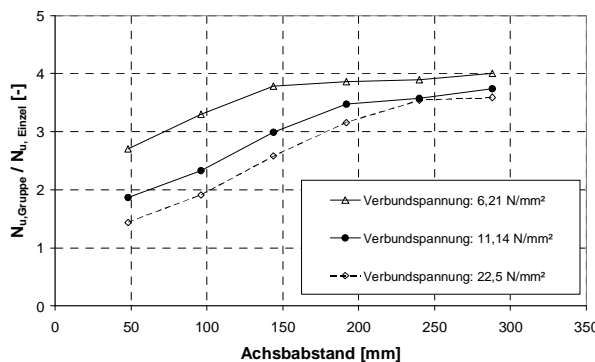


Bild 3.30 Verhältnis der bezogenen Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des Achsabstandes s . Numerische Untersuchungen mit Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln ($d=16\text{ mm}$, $h_{ef}=96\text{ mm}$, $\tau_u \sim 6,2 / 11,1 / 22,5\text{ N/mm}^2$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$ (Li/Eligehausen (2001))

In Li/Eligehausen (2001) sind numerisch ermittelte Höchstlasten von Gruppenbefestigungen (M16, $h_{ef}=96\text{ mm}$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$) bezogen auf die Höchstlast eines Einzelverbunddübels mit identischer Verankerungstiefe und gleicher Verbundfestigkeit in Abhängigkeit des Achsabstandes angegeben. Variiert wurde die Verbundfestigkeit der Einzelverbunddübel (Bild 3.30). Bei einer Verbundfestigkeit $\tau_u=22,5\text{ N/mm}^2$ verursachten der Einzelverbunddübel und die Gruppenbefestigung unabhängig vom Achsabstand einen Betonausbruch. Mit abnehmender Verbundfestigkeit wird der

charakteristische Achsabstand kleiner, bei dem die Gruppenbefestigung die vierfache Tragfähigkeit eines Einzelverbunddübels erreicht. Er beträgt bei einer Verbundfestigkeit von $\tau_u \sim 6,2\text{ N/mm}^2$ bzw. 11 N/mm^2 $s \sim 10d$ bzw. $16d$.

3.3.3.5 Randeinfluss

Nach Auswertungen von Versuchsergebnissen (Popo-Ola/Newman (1995)) in Lehr (2003) zeigen Verbunddübel unter Randeinfluss und geringen Verankerungstiefen unabhängig vom Durchmesser die Versagensart Betonausbruch. Mit zunehmendem Randabstand geht die Versagensart Betonausbruch in ein kombiniertes Verbundversagen über (Lehr (2003)). Ordnet man Verbunddübel in Randnähe an, dann kann sich bei der Versagensart Betonausbruch kein vollständiger Betonausbruchkegel ausbilden. Dadurch sinkt die Höchstlast ab. Bei Verankerungen am Bauteilrand muss der Randabstand zumindest dem halben charakteristischen Achsabstand entsprechen, um die volle Tragfähigkeit eines Dübels in der Fläche zu erreichen. Bei Verbunddübeln am Bauteilrand mit einem Randabstand $c < c_{cr,N} = 0,5s_{cr,N}$ nimmt die Höchstlast gegenüber dem für einen großen Randabstand geltenden Wert ab. Nach Lehr/Eligehausen (1998) ergibt sich die volle Tragfähigkeit eines Einzelverbunddübels bei einem Randabstand, der ein Vielfaches der Verankerungstiefe beträgt. Dies zeigt Bild 3.31, das für Einzelverbunddübel am Rand gilt. Der charakteristische Randabstand wird mit $c_{cr,N} = 1h_{ef} = s_{cr,N}/2$ angegeben. Cook/Konz (1998) und Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998) schlagen einen charakteristischen Randabstand von $c_{cr,N} = 0,5 \cdot 1,75 \cdot h_{ef}$ vor.

In Lehr (2003) wird der charakteristische Randabstand als Vielfaches des Ankerstängendurchmessers unabhängig von der Versagensart mit $c_{cr,N} = 9d$ angegeben.

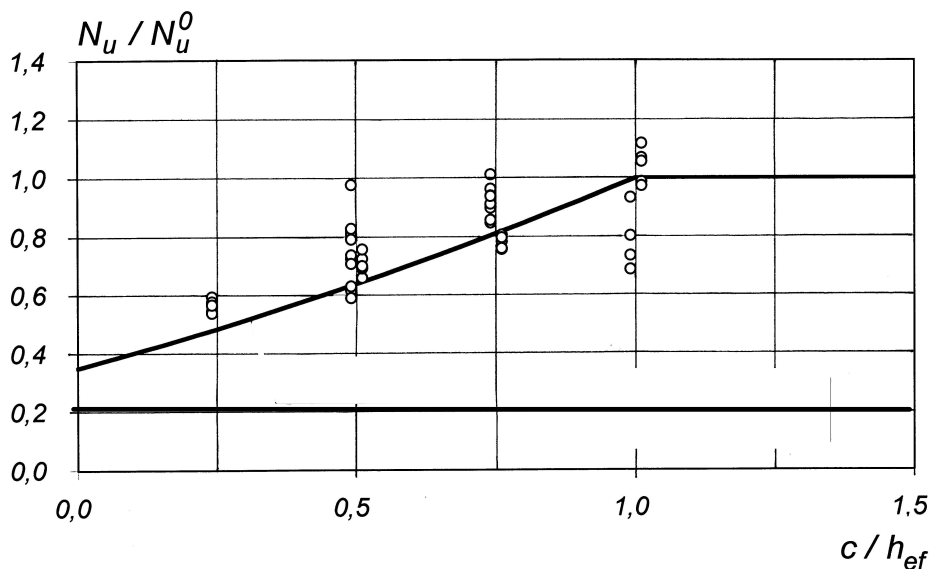


Bild 3.31 Einfluss des bezogenen Randabstandes c/h_{ef} auf die bezogene Höchstlast von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (Lehr/Eligehausen (1998))

3.4 Berechnungsverfahren

3.4.1 Allgemeines

Befestigungen leiten äußere Lasten durch Formschluss (z.B. Kopfbolzen), Reibschluss (z.B. Metallspreizdübel) oder Stoffschluss (Verbunddübel) oder durch

eine Kombination dieser Wirkungsprinzipien in den Ankergrund ein (Eligehausen/Mallée (2000)). Dadurch werden Zugspannungen im Beton hervorgerufen. Bei ausreichend großen Zugkräften versagt der Ankergrund durch kegelförmigen Betonausbruch. Die Versagensart kegelförmiger Betonausbruch wird unter bestimmten Randbedingungen sowohl bei Einzelverbunddübeln als auch bei Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln beobachtet (Lehr (2003)). Um der Frage der Übertragbarkeit der rechnerischen Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln bzw. Kopfbolzen auf Verbunddübel nachzugehen, wird im Folgenden auf die Grundlagen und Herleitung der rechnerischen Betonausbruchlast von Kopfbolzen eingegangen.

3.4.2 Einzelbefestigungen mit Kopfbolzen/Metallspreizdübel

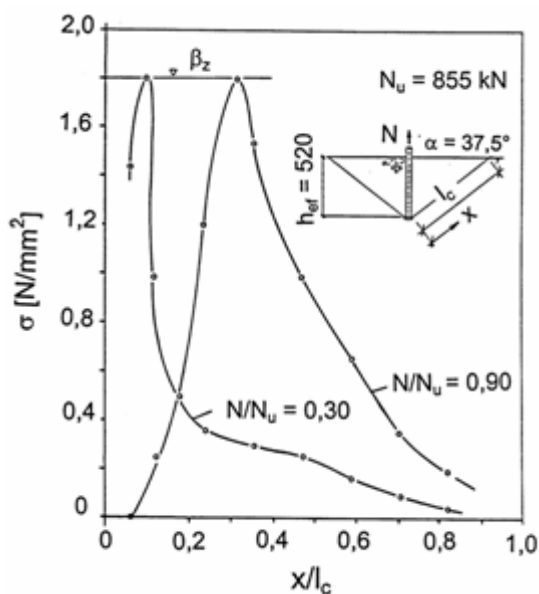


Bild 3.32 Verteilung der Spannung senkrecht zur Bruchkegeloberfläche entlang der Kegelmantelfläche, berechnet aus den Dehnungen senkrecht zur Bruchkegeloberfläche für zwei Laststufen (Eligehausen, Sawade (1989))

(Sattler (1962), McMackin/Slutter/Fischer(1973), Utescher (1978), Pusill-Wachtsmuth (1982), Bode/Hanenkamp (1985)). Die von den genannten Autoren vorgenommenen Vereinfachungen des Bruchvorgangs waren notwendig, da die genaue Spannungsverteilung entlang der Bruchmantellinie nicht bekannt war (Zhao (1993)). Die von Eligehausen/Sawade (1989) durchgeführten experimentellen Untersuchungen geben erstmals einen Einblick in die wirklichkeitsnahe Spannungsverteilung im Beton entlang der Bruchmantellinie. Es zeigt sich, dass zum einen die Betonzugspannungen sehr ungleichförmig über die Mantelfläche des Ausbruchkegels verteilt sind und zum anderen die Höchstspannungen mit zunehmender Belastung des Bolzenkopfes in Richtung der Betonoberfläche wandern (Bild 3.32). Weiterhin wird der Bruchvorgang im Beton durch eine stabile

In Deutschland geht die erste Veröffentlichung über die Traglastbestimmung von zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerungen auf Sattler (1962) zurück. Das Versagen erfolgt durch Bildung eines kegelförmigen Betonausbruchs. Die Mantellinie des Ausbruchkegels ist ca. 30° gegen die Horizontale geneigt. Eligehausen/Bouska/Cervenka/Pukl (1992) geben einen mittleren Neigungswinkel von ca. 35° an. Untersuchungen von Zhao (1993) zeigen einen Einfluss der Verankerungstiefe auf den Neigungswinkel des Betonausbruchkörpers, wobei dieser mit zunehmender Verankerungstiefe ansteigt. Im Laufe der Zeit wurde von verschiedenen Autoren der Bruchmechanismus einer zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerung idealisiert sowie empirisch und theoretisch hergeleitete Gleichungen für die Betontraglast angegeben

Rissentwicklung kontrolliert. Die Risslänge bei Höchstlast beträgt ($h_{ef} \sim 200$ mm) im Mittel das 0,45-fache der Länge der Kegelmantelfläche. Mit zunehmender Verankerungstiefe nimmt dieser Verhältniswert ab.

Bruchmechanische Untersuchungen von Eligehausen/Sawade (1989) an Einzelkopfbolzen zeigen, dass die Höchstlast wesentlich von der Bruchenergie G_f , dem Elastizitätsmodul E des Betons und der Verankerungstiefe h_{ef} des Kopfbolzens beeinflusst wird.

Sawade (1994) entwickelte ein Modell zur Beschreibung des Rissprozesses bei zugbeanspruchtem Beton, in dem die Rissausbreitung und -öffnung als zeitabhängige Vorgänge angenommen werden, bei denen Energie dissipiert wird. In dem Modell wird die spezifische Oberflächenenergie als Funktion der Rissenergie gesehen. Bei monotoner Belastung ergibt sich die Rissfortpflanzung aus der Bedingung, dass die freie Energie ein Minimum annimmt. Nach seinem vorgeschlagenen analytischen, nicht-linear bruchmechanischen Modell ergibt sich die Höchstlast einer Verankerung mittels Kopfbolzen nach Gl. (3.1).

$$F_{\max} = 2,1 \cdot \sqrt{E \cdot G_f} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.1)}$$

mit

- E = Elastizitätsmodul $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- G_f = spezifische Rissoberflächenenergie $[\text{Nmm}/\text{Nmm}^2]$
- h_{ef} = Verankerungstiefe $[\text{mm}]$

Der Vorfaktor 2,1 nach Gl. (3.1) wurde empirisch ermittelt. $(E \cdot G_f)^{0,5}$ in Gl. (3.1) entspricht formal dem Spannungsintensitätsfaktor, der als ein Maß für die Spannungskonzentration an der Risspitze gesehen wird. Nimmt man einen konstanten Winkel zwischen Bruchriss und Betonoberfläche an, vergrößert sich die Kegelmantelfläche mit dem Quadrat der Verankerungstiefe. Nach Gl. (3.1) ist die Höchstlast proportional zu $h_{ef}^{1,5}$. Dieser Unterschied ist auf den Maßstabeffekt zurückzuführen, der die Abnahme der über die Bruchoberfläche gemittelten Zugspannungen mit zunehmender Bauteilgröße berücksichtigt (Bazant (1984)). Das heißt, dass die über die Bruchfläche gemittelte Bruchspannungen eines Bauteils von der Größe der Probekörper (unter gleichen Randbedingungen (Geometrie, Belastung)) abhängen. Der Einfluss des Maßstabeffektes wurde von Eligehausen/Ozbolt (1992) in systematischen Parameterstudien an Einzelkopfbolzen bestätigt.

Unter Berücksichtigung von bereits vorhandenen Ringzugspannungen bzw. radialen Rissen im Beton berechnet Sawade (1992) ebenfalls die Höchstlasten einer Verankerung mittels Kopfbolzen. Dabei beschreibt der Parameter c'' in Gl. (3.2) die kontinuierliche Abschwächung der Ringzugtragfähigkeit des Betons. Für $c'' = 0$ hat der Beton keine Ringtragfähigkeit, er ist vollständig radial gerissen. Bei $c'' = 1$ sind keinerlei Risse vorhanden, der Beton verhält sich isotrop. Die Abminderung der Höchstlast gegenüber dem ungestörten Zustand ($c'' = 1$) beträgt nach Sawade (1994) bis zu 50%. Hinsichtlich der Rissform ergibt sich unter diesen Randbedingungen eine wesentlich flachere Risskontur. Sawade (1994) zeigt

ebenfalls, dass sich bei einer hohen Material-Steifigkeit des Betons, z.B. bei Verwendung einer Mattenbewehrung, eine um bis zu 50% höhere Höchstlast ($c=200$) als im Normalfall ergibt.

Unter Berücksichtigung der oben genannten Randbedingungen berechnet sich die Höchstlast einer Einzelverankerung von Kopfbolzen nach Gl. (3.2)

$$F_{\max} = c'' \cdot \sqrt{E \cdot G_f} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5} \text{ [N]} \quad \text{Gl. (3.2)}$$

mit

$$c'' = 1,09 \quad \text{vorhandene radiale Risse (gerissener Beton)}$$

$$c'' = 2,1 \quad \text{keine Risse}$$

$$c'' = 3,25 \quad \text{hohe radiale Steifigkeit}$$

Nach Eligehausen/Mallée (2000) ergibt sich die mittlere Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln bei zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit der Betonzugtragfähigkeit ($k_1 \cdot f_{\text{cc}}^{0,5}$), der Zunahme der

Kegelmantelfläche ($k_2 \cdot h_{\text{ef}}^2$) und des Maßstabeffekt $\left(\frac{k_3}{h_{\text{ef}}^{0,5}}\right)$ nach Gl. (3.3) bzw.

Gl. (3.4).

$$N_{\text{u,c}}^0 = k_1 \cdot f_{\text{cc}}^{0,5} \cdot k_2 \cdot h_{\text{ef}}^2 \cdot \frac{k_3}{h_{\text{ef}}^{0,5}} \text{ [N]} \quad \text{Gl. (3.3)}$$

mit

$$h_{\text{ef}} = \text{Verankerungstiefe [mm]}$$

$$f_{\text{cc}} = \text{Betondruckfestigkeit am 200 mm Würfel [N/mm}^2\text{]}$$

$$k_1 \cdot f_{\text{cc}}^{0,5} = \text{Betonzugtragfähigkeit [N/mm}^2\text{]}$$

$$k_2 \cdot h_{\text{ef}}^2 = \text{Zunahme der Kegelmantelfläche [mm]}$$

$$\left(\frac{k_3}{h_{\text{ef}}^{0,5}}\right) = \text{Maßstabseinfluss}$$

$$N_{\text{u,c}}^0 = k \cdot f_{\text{cc}}^{0,5} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5} \text{ [N]} \quad \text{Gl. (3.4)}$$

mit

$$k = 15,5 \quad \text{Kopfbolzen [-]}$$

$$k = 13,5 \quad \text{Metallspreizdübel [-]}$$

Vergleicht man Gl. (3.4) mit Gl. (3.1) zeigt sich, dass zwischen der Betondruckfestigkeit und dem Spannungsintensitätsfaktor $(E \cdot G_f)^{0,5}$ eine enge

Beziehung besteht, da die Berechnung der Tragfähigkeit nach Gl. (3.4) empirisch bestätigt wird (Bild 3.33).

Der von Eligehausen empirisch ermittelte Vorfaktor $k = 15,5$ in Gleichung Gl. (3.4) wird von Zhao (1994) durch Berücksichtigung der Formbildung des Ausbruchkörpers und der Zugspannungsverteilung auf dem Ausbruchkegelmantel theoretisch begründet.

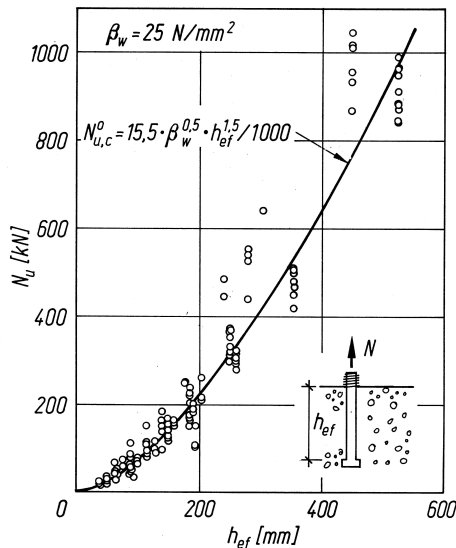


Bild 3.33 Betonausbruchlast von Kopfbolzen unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit der Verankerungstiefe (Eligehausen/Fuchs/Ick/Mallée/Reuter/Schimmelpfennig/Schmal (1992))

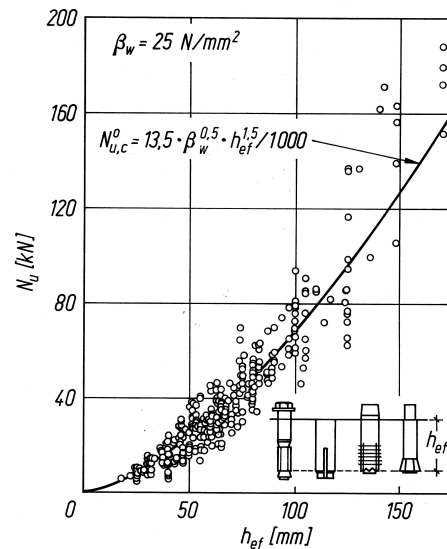


Bild 3.34 Betonausbruchlast von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit der Verankerungstiefe (Versuchsergebnisse nach Fuchs/Eligehausen/Breen (1995))

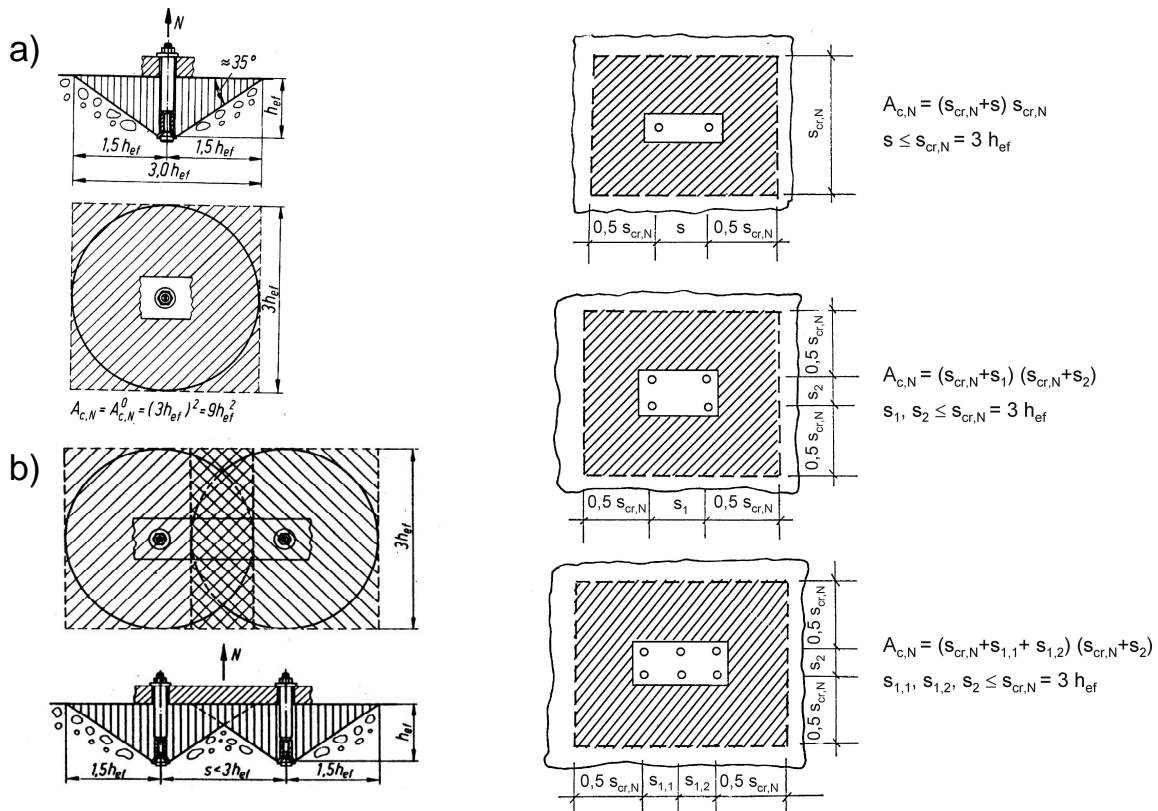
Nach Fuchs/Eligehausen/Breen (1995) ergeben sich für Kopfbolzen um ca. 15% höhere rechnerische Höchstlasten als für Dübel, bei denen Spreizsegmente gegen die Bohrlochwand gepresst werden und die äußere Zugkraft überwiegend über Reibung in den Ankergrund eingeleitet wird. Dies wird in Eligehausen/Mallée (2000) auf einen günstigen Einfluss des Kopfes der Kopfbolzen (Vergrößerung der Bruchfläche, geringere Beanspruchung des Betons) begründet.

3.4.3 Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen und Einzelkopfbolzen am Rand

Die in Kapitel 3.4.2 genannten Gleichungen zur Berechnung der mittleren Höchstlast für zugbelastete Einzelkopfbolzen und -dübel gelten nur, wenn sich die einzelnen Verankerungselemente einer Gruppe nicht beeinflussen. Ist der Achsabstand der einzelnen Verankerungselemente einer Gruppe geringer als ein charakteristischer Wert, der dem Durchmesser des Ausbruchkegels entspricht, kommt es zu einer Überschneidung der Bruchkegel und zu einer Abminderung der mittleren Höchstlast der Gruppenbefestigung.

In der Literatur werden zahlreiche Ansätze angegeben, die die Reduzierung der Höchstlast berücksichtigen. Im Folgenden wird auf das im praktischen

Anwendungsbereich und in der Befestigungstechnik weit verbreitete, von Fuchs/Eligehausen (1995) entwickelte CC-Verfahren eingegangen. Das CC-Verfahren beruht im Wesentlichen auf dem von Rehm/Eligehausen/Mallée (1992) entwickelten κ -Verfahren zur Berechnung der mittleren Höchstlast von Gruppenbefestigungen. Basierend auf dem CC-Verfahren wird bei Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen/Metallspreizdübeln und Einzelbefestigungen am Rand bzw. an Rändern für jeden Anker vereinfachend eine quadratische Einflussfläche angegeben (Bild 3.36).



a) Idealisierter Betonausbruchkörper nach Versuchen (Fuchs/Eligehausen (1995))

b) Einfluss eines kleinen Achsabstandes auf die Form des Betonausbruchkörpers bei zugbeanspruchten Zweiergruppen (Fuchs/Eligehausen (1995))

Bild 3.35 Beispiele für projizierte Flächen $A_{c,N}$ von zugbeanspruchten Befestigungsgruppen mit Kopfbolzen/Metallspreizdübeln und großem Randabstand (Eligehausen/Mallée (2000))

Bild 3.36 Idealierte Einflussflächen

Dabei entspricht die quadratische Einflussfläche der projizierten Fläche des Ausbruchkörpers. Nach Versuchen beträgt die Neigung der Mantelfläche des Ausbruchkörpers ca. 35°, d.h. sein Durchmesser misst ungefähr das 3-fache der Verankerungstiefe. Das bedeutet, dass bei Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen und Dübeln der Abstand zwischen einzelnen Dübeln oder Kopfbolzen mindestens $s = 3h_{ef} = s_{cr,N}$ betragen muss, damit keine Überschneidung der Ausbruchkörper auftritt. Überschneiden sich die Einflussflächen der einzelnen Kopfbolzen einer

Gruppenbefestigung oder befindet sich ein Rand in dem Einflussbereich eines Kopfbolzens, wird die berechnete Höchstlast der Gruppenbefestigung bzw. des Kopfbolzens abgemindert. In Bild 3.35 sind projizierte Einflussflächen und die Berechnung dieser Flächen für typische Anwendungsfälle dargestellt.

Nach Zhao (1993) ergibt sich für zugbeanspruchte Kopfbolzen ein nicht-linear von der Verankerungstiefe abhängiger charakteristischer Achsabstand nach Gl. (3.5).

$$s_{cr,N} = 10 \cdot h_{ef}^{0,75} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (3.5)}$$

mit

$$h_{ef} = \text{Verankerungstiefe [mm]}$$

Zhao (1993) leitet Gl. (3.5) aus in Versuchsberichten und Veröffentlichungen angegebenen Neigungswinkeln der Betonausbruchkörper in Abhängigkeit der Verankerungstiefe ab. Nach Zhao (1993) wächst der Neigungswinkel gegen die Horizontale mit steigender Verankerungstiefe an.

Das CC-Verfahren hingegen idealisiert die Bruchflächen und geht davon aus, dass der Achsabstand keinen Einfluss auf die Ausbildung des Ausbruchkörpers der Gruppe hat, weil die Berechnung der Bruchflächen für die praktische Bemessung aufwändig ist. Versuche von Hanenkamp/Wunderlich (1985) und Zhao/Eligehausen (1991) zeigen jedoch, dass bei Gruppenverankerungen mit kleinem Achsabstand die Ausbruchkegelmantellinie gegen die Horizontale in den Außenbereichen flacher als diejenige einer Einzelverankerung mit gleicher Verankerungstiefe ist. Zwischen Kopfbolzen ist bei kleinem Achsabstand annähernd keine Neigung des Ausbruchkörpers zu beobachten. Die Rissbildung im Innenbereich zwischen den Verankerungselementen infolge der Spannungsüberlagerung entwickelt sich früher als bei Einzelverankerungen.

Die mittlere Höchstlast einer Gruppenbefestigung mit Kopfbolzen/Metallspreizdübeln ergibt sich nach Fuchs/Eligehausen (1995) bei der Versagensart Betonausbruch nach Gl. (3.6).

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.6)}$$

$$N_{u,c}^0 = k \cdot f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.6a)}$$

mit

$$k = 15,5 \text{ Kopfbolzen}$$

$$k = 13,5 \text{ Metallspreizdübel}$$

$$A_{c,N}^0 = \text{projizierte Fläche einer Einzelverankerung mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird der Ausbruchkörper}$$

als Pyramide mit einer Höhe h_{ef} und mit einer Länge der Basisseiten $s_{cr,N} = 3h_{ef}$ idealisiert
 $= 9h_{ef}^2$ [mm] Gl. (3.6b)

$A_{c,N}$ = vorhanden projizierte Fläche des Ausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen ($s < s_{cr,N}$), sowie Bauteilränder ($c < c_{cr,N}$). Beispiel für die Berechnung von $A_{c,N}$ zeigt Bild 3.38 [mm]

$s_{cr,N}$ = erforderlicher Achsabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchkörpers und damit zur Übertragung der Zuglast nach Gl. (3.6).
 $= 3h_{ef}$ [mm] Gl. (3.6c)

$c_{cr,N}$ = erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchkörpers und damit zur Übertragung der Zuglast nach Gleichung Gl. (3.6).
 $= 1,5h_{ef}$ [mm] Gl. (3.6d)

Bei Verankerungen am Bauteilrand muss der Randabstand dem halben Bruchkegeldurchmesser entsprechen, um die Höchstlast nach Gl. (3.6) zu erreichen. Bei einem kleineren Randabstand bildet sich kein vollständiger Betonausbruchkegel aus (Bild 3.37). Weiterhin wird bei randnahen Verankerungen der rotationssymmetrische Spannungszustand durch den Rand gestört. Dies führt zu einer weiteren Abminderung der Höchstlast. Die Reduktion des Betonausbruchkegels bzw. der Betonausbruchlast wird durch den Faktor $A_{c,N} / A_{c,N}^0$ berücksichtigt, der Einfluss der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes durch den Faktor $\psi_{s,N}$ (Gl. (3.7)). Sind mehrere Bauteilränder vorhanden, so ist der kleinste Randabstand c in Gl. (3.7) einzusetzen.

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad [-] \quad \text{Gl. (3.7)}$$

mit

c = kleinster Randabstand [mm]
 $c_{cr,N}$ nach Gl. (3.6d).

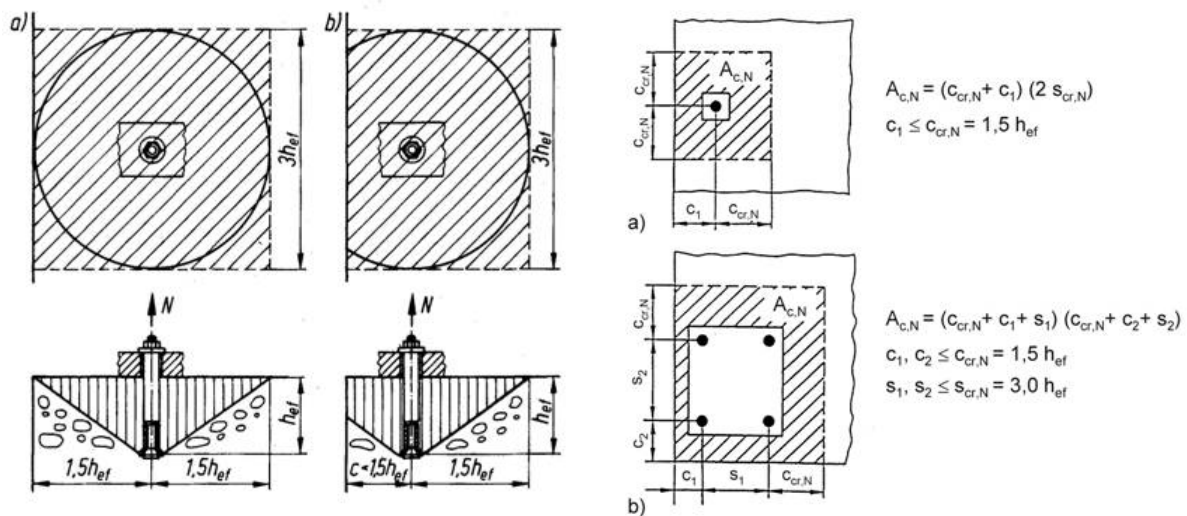


Bild 3.37 Einfluss des Randabstandes auf die Form des Ausbruchkörpers bei zugbeanspruchten Einzelbefestigungen mit Kopfbolzen/Metallspreizdübeln (Fuchs/Eligehausen (1995))

- a) randfern
b) randnah

Bild 3.38 Beispiele für projizierte Flächen $A_{c,N}$ von zugbeanspruchten Kopfbolzen/Metallspreizdübeln mit Randeinfluss (Eligehausen/Mallée (2000))

- a) Bauteilrand
b) Bauteilecke

3.4.4 Einzelverbunddübel in der Fläche

Zur Berechnung der Höchstlasten von Einzelverbunddübeln in ungerissemem Beton mit großem Achs- und Randabstand wurden in den vergangenen Jahren mehrere Berechnungsgleichungen vorgeschlagen, die in Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998) und Meszaros (2001) eingehend diskutiert und miteinander verglichen werden. Im Folgenden werden die Ansätze nur cursorisch beschrieben, da deren Gültigkeit in der Regel auf bestimmte Anwendungsbereiche begrenzt ist bzw. sich im praktischen Anwendungsbereich, im Gegensatz zum „uniform Bond Model“ (Gl. (3.10)), nicht durchgesetzt haben.

Die von Eligehausen/Mallée/Rehm (1984) von Versuchsergebnissen abgeleitete Gl. (3.8) zur Berechnung der Betonausbruchlast von Verbunddübeln basiert auf Untersuchungen mit Patronensystemen ($d = 8 \text{ mm}$ bis $d = 30 \text{ mm}$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{u,m} \sim 12 \text{ N/mm}^2$), bei denen die bezogene Verankerungstiefe ($h_{ef}/d \sim 9$) konstant gehalten und das Versagen als Betonausbruch interpretiert wurde.

Gl. (3.8) zeigt für den begrenzten Anwendungsbereich eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung (Bild 3.39).

$$N_{u,cc,Bond} = 0,85 \cdot f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^2 \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.8)}$$

mit

h_{ef} = Verankerungstiefe [mm]

f_{cc} = vorhanden Würfeldruckfestigkeit [N/mm²]

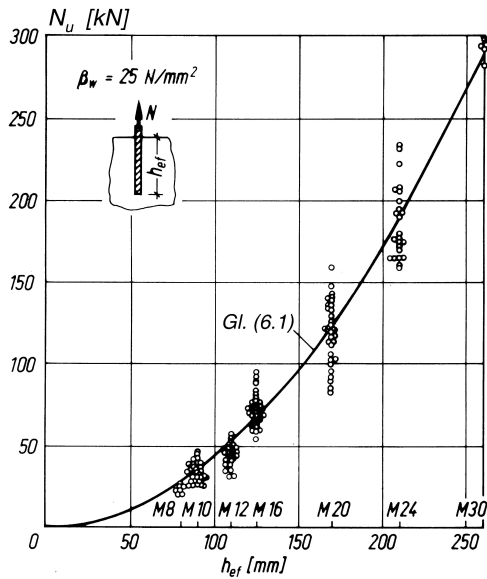


Bild 3.39 Höchstlast von Verbunddübeln (Patronensystem auf der Basis von ungesättigten Polyesterharz) unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe. Gl. (6.1) entspricht Gl. (3.8) (Eligehausen/Mallée/Rehm (1984))

über die Verankerungslänge der Ankerstange vereinfachend eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannung angenommen. Die Verbundfestigkeit errechnet sich nach Gl. (3.9).

$$\tau_u = \frac{N_u}{\pi \cdot d \cdot h_{ef}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (3.9)}$$

mit

N_u = Höchstlast [N]
 d = Durchmesser der Ankerstange [mm]
 h_{ef} = Verankerungstiefe [mm]

Die nach Gl. (3.9) aus numerisch ermittelten Höchstlasten berechneten Verbundfestigkeiten sind für $h_{ef}/d = 6$ bis 20 nahezu unabhängig von der Verankerungstiefe (Meszaros (2001)). Nach experimentellen Untersuchungen von Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998) gilt dies für bezogene Verankerungslängen von $4,5 \leq h_{ef}/d \leq 20$.

Bei der Annahme einer annähernd konstanten Verbundspannung beträgt die Herausziehlast eines Dübels unter Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit auf die Verbundfestigkeit nach Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998) und Meszaros (2001):

Das elastische Verbundmodell von Doerr/Klingner (1989) beruht auf einer Differentialgleichung, bei der nach der Implementierung der Randbedingungen die Lösung unter anderem von der Schubsteifigkeit der Grenzschicht zwischen Mörtel und Bohrlochwand, der Verklebung und der axialen Steifigkeit der Gewindestange abhängt.

Beim Cone-Bond-Model (Cook (1993)) werden die Tragfähigkeit des oberflächennahen Betonausbruchs und die Tragfähigkeit des Verbundes miteinander kombiniert. Das Modell mit zwei Grenzflächen (Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998)) wurde für Verankerungen von Bewehrungsstäben bei Verwendung eines bestimmten Mörteltyps entwickelt.

Beim „Uniform Bond Model“ wird trotz des in den experimentellen und numerischen Untersuchungen festgestellten ungleichmäßigen Verlaufs der Verbundspannungen

$$N_{u,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_u \cdot \alpha_c \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.10)}$$

mit

- d = Durchmesser der Ankerstange [mm]
 h_{ef} = Verankerungstiefe [mm]
 τ_u = mittlere Verbundfestigkeit [N/mm²]

$$\alpha_c = \left(\frac{f_{cc, \text{vorhanden}}}{f_{cc, \text{nenn}}} \right)^\beta \quad [-] \quad \text{Gl. (3.11)}$$

mit

- β = Exponent, abhängig vom Mörtelsystem [-]
 f_{cc} = Betondruckfestigkeit gemessen am Würfeln mit der Kantenlänge 200mm [N/mm²]

Die Höchstlast von Verbunddübeln ist nach Gl. (3.10) linear von der Mantelfläche abhängig. Die mittlere Verbundfestigkeit wird aus Ausziehversuchen mit weiter Abstützung im niederfesten und hochfesten Beton ermittelt. Ein eventueller Einfluss der Betonfestigkeit kann durch den Faktor α_c berücksichtigt werden.

Bild 3.40 zeigt einen Vergleich der gemessenen Höchstlast mit dem Rechenwert nach Gl. (3.10) (Meszaros (2001)). Das Bild gilt für Verbunddübel mit einer Verankerungstiefe bis 12d.

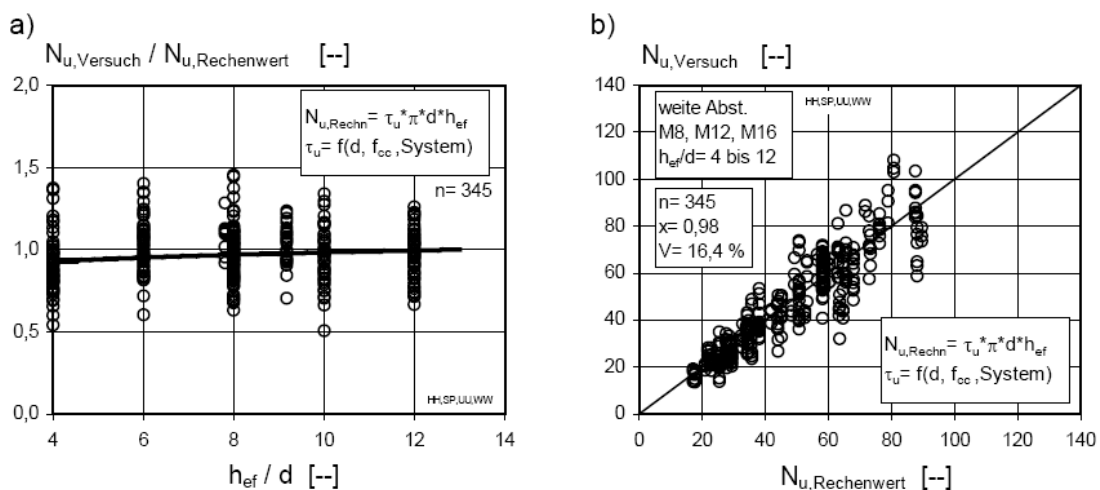


Bild 3.40 Vergleich der gemessenen Höchstlast mit den Rechenwerten nach Gl. (3.10) für verschiedene Mörtelsysteme, τ_u unabhängig von der bezogenen Verankerungstiefe (Meszaros (2001))

3.4.5 Gruppenbefestigungen und Einzelverbunddübel am Rand

Für die Berechnung der mittleren Höchstlast von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln bzw. von Einzelverbunddübeln in Randnähe existieren ebenfalls diverse Vorschläge von verschiedenen Autoren, die in Lehr (2003) eingehend diskutiert und verglichen werden. Gemein haben sie, dass sie im Wesentlichen auf dem κ -Verfahren (Rehm/Eligehausen/Mallée (1988)) oder dem daraus entwickelten CC-Verfahren für Kopfbolzen und Metallspreizdübel (Fuchs/Eligehausen (1995)) beruhen.

Die Höchstlast von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln bzw. Einzelbefestigungen am Rand können unabhängig von der Versagensart weitgehend analog zum CC-Verfahren berechnet werden. In der Literatur werden von verschiedenen Autoren unabhängig von auftretenden Versagensarten für Verbunddübel abweichende kritische Achs- und Randabstände bzw. Einflussflächen angegeben (Lehr (2003)).

Nach neuesten Untersuchungen von Lehr (2003) lässt sich die mittlere Höchstlast von Verbunddübeln nach Gl. (3.12) berechnen, wobei der charakteristische Achsabstand als ein Vielfaches des Ankerstangendurchmessers angegeben wird. Er beträgt $s_{cr,N} = 18d$ (vgl. Kapitel 3.3.3.3).

$$N_u = \min \{ N_{u,c}; N_{u,p} \} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.12)}$$

$$N_{u,p} = N_{u,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.12a)}$$

$$N_{u,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_u \cdot \alpha_c \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (3.12b)}$$

mit

$$\tau_u = \text{mittlere Verbundfestigkeit} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$A_{p,N}^0, A_{p,N}$ nach Gl. (3.6), $\psi_{s,Np}$ nach Gl. (3.7) mit $s_{cr,Np} = 2c_{cr,Np} = 18d$ und $N_{u,c}$ nach Gl. (3.6) für Metallspreizdübel.

Nach Gl. (3.12) steigt bei Gruppenbefestigungen mit konstanter Verankerungstiefe und konstantem Achsabstand die Höchstlast für die Versagensart Herausziehen mit zunehmender Verbundfestigkeit und/oder mit zunehmendem Durchmesser an. Die Betonausbruchlast von Befestigungssystemen nach Gl. (3.6) ist jedoch unabhängig vom Durchmesser der Ankerstange bzw. des Kopfbolzens. Aus diesem Grund kann die nach Gl. (3.12) berechnete Höchstlast für einen großen Ankerstangendurchmesser größer sein als die rechnerische Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln. Dies widerspricht experimentellen Ergebnissen aus Tastversuchen, in denen Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen und Verbunddübeln geprüft wurden (Lehr (2003)). In Bild 3.41 sind diese Ergebnisse ausgewertet. Darin sind die gemessenen Höchstlasten von Gruppenbefestigungen mit zwei Verbunddübelssystemen und Kopfbolzen in Abhängigkeit vom Achsabstand aufgetragen. Die Versagenslasten der Verbunddübelgruppen liegen im gleichen Streubereich wie die Gruppenverankerungen mit Kopfbolzen. Daher wird von Lehr

(2003) empfohlen, die mittlere Höchstlast von Befestigungen mit Verbunddübeln auf die mittlere Betonausbruchlast von Spreiz- und Hinterschnittdübeln zu begrenzen Gl. (3.12).

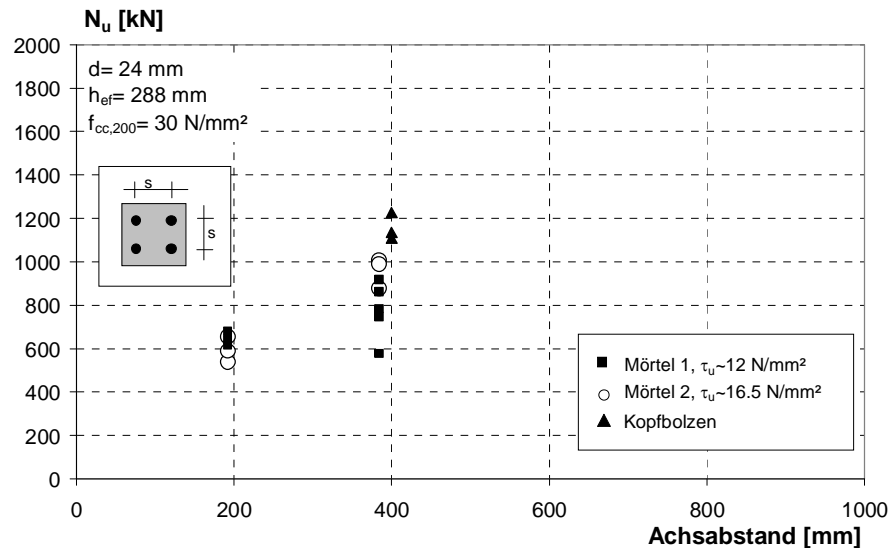


Bild 3.41 Experimentell gemessene Höchstlasten von Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen und Verbunddübeln als Funktion des Achsabstandes. Verbunddübel M24, $h_{ef} = 288 \text{ mm}$, $\tau_u \sim 12 \text{ N/mm}^2$ (Mörtel HH), $\tau_u \sim 16,5 \text{ N/mm}^2$ (Mörtel SP) und Kopfbolzen, $d = 24 \text{ mm}$, $h_{ef} = 288 \text{ mm}$ $f_{cc} = 30 \text{ N/mm}^2$ (Lehr (2003))

Zur Überprüfung der Gültigkeit des von Lehr (2003) vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens vergleicht er die vorhandene Versuchswerte $N_{u,Test}$ mit den mittleren rechnerischen Werten, wobei $N_{u,calc}$ nach Gl. (3.12) unter Ansatz der an Einzeldübeln gemessenen Verbundfestigkeiten τ_u berechnete wurde. In den Bildern Bild 3.42 und Bild 3.43 sind die Verhältnismerte $N_{u,test}/N_{u,calc}$ über verschiedene Parameter aufgetragen und die per Regressionsanalyse ermittelte Trendlinien eingezeichnet. Verlaufen diese Trendlinien horizontal und nahe bei dem Wert $N_{u,Test}/N_{u,calc} = 1,0$ wird der Einfluss des jeweils untersuchten Parameters auf die Höchstlast richtig beschrieben. Die mit Verbunddübelgruppen ($n = 574$) gemessenen Höchstlasten werden durch Gl. (3.12) angenähert. Die Verhältnismerte $N_{u,Test}/N_{u,calc}$ sind normal verteilt. Sie betragen im Mittel ca. 1,15 mit einem Variationskoeffizient $V = 30,6\%$. Die mit Einzelverbunddübeln ($n = 329$) am Bauteilrand gemessenen Höchstlasten werden durch Gl. (3.12) etwas unterschätzt. Die Verhältnismerte $N_{u,Test}/N_{u,calc}$ betragen im Mittel ca. 0,98 mit $V = 19,5\%$.

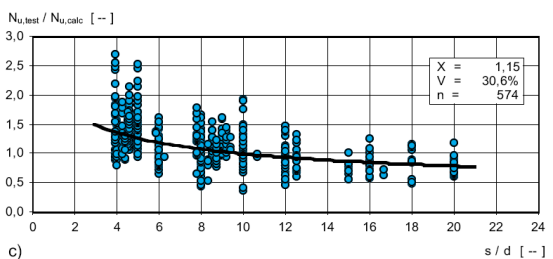
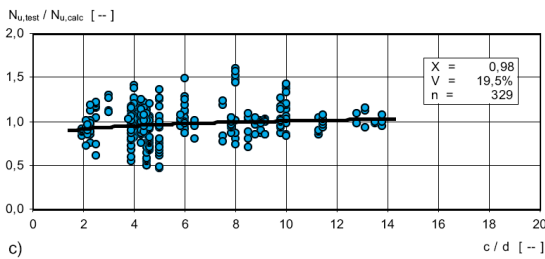
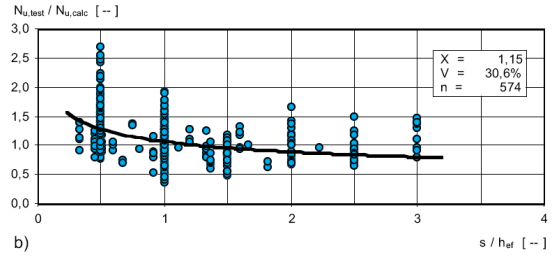
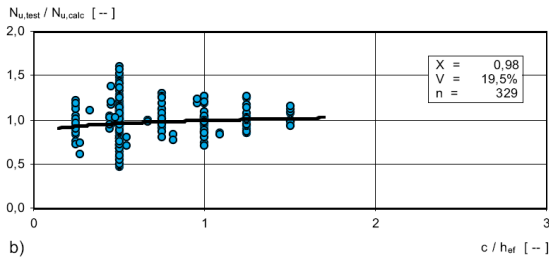
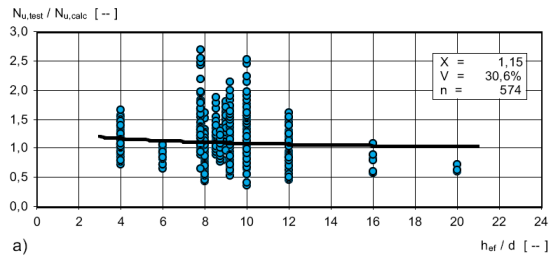
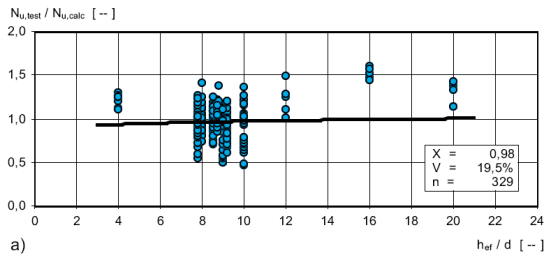


Bild 3.42 Verhältnis der gemessenen Höchstlasten von Einzelverbunddübel am Rand mit dem Rechenwert nach Gl. (3.12) in Abhängigkeit verschiedener Parameter

a) h_{ef}/d **b)** c/h_{ef} **c)** c/d (Lehr (2003))

Bild 3.43 Verhältnis der gemessenen Höchstlasten von Gruppenbefestigungen mit dem Rechenwert nach Gl. (3.12) in Abhängigkeit verschiedener Parameter

a) h_{ef}/d **b)** s/h_{ef} **c)** s/d (Lehr (2003))

4 Finite-Element-Programm MASA

4.1 Allgemeines

Zur Erfassung und Gewichtung der wesentlichen Einflussparameter auf das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln wurden numerische Parameterstudien durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss geometrischer (z.B. Durchmesser, Verankerungstiefe) und materialspezifischer Faktoren (Verbundfestigkeit, Betondruckfestigkeit) auf das Tragverhalten von Verbunddübeln untersucht. Simuliert wurden vier verschiedene Mörtelsysteme (Mörtel A, A1, B und C) im Ankergrund Beton mit unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten. Ziel der Untersuchungen ist es, detaillierte Informationen zum Tragverhalten von Verbunddübeln zu erhalten sowie mess- und versuchskörperteknisch schwierig zu erstellende Versuchsbedingungen zu simulieren. Alle Berechnungen wurden mit dem am IWB entwickelten dreidimensionalen Finite-Element-Programm MASA durchgeführt.

In den folgenden Kapiteln werden das Finite-Element-Programm, die Modellierung und die Ergebnisse der Untersuchungen beschrieben.

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen wurde das am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, entwickelte Finite-Elemente-Programm MASA[®] (Macroscopic Space Analysis) eingesetzt. Das FE-Programm MASA[®] kann zur linearen und nichtlinearen (zwei- oder) dreidimensionalen Berechnung von Konstruktionen aus beliebigen Materialien (wie z. B. Beton) eingesetzt werden. Im Rahmen der Kontinuumsmechanik sind für Beton verschiedene Modelle möglich, wie z. B. Plastizitätsmodelle, Plastizitäts-Schädigungs-Modelle oder Modelle auf Basis der Kontinuums-Schädigungs-Mechanik. Diese Modelle können das Verhalten des Betons im Allgemeinen dreidimensionalen Spannungs-Dehnungs-Zustand nicht immer zutreffend erfassen. Um ein realistisches Modell für Beton zu entwickeln, wurde an der Anwendung der so genannten ‚Mikroebenen-Theorie‘ (auch „microplane“-Materialmodell) für Beton gearbeitet (Bazant/Pratt (1988), Ozbolt/Bazant (1992), Ozbolt/Li/Kozar (2001)). Die genannten Quellen zeigen, dass das „microplane“-Materialmodell das nichtlineare Verhalten des Betons für allgemeine dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Zustände realistisch beschreibt.

4.2 Konstitutives Gesetz des "microplane"-Materialmodells

Im „microplane“-Materialmodell sind die Materialeigenschaften gesondert über Mikroebenen („microplanes“) unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials definiert. Diese Materialgesetze sind vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung gekennzeichnet. In einer weiterentwickelten, sogenannten „kinematic constraint“ Version (Methode der kinematischen Bindung) des Materialmodells (Bazant/Pratt (1998), Ozbolt/Bazant (1992), Ozbolt/Li/Kozar (2001)) wird von den Dehnungskomponenten auf der Mikroebene angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen

Dehnungstensors handelt. Ist das Spannungs-Dehnungsgesetz jeder Komponente der Mikroebene bekannt, werden aus bekannten Dehnungen der Mikroebene die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnet.

Die „Einfachheit“ des Modells ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass für jede Komponente der Mikroebenen nur einachsige Spannungs-Dehnungs-Gesetze erforderlich sind und dass sich daraus das makroskopische Verhalten automatisch ergibt. Das Modell ist uneingeschränkt im dreidimensionalen Bereich gültig und kann auf einfache Weise eine Anisotropie von Materialien berücksichtigen. Eine Weiterentwicklung des Materialmodells ist die Methode der gelösten kinematischen Bindung (Ozbolt/Li/Kozar (2001)). Dieses Materialmodell bildet die Basis des nichtlinearen dreidimensionalen FE-Programms MASA®.

Das weiterentwickelte Modell basiert auf dem ursprünglichen „microplane“-Materialmodell. Hier werden nicht nur die Dehnungen der Mikroebenen über den Dehnungstensor sondern auch die Spannungen der Mikroebenen aus den effektiven Mikroebenenendehnungen ermittelt. Die wesentlichen Zusammenhänge werden im Folgenden kurz beschrieben.

Jede Mikroebene überträgt die Komponenten aus Normaldehnungen ε_N und Schubdehnungen ε_T . Die Normaldehnungskomponenten werden dabei in einen deviatorischen (ε_D) und volumetrischen (ε_V) Dehnungsanteil gegliedert. Der resultierende Schubanteil der Dehnungen ε_T entspricht zwei orthogonal zum Normalanteil verlaufenden Dehnungskomponenten ε_M und ε_K .

Mit Ausnahme der volumetrischen Dehnungen werden die wirksamen Mikroebenenendehnungen als das Produkt aus untergliederten Komponenten (Indizes i und j) des gesamten makroskopischen Dehnungstensors und einer spezifischen Funktion ψ bestimmt.

Die Funktion ψ dient zur Beschreibung des Entfestigungsvorgangs aufgrund der Diskontinuität an einem Riss und wird als Diskontinuitätsfunktion bezeichnet. Diese wird für jede Mikroebene individuell bestimmt und ist von der volumetrischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie der maximalen Hauptzugspannung abhängig.

Für eine realistische Modellierung von Beton unter mehraxialem Druck wird ein Zusammenhang zwischen den Schubanteilen in jeder Mikroebene und den volumetrischen Dehnungen vorausgesetzt, wobei sich die Schubkomponenten nicht gegenseitig beeinflussen. Dadurch besteht keine gleichgerichtete Beziehung zwischen Spannungs- und Dehnungsanteilen. Die Spannungen der Mikroebene können jeweils als Produkt aus Dehnungszunahme und Tangentensteifigkeitsmodul ermittelt werden.

Hierbei wird, je nach Anteil der zu berechnenden Spannung, der Tangentensteifigkeitsmodul $E_{V,D,M,K}$ aus den einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Mikroebenen ermittelt.

Mit Ausnahme des volumetrischen Druckspannungsanteils, bei dem keine Schädigung auftritt, können die Sekantenmoduli C_V , C_D und C_T mit den Anfangswerten der Tangentensteifigkeiten $E_{V,0}$, $E_{D,0}$, $E_{T,0}$ sowie einer Schädigungsfunktion ω beschrieben werden.

Die Schädigungsfunktion ist vom jeweiligen Dehnungszustand des Materials abhängig.

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Materialien werden in Abhängigkeit von den empirischen Materialkonstanten a, b, p, q für den volumetrischen ‚Druckanteil‘ und $e_1, e_2, e_3, e_4, m, n, k$ für alle anderen ‚Anteile‘ angegeben. Mittels dieser Parameter kann das FE-Programm MASA[®] das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von verschiedenen Betonen und anderen quasi-spröden Materialien wirklichkeitsnah wiedergeben.

In Bild 4.1 sind die prinzipiellen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Mikroebenen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass im Gegensatz zu den volumetrischen und deviatorischen Komponenten die Schubkomponenten als punktsymmetrisch angenommen werden.

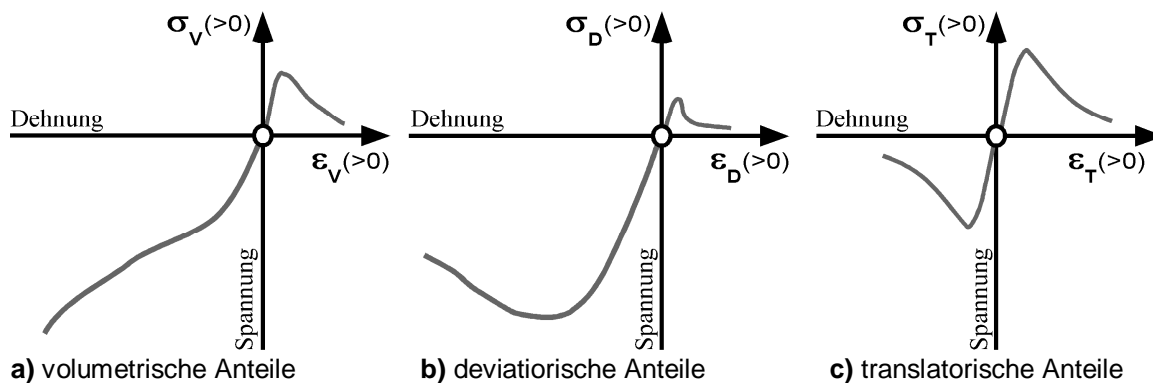


Bild 4.1 Schematische Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Mikroebenen bei Erstbelastung (entnommen aus Lettow (2005))

Um die makroskopische Steifigkeit und den Spannungstensor aus den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Mikroebenen zu erhalten, müssen die einaxialen Spannungs-Dehnungs-Gesetze über alle Mikroebenen so integriert werden, dass das Gleichgewicht zwischen den Spannungen auf Makro- und Mikroebene erfüllt ist. Dies kann inkrementell über den Gleichungsansatz der virtuellen Arbeit erzwungen werden (Bazant/Pratt (1988)).

Die grundlegende Form des beschriebenen „microplane“-Materialmodells basiert auf dem Ansatz der kinematischen Bindungen. Die in MASA[®] implementierte Verbesserung dieses Modells durch Einführung einer Relaxation bzw. Lösung der kinematischen Bindungen bei überwiegender Zugbeanspruchung wird im Wesentlichen durch Aufteilen der Mikroebenenendehnungen in einen effektiven (ϵ_{eff}) und einen entkoppelten (ϵ_r) Anteil realisiert. Diese Aufteilung wird durch die Diskontinuitätsfunktion gesteuert. Als physikalische Grundlage für dieses Konzept dient die Tatsache, dass bei Lokalisierung der Zugschädigung, die in einem Riss senkrecht verlaufenden Spannungen und Dehnungen näherungsweise null werden. Das verbesserte „microplane“-Materialmodell für Beton wurde für dreidimensionale numerische Untersuchungen erfolgreich eingesetzt. Es wurde für verschiedene Belastungskombinationen zudem gezeigt, dass das Modell physikalisch richtige Ergebnisse liefert (Ozbolt/Li/Kozar (2001), Ozbolt/Mayer/Vocke/Eligehausen (1999)).

4.3 Lokalisierungsbegrenzer

4.3.1 Allgemeines

Eine Schwierigkeit bei der Materialmodellierung von Beton ist die Erfassung der Rissentstehungs- und Schädigungsvorgänge. Diese Vorgänge können auf zwei verschiedene Arten modelliert werden. Zum einen mit der so genannten (diskreten) Einzel-Rissmethode („discrete crack method“) und zum anderen mit der verschmierten Rissmethode („smeared crack method“). Bei Einsatz der verschmierten Rissmethode kommt es bei der FE-Berechnung zu netzabhängigen Ergebnissen. Der Grund dafür ist die Lokalisierung von Dehnungen in einer Reihe von Elementen und die daraus resultierende Energiedissipation. Um netzunabhängige Ergebnisse zu erreichen, darf die Energiedissipation nicht von der Größe des Element-Netzes beeinflusst werden. Dies kann durch einen so genannten Lokalisierungsbegrenzer erreicht werden (verschmierte Rissband-Methode („crack band method“)).

Der klassische lokale Kontinuumsansatz führt bei der FE-Simulation von quasi-spröden Materialien, die einen Entfestigungsvorgang infolge Schädigung und Rissbildung zeigen, zu netzabhängigen Ergebnissen. Dies ist auf die Lokalisierung der Schädigung in einem Bereich, dessen Größe von der Elementgröße abhängt, zurückzuführen.

In Bild 4.2 ist dieses Verhalten anhand von zwei einfachen FE-Modellen (A und B) mit unterschiedlicher Elementgröße und Elementanzahl schematisch dargestellt.

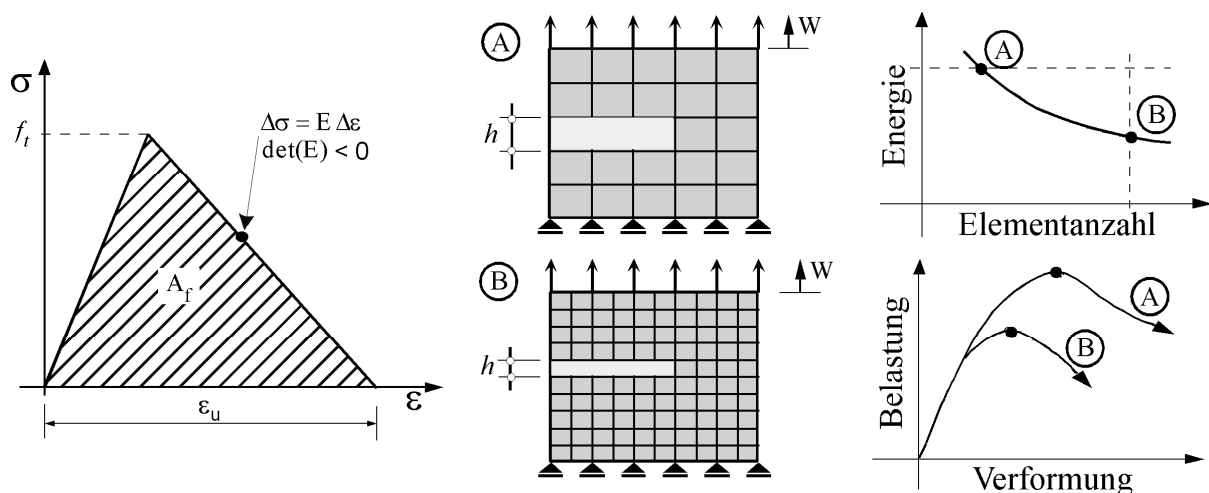


Bild 4.2 Abhängigkeit der lokalen Kontinuumsanalyse von der Elementgröße (Verfahren ohne Lokalisierungsbegrenzer, Lettow (2005))

So ist nach (Bazant/Cedoline (1979)) in einem groben Netz (Modell A in Bild 4.2), das Schädigungsvolumen und damit die dissipierte Energie infolge Rissbildung größer als in einem feinen Netz (Modell B in Bild 4.2). Theoretisch betrachtet führt damit eine Verringerung der Elementgröße bis auf Null dazu, dass die Energiedissipation bei Rissbildung ebenfalls Null wird (physikalisch nicht möglich). Um eine Lokalisierung der Schädigung in einem netz- bzw. elementgrößenunabhängigen Volumen zu gewährleisten, ist es notwendig, ein

Verfahren mit einem so genannten Lokalisierungsbegrenzer einzuführen. Die derzeit bei numerischen Untersuchungen eingesetzten Verfahren sind die relativ einfache Rissband-Methode und der kompliziertere und aufwändigere nichtlokale Integralansatz

4.3.2 Rissbandmethode

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

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

mit:

- A_f = Fläche unter der lokalen Spannungs-Dehnungs-Kurve für zentrischen Zug
 h = Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

Der gleiche Ansatz wird in MASA auch für die Entfestigung unter Druckbeanspruchung verwendet, mit der Annahme, dass die Bruchenergie für die einachsige Druckbeanspruchung G_C 100-mal größer ist als für Zugbeanspruchung G_F (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.

4.3.3 Nichtlokaler Integralsatz

Zur Vermeidung einer Netzempfindlichkeit und einer übermäßigen Lokalisierung bei der Modellierung des Bruchprozesses in quasi-spröden Materialien wird auf das Konzept des nichtlokalen Kontinuums als ein allgemeiner Lösungsansatz verwendet. Der grundlegende Parameter dieses Konzeptes ist die charakteristische Länge l_{ch} . Über diese Länge werden die Dehnungen im Element gemittelt.

Zunächst wurde davon ausgegangen, dass l_{ch} eine Materialkenngröße des Betons ist, die mit der maximalen Zuschlaggröße d_a korreliert ($l_{ch} \approx 3 \cdot d_a$). Es wurde jedoch festgestellt, dass die charakteristische Länge für allgemeine Anwendungen nicht allein vom Mischungsverhältnis des Betons sondern auch von anderen Parametern beeinflusst wird, und dass sich der Verhältnisswert l_{ch}/d_a für die Verwendung in nichtlokalen numerischen Analysen von Problem zu Problem deutlich unterscheiden kann. In neueren theoretischen Arbeiten bestätigt Bazant (1991), dass l_{ch} kein Kennwert des Materials ist, sondern vom Spannungs- und Dehnungsfeld in der Umgebung der Rissprozesszone abhängt.

Weiterhin wurde gezeigt, dass die Nichtlokalität eine notwendige Folge der Mikrorisswechselwirkung ist. Daraufhin wurde ein neues nichtlokales Konzept entwickelt, das aus der Wechselwirkung zwischen sich öffnenden Mikrorissen folgt (Ozbolt/Bazant (1996)). Simulationen haben gezeigt, dass sich bei Verwendung dieser Verfahren für die Berechnung von dreidimensionalen Stahlbetonbauteilen Probleme ergeben können. Die Ergebnisse können nur dann als wirklichkeitsnah interpretiert werden, wenn das Netz im Schädigungsbereich sowie im Bereich von Diskontinuitäten (D-Bereich) fein genug ist.

5 Einzelheiten zur Modellerstellung

5.1 Allgemeines

Um das Tragverhalten von Verbunddübeln während eines Zulassungsverfahrens zu untersuchen, werden in der Regel Auszugsversuche mit enger und weiter Abstützung durchgeführt.

Die verwendeten numerischen Modelle und Details unter Berücksichtigung der Abstützsituation werden in den folgenden Kapiteln erläutert. In Bild 5.1 bis Bild 5.4 werden exemplarisch die Finite-Element-Modelle für Auszugsversuche von Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln gezeigt.

5.2 Modellaufbau

Zur Modellierung, zur Netzgenerierung sowie zur Darstellung des Post-Processings der Verbunddübel - bestehend aus Ankerstange, Mörtel und einer zusätzlichen Kontaktschicht - unter Berücksichtigung der Abstützsituation wurde das kommerzielle CAE-Programm FEMAP verwendet.

Um die Rechenzeit zu optimieren, wird die Symmetrie der Versuchsaufbauten ausgenutzt und nur ein Viertel bzw. die Hälfte des eigentlichen Versuchskörpers modelliert. Die Symmetrieebenen werden über Randbedingungen bei der Simulation berücksichtigt. Die entsprechenden Symmetrieebenen sind in den Basismodellen schematisch eingezeichnet.

Die Abmessungen der simulierten Betonkörper (Höhe, Breite und Länge) sind für Einzelverbunddübel von der Verankerungstiefe, für Gruppenbefestigungen vom Achsabstand und der Verankerungstiefe abhängig. Die Versuchskörperhöhe beträgt bei allen numerischen Untersuchungen das Dreifache der simulierten Verankerungstiefe.

Die Verschiebung wird an den Knoten der Stahlelemente der simulierten Gewindestange aufgebracht und entspricht somit einer weggeregelten Versuchsdurchführung (z.B. Bild 5.1). Bei Gruppenbefestigungen führt der Ort der aufbrachten Verschiebung zu einem Verhalten wie man es bei Verwendung einer ideal steifen Ankerplatte erhalten würde. Die Verteilung der Gesamtlast auf die einzelnen Verbunddübel infolge der Steifigkeit der Ankerplatte ist nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Weiterhin wurde darauf geachtet, dass das Finite-Element-Netz im Bereich von Lasteinleitungszonen (Diskontinuität) fein elementiert ist. Mit zunehmendem Abstand vom Einzelverbunddübel wird das Netz gröber.

Nach diesem prinzipiellen Schema werden alle Finite-Element-Modelle aufgebaut. Abweichungen der Modelle von den oben genannten Grundschemata werden explizit angegeben.

5.2.1 Enge Abstützung

Bei einer engen Abstützung wird eine Zugkraft in den Verbunddübel eingeleitet. Dabei stützt sich in Versuchen ein Ausziehbock gegen eine auf der Betonoberfläche des Versuchskörpers aufliegende Stahlplatte mit einem engen Durchgangsloch ab (Kapitel 7.3.2, Bild 7.2).

Bei der Simulation dieser Randbedingungen werden im Bereich um den Verbunddübel Knoten von Betonelementen an der Oberfläche des Betonkörpers unverschieblich entgegen der aufgetragenen Verschiebung gehalten und entsprechen somit den Reaktionskräften der auf dem Betonkörper aufliegenden Stahlplatte mit Durchgangsloch (Bild 5.1).

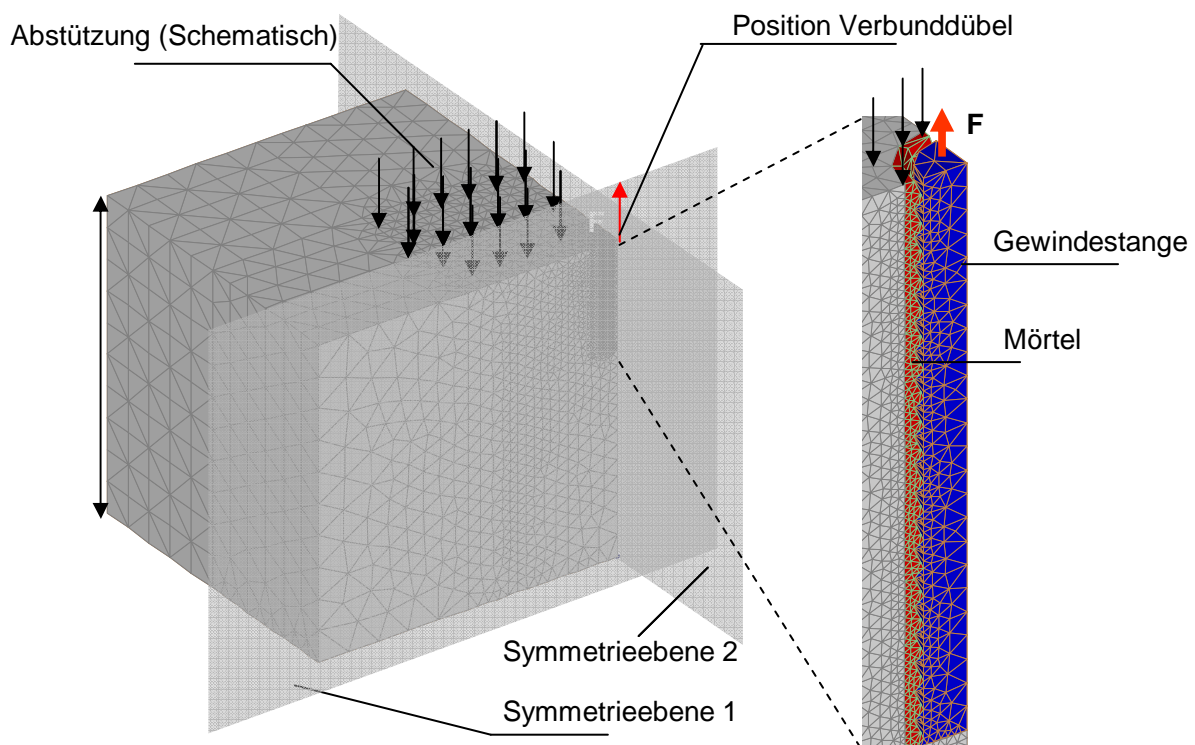


Bild 5.1 Auszugsversuch Einzelverbunddübel mit enger Abstützung der am Dübel angreifenden Zuglast: Finite-Element-Modell unter Berücksichtigung der Doppelsymmetrie

5.2.2 Weite Abstützung

Bei experimentellen Untersuchungen mit weiter Abstützung wird im Vergleich zu einer engen Abstützung auf das Auflegen der Stahlplatte verzichtet. Die Kraft wird über einen Ausziehbock in den Beton eingeleitet. Die Krafteinleitung erfolgt in diesem Fall als kreisförmige Flächenlast (kreisförmiger Abstützbock), in einem Abstand von $2h_{ef}$ von der Mittelachse des Verbunddübels entfernt (Kapitel 7.3.2, Bild 7.3a). Bild 5.2 zeigt das entsprechende numerische Modell, dass diese Randbedingungen berücksichtigt. In diesem werden im Abstand von $2h_{ef}$ von der Mittelachse des Verbunddübels Knoten von Betonelementen an der Oberfläche des Betonkörpers entgegen der aufgetragenen Verschiebung gehalten.

Das Modell zur Untersuchung des Randeinflusses auf das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln gleicht größtenteils dem Modell eines Einzelverbunddübels in der Fläche mit weiter Abstützung. Unterschiedlich ist, dass ein Ausweichen des Modells aufgrund der Einfachsymmetrie senkrecht zur Zugrichtung verhindert werden muss. Dies wird durch an der Stirnseite des Betonkörpers senkrecht zur Stabachse, unverschieblich gehaltene Knoten realisiert (Bild 5.3).

Im Fall einer simulierten Gruppenbefestigung entspricht der lichte Abstand der entgegen der Verschiebungsrichtung gehaltenen Betonelemente $a = 4h_{ef} + s$ (s = Achsabstand der Verbunddübel einer Gruppe). Bild 5.4 zeigt exemplarisch ein vernetztes Modell einer quadratischen Gruppenbefestigung mit vier Verbunddübeln unter Berücksichtigung der Doppelsymmetrie.

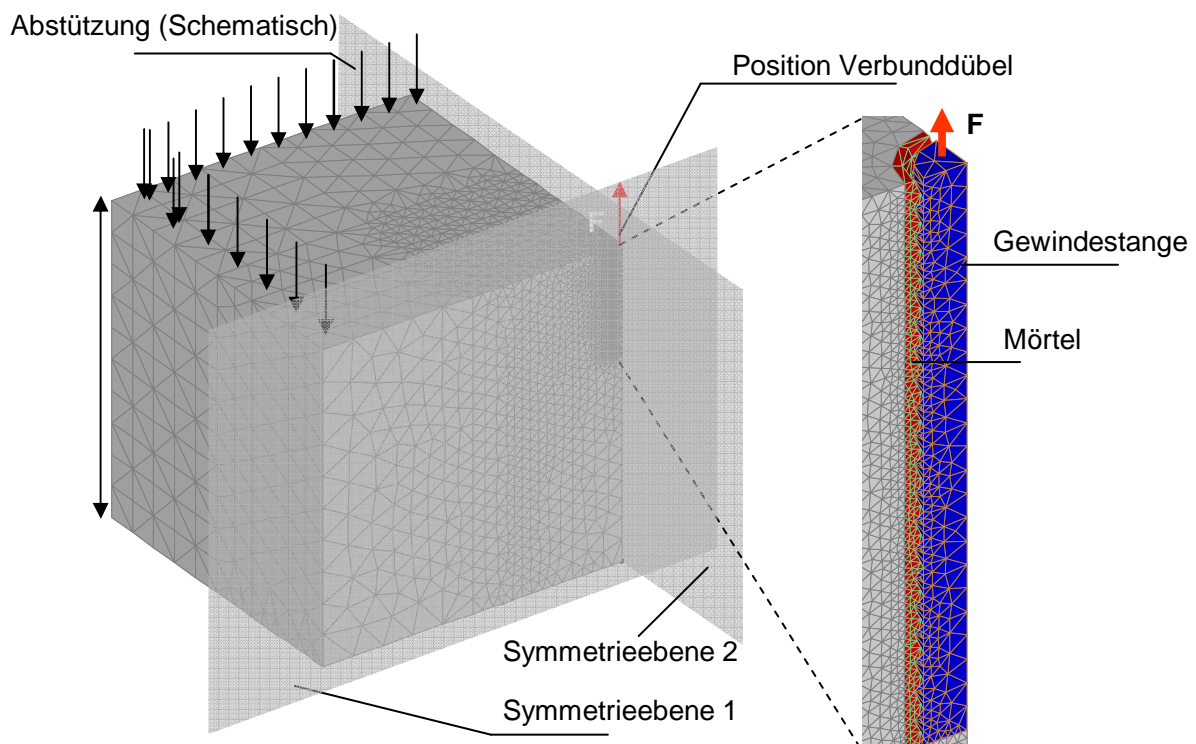


Bild 5.2 Auszugsversuch Einzelverbunddübel mit weiter Abstützung der am Dübel angreifenden Zuglast: Finite-Element-Modell unter Berücksichtigung der Doppelsymmetrie

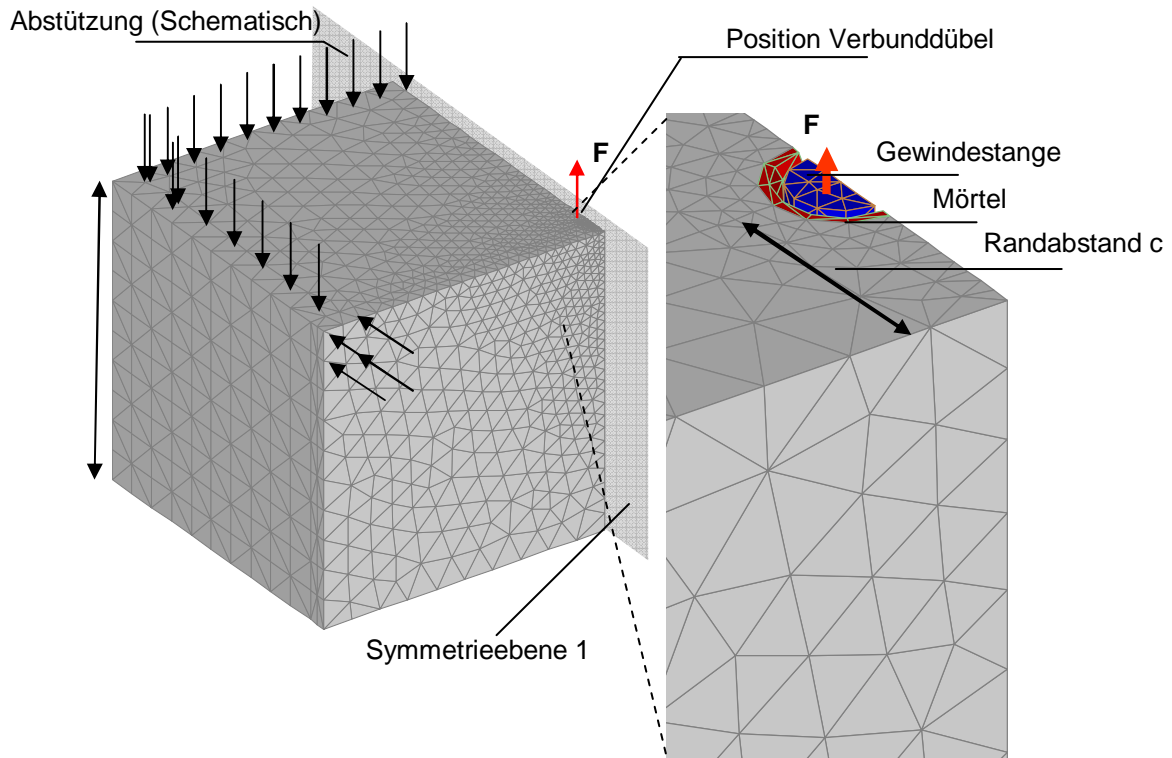


Bild 5.3 Auszugsversuch Einzelverbunddübel mit weiter Abstützung der am Dübel angreifenden Zuglast am Rand: Finite-Element-Modell unter Berücksichtigung der Symmetrie

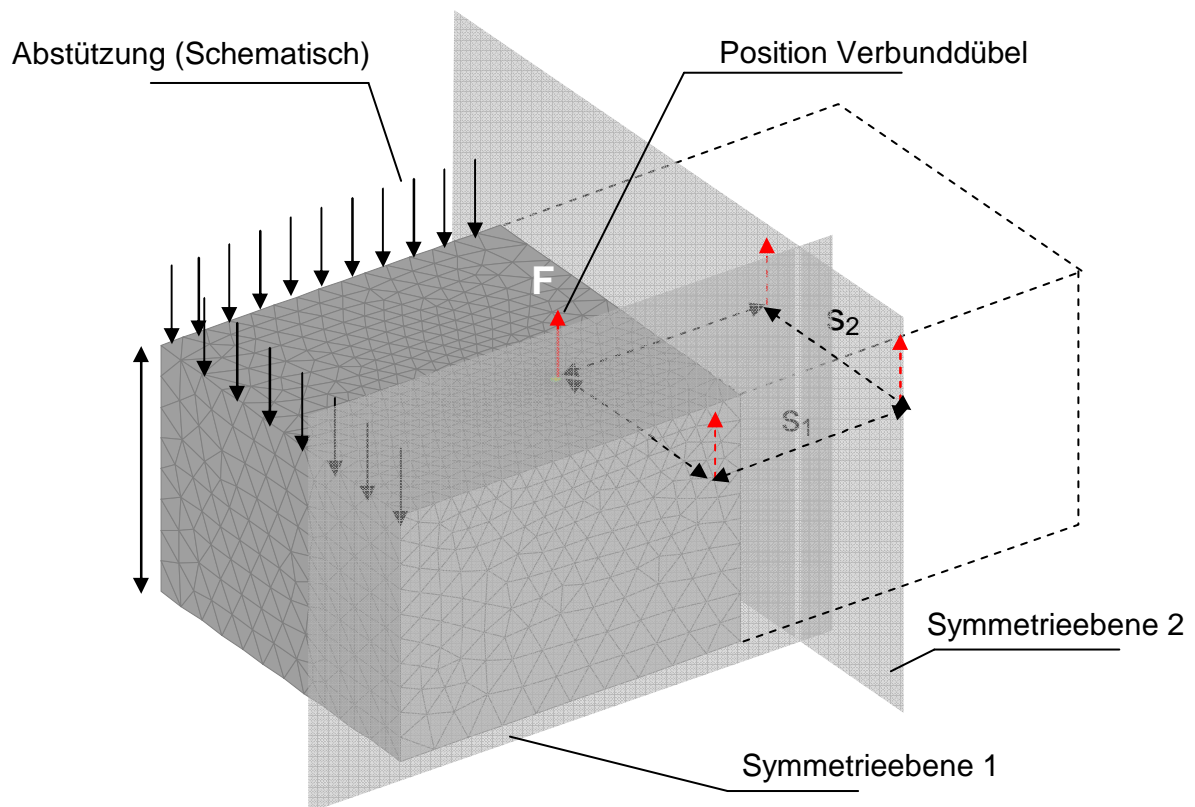
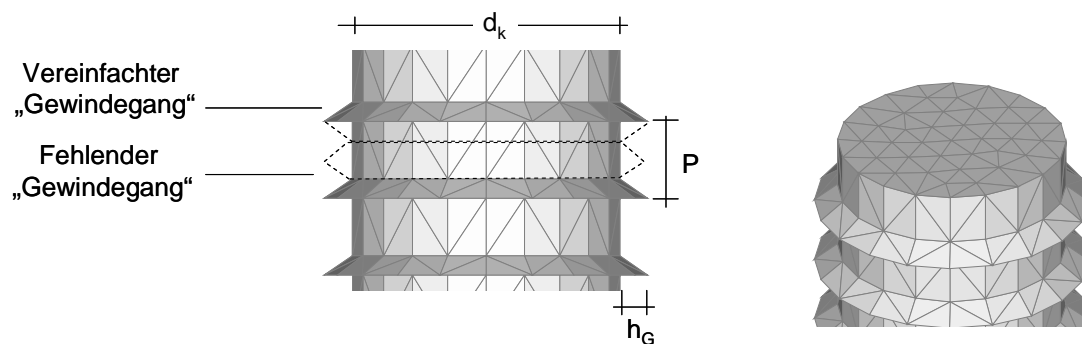


Bild 5.4 Auszugsversuch quadratische Gruppenbefestigung mit vier Verbunddübeln mit weiter Abstützung der am Dübel angreifenden Zuglast: Finite-Element-Modell unter Berücksichtigung der Doppelsymmetrie

5.3 Modelldetails

Das vernetzte Modell einer Gewindestange ist in Bild 5.5 dargestellt. Die Abmessungen aller simulierten Gewindestangen sind Tabelle 5.1 zu entnehmen. Der Gewindegang ist von einem metrischen Gewinde nach DIN 975 abgeleitet, die Werte für Nenndurchmesser (d_k+h_G) und Kerndurchmesser (d_k) gemäß den Angaben in DIN 975 werden eingehalten. Um die Elementanzahl zu minimieren und die Rechenzeit zu verkürzen, wurde der in DIN 975 angegebene Abstand zwischen den Gewindespitzen P verdoppelt. Des Weiteren werden die Gewindespitzen bzw. die Einkerbungen nicht als zylindrische Spirale, sondern als einzelne „Rippen“ mit der Höhe h_G um den gesamten Stabumfang modelliert.



a) Seitenansicht

b) Isometrische Ansicht

Bild 5.5 Netz und Bezeichnungen der modellierten Gewindestangen

Gewindebezeichnung und Ankerstangendurchmesser	Kerndurchmesser	Gewindeabstand	Gewindehöhe
	d_k [mm]	P [mm]	h_G [mm]
M6, $d=6$ mm	4,5	1,5	0,75
M12, $d=12$ mm	9,6	3,0	1,20
M24, $d=24$ mm	19,9	6,0	2,05

Tabelle 5.1 Abmessungen der modellierten Gewindestangen, numerische Untersuchungen

In der Regel werden für die numerischen Untersuchungen die Ankerstangendurchmesser $d=6$ mm (M6), 12 mm (M12) und 24 mm (M24) mit den bezogenen Verankerungstiefen $h_{ef}/d=5,10$ und 20 simuliert. Die Gewindestange ist in einen Zylinder eingebettet, der in seinen Abmessungen einer Mörtelschicht entspricht (Bild 5.6). Die Mörtelschichtdicke bzw. der Ringspalt wird in Abhängigkeit des Ankerstangendurchmessers festgelegt und entspricht der Differenz zwischen einem nach Herstellerangaben zu erstellenden Bohrlochdurchmesser d_{cut} und dem Durchmesser d_{nom} der jeweiligen Ankerstange (Tabelle 5.2).

Am Ende der Gewindestange wird zwischen den Stahlelementen und den umgebenden Mörtel­elementen eine kreisförmige 0,1 mm dicke Luftschicht eingebracht. Die Luftschicht ist für die numerische Simulation erforderlich, da bei experimentellen Untersuchungen mit Verbunddübeln die Klebewirkung zwischen dem glatten Ende der Gewindestange und dem umgebenden Mörtel schon bei kleinen Verschiebungen überwunden wird.

Gewindebezeichnung und Ankerstangendurchmesser	Nenn Durchmesser	Bohrlochdurchmesser	Mörtelschichtdicke
	d_{nom} [mm]	d_{cut} [mm]	[mm]
M6, d= 6 mm	6	8	1
M12, d= 12 mm	12	14	1
M24, d= 24 mm	24	28	2

Tabelle 5.2 Zusammenhang zwischen Nenn Durchmesser der Ankerstange und Mörtelschichtdicke, numerische Untersuchung

Aufgrund der mikroskopischen Eigenschaften von Mörtelsystemen ist zur wirklichkeitsnahen Simulation des Tragverhaltens von Verbunddübeln das Implementieren einer zusätzlichen Kontaktschicht notwendig (Bild 5.6). Deren Funktion und Hintergrund wird in Kapitel 5.4.4.2 erläutert.

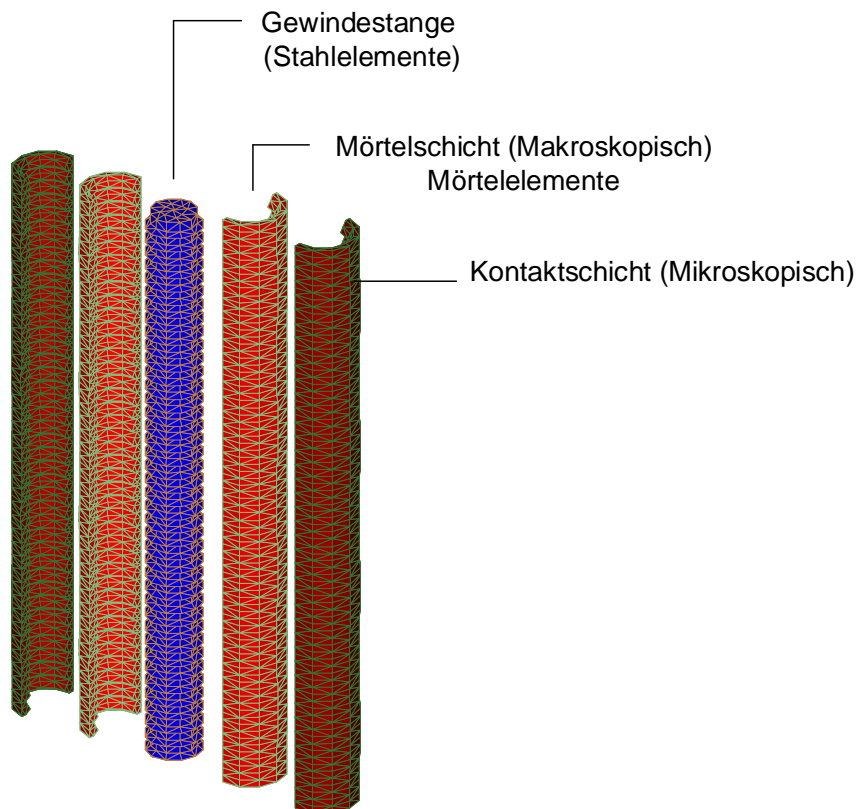


Bild 5.6 Modellaufbau eines Einzelverbunddübels bestehend aus Gewindestange, Mörtelschicht und Kontaktschicht

5.4 Materialparameter

5.4.1 Allgemeines

In den durchgeführten numerischen Untersuchungen wurden die Materialeigenschaften der Tetraederelemente variiert. Das Verhalten der Tetraederelemente wird durch das „microplane“-Materialmodell beschrieben (Kapitel 4.2). Zur Beschreibung des Materialverhaltens der standardisierten

Volumenelemente (Beton) werden der E-Modul, die Querdehnzahl, die Zug- und Druckfestigkeit sowie die Bruchenergie benötigt. Die nicht standardisierten Volumenelemente (Mörtel) werden anhand der Eingangsparameter des „microplane“-Materialmodells auf das makroskopische Materialverhalten verschiedener Mörtelsysteme kalibriert.

Das Finite-Element-Programm MASA wurde und wird ständig weiter optimiert, um die Rechenzeiten zu minimieren und um weitere Belastungsfälle wie Brand- und Erdbebenbeanspruchungen zu simulieren. Aufgrund der stetigen Optimierung der Berechnungsroutinen können numerisch ermittelte Verbundfestigkeiten bzw. Höchstlasten unter identischen geometrischen und materialspezifischen Randbedingungen unterschiedliche Werte ergeben. Unterschiede bezüglich der Höchstlasten < 5% werden als akzeptabel angesehen.

5.4.2 Beton

Um den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln zu bestimmen, wurden drei Betondruckfestigkeiten simuliert (Tabelle 5.3). Daraus wurden nach ModelCode 90, DIN 1045-1 die weiteren für die numerischen Untersuchungen notwendigen Materialeigenschaften rechnerisch abgeleitet. Tabelle 5.3 gibt eine Übersicht über die numerisch simulierten Materialeigenschaften verschiedener Betone (gerundete Werte).

Zielwert:			
Druckfestigkeit $f_{cm,cube\ 200}$ [N/mm ²]	25	47,5	60
Eingabeparameter MASA (Zylinderfestigkeit)			
Zugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²] ¹⁾	1,7	3,0	3,8
Druckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] ²⁾	21	40	53
E-Modul [N/mm ²] ³⁾	26800	32500	35600
Bruchenergie G_f [Nmm/mm ²] ⁴⁾	0,050	0,079	0,096

¹⁾ $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ ²⁾ $f_{cm,cyl} = 0,84 \cdot f_{cc,200}$ (C20/25), $f_{cm,cyl} = 0,88 \cdot f_{cc,200}$ (C50/60), ($f_{cm} = f_{ck} + 8$) ³⁾ $E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$

⁴⁾ $G_f = G_{F0} \cdot (f_{cm}/f_{cm0})^{0,7}$ ($f_{cm0} = 10$ N/mm²; $G_{F0} = 0,03$ für Agg. Size 16mm)

Tabelle 5.3 Materialparameter des Materialmodells für Beton, numerische Untersuchung

5.4.3 Stahl

Da ausnahmslos das Tragverhalten von Verbunddübeln beim Versagen des Betons oder des Verbundes, nicht aber Stahlversagen von Interesse ist, wird bei allen numerischen Untersuchungen den Stahlelementen ein linear-elastisches Verhalten zugewiesen. Das angesetzte Elastizitätsmodul der Stahlelemente beträgt $E = 210\ 000$ N/mm², die Querdehnzahl 0,33.

5.4.4 Mörtel

5.4.4.1 Makroskopische Eigenschaften (Mörtelschicht)

Die simulierten makroskopischen Materialeigenschaften der Mörtel­elemente entsprechen annähernd denen von marktüblichen Produkten und basieren auf den Angaben verschiedener Hersteller. Diese Materialeigenschaften unter Druck- und Zugbelastung richten sich im Wesentlichen nach den verwendeten Kunstharzen bzw. deren Entstehung und den verwendeten Füllstoffen. Die makroskopischen Materialeigenschaften der simulierten Mörtel­elemente können Tabelle 5.4 entnommen werden. In Bild 5.7 sind die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Zug- und Druckbelastung eines Mörtel­elements des entsprechenden Mörtelsystems (Mörtel A, A1, B und C) angegeben (Mörtel A und Mörtel A1 besitzen identische makroskopische Eigenschaften).

Von den makroskopischen Eigenschaften eines Mörtelsystems kann nicht auf die Höhe der Adhäsions-Kohäsionskräfte zwischen Mörtel und Beton bzw. auf deren Verbundfestigkeit geschlossen werden. Um die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Beton der entsprechenden Mörtelsysteme in den Simulationen zu berücksichtigen, ist es nötig, die mikroskopischen Eigenschaften mit Hilfe eines zusätzlichen „microplane“-Materials zu beschreiben (Kontaktschicht).

	Mörtel A und A1	Mörtel B	Mörtel C
E – Modul [N/mm ²]	1200	3300	5700
Zugfestigkeit [N/mm ²]	4,5	10,5	60,2
Druckfestigkeit [N/mm ²]	39,0	106,0	113,5
Querdehnzahl [-]	0,18	0,18	0,25

Tabelle 5.4 Makroskopische Eigenschaften der simulierten Mörtel­elemente unter einaxialem Druck bzw. Zug, numerische Untersuchung

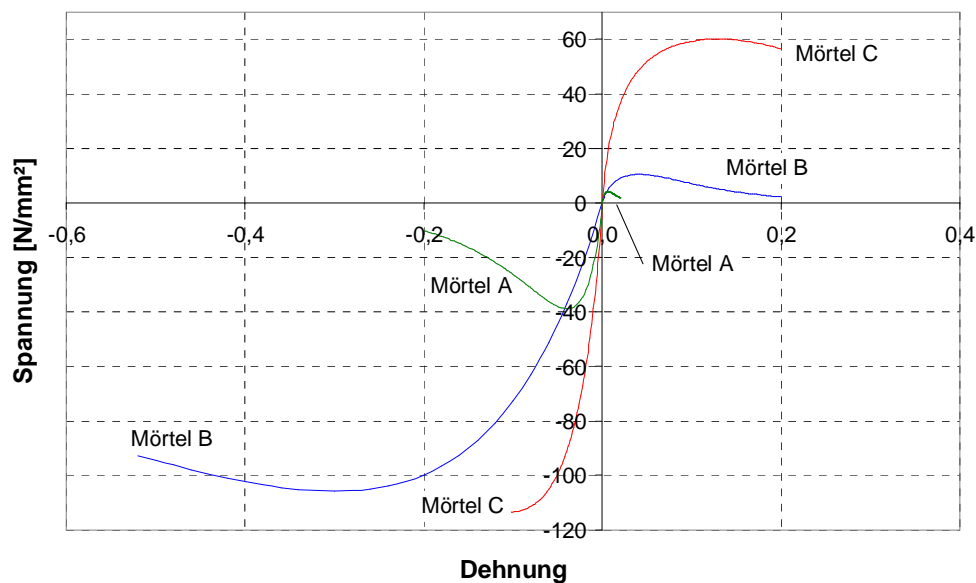


Bild 5.7 Numerisch erhaltene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der simulierten makroskopischen Mörtel­eigenschaften (Mörtel A= A1, B und C)

5.4.4.2 Mikroskopische Eigenschaften (Kontaktschicht)

Bei Verbunddübeln wird eine angreifende Zugkraft über gedrückte Kontaktflächen (Formschluss) der Gewindegänge in den Mörtel eingeleitet und über Mikroverzahnung und Klebewirkung vom Mörtel in den umgebenden Beton weitergeleitet (Bild 3.1, Kapitel 3.2.1). Die Höhe der übertragbaren Last zwischen den Grenzflächen benachbarter Materialien infolge Klebewirkung (Mörtel/Beton) ist mathematisch schwer zu beschreiben. Nach Baumann (1986) gibt es zurzeit keine universell anwendbare Adhäsionstheorie. Die Vorstellung, dass die Haftung von Klebeschichten auf einer rein mechanischen Verzahnung des Klebers in den Poren und Kapillaren des Gefüges basiert, ist nicht ausreichend. Wesentliche Einflussfaktoren auf die Haftung einer Klebung sind Bindungskräfte, Verhältnis zwischen Kohäsions- und Adhäsionskräften, Polaritätseigenschaften, Rauigkeit und Porosität der beteiligten Stoffe (Mörtel/Beton).

Betrachtet man eine Klebung im Detail (Bild 5.8), findet man zwei Materialien, die mittels einer Klebeschicht verbunden werden. Bild 5.9 zeigt schematisch die auf einen Verbunddübel übertragenen, vorhandenen Grenzschichten und die dazugehörigen Materialien. Die Kraftübertragung zwischen Gewindestange und Mörtel in der Grenzschicht 1 resultiert überwiegend aus mechanischer Verzahnung zwischen Gewindegang und Mörtelzahn und nur in geringem Umfang aus den vorhandenen Bindungskräften der beteiligten Materialien. Der Versagensvorgang zwischen Gewinde und Mörtel erfolgt durch Abscheren der Mörtelzähne und ähnelt dem Versagensvorgang von einbetonierten Bewehrungsstählen (Abscheren der Betonkonsolen). Das heißt, dass der Versagensvorgang nicht in der Grenzschicht, sondern im Mörtel selbst erfolgt. Aus diesem Grund wird auf eine Modellierung einer Grenzschicht zwischen Gewinde- und Mörtelmaterialien verzichtet, da die Haftung zwischen den angrenzenden Materialien in diesem Bereich keinen wesentlichen Einfluss auf die Höhe der Höchstlast hat. Demgegenüber ist die Höhe der übertragbaren Last zwischen den Materialien Mörtel und Beton wesentlich von den genannten Einflussfaktoren auf die Haftung, der mechanischen Verzahnung zwischen Mörtel und Bohrloch und dem Eindringverhalten des Mörtels in die Poren und Kapillaren des Betons, abhängig.

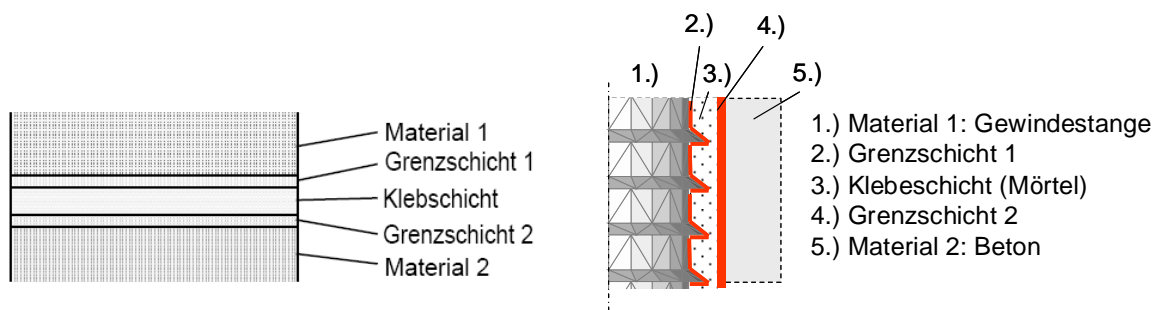


Bild 5.8 Aufbau einer Klebung nach Habenicht (1986)

Bild 5.9 Auf einen Verbunddübel übertragener Aufbau einer Klebung mittels Mörtel

Aus diesem Grund muss dieser relativ komplizierte Prozess der Penetration des Mörtels in den Beton (Mikroebene) vereinfacht mittels makroskopischer

Eigenschaften dargestellt werden. Diese Eigenschaft wird im Allgemeinen als Verbund bzw. Verbundfestigkeit bezeichnet. Dafür ist es notwendig, spezielle Kontaktelemente zu definieren, die die unterschiedlichen Verbundfestigkeiten von Mörtelsystemen zwischen Mörtel und Beton formulieren. Diese zusätzlichen Elemente (Kontaktelemente) befinden sich zwischen den Mörtel- und den Betonelementen und stellen eine Penetrationsschicht/Grenzschicht dar (Bild 5.6). Die Materialeigenschaften dieser Schicht entsprechen hinsichtlich Druck-, Zugfestigkeit und E-Modul den Eigenschaften des simulierten Betons (standardisierte Finite-Elemente). Die Schubfestigkeiten der Elemente der Kontaktschicht wurden jedoch in Abhängigkeit des Mörteltyps bzw. dessen Eindringverhaltens in den Beton erhöht („hohe“ Verbundfestigkeit) bzw. verringert („geringe“ Verbundfestigkeit). Dadurch können den Mörtel-Elementen in Verbindung mit den Kontaktelementen unterschiedliche Verbundfestigkeiten zugewiesen werden. Die tatsächliche Höhe der Verbundfestigkeiten zwischen Mörtel und Betonelementen unter Berücksichtigung der durch Verbund verursachten Spannungszustände wird aus numerischen Simulationen (Auszugsversuchen mit enger Abstützung) bestimmt. Die in den folgenden Kapiteln angegebenen Verbundfestigkeiten entsprechen somit der zugewiesenen Schubfestigkeit der Kontaktelemente unter Berücksichtigung der makroskopischen Eigenschaften der Mörtel-Elemente.

6 Numerische Ergebnisse (ungerissener Beton)

6.1 Allgemeines

Um erweiterte Kenntnisse über das Tragverhalten von Verbunddübeln und deren Einflussfaktoren zu erlangen, ist es notwendig, sich den durch das zugbelastete Befestigungssystem im Beton erzeugten Spannungs- bzw. Verformungszuständen und der daraus resultierenden Rissbildung zu widmen.

Alle an der Kraftübertragung beteiligten Komponenten zwischen Ankerstange und Mörtel bzw. Mörtel und Beton bezeichnet man aufsummiert entlang der Mantelfläche des Verbunddübels als Verbund und verwendet als Maß der Beanspruchungshöhe die gemittelte Verbundspannung. Die Verbundspannung wird als konstant über die gesamte Verankerungstiefe angenommen und als Verbundfestigkeit τ_u bezeichnet (Kapitel 3.4.4). Die Berechnung der Verbundspannung und der Verbundfestigkeit erfolgt gemäß Gl. (3.9). Bei Verbunddübeln mit einem Verhältniswert $d_0/d \leq 1,5$ (d_0 = Bohrlochdurchmesser, d = Nenndurchmesser der Gewindestange) wird als maßgebender Durchmesser der Ankerstangendurchmesser angesetzt. Der formale Charakter einer Schubspannung und Begriffe wie Verbundfestigkeit dürfen nicht darüber hinwegtäuschen, dass Verbund über Druck- und Zugspannungen wirkt (Schlaich/Schäfer (1998)).

Im Folgenden wird zuerst das Prinzipielle Tragverhalten von Einzelverbunddübeln in der Fläche bei enger Abstützung simuliert. Aus diesen Simulationen wird die Verbundfestigkeit der verschiedenen Mörtelsysteme abgeleitet. Unter Berücksichtigung der erhaltenen Verbundfestigkeiten wird anschließend das Tragverhalten von Verbunddübeln bei weiter Abstützung diskutiert und klassifiziert.

6.2 Prinzipielles Tragverhalten von Einzelverbunddübeln

6.2.1 Allgemeines

Um die tatsächliche Verbundfestigkeit der simulierten Mörtelschichten unter den durch Verbund und der Abstützung der Versuchseinrichtung verursachten Spannungszustände zu quantifizieren, wurden im Vorfeld numerische Untersuchungen mit Einzelverbunddübeln mit großem Achs- und Randabstand und enger Abstützung durchgeführt.

Ausziehversuche mit enger Abstützung zur Bestimmung der Verbundfestigkeit sind in der Regel aus Versuchen mit eingemörtelten und einbetonierten Bewehrungsstäben bekannt. Die enge Abstützung liegt bei Auszugsversuchen mit Bewehrungsstäben (Stahlbetonbau) darin begründet, dass in der Regel bei der Verankerung über einem Endauflager der Bewehrungsstab gegen einen horizontalen Anteil der Betondruckstrebe belastet wird. Infolge der horizontalen Druckspannungen im Beton im Bereich der Verankerung wird bei Versagen der Betonkonsolen der Bewehrungsstab aus dem Bauteil herausgezogen, ohne dass sich ein Betonausbruchkegel bilden kann oder eine Beeinflussung durch eine senkrecht zur

Zugrichtung vorhandene Oberfläche existiert. In diesem Fall wird die Verankerungskraft durch zwei Betondruckstreben aufgenommen. Es herrscht dann günstiger Druck quer zur Stabachse (Schlaich/Schäfer (1998)).

Demgegenüber stehen die über Verbunddübel eingeleiteten Kräfte im Allgemeinen nicht gegen eine Druckstrebe im Beton. Aus diesem Grund wird bisher im Zulassungsverfahren für Verbunddübel der Grundwert der Verbundfestigkeit bei weiter Abstützung der am Dübel angreifenden Zuglast ermittelt. Da jedoch ein maßgeblicher Wert für die Klassifizierung von Verbunddübeln in erster Linie die Verbundfestigkeit des verwendeten Mörtels ist, und sich aus diesem Grund eine enge Abstützung anbietet, werden Ausziehversuche mit enger Abstützung der am Dübel angreifenden Zuglast zur Ermittlung der Verbundfestigkeit der unterschiedlichen Mörtelsysteme aus Kapitel 5.4.4 simuliert.

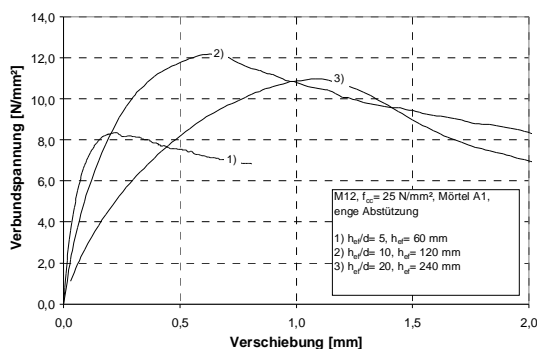
Bei enger Abstützung stimmt somit die Verbund- bzw. Spannungssituation nicht mit dem Spannungszustand bei weiter Abstützung überein. Der vorhandene Einfluss der engen Abstützung auf die Verbundfestigkeit im Vergleich zu einer weiten Abstützung der Versuchseinrichtung wird in Kapitel 6.2.4 diskutiert.

6.2.2 Enge Abstützung

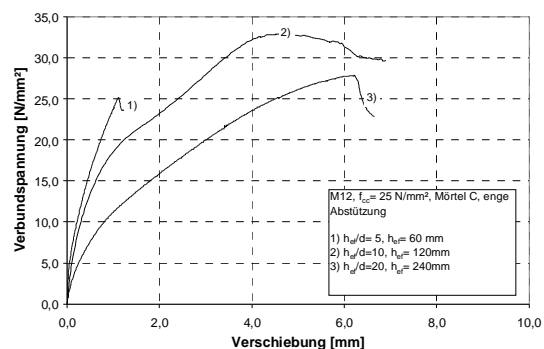
6.2.2.1 Last-Verschiebungsverhalten und Verbundfestigkeit

In Bild 6.1 sind Verbundspannungs-Verschiebungskurven von Verbunddübeln bei enger Abstützung der Versuchseinrichtung dargestellt, die aus numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven berechnet wurden. Variiert wurde der Mörteltyp (Mörtel A1, Mörtel C).

In Abhängigkeit des Mörtelsystems unterscheidet sich die Charakteristik der Kurven hinsichtlich Verbundfestigkeit und -Steifigkeit. Weiterhin zeigt sich, dass bei einer Vergrößerung der bezogenen Verankerungstiefe die Verschiebungen bei Erreichen der Verbundfestigkeiten deutlich zunehmen.



a) Mörtel A1



b) Mörtel C

Bild 6.1 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven für verschiedene bezogene Verankerungstiefen. Auszugsversuche mit enger Abstützung (M12, $h_{eff}/d = 5, 10$ und 20 , $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

In Bild 6.2 sind die Verbundfestigkeiten bei enger Abstützung für die vier simulierten Mörtelsysteme (Mörtel A, A1, B und C) für Verbunddübel M12 in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefe dargestellt ($f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$).

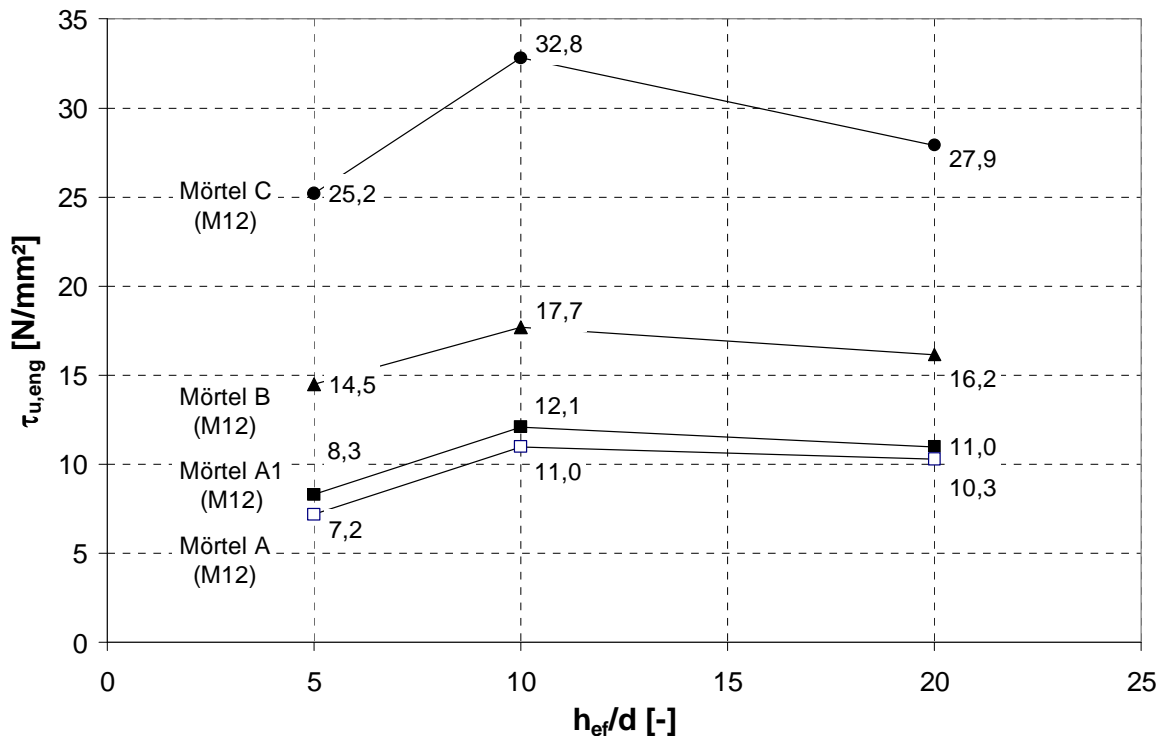
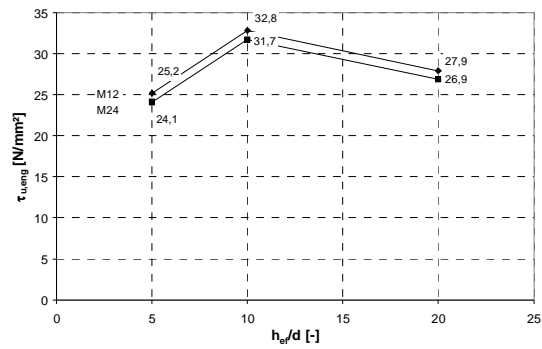
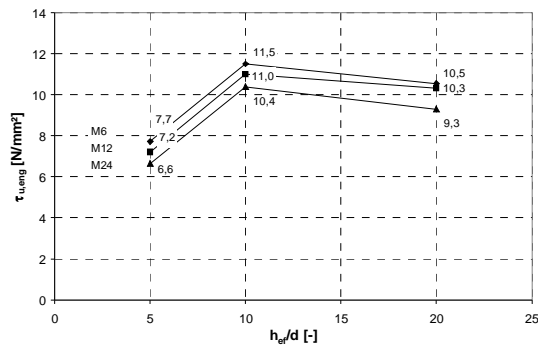


Bild 6.2 Numerisch ermittelte Verbundfestigkeiten $\tau_{u,eng}$ der Mörtelsysteme in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d . Auszugsversuche mit enger Abstützung (M12, $h_{ef}/d= 5, 10$ und 20 , $f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A, A1, B und C)

Die berechneten Verbundfestigkeiten der verschiedenen Mörtelsysteme steigen mit Erhöhung der bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d= 5$ auf $h_{ef}/d= 10$ im Mittel um ca. 35 % an. Wird die bezogene Verankerungstiefe von $h_{ef}/d= 10$ auf $h_{ef}/d= 20$ vergrößert, ergibt sich hingegen im Mittel eine Abnahme der Verbundfestigkeit von 5 %. Das beschriebene Verhalten ist annähernd unabhängig vom simulierten Mörtelsystem. Ein signifikanter Einfluss des Durchmessers auf die Verbundfestigkeit wurde nicht festgestellt. Dies zeigt Bild 6.3, in dem die Durchmesser der Ankerstangen für Mörtelsystem A und Mörtelsystem C variiert wurden. Die Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefe sind nahezu identisch. Dies widerspricht dem Stand der Kenntnisse (Kapitel 3.2.3.3) und deutet darauf hin, dass die Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmendem Ankerstangendurchmesser bei sonst identischen Randbedingungen nicht im Zusammenhang mit makroskopischen Eigenschaften des Mörtels wie E-Modul, Zug-, Druckfestigkeit, Bruchenergie und Querdehnzahl steht. Vorstellbar sind vielmehr chemische Prozesse wie Schwinden oder Erhärtungsvorgänge des Mörtels. Diese Prozesse werden in den numerischen Untersuchungen nicht berücksichtigt. Die numerisch ermittelten Verbundfestigkeiten bei enger Abstützung der Versuchseinrichtung werden im Folgenden als $\tau_{u,eng}$ bezeichnet.



a) M6, M12 und M24, Mörtel A

b) M12 und M24, Mörtel C

Bild 6.3 Numerisch ermittelte Verbundfestigkeiten $\tau_{u,eng}$ in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d . Auszugsversuche mit enger Abstützung ($f_{cc}= 25$ N/mm², $h_{ef}/d= 5, 10$ und 20), Parameter ist der Ankerstängendurchmesser

6.2.2.2 Hauptzugdehnungen im Beton

In Bild 6.5 sind stellvertretend numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen im Beton bei enger Abstützung der Versuchseinrichtung für Mörtel A1 und Mörtel C dargestellt (M12, $h_{ef}/d= 10$, $f_{cc}= 25$ N/mm²). Bild 6.4 zeigt den verwendeten Maßstab für die numerisch dargestellten Hauptzugdehnungen.

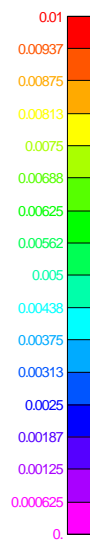
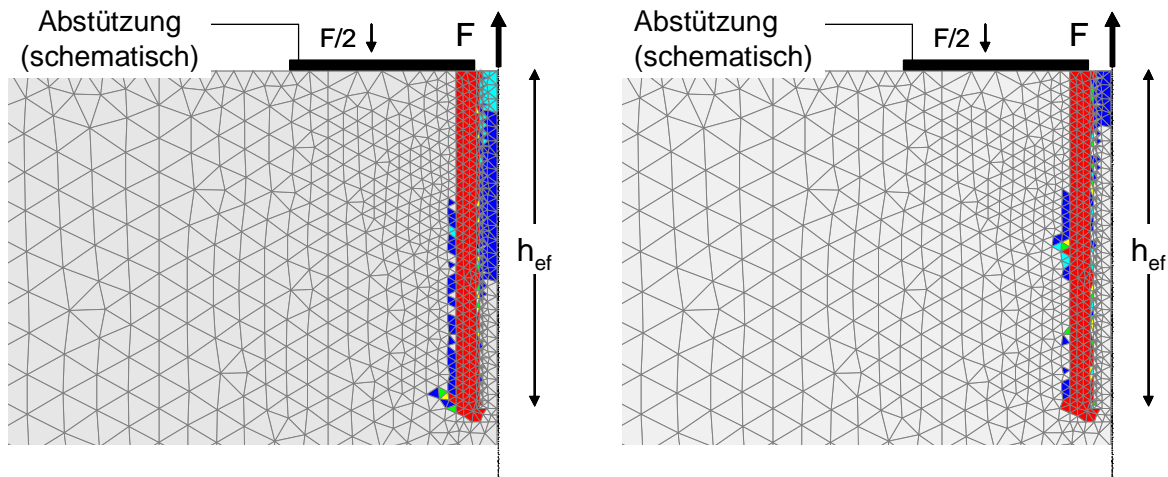


Bild 6.4 Maßstab Hauptzugdehnungen im Beton

Unabhängig von den geometrischen und materialspezifischen Parametern ist bei Höchstlast und enger Abstützung für alle simulierten Mörtelsysteme ein Verbundversagen zwischen den Mörtel- und Betonelementen zu sehen. Das Verbundversagen zwischen Mörtel und Beton tritt auf, da infolge der engen Abstützung günstig wirkender Querdruck die aus der Zugbelastung des Verbunddübels entstehende längs-tangential Betonzugspannung überdrückt, so dass eine Rissbildung und ein Anwachsen von Rissen im Beton behindert wird.



a) Mörtel A1

b) Mörtel C

Bild 6.5 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen im Beton. Auszugsversuche mit enger Abstützung (M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

6.2.2.3 Verbundspannungsverlauf

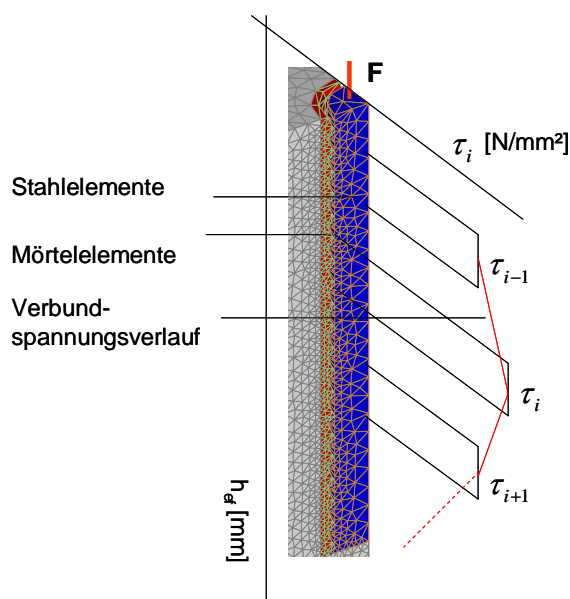


Bild 6.6 Schematische Darstellung der Auswertung der numerisch erhaltenen Verbundspannungsverteilungen entlang der Verankerungstiefe eines Verbunddübels

In Bild 6.7 sind die aus numerischen Ergebnissen berechneten Verbundspannungsverteilungen von Verbunddübeln (M12, $h_{ef}/d = 5-20$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A1) entlang der Verankerungstiefen für unterschiedliche Verankerungstiefen dargestellt. Bild 6.6 zeigt schematisch, wie die Verbundspannungsverteilung ermittelt wurde.

Um von den Spannungen in den Stahlelementen auf die Verbundspannungscharakteristik zu schließen, wurde eine vereinfachte lineare Spannungsverteilung entlang der Verankerungstiefe angenommen. Dabei wird dem Mittelpunkt vom Abstand zwischen zwei Elementen ein Verbundspannungswert τ zugeordnet. Dieser wird über die Verbundlänge Δh als konstant angenommen. Die

Verbindung dieser Punkte ergibt einen vereinfachten Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge wie er z.B. in Bild 6.7a dargestellt ist. Die durchschnittliche Verbundspannung zwischen zwei Elementen errechnet sich aus der Differenz ΔN zwischen den Elementkräften N_j und N_i , die aus den Spannungszuständen errechnet

wurden, dem Ankerstangendurchmesser und der betrachteten Verbundlänge zwischen zwei Elementen. Die Stahlspannung am unbelasteten Ende der Ankerstange wurde mit 0 N/mm^2 angenommen.

Vergleicht man die in Bild 6.7 dargestellten Verbundspannungsverteilungen zeigen sich am belasteten Ende ($x=0$) deutlich geringere Verbundspannungswerte als am unbelasteten Ende ($x \sim 60 \text{ mm}$, 120 mm und 240 mm). Am belasteten Ende ergibt sich ein rechnerischer Verbundspannungswert von $\tau_{u,eng,belastet} \sim 6 \text{ N/mm}^2$, am unbelasteten Ende von $\tau_{u,eng,unbelastet} \sim 12\text{-}14 \text{ N/mm}^2$. Dies entspricht einem Unterschied von ca. 55%. Bei einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d=5$ ist die Annahme eines konstanten Verbundspannungsverlaufs unzutreffend.

Bei einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d=10$ ($h_{ef}/d=20$) ergibt sich am belasteten Ende ein rechnerischer Verbundspannungswert von $\tau_{u,eng,belastet} = 11 \text{ N/mm}^2$ ($\tau_{u,eng,belastet} = 10 \text{ N/mm}^2$), am unbelasteten Ende von $\tau_{u,eng,unbelastet} = 14\text{-}16 \text{ N/mm}^2$ ($\tau_{u,eng,unbelastet} = 12 \text{ N/mm}^2$). Mit zunehmender Verankerungstiefe ergeben sich somit Verbundspannungswerte, die gleichmäßiger über die Verankerungslänge verteilt sind. Um dies anschaulich darzustellen, sind in Bild 6.7d die Verbundspannungsverläufe in Abhängigkeit der Verankerungstiefe in einem gemeinsamen Diagramm aufgetragen.

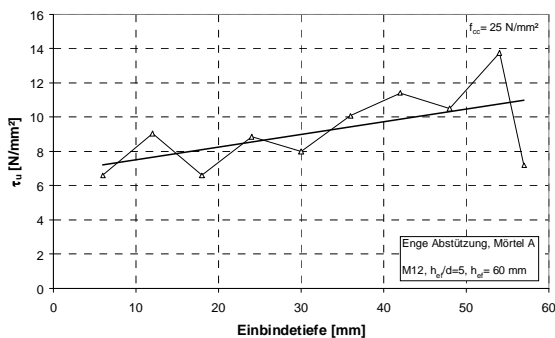
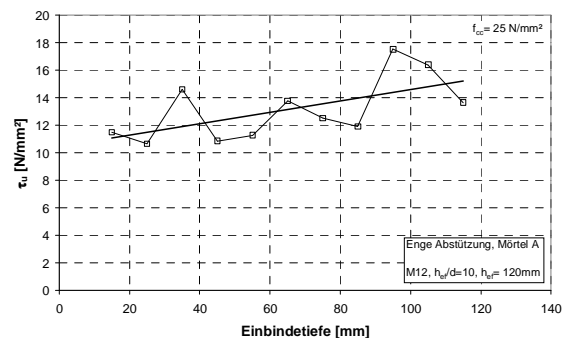
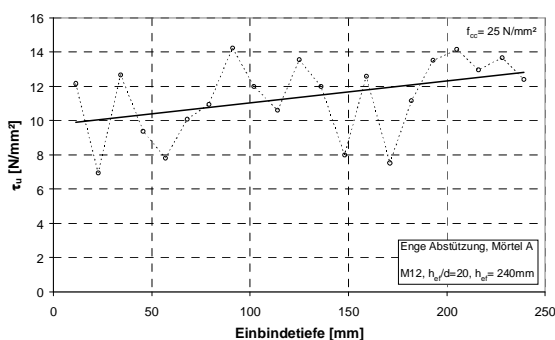
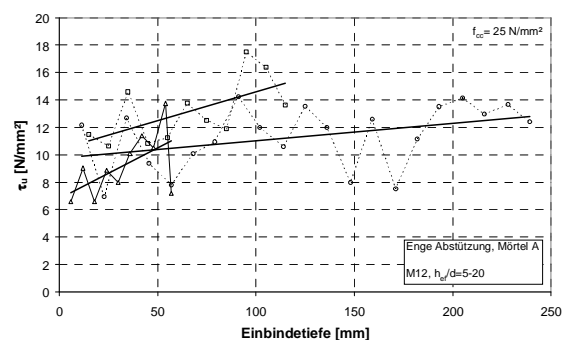
a) $h_{ef}/d=5$ b) $h_{ef}/d=10$ c) $h_{ef}/d=20$ d) $h_{ef}/d=5, 10$ und 20

Bild 6.7 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungsverteilung eines Verbunddübels entlang der Verankerungstiefe, berechnet aus numerisch erhaltenen Stahldehnungen. Auszugsversuche mit enger Abstützung (M12, $f_{cc}=25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A1, belastetes Ende $x=0$)

Durch die numerisch erhaltenen Verbundspannungswerte wurde eine lineare Regression gelegt. Mit zunehmender Verankerungstiefe nimmt der Gradient der Geraden ab. Bei einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 20$ ist diese Gerade nahezu parallel zur x-Achse. In diesem Fall ist der Verbundspannungsverlauf annähernd konstant über die Verankerungslänge.

Ein Einfluss des Durchmessers auf die Verteilung der Verbundspannung bei enger Abstützung der Versuchseinrichtung kann in den numerischen Untersuchungen nicht festgestellt werden.

6.2.3 Weite Abstützung

6.2.3.1 Allgemeines

Im Folgenden wird das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln mit unterschiedlichen Mörtelsystemen bei weiter Abstützung numerisch simuliert. Die weite Abstützung simuliert am ehesten den durch Verbund verursachten Spannungszustand von zugbelasteten Verbunddübeln in der Praxis. Bei weiter Abstützung zeigen die Untersuchungen verschiedener Autoren, dass unterschiedliche Versagensarten auftreten (Kapitel 3.2.2).

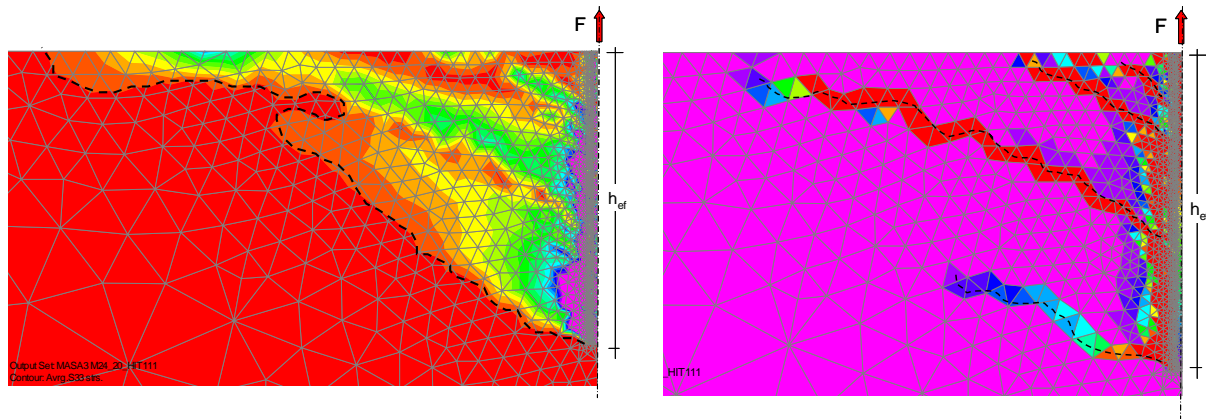
Die Verbundfestigkeit der verschiedenen Mörtelsysteme wurde im vorherigen Kapitel in Simulationen mit enger Abstützung der Versuchseinrichtung bestimmt, bei der die Versagensart Herausziehen erzwungen wird.

In numerischen Untersuchungen werden Brucharten bzw. eine Rissbildung im Beton in Form von Hauptzugdehnungen ε_{11} dargestellt. Um die durch Verbund von Einzelverbunddübeln verursachten Druckspannungen und Hauptzugdehnungen (Risse) im Beton für verschiedene Mörtelsysteme zu verdeutlichen und zu vergleichen, werden deren Konturen bzw. Rissbilder im Folgenden auch schematisch dargestellt.

Bild 6.8a zeigt, wie die Konturen der Druckspannungsfelder durch „Nachzeichnen“ der entsprechenden Elemente ermittelt werden. Die eingezeichnete Kontur der Hauptspannungsfelder (gestrichelte Linie) trennt die Hauptdruckspannungswerte von den Hauptzugspannungswerten.

Bild 6.8b zeigt schematisch, wie die Risscharakteristik bei Höchstlast ermittelt wird. Die Risslänge ergibt sich entlang der Betonelemente, deren Dehnungen größer als 0,01% sind. Der Dehnungswert entspricht in experimentellen Untersuchungen einem deutlich sichtbaren Riss.

Die Diskussion des Tragverhaltens von Einzelverbunddübeln bei weiter Abstützung erfolgt in erster Linie an Ergebnissen mit Verbunddübeln M12.



a) Hauptdruckspannungsfeld im Beton

b) Hauptzugdehnungen im Beton

Bild 6.8 Numerisch erhaltene Hauptdruckspannungen und Hauptzugdehnungen im Beton (M24, $h_{\text{eff}}/d=20$, $f_{\text{cc}}=25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel C, weite Abstützung der Versuchseinrichtung)

6.2.3.2 Tragverhalten bei kleiner Verankerungslänge ($h_{\text{eff}}/d=5$)

Bild 6.9 zeigt numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven von zugbelasteten Einzelverbunddübeln für unterschiedliche Mörtelsysteme (Mörtel A, B und C) bei weiter Abstützung. Zum Vergleich sind die mittleren, rechnerischen Höchstlasten von Metallspreizdübeln und Kopfbolzen nach Gl. (3.4) aufgetragen. Die numerisch erhaltene Höchstlast von Mörtel A ($N_{\text{u,Mörtel A}} = 13,8 \text{ kN}$) entspricht ca. 45% der mittleren rechnerischen Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln ($N_{\text{u,c}}^0 = 31,4 \text{ kN}$). Die berechneten Höchstlasten für Mörtel B ($N_{\text{u,Mörtel B}} = 29,2 \text{ kN}$) und Mörtel C ($N_{\text{u,Mörtel C}} = 31,6 \text{ kN}$) entsprechen annähernd der mittleren rechnerischen Höchstlast von Metallspreizdübeln.

Bild 6.10 zeigt die aus Bild 6.9 berechneten Verbundspannungen in Abhängigkeit der Verschiebung.

Nach Bild 6.10 wird für Mörtel A bei weiter Abstützung (Kurve 1, $\tau_{\text{u,Mörtel A}} = 6,1 \text{ N/mm}^2$) annähernd die in Kapitel 6.2.2.1 für enge Abstützung ermittelte Verbundfestigkeit erreicht ($\tau_{\text{u,eng,Mörtel A}} = 7,2 \text{ N/mm}^2$). Die Simulationen mit Mörtelsystem B (Kurve 2) und Mörtelsystem C (Kurve 3) erreichen bei dieser bezogenen Verankerungstiefe annähernd identische Verbundspannungswerte ($\tau_{\text{u,Mörtel B}} = 12,9 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{\text{u,Mörtel C}} = 14,0 \text{ N/mm}^2$). Die ermittelten Verbundspannungswerte dieser beiden Mörtelsysteme liegen unter den mit enger Abstützung der Versuchseinrichtung ermittelten Verbundfestigkeiten aus Kapitel 6.2.2.1 ($\tau_{\text{u,eng,Mörtel B}} = 14,5 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{\text{u,eng,Mörtel C}} = 25,2 \text{ N/mm}^2$).

Tabelle 6.1 gibt einen Überblick über die diskutierten Verhältniswerte.

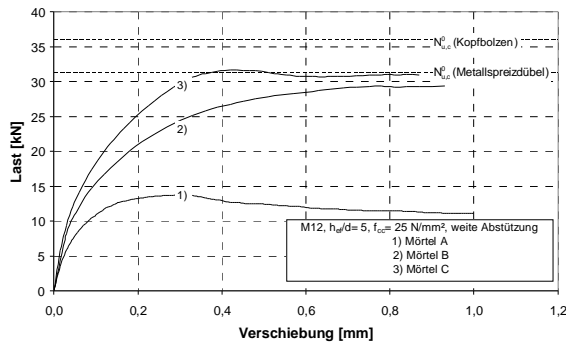


Bild 6.9 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven bei weite Abstützung (M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel A, B und C)

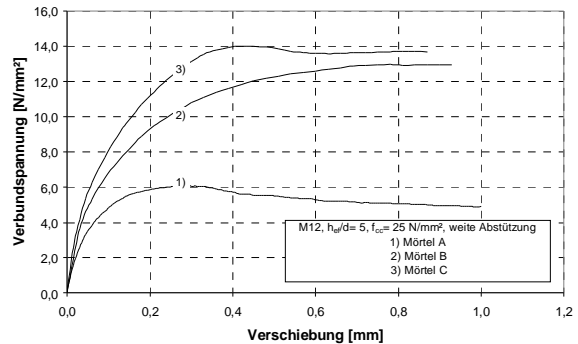


Bild 6.10 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven bei weite Abstützung (M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel A, B und C)

		Mörtel A	Mörtel B	Mörtel C	
M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm ²	$\tau_{u,eng}^{1)}$	[N/mm ²]	7,2	14,5	25,2
	Versagensart ²⁾	[-]	P	P	P
	$\tau_{u,weit}^{3)}$	[N/mm ²]	6,1	12,9	14,0
	Versagensart ²⁾	[-]	P	CC	CC
	$\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$	[-]	0,85	0,88	0,55

- 1) enge Abstützung
 2) P= Herausziehen zwischen Mörtel und Beton, CC= Betonausbruch
 3) weite Abstützung

Tabelle 6.1 Numerisch erhaltene Versagensarten und Verhältniszerte $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ (M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel A, B und C)

Bild 6.11 zeigt schematisch die zugehörigen von den belasteten Verbunddübeln (M12, $h_{ef}/d=5$) in den Beton ausgehenden Konturen der Hauptdruckspannungsfelder (links) bzw. die im Beton erzeugten Rissbildungen (rechts) unter Höchstlast.

Das Hauptdruckspannungsfeld von Mörtelsystem A zeigt eine zylinderförmige Kontur (Linie 1) und breitet sich im Bereich der Betonoberfläche weiter aus.

Die von Mörtelsystem B und C ausgehenden Hauptdruckspannungsfelder im Beton besitzen eine nahezu identische, kegelförmige Kontur (Linie 2 + 3).

Vergleicht man die durch Verbund im Beton verursachte Rissbildung der Mörtelsysteme, hat sich unabhängig vom Mörtelsystem ein vom Ende der Gewindestange ausgehender Riss, der sich unter einem Neigungswinkel von 30° gegenüber der Betonoberfläche neigt, gebildet. Die Risslänge variiert je nach Mörtelsystem bzw. erreichter Höchstlast und beträgt für Mörtel A ca. 5% der vollständig gerissenen Kegelmantelfläche, für Mörtel B und C ca. 55% der vollständig gerissenen Kegelmantelfläche. Nach Erreichen der Höchstlast (Nachbruch) arretiert das Risswachstum von Mörtel A und der Verbunddübel wird aus dem Beton gezogen (Bild 6.12a, Herausziehen), für Mörtel B und C hingegen wächst der Riss nach Erreichen der Höchstlast weiter in Richtung der Oberfläche, bis sich ein vollständiger,

kegelförmiger Betonausbruch bildet. Dies zeigt Bild 6.12b (Mörtel C, kegelförmiger Betonausbruch). Die Risscharakteristik für Mörtel B und Mörtel C unter Höchstlast und die Ausbildung eines kegelförmigen Betonausbruchkörper im Nachbruch ist bereits von anderen Befestigungssystemen (Kopfbolzen/Metallspreizdübel) bekannt, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen (Kapitel 3.4.2). Nach Elgehausen/Sawade (1989) beträgt die mittlere Risslänge bei Höchstlast dieser Befestigungssysteme das 0,45-fache ($h_{ef} < 130 \text{ mm}$) der Länge der Kegelmantelfläche. Weiterhin erzeugen diese Befestigungssysteme im Nachbruch ebenfalls einen kegelförmigen Betonausbruch. Aus diesem Grund wird bei einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 5$ den Einzelverbunddübeln mit Mörtelsystem B und C die Versagensart „kegelförmiger Betonausbruch“ zugewiesen.

Tabelle 6.1 gibt einen Überblick über die den Einzelverbunddübeln zugewiesenen Versagensarten.

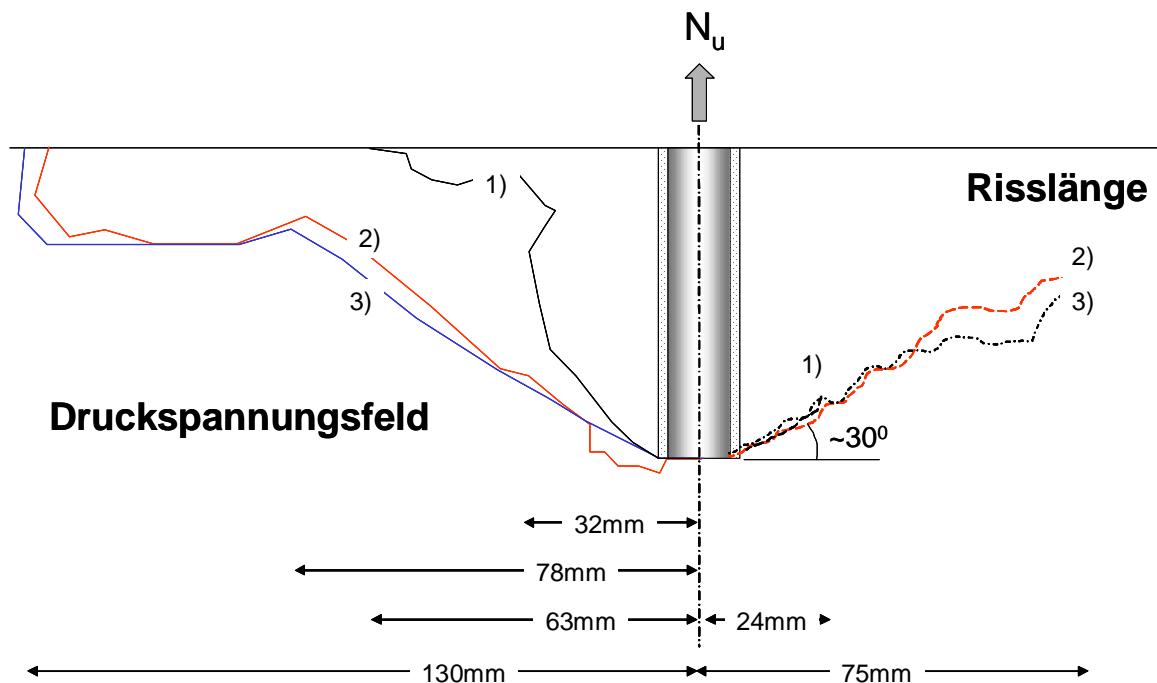


Bild 6.11 Numerisch erhaltene Konturen der Hauptdruckspannungsfelder (links) und Risslängen (rechts) bei Höchstlast für unterschiedliche Verbundfestigkeiten (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$):

Linie 1: Mörtel A: $\tau_u = 6,1 \text{ N/mm}^2$ (Herausziehen)

Linie 2: Mörtel B: $\tau_u = 12,9 \text{ N/mm}^2$ (kegelförmiger Betonausbruch)

Linie 3: Mörtel C: $\tau_u = 14,0 \text{ N/mm}^2$ (kegelförmiger Betonausbruch)

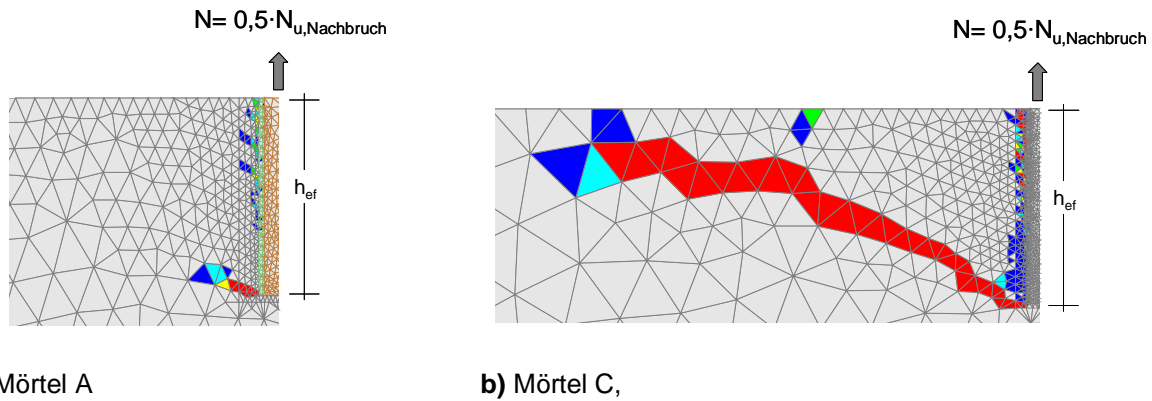


Bild 6.12 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen von zugbelasteten Einzelverbunddübeln in der Fläche nach Erreichen der Höchstlast (M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, $N=0,5 \cdot N_{u,Nachbruch}$)

6.2.3.3 Tragverhalten bei mittlerer Verankerungslänge ($h_{ef}/d=10$)

In Bild 6.13 sind die Last-Verschiebungskurven für eine bezogene Verankerungstiefe der Einzelverbunddübel von $h_{ef}/d=10$ dargestellt (M12, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$). Für Mörtel A wird ca. 40% ($N_{u,Mörtel A}=39,4\text{ kN}$), für Mörtel B ca. 75% ($N_{u,Mörtel B}=64,6\text{ kN}$) und für Mörtel C ca. 90% ($N_{u,Mörtel C}=80,5\text{ kN}$) der mittleren rechnerischen Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln ($N_{u,c}^0=88,73\text{ kN}$) erreicht.

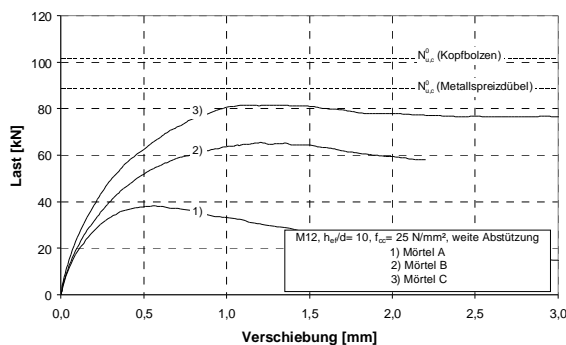


Bild 6.13 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven bei weiter Abstützung (M12, $h_{ef}/d=10$, Mörtel A, B und C)

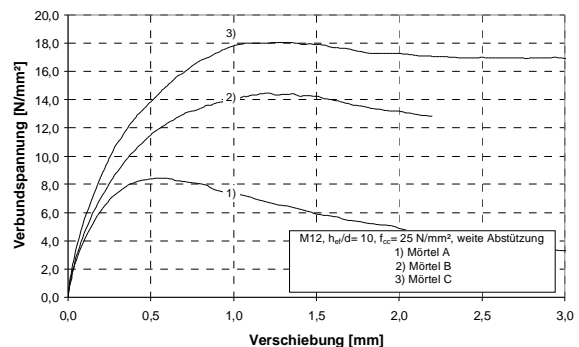


Bild 6.14 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven bei weiter Abstützung (M12, $h_{ef}/d=10$, Mörtel A, B und C)

Bild 6.14 zeigt die aus Bild 6.13 berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven. Der Wert der maximalen Verbundspannung ist in diesem Fall für Mörtelsystem A ($\tau_{u,Mörtel A}=8,3\text{ N/mm}^2$) ca. 17% geringer als der Wert der Verbundfestigkeit bei enger Abstützung ($\tau_{u,eng,Mörtel A}=11,0\text{ N/mm}^2$). Der maximale Verbundspannungswert bei Simulation mit Mörtel B ($\tau_{u,Mörtel B}=14,3\text{ N/mm}^2$) entspricht ca. 80% der bei enger Abstützung ermittelten Verbundfestigkeit ($\tau_{u,eng,Mörtel B}=17,7\text{ N/mm}^2$). Die Simulation mit Mörtel C ergibt den höchsten Verbundspannungswert ($\tau_{u,Mörtel C}=18,0\text{ N/mm}^2$). Dieser ist kleiner als der Wert der

Verbundfestigkeit ermittelt mit enger Abstützung ($\tau_{u,eng,Mörtel C} = 32,8 \text{ N/mm}^2$).
Tabelle 6.2 gibt einen Überblick über die diskutierten Verhältniswerte.

		Mörtel A	Mörtel B	Mörtel C	
M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$	$\tau_{u,eng}^{1)}$	[N/mm ²]	11,0	17,7	32,8
	Versagensart ²⁾	[-]	P	P	P
	$\tau_u^{3)}$	[N/mm ²]	8,3	14,3	18,0
	Versagensart ²⁾	[-]	P	P	BZ
	$\tau_u / \tau_{u,eng}$	[-]	0,76	0,81	0,54

1) enge Abstützung

2) P= Herausziehen zwischen Mörtel und Beton, BZ= Betonzugtragfähigkeit

3) weite Abstützung

Tabelle 6.2 Numerisch erhaltene Versagensarten und Verhältniswerte $\tau_u/\tau_{u,eng}$ (M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A, B und C)

Bild 6.15 zeigt schematisch die zugehörigen von den belasteten Verbunddübeln (M12, $h_{ef}/d = 10$) in den Beton ausgehenden Konturen der Hauptdruckspannungsfelder (links) bzw. im Beton erzeugten Rissbildungen (rechts) unter Höchstlast.

Mit zunehmender Höchstlast bzw. Verbundspannung ist eine Zunahme der horizontalen Ausdehnung der Druckspannungsfelder festzustellen (horizontale Ausdehnung: Mörtel A (Linie 1) < Mörtel B (Linie 2) < Mörtel C (Linie 3). Weiterhin ändert sich die Charakteristik der Druckspannungsfelder von einer annähernd zylinderförmigen- (Mörtel A) zu einer kegelförmigen Kontur (Mörtel C).

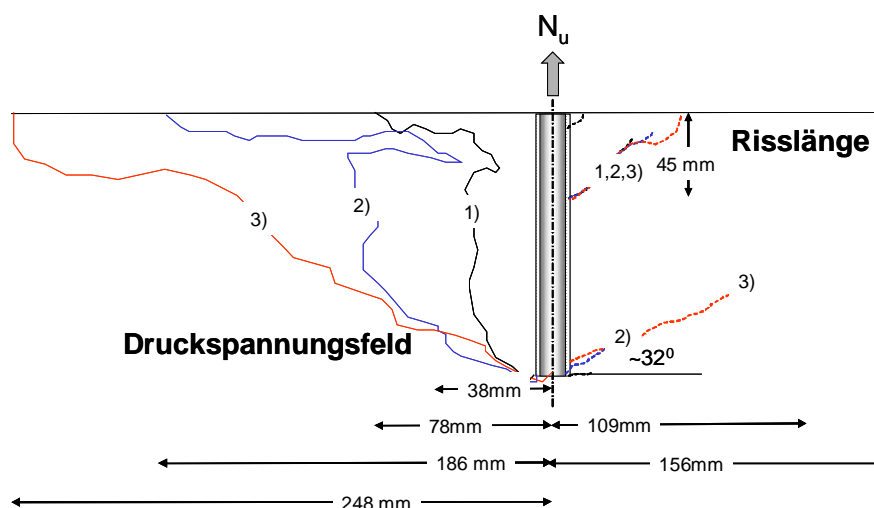


Bild 6.15 Numerisch erhaltene Konturen der Hauptdruckspannungsfelder (links) und Risslängen (rechts) bei Höchstlast für unterschiedliche Verbundfestigkeiten (M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$):

Linie 1: Mörtel A: $\tau_u = 8,3 \text{ N/mm}^2$ (Herausziehen)

Linie 2: Mörtel B: $\tau_u = 14,3 \text{ N/mm}^2$ (Herausziehen)

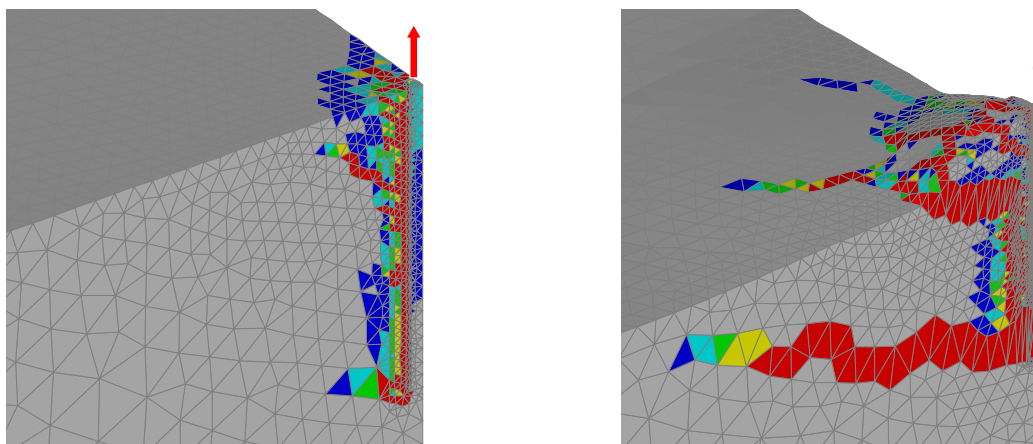
Linie 3: Mörtel C: $\tau_u = 18,0 \text{ N/mm}^2$ (Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit)

Im oberflächennahen Bereich in einer Tiefe von ca. $4d$ hat sich bei Simulation mit Mörtel A ein deutlicher Riss im Beton gebildet. Am Ende der Gewindestange ist kein Anriss festzustellen. Demgegenüber ergeben sich für die Simulationen mit Mörtel B sowohl ein oberflächennaher als auch ein vom Ende der Gewindestange ausgehender Riss, dessen Länge ca. 10% der Gesamtrisslänge des Kegels entspricht. Bei Erreichen der Höchstlast arretiert das Risswachstum im Beton verursacht durch Mörtel A und B und die Verbunddübel werden nach Erreichen der Höchstlast aus dem Beton gezogen. Dies zeigt stellvertretend Bild 6.16a (Mörtel B). Die Simulation mit Mörtel C ergibt ein annähernd identisches Rissbild wobei die Risslänge des vom Ende der Gewindestange ausgehenden Risses unterschiedlich ist. Dieser beträgt unter Höchstlast ca. 50% der theoretischen Gesamtrisslänge. Nach Erreichen der Höchstlast wächst dieser Riss weiter bis nahe an die Betonoberfläche an. Im Nachbruch führt dieser Riss zu einem Trennriss der einen vollständigen kegelförmigen Betonausbruchkörper aus dem Beton löst (Bild 6.16b). Auf Basis der Risslänge des bruchlastbestimmenden Risses vom Ende der Gewindestange unter Höchstlast im Beton und dem weiteren Anwachsen des Risses nach Überschreiten der Höchstlast zeigt sich, dass die Betonzugtragfähigkeit vom Verbunddübel mit Mörtel C ausgenutzt wird.

Die numerisch erhaltenen Rissneigungen sind unabhängig von den simulierten Mörtelsystemen und betragen ca. 32° gegenüber der Betonoberfläche.

Zusammenfassend kann bei einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 10$ den Einzelverbunddübeln mit Mörtelsystem A und B die Versagensart Herausziehen und dem Einzelverbunddübel mit Mörtelsystem C die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit zugewiesen werden.

Tabelle 6.2 gibt einen Überblick über die zugewiesenen Versagensarten.



a) Mörtel B, $N = 0,5 \cdot N_{u, \text{Nachbruch}}$

b) Mörtel C, $N = 0,5 \cdot N_{u, \text{Nachbruch}}$

Bild 6.16 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen von zugbelasteten Einzelverbunddübeln in der Fläche nach Erreichen der Höchstlast (M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

6.2.3.4 Tragverhalten bei großer Verankerungslänge ($h_{ef}/d = 20$)

Bei einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 20$ (M12, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$) ergeben sich für die Simulationen mit den Mörtelsystemen A ($N_{u, \text{Mörtel A}} = 78,7 \text{ kN}$), B ($N_{u, \text{Mörtel B}} = 123,9 \text{ kN}$) und C ($N_{u, \text{Mörtel C}} = 201,7 \text{ kN}$) Höchstlasten, die erheblich unter

der mittleren Höchstlast von Metallspreizdübeln ($N_{u,c}^0 = 250,1 \text{ kN}$) liegen (Bild 6.17). Die Werte der maximalen Verbundspannungen entsprechen für Mörtel A ($\tau_u = 8,7 \text{ N/mm}^2$) ca. 81%, für Mörtel B ($\tau_u = 13,7 \text{ N/mm}^2$) ca. 84% und für Mörtel C ($\tau_u = 22,3 \text{ N/mm}^2$) ca. 80% der jeweiligen Verbundfestigkeit, ermittelt an Auszugversuchen mit enger Abstützung der Versuchseinrichtung.

Tabelle 6.3 gibt einen Überblick über die diskutierten Verhältniswerte.

Die in Bild 6.19 dargestellten Druckspannungsfelder zeigen für Mörtel A (Linie 1) und Mörtel B (Linie 2) zylinderförmige bis flaschenförmige Konturen. Für Mörtel C (Linie 3) kann der Übergang zu einer kegelförmigen Kontur festgestellt werden. Unabhängig vom verwendeten Mörtelsystem werden keine vom Ende der Gewindestange ausgehenden Risse festgestellt. Lediglich für das Mörtelsystem C zeigen sich mehrere über die Verankerungstiefe verteilte Risse, die nach Erreichen der Höchstlast arretieren. Im Nachbruch werden alle Verbunddübel aus dem Beton gezogen. Zusammenfassend kann allen drei Einzelverbunddübeln die Versagensart Herausziehen zugeordnet werden (Tabelle 6.3).

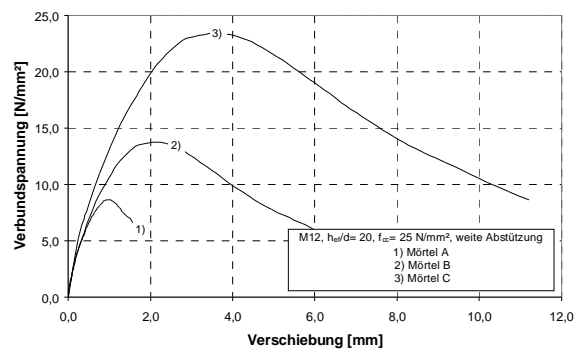
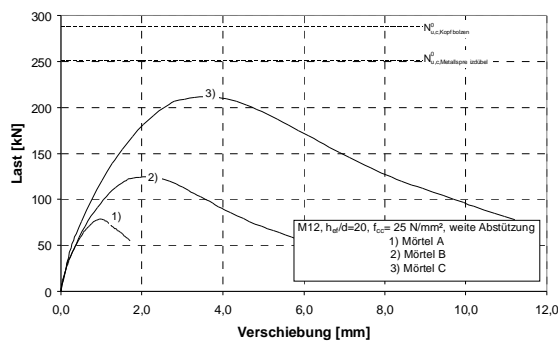


Bild 6.17 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven (M12, $h_{ef}/d = 20$, Mörtel A, B und C, weite Abstützung)

Bild 6.18 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven (M12, $h_{ef}/d = 20$, Mörtel A, B, und C weite Abstützung)

		Mörtel A	Mörtel B	Mörtel C	
M12, $h_{ef}/d = 20$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$	$\tau_{u,eng}^{1)}$	[N/mm ²]	10,3	16,2	27,9
	Versagensart ²⁾	[-]	P	P	P
	$\tau_{u,weit}^{3)}$	[N/mm ²]	8,7	13,7	22,3
	Versagensart ²⁾	[-]	P	P	P
	$\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$	[-]	0,84	0,85	0,80

- 1) enge Abstützung
- 2) P= Herausziehen zwischen Mörtel und Beton
- 3) weite Abstützung

Tabelle 6.3 Numerisch erhaltene Versagensarten und Verhältniswerte $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ (M12, $h_{ef}/d = 20$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A, B und C)

Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass sich bei großen Verankerungstiefen und einem hochfesten Mörtel (Mörtel C) mehrere Risse innerhalb des simulierten Betonkörpers bilden können. Aus diesen Grund wird im folgenden Kapitel der größte Ankerstangendurchmesser ($d=24\text{ mm}$) mit der größten bezogenen Verankerungstiefe ($h_{ef}/d=20$) und Mörtel C simuliert und die Rissbildung im Beton für verschiedene Belastungsstufen betrachtet.

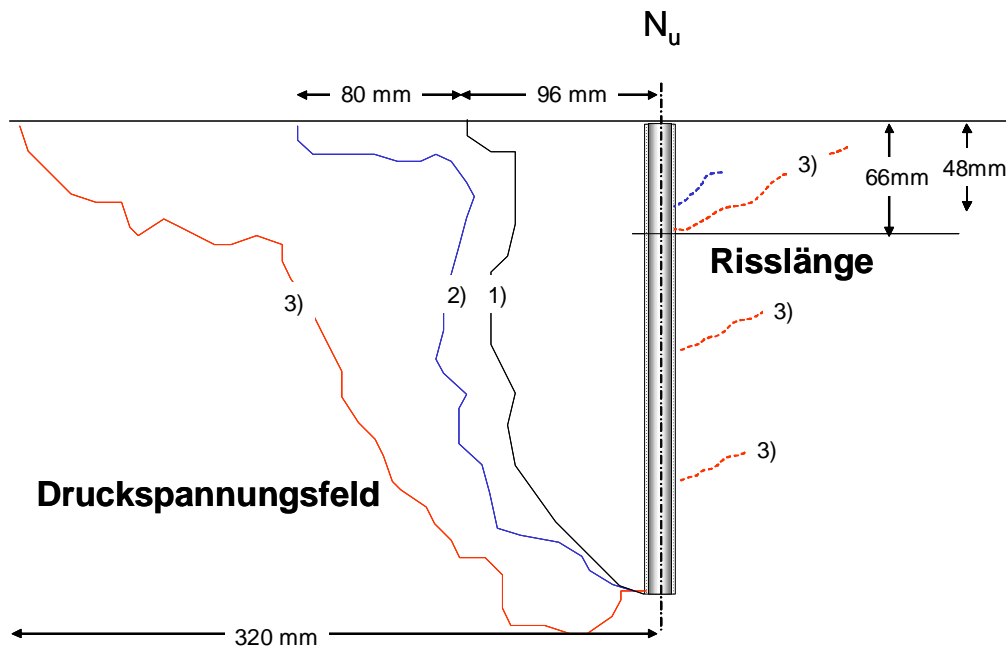


Bild 6.19 Numerisch erhaltene Konturen der Hauptdruckspannungsfelder (links) und Risslängen (rechts) bei Höchstlast für unterschiedliche Verbundfestigkeiten (M12, $h_{ef}/d=20$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$):

Linie 1: Mörtel A: $\tau_u=8,7\text{ N/mm}^2$ (Herausziehen)

Linie 2: Mörtel B: $\tau_u=13,7\text{ N/mm}^2$ (Herausziehen)

Linie 3: Mörtel C: $\tau_u=22,3\text{ N/mm}^2$ (Herausziehen)

Im Folgenden wird die Rissentwicklung eines Dübels in Form von Hauptzugdehnungen im Beton bis zum Erreichen der Höchstlast für vier unterschiedliche Belastungsstufen betrachtet (M24, $h_{ef}/d=20$, Mörtel C).

In Bild 6.20 ist die numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurve und in Bild 6.21 die daraus berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurve dargestellt. Die bezeichneten Werte entsprechen den betrachteten Laststufen. Die erreichte Höchstlast des Einzelverbunddübels ($N_{u,\text{Mörtel C}}=712,9\text{ kN}$) entspricht der mittleren rechnerischen Höchstlast von Metallspreizdübeln ($N_u=709,9\text{ kN}$) nach Gl. (3.4).

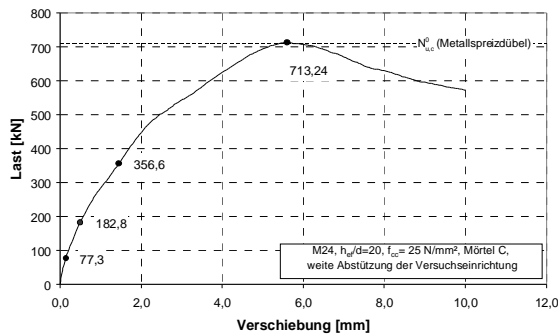


Bild 6.20 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven (M24, $h_{ef}/d=20$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, Mörtel C, weite Abstützung der Versuchseinrichtung)

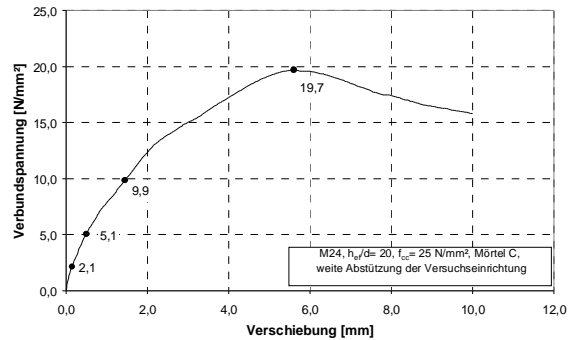


Bild 6.21 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven (M24, $h_{ef}/d=20$, Mörtel C, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, weite Abstützung)

Bild 6.22 zeigt die durch Verbund verursachten numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen im Beton für unterschiedliche Laststufen. Bei einer relativ niedrigen Verbundspannung von $\tau \sim 2\text{ N/mm}^2$ ($N = 0,1 \cdot N_U$) zeigen sich keine wesentlichen Schädigungen im umgebenden Beton. Mit zunehmender Belastung kommt es zur Rissbildung im Lasteinleitungsbereich (Schädigung 1 und 2, $N \sim 0,25 \cdot N_U$). Die Rissausbreitung beginnt in einer Tiefe von ca. 40-60 mm und unter einem Winkel von ca. 35-40° zur Betonoberfläche. Mit zunehmender Belastung breiten sich die oberflächennahen Risse kegelförmig im Beton aus. Die Risse sind in ungleichmäßigen Abständen näherungsweise parallel zueinander über die Verankerungstiefe verteilt. Die letzte Schädigung im Beton geht als Riss vom Ende der Gewindestange aus. Die Risslänge beträgt bei Höchstlast ca. 25% der Gesamtrisslänge des Kegels. Der Rissfortschritt unter Höchstlast stimmt gut mit Ergebnissen von Elgehausen/Sawade (1989) mit Kopfbolzen überein, die zeigen, dass das Verhältnis der gerissenen Fläche zur gesamten Fläche des Ausbruchkegels für eine Verankerungstiefe von $h_{ef} = 520\text{ mm}$ ca. $A_{c,gerissen}/A_{c,gesamt} = 0,15$ beträgt. Nach Erreichen der Höchstlast wächst dieser Riss bis zu Oberfläche. Auf Basis der Risslänge des bruchlastbestimmenden Risses vom Ende der Gewindestange unter Höchstlast wird diesem Verbunddübel ebenfalls die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit zugewiesen. Es ist anzumerken, dass das in Bild 6.22 (M24, $h_{ef}/d=20$, Mörtel C) dargestellte, numerisch erhaltene Rissbild deutlich vom Rissbild mit Verbunddübel M12, $h_{ef}/d=20$ (Bild 6.19) abweicht, obwohl die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems nahezu identisch ist.

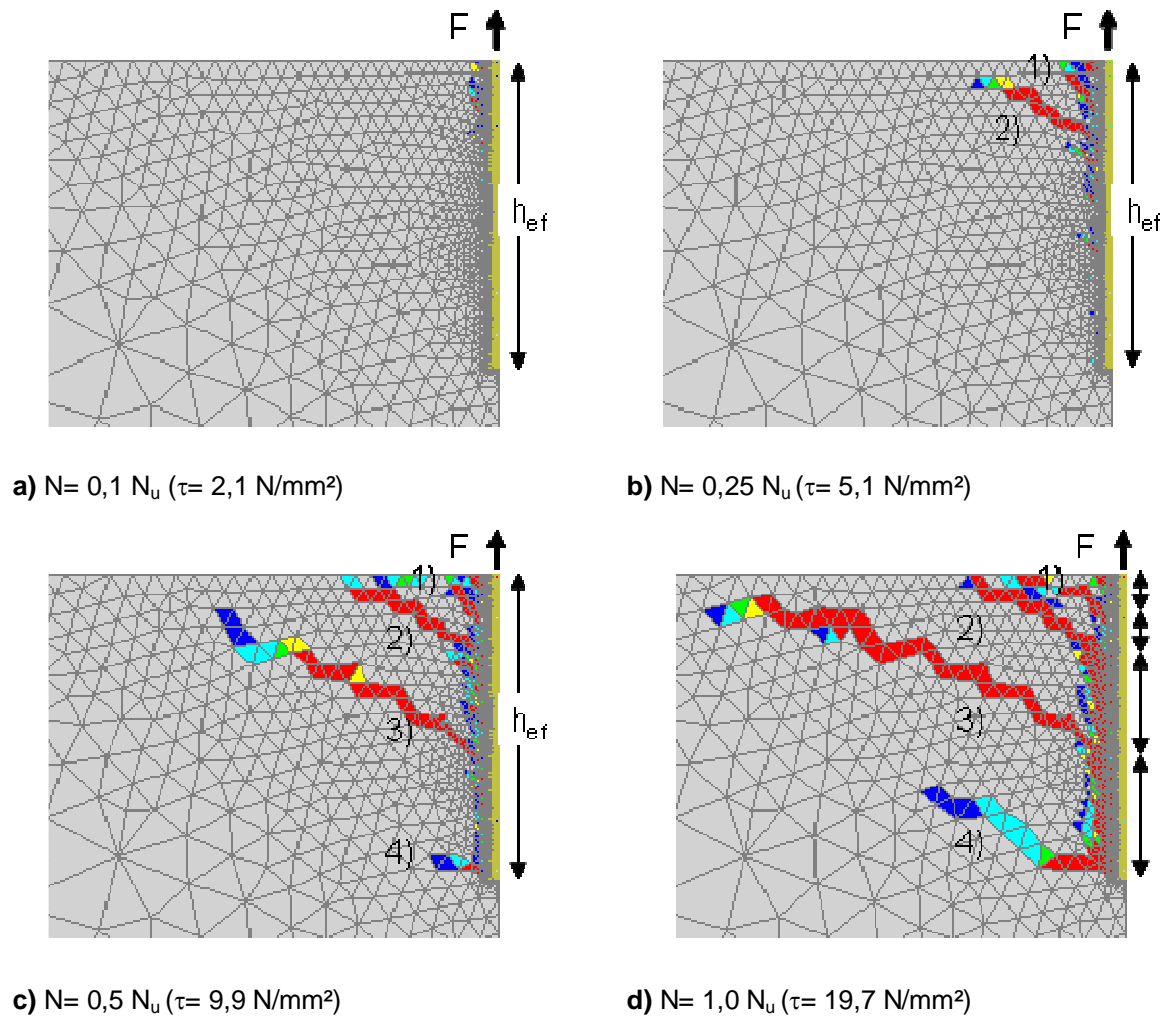


Bild 6.22 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen im Beton (M24, $h_{ef}/d = 20$, Mörtel C, weite Abstützung, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

6.2.3.5 Abgrenzung der Versagensarten über Hauptzugdehnungen

Die numerischen erhaltenen Hauptzugdehnungen haben ergeben, dass in Abhängigkeit der Verankerungstiefe, des Durchmessers und der Verbundfestigkeit des simulierten Verbunddübels unterschiedliche Versagensarten beobachtet werden können. Folgendes Verhalten wurde festgestellt:

- Bei ausreichender Verbundfestigkeit des Mörtelsystems und einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 5$ bildet sich bei Zugbelastung vom Ende der Gewindestange ein Riss, der mit zunehmender Belastung stetig zur Betonoberfläche wächst. Bei Höchstlast beträgt die Risslänge ca. 50- 55% der Risslänge eines vollständigen Kegelmantels. Nach Erreichen der Höchstlast bildet sich ein kegelförmiger Betonausbruchkörper aus. Der Rissfortschritt unter Höchstlast und der im Nachbruch erhaltene Versagenskörper ist bereits von Kopfbolzen/Metallspreizdübeln bekannt.
- Wird die bezogene Verankerungstiefe vergrößert ($h_{ef}/d > 5$), wird bei ausreichender Verbundfestigkeit ebenfalls die Betonzugtragfähigkeit

ausgenutzt. In diesen Fällen ergeben sich infolge des Lasteinleitungsprozesses mehrere über die Verankerungstiefe verteilte Risse, wobei sich ebenfalls ein vom Ende der Gewindestange ausgehender Riss bei Höchstlast bildet. Bei Höchstlast beträgt die Risslänge ca. 40% ($h_{ef}/d=10$) bzw. 25% ($h_{ef}/d=20$) der Risslänge eines vollständigen Kegelmantels. In diesen Fällen entspricht der Verhältniswert der bruchlastbestimmenden gerissenen Fläche zur gesamten Fläche des vom Ende der Gewindestange ausgehenden möglichen Ausbruchkegels näherungsweise dem von Elgehausen/Sawade (1985) festgestellten Rissfortschritt unter Höchstlast von zugbeanspruchten Kopfbolzen.

- c) Sind die Verbundfestigkeiten gering, kommt es zu einem Herausziehen des Verbunddübels aus dem Beton. In diesem Fall kann sich ebenfalls ein oberflächennaher Betonausbruch ausbilden. Es kommt jedoch in keinem Fall zu einem vom Ende der Gewindestange ausgehenden Riss, der bei Höchstlast 40-50% der Gesamtrisslänge besitzt. Weiterhin wächst dieser Riss nach Erreichen der Höchstlast nicht weiter an, weil die Verbundfestigkeit des Systems erreicht ist und der Beton nicht höher beansprucht wird.

Aus den vorher genannten Gründen wird Ziffer a) und Ziffer b) die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit bzw. kegelförmiger Betonausbruchkörper, wie er von Kopfbolzen bekannt ist, zugewiesen. Einzelverbunddübel, die Hauptzugdehnungen nach Ziffer c) zeigen, werden unabhängig davon, ob sich ein oberflächennaher Betonausbruchkörper ausbildet, im Folgenden als Herausziehen klassifiziert.

Die Klassifizierung der Versagensarten muss ebenfalls im Hinblick auf die kommenden experimentellen Untersuchungen durch eine rechnerische Abgrenzung erfolgen, da die Auswertung der Hauptzugdehnungen im Beton in numerischen Untersuchungen vergleichsweise einfach, jedoch in Versuchen sehr aufwendig ist.

6.2.3.6 Rechnerische Abgrenzung

Die numerischen Ergebnisse in Kapitel 6.2.3.2-6.2.3.4 haben gezeigt, dass der absolute Wert der Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems keine wesentlichen Aussagen über den Grad der Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit gibt. Während der Einzelverbunddübel M12 ($h_{ef}/d=20$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel C) die Versagensart Herausziehen zeigt, wird mit Verbunddübel M24 ($h_{ef}/d=20$) bei identischen materialspezifischen Parametern die Betonzugtragfähigkeit ausgenutzt. Daher ist es notwendig, eine rechnerische Unterscheidung der Versagensarten herzuleiten. Dies wird über einen Referenzwert erreicht (kurz $\tau_{u,max}$), der die maximale ausnutzbare Verbundfestigkeit beschreibt. Die Frage, welche maximale Last durch einen Verbunddübel in den Beton eingeleitet werden kann, wird in den folgenden Kapiteln weiter untersucht. Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass diese Last der rechnerischen Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln entspricht, da diese Höchstlasten in den bisherigen numerischen Untersuchungen näherungsweise erreicht wurde. Im Vorfeld wurde ebenfalls untersucht welche Verbundfestigkeiten ausgenutzt werden können, wenn die Ausbruchlast eines Kopfbolzens erreicht wird.

Die mittlere Verbundfestigkeit, die rechnerisch maximal ausgenutzt werden kann, bzw. die notwendig ist, um die Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln zu erreichen, erhält man durch Gleichsetzen von Gl. (3.4) mit Gl. (3.10) ($\alpha_c = 1,0$). Daraus ergibt sich $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.2).

$$\pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{u,max} = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{cc}^{0,5} \quad \text{Gl. (6.1)}$$

$$\tau_{u,max} = \frac{k}{\pi} \cdot \frac{f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{0,5}}{d} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (6.2)}$$

mit

h_{ef}	=	Verankerungstiefe	[mm]
f_{cc}	=	Betondruckfestigkeit, 200 mm Würfel	[N/mm ²]
d	=	Ankerstangendurchmesser	[mm]
k	=	15,5 Kopfbolzen	[-]
k	=	13,5 Metallspreizdübel	[-]

Nutzt ein Einzelverbunddübel die mittlere Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln aus, ergibt sich ein mittlere Vorfaktor (k_p) nach Gl. (6.3).

$$\tau_{u,max} = k_p \cdot \frac{f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{0,5}}{d} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (6.3)}$$

mit

k_p	=	4,9 Kopfbolzen	[-]
k_p	=	4,2 Metallspreizdübel	[-]

Die wesentlichen Parameter, die die maximal ausnutzbare Verbundfestigkeit bzw. die Betonausbruchlast von Verbunddübeln beeinflussen, sind die Druckfestigkeit des Betons, die Verankerungstiefe und der Ankerstangendurchmesser. Verbunddübel mit großem Ankerstangendurchmesser benötigen im Vergleich zu Verbunddübeln mit kleinerem Ankerstangendurchmesser bei konstanter Betondruckfestigkeit und Verankerungstiefe geringere Verbundfestigkeiten, um die Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln zu erreichen.

Mit Gl. (6.3) ist es also möglich unabhängig von vorliegenden Betondehnungen den Grad der Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit zu bestimmen. Liegt der Verhältniswert $\tau_u/\tau_{u,max} = 1,0$ (τ_u aus weiter Abstützung) vor, ist theoretisch die Betonzugtragfähigkeit ausgenutzt und es ist keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Für einen Verhältniswert von $\tau_u/\tau_{u,max} < 1,0$ ist die Verbundfestigkeit des simulierten oder verwendeten Mörtelsystems geringer als die notwendige Verbundfestigkeit zum Erreichen der Betonausbruchlast und der Verbunddübel wird aus dem Beton gezogen.

Im Kapitel 6.3 werden die Höchstlasten bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit von Einzelverbunddübeln mit der mittleren, rechnerischen Höchstlast von

Metallspreizdübeln und Kopfbolzen verglichen. Aus diesen Ergebnissen wird eine Anpassung des Vorfaktors k_p von Gl. (6.3) durchgeführt.

6.2.4 Einfluss der Abstützweite bei der Versagensart Herausziehen

6.2.4.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen zum prinzipiellen Tragverhalten von Verbunddübeln haben gezeigt, dass die Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems ermittelt in Auszugversuchen mit enger Abstützung der Versuchseinrichtung $\tau_{u,eng}$ deutlich größer sein kann, als die aus der Höchstlast berechnete Verbundfestigkeit (Verbundspannung) von zugbelasteten Einzelverbunddübeln mit weiter Abstützung $\tau_{u,weit}$. Die Verhältniswerte $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ liegen nach den bisher diskutierten numerischen Ergebnissen zwischen 0,55-0,85 und zeigen auf den ersten Blick keine Gesetzmäßigkeit. Werden jedoch die Verhältniswerte $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ im Hinblick auf die Versagensarten der zugehörigen Einzelverbunddübel unterschieden, zeigt sich, dass bei Einzelverbunddübeln, die in der Fläche bei weiter Abstützung die Versagensart Herausziehen zeigen, der Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ von geometrischen und materialspezifischen Faktoren nahezu unabhängig ist. Er beträgt auf Basis der numerischen Ergebnisse $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng} \sim 0,8$ (Tabelle 6.4). Das bedeutet, dass für die Versagensart Herausziehen eine enge Abstützung ca. 20% größere Verbundfestigkeiten generiert im Vergleich zur weiten Anstützung. Der Grund für dieses Verhalten wird im folgenden Kapitel ausführlich diskutiert. In Kapitel 8.1.3 wird der Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ experimentell überprüft.

			Mörtel A	Mörtel B	Mörtel C
M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$	$\tau_{u,weit}^{1)}/\tau_{u,eng}^{2)}$	[-]	0,85	0,88	(0,55) ³⁾
M12, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$			0,76	0,81	(0,54) ³⁾
M12, $h_{ef}/d=20$, $f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$			0,84	0,85	0,80
	Mittelwert	[-]	0,81	0,84	0,84
	Mittelwert ⁴⁾	[-]	~ 0,83		

- 1) weite Abstützung
- 2) enge Abstützung
- 3) nicht berücksichtigt weil Betonausbruch
- 4) Mörtel A, Mörtel B und Mörtel C

Tabelle 6.4 Zusammenfassung der numerisch erhaltenen Verhältniswerte $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ (M12, $h_{ef}/d= 5-20$, $f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A, B und C)

Werden die Verbundfestigkeiten eines Mörtelsystems mit enger Abstützung bestimmt, so muss der Einfluss der engen Abstützung auf die tatsächliche Verbundfestigkeit berücksichtigt werden. So lange Gl. (6.4) gilt, wird die Betonzugtragfähigkeit ausgenutzt.

$$\tau_{u,eng} \geq \frac{\tau_{u,max}}{\alpha_{setup}} \quad \text{Gl. (6.4)}$$

mit

$\tau_{u,eng}$	= Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems ermittelt mit enger Abstützung [N/mm ²]
α_{setup}	= Einfluss der Abstützweite auf die Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems = 0,83 [-] (ungerissenen Beton)
$\tau_{u,max}$	= mittlere Verbundfestigkeit, die rechnerisch maximal ausgenutzt werden kann bzw. die notwendig ist, um die Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln zu erreichen, nach Gl. (6.3).

6.2.4.2 Weite Abstützung

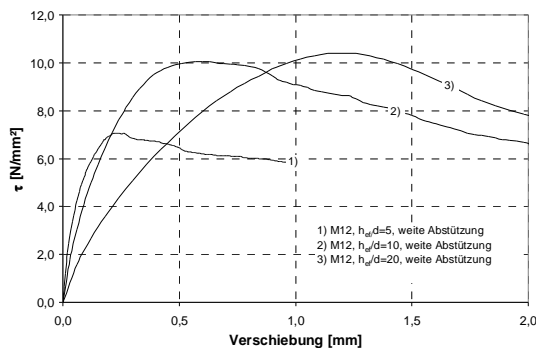


Bild 6.23 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven (M12, $h_{ef}/d=5-20$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel A1)

Bild 6.23 zeigt Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln M12 die durch Herausziehen versagen bei weiter Abstützung. Die Verbundfestigkeit steigt bei Vergrößerung von $h_{ef}/d=5$ auf $h_{ef}/d=10$ um ca. 30 % an. Bei einer weiteren Steigerung der bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d=10$ auf $h_{ef}/d=20$ beträgt die Zunahme der Verbundfestigkeit noch ca. 5 %. Einen ähnlichen Einfluss der Verankerungstiefe auf die Verbundfestigkeit zeigen die in Kapitel 6.2.2.1 durchgeführten Simulationen mit Einzelverbunddübeln

und enger Abstützung.

Den Einfluss der Verankerungstiefe auf die Verbundspannungsverteilung entlang der Verankerungstiefe zeigt Bild 6.24 ($x=0$ entspricht dem belasteten Ende).

Die Charakteristik der Verbundspannungsverteilung entspricht qualitativ der ausgewerteten Verbundspannungsverteilung von Einzelverbunddübeln mit enger Abstützung.

Unabhängig von der gewählten bezogenen Verankerungstiefe zeigen alle Verbundspannungsverläufe am belasteten Ende des Verbunddübeln die geringsten Verbundspannungswerte. Die Differenz zwischen den Verbundspannungswerten am belasteten und unbelasteten Ende der Verbunddübeln ist für kleine Verankerungstiefen größer als für größere Verankerungstiefen. Mit zunehmender Verankerungstiefe stellt sich eine konstantere Verbundspannungscharakteristik ein. In der Literatur wird der Abfall der Verbundfestigkeit am belasteten Ende mit Schädigungen des Bohrlochs beim Bohren und der Bildung eines oberflächennahen Ausbruchkegels begründet. Der Einfluss des Bohrvorgangs ist bei der Durchführung von Versuchen mit Sicherheit vorhanden, wird jedoch bei den numerischen Untersuchungen ausgeschlossen. Der Abfall der Verbundfestigkeit am belasteten Ende ist auf Querspannungen zurückzuführen (Kapitel 6.2.4.3).

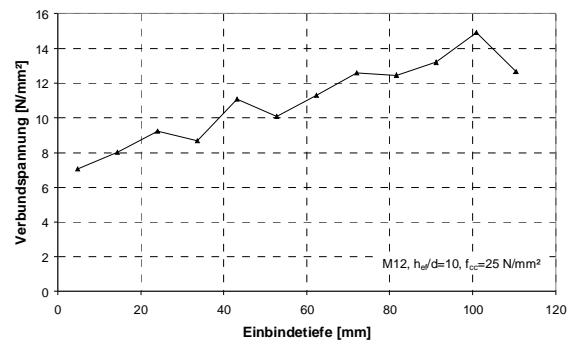
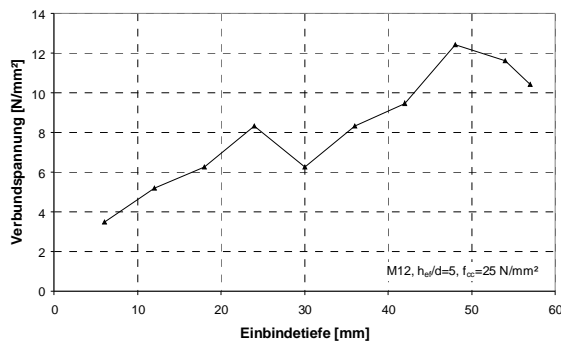
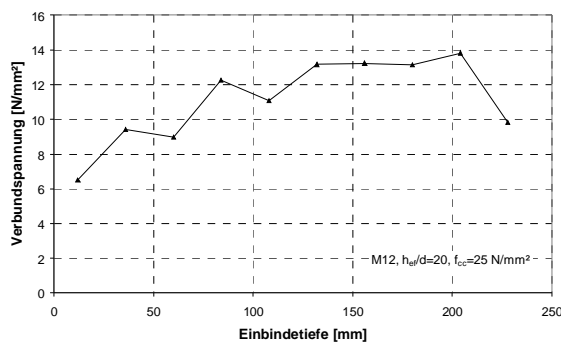
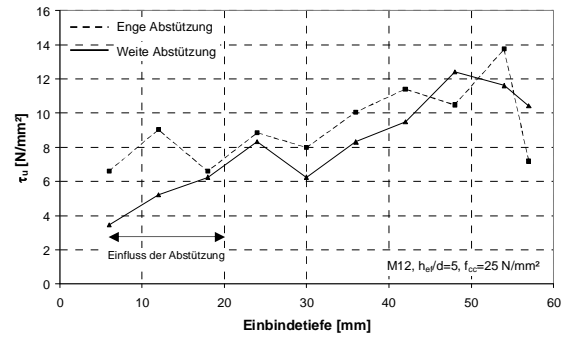
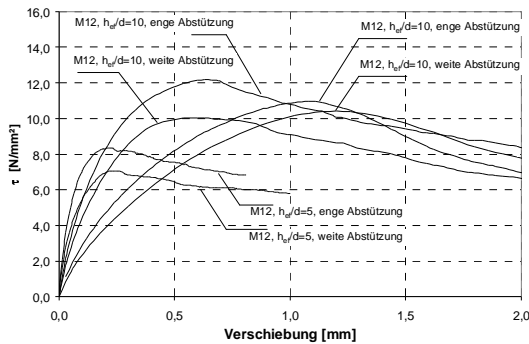
a) M12, $h_{ef}/d=5$ b) M12, $h_{ef}/d=10$ c) M12, $h_{ef}/d=20$

Bild 6.24 Aus numerischen Ergebnissen berechnete Verbundspannungsverteilung eines Verbunddübels entlang der Verankerungstiefe berechnet aus numerisch erhaltenen Stahldehnungen ($f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, Mörtel A1, belastetes Ende $x=0$, weite Abstützung der Versuchseinrichtung)

6.2.4.3 Enge und weite Abstützung

Um den Einfluss der Abstützweite auf die Verbundfestigkeit bei der Versagensart Herausziehen zu charakterisieren, werden die Ergebnisse von Einzelverbunddübeln mit enger Abstützung (Kapitel 6.2.2.3) mit den Ergebnissen von Einzelverbunddübeln mit weite Abstützung verglichen. In Bild 6.25a sind numerisch erhaltene Verbundspannungs-Verschiebungskurven bei weite und enger Abstützung dargestellt (M12, $h_{ef}/d=5, 10$ und 20 , Mörtel A1).

In Bild 6.25b bis c sind die bereits diskutierten Verbundspannungsverläufe entlang der Verankerungstiefe in Abhängigkeit der Abstützsituation für unterschiedliche Verankerungstiefen gegenübergestellt.



a) Last-Verschiebungskurven

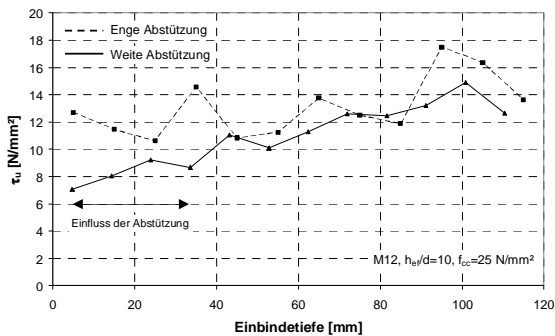
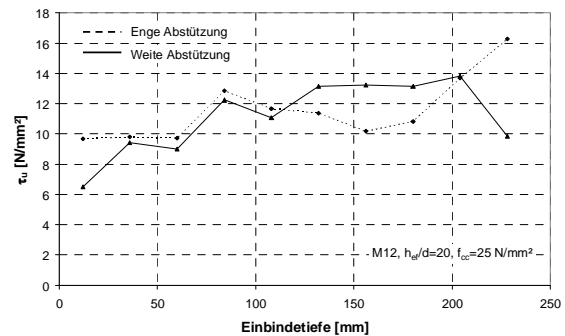
b) M12, $h_{ef}/d = 5$ c) M12, $h_{ef}/d = 10$ d) M12, $h_{ef}/d = 20$

Bild 6.25 Aus numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven sowie daraus berechnete Verbundspannungsverläufe entlang der Verankerungstiefe für enge und weite Abstützung der angreifenden Zuglast (M12, $h_{ef}/d = 5-20$, $f_{cc} = 25$ und 60 N/mm^2 , Mörtel A1, Versagensart Herausziehen)

Vor allem am belasteten Ende des Verbunddübels ergeben sich für eine enge Abstützweite deutlich höhere Verbundspannungswerte als bei weiter Abstützung. Der Einfluss der Abstützung ist abhängig von der bezogenen Verankerungstiefe. Für eine bezogene Verankerungstiefe $h_{ef}/d = 5$ beeinflusst eine enge Abstützung die Verbundspannungs-Charakteristik annähernd über die gesamte Verankerungstiefe (Bild 6.25b), wobei vor allem am belasteten Ende bei enger Abstützung der angreifenden Zuglast ca. 50% höhere Verbundspannungswerte berechnet werden. Für eine bezogene Verankerungstiefe von $h_{ef} = 10d$ und $20d$ zeigt sich im Wesentlichen eine Beeinflussung bis zu einer Tiefe von ca. 50 mm (4d). Die von der Abstützung abhängige Abnahme der Verbundfestigkeit am belasteten Ende des zugbeanspruchten Verbunddübels kann durch die Auswertung der infolge Verbunds erzeugten Querspannungen im umgebenden Beton erklärt werden.

Bild 6.27 zeigt schematisch das Modell für die Lastabtragung bei enger und weiter Abstützung der angreifenden Zuglast. In Bild 6.27 sind nur die Druckstreben eingezeichnet, die sich direkt in das Auflager abstützen können. Die durch Verbund verursachten Querspannungen im oberflächennahen Bereich beanspruchen Beton, Mörtel und den Verbund zwischen diesen Materialien und reduzieren deren Festigkeiten.

Die direkt über das Auflager bei weiter Abstützung abgetragenen Druckstreben verlaufen im Vergleich zu einer engen Abstützung der Versuchseinrichtung deutlich flacher, die Querspannung ist daher deutlich größer. Weiterhin kann sich bei weiter

Abstützung nur im unteren Verankerungsbereich günstiger Querdruck auf den Verbund ausbilden. Untersuchungen von Meszaros (2001) zeigen eine deutliche Abnahme der Verbundfestigkeit von Verbunddübeln bei vorhandenem mehraxialem Zug und eine deutliche Zunahme bei mehraxialem Druck.

Zur Bestätigung der vorherigen Ausführungen wurden die den Verbunddübel umgebenden Betonelemente hinsichtlich Hauptzugspannungen (S_{xx}) senkrecht zur Dübelachse (Querzugspannungen) unter Berücksichtigung der Abstützsituation ausgewertet (Bild 6.28 und Bild 6.29). Bild 6.26 zeigt den zugehörigen Maßstab.

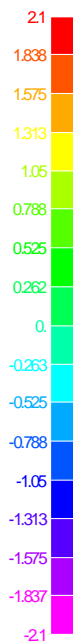


Bild 6.26 Maßstab Querzugspannungen

Gelbe, helle Bereiche kennzeichnen Querzugspannungswerte, die annähernd im Bereich der dem Beton zugewiesenen Zugfestigkeit ($f_{ctm} = 1,8 \text{ N/mm}^2$) liegen. Bild 6.28a zeigt für Verbunddübel M12 ($h_{ef}/d = 10$) die bei enger Abstützung erzeugten Querzugspannungen im umgebenden Beton unter Höchstlast. Zum Vergleich sind die numerisch erhaltenen Querzugspannungen im Beton bei weiter Abstützung für einen identischen Einzelverbunddübel dargestellt (Bild 6.28b). Die Auflagerbedingung wurde eingezeichnet, um schematisch die Abstützsituation zu verdeutlichen. Die numerisch erhaltenen Höchstwerte der Querzugspannungen im umgebenden Beton sind bei enger Abstützung im Vergleich zu den

Höchstwerten bei weiter Abstützung deutlich geringer ($S_{xx,eng,max} \sim 0,52 \text{ N/mm}^2$, $S_{xx,weit,max} = 1,5 \text{ N/mm}^2$). Die Zugbeanspruchung des oberflächennahen Beton bzw. des Verbundes zwischen Mörtel und Betons ist bei enger Abstützung also vermutlich geringer als bei weiter Abstützung.

Die Ausdehnung des Querzugbereichs in Stablängsachse bei weiter Abstützung beträgt bei einer bezogenen Verankerungstiefe $h_{ef}/d = 5$ annähernd 50-60% der Verankerungstiefe (Bild 6.29b). Der Anteil der geometrischen Ausdehnung des Querzugbereichs längs der Stabachse im Verhältnis zur Verankerungstiefe nimmt mit zunehmender Verankerungstiefe ab (Bild 6.29a, $h_{ef}/d = 10$ ca. 30%). Bei größerer Verankerungstiefe ist der sich auf die Verbundfestigkeit auswirkende Querzuganteil geringer und führt zu einem gleichmäßigeren Verbundspannungsverlauf (Bild 6.25).

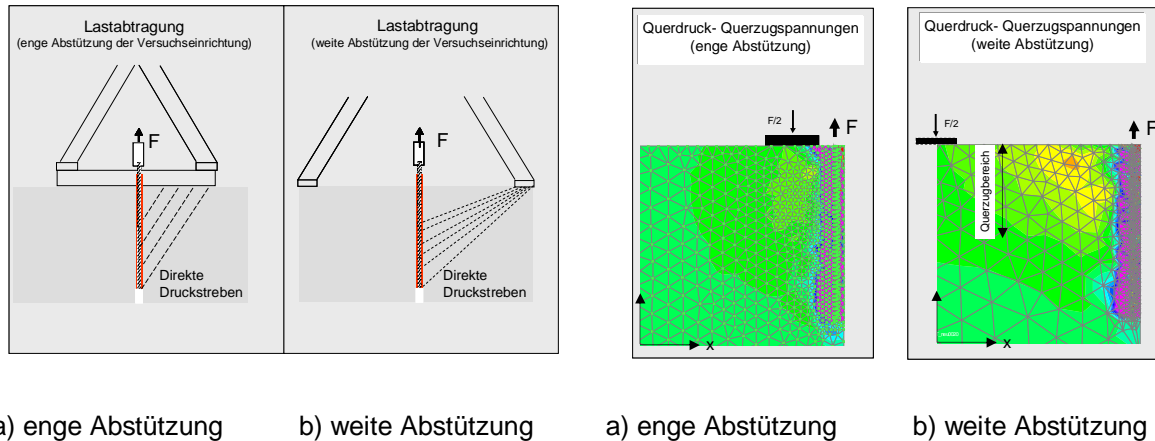
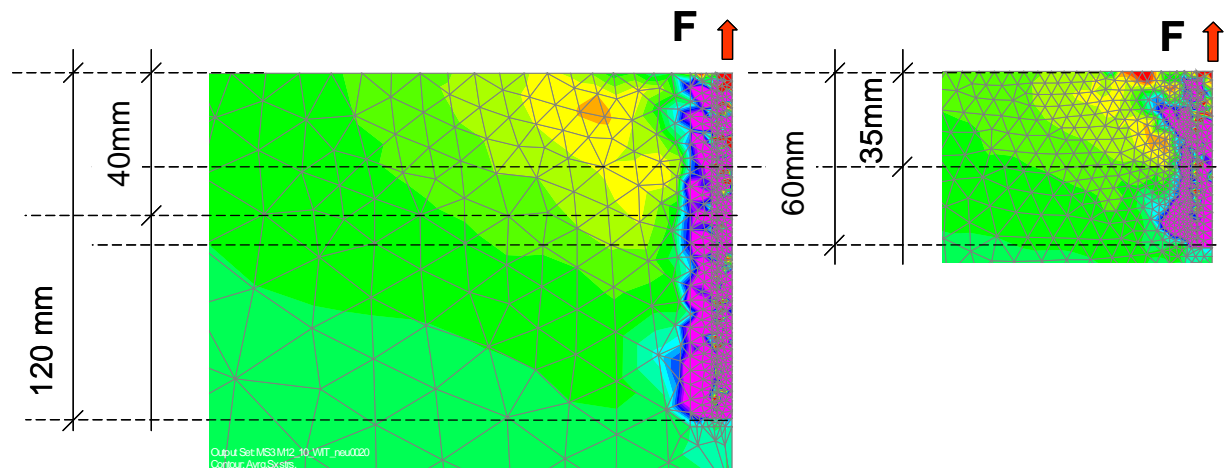


Bild 6.27 Lastabtragung eines Einzelverbunddübels in der Fläche unter Berücksichtigung der Abstützsituation (schematisch)

Bild 6.28 Numerisch erhaltene Querspannungen unter Berücksichtigung der Abstützsituation (M12, $h_{ef}/d = 5$, Mörtel A1)



a) M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A1

b) M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25$, Mörtel A1

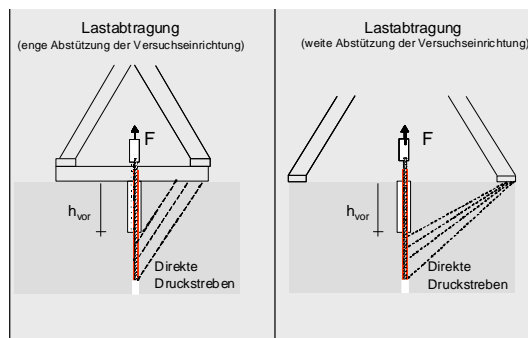
Bild 6.29 Numerisch erhaltene Querspannungen bei weiter Abstützung

Um den Einfluss der Abstützung auf die Verbundfestigkeit eines Verbunddübels weiter zu untersuchen, wurden numerische Untersuchungen mit Verbunddübel M12 ($h_{ef}/d = 10$, Mörtel A1) mit verbundfreier Vorlänge von $h_{vor} = 5d = h_{ef}/2$ bei enger und weiter Abstützung durchgeführt. Die verbundfreie Vorlänge wurde durch eine den Verbunddübel umgebende Luftschicht realisiert.

Bild 6.30 zeigt schematisch den Aufbau des Modells sowie der angenommenen Lastabtragung bei weiter und enger Abstützung der angreifenden Zuglast.

Infolge der verbundfreien Vorlänge wirkt unabhängig von der Abstützweite günstiger Querdruk auf die verbleibende Verbundlänge, da sich die Druckstreben in beiden Abstützsituationen direkt in die Auflager abstützen können. Der sich bei weiter Abstützung oberflächennah bildende Quersugbereich wirkt ausschließlich im Bereich der verbundfreien Vorlänge und hat daher keinen Einfluss auf die Höchstlast bzw. die daraus berechnete Verbundfestigkeit.

Dies wird in Bild 6.31 bestätigt, dass die numerisch erhaltenen Verbundspannungs-Verschiebungskurven für weite und enge Abstützung mit und ohne verbundfreie Vorlänge zeigt. Die Verbundspannungs-Verschiebungskurven der Simulationen weisen für eine enge Abstützung (Kurve 2), enge Abstützung mit Vorlänge (Kurve 4) und weite Abstützung mit Vorlänge (Kurve 3) eine nahezu identische Charakteristik hinsichtlich Verbundfestigkeit- und Steifigkeit ($\tau_u \sim 8,3 \text{ N/mm}^2$) auf. Die Verbundfestigkeiten sind höher als der Wert bei weite Abstützung ohne verbundfreie Vorlänge ($\tau_u = 7,1 \text{ N/mm}^2$). Die Ergebnisse zeigen, dass bei dieser Versuchsanordnung kein Einfluss der Abstützweite auftritt. Somit werden die erläuterten Einflüsse auf die Verbundfestigkeit bestätigt.



a) enge Abstützung

b) weite Abstützung

Bild 6.30 Lastabtrag eines Einzelverbunddübels mit verbundfreier Vorlänge in der Fläche unter Berücksichtigung der Abstützsituation

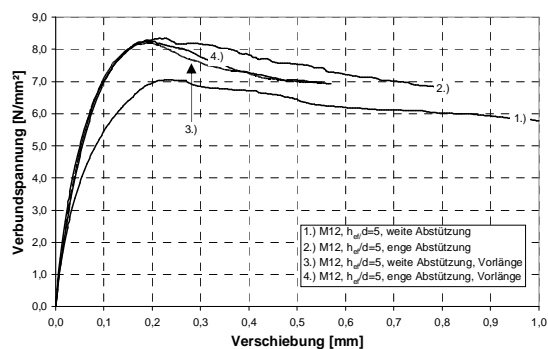


Bild 6.31 Verbundspannungs-Verschiebungskurven, berechnet aus numerischen Ergebnissen (M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Verbundlänge $h_{ef}/d = 5$, Mörtel A1), enge und weite Abstützung, mit und ohne verbundfreie Vorlänge)

6.3 Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit

6.3.1 Einzelverbunddübel in der Fläche

6.3.1.1 Allgemeines

Im den folgenden Kapiteln wird das Tragverhalten von Verbunddübeln untersucht, denen auf Basis der Hauptzugdehnungen im Beton die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit zugewiesen wurde. Nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen/Metallspreizdübel (Gl. (3.4)) ergibt sich die Betonausbruchlast als Funktion der Betondruckfestigkeit und der Verankerungstiefe. Im Folgenden wird der Einfluss dieser Parameter auf die Höchstlast von Einzelverbunddübeln, die die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit zeigen, überprüft und Abweichungen werden diskutiert

6.3.1.2 Versagensmechanismus

Die bisherigen numerischen Ergebnisse haben gezeigt, dass bei ausreichend hoher Verbundfestigkeit und einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 5$ sich ein vom Ende der Gewindestange ausgehender vollständiger, kegelförmiger Betonausbruch bilden kann. Diese Versagensart ist identisch mit der Versagensart von Befestigungsmitteln, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen. Aus diesem Grund werden im Folgenden drei Ankerstangendurchmesser ($d = 6$ mm, $d = 12$ mm und $d = 24$ mm) mit einer bezogenen Verankerungstiefe $h_{ef}/d = 5$ simuliert. Die erreichte Höchstlast wird mit der mittleren rechnerischen Höchstlast von Kopfbolzen nach Gl. (3.4) verglichen.

Bild 6.32 zeigt den Verhältniswert der numerisch erhaltenen Höchstlast dieser Verbunddübel bezogen auf die mittlere rechnerische Betonausbruchlast von Kopfbolzen. Tabelle 6.5 enthält die wesentlichen Parameter der in Bild 6.32 dargestellten Ergebnisse. Die numerisch erhaltene Bruchlast beträgt für eine Verankerungstiefe $h_{ef} = 30$ mm ca. 40% (30%) der mittleren rechnerischen Höchstlast von Kopfbolzen (Metallspreizdübeln). Bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 60$ mm (120 mm) wird die mittlere rechnerische Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln (Kopfbolzen) erreicht.

Es wird ersichtlich, dass die rechnerische Klassifizierung der Versagensarten mittels Gl. (6.3) erst ab einer Verankerungstiefe von $h_{ef} \geq 60$ mm Gültigkeit besitzen kann, da bis zu dieser Verankerungstiefe die Höchstlast des simulierten Einzelverbunddübels M6 deutlich unter der mittleren rechnerischen Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln liegt. Dies gilt, obwohl die in Bild 6.33 dargestellten numerisch erhaltenen Hauptdehnungen einen vollständigen kegelförmigen Betonausbruch im Nachbruch zeigen.

Die Auswertung der numerischen Hauptdehnungen zeigt, dass der Winkel hinsichtlich des Winkels zwischen der Mantelfläche des Bruchkegels und der Bauteiloberfläche bei konstanter bezogener Verankerungstiefe ($h_{ef}/d = 5$) mit zunehmender Verankerungstiefe ansteigt. Er beträgt bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 30$ mm ca. 25° , bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 120$ mm ca. 34° . Infolge der Zunahme des Neigungswinkels mit zunehmender Verankerungstiefe ergibt sich eine Zunahme des Durchmessers des Ausbruchkegels mit abnehmender Verankerungstiefe.

Dieses Verhalten lässt sich analog zu Kopfbolzen auf Basis der Bruchmechanik begründen. Nach Definition der Bruchmechanik sind zugbeanspruchte Verankerungen als sogenannte Mixed-Mode-Problematik einzustufen (Zhao (1994)), da sich das Versagen aus einer Kombination von Zug- und Schubversagen des Betons zusammensetzt. Im Mode I liegt die Spannung senkrecht zum Riss und im Mode II parallel zum Riss, die in der Regel als Schubspannung bezeichnet wird. Mit zunehmender Rissentwicklung wird der Verhältniswert der Spannungsintensitätsfaktoren bei Mode I und Mode II im Sinne der Bruchmechanik verändert. Dementsprechend ändert sich der Weiterrißwinkel (Zhao (1994)).

Mörtel	d	h _{ef}	h _{ef} /d	f _{cc}	N _{u,c,Verbunddübel}	N _{u,c,Kopfboizen} ¹⁾	N _{u,c,Metallspreizdübel} ¹⁾	N _{u,c,Verbunddübel} / N _{u,c,Kopfboizen}	N _{u,c,Verbunddübel} / N _{u,c,Metallspreizdübel}
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
C	6	30	5	25	7,8	12,7	11,1	0,61	0,7
	12	60			31,6	36,0	31,4	0,81	1,0
	24	120			101,8	101,8	88,7	1,0	1,1

¹⁾ nach Gl. (3.4)

Tabelle 6.5 Übersicht der in Bild 6.32 dargestellt numerischen Ergebnisse

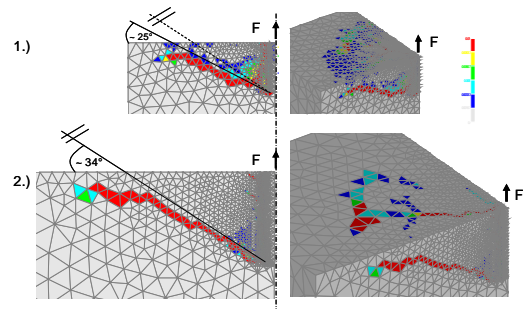
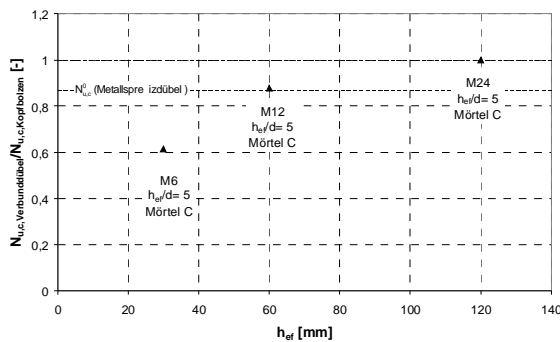


Bild 6.32 Verhältnis der numerisch erhaltenen Höchstlasten von Verbunddübeln zur berechneten mittleren Höchstlast von Kopfboizen nach Gl. (3.4) in Abhängigkeit der Verankerungstiefe (M6, M12 und M24, h_{ef}/d = 5, f_{cc} = 25 N/mm², Mörtel C)

Bild 6.33 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen im Beton, kegelförmiger Betonausbruch (Nachbruch)

1) M6, h_{ef}/d = 5, f_{cc} = 25 N/mm², Mörtel C

2) M24, h_{ef}/d = 5, f_{cc} = 25 N/mm², Mörtel C

6.3.1.3 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Zur Ermittlung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf die Höchstlast von Einzelverbunddübeln wurden Simulationen mit unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten durchgeführt. Die Materialeigenschaften der Betone können aus Tabelle 5.3 (Kapitel 5.4.2) entnommen werden.

In Bild 6.34 sind die numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven von Einzelverbunddübeln M12 mit identischer Verankerungstiefe und Mörtleigenschaften (h_{ef} = 60 mm, Mörtel C) dargestellt. Variiert wird ausschließlich die Betondruckfestigkeit von f_{cc} = 25 N/mm² über 47,5 N/mm² auf 60 N/mm².

Die zugehörigen Verbundspannungs-Verschiebungskurven sind in Bild 6.35 dargestellt. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit ergibt sich sowohl ein steiferes Tragverhalten als auch eine Zunahme der Höchstlast.

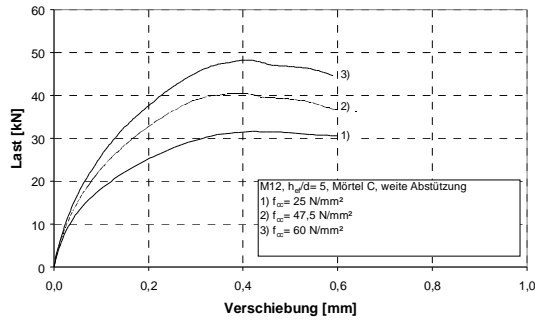


Bild 6.34 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25$ -60 N/mm², Mörtel C)

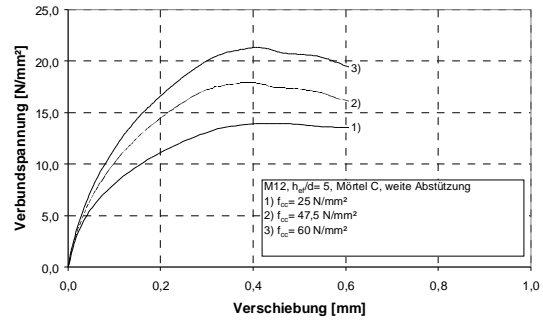


Bild 6.35 Aus numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25$ -60 N/mm², Mörtel C)

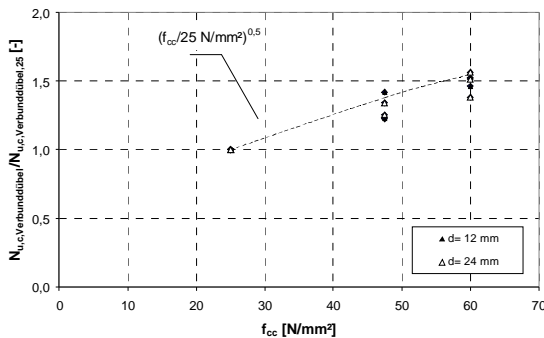


Bild 6.36 Verhältnis $N_{u,c,Verbunddübel}/N_{u,c,Verbunddübel,25}$ als Funktion der Betondruckfestigkeit. Numerische Untersuchung an Einzelverbunddübeln bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit (M12 und M24, $h_{ef}/d = 5$ -20, $f_{cc} = 25$ -60 N/mm², Mörtel C)

In Bild 6.36 sind die Quotienten der numerisch erhaltenen Höchstlasten bei einer Betondruckfestigkeit von $f_{cc} = 25$ -60 N/mm² bezogen auf die numerische erhaltenen Höchstlasten für eine Betondruckfestigkeit von $f_{cc} = 25$ N/mm² in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit aufgetragen. Bild 6.36 gilt für Verbunddübel, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen oder einen kegelförmigen Betonausbruch verursachen. Die Simulationen erfolgten mit verschiedenen bezogenen Verankerungstiefen und Ankerstangendurchmessern ($d = 6$ mm und $d = 24$ mm, $h_{ef}/d = 5$ -20).

Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass die Höchstlasten bzw. die daraus berechneten Verbundspannungen der Einzelverbunddübel mit der Betondruckfestigkeit ansteigen, im Mittel proportional zu $f_{cc}^{0,5}$. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Versagenslast entspricht dem bekannten Verhalten von Befestigungssystemen mit Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln.

6.3.1.4 Einfluss der Verankerungstiefe

Bild 6.37 zeigt numerisch erhaltene Höchstlasten von Einzelverbunddübeln in der Fläche bei weiter Abstützung in Abhängigkeit der Verankerungstiefe. Zusätzlich sind die mittleren rechnerischen Höchstlasten von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln nach Gl. (3.4) aufgetragen. Bild 6.37 gilt nur für Verbunddübel, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen.

Die numerisch ermittelten Höchstlasten wurden aufgrund der Ergebnisse aus dem vorherigen Kapitel über die Betondruckfestigkeit proportional zu $f_{cc}^{0,5}$ auf eine Betondruckfestigkeit $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet. Eine potentielle Regression durch die normierten numerischen Höchstlasten von Verbunddübeln ergibt einen Anstieg der Betonausbruchlast in Abhängigkeit der Verankerungstiefe mit $h_{ef}^{1,5}$. Dies entspricht dem bekannten Verhalten von Kopfbolzen und Metallspreizdübeln und ist auf die Zunahme der Kegelmantelfläche und den Maßstabseffekt zurückzuführen. Die numerisch ermittelten Höchstlasten streuen um die rechnerischen Werte von Metallspreizdübeln. Dieser Streuung wird im Folgenden nachgegangen, da numerische Ergebnisse keiner Streuung unterliegen.

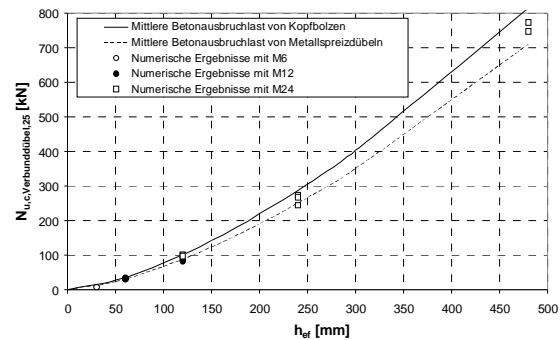
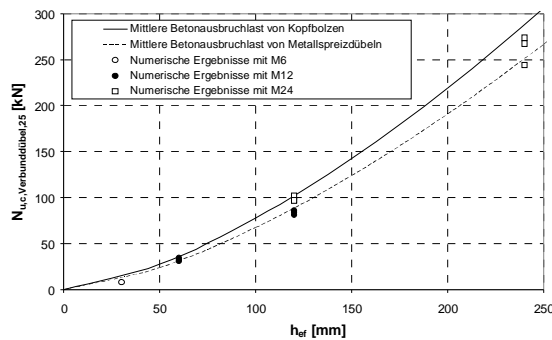
a) Skalierung: $h_{ef} \leq 250 \text{ mm}$ b) Skalierung: $h_{ef} \leq 500 \text{ mm}$

Bild 6.37 Normierte Höchstlast ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$) von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit der Verankerungstiefe (M12-M24, $h_{ef}/d = 5-20$, Mörtel A, B und C)

Bild 6.38 zeigt die Verhältnisswerte der numerisch erhaltenen Höchstlasten zur mittleren rechnerischen Höchstlast von Kopfbolzen nach Gl. (3.4) in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefe auf. Es zeigt eine Abnahme der Betonausbruchlast von Verbunddübeln mit zunehmender bezogener Verankerungstiefe in den Grenzen $5 \leq h_{ef}/d \leq 10$ (Bild 6.38). Wird die bezogene Verankerungstiefe auf $h_{ef}/d = 20$ vergrößert, nehmen die numerisch erhaltenen Höchstlasten nicht weiter ab. Dabei sind die bezogenen Bruchlasten für M24 größer als für M12.

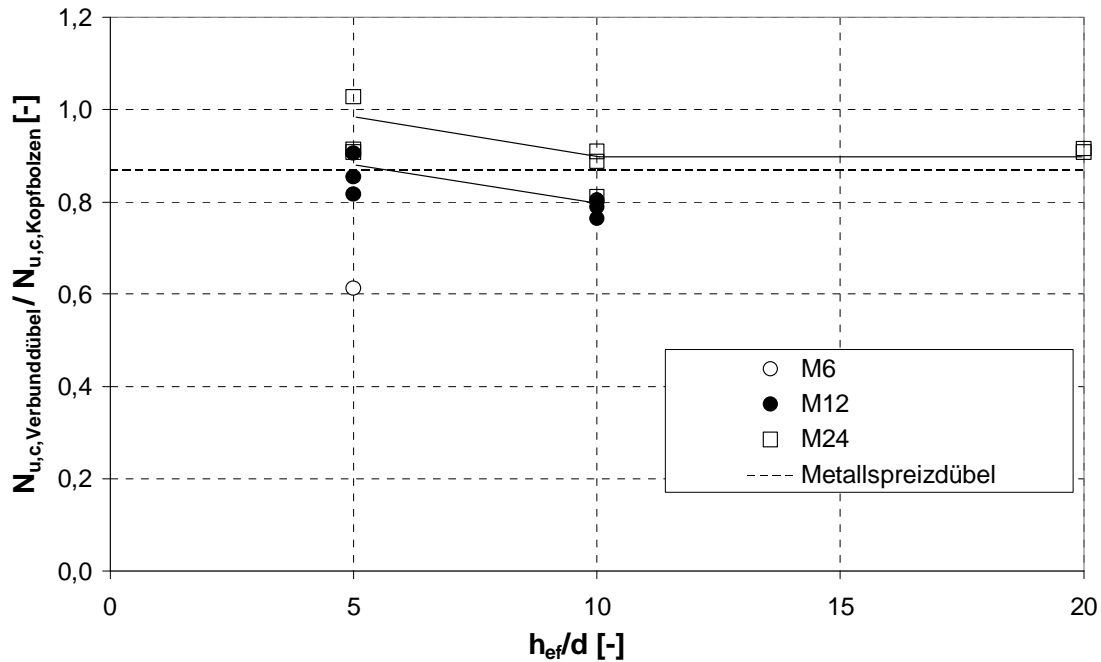


Bild 6.38 Verhältnisswert der numerisch erhaltenen Höchstlasten von Verbunddübeln zur mittleren rechnerischen Höchstlast von Kopfbolzen nach Gl. (3.4) als Funktion der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d

In Bild 6.39 sind die numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven zweier Einzelverbunddübel mit identischer Verankerungstiefe und identischen Mörtleigenschaften aber unterschiedlichen Durchmessern der Ankerstange dargestellt ($d = 12$ mm und $d = 24$ mm, $h_{ef} = 120$ mm, Mörtel C). Die daraus berechneten Verbundspannungswerte in Abhängigkeit der Verschiebung zeigt Bild 6.40.

Bei M24 mit einer bezogenen Verankerungstiefe $h_{ef}/d = 5$ erreicht der Verbunddübel die mittlere rechnerische Höchstlast von Kopfbolzen. Demgegenüber ist die Höchstlast bei Ankerstangendurchmesser $d = 12$ mm um 20% geringer. Weiterhin ergibt sich für Einzelverbunddübel M24 eine deutlich steifere Last-Verschiebungskurve im Vergleich zum Verbunddübel M12.

Werden die numerisch ermittelten Hauptzugdehnungen im Beton ausgewertet, zeigt sich für M24 mit $h_{ef}/d = 5$ (Bild 6.41a) ausschließlich ein vom Ende der Gewindestange ausgehender kegelförmiger Riss. Nach Erreichen der Höchstlast wird ein vollständiger kegelförmiger Betonausbruchkörper aus dem Beton gelöst (Bild 6.42a). Bei M12 mit einer bezogenen Verankerungstiefe $h_{ef}/d = 10$ zeigt das Rissbild bei Höchstlast (Bild 6.41b) und im Nachbruch (Bild 6.42b) bei dem die Betonzugtragfähigkeit die Höchstlast der Einzelverbunddübel bestimmt. Damit ist unabhängig von der maximalen Verbundfestigkeit des Mörtelsystems keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Das heißt, dass das Rissbild in Bild 6.42b eine Abnahme der Betonausbruchlast im Vergleich zum Rissbild in Bild 6.42a verursacht. Aus diesem Grund streuen die numerisch erhaltenen Höchstlasten um die

rechnerischen Werte von Metallspreizdübeln wenn die Betonzugtragfähigkeit ausgenutzt wird.

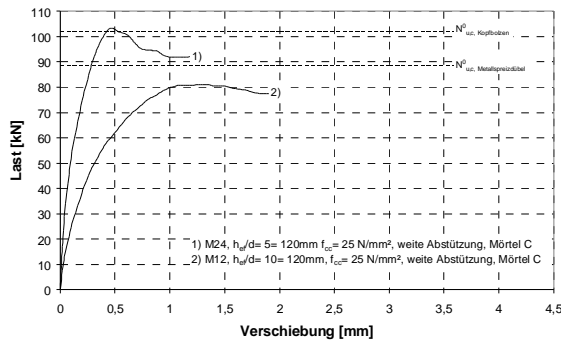


Bild 6.39 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven (M12, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=25$ N/mm² und M24, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel C)

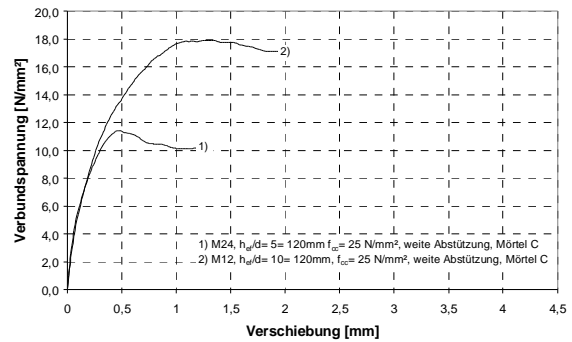
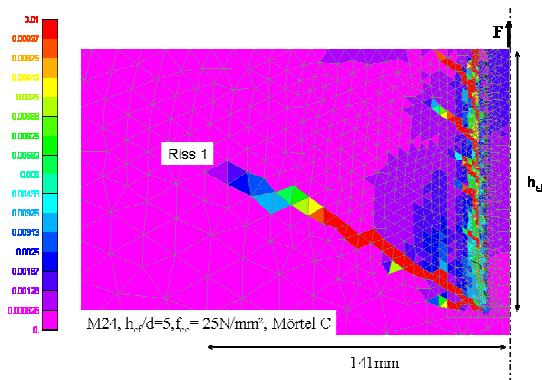
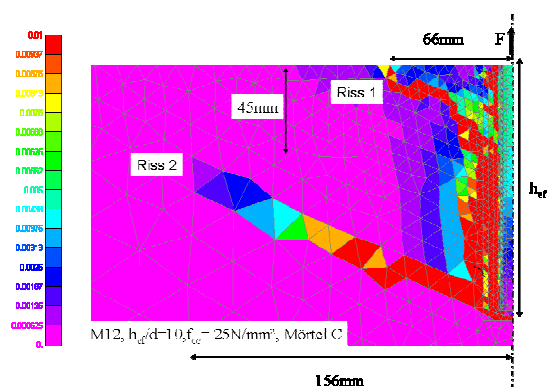


Bild 6.40 Aus den numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven (M12, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=25$ N/mm² und M24, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel C)



a) M24, $h_{ef}/d=5$



b) M12, $h_{ef}/d=10$

Bild 6.41 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen im Beton bei Höchstlast ($f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel C)

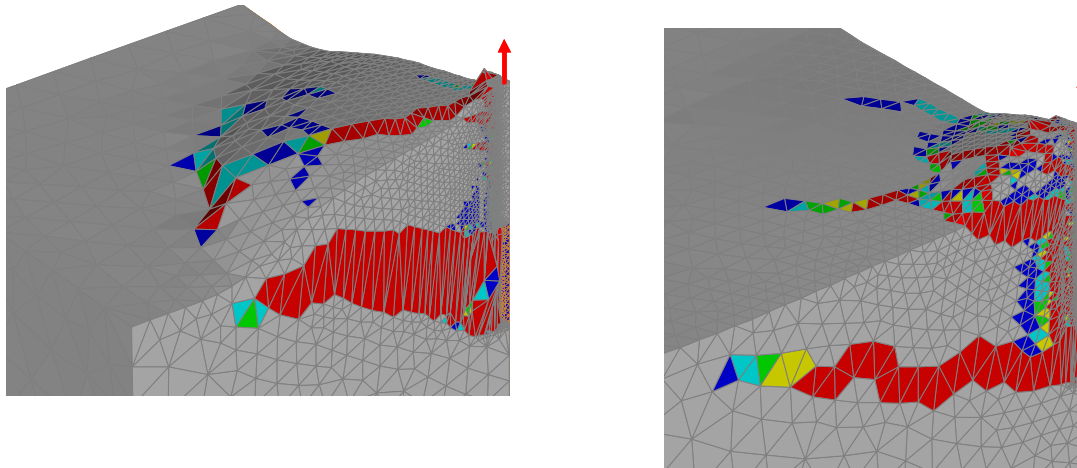
a) M24, $h_{ef}/d=5$ b) M12, $h_{ef}/d=10$

Bild 6.42 Numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen im Beton, Nachbruch ($f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, Mörtel C, Verformung stark überhöht)

6.3.1.5 Zusammenfassung und Berechnung der Höchstlast

Die Berechnung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen oder Metallspreizdübeln bei kegelförmigem Betonausbruch mittels Gl. (3.4) wurde durch experimentelle Ergebnisse bestätigt und theoretisch begründet (Kapitel 3.4.2). Verbunddübel können ebenfalls einen kegelförmigen Betonausbruch erzeugen bzw. die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen. Sowohl der Einfluss der Verankerungstiefe h_{ef} als auch der Betondruckfestigkeit f_{cc} auf die Betonausbruchlast von Verbunddübeln entsprechen den in Gl. (3.4) angegebenen mathematischen Beziehungen für Kopfbolzen und Metallspreizdübeln. Aus diesem Grund scheint es sinnvoll, die Höchstlast von zugbelasteten Verbunddübeln in Anlehnung an Gl. (3.4) rechnerisch zu erfassen und zu begrenzen.

Nach Bild 6.38 ergibt sich eine Abnahme der Betonausbruchlast in den Grenzen $5 \leq h_{ef}/d \leq 10$. Dies kann durch die Rissbildung im Beton erklärt werden.

In den numerischen Simulationen bilden sich mit zunehmender Verankerungstiefe ($h_{ef}/d > 5$) mehrere diskrete über die Verankerungstiefe ungleichmäßig verteilte kegelförmige Risse im Beton, die mit zunehmender Belastung stetig zur Oberfläche wachsen. Untersuchungen von Schlaich/Schäfer (1998) ergaben, dass die einachsige Betondruckfestigkeit von Druckfeldern erheblich vom mehraxialen Spannungszustand und von der Störung durch Risse abhängig ist. Die Bruchspannung von Beton werden um ca. 20% bis 40% abgemindert, wenn Druckstreben parallel zu Rissen verlaufen bzw. von Rissen gekreuzt werden. Schlaich/Schäfer (1998) schlagen für die Betondruckfestigkeit in Druckspannungsfeldern folgende Abminderungsfaktoren vor.

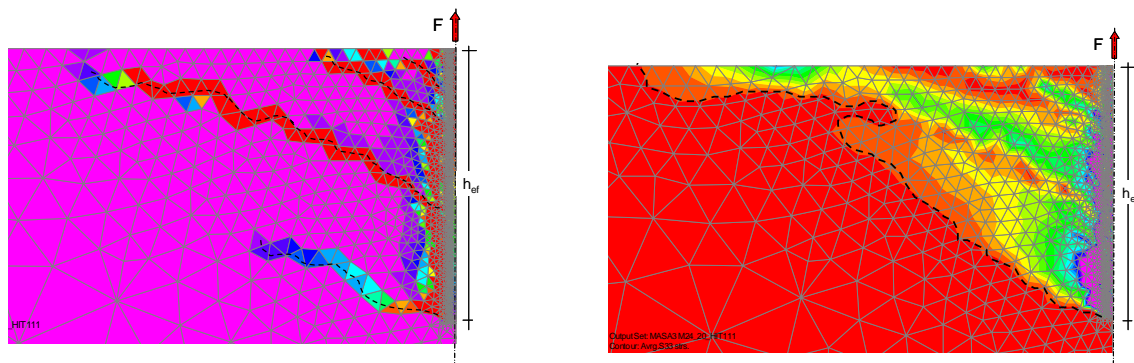
Die Simulationen mit Einzelverbunddübeln zeigen, dass sich oberflächennahe Risse in den ersten Laststufen ($0,25 \cdot N_u - 0,5 \cdot N_u$), also deutlich vor Erreichen der Höchstlast, bilden. Der vom Ende der Gewindestange ausgehende bruchlastbestimmende Riss wächst in einem Bereich, der infolge des Lasteinleitungsprozesses schon geschädigt ist und dessen Bruchspannung durch die vorhergehende Rissbildung abgemindert

wird. Weiterhin zeigen die numerischen Untersuchungen, dass die von einem Verbunddübel ausgehenden Druckspannungen annähernd parallel zu den Rissen verlaufen. Dies zeigt Bild 6.43a. Weiterhin verdeutlicht Bild 6.43b die Störung des Druckspannungsfeldes durch parallel zur Druckspannungsrichtung verlaufende Risse. Das durch die Lasteinleitung verursachte Druckspannungsfeld ist in diesem Fall durch Risse in drei einzelne Druckspannungsfelder unterteilt, es ist also nicht homogen.

$$\alpha_c = 1,0 \text{ für einen ungestörten einaxialen Druckspannungszustand} \quad \text{Gl. (6.5)}$$

$$\alpha_c = 0,8 \text{ für Druckstreben mit parallel zur Druckrichtung verlaufenden Rissen} \quad \text{Gl. (6.6)}$$

$$\alpha_c = 0,6 \text{ für Druckstreben mit schräg zur Druckrichtung verlaufenden Rissen} \quad \text{Gl. (6.7)}$$



a) Rissbildung im Beton

b) gestörter Druckspannungszustand

Bild 6.43 Einzelverbunddübel (M24, $h_{ef}/d = 20$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel C, weite Abstützung)

Die mittlere Höchstlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln nach Gl. (3.4) gilt für ungerissenen Beton. Bei diesen Befestigungsmitteln erfolgt der Lasteintrag von „unten“ über den Kopf (Kopfbolzen) oder die Spreizsegmente (Metallspreizdübel). Aus den vorgenannten Gründen muss Gl. (3.4) für die Höchstlast von Verbunddübeln angepasst werden. Durch die Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit in ungestörtem Zustand (Kapitel 6.3.1.3), der Verankerungstiefe unter Berücksichtigung der Zunahme der Kegelmantelfläche und des Maßstabseinflusses (Kapitel 6.3.1.4), sowie der Abnahme der Bruchspannung infolge Rissbildung ergibt sich die durchschnittliche Höchstlast von Verbunddübeln bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit nach Gl. (6.8).

$$N_{u,c}^0 = k_c \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot (\alpha_c \cdot f_{cc})^{0,5} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (6.8)}$$

mit

$$\alpha_c = 1,0 \text{ für einen ungestörten einaxialen Druckspannungszustand (} h_{ef}/d= 5 \text{)} \\ [-] \\ \alpha_c = 0,8 \text{ für Druckstreben mit parallel zur Druckrichtung verlaufenden} \\ \text{Rissen (} h_{ef}/d > 5 \text{)} \quad [-]$$

f_{cc} und h_{ef} nach Gl. (3.4)

Bei einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d= 5$ ergibt sich eine Rissbildung analog zu Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln ($\alpha_c= 1,0$). Bei einer bezogenen Verankerungstiefe $h_{ef}/d > 5$ ergibt sich eine Abminderung der Bruchspannung infolge von zusätzlichen Rissen entlang der Verankerungstiefe ($\alpha_c= 0,8$). Daraus begründet sich die theoretische Höchstlast für Verbunddübel bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit nach Gl. (6.9) unter Berücksichtigung von Gl. (6.5) und Gl. (6.6).

$$N_{u,c}^0 = k_c \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot (1,0 \div 0,8 \cdot f_{cc})^{0,5} \quad [N] ; h_{ef} \geq 60 \text{ mm} \quad \text{Gl. (6.9)}$$

$$N_{u,c}^0 = k_c \cdot (1,0 \div 0,89) \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot (f_{cc})^{0,5} \quad [N] \quad \text{Gl. (6.9b)}$$

Vereinfachend und ausreichend genau kann auf Basis der numerischen Ergebnisse die Höchstlast von Verbunddübeln, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen, nach Gl. (3.4) für Metallspreizdübeln berechnet werden (Bild 6.38). Für $h_{ef}= 30$ mm (M6) liegen die numerisch erhaltenen Höchstlasten deutlich unter der mittleren Betonausbruchlast nach Gl. (3.4).

Sollen auch Verankerungstiefen von $h_{ef} < 60$ mm erfasst werden, muss die Höchstlast für Einzelverbunddübel die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen auf Gl. (6.10) reduziert werden (Bild 6.38)

$$N_{u,c}^0 = 9,5 \cdot f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N] \quad (h_{ef} < 60 \text{ mm}) \quad \text{Gl. (6.10)}$$

mit

f_{cc} und h_{ef} nach Gl. (3.4)

Durch Gleichsetzen des uniform-Bond-model mit der rechnerischen Höchstlast von Metallspreizdübeln ergibt sich die notwendige Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen nach Gl. (6.11).

$$\tau_{u,max} = 4,2 \cdot \frac{f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{0,5}}{d} \quad \text{Gl. (6.11)}$$

mit

$$h_{ef} = \text{Verankerungstiefe} \geq 60 \text{ mm} \quad [mm] \\ f_{cc} = \text{Betondruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit der Kantenlänge} \\ 200 \text{ mm Würfel} \quad [N/mm^2]$$

d = Durchmesser [mm]

6.3.2 Gruppenbefestigungen mit großem Randabstand

6.3.2.1 Allgemeines

Das vorherige Kapitel zum Tragverhalten von Einzelverbunddübeln in der Fläche, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen, hat gezeigt, dass deren Höchstlast ausreichend genau nach Gl. (3.4) mit $k_c = 13,5$ berechnet werden kann ($h_{ef} \geq 60$ mm). Im Folgenden wird überprüft, ob das CC-Verfahren für Gruppenbefestigungen mit großem Randabstand nach Gl. (3.6) ausreichend genau das Tragverhalten von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln, bei denen der Einzelverbunddübel die Betonzugtragfähigkeit ausnutzt, beschreibt.

Zur Einleitung hoher Lasten werden Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln verwendet. Diese bestehen aus mehr als einem Verbunddübel, die miteinander durch ein Anbauteil verbunden sind. Der Abstand zwischen zwei benachbarten Verankerungselementen wird als Achsabstand definiert. Er hat einen wesentlichen Einfluss auf die Höchstlast und die Versagensart der Gruppenbefestigungen (Kapitel 3.3).

Nach Fuchs/Eligehausen (1995) beträgt die Neigung der Kegelmantelfläche des Betonausbruchkörpers von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln gegenüber der Betonoberfläche im Mittel ca. 35° , d.h. der Durchmesser misst ungefähr das 3-fache der Verankerungstiefe auf der Betonoberfläche. Daraus ergibt sich für Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen/Metallspreizdübeln ein Mindestabstand zwischen einzelnen Befestigungsmitteln von $s_{cr,N} = 3h_{ef}$, damit keine Überschneidung der Ausbruchkörper auftritt.

Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,N}$ ist also der Achsabstand, bei dem eine Gruppenbefestigung die n -fache Tragfähigkeit ($n =$ Anzahl der Dübel einer Gruppe) des zugehörigen Einzeldübel (weite Abstützung) erreicht. Er wird nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen/Metallspreizdübel als Vielfaches der Verankerungstiefe ($s_{cr,N} = 3h_{ef}$) angegeben. Bei einem Achsabstand von $s > s_{cr,N}$ wird davon ausgegangen, dass die Traglast der Gruppe das n -fache der Einzelbefestigung, bei einem theoretischen Achsabstand von $s = 0$ der Traglast der Einzelbefestigung entspricht.

6.3.2.2 Durchgeführte Berechnungen

Um das Tragverhalten von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln rechnerisch beschreiben zu können, wurden numerische Untersuchungen mit quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier und sechs Verbunddübeln durchgeführt. Es wurden unterschiedliche Ankerstangendurchmesser ($d = 6$ mm, $d = 12$ mm und $d = 24$ mm und bezogene Verankerungstiefen ($h_{ef}/d = 5, 10$ und 20) mit unterschiedlichen Achsabständen simuliert. Diese geometrischen Parameter wurden mit den in Kapitel 5.4.4 erläuterten Mörtelsystemen (B und C) kombiniert. Die Mörtelsysteme A

und A1 führen für Einzelverbunddübel immer zur Versagensart Herausziehen. Aus diesem Grund werden diese vorerst nicht berücksichtigt.

Der charakteristische Achsabstand wird als der Wert festgelegt, bei dem die Höchstlast der Gruppenbefestigung das n -fache der Höchstlast eines Einzelverbunddübels beträgt. Die Gruppentragfähigkeit wird dabei auf die numerische erhaltene Höchstlast eines Einzelverbunddübels bei weiter Abstützung bezogen. Der Schnittpunkt wird mittels exponentieller Regression durch die bezogenen Versuchswerte ermittelt.

Zur Überprüfung des Verhältniswertes $N_{u, \text{Gruppe}}/N_{u, \text{Einzel}}$ bei einem theoretischen Achsabstand von $s=0$ wird die exponentielle Regression auf diesen theoretischen Achsabstand zurückgeführt. In der Regel wurden ca. 6-8 Simulationen mit unterschiedlichen Achsabständen zur Ermittlung des charakteristischen Achsabstandes einer Gruppenbefestigung durchgeführt. Bild 6.45 zeigt beispielhaft das Vorgehen zur Ermittlung des charakteristischen Achsabstandes für eine quadratische Gruppenbefestigung.

Anhang A gibt einen Überblick über die ausgewerteten Einzelverbunddübel bzw. die mit diesen durchgeführten Gruppenbefestigungen. Der Verhältniswert der Einzelverbunddübel $\tau_{u, \text{weit}}/\tau_{u, \text{max}}$ ($\tau_{u, \text{max}}$ nach Gl. (6.11)) liegt im Bereich zwischen 0,95-1,14, die bezogenen charakteristischen Achsabstände zwischen den Werten $s/h_{\text{ef}}=2,0$ -3,6.

6.3.2.3 Prinzipielles Tragverhalten

In Bild 6.44 sind die Last-Verschiebungskurven von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier Verbunddübeln für unterschiedliche Achsabstände dargestellt. Der Einzelverbunddübel erzeugt im Nachbruch einen kegelförmigen Betonausbruch (M12, $h_{\text{ef}}/d=5$, Mörtel C, $f_{\text{cc}}=25 \text{ N/mm}^3$, $s=0,4 h_{\text{ef}}-3,6 h_{\text{ef}}$). Die Last-Verschiebungskurven der Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln zeigen hinsichtlich der Höchstlast und der Steifigkeit der aus der Literatur bekannten Einfluss des Achsabstandes (Kapitel 3.3.3). Die Höchstlast der Gruppenbefestigung mit $s=s_{\text{cr}, \text{N}}$ (Kurve 7) wird bei der identischen Verschiebung wie die Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels (Kurve 1) erreicht und beträgt das Vierfache des zugehörigen Einzelverbunddübels der Gruppe.

In Bild 6.45 sind die zugehörigen Verhältniswerte der numerisch erhaltenen Höchstlasten der quadratischen Vierfachbefestigungen zur Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels $N_{u, \text{Gruppe}}/N_{u, \text{Einzel}}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s/h_{ef} dargestellt.

Der Anstieg der bezogenen Höchstlast in Abhängigkeit des Achsabstandes zeigt einen s-förmigen Kurvenverlauf. Dieser Verlauf wurde auch von Zhao (1993) bei Gruppen mit Kopfbolzen, die durch Betonausbruch versagen, gefunden. Im Bereich von $s=0,4 h_{\text{ef}}$ bis $0,8 h_{\text{ef}}$ ist der Wert der bezogenen Höchstlast nahezu konstant, ein wesentlicher Anstieg der bezogenen Höchstlast findet für Achsabstände zwischen $s=1,2 h_{\text{ef}}$ und $2,0 h_{\text{ef}}$ statt.

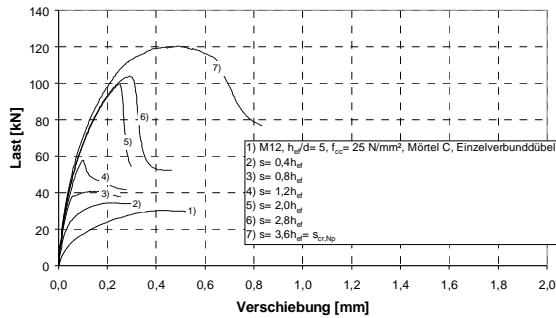


Bild 6.44 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven von quadratischen Vierfachbefestigungen für unterschiedliche Achsabstände (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ Mörtel C, Einzelverbunddübel)

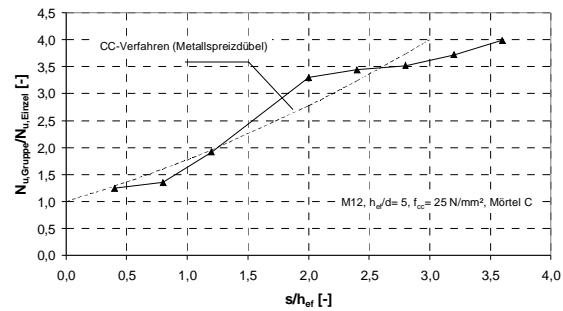


Bild 6.45 Verhältnis $N_{u,Gruppe} / N_{u,Einzel}$ als Funktion des bezogenen Achsabstandes s/h_{ef} . Numerische Untersuchungen zu quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ Mörtel C, $s = 0,4 - 3,6h_{ef}$)

Bei einem Achsabstand von $s = 3,0h_{ef}$ hat die Gruppenbefestigung bereits 87 % der Höchstlast von vier Einzelverbunddübeln erreicht. Mit zunehmendem Achsabstand nimmt die bezogene Höchstlast der Gruppenbefestigung weniger zu. Bei einem Achsabstand von $s = s_{cr,N} = 3,6h_{ef}$ verhält sich die Gruppenbefestigung im Hinblick auf die Höchstlast wie eine vierfache Einzelverankerung. Extrapoliert man die bezogenen Höchstlasten auf einen theoretischen Achsabstand von $s = 0$, entspricht der Wert der bezogenen Höchstlast der Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels, da die Bruchfläche der Gruppenbefestigung bei kleinem Achsabstand annähernd der Bruchfläche eines Einzelverbunddübels entspricht. Dieser Einfluss des Achsabstandes auf die Bruchart und die Höchstlast ist bereits von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln bekannt. Zusätzlich sind in Bild 6.45 die bezogenen Höchstlasten nach dem CC-Verfahren (Gl. (3.6)) in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes aufgetragen. Das CC-Verfahren zeigt bis zu einem bezogenen Achsabstand von $s/h_{ef} = 2,7$ eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen. Nach dem CC-Verfahren wird die n -fache Gruppentragfähigkeit bereits bei einem Achsabstand von $s_{cr,N} = 3h_{ef}$ erreicht.

Bild 6.46 zeigt die zu den beschriebenen quadratischen Vierfachbefestigungen gehörigen numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen im Beton für unterschiedliche Achsabstände bei Höchstlast und im Nachbruch. Ist der Abstand der einzelnen Verbunddübel einer Gruppe geringer als der charakteristische Achsabstand, überschneiden sich die einzelnen Betonausbruchkegel und es kommt zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel. Es ist zu sehen, dass unabhängig vom gewählten Achsabstand die Neigung der Ausbruchkegelmantellinie gegen die Horizontale in den Außenbereichen annähernd konstant ist. Im Bereich zwischen den Verbunddübeln ist bei kleinem Achsabstand ($s = 0,4h_{ef}$) keine Neigung des Ausbruchkörpers zwischen den Verbunddübeln zu erkennen. Mit zunehmendem Achsabstand nimmt der Neigungswinkel der Ausbruchkegel gegen die Horizontale zu und erreicht die gleiche Neigung wie in den Außenbereichen. Des Weiteren wird die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper und somit auch der gegenseitige Einfluss immer kleiner.

In Bild 6.47 ist die Rissentwicklung in Form von Hauptzugdehnungen bei unterschiedlichen Laststufen und einem Achsabstand von $s = 0,4h_{ef}$ zu sehen. Es ist ersichtlich, dass sich der horizontale Riss zwischen den Verbunddübeln vom Ende der Gewindestange bei ca. 50% der Höchstlast ausgebildet hat.

Durch den horizontalen Riss kann der Beton im Kernbereich der Gruppenbefestigung mit Verbunddübeln ($s \sim 0,4h_{ef}$) keinen oder nur einen geringen Traganteil zur Höchstlast beitragen. Die Dehnungsbilder werden durch die Ausbruchkörper von Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln bestätigt.

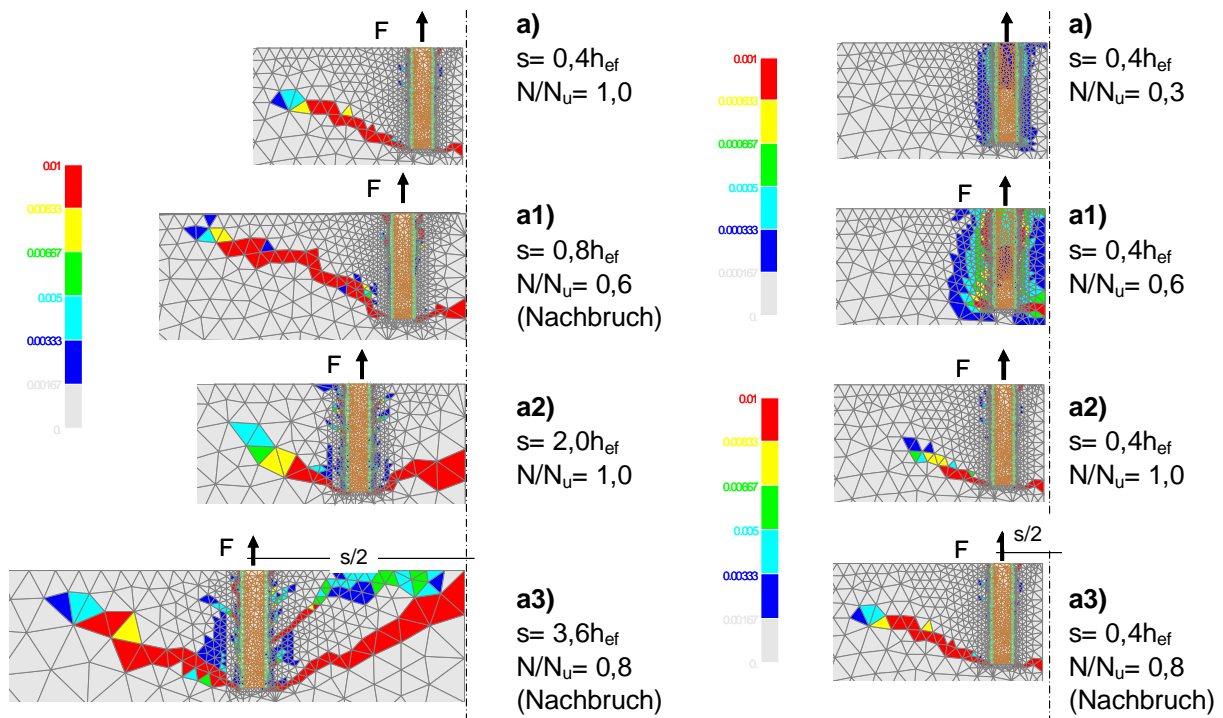


Bild 6.46 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier Verbunddübeln für unterschiedliche bezogene Achsabstände s/h_{ef} (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25$ N/mm², Mörtel C, $s = 4d - 18d$)

Bild 6.47 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen einer quadratischen Gruppenbefestigung mit vier Verbunddübeln bei unterschiedlichen Belastungsstufen (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25$ N/mm², $s = 0,4h_{ef}$, Mörtel C)

6.3.2.4 Ableitung des charakteristischen Achsabstandes

In Bild 6.48 sind die aus Anhang A durch exponentielle Regression ermittelten, auf die Verankerungstiefe bezogenen numerisch erhaltenen charakteristischen Achsabstände $s_{cr,N,FE}$ in Abhängigkeit der Verankerungstiefe aufgetragen. Zusätzlich ist der im CC-Verfahren (Fuchs/Eligehausen (1995)) angenommene konstante charakteristische Achsabstand ($s_{cr,N} = 3h_{ef}$) und nach Zhao (1994) nichtlinear von der Verankerungstiefe abhängige charakteristische Achsabstand ($s_{cr,N} = 10h_{ef}^{0,75}$, Kapitel 3.4.3) für Kopfbolzen eingetragen.

Es zeigt sich, dass für kleine Verankerungstiefen die numerisch erhaltenen charakteristischen Achsabstände größer sind als für große Verankerungstiefen. Aus

Kapitel 6.3.1.2 ist bekannt, dass der Neigungswinkel der Bruchkegel von Einzelverbunddübeln mit zunehmender Verankerungstiefe zunimmt. Die charakteristischen Achsabstände streuen stark und liegen zwischen $s_{cr,N} = 2,0-3,6h_{ef}$. Eine geringere Streuung bzw. eine bessere Beschreibung des charakteristischen Achsabstandes für Verbunddübel ergibt sich, wenn dieser als Funktion der bezogenen Verankerungstiefe (h_{ef}/d) dargestellt wird (Bild 6.49). Der charakteristische Achsabstand nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln (Fuchs/ Elgehausen (1995)) kann für bezogene Verankerungstiefen von $h_{ef} \leq 5d$ geringfügig unter den numerisch ermittelten charakteristischen Achsabständen liegen. Für große bezogene Verankerungstiefen liegt der charakteristische Achsabstand nach dem CC-Verfahren auf der sicheren Seite und stellt auf Basis der numerischen Untersuchungen im praktischen Anwendungsbereich eine gute Näherung dar. Die numerischen Ergebnisse deuten jedoch darauf hin, dass der bezogene charakteristische Achsabstand mit ansteigendem h_{ef}/d abnimmt.

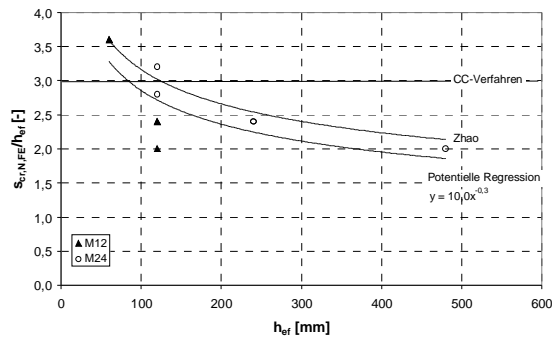


Bild 6.48 Numerisch erhaltene bezogene charakteristische Achsabstände $s_{cr,N,FE}/h_{ef}$ von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln als Funktion der Verankerungstiefe h_{ef}

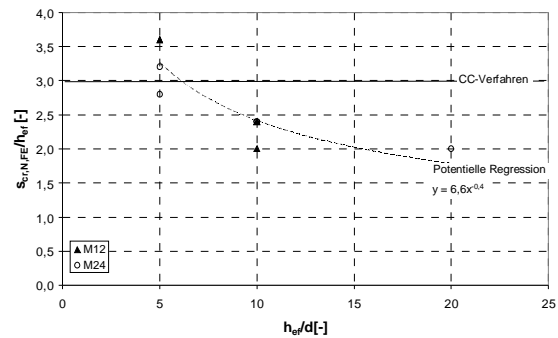


Bild 6.49 Numerisch erhaltene bezogene charakteristische Achsabstände $s_{cr,N,FE}/h_{ef}$ als Funktion der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d

6.4 Herausziehen

6.4.1 Allgemeines

In den folgenden Kapiteln wird ausschließlich auf das Tragverhalten von Verbunddübeln eingegangen, denen nach der Klassifizierung in Kapitel 6.2.3.5 die Versagensart Herausziehen zugeordnet wird.

6.4.2 Einzelverbunddübel in der Fläche

6.4.2.1 Einfluss Betondruckfestigkeit

Bei Annahme einer annähernd konstanten Verbundspannung kann die Herausziehlast eines Dübels nach Gl. (3.10) berechnet werden. Die Richtigkeit von Gl. (3.10) wurden von verschiedenen Autoren in umfangreichen experimentellen und

numerischen Untersuchungen nachgewiesen (Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998), Meszaros (2001)). Der proportionale Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit wird nach dem Stand der Kenntnisse (Kapitel 3.2.3.4) jedoch unterschiedliche erfasst. Daher wird diese Einflussgröße numerisch untersucht.

Um den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit bei der Versagensart Herausziehen zu quantifizieren, wurden Verbunddübel M12 und M24 mit bezogenen Verankerungstiefen von $h_{ef}/d = 5, 10$ und 20 numerisch untersucht. Die Verbundfestigkeit des simulierten Mörtels liegt bei ca. 30% bis 40% der Verbundfestigkeit, die benötigt wird, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen. In Bild 6.50 sind stellvertretend für den Ankerstangendurchmesser $d = 12$ mm die Verbundspannungen in Abhängigkeit der Verschiebung dargestellt. Die bezogenen Verankerungstiefe und die Betondruckfestigkeit wurden variiert. Die numerischen Verbundspannungs-Verschiebungskurven zeigen, dass bei einer Steigerung der Betondruckfestigkeit unabhängig von der bezogenen Verankerungstiefe die Verbundfestigkeit geringfügig ansteigt. Weiterhin ist mit der Erhöhung der Betondruckfestigkeit eine geringe Zunahme der Steifigkeit der Verbundspannungs-Verschiebungskurven festzustellen. Das Nachbruchverhalten hingegen ist unabhängig von der Erhöhung der Betondruckfestigkeit.

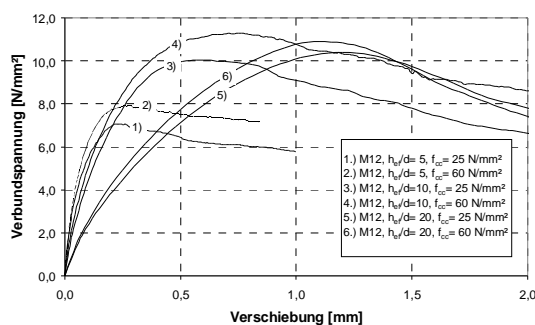


Bild 6.50 Aus numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven berechnete Verbundspannungs-Verschiebungskurven für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten (M12, $h_{ef}/d = 5-20$, $f_{cc} = 25$ und 60 N/mm², Mörtel A, Versagensart Herausziehen)

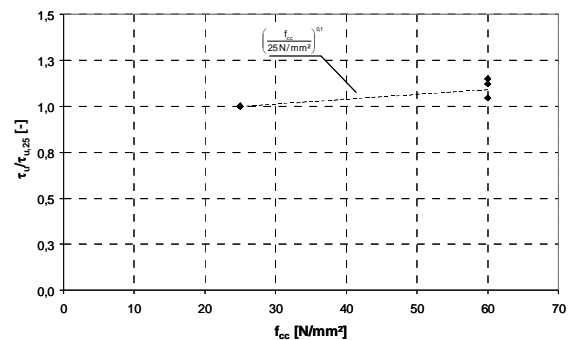


Bild 6.51 Verhältnis $\tau_U/\tau_{U,25}$ als Funktion der Betondruckfestigkeit. Numerische Untersuchung an Einzelverbunddübeln bei Herausziehen (M12 und M24, $h_{ef}/d = 5-20$, $f_{cc} = 25-60$ N/mm², Mörtel A)

In Bild 6.51 sind die Verbundfestigkeiten bei einer Betondruckfestigkeit von $f_{cc} = 60$ N/mm² bezogen auf die Verbundfestigkeit bei einer Betondruckfestigkeit von $f_{cc} = 25$ N/mm² und identischer Verankerungstiefe dargestellt. Die numerischen Untersuchungen zeigen, dass die Verbundfestigkeit der Einzelverbunddübel mit der Betondruckfestigkeit ansteigen – im Mittel proportional zu $f_{cc}^{0,1}$ – wenn sowohl in niederfestem als auch in hochfestem Beton die Verbunddübel durch Herausziehen versagen. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit bzw. Herausziehlast ist somit deutlich geringer als bei der Versagensart Betonausbruch. Die geringfügige Zunahme der Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems bei der Versagensart Herausziehen bei Zunahme Betondruckfestigkeit kann auf die bessere

Behinderung der Querdehnung des Betons durch den höherfesten Beton erklärt werden. Höherfester Beton kann u.a. aufgrund seines höheren E-Moduls eine stärkere Querdehnungsbehinderung der auf Druck beanspruchten Mörtel­elemente senkrecht zur Zugrichtung entwickeln (Bild 6.52). Diese Querdehnungsbehinderung resultiert in erhöhten Querdruckspannungen senkrecht zur Grenzfläche Mörtel/Beton. Untersuchungen von Meszaros (2003) haben gezeigt, dass mit zunehmendem Querdruck die Verbundfestigkeit ansteigt.

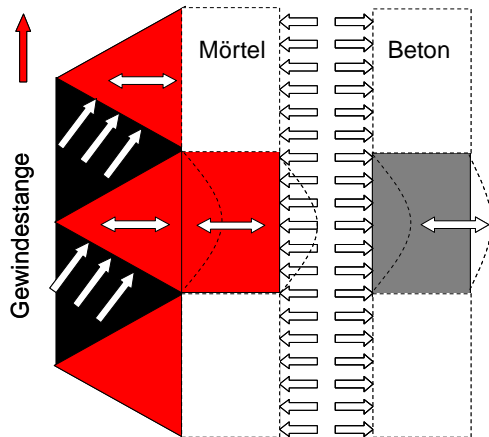


Bild 6.52 Umschnürungswirkung des Betons auf einen Verbunddübel (passiver Querdruck)

Die numerischen Ergebnisse zeigen die bisherige Problematik bei der Auswertung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf die Höchstlast bzw. Verbundfestigkeit von Verbunddübeln. Nach den vorliegenden Untersuchungen wird die Versagensart bei der Bestimmung des Einfluss der Betondruckfestigkeit berücksichtigt. Werden die Versagensarten vernachlässigt, können die Potenzen zwischen $f_{cc}^{0,1}$ (Herausziehen) bis $f_{cc}^{0,5}$ (Betonausbruch) variieren. Dieses

erklärt die unterschiedliche Gewichtung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf die Höchstlast von Verbunddübeln von verschiedenen Autoren.

6.4.3 Gruppenbefestigungen mit großem Randabstand

6.4.3.1 Allgemeines

In den folgenden Kapiteln werden ausschließlich Gruppenbefestigungen diskutiert, bei denen der zugehörige Einzelverbunddübel Herausziehen versagt. Diese Versagensart kann ausreichend genau durch die Höhe des Verhältniswertes $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ bzw. durch die Auswertung der Dehnungsbilder beschrieben werden. Anhang B gibt einen Überblick über die simulierten und ausgewerteten Einzelverbunddübel bzw. die mit diesen Dübeln berechneten Gruppenbefestigungen. Der Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ ($\tau_{u,weit}$ aus weiter Abstützung, $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)) liegt im Bereich zwischen 0,23 bis 0,66.

Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,Np}$ (p für pullout) wird als der Wert festgelegt, bei dem die bezogene Höchstlast der Gruppenbefestigung die horizontale Linie in Höhe der n-fachen Höchstlast eines Einzelverbunddübels schneidet. Die Gruppentragfähigkeit wird dabei auf die numerisch erhaltene Höchstlast eines Einzelverbunddübels bei weiter Abstützung bezogen. Der Schnittpunkt wird mittels exponentieller Regression durch die bezogenen Versuchswerte ermittelt.

Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass bei Verbunddübeln, bei denen die Einzelverbunddübel durch Herausziehen versagen, ab einem charakteristischen Achsabstand von $s_{cr,Np} = 6d$ bis $20d$ bzw. $0,4h_{ef}$ bis $2,0h_{ef}$ die n-fache Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels erreicht wird.

In Bild 6.53 sind typische Last-Verschiebungskurven von quadratischen Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln M12 für unterschiedliche Achsabstände ($h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, Mörtel A, $s=2d-14d$, $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}=0,45$) dargestellt. Die numerischen Ergebnisse zeigen einen eindeutigen Einfluss des Achsabstandes auf die Steifigkeit und Höchstlast der Last-Verschiebungskurven von Gruppenbefestigungen.

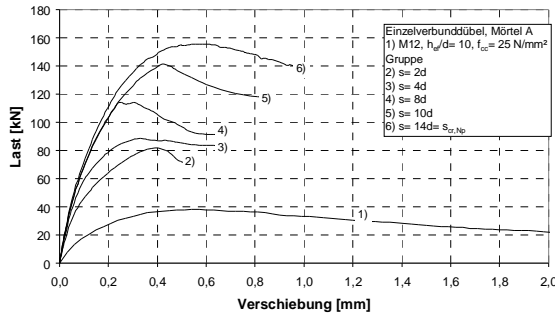


Bild 6.53 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven von quadratischen Vierfachbefestigungen für unterschiedliche Achsabstände (M12, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$ Mörtel A, $\tau_{u,weit}=8,4\text{ N/mm}^2$, $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}=0,45$, $s=2d-14d$)

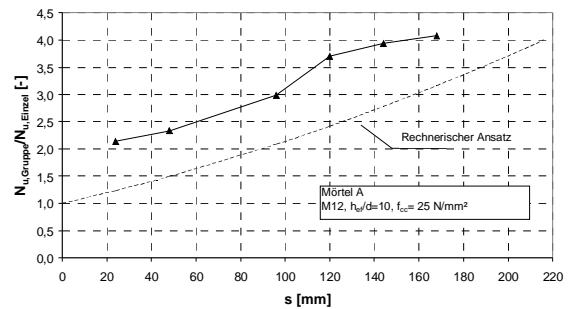


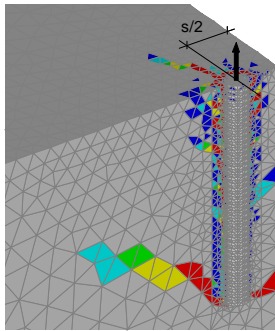
Bild 6.54 Verhältnis $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des Achsabstandes s . Numerische Untersuchungen mit quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln und rechnerischer Ansatz (gestrichelte Kurve) nach Gl. (3.12) mit $s_{cr,Np}=18d$ für die Versagensart Herausziehen (M12, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, Mörtel A, $\tau_{u,weit}=8,4\text{ N/mm}^2$, $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}=0,45$, $s=2d-14d$)

In Bild 6.54 sind die Verhältniszerte $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ der numerisch erhaltenen Höchstlasten von quadratischen Vierfachbefestigungen zur Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels in Abhängigkeit des Achsabstandes s dargestellt. Mit zunehmendem Achsabstand nehmen die Höchstlasten zu, bis sie den n -fachen Wert des zugehörigen Einzelverbunddübels erreichen. Der Anstieg der bezogenen Höchstlast in Abhängigkeit des Achsabstandes zeigt einen s -förmigen Kurvenverlauf. Die s -förmige Charakteristik des Lastanstieges ist jedoch nicht so ausgeprägt wie bei Gruppenbefestigungen, bei denen der Einzelverbunddübel die Betonzugtragfähigkeit ausnutzt (Kapitel 6.3.2.3). In Bild 6.54 ist zusätzlich der rechnerische Ansatz nach Lehr (2003) (Gl. (3.12)) mit $s_{cr,Np}=18d$ eingezeichnet (gestrichelte Linie). Dieser unterschätzt deutlich den Anstieg der bezogenen Höchstlasten in Abhängigkeit des Achsabstandes. Weiterhin erreicht die numerische Gruppenbefestigung für die Versagensart Herausziehen die n -fache Höchstlast bei einem geringeren Wert des charakteristischen Achsabstandes ($s_{cr,Np}=168\text{ mm}=14d$) als nach Gl. (3.12) ($s_{cr,Np}=216\text{ mm}=18d$).

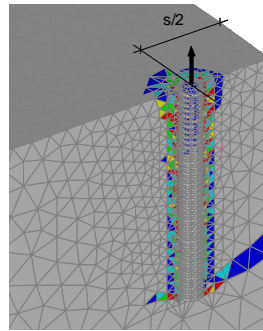
Bild 6.55 zeigt die zu den untersuchten quadratischen Gruppenbefestigungen numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen im Beton bei Höchstlast für unterschiedliche Achsabstände.

Ist der gegenseitige Abstand der einzelnen Verbunddübel einer Gruppe gering ($s=2d$ (24 mm)), kommt es zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel, obwohl der zugehörige Einzelverbunddübel der Gruppe Herausziehen verursacht. Im Bereich zwischen den

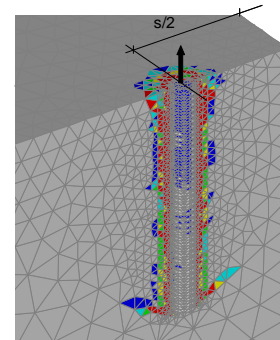
Verbunddübeln ist bei kleinem Achsabstand ($s=2d$ (24 mm)) keine Neigung des Ausbruchkörpers zwischen den Verbunddübeln zu erkennen. Mit ansteigendem Achsabstand ($s=4d$ (48 mm)) ist lediglich ein Anriss im äußeren Bereichen zu sehen. Zwischen den Verbunddübeln sind geringe Hauptzugdehnungswerte zu erkennen. Ab diesem Achsabstand bildet sich kein gemeinsamer kegelförmiger Betonausbruchkörper mehr aus, die einzelnen Verbunddübel der Gruppenbefestigungen versagen durch Herausziehen. Trotzdem ist bei einem Achsabstand von $s=4d$ (24 mm) erst die 2,5-fache Tragfähigkeit des zugehörigen Einzelverbunddübels erreicht.



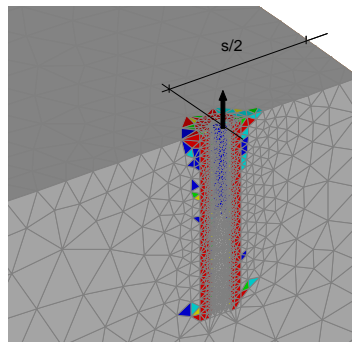
a) $s=2d$ (24 mm), gemeinsamer kegelförmiger Betonausbruch



b) $s=4d$ (48 mm), Herausziehen



c) $s=8d$ (96 mm), Herausziehen



d) $s=12d$ (144 mm), Herausziehen

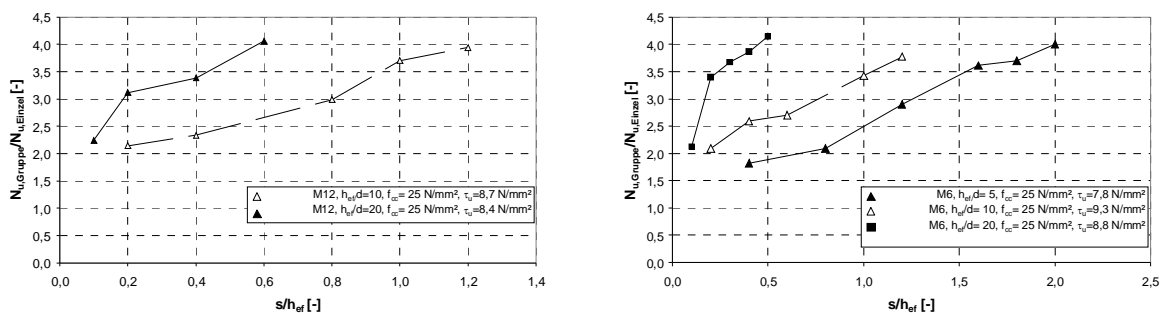
Bild 6.55 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen bei Höchstlast von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier Verbunddübeln in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes s/d ($M12$, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=25\text{ N/mm}^2$, Mörtel A, $\tau_u=8,4\text{ N/mm}^2$)

6.4.3.2 Einfluss der Verankerungstiefe

Bild 6.56 zeigt numerisch ermittelte Höchstlasten zweier Serien von Gruppenbefestigungen bezogen auf die Höchstlast eines Einzelverbunddübels mit identischer Verankerungstiefe $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des bezogenen Achsabstandes s/h_{ef} . In den beiden Serien wurde nur die Verankerungstiefe variiert. Durchmesser und Betondruckfestigkeit wurden konstant gewählt, die Verbundfestigkeit ist ebenfalls annähernd konstant. Dadurch kann der Einfluss der Verankerungstiefe auf den charakteristischen Achsabstand bestimmt werden.

Tabelle 6.6 gibt einen Überblick über die in Bild 6.56 dargestellten Ergebnisse. Obwohl in den jeweiligen Serien nur die Verankerungstiefe vergrößert wurde und somit ein Einfluss von anderen Parametern ausgeschlossen werden kann, betragen die auf die Verankerungstiefe bezogenen charakteristischen Achsabstände $s/h_{ef} = 0,5$ bis $2,0$.

Eine Beschreibung des charakteristischen Achsabstandes als konstantes Vielfaches der Verankerungstiefe wie bei Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln, ergibt keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen. Die Ergebnisse zeigen, dass der charakteristische Achsabstand $s_{cr,Np}$ (p für pullout) nicht wesentlich von der Verankerungstiefe des Verbunddübels abhängig ist, wenn der Einzelverbunddübel der Gruppe durch Herausziehen versagt. Dies kann durch Druckspannungsfelder im Beton verdeutlicht werden.



a) M12, $h_{ef}/d = 10$ und 20 , $\tau_u = 8,4-8,7$ N/mm²

b) M6, $h_{ef}/d = 5, 10$ und 20 , $\tau_u = 7,8-9,3$ N/mm²

Bild 6.56 Bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen als Funktion des bezogenen Achsabstandes s/h_{ef} für unterschiedliche Verankerungstiefen ($f_{cc} = 25$ N/mm², Mörtel A)

Quelle	Mörtel [-]	$n^{1)}$ [-]	d [mm]	h_{ef} [mm]	f_{cc} [N/mm ²]	h_{ef}/d [-]	$\tau_{u,weit}^{2)}$ [N/mm ²]	$\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}^{3)}$ [-]	$s_{cr,Np}/d$ [-]	$s_{cr,Np}/h_{ef}$ [-]
Bild 6.56	A	4	12	120	25	10	8,7	0,45	12	1,2
			12	240		20	8,4	0,31	12	0,6
			6	30		5	7,8	0,41	10	2,0
			6	60		10	9,3	0,34	12	1,2
			6	120		20	8,8	0,23	10	0,5

¹⁾ Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe

²⁾ ermittelt in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung der angreifenden Zuglast

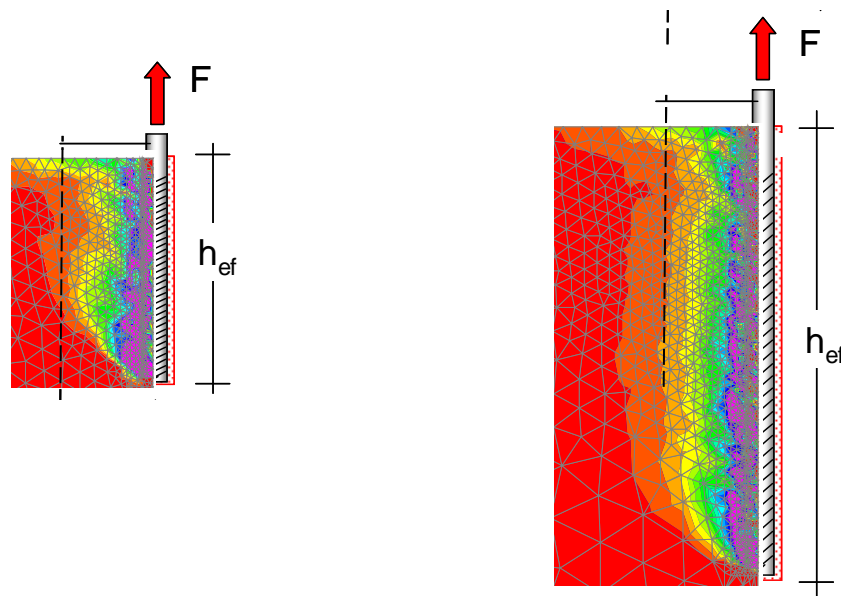
³⁾ $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)

Tabelle 6.6 Aus Bild 6.56 ermittelte charakteristische Achsabstände unter Berücksichtigung der geometrischen und materialspezifischen Parameter

Bild 6.57a zeigt die Kontur von numerisch erhaltenen Druckspannungsfeldern für Verbunddübel M12 ($f_{cc} = 25$ N/mm², $\tau_u = 8,7$ N/mm² mit einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 10d$), Bild 6.57b für Verbunddübel M12 mit deutlich größerer Verankerungstiefe ($h_{ef}/d = 20$). Die weiteren materialspezifischen Parameter sind identisch. Die Druckspannungsfelder weisen auf der Betonoberfläche und innerhalb des Betonkörpers unabhängig von der Verankerungstiefe eine fast gleich große horizontale Ausdehnung auf. Dies liegt im Wesentlichen daran, dass die über

Verbund eingeleitete Kraft pro laufenden Millimeter Verankerungstiefe annähernd konstant ist. Dies lässt folgende Annahme zu:

Die durch Verbund verursachten konzentrierten Druckkräfte breiten sich im Beton aus. Die Ausbreitung der Kräfte erfolgt innerhalb eines begrenzten Bereiches, dem charakteristischen Achsabstand $s_{cr,Np}$. Die Verbunddübel einer Gruppe beeinflussen sich nicht, so lange der Abstand zwischen ihnen so groß ist, dass sich die Druckspannungsfelder ungestört ausbreiten können. Ist diese Annahme richtig, dann muss der charakteristische Achsabstand von Verbunddübeln eine Funktion von allen an der Kraftübertragung beteiligten Parametern sein. Dies sind der Durchmesser, die Verbundfestigkeit und die Betondruckfestigkeit. Diese Einflussgrößen werden im Folgenden untersucht.



a) M12, $h_{ef}/d=10$, $\tau_u= 8,7 \text{ N/mm}^2$

b) M12, $h_{ef}/d=20$, $\tau_u= 8,4 \text{ N/mm}^2$

Bild 6.57 Numerisch erhaltene Hauptdruckspannungsfelder im Beton von Verbunddübeln für unterschiedliche bezogene Verankerungstiefen ($f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A)

6.4.3.3 Einfluss Durchmesser

In Bild 6.58a und Bild 6.59a sind numerisch ermittelte Höchstlasten von Gruppenbefestigungen $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ ($h_{ef}= 240 \text{ mm}$ bzw. 120 mm , $\tau_u= 8,7\text{-}9,0 \text{ N/mm}^2$, $f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$) bezogen auf die Höchstlast eines Einzelverbunddübels mit jeweils identischer Verankerungstiefe und Betondruckfestigkeit und nahezu identischer Verbundfestigkeit in Abhängigkeit des Achsabstandes aufgetragen. Variiert wurde der Ankerstangendurchmesser von $d= 6 \text{ mm}$ auf $d= 12 \text{ mm}$ (Bild 6.59a) bzw. $d= 12 \text{ mm}$ auf $d= 24 \text{ mm}$ (Bild 6.58a). Tabelle 6.7 gibt einen Überblick über die in Bild 6.58 und Bild 6.59 dargestellten Ergebnisse.

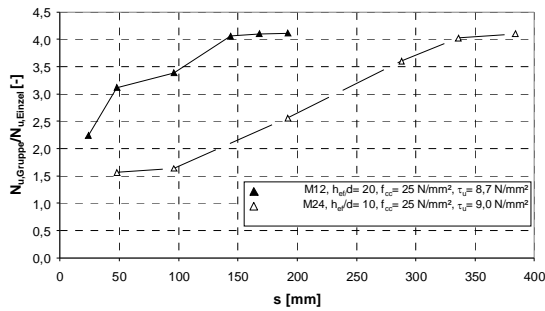
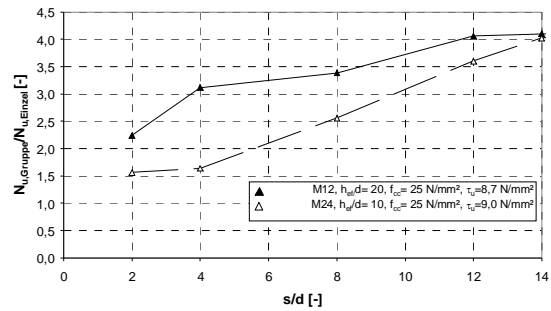
a) s ($h_{ef} = 240$ mm)a1) s/d ($h_{ef} = 240$ mm)

Bild 6.58 Bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen als Funktion des Achsabstandes s bzw. des bezogenen Achsabstandes s/d für unterschiedliche bezogen Verankerungstiefen (M12, $h_{ef}/d = 20$ und M24, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25$ N/mm², Mörtel A, $\tau_u = 8,7-9,0$ N/mm²).

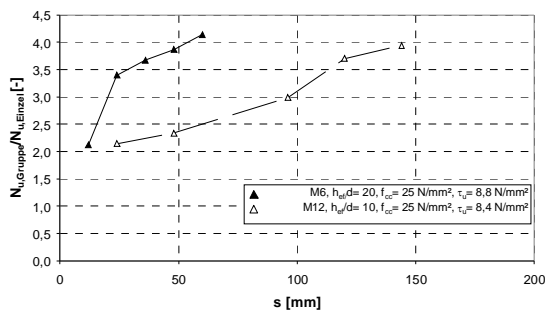
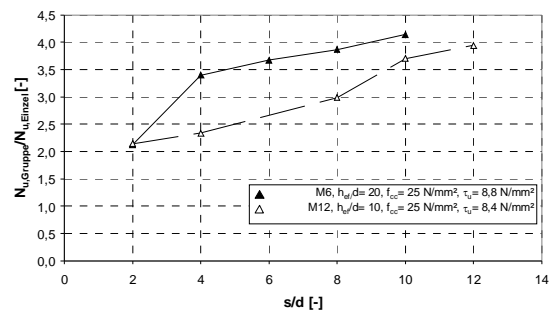
a) s ($h_{ef} = 120$ mm)a1) s/d ($h_{ef} = 120$ mm)

Bild 6.59 Bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen als Funktion des Achsabstandes s bzw. des bezogenen Achsabstandes s/d für unterschiedliche Verankerungstiefen (M6, $h_{ef}/d = 20$ und M12, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25$ N/mm², Mörtel A, $\tau_u = 8,8-8,4$ N/mm²).

Quelle	Mörtel [-]	n^1 [-]	d [mm]	h_{ef} [mm]	f_{cc} [N/mm ²]	h_{ef}/d [-]	$\tau_{u,weit}^2$ [N/mm ²]	$\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}^3$ [-]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}/d$ [-]
Bild 6.58	A	4	12	240	25	20	8,7	0,3	144	12
			24	240		10	9,0	0,6	336	14
Bild 6.59			6	120		20	8,8	0,2	60	10
			12	120		10	8,4	0,4	144	12

¹⁾ Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe

²⁾ ermittelt in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung der angreifenden Zugkraft

³⁾ $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)

Tabelle 6.7 Aus Bild 6.58 und Bild 6.59 ermittelte charakteristische Achsabstände unter Berücksichtigung der geometrischen und materialspezifischen Parameter

Mit Vergrößerung des Ankerstangendurchmessers steigt der charakteristische Achsabstand an, bei dem die Gruppenbefestigung die vierfache Tragfähigkeit eines Einzelverbunddübels erreicht. Die numerisch erhaltenen charakteristischen Achsabstände betragen für Verbunddübel M12 bzw. M24 $s \sim 150$ mm bzw. 330 mm. Trägt man die bezogenen Höchstlasten in Abhängigkeit des bezogenen

Achsabstandes s/d auf, ergeben sich bezogene charakteristische Achsabstände von $s/d= 10-14$ (Bild 6.58b und Bild 6.59b). Für kleine Durchmesser sind die bezogenen charakteristischen Achsabstände geringfügig geringer im Vergleich zu großen Durchmessern (Tabelle 6.7).

Die Ergebnisse lassen auf einen annähernd linearen Einfluss des Durchmessers auf den charakteristischen Achsabstand schließen, wenn die materialspezifischen Parameter Verbund- und Betondruckfestigkeit konstant bleiben.

Der lineare Einfluss des Durchmessers auf den charakteristischen Achsabstand wird ebenfalls aus Bild 6.60 ersichtlich, in dem die numerisch ermittelten, charakteristischen Achsabstände in Abhängigkeit des Ankerstangendurchmessers aufgetragen sind.

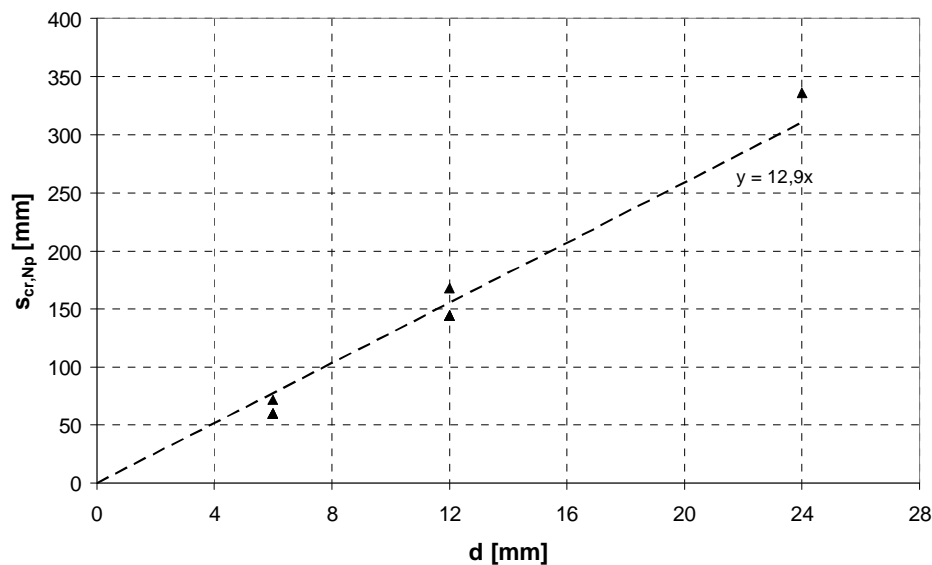


Bild 6.60 Numerisch erhaltene charakteristische Achsabstände $s_{cr,Np}$ (Tabelle 6.6 und Tabelle 6.7) in Abhängigkeit des Ankerstangendurchmessers d ($d= 6$ mm, 12 mm und 24 mm) bei annähernd konstanter Verbundfestigkeit ($\tau_u= 8,7$ N/mm² bis $9,0$ N/mm²) und konstanter Betondruckfestigkeit ($f_{cc}= 25$ N/mm²)

Die charakteristischen Achsabstände bzw. die horizontale Ausdehnung des Druckspannungsfeldes nehmen bei einer annähernd konstanten Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit ($\tau_u= 8,4$ N/mm² bis $9,0$ N/mm², $f_{cc}= 25$ N/mm²) linear mit dem Ankerstangendurchmesser zu und können ausreichend genau mit Gl. (6.12) berechnet werden.

$$s_{cr,Np} = 13,0 \cdot d \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (6.12)}$$

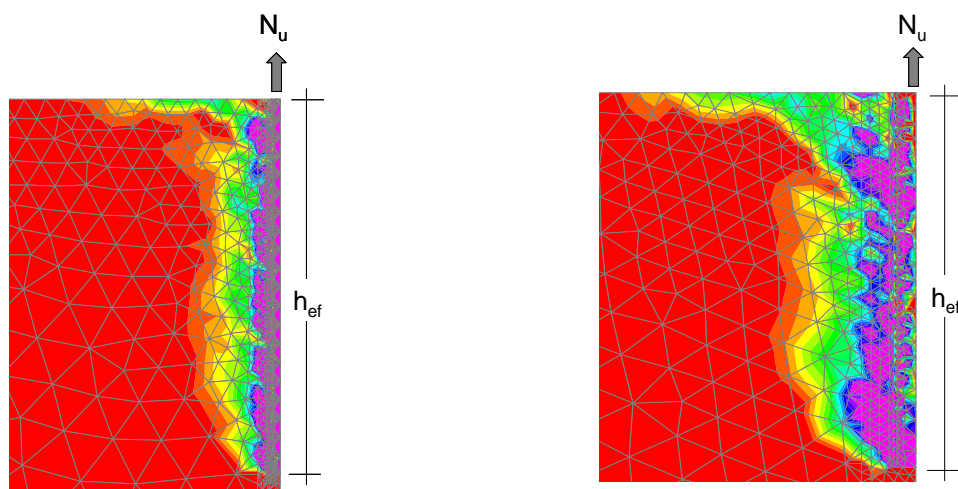
mit

$$d = \text{Ankerstangendurchmesser [mm]}$$

Bild 6.61 zeigt numerisch erhaltene Druckspannungsfelder für Verbunddübel mit konstanter Verankerungstiefe $h_{ef}= 120$ mm. Variiert wurde der

Ankerstangendurchmesser ($d=6\text{ mm}$ und $d=12\text{ mm}$). Bei einer Vergrößerung des Ankerstangendurchmessers von $d=6\text{ mm}$ auf $d=12\text{ mm}$ ergibt sich eine größere Abmessung des zugehörigen Druckspannungsfeldes auf der Betonoberfläche und innerhalb des Betonkörpers. Dieses Verhalten ist schematisch ebenfalls aus Bild 6.62 ersichtlich, in dem der Ankerstangendurchmesser von $d=12\text{ mm}$ auf $d=24\text{ mm}$ bei gleicher Verankerungstiefe, Betonfestigkeit und Verbundfestigkeit vergrößert wurde.

Bei einer Vergrößerung des Ankerstangendurchmessers und konstanter Verbundfestigkeit vergrößert sich die in den Beton eingeleitete Kraft pro laufenden Millimeter Verankerungstiefe. Dies bestätigt die Annahme aus Kapitel 6.4.3.2, dass zwischen dem charakteristischen Achsabstand $s_{cr,Np}$ und der über Verbund eingeleiteten Kraft eine enge Beziehung besteht.



a) M6, $h_{ef}/d=20$, $\tau_{u,weit} = 8,8\text{ N/mm}^2$

b) M12, $h_{ef}/d=10$, $\tau_{u,weit} = 8,4\text{ N/mm}^2$

Bild 6.61 Numerisch erhaltene, durch Verbund verursachte Hauptdruckspannungsfelder im Beton für unterschiedliche bezogene Verankerungstiefen ($f_{cc} = 25\text{ N/mm}^2$, Mörtel A)

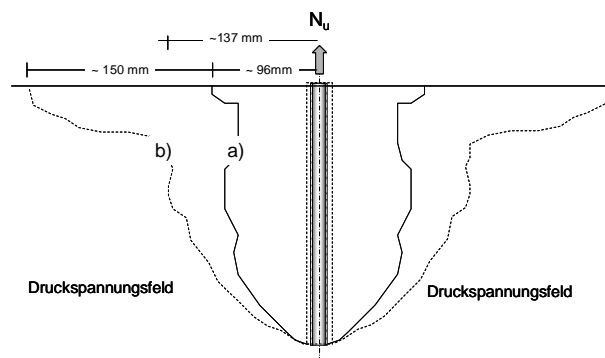


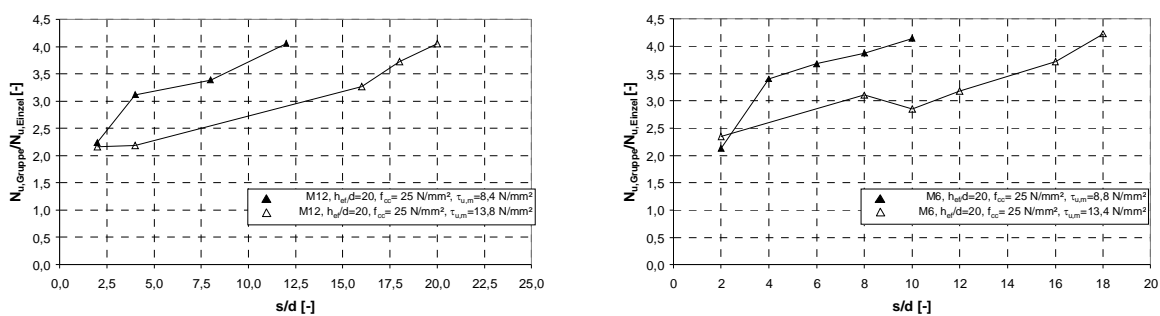
Bild 6.62 Aus numerischen Ergebnissen abgeleitete Kontur der Hauptdruckspannungsfelder bei annähernd gleicher Verbundfestigkeit und identischer Verankerungstiefe:

a) M12, $h_{ef}/d = 20$, $f_{cc} = 25\text{ N/mm}^2$, $\tau_u = 8,7\text{ N/mm}^2$, Mörtel A

b) M24, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 25\text{ N/mm}^2$, $\tau_u = 9,0\text{ N/mm}^2$, Mörtel A

6.4.3.4 Einfluss Verbundfestigkeit

In Bild 6.63a ($d= 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d= 20$, $\tau_{u,m}= 8,4 \text{ N/mm}^2$ bis $13,8 \text{ N/mm}^2$) und Bild 6.63b ($d= 6 \text{ mm}$, $h_{ef}/d= 20$, $\tau_{u,weit}= 8,8 \text{ N/mm}^2$ bis $13,4 \text{ N/mm}^2$) sind numerisch ermittelte Höchstlasten von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln, bezogen auf die Höchstlast eines Einzelverbunddübels mit identischer Verankerungstiefe und Betondruckfestigkeit, in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes (s/d) aufgetragen. In den einzelnen Serien wurde nur die Verbundfestigkeit der Einzelverbunddübel variiert. Dadurch kann der Einfluss der Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems auf den charakteristischen Achsabstand bestimmt werden. Tabelle 6.8 gibt einen Überblick über die in Bild 6.63 dargestellten Ergebnisse.



a) M12, $h_{ef}/d= 20$, $\tau_{u,weit}= 8,4 \text{ N/mm}^2$ bis $13,8 \text{ N/mm}^2$ **b)** M6, $h_{ef}/d= 20$, $\tau_{u,weit}= 8,4 \text{ N/mm}^2$ bis $13,4 \text{ N/mm}^2$

Bild 6.63 Bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen als Funktion des bezogenen Achsabstandes s/d für unterschiedliche Verbundfestigkeiten ($f_{cc}= 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A und Mörtel B)

Quelle	Mörtel [-]	$n^{1)}$ [-]	d [mm]	h_{ef} [mm]	f_{cc} [N/mm ²]	h_{ef}/d [-]	$\tau_{u,weit}^{2)}$ [N/mm ²]	$\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}^{3)}$ [-]	$s_{cr,Np}/d$ [-]
Bild 6.63a	A	4	12	240	25	20	8,4	0,3	12
	B		12	240			13,8	0,5	20
Bild 6.63b	A		6	120			8,8	0,2	10
	B		6	120			13,4	0,34	18

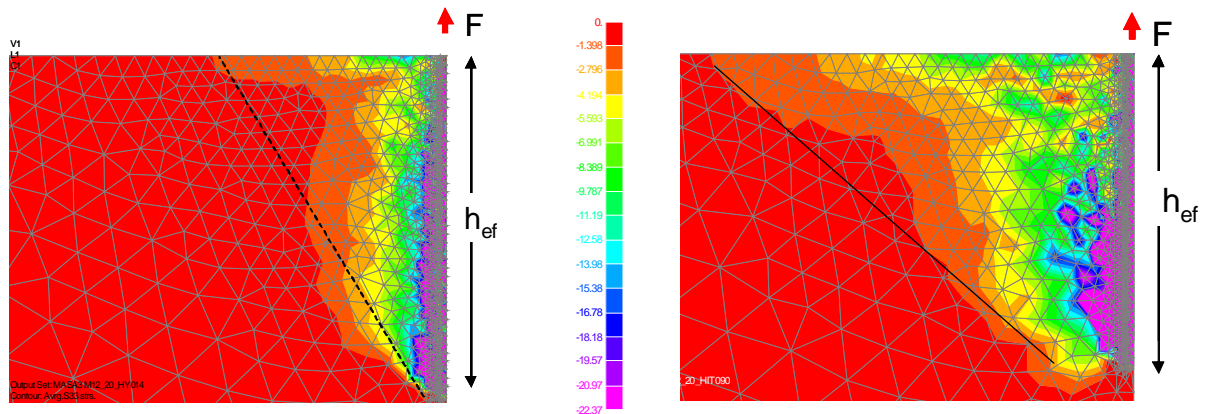
1) Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe
 2) ermittelt in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung
 3) $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)

Tabelle 6.8 Aus Bild 6.63 ermittelte, charakteristische Achsabstände unter Berücksichtigung der geometrischen und materialspezifischen Parameter

Mit abnehmender Verbundfestigkeit wird der charakteristische Achsabstand kleiner, bei dem die Gruppenbefestigung die vierfache Tragfähigkeit des zugehörigen Einzelverbunddübels erreicht. Er beträgt für Verbunddübel M12 bei einer Verbundfestigkeit von $\tau_{u,weit} \sim 13,8 \text{ N/mm}^2$ bzw. $8,4 \text{ N/mm}^2$ $s_{cr,Np} \sim 20d$ bzw. $12d$. Für Verbunddübel M6 und Verbundfestigkeiten von $\tau_{u,weit} \sim 13,4 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\tau_{u,weit} \sim 8,8 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich ein charakteristischer Achsabstand von $s_{cr,Np} \sim 18d$ bzw. $10d$. Dies bestätigt, dass der charakteristische Achsabstand bzw. das durch die

Lasteinleitung über Verbund erzeugte Druckspannungsfeld von der über einen Verbunddübel in den Beton eingeleiteten Kraft abhängig ist.

Dies wird auch aus Bild 6.64 ersichtlich, in dem die erzeugten Druckspannungsfelder im Beton für Verbunddübel M12 und verschiedene Verbundfestigkeiten dargestellt sind. Mit zunehmender Verbundfestigkeit nehmen die horizontale Ausdehnung des Druckspannungsfeldes und damit der charakteristische Achsabstand deutlich zu.



a) M12, $h_{ef}/d = 20$, Mörtel A, $\tau_{u,weit} = 8,4 \text{ N/mm}^2$

b) M12, $h_{ef}/d = 20$, Mörtel B, $\tau_{u,weit} = 13,8 \text{ N/mm}^2$

Bild 6.64 Aus numerischen Ergebnissen abgeleitete Kontur der Hauptdruckspannungsfelder von Einzelverbunddübeln bei gleicher Verankerungstiefe und konstantem Ankerstangendurchmesser und unterschiedlichen Verbundfestigkeiten ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

In Bild 6.65 sind die bezogenen charakteristischen Achsabstände $s_{cr,Np}/d$ in Abhängigkeit der Verbundfestigkeit für eine Betondruckfestigkeit $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ aufgetragen. Die Werte sind aus Anhang C entnommen. In Kapitel 6.4.3.3 wurde gezeigt, dass bei konstanter Betondruckfestigkeit der Einfluss des Durchmessers auf den charakteristischen Achsabstand ausreichend genau durch einen linearen Ansatz beschrieben werden kann und der Einfluss der Verankerungstiefe auf den charakteristischen Achsabstand vernachlässigbar ist. Unter Berücksichtigung des Einflusses der Verbundfestigkeit ergibt sich der rechnerische charakteristische Achsabstand nach Gl. (6.13).

$$s_{cr,Np} = 1,6 \cdot d \cdot \tau_u^{0,9} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (6.13)}$$

mit

d = Ankerstangendurchmesser [mm]
 τ_u = Verbundfestigkeit des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung [N/mm²]

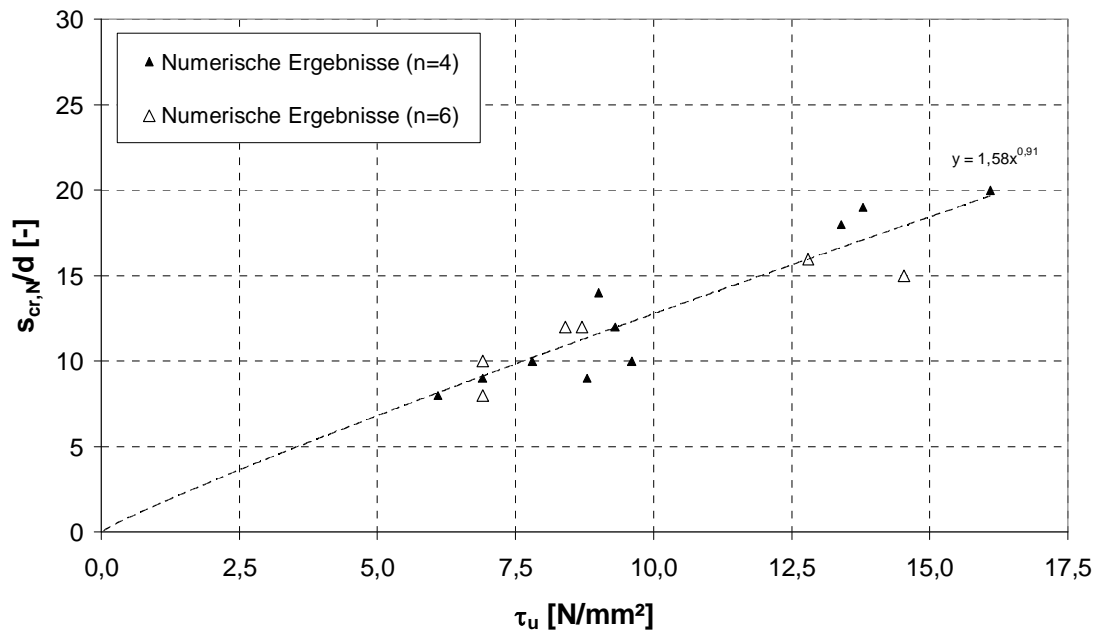


Bild 6.65 Numerisch erhaltene bezogene charakteristische Achsabstände ($s_{cr,Np}/d$) in Abhängigkeit der Verbundfestigkeit τ_u bei konstanter Betondruckfestigkeit ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

6.4.3.5 Einfluss Betondruckfestigkeit

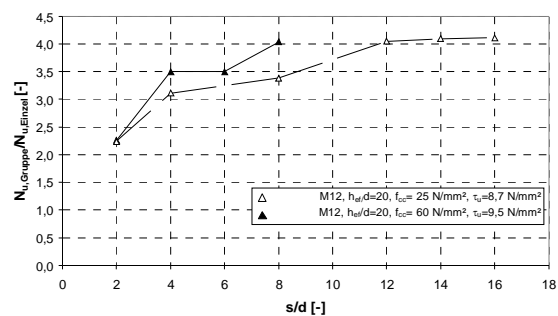
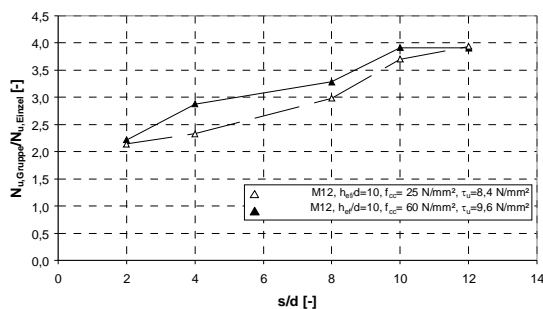
Bild 6.66 zeigt die bezogenen Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von Gruppenbefestigungen in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes s/d . Variiert wurde die Betondruckfestigkeit ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ und $f_{cc} = 60 \text{ N/mm}^2$). Ankerstangendurchmesser und Verankerungstiefe sind konstant. Die Verbundfestigkeiten der Einzelverbunddübel variieren, da eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit eine geringfügige Erhöhung der Verbundfestigkeit zur Folge hat (Kapitel 6.4.2.1). In den bisherigen numerischen Ergebnissen steigen die charakteristischen Achsabstände mit zunehmender Verbundfestigkeit an. Die numerischen Ergebnisse in Bild 6.66 zeigen ein abweichendes Verhalten.

Tabelle 6.9 gibt einen Überblick über die in Bild 6.66 dargestellten Ergebnisse.

Obwohl in Bild 6.66 die Verbundfestigkeit bei einer Betondruckfestigkeit von $f_{cc} = 60 \text{ N/mm}^2$ etwas höher ist als im in niederfestem Beton ($\tau_{u,25} = 8,4 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{u,60} = 9,6 \text{ N/mm}^2$), ergibt sich in hochfestem Beton ($f_{cc} = 60 \text{ N/mm}^2$) die vierfache Tragfähigkeit des Einzelverbunddübels bei einem bezogenen charakteristischen Achsabstand $s_{cr,Np} = 10d$, im niederfesten Beton ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$) bei $s_{cr,Np} = 12d$. Nach Gl. (6.13) erhält man für hochfestem Beton ($\tau_{u,60} = 9,6 \text{ N/mm}^2$) rechnerisch einen charakteristischen Achsabstandes $s_{cr,Np} \sim 12,3d$.

In hochfestem Beton wird nach Bild 6.66 die n -fache Höchstlast einer Gruppenbefestigung bei einem geringeren charakteristischen Achsabstand erreicht als in niederfestem Beton.

Werden alle charakteristischen Achsabstände ($n=4$ und $n=6$, $f_{cc}=25$ N/mm² bis 60 N/mm², Anhang B) auf den jeweiligen Ankerstangendurchmesser bezogen und als Funktion der bezogenen Verbundspannung τ_u/f_{cc} aufgetragen, erhält man Bild 6.67. Die numerischen Ergebnisse können durch Gl. (6.14) beschrieben werden. Gl. (6.14) gibt den Zusammenhang zwischen den numerisch erhaltenen charakteristischen Achsabständen, dem Ankerstangendurchmesser und den materialspezifischen Größen Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit an. Gl. (6.14) beschreibt die Ausdehnung des durch die Lasteinleitung verursachten Druckspannungsfeldes, innerhalb dessen sich benachbarte Verbunddübel einer Gruppe beeinflussen. Die Gleichung bestätigt, dass der charakteristische Achsabstand von den an der Kraftübertragung beteiligten Parametern Durchmesser, Verbundspannung und Betondruckfestigkeit abhängig ist.



a) M12, $h_{ef}/d=20$, $\tau_u=8,4$ N/mm² und 9,6N/mm²

b) M12, $h_{ef}/d=20$, $\tau_u=8,7$ N/mm² und 9,5 N/mm²

Bild 6.66 Bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen als Funktion des bezogenen Achsabstandes s/d für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten ($f_{cc}=25$ N/mm² und 60 N/mm², Mörtel A)

Quelle	Mörtel [-]	n^1 [-]	d [mm]	h_{ef} [mm]	f_{cc} [N/mm ²]	τ_u^2 [N/mm ²]	$\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}^3$ [-]	$s_{cr,Np}/d$ [-]	$s_{cr,Np,Rech}$ nach Gl. (6.13) [mm]	$s_{cr,Np,Rech}/d$
Bild 6.66a	A	4	12	120	25	8,4	0,42	12	133,2	10,8
60					9,6	0,38	10	174,4	12,3	
Bild 6.66b				240	25	8,7	0,32	12	137,5	10,9
					60	9,5	0,26	8	168,8	12,2

¹⁾ Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe

²⁾ ermittelt in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung

³⁾ $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)

Tabelle 6.9 Aus Bild 6.66 ermittelte charakteristische Achsabstände unter Berücksichtigung der geometrischen und materialspezifischen Parameter

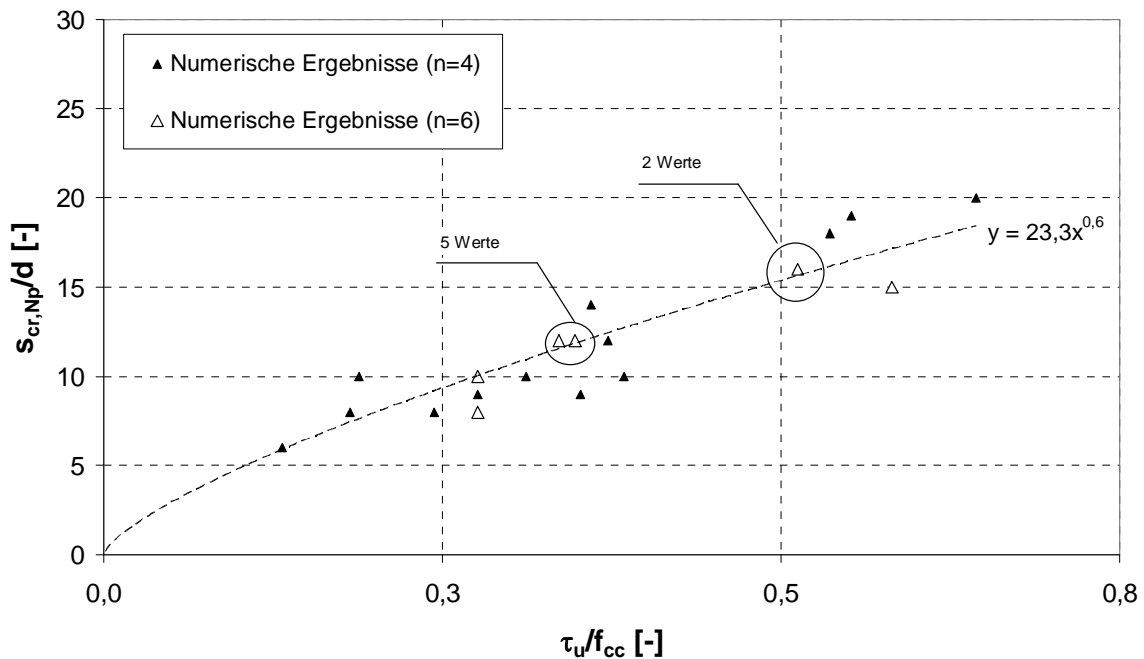


Bild 6.67 Numerisch erhaltene bezogene charakteristische Achsabstände $s_{cr,Np}/d$ in Abhängigkeit der bezogenen Verbundfestigkeit τ_u/f_{cc}

$$s_{cr,Np} = 23,5 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_u}{f_{cc}} \right)^{0,6} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (6.14)}$$

mit

- d = Ankerstangendurchmesser [mm]
- τ_u = Verbundfestigkeit des Einzelverbunddübels gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung [N/mm²]
- f_{cc} = mittlere Betondruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200mm [N/mm²]

6.4.3.6 Anzahl der Verbunddübel

In Bild 6.68 sind bezogene Höchstlasten von Gruppenbefestigungen mit $n=4$ ($s_1=s_2$) und 6 Verbunddübeln ($2s_1=s_2$) in Abhängigkeit des Verhältniswertes s/d angegeben, variiert wurde ausschließlich die Anzahl der Verbunddübel in den jeweiligen Serien. Es wird ersichtlich, dass die Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe keinen wesentlichen Einfluss auf den charakteristischen Achsabstand hat, wenn nur die Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe variiert wird. Dieses Verhalten stimmt mit den Annahmen des CC-Verfahrens überein.

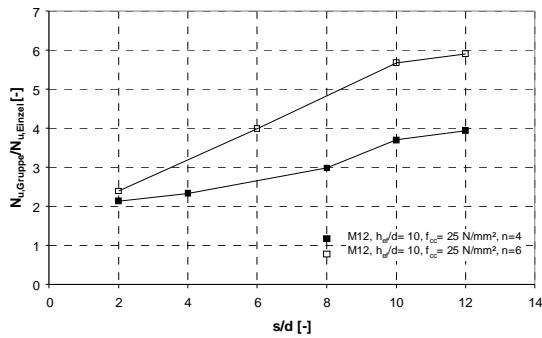
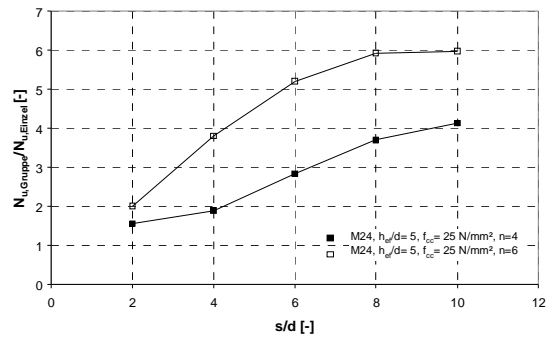
a) M12, $h_{\text{eff}}/d = 20$, $\tau_u = 8,4 \text{ N/mm}^2$ b) M24, $h_{\text{eff}}/d = 20$, $\tau_u = 6,9 \text{ N/mm}^2$

Bild 6.68 Bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von Vierfachbefestigungen als Funktion des bezogenen Achsabstandes s/d für Gruppenbefestigungen mit vier und sechs Verbunddübeln ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A). Die Versuchsergebnisse für Gruppen mit 6 Verbunddübeln wurden Kontzi (2006) entnommen.

6.4.3.7 Tragfähigkeit bei einem theoretischer Achsabstand $s = 0$

Bild 6.69 und Bild 6.70 zeigen bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier Verbunddübeln in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes s/h_{eff} bzw. s/d . In Bild 6.69 nutzt der Einzelverbunddübel der Gruppe die Betonzugtragfähigkeit aus, in Bild 6.70 versagt der Einzelverbunddübel der Gruppe durch Herausziehen.

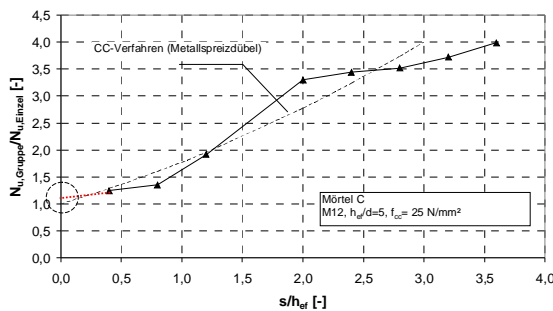


Bild 6.69 Verhältnis $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion der bezogenen Verankerungstiefe s/h_{eff} . Numerische Untersuchungen mit quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{\text{eff}}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel C, $s = 0,4 - 3,6 h_{\text{eff}}$)

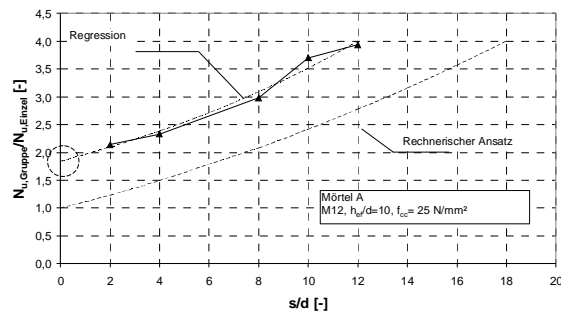
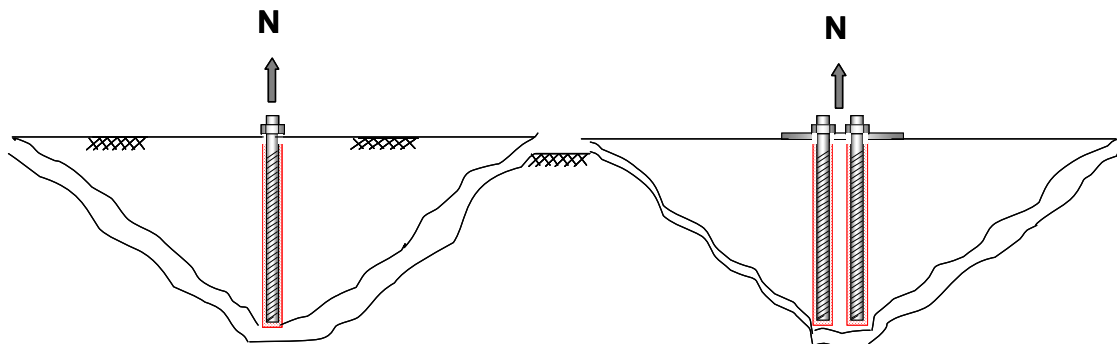


Bild 6.70 Verhältnis $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des Achsabstandes s . Numerische Untersuchungen mit quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln und rechnerischer Ansatz nach Gl. (3.12) ($s_{cr,Np} = 18d$) für die Versagensart Herausziehen (M12, $h_{\text{eff}}/d = 10$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ Mörtel A, $\tau_u = 8,4 \text{ N/mm}^2$, $s = 2d - 14d$)

Versagt der Einzelverbunddübel durch Betonausbruch und werden die Verhältniswerte $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ in auf einen theoretischen Achsabstand von $s=0$ extrapoliert, entspricht die Höchstlast einer Gruppe der Höchstlast des Einzelverbunddübels ($N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel} \sim 1,0$ in Bild 6.69). Dies entspricht dem Tragverhalten von Metallspreizdübeln/Kopfbolzen nach dem CC-Verfahren. Dieses

Verhalten wird auf die nahezu identische Bruchfläche der Gruppenbefestigung mit kleinem Achsabstand im Vergleich zu der Bruchfläche des zugehörigen Einzelverbunddübels zurückgeführt (Bild 6.71).



a) Einzelverbunddübel

b) Gruppenbefestigung

Bild 6.71 Bruchfläche für die Versagensart Betonausbruch eines Einzelverbunddübels und Gruppenbefestigung mit zwei direkt nebeneinander liegenden Verbunddübeln

Demgegenüber beträgt nach Bild 6.70 die Höchstlast der Gruppenbefestigung bereits bei einem bezogenen Achsabstand von $s=0$ die 2,0-fache Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels. Das Tragverhalten von Gruppenbefestigungen für die Versagensart Herausziehen weicht für direkt nebeneinanderliegende Verbunddübel also deutlich von dem Tragverhalten bei der Versagensart Betonausbruch ab. Dieses Verhalten wird im Folgenden erläutert.

Für Einzelverbunddübel mit einem niedrigen Verhältniswert von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ ($\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)) erfolgt das Versagen durch Verbundbruch entlang der Grenzschicht zwischen Mörtel und Beton, wobei die Versagensgrenze im Querschnitt entlang der in Bild 6.72a eingezeichneten Bruchlinie erfolgt. Die zur Kraftübertragung zur Verfügung stehende Verbundfläche (wirksame Verbundfläche) kann für einen Einzelverbunddübel durch vier einzelne Seiten vereinfacht werden. Mit zunehmender Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe wird der wirksame Verbundquerschnitt vergrößert (Bild 6.72b und c).

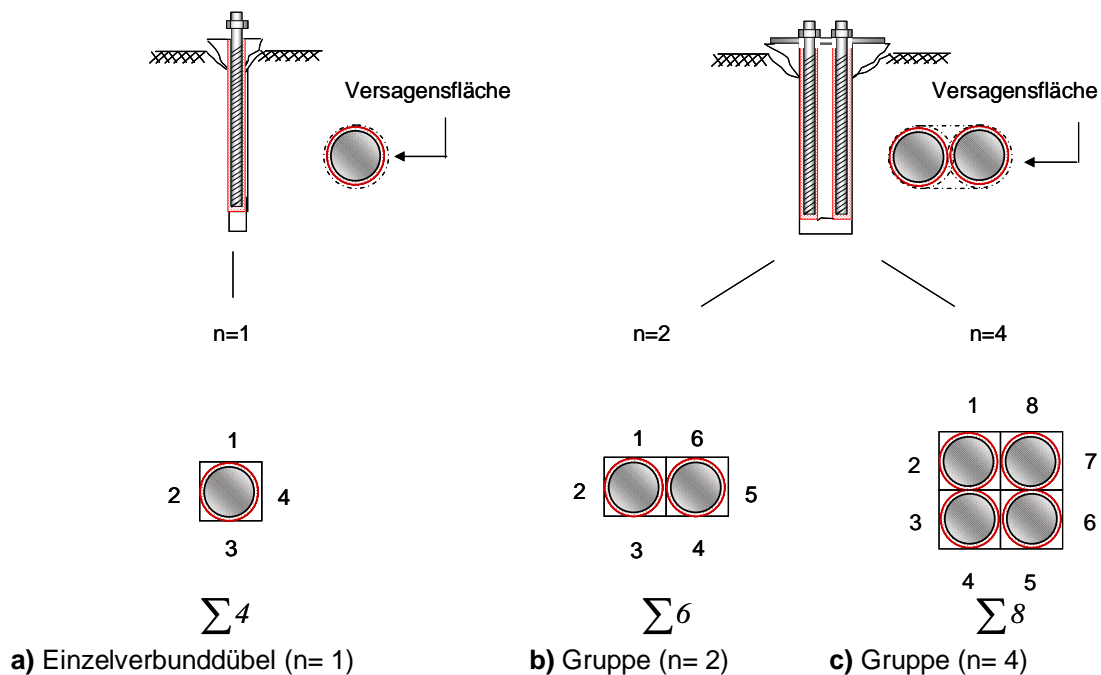


Bild 6.72 Bruchflächen bei der Versagensart Herausziehen, Einzelverbunddübel und Gruppen mit direkt nebeneinander liegenden Verbunddübeln ($s = d$)

Diese Vergrößerung des Verbundquerschnitts kommt allerdings nur teilweise zur Wirkung, weil Anteile der Oberfläche durch benachbarte Verbunddübel abgeschirmt werden. Für Gruppenbefestigungen mit zwei Verbunddübeln ergeben sich sechs Einheiten wirksamer Verbundfläche, für vier Verbunddübel acht Einheiten und für sechs Verbunddübel zehn Einheiten. Dementsprechend nimmt der wirksame Verbundquerschnitt für zwei Verbunddübel um $6/4$, für vier Verbunddübel um $8/4$ und für sechs Verbunddübel um $10/4$ gegenüber dem Einzelverbunddübel zu. Der Umfang der Verbundflächen steigt bei rechteckiger Anordnung theoretisch etwa mit dem $n^{0,5}$ -fachen ($n =$ Zahl der Einzelverbunddübel einer Gruppe) gegenüber dem Einzelverbunddübel. Der gleiche Ansatz wird für die Verbundtragfähigkeit von Stahlbündeln im Stahlbetonbau gewählt. Aus diesem Grund ergibt sich für Gruppenbefestigungen mit $n = 4$ Verbunddübeln und einem theoretisch möglichen Achsabstand $s = 2d$ bei einem geringen Verhältniswert von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ die 2-fache Tragfähigkeit eines Einzelverbunddübels. Die Tragfähigkeit der Gruppenbefestigung kann jedoch nicht größer als die rechnerische Betonausbruchlast von Metallpreizdübeln sein. Bei einer Beschreibung des Verhaltens der wirksamen Verbundflächen muss somit der Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ berücksichtigt werden. Mit der Zunahme der Verbundfläche bei sehr geringen Achsabständen kann unter anderem erklärt werden, warum Gruppenbefestigungen mit kleinem Achsabstand einen kegelförmigen Betonausbruch erzeugen können, obwohl die Einzelverbunddübel durch Herausziehen versagen. Bei kleinem Achsabstand ($s \sim d$) nimmt die Verbundfläche mit $n^{0,5}$ zu. Um die Betonzugtragfähigkeit als Gruppenbefestigung auszunutzen und einen kegelförmigen Betonausbruch zu initiieren, ist für einen Achsabstand von $s \sim d$ dann rechnerisch lediglich eine Verbundfestigkeit des Mörtelsystems nach Gl. (6.15) erforderlich.

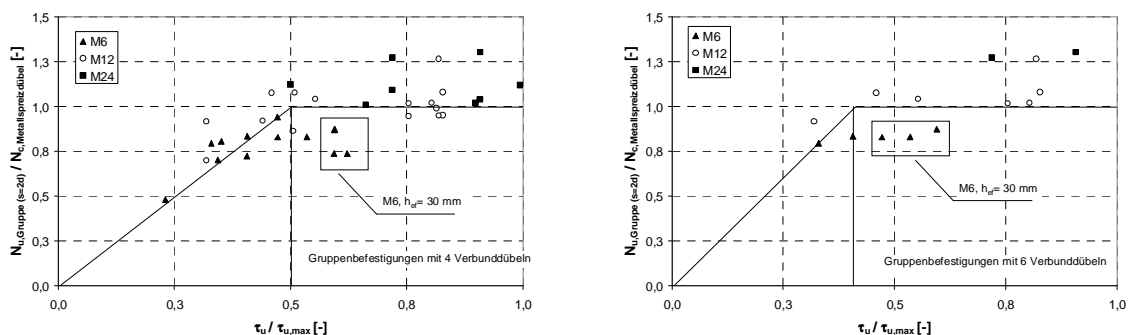
$$\tau_{u,\max} = 4,2 \frac{f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{0,5}}{d \cdot \sqrt{n}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (6.15)}$$

mit

h_{ef}	=	Verankerungstiefe	[mm]
f_{cc}	=	Betondruckfestigkeit, 200 mm Würfel	[N/mm ²]
d	=	Ankerstangendurchmesser	[mm]
n	=	Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe	[-]

Für eine Gruppenbefestigung mit einem Achsabstand $s \sim d$ und $n=4$ Verbunddübeln ($n=6$ Verbunddübeln) ist nach Gl. (6.15) eine Verbundfestigkeit des Einzelverbunddübels notwendig die nur 50% bis 40% des Wertes nach Gl.(6.10) beträgt um die Betonausbruchlast eines Einzelverbunddübels zu erreichen.

Um diesen Ansatz zu überprüfen, sind in Bild 6.73a numerisch erhaltene Höchstlasten von Gruppenbefestigungen mit vier Verbunddübeln mit einem konstanten Achsabstand $s=2d$ ($N_{u,Gruppe(s=2d)}$) bezogen auf die rechnerische Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln als Funktion des Verhältniswertes $\tau_{u,weit}/\tau_{u,\max}$ dargestellt. In Bild 6.73 sind sowohl Gruppenbefestigungen, bei denen der Einzeldübel durch Herausziehen versagt, als auch Gruppenbefestigungen, bei denen der zugehörige Einzelverbunddübel die Betonzugtragfähigkeit ausnutzt, dargestellt.



a) $n=4$

b) $n=6$ (Kontzi (2005))

Bild 6.73 Numerisch erhaltene Höchstlasten von Gruppenbefestigungen mit vier oder sechs Verbunddübeln und einem Achsabstand von $s=2d$ bezogen auf die rechnerische Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln als Funktion der bezogenen Verbundspannung $\tau_{u,weit}/\tau_{u,\max}$ ($\tau_{u,\max}$ nach Gl. (6.11))

Ab einem Verhältniswert von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,\max}=0,5$ erreicht die Gruppenbefestigung mit vier Verbunddübeln (Bild 6.73a) unabhängig von der Versagensart des zugehörigen Einzelverbunddübels im Mittel die mittlere rechnerische Höchstlast von Metallspreizdübeln. Die Verbunddübel mit Durchmesser $d=6$ mm und einer Verankerungstiefe $h_{ef}=30$ mm liegen unter den erwarteten Verhältniswerten. Mit zunehmendem Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,\max}$ des Einzelverbunddübels ergibt sich bei konstantem Achsabstand ($s=2d$) kein weiterer Anstieg der bezogenen Höchstlast

der Gruppe, da die Betonzugtragfähigkeit des Betons durch die Gruppenbefestigung bereits ausgenutzt wird. Dies stimmt mit Gl. (6.15) überein.

Ein ähnliches Verhalten zeigt sich bei Gruppenbefestigungen mit sechs Verbunddübeln (Bild 6.73b). In diesem Fall wird infolge der erhöhten Anzahl der Einzelverbunddübel in der Gruppenbefestigung die rechnerische Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln bereits bei einem Verhältniswert von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max} = 0,4$ erreicht. Dies stimmt mit ebenfalls Gl. (6.15) überein.

In Bild 6.74 sind die aus numerischen Untersuchungen mit quadratischen vier- und sechsfach Gruppenbefestigungen erhaltenen Verhältniswerte nach Gl. (6.16) in Abhängigkeit vom Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ aufgetragen.

$$\psi_{g,N}^0 = \frac{N_{u,Gruppe(s=0)}}{N_{u,Einzel}} \quad [-] \quad \text{Gl. (6.16)}$$

mit

$N_{u,Gruppe(s=0)}$	=	Höchstlast einer Gruppenbefestigung für einen theoretischen Achsabstand von $s=0$, ermittelt durch exponentielle Regression [N]
$N_{u,Einzel}$	=	Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübeln einer Gruppe [N]

Die Verhältniswerte $\psi_{g,N}^0$ für einen theoretischen Achsabstand von $s=0$ werden durch eine exponentielle Regression durch die Versuchswerte angenähert (Bild 6.74).

Es zeigt sich, dass der Faktor $\psi_{g,N}^0$ nach Gl. (6.16) mit zunehmendem Verhältnis von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ dem Wert 1 zustrebt, da sich in diesem Fall die Versagensflächen von Gruppenbefestigungen und Einzelverbunddübeln infolge der Versagensart Betonausbruch nicht wesentlich unterscheiden. Mit abnehmendem Verhältniswert der Verbundfestigkeit von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max} \sim 0,4$ beträgt der Verhältniswert $\psi_{g,N}^0 \sim n^{0,5}$, da es sich in diesen Fällen um ein reines Herausziehen handelt und die wirksamen Verbundflächen nach Bild 6.72 zunehmen. Zwischen dem bezogenen Verbundspannungswert von 0,4 bzw. 0,8 fällt der Einfluss der wirksamen Verbundflächen auf den Wert 1 ab. Die in Bild 6.74 dargestellten Ergebnisse des Faktors $\psi_{g,N}^0$ nach Gl. (6.16) in Abhängigkeit des Verhältniswertes $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ werden durch Gl. (6.17) angenähert.

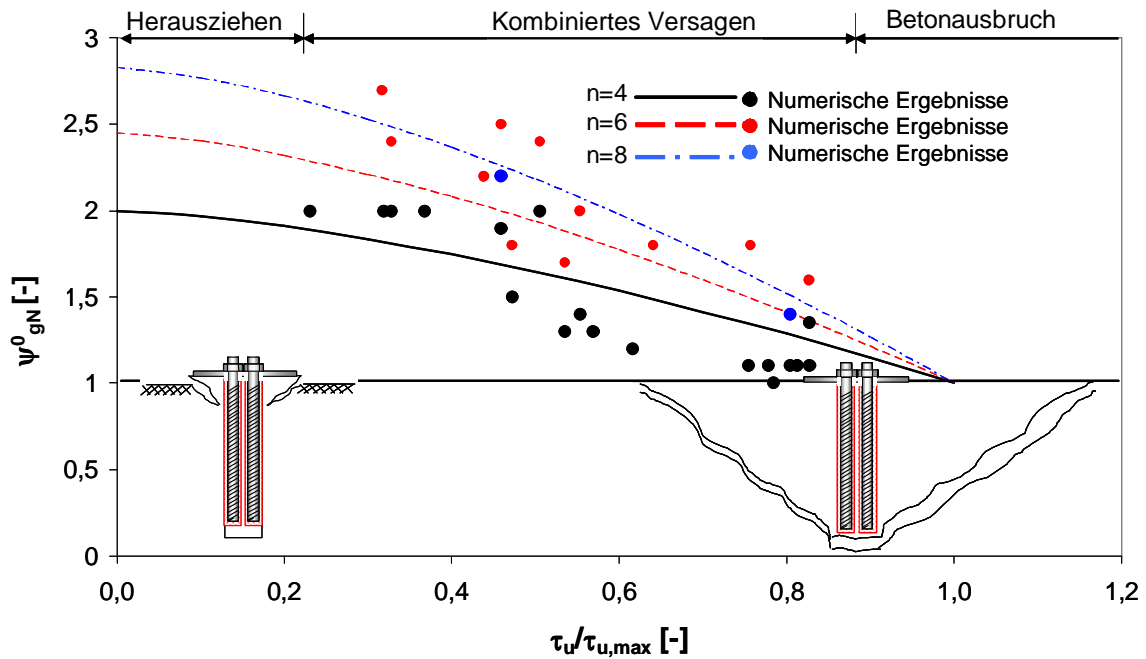


Bild 6.74 Verhältnis der Höchstlasten von Gruppenbefestigungen und einem theoretischen Achsabstand von $s=0$ zur Höchstlast eines Einzeldübels (Faktor) in Abhängigkeit von der bezogenen Verbundfestigkeit $\tau_u/\tau_{u,max}$ (τ_u aus weiter Abstützung, $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11))

$$\Psi_{g,N}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_u}{\tau_{u,max}} \right)^{1,5} \quad [-] \quad \text{Gl. (6.17)}$$

mit

- n = Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe [-]
- τ_u = mittlere Verbundfestigkeit des Einzelverbunddübels ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung [N/mm²]
- $\tau_{u,max}$ = maximale Verbundfestigkeit nach Gl. (6.11) [N/mm²]

Mit zunehmendem Achsabstand nimmt der vorgenannte Effekt ab. Aus diesem Grund muss der Grundwert der wirksamen Verbundfläche nach Gl. (6.17) für einen theoretischen Achsabstand von $s=0$ mit zunehmendem bezogenem Achsabstand $s/s_{cr,Np}$ abnehmen. Diese Abnahme des Grundwertes der wirksamen Verbundfläche wird im Folgenden empirisch ermittelt.

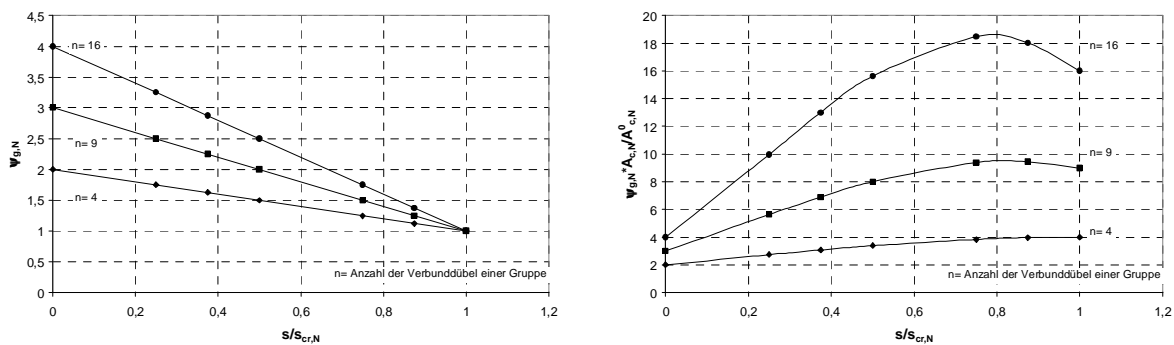
Im ersten Schritt wird von einer linearen Abnahme der wirksamen Verbundfläche nach Gl. (6.18) ausgegangen.

$$\Psi_{g,N} = \Psi_{g,N}^0 + \frac{s}{s_{cr,Np}} (1 - \Psi_{g,N}^0) \quad [-] \quad \text{Gl. (6.18)}$$

mit

$$\begin{aligned}\psi_{g,N}^0 &= \text{Grundwert der wirksamen Verbundfläche nach Gl. (6.17)} \quad [-] \\ s &= \text{Achsabstand} \quad [\text{mm}] \\ s_{cr,Np} &= \text{charakteristischer Achsabstand nach Gl. (6.14)} \quad [\text{mm}]\end{aligned}$$

Bild 6.75a zeigt die rechnerische lineare Abnahme der wirksamen Verbundfläche $\psi_{g,N}^0$ mit zunehmendem bezogenen Achsabstand $s/s_{cr,Np}$ für quadratische Gruppenbefestigungen mit $n=4, 9$ und 16 Verbunddübeln nach Gl. (6.18).



a) Faktors $\psi_{g,N}$

b) Produkt aus $\psi_{g,N} \cdot A_{c,Np} / A_{c,Np}^0$

Bild 6.75 Abnahme des Faktors $\psi_{g,N}$ nach Gl. (6.18) bzw. Produkt aus $\psi_{g,N} \cdot A_{c,Np} / A_{c,Np}^0$ als Funktion des bezogenen Achsabstandes $s/s_{cr,Np}$

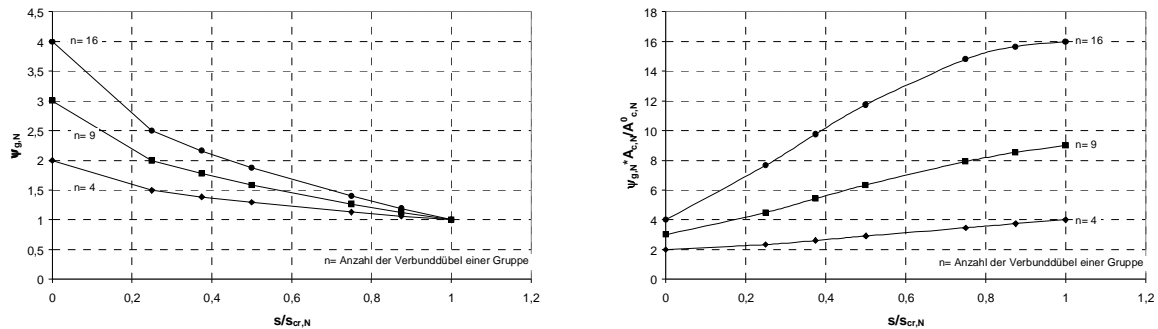
Für einen Wert des bezogenen Achsabstandes von $s/s_{cr,Np}=0$ beträgt der Wert des Faktors $\psi_{g,N} = \psi_{g,N}^0 = n^{0,5}$. Für einen Verhältniswert des bezogenen Achsabstandes von $s/s_{cr,Np}=1,0$ reduziert sich der Wert des Faktors $\psi_{g,N}$ linear auf $1,0$. Wird das Produkt aus der wirksamen Verbundfläche und den projizierten Flächen ($\psi_{g,N} \cdot A_{c,Np} / A_{c,Np}^0$) als Funktion des bezogenen Achsabstandes aufgetragen ($s/s_{cr,Np}$), ergeben sich für einen Verhältniswert von $s/s_{cr,Np} \sim 0,8$ für Gruppenbefestigungen mit $n=9$ und 16 Verbunddübeln der 9,5-fache bzw. 18,2-fache Wert des zugehörigen Einzelverbunddübels (Bild 6.75b). Für einen Verhältniswert von $s/s_{cr,Np} \sim 1,0$ fällt die Gruppentragfähigkeit auf die n -fache Tragfähigkeit ab. Dies zeigt, dass die lineare Abnahme des Grundwertes der wirksamen Verbundfläche einer falschen Annahme zugrunde liegt. Die maximale Tragfähigkeit einer Gruppenbefestigung kann nicht größer sein als die n -fache Tragfähigkeit des zugehörigen Einzelverbunddübels.

Bild 6.76a zeigt die rechnerische Abnahme der wirksamen Verbundfläche in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes nach Gl. (6.19). Bild 6.76b zeigt das Produkt aus ($\psi_{g,N} \cdot A_{c,Np} / A_{c,Np}^0$).

$$\psi_{g,N} = \psi_{g,N}^0 + \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} (1 - \psi_{g,N}^0) \quad [-] \quad \text{Gl. (6.19)}$$

mit

- $\psi_{g,N}^0$ = Grundwert der wirksamen Verbundfläche nach Gl. (6.17) [-]
 s = Achsabstand [mm]
 $s_{cr,Np}$ = charakteristischer Achsabstand nach Gl. (6.14) [mm]



a) Faktors $\psi_{g,N}$

b) Produkt aus $\psi_{g,N} \cdot A_{c,Np} / A_{c,Np}^0$

Bild 6.76 Abnahme des Faktors $\psi_{g,N}$ nach Gl. (6.19) bzw. Produkt aus $\psi_{g,N} \cdot A_{c,Np} / A_{c,Np}^0$ als Funktion des bezogenen Achsabstandes $s/s_{cr,Np}$

In diesem Fall kann davon ausgegangen werden, dass die potentielle Abnahme der wirksamen Verbundflächen nach Gl. (6.19) das Verhalten ausreichend genau beschreibt. Bild 6.76b zeigt für einen Verhältniswert von $s/s_{cr,Np} \sim 1,0$ die entsprechende n -fache Tragfähigkeit des Einzelverbunddübels. Gl. (6.19) ist für Gruppenbefestigung mit $n \leq 16$ Verbunddübeln rechnerisch nachgewiesen.

6.4.4 Einzelverbunddübel am Bauteilrand

Ordnet man Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübel in Randnähe an, dann kann sich bei der Versagensart Betonausbruch kein vollständiger Betonausbuchkegel bilden. Dadurch sinkt die Höchstlast ab (Kapitel 3.4.3). Bei Verankerungen am Bauteilrand, die einen kegelförmigen Betonausbruch erzeugen, muss der Randabstand nach dem CC-Verfahren dem halben Bruchkegeldurchmesser ($c \geq s_{cr,N} / 2$) entsprechen, um die volle Höchstlast zu erreichen. Weiterhin muss berücksichtigt werden, dass bei randnahen Befestigungen im Vergleich zu randfernen Befestigungen der rotationssymmetrische Spannungszustand gestört wird. Dies wird im CC-Verfahren durch den Faktor $\psi_{s,N}$ nach Gl. (3.7) berücksichtigt.

Ordnet man Verbunddübel in Randnähe an, die in der Fläche die Versagensart Herausziehen zeigen, kann sich kein vollständiges Druckspannungsfeld ausbilden. Zudem wird der Spannungszustand zusätzlich gestört. Werden diese Annahmen auf die Herausziehllast von Verbunddübeln übertragen, ergibt sich auf Basis des CC-Verfahrens eine theoretisch abgeleitete rechnerische Herausziehllast von Einzelverbunddübeln am Rand nach Gl. (6.20).

Im Folgenden wird Gl. (6.20) für die Versagensart Herausziehen bzw. Gl. (3.7) für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit hinsichtlich der Übertragbarkeit auf Einzelverbunddübel am Rand überprüft.

$$N_{u,p} = \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot N_{u,p}^0 \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (6.20)}$$

mit

$N_{u,p}$ nach dem unform-bond-model Gl. (6.20a)

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,0 \quad [-]$$

c = Randabstand [mm]

$c_{cr,Np}$ = erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Druckspannungsfeldes und damit zur Übertragung der Herausziehlast [mm]

$$= s_{cr,Np}/2$$

Von theoretischem Interesse für das Tragverhalten von Verbunddübeln ist die Anordnung eines Dübel bei einem Randabstand von $c=0$. Ein Randabstand von $c=0$ bedeutet, dass einem Verbunddübel lediglich die halbe Fläche zur Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit bzw. zur Ausbildung eines Druckspannungsfeldes zu Verfügung steht ($A_{c,N}/A_{c,N}^0 = A_{p,N}/A_{p,N}^0 = 0,5$) und es zur Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes kommt ($\psi_{s,N} = \psi_{s,Np} = 0,7$). Des Weiteren führt ein nicht vorhandener oder geringer Randabstand zum Ausweichen des Dübels aufgrund der fehlenden Steifigkeit des Betons senkrecht zur Stablängsachse des Verbunddübels und dies zu einer exzentrischen Belastung des Verbunddübels. Es ist ersichtlich, dass es sich in diesem Fall um eine Überlagerung von Zug- und Momentenbeanspruchung handelt, wobei davon ausgegangen werden kann, dass die Momentenbeanspruchung mit zunehmendem Randabstand abnimmt. Bild 6.77 zeigt schematisch das Gedankenmodell, Bild 6.78 die numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen im Beton ($c=1d$) und die zugehörige Verformungsfigur. Infolge der fehlenden Steifigkeit und der daraus resultierenden Momentenbeanspruchung des Verbunddübels kommt es zu einem Ausweichen des Verbunddübels senkrecht zur Dübelachse.

In Bild 6.79 sind die numerisch erhaltenen Höchstlasten von Einzelverbunddübeln bei einem theoretischen (aber simulierten Randabstand) von $c=0$ bezogen auf die numerisch erhaltene Höchstlast in der Fläche $N_{u,Rand(c=0)}/N_{u,Fläche}$ in Abhängigkeit der bezogen Verbundspannung $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ aufgetragen. Die dargestellten Werte sind Anhang D zu entnehmen. Für einen Verhältniswert von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max} \sim 1,0$ nutzt der Einzelverbunddübel in der Fläche die Betonzugtragfähigkeit aus, für einen Verhältniswert von $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max} < 1,0$ kommt es zum Verbundversagen in der Fläche. Die Höchstlast von Einzelverbunddübeln am Rand bei einem theoretischen Randabstand von $c=0$ beträgt das 0,34-0,22 im Mittel das 0,28-fache der Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels in der Fläche. Nach Gl. (6.20), die für die Versagensart Herausziehen gilt bzw. Gl. (3.7) bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit wird mit $A_{p,N}/A_{p,N}^0 = 0,5$ (Herausziehen) bzw. $A_{c,N}/A_{c,N}^0 = 0,5$

(Betonausbruch) und $\psi_{s,N} = \psi_{s,Np} \cdot 0,7$ (für $c = 0$, $c_{cr,N} = s_{cr,N}/2$ bzw. $c_{cr,Np} = s_{cr,Np}/2$) rechnerisch ein Verhältniswert von $N_{u,Rand(c=0)}/N_{u,Fläche} = 0,35$ bestimmt.

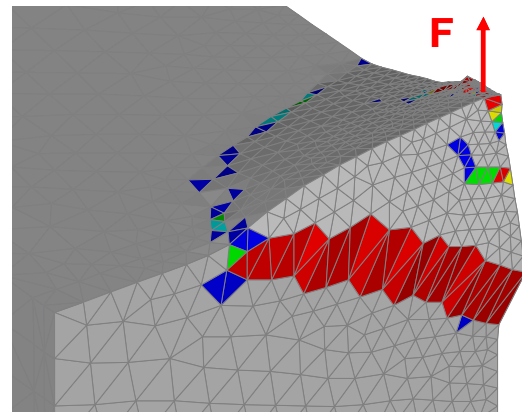
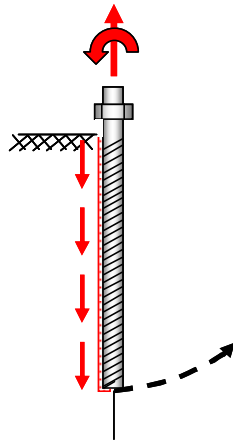


Bild 6.77 Beanspruchung eines auf Zug belasteten Verbunddübels bei einem theoretischen Randabstand von $c = 0$

Bild 6.78 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen (Nachbruch, Verformung stark überhöht) eines Einzelverbunddübels in der Ecke (M12, $h_{ef}/d = 5$, $c = d$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel C)

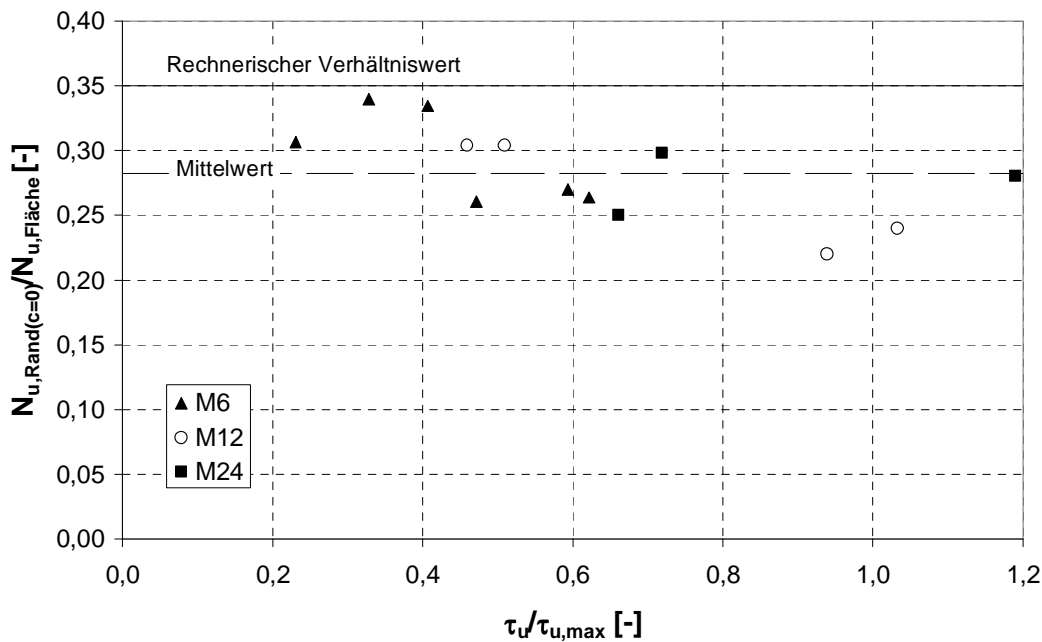


Bild 6.79 Bezogene Höchstlasten $N_{u,Fläche}/N_{u,Rand(c=0)}$ als Funktion der bezogenen Verbundspannung $\tau_u/\tau_{u,max}$ (M6-M24, $h_{ef}/d = 5-20$, Mörtel A, B und C, τ_u aus weiter Abstützung, $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11))

Dass der rechnerische Ansatz zur Berücksichtigung des Randeinflusses für Einzelverbunddübel nach dem CC-Verfahren (Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit) bzw. Gl. (6.20) (Herausziehen) trotzdem auf der sicheren Seite liegt, zeigt exemplarisch Bild 6.80. Dargestellt ist die Tragfähigkeit von Einzelverbunddübeln am Rand (M12, $h_{ef}/d = 5$, Mörtel A und Mörtel C) in Abhängigkeit des bezogenen Randabstandes für die Versagensart Herausziehen

(Bild 6.80a) und Betonausbruch (Bild 6.80b). Der Randabstand für die Einzelverbunddübel, bei denen der Einzelverbunddübel in der Fläche durch Herausziehen versagt ist auf den Durchmesser bezogen (c/d), für die Versagensart Betonausbruch auf die Verankerungstiefe des Verbunddübels (c/h_{ef}). Mit zunehmendem Randabstand steigen die Höchstlasten unabhängig von der Verbundfestigkeit des Mörtels an. Der Anstieg der Last erfolgt in beiden Fällen annähernd linear. Nach dem CC-Verfahren (Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit) bzw. Gl. (6.20) mit $s_{cr,Np}$ nach Gl. (6.14) (Herausziehen), erfolgt die Zunahme der Höchstlast mit zunehmendem Randabstand exponentiell (gestrichelte Linie in Bild 6.80a und Bild 6.80b). Ab einem bezogenen Randabstand von $c/d = 0,4$ bzw. $c/h_{ef} = 0,2$ liegen die numerischen Ergebnisse bereits über dem rechnerisch exponentiellen Ansatz nach dem CC-Verfahren bzw. Gl. (6.20) und beschreiben das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln mit Randeinfluss ausreichend genau. Wird zudem berücksichtigt, dass Verbunddübel ausschließlich mit einem minimalen Randabstand von $c_{min} > 4d$ montiert werden können, da eine Schädigung des randnahen Betons infolge der eingebrachten Schlagenergie nicht ausgeschlossen werden kann, ist es durchaus nachvollziehbar den Randeinfluss auf das Tragverhalten von Verbunddübeln nach dem CC-Verfahren (Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit) bzw. Gl. (6.20) (Herausziehen) zu erfassen.

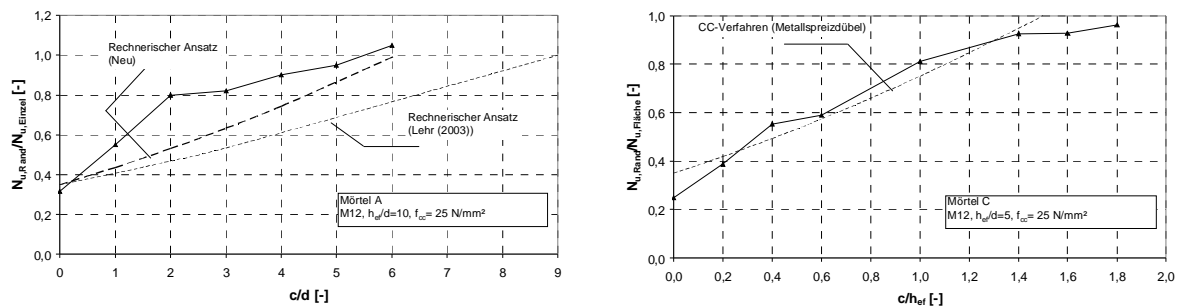


Bild 6.80 Verhältnis $N_{u,Rand} / N_{u,Fläche}$ als Funktion des bezogenen Achsabstandes c/d oder c/h_{ef} . Numerische Untersuchungen mit Einzelverbunddübeln am Rand ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

In Bild 6.81a bis b sind die numerisch erhaltenen Höchstlasten von Einzelverbunddübeln am Rand bezogen auf die numerisch erhaltene Höchstlast in der Fläche in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes aufgetragen. Der Randabstand für die Versagensart Herausziehen ist auf den Durchmesser bezogen, für die Versagensart Betonausbruch auf die Verankerungstiefe des Verbunddübels. In Bild 6.81a2 bis b2 ist die Tragfähigkeit quadratischer Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes dargestellt. Die Einzelverbunddübel der quadratischen Vierfachbefestigungen entsprechen den Einzelverbunddübeln am Rand. Unabhängig von der Versagensart des Einzelverbunddübels entspricht nach Bild 6.81 der charakteristische Randabstand

$c_{cr,N}$ bzw. $c_{cr,Np}$ annähernd dem halben charakteristischen Achsabstand $s_{cr,N}$ bzw. $s_{cr,Np}$. Somit gilt Gl. (6.21) für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit bzw. Gl. (6.22) für die Versagensart Herausziehen. Dies entspricht den grundlegenden Annahmen des CC-Verfahrens.

Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit:

$$c_{cr,N} = \frac{s_{cr,N}}{2} \quad [\text{mm}]$$

$c_{cr,N}$ = erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchkörpers und damit zur Übertragung der Höchstlast

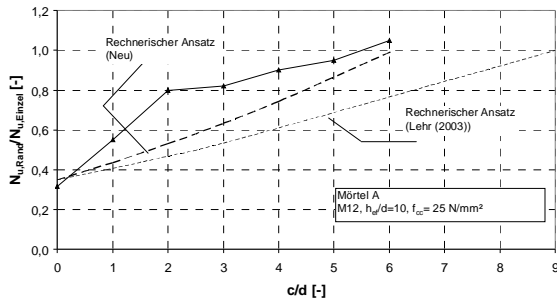
Gl. (6.21)

Herausziehen:

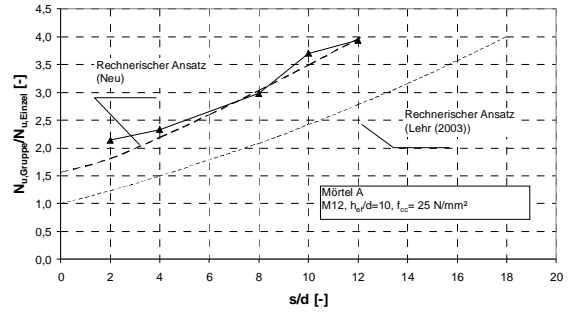
$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \quad [\text{mm}]$$

$c_{cr,Np}$ = erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Druckspannungsfeldes und damit zur Übertragung der Herausziehlust

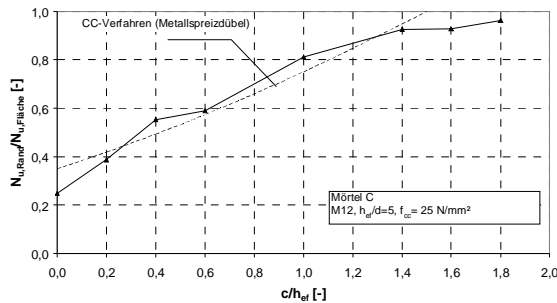
Gl. (6.22)



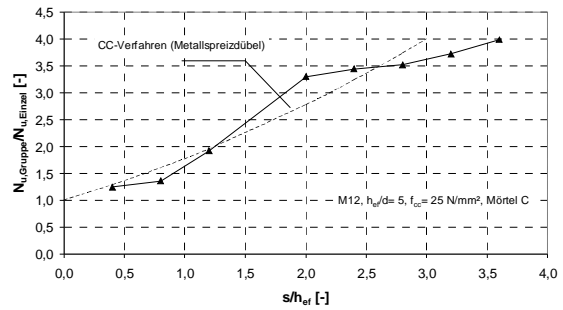
a) Einzelverbunddübel am Rand: M12, $h_{ef}/d= 10$, $\tau_u= 8,3 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A (Herausziehen)



a1) Gruppenbefestigung mit vier Verbunddübeln: M12, $h_{ef}/d= 10$, $\tau_u= 8,3 \text{ N/mm}^2$, Mörtel A (Herausziehen)



b) Einzelverbunddübel am Rand: M12, $h_{ef}/d= 5$, $\tau_u= 13,8 \text{ N/mm}^2$, Mörtel C (Betonbruch)



b2) Gruppenbefestigung mit vier Verbunddübeln: M12, $h_{ef}/d= 5$, $\tau_u= 13,8 \text{ N/mm}^2$, Mörtel C (Betonbruch)

Bild 6.81 Verhältnswert $N_{u,Fläche} / N_{u,Rand}$ (a-b) bzw. $N_{u,Gruppe} / N_{u,Einzel}$ (a1-b1) als Funktion des bezogenen Randabstandes c/d oder c/h_{ef} bzw. Achsabstandes s/d oder s/h_{ef}

7 Einzelheiten zur Versuchsdurchführung (ungerissener Beton)

7.1 Allgemeines

Ziel ist es, im Folgenden den Einfluss der aus den numerischen Untersuchungen erhaltenen wesentlichen Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Verbunddübeln experimentell zu überprüfen und ggf. zu modifizieren. Dafür wurden systematisch experimentelle Untersuchungen an Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln durchgeführt. Diese Ergebnisse werden in den folgenden Kapiteln mit den vorhandenen numerischen Ergebnissen verglichen.

7.2 Versuchskörper

Als Versuchskörper wurden Betonplatten aus niederfestem Beton verwendet. Die Fertigung der Montageplatten erfolgte liegend in einer starren Holzschalung. Als Montageplatten wurden Platten mit den Abmessungen 128,5 x 128,5 cm und 163,5 x 163,5 cm verwendet. Die Versuchskörperhöhe betrug das 3- bis 4-fache der zu prüfenden Verankerungstiefe. Alle Versuchskörper wurden gemäß den Richtlinien der ETAG 001, Annex A betoniert und gelagert.

Weiterhin wurden in einer Holzschalung würfelförmige Sonderkörper, bestehend aus zwei unabhängigen quaderförmigen Hälften aus niederfestem Beton betoniert, um Untersuchungen zur inneren Rissbildung von zugbelasteten Verbunddübeln im Beton durchführen zu können. Die Fertigung des Würfels bzw. dessen beider quaderförmigen Hälften erfolgte in einer Stahlschalung, um eine ausreichende Ebenheit der gegenüberliegenden Seiten der zwei Hälften zu gewährleisten. Bild 7.1 zeigt beispielhaft einen entsprechenden Schalplan. Die weiteren geometrischen und materialspezifischen Parameter der Sonderkörper sind in Kontzi (2005) zusammengestellt. Die Abmessungen der Körper richten sich im Wesentlichen nach den zu untersuchenden Verankerungstiefen.

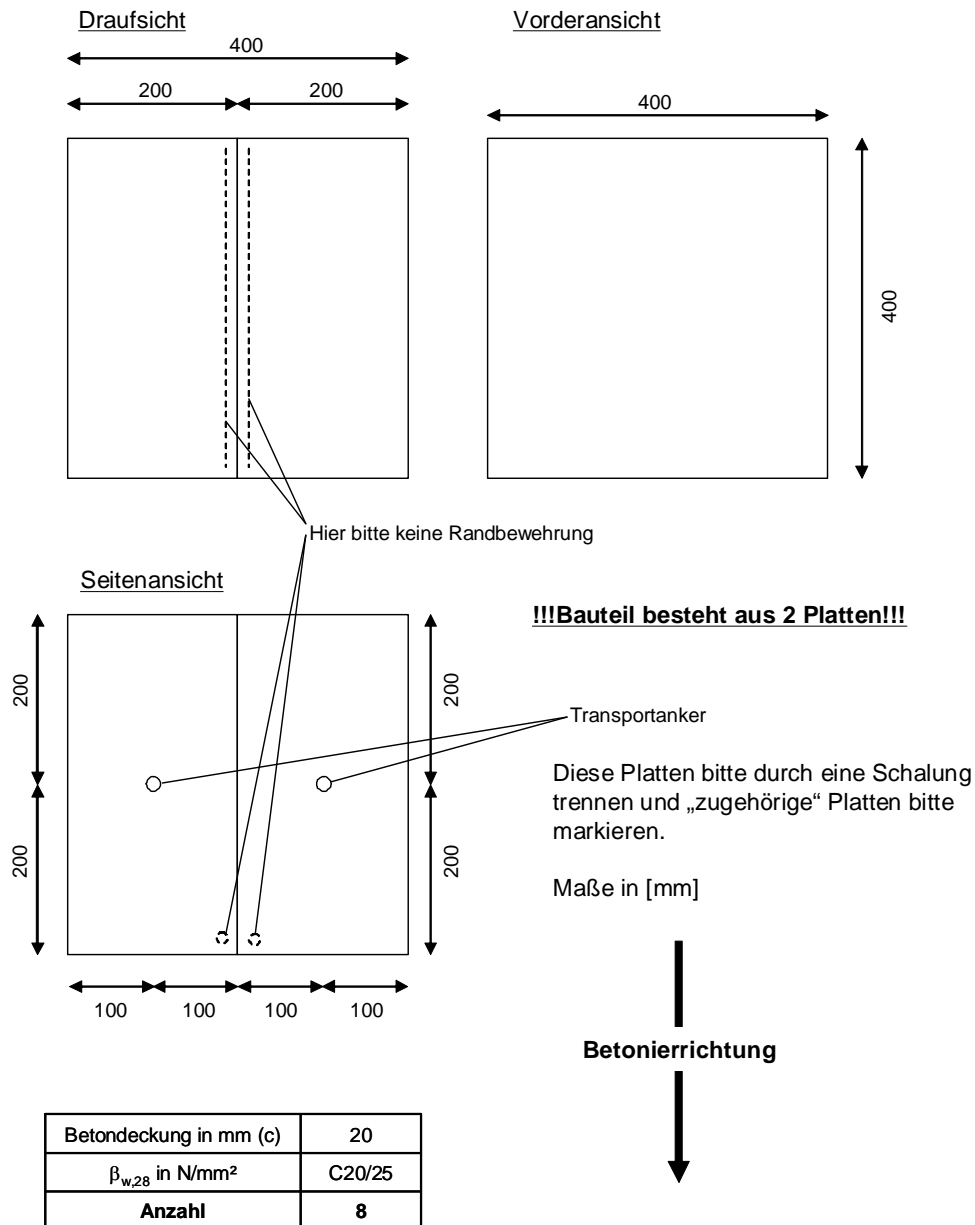


Bild 7.1 Schalplan für die Erstellung würfelförmiger Sonderkörper mit einer Kantenlänge von 400 mm, bestehend aus zwei getrennten Körpern, zur Untersuchung der inneren Rissbildung von zugbelasteten Verbunddübeln (Kontzi (2005))

7.2.1 Betoneigenschaften

7.2.1.1 Betonzusammensetzung

Alle Versuchskörper, einschließlich der Probewürfel (20 x 20 cm bzw. 15 x 15 cm) zur Ermittlung der Betonfestigkeiten, wurden im Betonwerk der Firma Friedrich Rau GmbH & Co, Ebhausen betoniert und verdichtet.

Die Frischbetonmasse wurde unter Berücksichtigung der Eigenfeuchte des Zuschlags gewichtsmäßig zusammengesetzt und fachgerecht nach DIN 1045 und DIN 1048 behandelt. Der Frischbeton wurde in der Konsistenz KP (DIN 1045, Ausgabe 7/88) verarbeitet. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe wurde so gewählt, dass eine Sieblinie zwischen den Regelsieblinien A16 und B16 in der Nähe von B16 nach DIN 1045 zustande kommt (ETAG 001, Annex A).

7.2.1.2 Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeiten der Würfel 15 x 15 cm wurden mittels Gl. (7.1) auf Würfel mit der Seitenlänge 20 x 20 cm vor dem Versuchsbeginn und am Ende der Versuchsdurchführung umgerechnet, d.h. alle angegebenen Betondruckfestigkeiten beziehen sich auf eine Würfeldruckfestigkeit gemessen mit Kantenlängen 20 x 20 cm.

$$f_{cc,200} = 0,95 \cdot f_{cc,150} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (7.1)}$$

Lagen keine Festigkeitswerte am Tag der Versuchsdurchführung vor, so wird die Betondruckfestigkeit nach Gl. (7.2) berechnet (Weber (1979)). Die nach Gl. (7.2) umgerechneten Betondruckfestigkeiten liegen zwischen 25 N/mm² und 35 N/mm².

$$f_{cc,1} = f_{cc,0} \cdot e^{1,49 \cdot [(1/t_0)^{0,55} - (1-t_1)^{0,55}]} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (7.2)}$$

- $f_{cc,1}$ = Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung [N/mm²]
- $f_{cc,0}$ = Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Druckfestigkeitsprüfung [N/mm²]
- t_0 = Zeitdauer vom Betonieren bis zur Druckfestigkeitsprüfung [d]
- t_1 = Zeitdauer vom Betonieren bis zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung [d]

7.2.2 Mörtelsysteme und Setzvorgang

7.2.2.1 Gewindetange

Es wurden Gewindestangen mit metrischem DIN 975 Gewinde verwendet. Die Gewindestangen wurden auf die zu untersuchende Verankerungstiefe gekürzt, auf Beschädigungen untersucht und von Verunreinigungen durch Öl befreit.

Die Festigkeitsklassen der Gewindestangen wurden in Abhängigkeit der zu erwartenden Versagenslast gewählt. Die Gewindestangen wurden ausreichend dimensioniert, um ein Versagen des Stahls zu vermeiden.

Die verwendeten Durchmesser werden im Zusammenhang mit den Versuchsergebnissen angegeben.

7.2.2.2 Mörtelsysteme

Für die durchgeführten Untersuchungen wurden zwei Mörtelsysteme verwendet, deren Eigenschaften im Folgenden kurz beschrieben werden.

Injektionssystem WW:

Dieses System basiert auf ungesättigten Polyesterharzen. Nach Herstellerangaben beträgt die Verarbeitungszeit des Systems 6 Minuten bei einer Temperatur von $T = 20^\circ$. Der Verbunddübel bzw. die Verbunddübelgruppen sind nach 60 Minuten voll

belastbar. Die zwei Komponenten des Mörtelsystems sind getrennt in einem zusammenhängenden Kartuschensystem aufbewahrt. Die Mischung von Harz und Härter erfolgt bei der Injektion durch eine im Injektionsrohr befindliche Mischerwendel.

Injektionssystem HR:

Hierbei handelt es sich um ein System auf Epoxydbasis. Die Verarbeitungszeit ist abhängig von der Kartuschen- und Untergrundtemperatur. Nach einer Aushärtezeit des Mörtels von ca. 24 h ist der Verbunddübel bzw. die Verbunddübelgruppe voll belastbar. Harz und Härter sind bei diesem System getrennt in Folien aufbewahrt.

Die verwendeten Mörtelsysteme werden bei der Darstellung der Versuchsergebnisse mit den entsprechenden Kürzeln WW bzw. HR angegeben.

7.2.2.3 Montage

Vor der Montage wurde zuerst die Setzposition der Verbunddübel auf der Betonoberfläche festgelegt, im Anschluss wurden die Bohrlöcher mit Hilfe einer in einem Bohrständler befestigten Bohrmaschine mit der für die jeweiligen Versuche vorgesehenen Verankerungstiefe erstellt. Der Durchmesser des Bohrers wurde in Abhängigkeit des Ankerstangendurchmessers anhand der Herstellerangaben gewählt. Für die Erstellung des Bohrlochs wurden Hammermetallbohrer mit den vorgeschriebenen mittleren Eckmaßen verwendet.

Um unterschiedliche Verbundfestigkeiten zu erreichen, wurde für beide Mörtelsysteme (Mörtelsystem WW und Mörtelsystem HR) eine von den Herstellerangaben abweichende Bohrlochreinigung durchgeführt. Dadurch konnte in den Versuchen gezielt ein Verbundversagen oder ein Betonausbruch erreicht werden.

Bei Verwendung des Mörtelsystems WW wurde das erstellte Bohrloch mit einer Handpumpe einmal ausgeblasen und das Bohrloch anschließend manuell mit einer auf das Bohrloch abgestimmten Handbürste mit Kunststoffborsten gereinigt. Die Handbürste wurde dazu bis zum Grund des Bohrlochs geführt und einmal um 360° gedreht und wieder herausgezogen. Abschließend wurde das Bohrloch noch einmal mit einer Handpumpe ausgeblasen. Der einmalige Einsatz der Handbürste ist notwendig, um die Streuungen der Verbundfestigkeiten zu minimieren. Durch diesen Reinigungsvorgang wird eine Verbundfestigkeit des Mörtelsystems von ca. 6-10 N/mm² erreicht.

Um eine höchstmögliche Verbundfestigkeit zu erreichen, wurde für das Mörtelsystem HR eine optimale Bohrlochreinigung durchgeführt. Dabei wurde das erstellte Bohrloch mit einer auf das Bohrloch abgestimmten Druckluftlanze mehrere Sekunden ausgeblasen, wobei am Ende des Bohrlochgrund begonnen und die Lanze dann langsam aus dem Bohrloch gezogen wurde. Dieser Vorgang wurde so oft wiederholt, bis kein Bohrmehl mehr aus dem Bohrloch austrat. Anschließend wurde das Bohrloch mit einer maschinell auf das Bohrloch abgestimmten Drahtbürste mehrere Sekunden gereinigt. Beide Vorgänge wurden dreimal

wiederholt. Abweichungen von den oben genannten Reinigungsvorgängen werden explizit angegeben.

Die Tiefe des Bohrlochs wurde nach dem Reinigungsvorgang mit einem Tiefenmaß gemessen und dokumentiert. Nach dem Aufschrauben des Statikmischers auf die Mörtelkartuschen wurde das Bohrloch vollständig verfüllt. Die ersten Hübe wurden entsprechend der Montageanleitung verworfen. Nach dem Injizieren wurde die Gewindestange bis zur Setztiefe drehend in das mit Mörtel verfüllte Bohrloch eingedrückt. Mit Hilfe eines Stahlwinkels wurde die Gewindestange senkrecht zur Betonoberfläche des Versuchskörpers ausgerichtet, um Exzentrizitäten während des Lasteinleitungsprozesses zu vermeiden. Nach 12-24 Stunden Aushärtezeit erfolgte die Versuchsdurchführung.

Aufgrund der von den Herstellerangaben deutlich abweichenden Bohrlochreinigung kann von den Versuchsergebnissen nicht auf die Verbundfestigkeit bei einem Setzvorgang nach Herstellerangaben mit den entsprechenden Mörtelsystemen geschlossen werden. Für das Mörtelsystem WW ist die durchgeführte Reinigung im Vergleich zu der nach Herstellerangaben vorgeschriebenen Reinigung in Umfang und Ausführung erheblich reduziert worden. Dies entspricht in der Praxis einem groben Montagefehler.

7.3 Versuchsaufbau

7.3.1 Allgemeines

Um das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Verbundfestigkeit der Mörtelsysteme unter bestimmten Randbedingungen zu untersuchen, wurden Auszugsversuche mit enger und weiter Abstützung durchgeführt.

7.3.2 Zentrischer Zugversuch in der Fläche (enge Abstützung)

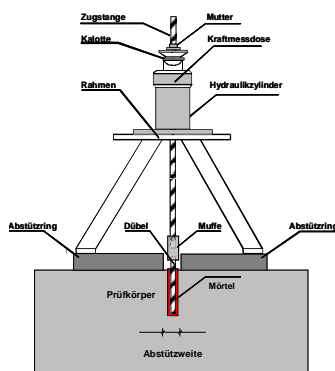


Bild 7.2 Belastungseinrichtung bei Zugversuchen mit Verbunddübeln und enger Abstützung

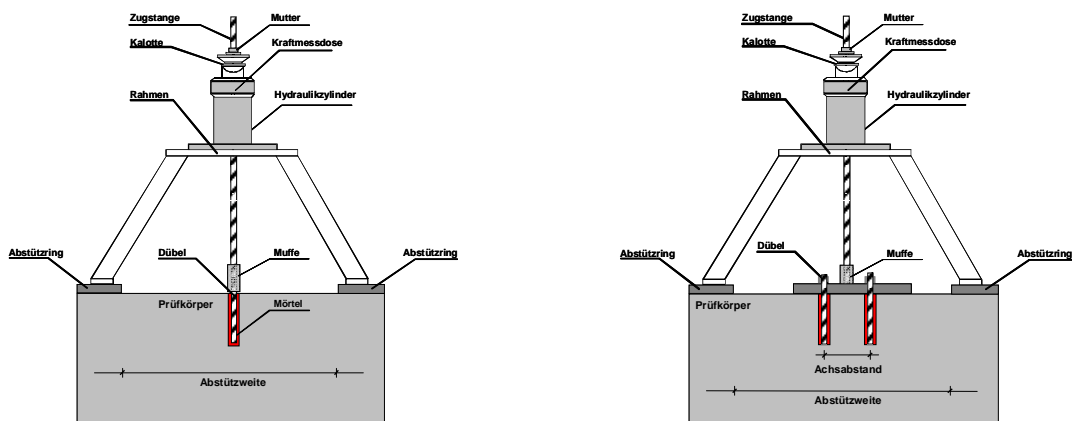
Durchmesser des Bohrlochs plus 4 mm.

Mit dieser Versuchsanordnung wird die Verbundfestigkeit der verwendeten Mörtelsysteme abgeleitet.

Bild 7.2 zeigt den Versuchsaufbau für eine enge Abstützung. Durch die enge Abstützung wird ein eventuell entstehender Betonausbruch ausgeschlossen. Das Herausziehen des Verbunddübels wird jedoch nicht verhindert, da bei enger Abstützung sich eine kreisförmige Stahlplatte mit engem Durchgangsloch gegen die Betonoberfläche abstützt. Der Durchmesser des Durchgangslochs entspricht näherungsweise dem

7.3.3 Zentrischer Zugversuch in der Fläche (weite Abstützung)

Der Versuchsaufbau für zentrische Auszugsversuche von Einzelverbunddübeln mit weiter Abstützung ist in Bild 7.3a dargestellt. Über einen Hydraulikzylinder wird die Zugkraft über die mit einer Muffe verbundene Gewindestange in den Beton eingeleitet. Ein kreisförmiger Ausziehbock stützt sich im lichten Abstand von $1-4h_{ef}$ gegen die Betonoberfläche des Versuchskörpers ab. Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln wurden ausschließlich bei weiter Abstützung geprüft (Bild 7.3b). Die Zuglast wird bei dieser Versuchsanordnung über eine in die Stahlplatte eingedrehte Gewindestange eingeleitet. Die Dicke der Stahlplatte wurde ausreichend bemessen, um einen von der Steifigkeit der Lastplatte unabhängigen Lasteintrag in die Einzeldübel einer Gruppe zu gewährleisten.



a) Einzelverbunddübel

b) Gruppenbefestigungen

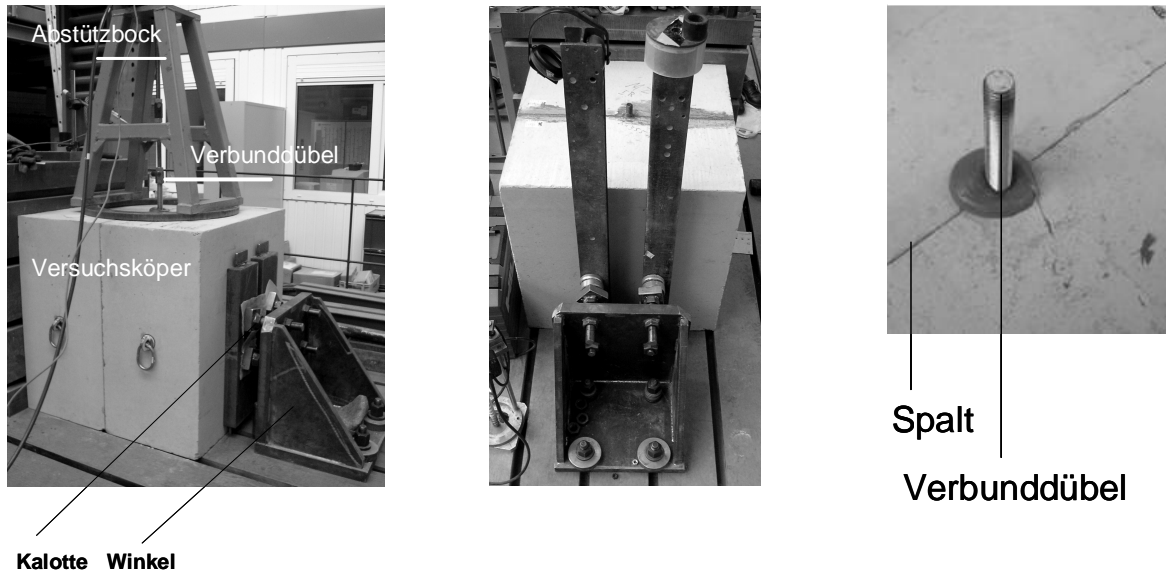
Bild 7.3 Belastungseinrichtung bei Zugversuchen mit Verbunddübeln

7.3.3.1 Sonderkörper

Um die numerisch erhaltenen Ergebnisse der inneren Rissbildung von Einzelverbunddübeln experimentell zu überprüfen, wurden Versuche mit quaderförmigen Versuchskörpern (Sonderkörpern) durchgeführt (Kapitel 7.2). Bild 7.4 zeigt den entsprechenden Versuchsaufbau. Diese Versuche wurden ausschließlich mit weiter Abstützung durchgeführt. Zusätzlich zu dem in Kapitel 7.3.3 beschriebenen Versuchsaufbau wurden die Betonplatten zwischen zwei Stahlwinkel gespannt. Auf einem Spannboden wurden die Winkel befestigt. Die Verbunddübel wurden mittig in den geschlossenen Spalt zwischen den beiden Betonquadern gesetzt. Bereits im Vorfeld wurde an identischen Versuchskörpern überprüft, ob beim Setzvorgang Mörtel durch den Spalt in den umgebenden Beton gedrückt wird und ob daraus eine unvollständige Verfüllung des Bohrlochs resultiert. Diese Untersuchungen haben gezeigt, dass dies nicht der Fall ist.

Um die vom belasteten Einzelverbunddübel entstehenden Spreizkräfte aufzunehmen, und ein Auseinanderschieben der beiden quaderförmigen Betonkörper zu verhindern, wurden diese durch Stahlprofile zusätzlich senkrecht zur

Stabachse abgestützt. Zwischen Stahlprofil und Winkel wurden Kalotten befestigt, um eine gleichmäßige Kraftverteilung auf die Versuchskörper zu gewährleisten.



a) Seitenansicht

b) Vorderansicht / Draufsicht

c) Verbunddübel

Bild 7.4 Versuchsaufbau von zentrischen Zugversuchen mit Sonderkörpern, weite Abstützung der Versuchseinrichtung

7.4 Messeinrichtung und Messdaten

7.4.1 Kraftmessung

Alle Auszugsversuche wurden mit einer kraftgesteuerten, hydraulischen Anlage durchgeführt. Die aufgebrachte Zugkraft wurde mit einer für den Bereich der zu erwartenden Höchstlast kalibrierten Druck-Kraftmessdose gemessen. Die Versagenslast wurde im Zeitraum zwischen 1 und 3 Minuten erreicht.

7.4.2 Verschiebungsmessung

Die Verschiebungsmessung am belasteten Ende der Gewindestange (Einzelverbunddübel) bzw. der Ankerplattenmitte (Gruppenbefestigungen) erfolgt durch eine direkte Wegmessung.

8 Versuchsergebnisse (ungerissener Beton)

8.1 Prinzipielles Tragverhalten

8.1.1 Weite Abstützung

8.1.1.1 Allgemeines

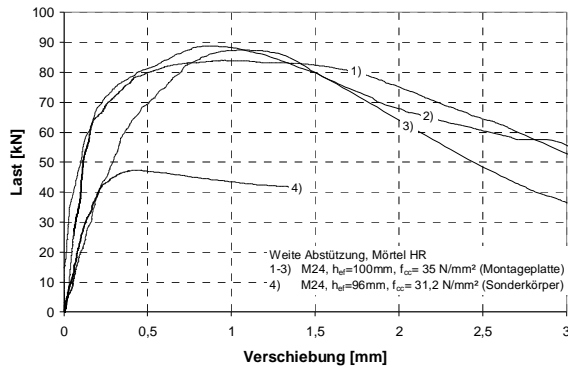


Bild 8.1 Last-Verschiebungskurven von Einzelverbunddübel gemessen in Montageplatten (Kurve 1 bis 3) und Last-Verschiebungskurven gemessen in einem Sonderkörper (Kurve 4)

Die numerischen Untersuchungen in Kapitel 6.2.3 haben ergeben, dass die durch Verbund verursachte Rissbildung im Beton im Vergleich zum Rissbild bei Befestigungsmitteln, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen, identisch oder auch deutlich verschieden sein kann. Weiterhin wurde gezeigt, dass die durch Verbund verursachte Rissbildung im Beton die Höchstlast bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit reduzieren kann. Die numerisch erhaltenen Rissbilder werden im Folgenden experimentell mit in Sonderkörpern

gesetzten Verbunddübeln überprüft. Aufgrund des speziellen Versuchsaufbaus in diesen Serien kann kein direkter Zusammenhang zwischen der inneren Rissbildung und der erreichten Höchstlast hergestellt werden. Dies zeigt Bild 8.1, das gemessene Last-Verschiebungskurven eines Einzelverbunddübels M24 ($h_{ef}/d=4$, Mörtel HR, Kurve 4) gesetzt in einen Sonderkörper (Kapitel 7.2) und zum Vergleich Last-Verschiebungskurven von Einzelverbunddübeln gesetzt in Montageplatten (M24, $h_{ef}=100\text{ mm}$, Mörtel HR, Kurve 1 bis 3) darstellt.

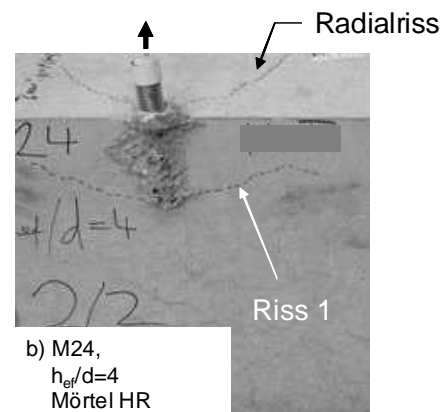
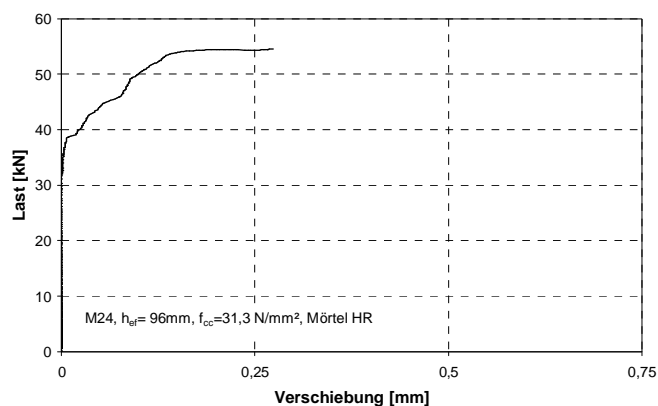
Aufgrund der unterschiedlichen Versuchskörper ergibt sich für den in den Sonderkörper gesetzten Verbunddübel eine geringere Höchstlast als für den in Montageplatten gesetzten Verbunddübel. Die Reduktion der Höchstlast kann durch den bereits vorhandenen Riss (Bild 7.4) - getrennte Körper = Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes - erklärt werden. Zudem konnte ein Öffnen des Spaltes infolge entstehender Spreizkräfte des auf Zug belasteten Verbunddübels nicht vollständig ausgeschlossen werden. Dies führt zu einem zusätzlichen Lösen des Verbundes und zu einer Reduktion der Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Beton.

Somit können in den folgenden Kapiteln nur qualitative Aussagen über die Last-Verschiebungskurven bzw. den daraus berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven der geprüften Einzelverbunddübel gemacht werden. Ziel dieser Versuchsserien ist es, im Wesentlichen eine Aussage über die innere Rissbildung in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d zu ermöglichen und mit den numerisch erhaltenen Rissbildern zu vergleichen. Die beobachteten Tendenzen hinsichtlich der Rissbilder werden im Folgenden dargestellt und diskutiert.

8.1.1.2 Kegelförmiger Betonausbruch ($h_{ef}/d=5$)

Bild 8.2a zeigt die Last-Verschiebungskurve eines in einen Sonderkörper gesetzten Verbunddübels M24 ($h_{ef}/d=4$, $f_{cc}=31,3$ N/mm², Mörtel HR). Der Belastungsvorgang erfolgte in diesem Versuch, bis sich ein Last-Plateau in der Last-Verschiebungskurve einstellt. Das Erreichen des Plateaus wurde als Höchstlast interpretiert. Die Belastung wurde in diesem Versuch bei ca. $N_U=55$ kN gestoppt. Der Verbunddübel wurde entlastet und die Betonkörper getrennt.

Bild 8.2b zeigt die Rissbildung im Beton. Es ist deutlich, ein vom Ende der Gewindestange ausgehender kegelförmiger Riss zu sehen, dessen Risslänge ca. 60% der erwarteten Gesamtrisslänge beträgt. Auf der Betonoberfläche zeigen sich Radialrisse, die sich sternförmig vom belasteten Ende der Gewindestange ausbilden. Das beschriebene Rissbild zeigt sich in Form von Hauptzugdehnungen ebenfalls in den numerischen Untersuchungen (Kapitel 6.3, Bild 6.33, M24, $h_{ef}/d=5$, Mörtel C) und entspricht dem Rissbild eines Kopfbolzens/Metallspreizdübels unter Höchstlast (kegelförmiger Betonausbruch).



a) Last-Verschiebungskurve

b) Rissbild

Bild 8.2 Last-Verschiebungskurve eines zugbeanspruchten Einzelverbunddübels und detektierte Rissbildung im Beton (M24, $h_{ef}/d=4$, $f_{cc}=31,3$ N/mm², Mörtel HR)

8.1.1.3 Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit (M24, $h_{ef}/d=10$)

Bild 8.3 zeigt die gemessene Last-Verschiebungskurve eines Einzelverbunddübels M24 ($h_{ef}/d=10$, Mörtel HR). Die Belastung wurde bei einer Belastung von $N_U=158$ kN gestoppt. Im Vergleich zum vorher beschriebenen Verbunddübel wurde in diesem Versuch die Verankerungstiefe auf $h_{ef}=240$ mm ($h_{ef}/d=10$) vergrößert. Dies führt zu einer höheren Höchstlast. Bild 8.4 zeigt die zugehörige Rissbildung im Beton. Im Gegensatz zum Rissbild in Bild 8.2b können bei vergrößerter Verankerungstiefe zwei über die Verankerungstiefe verteilte kegelförmige Risse festgestellt werden.

Nach Bild 8.4a hat sich ein oberflächennaher Riss (Riss 1) bei ca. 45% der Verankerungstiefe gebildet. Dieser ist als kreisförmiger Riss mit einem Durchmesser

von ca. 200 mm auf der Betonoberfläche zu erkennen und wird von Radialrissen auf der Betonoberfläche gekreuzt.

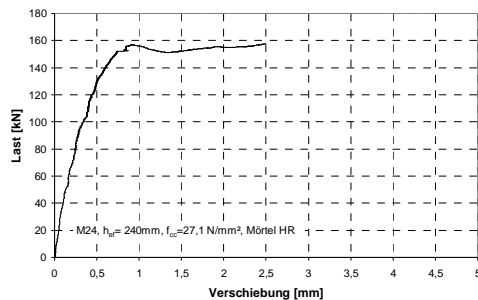
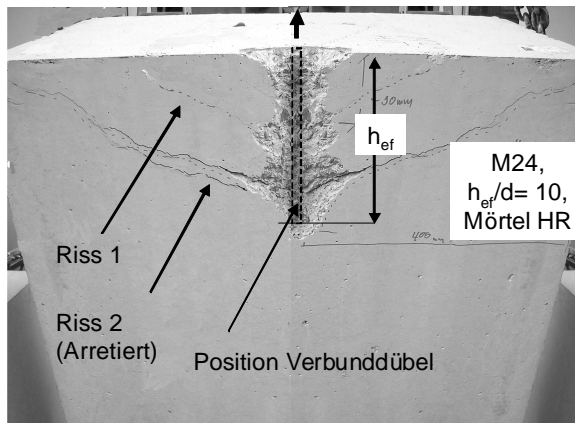
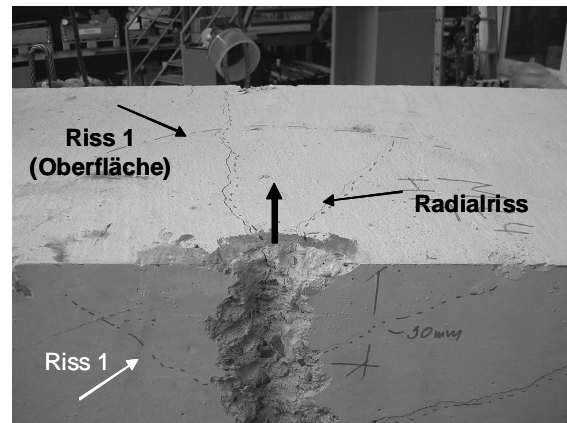


Bild 8.3 Last-Verschiebungskurve eines auf Zug beanspruchten Einzelverbunddübels gesetzt in einen Sonderkörper (M24, $h_{ef}/d = 10$, $f_{cc} = 27,1 \text{ N/mm}^2$, Mörtel HR)

Darüber hinaus ist ein vom Ende der Gewindestange ausgehender weiterer Riss (Bild 8.4a, Riss 2) zu sehen, dessen Risslänge annähernd bis zur Betonoberfläche reicht. Im Gegensatz zu Riss 1, ist Riss 2 auf der Oberseite des Sonderkörpers nicht zu erkennen. Die gekennzeichneten Risse in Bild 8.4a verlaufen annähernd parallel zu einander. Wird Riss 1 vernachlässigt, entspricht das beschriebene Rissbild dem Rissbild eines Kopfbolzens nach Erreichen der Höchstlast.



a) Seitenansicht

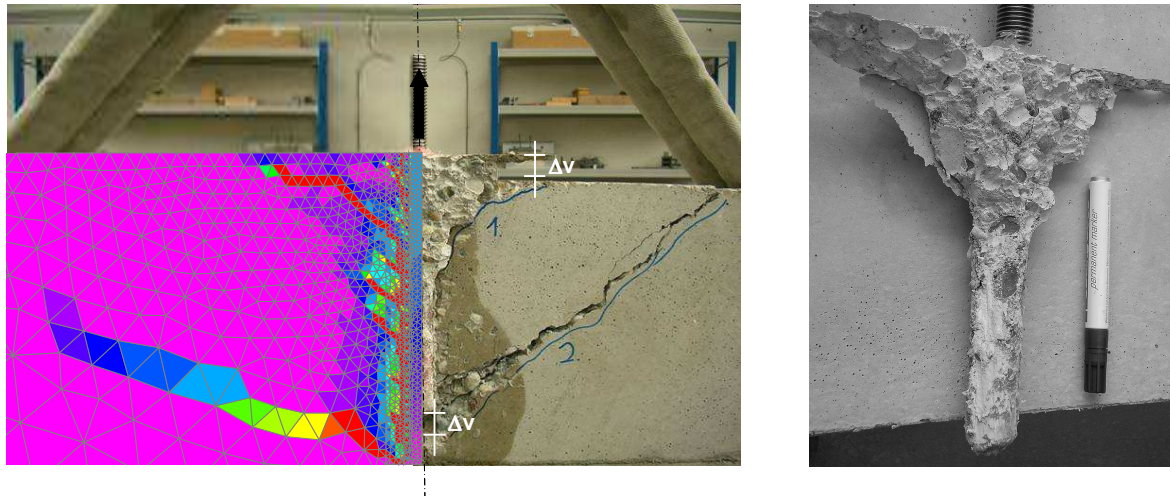


b) Seitenansicht/Draufsicht

Bild 8.4 Rissbildung im Beton für einen zentrisch zugbelasteten Verbunddübel (M24, $h_{ef}/d = 10$, Mörtel HR)

Um den Bruchkörper nach Erreichen der Höchstlast zu klassifizieren, wurde in einer weiteren Versuchsserie mit geringfügig verringerter Verankerungstiefe (M24, $h_{ef}/d = 8$, Mörtel HR) die Belastung bis zum Nachbruch ($\sim 0,3 \cdot N_{u, \text{post-peak}}$) aufgebracht. Aufgrund eines Messfehlers ist eine Abbildung der zugehörigen Last-Verschiebungskurve nicht möglich. Bild 8.5b zeigt die experimentell erhaltene Rissbildung im Beton (Nachbruch), Bild 8.5c den ausgebauten Versagenskörper. Der erhaltene Versagenskörper wird in der Regel als kombiniertes Versagen klassifiziert und der Versagensart Herausziehen zugeordnet, da der innerhalb des Betonkörpers vom Ende der Gewindestange verlaufende Riss nicht detektiert werden kann und auf der Betonoberfläche nicht zu sehen ist. Dieser ist jedoch ein deutliches Anzeichen dafür, dass die Betonzugtragfähigkeit ausgenutzt wird und nicht die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems. Zum Vergleich sind in Bild 8.5a die numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen im Beton für annähernd identische Parameter bei Höchstlast dargestellt. Das experimentell erhaltene Rissbild und die numerisch berechneten

Hauptzugdehnungen zeigen eine gute Übereinstimmung im Hinblick auf Rissanzahl und Risscharakteristik.



a) Hauptzugdehnungen im Beton b) Innere Rissbildung c) Erhaltener Versagenskörper

Bild 8.5 Numerisch erhaltene Hauptzugdehnungen (M24, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel C, Höchstlast), experimentell ermittelte Rissbildung (M24 $h_{ef}/d=8$, $f_{cc}=26,3$ N/mm², Mörtel HR, Nachbruch) und ausgebauter Versagenskörper (M24 $h_{ef}/d=8$, $f_{cc}=26,3$ N/mm², Mörtel HR)

8.1.1.4 Rissentwicklung bei verschiedenen Belastungsstufen

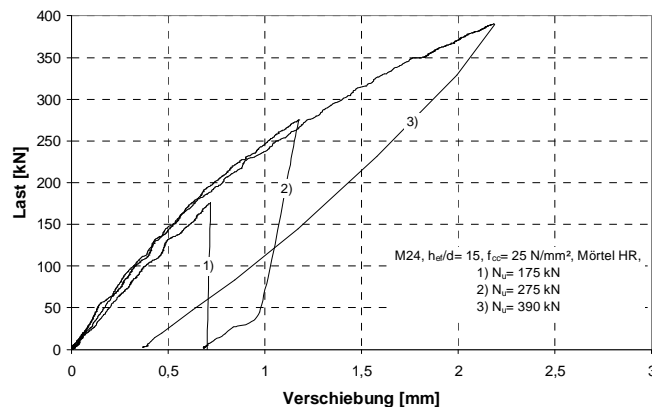
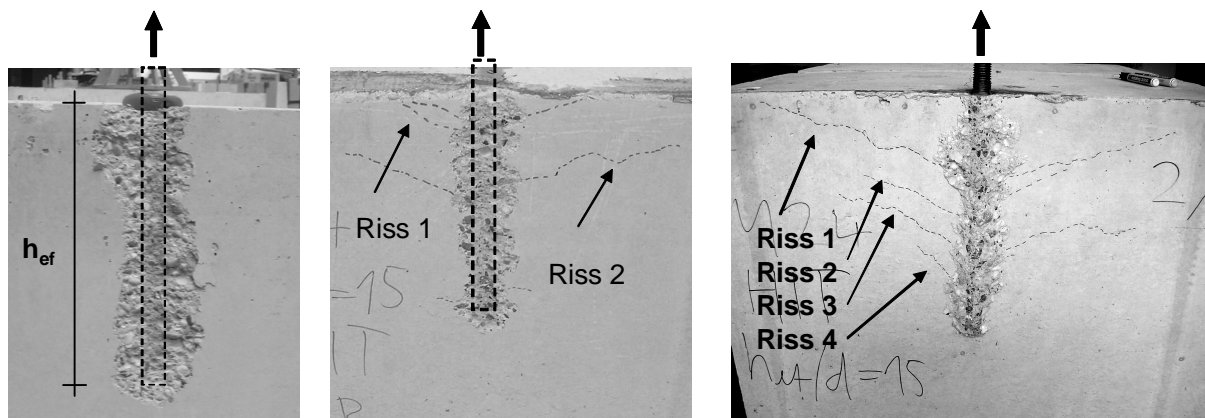


Bild 8.6 Be- und Entlastungsvorgang von in Sonderkörpern gesetzten Verbunddübeln (M24, $h_{ef}/d=15$, Mörtel HR)

bei unterschiedlichen Belastungsstufen. Bei einer Belastung von $N_u=175$ kN ($\tau_{u,\sim} 6,5$ N/mm²) zeigen sich innerhalb und auf der Oberfläche des Sonderkörpers keine sichtbaren Risse. Die Schädigungen entlang der Verankerungstiefe in Bild 8.7a1 resultieren aus dem Lösen des Verbunddübels aus dem Beton. Der zweite Versuch wurde bis zu einer Belastung von $N_u=275$ kN ($\tau_{u,weit} \sim 10,1$ N/mm²) gefahren. Auf der Betonoberfläche des Versuchskörpers sind ebenfalls keine Schädigungen des Betons zu erkennen. Nach der Trennung der Versuchskörperhälften zeigen sich zwei sichtbare Risse im Beton. Das erste Risspaar bildet sich in einer Tiefe von 2-3d

Um die Rissentwicklung im Verankerungsgrund von zugbelasteten Verbunddübeln bei verschiedenen Laststufen zu verfolgen, wurden mit Verbunddübeln M24 ($h_{ef}/d=15$, $f_{cc}=26,3$ N/mm² Mörtel HR) drei Versuchsserien mit unterschiedlichen Belastungsstufen gefahren (Bild 8.6). Im Anschluss wurde der Verbunddübel entlastet und die innere Rissbildung aufgenommen. Bild 8.7a1-a3 zeigt die durch Verbund verursachte Rissbildung in einer Hälfte der Sonderkörper

und arretiert kurz vor Erreichen der Betonoberfläche. Das zweite Risspaar kann in einer Tiefe von ca. 8d detektiert werden (Bild 8.7a2). Die Länge des ersten Risspaars beträgt ca. 99%, die des zweiten Risspaars ca. 60% der vollständigen Risslänge. In der letzten Versuchsserie (Bild 8.7a3) wurde eine Zugbelastung von 390 kN ($\tau_{u,weit} = 14,4 \text{ N/mm}^2$) aufgebracht. Diese Belastung entspricht der rechnerischen Grenzspannung für Stahlversagen bei Verwendung einer hochfesten Gewindestange. Bei dieser Belastungsstufe zeigt sich auf der Betonoberfläche ebenfalls keine sichtbare Rissbildung. Im Vergleich zu den vorherigen Belastungsstufen ergibt sich infolge der Verankerungstiefe eine erhöhte Anzahl von kegelförmigen Rissen entlang der Verankerungstiefe. In einer Tiefe von ca. 8d zeigt sich analog zu Bild 8.7a2 ein deutlich sichtbarer Riss, der bis nahe an die Oberfläche reicht. In einer Tiefe größer 8d sind weitere Risspaare zu sehen, die jedoch in ihrem Rissfortschritt weniger ausgeprägt sind.

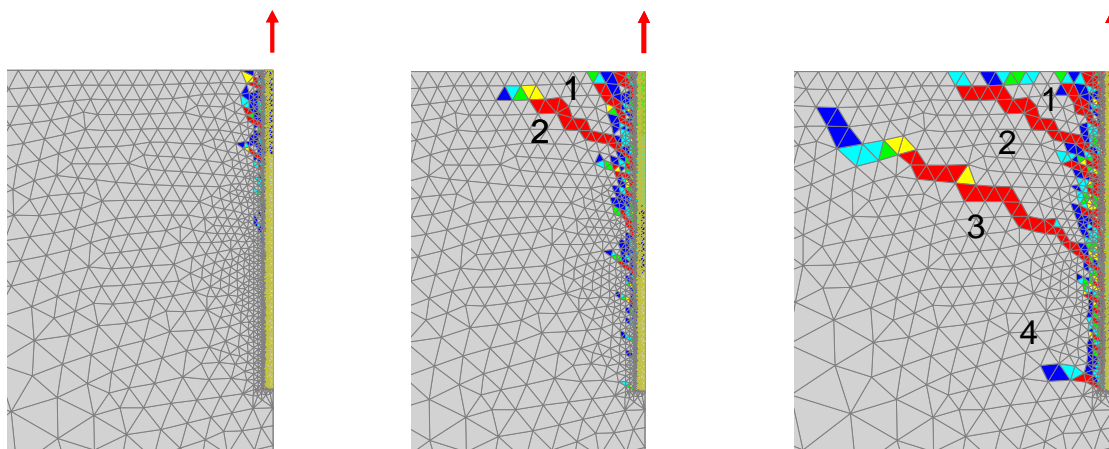


a1) $N = 175 \text{ kN}$
 $(\tau_{u,weit} = 6,5 \text{ N/mm}^2)$

a2) $N = 275 \text{ kN}$
 $(\tau_{u,weit} = 10,1 \text{ N/mm}^2)$

a3) $N_{u,Stahl} = 390 \text{ kN}$
 $(\tau_{u,weit} = 14,4 \text{ N/mm}^2)$

Bild 8.7 Innere Rissbildung nach zentrischer Zugbelastung mit Verbunddübeln bei verschiedenen Belastungsstufen (M24, $h_{ef}/d = 15$, $f_{cc} = 26,3 \text{ N/mm}^2$, Mörtel HR)



a1) $N = 0,25 \cdot N_u$
 $(\tau_{u,weit} = 4,9 \text{ N/mm}^2)$

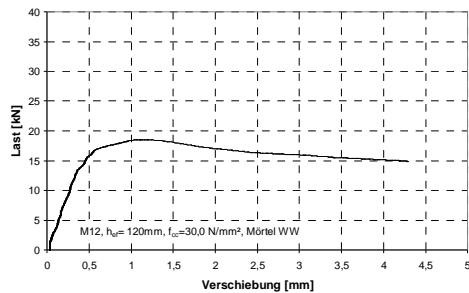
a2) $N = 0,5 \cdot N_u$
 $(\tau_{u,weit} = 9,8 \text{ N/mm}^2)$

a3) $N = 0,75 \cdot N_u$
 $(\tau_{u,weit} = 14,7 \text{ N/mm}^2)$

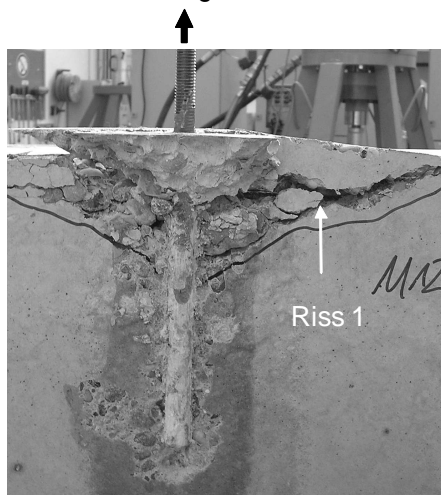
Bild 8.8 Numerisch erhaltene Hauptdehnungen im Beton für unterschiedliche Belastungsstufen (M24, $h_{ef}/d = 20$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel C)

Zum Vergleich sind in Bild 8.8a1 bis a₃ die numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen mit Verbunddübeln M24 ($h_{ef}/d=20$, $f_{cc}=26,3$ N/mm², Mörtel C) für die unterschiedlichen Belastungsstufen dargestellt. Diese stimmen gut mit den experimentell erhaltenen Rissbildern überein. In den numerischen Untersuchungen konnte aufgrund des liner-elastischen Materialgesetzes der Stahlelemente die Belastung bis zum Erreichen der Betonzugtragfähigkeit simuliert werden.

8.1.1.5 Herausziehen



a) Last-Verschiebungskurve



b) Rissbildung im Beton

Bild 8.9 Last-Verschiebungskurve und innere Rissbildung im Beton infolge eines zentrischen Auszugsversuch mit einem Einzelverbunddübel (M12, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=30$ N/mm², Mörtel WW)

Die vorgenannten Rissbilder innerhalb des Betonkörpers ergeben sich nur, wenn die Verbundfestigkeit des verwendeten Mörtelsystems ausreichend hoch ist, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen. Die erhaltenen Versagenskörper hingegen können identisch sein. Im Folgenden wird eine Versuchsserie gezeigt, bei der ein Mörtelsystem verwendet wurde, dessen Verbundfestigkeit aufgrund der von Herstellerangaben abweichenden Bohrlochreinigung nicht ausreicht, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen (M12, $h_{ef}/d=10$, $f_{cc}=30,0$ N/mm², Mörtel WW). In Bild 8.9a ist die entsprechende Last-Verschiebungskurve dargestellt. Die Höchstlast beträgt $N_u=18,5$ kN. Bild 8.9b zeigt die innere Rissbildung. Am Bohrlochmund ist ein oberflächennaher Betonausbruchkegel zu beobachten. Auf der restlichen Länge hat der Verbund zwischen Mörtel und Beton versagt. Ausgehend vom Ende des oberflächennahen Betonausbruchkegels sind keine weiteren Risse im Beton zu sehen. Diese Rissbildung hat sich in Form von Hauptzugdehnungen bereits in den numerischen Untersuchungen gezeigt (Kapitel 6.2.3.3, Bild 6.16a). Dies lässt darauf schließen, dass der Beton nicht weiter beansprucht und die

Verbundfestigkeit des Mörtels erreicht wurde.

Vergleicht man die in Bild 8.9b und Bild 8.5c erhaltenen Versagenskörper wird ersichtlich, dass diese identisch sind, obwohl in Bild 8.9b die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems und in Bild 8.5c die Betonzugtragfähigkeit maßgebend für Höchstlast ist. Bei der Klassifizierung der Versagensarten von Verbunddübeln kann also nicht eindeutig vom erhaltenen Versagenskörper auf die tatsächliche Versagensart geschlossen werden. Diese Problematik ist bereits aus Kapitel 6.2.3 bekannt und

kann jetzt als experimentell bestätigt angesehen werden. Für die Entscheidung, ob die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems oder aber die Betonzugtragfähigkeit den Wert der Höchstlast bestimmt, kann als hinreichend genaues Kriterium der Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ ($\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)) herangezogen werden.

8.1.2 Einfluss Abstützweite

8.1.2.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Abstützsituation einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit für die Versagensart Herausziehen hat. Dies wird im Folgenden experimentell überprüft.

Zum Einfluss der Abstützweite gibt es zahlreiche experimentelle Ergebnisse (Meszaros (2001)). Bei der Quantifizierung des Einflusses wurde bisher jedoch nicht zwischen den Versagensarten Herausziehen und Betonausbruch unterschieden.

8.1.2.2 Enge Abstützung (Herausziehen)

Zur Bestimmung der Verbundfestigkeit der verwendeten Mörtelsysteme (Mörtel WW, Mörtel HR) wurden im Vorfeld analog zur Vorgehensweise bei den numerischen Untersuchungen Ausziehversuche mit enger Abstützung und anschließend mit weiter Abstützung durchgeführt. Anschließend werden die erhaltenen Höchstlasten bzw. Verbundspannungen oder Verbundfestigkeiten verglichen. Diese Untersuchungen mit enger Abstützung sind notwendig, um zu überprüfen, ob die Verbundfestigkeiten der verwendeten Mörtelsysteme ausreichend hoch bzw. ausreichend gering sind, um Betonversagen oder Herausziehen des Verbunddübels bei experimentellen Untersuchungen mit weiter Abstützung zu erhalten.

Bild 8.10 ($d=12\text{ mm}$, $h_{ef}/d=8$, Mörtel WW) und Bild 8.12 ($d=12\text{ mm}$, $h_{ef}/d=4$, Mörtel HR) zeigen Verbundspannungs-Verschiebungskurven in ungerissenem Beton bei enger Abstützung.

Infolge der reduzierten Bohrlochreinigung ergibt sich für Mörtelsystem WW ein Verbundversagen zwischen Mörtel und Beton, bei dem der Mörtelkörper durch das raue, wellige Bohrloch gezogen wird. In Kapitel 8.1.2.3.3 werden die erhaltenen Versagenskörper näher beschrieben. Die maximale Verbundfestigkeit wird erst bei relativ großen Verschiebungen erreicht, wobei die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems annähernd der Reibungskraft zwischen Mörtel und dem welligen Bohrloch entspricht.

Die Verbundspannungs-Verschiebungskurven des Mörtelsystems HR zeigen ein näherungsweise linear-elastisches Verhalten bis nahe zur Verbundfestigkeit. In diesen Versuchen wird die Gewindestange durch den Mörtelkörper gezogen.

Die Werte der aus den Höchstlasten ermittelten mittleren Verbundfestigkeiten liegen in Abhängigkeit der gewählten Durchmesser und Verankerungstiefen für Mörtelsystem WW (Bild 8.11) zwischen $7,5\text{ N/mm}^2$ und $10,8\text{ N/mm}^2$ für Mörtelsystem HR (Bild 8.13) zwischen $21,8\text{ N/mm}^2$ und $34,0\text{ N/mm}^2$. Mit zunehmendem Ankerstangendurchmesser ergeben sich unabhängig vom geprüften Mörtelsystem abnehmende Verbundfestigkeiten. Dies bestätigt den bereits bekannten Stand der

Kenntnisse aus Kapitel 3.3.3.3. Der Einfluss des Durchmessers hat sich in den numerischen Untersuchungen nicht gezeigt und lässt darauf schließen, dass dieses Verhalten nicht auf makroskopische Eigenschaften der am Verbund beteiligten Materialien zurückgeführt werden kann.

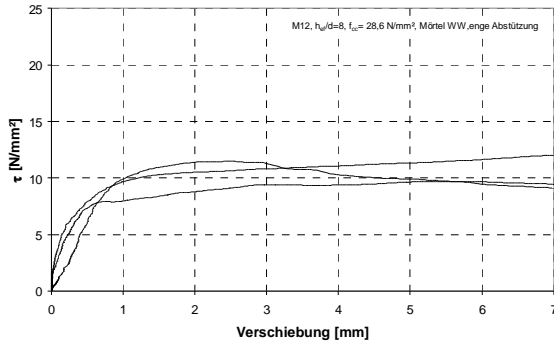


Bild 8.10 Verbundspannungs-Verschiebungskurven von Verbunddübeln M12 ($h_{ef}/d= 8$, $f_{cc}= 28,6$ N/mm², Mörtel WW), enge Abstützung , experimentelle Ergebnisse

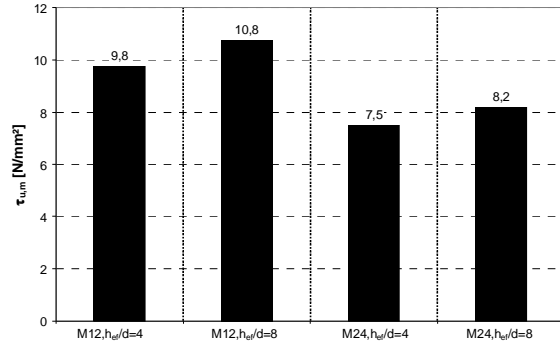


Bild 8.11 Mittlere Verbundfestigkeiten für verschiedene bezogene Verankerungstiefen und Durchmesser (Mörtel WW, $f_{cc}\sim 28,6$ N/mm²), enge Abstützung , experimentelle Ergebnisse

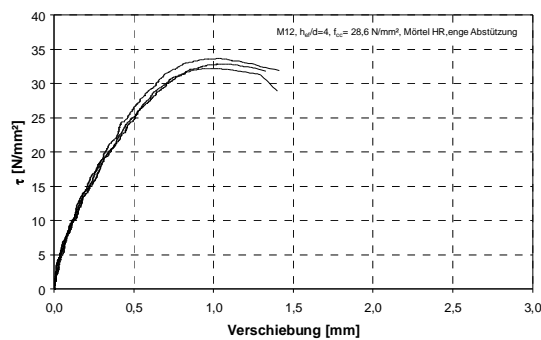


Bild 8.12 Verbundspannungs-Verschiebungskurven von Verbunddübeln M12 ($h_{ef}/d= 4$, $f_{cc}= 28,6$ N/mm², Mörtel HR), enge Abstützung , experimentelle Ergebnisse

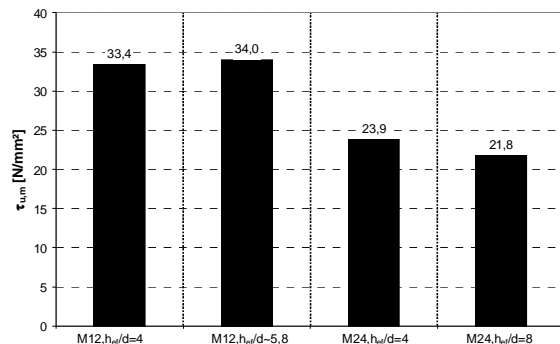


Bild 8.13 Mittlere Verbundfestigkeiten für verschiedene bezogene Verankerungstiefen und Durchmesser (Mörtel HR, $f_{cc}\sim 28,6$ N/mm²), enge Abstützung , experimentelle Ergebnisse

8.1.2.3 Variation der Abstützweite

8.1.2.3.1 Allgemeines

Die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse der Versuche sind in Kontzi (2005) ausführlich beschrieben. Zudem wurden aus Meszaros (2001) und Lehr (2003) weitere Versuchsergebnisse mit unterschiedlichen Mörtelsystemen entnommen, um eine allgemeingültige Aussage über den Einfluss der Abstützweite auf die Höchstlasten bzw. Verbundfestigkeiten von zugbelasteten Einzelverbunddübeln zu erhalten.

8.1.2.3.2 Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit

In Bild 8.14 sind die mittleren Verbundspannungs-Verschiebungskurven von Einzelverbunddübeln M12 ($h_{ef}/d = 8$, $f_{cc} = 26,2 \text{ N/mm}^2$, Mörtel HR) für verschiedene Abstützweiten (von einer engen Abstützung auf eine weite Abstützung der Versuchseinrichtung mit einer Abstützweite von $a = 3h_{ef}$) aufgetragen. Der Übergang der Abstützweiten erfolgt in den Zwischenschritten $a = 1h_{ef}$ und $a = 2h_{ef}$.

Die Charakteristiken der Verbundspannungs-Verschiebungskurven und die erhaltenen Versagenskörper (Bild 8.15) verdeutlichen den Einfluss der Abstützweite bei Verwendung eines hochfesten Mörtels.

Für eine enge Abstützung ergeben sich im Vergleich zu einer weiten Abstützung deutlich höhere Werte hinsichtlich der aus der Höchstlast berechneten Verbundspannung und deren Steifigkeit (Bild 8.14). Der maßgebliche Abfall der Verbundspannung kann beim Übergang von einer engen zu einer Abstützweite von $a = 1h_{ef}$ festgestellt werden. Für diese Abstützweite beträgt die aus den gemessenen Höchstlasten berechnete mittlere Verbundspannung ca. 60% des ermittelten Wertes bei enger Abstützung.

In Bild 8.15 sind die jeweiligen Versagenskörper in Abhängigkeit der Abstützweite dargestellt ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 8$, Mörtel HR).

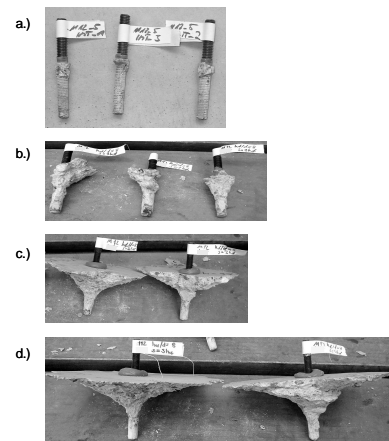
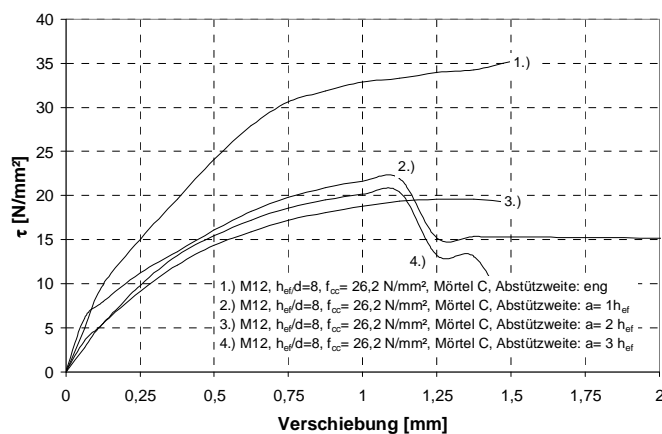


Bild 8.14 Verbundspannungs-Verschiebungskurven für unterschiedliche Abstützweiten (M12, $h_{ef}/d = 8$, $f_{cc} = 26,2 \text{ N/mm}^2$, Mörtel HR)

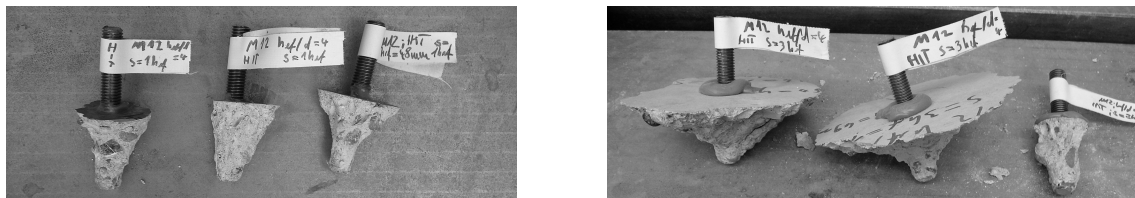
Bild 8.15 Versagenskörper für unterschiedliche Abstützweiten (M12, $h_{ef}/d = 8$, Mörtel HR):

- a) enge Abstützung (Herausziehen)
- b) $a = 1h_{ef}$ (kombiniertes Versagen)
- c) $a = 2h_{ef}$ (kombiniertes Versagen)
- d) $a = 3h_{ef}$ (kombiniertes Versagen)

Bei enger Abstützung kann auf der gesamten Länge des Verbunddübeln ein Versagen zwischen den Grenzflächen von Gewindestange und Mörtel festgestellt werden. Dabei sind die Täler der Gewindegänge noch mit Mörtel verfüllt (Bild 8.15a). Das heißt, dass infolge der Zugbelastung der Gewindestange die Mörtelzahnfestigkeit erreicht wird und die Mörtelzähne abscheren. Die Höchstlast ist in diesem Fall von der Mörtelzahnfestigkeit, also der Schubfestigkeit des Mörtels abhängig.

Wird die Abstützweite auf $a = 1h_{ef}$ vergrößert, entsteht am Bohrlochmund in einer Tiefe von ca. $2-3d$ ein oberflächennaher Ausbruchkegel, dessen Durchmesser annähernd dem Durchmesser der Abstützweite entspricht. Auf der restlichen Länge kann ein scheinbares Verbundversagen an der Grenzfläche zwischen Mörtel und Beton beobachtet werden (kombiniertes Versagen). Kapitel 8.1.1 hat ergeben, dass in Versuchen nicht uneingeschränkt auf die tatsächliche Versagensart geschlossen werden kann. Weiterhin erkennt man am Mörtelpfropfen anhaftende Zuschlagskörner. Wird die Abstützweite weiter vergrößert, nimmt der Durchmesser des oberflächennahen Ausbruchkegels (Bild 8.15b-d) zu.

Des Weiteren wurden Versuche mit Mörtel HR und einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 4$ durchgeführt. In dieser Serie ergibt sich im Vergleich zu einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 8$ ab einer lichten Abstützweite von $a = 1h_{ef}$ ein kegelförmiger Betonausbruch, wobei der Durchmesser des kegelförmigen Betonausbruchkörpers mit zunehmender Abstützweite zunimmt ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 4$, Mörtel HR, Bild 8.16).



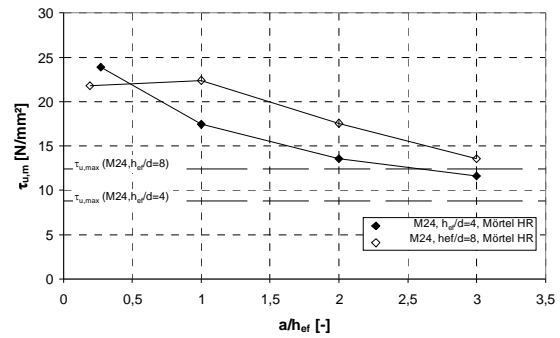
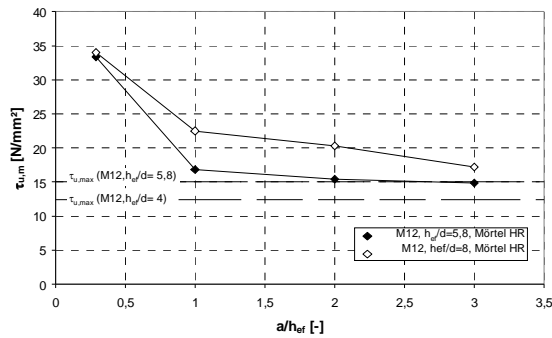
a) Lichte Abstützweite ($a = 1h_{ef}$)

b) Lichte Abstützweite ($a = 3h_{ef}$)

Bild 8.16 Einfluss der Abstützweite auf die Form der Betonausbruchkörper (M12, $h_{ef}/d = 4$, Mörtel HR)

Die Werte der mittleren Verbundfestigkeiten (enge Abstützung) bzw. Verbundspannungen (weite Abstützung der Versuchseinrichtung) aller durchgeführten Serien des Mörteltyps HR sind in Bild 8.17a ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 4$ und 8) und Bild 8.17b ($d = 24 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 4$ und 8) in Abhängigkeit der bezogenen Abstützweite a/h_{ef} dargestellt. Zum Vergleich sind die rechnerisch maximalen Verbundfestigkeiten nach Gl. (6.11) eingetragen. Es ist festzustellen, dass für alle Versuchsserien die größte Abnahme der Verbundspannung beim Übergang von enger Abstützung zu weiter Abstützung ($a = 1h_{ef}$) der Versuchseinrichtung stattfindet. Die Werte der Verbundspannungen nähern sich mit zunehmender Abstützweite dem Wert der maximalen Verbundspannung $\tau_{u,max}$ an, die notwendig ist, um die Betonzugtragfähigkeit zu erreichen.

Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass in den genannten Serien der Einfluss der Abstützweite nur bis zu einer Abstützweite von $a = 3h_{ef}$ untersucht wurde. Nach ETAG 001 wird jedoch eine Abstützweite von $a = 4h_{ef}$ gefordert. Dies führt nach Bild 8.17 zu einer weiteren Abminderung der aus der Höchstlast berechneten Verbundspannung, die unter dem Wert der maximalen Verbundspannung $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11) liegt.



a) M12, $h_{ef}/d= 4$ und 8

b) M24, $h_{ef}/d= 4$ und 8

Bild 8.17 Aus experimentell gemessenen Höchstlasten berechnete Verbundspannungen in Abhängigkeit der bezogenen Abstützweite a/h_{ef} ($f_{cc}= 26,3$ N/mm², Mörtel HR)

8.1.2.3.3 Herausziehen (Mörtel WW)

In Bild 8.18 sind die aus mittleren Last-Verschiebungskurven berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven für verschiedene Abstützweiten von Verbunddübeln M12 aufgetragen ($h_{ef}/d= 8$, Mörtel WW).

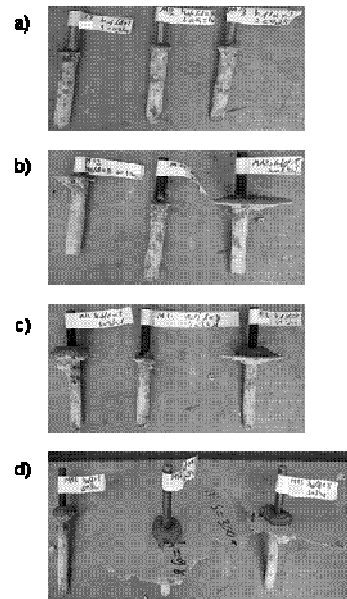
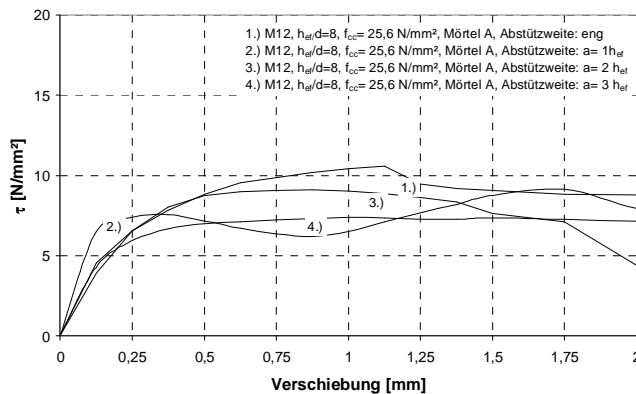


Bild 8.18 Verbundspannungs- Schlupf Kurven für unterschiedliche Abstützweiten (M12, $h_{ef}/d= 8$, $f_{cc}= 25,6$ N/mm², Mörtel WW)

Bild 8.19 Versagenskörper für unterschiedliche Abstützweiten (M12, $h_{ef}/d= 8$, Mörtel WW):

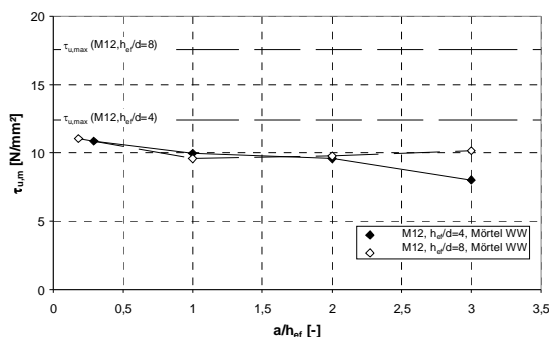
- a) enge Abstützung (Herausziehen)
- b) $a= 1h_{ef}$ (Herausziehen)
- c) $a= 2h_{ef}$ (Herausziehen)
- d) $a= 3h_{ef}$ (Herausziehen)

Die Abstützweite wurde analog zu Kapitel 8.1.2.3.2 variiert. Die Charakteristik der Verbundspannungs-Verschiebungskurven ist nahezu unabhängig von der

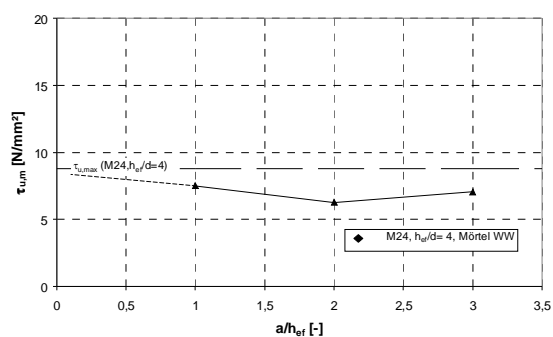
Abstützweite. Die Höchstlast wird in allen Serien erst bei einer relativ großen Verschiebung erreicht.

Bild 8.19 zeigt die dazugehörigen Versagenskörper in Abhängigkeit der Abstützweite. Aufgrund der geringen Verbundfestigkeit des Mörtelsystems WW von ca. 9 N/mm² entspricht die beobachtete Versagensart bei enger Abstützung der Versagensart bei weiter Abstützung und kann als Herausziehen (Verbundversagen zwischen Mörtel und Beton) klassifiziert werden. In allen Serien wird der Mörtelkörper durch das Bohrloch gezogen. In Bild 8.19 sind die der erhaltenen Versagenskörper in Abhängigkeit der Abstützweite dargestellt. Bei größeren Abstützweiten entsteht am Bohrlochmund in einer Tiefe von ca. 0,5d ein oberflächennaher Ausbruchkegel, auf der restlichen Länge kann ein Verbundversagen an der Grenzfläche zwischen Mörtel und Beton beobachtet werden. Die oberflächennahen Betonausbruchkegel haben keinen messbaren Einfluss auf die Höhe der Höchstlast bzw. der daraus berechneten Verbundfestigkeit.

Die Werte der mittleren Verbundfestigkeiten (enge Abstützung) aller durchgeführten Serien des Mörteltyps WW sind in Bild 8.20a (d= 12 mm, $h_{ef}/d=4$ und 8) und Bild 8.20b (d= 24 mm, $h_{ef}/d=4$) in Abhängigkeit der bezogenen Abstützweite a/h_{ef} dargestellt. Zum Vergleich sind die rechnerisch maximalen Verbundfestigkeiten nach Gl. (6.11) eingetragen. Es ist eine geringfügige Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Abstützweite der Versuchseinrichtung festzustellen. Bei einer Abstützweite von $a=3h_{ef}$ beträgt die Verbundspannung im Mittel das 0,75-0,8 fache der Verbundfestigkeit bei enger Abstützung.



a) M12, $h_{ef}/d=4$ und 8



b) M24, $h_{ef}/d=4$, Mörtel

Bild 8.20 Aus experimentell gemessenen Höchstlasten berechnete Verbundspannungen in Abhängigkeit der bezogenen Abstützweite a/h_{ef} ($f_{cc}=25,6$ N/mm², Mörtel WW)

8.1.3 Rechnerische Berücksichtigung der Abstützweite

Die experimentellen Ergebnisse haben gezeigt, dass der Einfluss der Abstützweite der Versuchseinrichtung auf die Abnahme der Verbundfestigkeit bzw. Verbundspannung wesentlich davon abhängig ist, ob sich die Versagensart des Einzeldübels in Abhängigkeit der Abstützweite ändert.

Bei enger Abstützung wird unabhängig von der Verbundfestigkeit des Mörtelsystems ein Verbundversagen zwischen Gewindestange und Beton oder Mörtel und Beton

erzungen. Bei weiter Abstützung hingegen kann sich ein Verbundversagen zwischen Mörtel und Beton einstellen oder es wird die Betonzugtragfähigkeit ausgenutzt.

Der Zusammenhang zwischen dem Einfluss der Abstützweite und der Versagensart des Einzelverbunddübels kann zum einen durch den Verhältniswert zwischen der erhaltenen Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems bei weiter Abstützung τ_u zum Wert der Verbundfestigkeit bei enger Abstützung beschrieben werden. Dieser Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,eng}$ wird im Folgenden als $\alpha_{\text{Abstützung}}$ (α_{setup}) bezeichnet und ist in Bild 8.21 auf der y-Achse aufgetragen. Zum anderen berücksichtigt der Verhältniswert der Verbundfestigkeit bei enger Abstützung zur Verbundfestigkeit, die maximal ausgenutzt werden kann, $\tau_{u,eng}/\tau_{u,max}$ indirekt die Versagensart (x-Achse in Bild 8.21). Aus Bild 8.21 wird ersichtlich, dass beim Übergang von der Versagensart Betonausbruch zur Versagensart Herausziehen ($\tau_{u,eng}/\tau_{u,max} \sim 1,0$) die Verbundfestigkeit eines Einzelverbunddübels ermittelt mit einer weiten Abstützung der Versuchseinrichtung ca. das 0,75 bis 0,8-fache der gemessenen Verbundfestigkeit des gleichen Verbunddübels bei enger Abstützung beträgt. Das heißt, dass die Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems ermittelt mit weiter Abstützung (Herausziehen) ca. 25% geringer ist, als die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems bei enger Abstützung (Herausziehen). Die Begründung für den Einfluss der Abstützweite wurde ausführlich auf Basis numerischer Ergebnisse in Kapitel 6.2.4 diskutiert und erläutert.

Der Einfluss der Abstützung auf die aus der Höchstlast ermittelten Verbundfestigkeiten können mittels Gl. (8.1) berechnet werden. Somit ist es möglich, die Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems aus dem versuchstechnisch einfacheren Auszugsversuch mit enger Abstützung zu bestimmen und daraus die tatsächliche Verbundfestigkeit des Mörtelsystems bei weiter Abstützung zu berechnen und mit der Verbundfestigkeit $\tau_{u,max}$ die maximal ausgenutzt werden kann, zu vergleichen. Aus diesem Vergleich kann den Einzelverbunddübeln dann die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit oder Herausziehen zugeordnet werden.

$$\tau_{u,weit} = \alpha_{\text{Abstützung}} \cdot \tau_{u,eng} \quad \text{Gl. (8.1)}$$

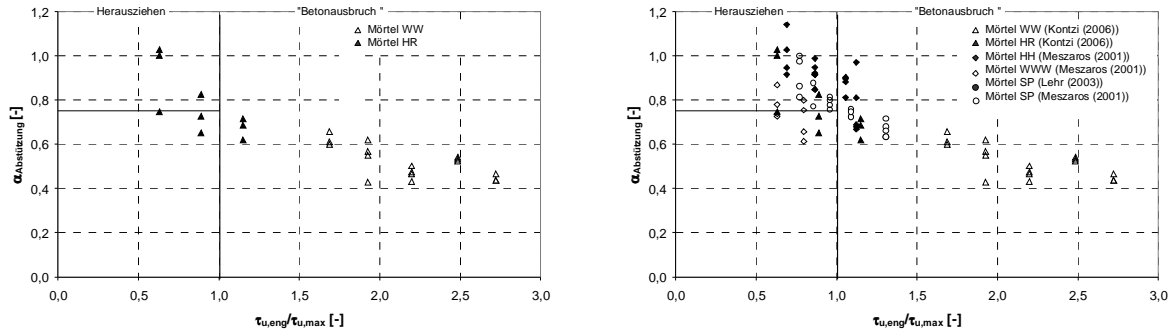
mit

$\tau_{u,weit}$ = Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems bei weiter Abstützung der Versuchseinrichtung und der Versagensart Herausziehen [N/mm²]

$\alpha_{\text{Abstützung}}$ = Einfluss der Abstützweite auf die Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems

= 0,75 [-] (ungerissenen Beton)

$\tau_{u,eng}$ = Verbundfestigkeit ermittelt an Auszugsversuchen mit enger Abstützung [N/mm²]



a) Versuchsergebnisse entnommen aus Kontzi (2006) b) Versuchsergebnisse entnommen aus Kontzi (2006), Meszaros (2001) und Lehr (2003)

Bild 8.21 Einfluss der Abstützung ($\alpha_{\text{Abstützung}}$) als Funktion des Verhältniswertes $\tau_{u,eng}/\tau_{u,max}$, ($\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11))

Werden die Verbundfestigkeiten der bisher durchgeführten Versuche, ermittelt an Auszugsversuchen mit enger Abstützung mit der maximalen Verbundfestigkeit $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11) verglichen, ergeben sich für das jeweilige Mörtelsystem Verhältniswerte nach Tabelle 8.1. Diese zeigen, dass die vom Durchmesser abhängigen Verbundfestigkeiten für Mörtelsystem WW unter den gegebenen Randbedingungen nicht ausreichen, um bei weiter Abstützung die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen ($0,5 \leq \tau_{u,weit}/\tau_{u,max} \leq 0,6$). Demgegenüber sind die Verbundfestigkeiten des Mörtelsystems HR ($1,3 \leq \tau_{u,weit}/\tau_{u,max} \leq 2,0$) größer als die notwendigen Verbundfestigkeiten eines Mörtelsystems, um die Betonzugtragfähigkeit unter den gegebenen Randbedingungen auszunutzen.

d	[mm]	Mörtel WW				Mörtel HR			
		12		24		12		24	
h_{ef}	[mm]	48 (4d)	96 (8d)	96 (4d)	192 (8d)	48 (4d)	69,6 (5,8)	96 (4d)	192 (8d)
f_{cc}	[N/mm ²]	~ 26,5							
$\tau_{u,eng}$ ¹⁾	[N/mm ²]	9,8	10,8	7,5	8,2	33,4	34,0	23,9	21,8
$\tau_{u,max}$ ²⁾	[N/mm ²]	12,5	17,7	8,8	12,5	12,5	17,7	8,8	12,5
α_{setup}	[-]	0,75							
$\tau_{u,weit}$ ³⁾	[N/mm ²]	7,4	8,1	5,6	6,2	25,1	25,5	18,0	16,4
$\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$	[N/mm ²]	0,60	0,46	0,64	0,50	2,0	1,4	2,1	1,3

¹⁾ ermittelt an Auszugsversuchen mit enger Abstützung

²⁾ nach Gl. (6.11)

³⁾ $\tau_u = \tau_{u,eng} \cdot \alpha_{setup}$

Tabelle 8.1 Verhältniswert $\tau_{u,eng}/\tau_{u,max}$ für Mörtel WW und Mörtel HR, experimentelle Ergebnisse

8.2 Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit

8.2.1 Einzelverbunddübel in der Fläche

8.2.1.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübeln, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen, haben folgende, wesentlichen Ergebnisse geliefert, die anhand von Versuchen im Folgenden gezielt überprüft werden:

- 1) Für Verankerungstiefen in den Grenzen $30 \text{ mm} \leq h_{ef} < 60 \text{ mm}$ ist die Betonausbruchlast von Verbunddübeln geringer als die rechnerische Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln bzw. Kopfbolzen.
- 2) Nehmen die bezogenen Verankerungstiefen von $h_{ef}/d = 5$ auf $h_{ef}/d = 10$ zu, ergibt sich eine Abnahme der Betonausbruchlast, die auf die innere Rissbildung zurückzuführen ist.
- 3) Die Berechnung der mittleren Betonausbruchlast von Verbunddübeln kann ausreichend genau analog zur Berechnung der Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln erfolgen, wenn die Verankerungstiefe der Einzelverbunddübel $h_{ef} > 60 \text{ mm}$ entspricht.
- 4) Zusätzlich haben die numerischen Ergebnisse in Kapitel 6.2.3 gezeigt, dass sich bei einem zugbelasteten Verbunddübel und einer ausreichenden Verbundfestigkeit bei einem Verhältniswert von $h_{ef}/d = 5$ ein vollständiger kegelförmige Betonausbruchkörper bildet.

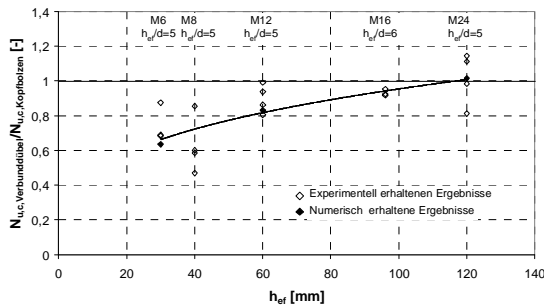
8.2.1.2 Einfluss der Verankerungstiefe ($30 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 120 \text{ mm}$)

Bild 8.22 zeigt gemessene Höchstlast von Einzelverbunddübeln bezogen auf die mittlere rechnerische Betonausbruchlast von Kopfbolzen nach Gl. (3.4). In diesen Serien wurden die Werte der bezogenen Verankerungstiefen der Einzelverbunddübel mit $h_{ef}/d \sim 5$ annähernd konstant gewählt. Die Ankerstangendurchmesser wurden zwischen $d = 6 \text{ mm}$ und $d = 24 \text{ mm}$ variiert. Die Abstützweite betrug $a = 4h_{ef}$. Die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems (Mörtel HR) ist bei weiter Abstützung ausreichend hoch, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen. Dies zeigen anschaulich die erhaltenen, vollständigen kegelförmigen Betonausbruchkörper (Bild 8.23a-c).

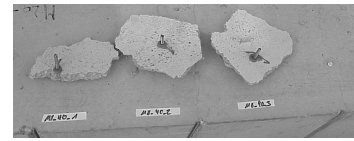
Ziffer 4) in Kapitel 8.2.1.1 wird somit als experimentell bestätigt angesehen.

Trotz der vollständigen vom Ende der Gewindestange ausgehenden Betonausbruchkörper, die identisch mit den Betonausbruchkörpern von Kopfbolzen und Metallspreizdübeln sind, ergeben sich für die geprüften Einzelverbunddübel bis zu einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 60 \text{ mm}$ erheblich geringere mittlere Höchstlasten als nach Gl. (3.4) für Kopfbolzen. Zum Vergleich sind in Bild 8.22 ebenfalls die numerisch berechneten Ergebnisse für Verbunddübel M6, M12 und M24 ($h_{ef}/d = 5 =$

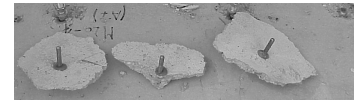
const.) eingetragen. Diese zeigen einen ähnlichen Zusammenhang zwischen Verankerungstiefe und Betonausbruchlast.



a) M8, $h_{ef}/d=5$



b) M12, $h_{ef}/d=5$



c) M16, $h_{ef}/d=6$

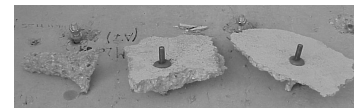


Bild 8.22 Bezogene Höchstlast von Verbunddübeln in Abhängigkeit der Verankerungstiefe bei annähernd konstantem Verhältniswert $h_{ef}/d=5$ (Mörtel HR), weite Abstützung, numerische und experimentelle Ergebnisse

Bild 8.23 Erhaltene Betonausbruchkörper von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (Mörtel HR), weite Abstützung

Nach Stöckel (1966) weisen die an seitlichen Schalungsflächen entstehenden Randzonen von Betonkörpern grundsätzlich andere Materialeigenschaften auf als der Kernbeton. Als Ursache werden die Umlagerung des Zuschlagskorns, die Feinmörtelanreicherung an der Oberfläche sowie die Schwächung der Randzone durch Setz-, Schrumpf- und Schwindschäden angegeben. Weiterhin kann dieser Randzoneneffekt auf die Betonoberfläche und Unterseite übertragen werden. Die Tiefe der andersartigen Randzone wird mit $2/3$ des Größtkorndurchmessers angegeben. Die genannten Einflüsse wirken sich mit Sicherheit auf die experimentell ermittelten Höchstlasten von Verbunddübeln mit geringer Verankerungstiefe aus. Dass der Einfluss der Verankerungstiefe auch in numerischen Untersuchungen gegeben ist, kann mit dem Randzoneneffekt nicht geklärt werden. Experimentelle Untersuchungen von Hoffmann/Kaup (2007) mit Metallspreizdübeln zeigen ebenfalls, dass die mittlere Betonausbruchlast für Verankerungstiefen $h_{ef}=30$ mm erheblich geringer ist als die mittlere rechnerische Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln nach Gl. (3.4).

Nach Bild 8.22 kann aus den vorliegenden numerischen und experimentellen Ergebnissen festgestellt werden, dass die Betonausbruchlast von Verbunddübeln mit Verankerungstiefen innerhalb der Grenzen von $30 \text{ mm} \leq h_{ef} < 60 \text{ mm}$ geringer als die mittlere rechnerische Höchstlast von Metallspreizdübeln bzw. Kopfbolzen ist. Ziffer 1) in Kapitel 8.2.1.1 wird somit als experimentell bestätigt angesehen.

8.2.1.3 Einfluss der bezogenen Verankerungstiefe ($3,2 \leq h_{ef}/d \leq 8,5$)

Die numerisch ermittelten Höchstlasten von Verbunddübeln (Kapitel 6.3) haben gezeigt, dass neben den Einflussgrößen Verankerungstiefe und Betondruckfestigkeit zusätzlich der Verhältnisswert der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d die Betonbruchlast beeinflusst.

Um diesen Einfluss der bezogenen Verankerungstiefe experimentell zu überprüfen, wurden Untersuchungen mit Einzelverbunddübeln mit weiter Abstützung und dem Mörtelsystem HR durchgeführt.

In den folgenden Serien wurde die Verankerungstiefe mit $h_{ef} = 100$ mm konstant gewählt und die Durchmesser der Ankerstangen ($d = 12$ mm bis 32 mm) variiert. Durch die Wahl dieser Parameter ergeben sich Werte der bezogenen Verankerungstiefen zwischen $h_{ef}/d = 3,2$ - $8,5$. Aus der numerisch und experimentell erhaltenen Rissbildung im Beton lässt sich vermuten, dass sich bis zu einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 5$ ein vollständiger kegelförmiger Betonausbruch bildet und ab einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d > 5$ ein Übergang zum kombinierten Versagen erfolgt, wobei sich im Ankergrund zusätzliche Risse bilden, die die Betonausbruchlast reduzieren. Die Ergebnisse aus Ausziehversuchen mit enger Abstützung der Versuchseinrichtung (Kapitel 8.1.2.2, M12 und M24) zeigen, dass die bezogenen Verbundfestigkeiten unter Berücksichtigung des Einflusses der Abstützung ($\alpha_{Abst\u00fctzung} \sim 0,75$) im Bereich zwischen $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max} \sim 1,2$ - $2,5$ liegen (Tabelle 8.2). Tabelle 8.2 wurde mit Ergebnissen aus Zulassungsversuchen (M16 und M32) ergänzt. Das heißt, dass unter Berücksichtigung der Durchmesser der Gewindestange, der Verankerungstiefe und der Betondruckfestigkeit die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems HR ausreicht, um die Betonzugtragfähigkeit zu erreichen.

		Mörtel HR			
d	[mm]	12	16	24	32
h_{ef}	[mm]	100			
f_{cc}	[N/mm ²]	35			
$\tau_{u,eng}$ ¹⁾	[N/mm ²]	34	29,4	23,9	25,7
$\tau_{u,max}$ ²⁾	[N/mm ²]	20,7	15,5	10,4	7,8
$\alpha_{Abst\u00fctzung}$	[-]	0,75			
$\tau_{u,weit}$ ³⁾	[N/mm ²]	25,5	22,1	17,8	19,3
$\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$	[N/mm ²]	1,23	1,4	1,7	2,5

¹⁾ ermittelt an Auszugsversuchen mit enger Abstützung der Versuchseinrichtung

²⁾ nach Gl. (6.11)

³⁾ $\tau_{u,weit} = \tau_{u,eng} \cdot \alpha_{Abst\u00fctzung}$

Tabelle 8.2 $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ -Verhältnisswerte für Mörtel HR

Bild 8.24 zeigt die gemessenen Last-Verschiebungskurven von zwei Verbunddübeln M12 und M24 ($h_{ef} = 100$ mm, $f_{cc} = 35$ N/mm²). In Bild 8.25 sind die daraus berechneten Verbundspannungs-Verschiebungskurven dargestellt. Es ergibt sich für

den Ankerstangendurchmesser $d = 12$ mm eine doppelt so große bezogene Verankerungstiefe ($h_{ef}/d \sim 8,3$) im Vergleich zu der Serie mit Durchmesser $d = 24$ mm ($h_{ef}/d \sim 4,16$). Aus Bild 8.24 wird ersichtlich, dass mit Verbunddübel M24 ein deutlich steiferes Tragverhalten und im Mittel eine um 30% höhere Betonausbruchlast im Vergleich zu der Serie mit Verbunddübel M12 erreicht wird, obwohl in beiden Fällen die Betonzugtragfähigkeit maßgebend ist. Dieses Verhalten zeigen ebenfalls die numerischen Ergebnisse in Kapitel 6.3.1.4 mit Verbunddübel M12 und M24 und einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 120$ mm.

Die aus den Höchstlasten berechneten Verbundspannungswerte sind für die Versuche mit Verbunddübel M24 deutlich geringer als die Werte mit Verbunddübel M12. Der Grund hierfür ist, dass die Betonzugtragfähigkeit des Betons die Höhe der Höchstlast bestimmt und diese unabhängig vom Durchmesser der Gewindestange ist.

Weiterhin beginnt für Verbunddübel M24 der Ausbruchkegel vom Ende der Gewindestange. Für Verbunddübel M12 hingegen ergibt sich ein kombiniertes Versagen (Bild 8.26). Werden die numerischen und experimentellen Ergebnisse zur Frage der Rissbildung im Beton berücksichtigt, kann angenommen werden, dass für Verbunddübel M12 der sichtbare, oberflächennahe Betonausbruchkegel eine Folge des Lasteinleitungsprozesses ist und sich weitere Risse im Beton gebildet haben, die die Betonzugtragfähigkeit im Vergleich zu Verbunddübel M24 abmindern (Kapitel 6.3.1.4, Bild 6.42).

Bild 8.26 zeigt die experimentell ermittelten Höchstlasten aller Serien in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefen. Für die Ankerstangendurchmesser $d = 24$ mm und $d = 32$ mm bzw. für eine bezogene Verankerungstiefe von $h_{ef}/d \sim 3,7$ entspricht der Wert der gemessenen Höchstlast annähernd dem rechnerischen Wert für Kopfbolzen nach Gl. (3.4), für $h_{ef}/d \sim 6$ ($d = 16$ mm) annähernd der rechnerischen Höchstlast von Metallspreizdübeln nach Gl. (3.4). Für eine bezogene Verankerungstiefe von $h_{ef}/d = 8,3$ ($d = 12$ mm) liegt die gemessene Betonausbruchlast im unteren Streubereich der rechnerischen Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln.

Zusätzlich sind in Bild 8.26 typische aus den experimentellen Untersuchungen erhaltene Versagenskörper der Einzelverbunddübel nach Erreichen der Höchstlast dargestellt. Für die bezogene Verankerungstiefe $h_{ef}/d \sim 3,2$ ($d = 32$ mm) und $h_{ef}/d \sim 4,2$ ($d = 24$ mm) zeigen die Einzelverbunddübel einen vom Ende der Gewindestange ausgehenden vollständigen kegelförmigen Betonausbruchkörper, wie er von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln bekannt ist. In diesen Fällen entspricht die Erstrissbildung infolge des Lasteinleitungsprozesses der tatsächlichen Verankerungstiefe. Für Ankerstangendurchmesser $d < 24$ mm beginnen die Ausbruchkegel annähernd ab einer bezogenen Verankerungstiefe von $h_{ef}/d \sim 5$ und zeigen ein kombiniertes Versagen, wobei der Wechsel der Versagensarten zu einer Abnahme der Betonausbruchlast führt.

Es wird nochmals darauf hingewiesen, dass die Verbundfestigkeit aller vorgenannten Einzelverbunddübel unter den gegebenen Randbedingungen deutlich über der Verbundfestigkeit liegt, die rechnerisch maximal ausgenutzt werden kann. Bei allen in Bild 8.26 dargestellten Höchstlasten ist die Höchstlast nicht von der Verbundfestigkeit des Mörtelsystems, sondern von der Betonzugtragfähigkeit

bestimmt. Ziffer 2) in Kapitel 8.2.1.1 wird somit als experimentell bestätigt angesehen.

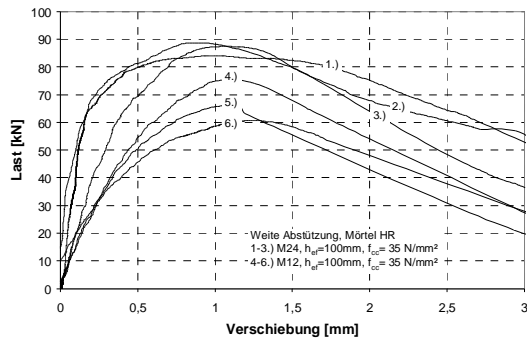


Bild 8.24 Last-Verschiebungskurven von auf zentrischen Zug beanspruchte Verbunddübel mit Versagen Betonausbruch (M24, $h_{ef}=100$ mm, M12, $h_{ef}=100$ mm, $f_{cc}=35$ N/mm², Mörtel HR)

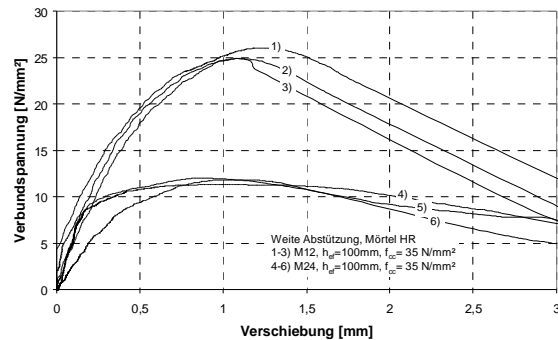


Bild 8.25 Verbundspannungs-Verschiebungskurven von auf zentrischen Zug beanspruchte Verbunddübel mit Versagen Betonausbruch (M24, $h_{ef}=100$ mm, M12, $h_{ef}=100$ mm, $f_{cc}=35$ N/mm², Mörtel HR)

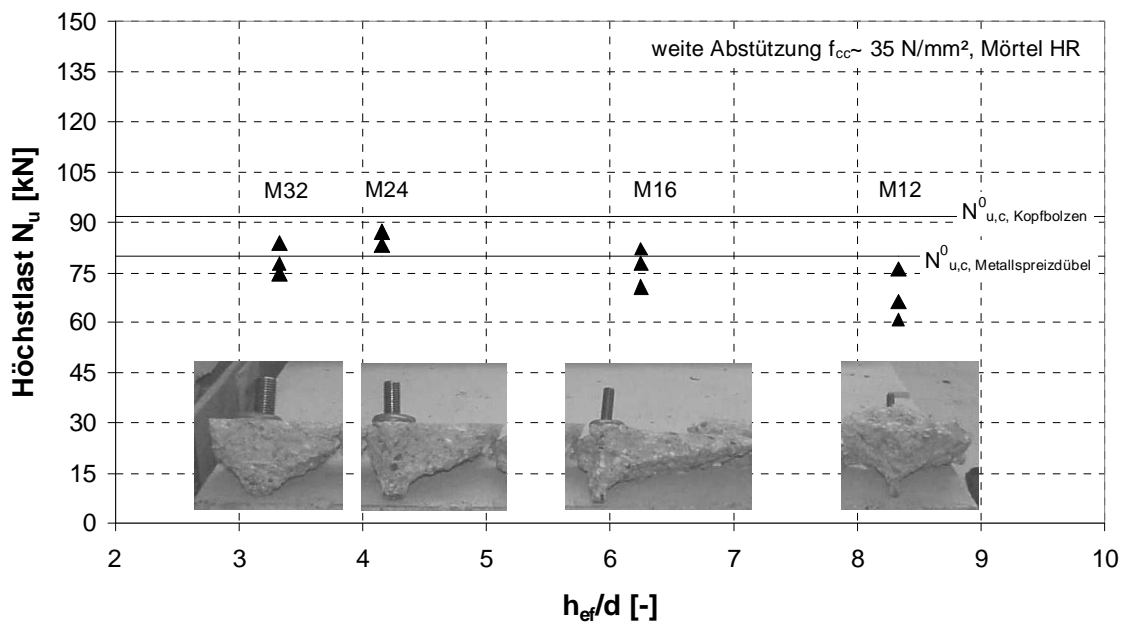


Bild 8.26 Einfluss der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d auf gemessene Höchstlasten und die erhaltenen Versagenskörper (M12 bis M32, $h_{ef}=100$ mm, $f_{cc}=35$ N/mm², Mörtel HR)

8.2.2 Berechnung der Höchstlast

Bild 8.27 zeigt die in Versuchen gemessenen Höchstlasten von Einzelverbunddübeln mit großem Achs- und Randabstand in Abhängigkeit der Verankerungstiefe

(Kontzi (2006)). Zusätzlich sind die Ergebnisse aus Zulassungsversuchen mit Mörtelsystem HR dargestellt.

Bei allen dargestellten Versuchsergebnissen ist die Verbundfestigkeit der Mörtelsysteme ausreichend hoch, um einen Verhältniswert von $\tau_u/\tau_{u,max} \geq 1,0$ zu erreichen. Die Versuche wurden in Betonen unterschiedlicher Festigkeit durchgeführt. Daher wurden auf Basis der numerischen Ergebnisse zum Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Höchstlast die experimentell gemessenen Höchstlasten über die Betondruckfestigkeit proportional zu $f_{cc}^{0,5}$ auf eine Betondruckfestigkeit von $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet.

Des Weiteren sind in Bild 8.27 die numerisch berechneten Höchstlasten dargestellt. Durch die numerischen Ergebnisse ist es möglich, die Betonausbruchlast von Einzelverbunddübeln M24 ($h_{ef}/d = 20$) zu überprüfen. In diesem Fall beträgt der Wert der numerisch ermittelten Stahlspannung $\sigma_s = 1567 \text{ N/mm}^2$ und ist experimentell nicht umsetzbar.

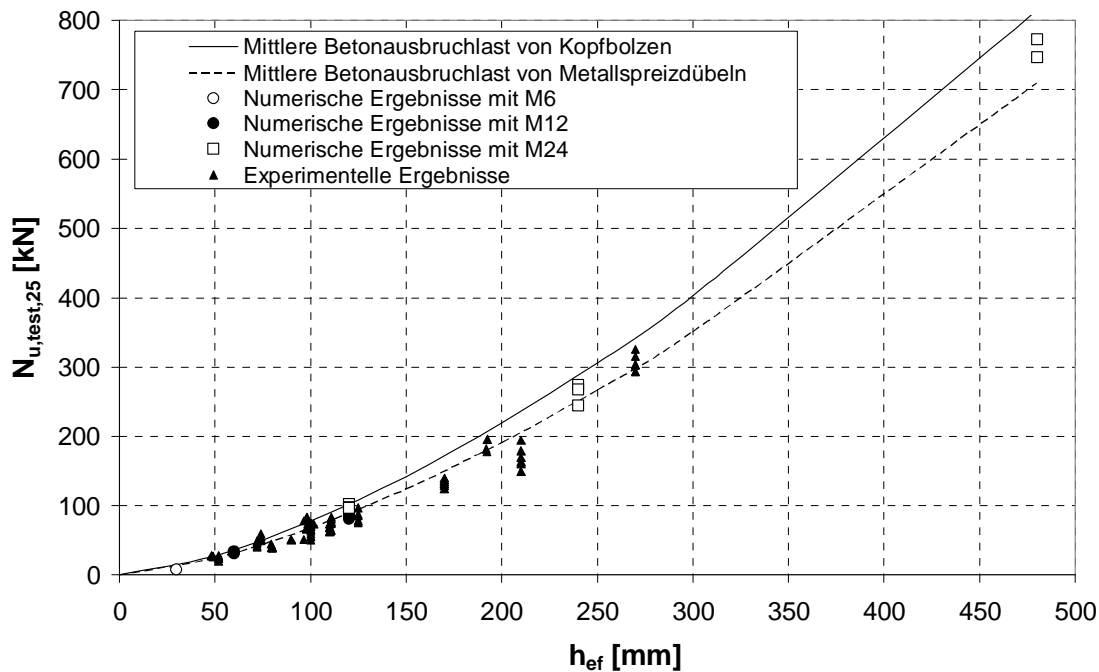


Bild 8.27 Normierte experimentell und numerisch erhaltene Höchstlast ($f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$) von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

Sowohl die numerischen als auch die experimentellen Ergebnisse streuen um die Werte der mittleren Betonausbruchlast von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln. Dies liegt im Wesentlichen an dem Einfluss der bezogenen Verankerungstiefe und der daraus resultierenden Rissbildung im Beton, die für eine bezogene Verankerungstiefe von $h_{ef}/d > 5$ eine Abnahme der Höchstlast bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit verursacht (Kapitel 6.3.1.4). Die berechneten mittleren Höchstlasten nach Gl. (3.4) für Metallspreizdübel zeigen eine gute Übereinstimmung mit den experimentell gemessenen und numerisch erhaltenen Ergebnissen und bestätigen die rechnerische Beschreibung der Betonausbruchlast von

Verbunddübeln ohne Einfluss von Rändern oder benachbarten Verbunddübeln nach Gl. (3.4). Ziffer 3) in Kapitel 8.2.1.1 wird somit als experimentell bestätigt angesehen.

8.2.3 Gruppenbefestigungen

8.2.3.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen zu Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln in Kapitel 6.3.2, bei denen der zugehörige Verbunddübel der Gruppe die Betonzugtragfähigkeit ausnutzt, und in Kapitel 6.4.3, bei denen der zugehörige Verbunddübel die Versagensart Herausziehen zeigt, haben ergeben, dass unabhängig von der Versagensart des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe die Höchstlasten mit zunehmendem Achsabstand ansteigen und dass die n -fache Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe bei einem charakteristischen Achsabstand $s_{cr,Np}$ (Herausziehen) bzw. $s_{cr,N}$ (Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit) erreicht wird. Die mathematische Beschreibung des charakteristischen Achsabstandes unterscheidet sich deutlich zwischen der Verwendung von Mörtelsystemen mit hoher Verbundfestigkeit, bei denen die Betonzugtragfähigkeit ausgenutzt wird, und Mörtelsystemen mit niedriger Verbundfestigkeit, bei denen der Verbund zwischen Gewindestange/Mörtel bzw. Mörtel/Beton versagt.

Im Folgenden werden durch Auswertung von bereits vorhandenen (Lehr (2003)) und neu durchgeführten Versuchen die numerisch erhaltenen Einflussparameter auf das Tragverhalten von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln überprüft. Dabei handelt es sich zunächst ausschließlich um Versuchsserien, bei denen die zugehörigen Einzelverbunddübel der Gruppenbefestigung der Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit zugeordnet werden.

Tabelle 8.3 gibt einen Überblick über die geometrischen und materialspezifischen Parameter der Versuche mit Gruppenbefestigungen.

Zusätzlich zu jeder Serie mit Gruppenbefestigungen wurden in den Betonkörpern aus identischer Betoncharge Einzelverbunddübel mit weiter Abstützung geprüft, um die Verbundfestigkeit und die Versagensart des Mörtelsystems zu bestimmen.

Die Ermittlung der charakteristischen Achsabstände erfolgt für die experimentellen Gruppenbefestigungen analog zum beschriebenen Vorgehen in den numerischen Untersuchungen (Kapitel 6.3.2).

Nach Tabelle 8.3 ergeben sich charakteristische Achsabstände deren Werte zwischen 225 mm und 545 mm liegen. Werden diese Werte auf die entsprechende Verankerungstiefe (s/h_{ef}) des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe bezogen, ergeben sich bezogene Achsabstände zwischen $s_{cr,N} = 1,9-4,7h_{ef}$. Die Verankerungstiefe ist nach dem CC-Verfahren der maßgebliche Parameter zur Beschreibung des charakteristischen Achsabstandes.

Mörtel	d	h _{ef}	f _{cc}	τ _{u,weit} ¹⁾	s _{cr,N,Exp}	s _{cr,N} /d	s _{cr,N} /h _{ef}	τ _{u,weit} /τ _{u,max} ²⁾	ψ _{g,N} ³⁾	Versagensart ⁵⁾	Quelle
	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
HH	12 ^{**)4)}	48	33,2	11,8	225,0	18,8	4,7	0,85	1,0	CC (BZ)	Bild 8.28
HH			24,5	11,8	287,5	24,0	3,0	0,85		CC (BZ)	
SP	24 ^{**)4)}	288	30,0	16,5	545,0	22,8	1,9	1,11		BZ	Bild 8.29
-	24 ^{**)4)}			30,0	-	545,0	-	1,9		-	CC (BZ)

**) Lehr (2003)

1) Verbundspannung des Einzelverbunddübels (weite Abstützung der Versuchseinrichtung)

2) τ_{u,max} nach Gl. (6.11)

3) für die Versagensart Betonausbruch ψ_{g,N}⁰ = 1,0

4) Versuchsserie mit Kopfbolzen

5) CC= Betonausbruch, BZ = Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit

Tabelle 8.3 Zusammenfassung der in dem folgenden Kapitel diskutierten Gruppenbefestigungen, Versagensart Betonausbruch

8.2.3.2 Charakteristischer Achsabstand für kleine Verankerungstiefen

Bild 8.28 zeigt die Auswertung von Versuchsergebnissen mit quadratischen Vierfachbefestigungen (d= 12 mm, h_{ef}/d= 4, f_{cc}= 24,5-33,2 N/mm², Mörtel HH, Lehr (2003)). Die bezogenen Höchstlasten N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel} sind in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes s/h_{ef} aufgetragen. Die zugehörigen Einzelverbunddübel erreichen eine Verbundspannung bei Höchstlast - gemessen an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung - von ca. τ_{u,weit}~ 11,8 N/mm². Der geringe Verhältniswert von τ_{u,weit}/τ_{u,max}= 0,85 ergibt sich durch die geringe Verankerungstiefe von h_{ef}= 48 mm. In Lehr (2003) wird den Einzelverbunddübeln dieser Serien die Versagensart kegelförmiger Betonausbruch zugewiesen. Dies stimmt mit den numerischen und experimentellen Ergebnissen von Einzelverbunddübeln überein, die gezeigt haben, dass innerhalb der Grenzen von 30 mm ≤ h_{ef} < 60 mm sich ein kegelförmiger Betonausbruch bilden kann, die Höchstlast aber deutlich geringer ist als die mittlere rechnerische Höchstlast von Metallspreizdübeln nach Gl. (3.4).

Mit zunehmendem bezogenem Achsabstand s/h_{ef} nehmen die Werte der bezogenen Höchstlast zu. Bei einem bezogenen Achsabstand von s/h_{ef}= 3,0, der dem charakteristischen Achsabstand von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln nach dem CC-Verfahren entspricht, beträgt die Gruppentragfähigkeit der Versuchsserien im Mittel das ca. 2,8-fache des zugehörigen Einzelverbunddübels. Die vierfache Tragfähigkeit des Einzelverbunddübels ergibt sich mittels exponentieller Regression durch die Versuchswerte bei einem bezogenen charakteristischen Achsabstand von s_{cr,N}/h_{ef}~ 4,3-4,7 (Bild 8.28). Diese bezogenen Werte sind wesentlich größer als nach dem CC-Verfahren (s_{cr,N}/h_{ef}= 3,0). Für einen theoretischen Achsabstand von s= 0 beträgt der Verhältniswert N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}~ 1,0 und entspricht dem bekannten Verhalten von Kopfbolzen und Metallspreizdübeln, die ebenfalls die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen.

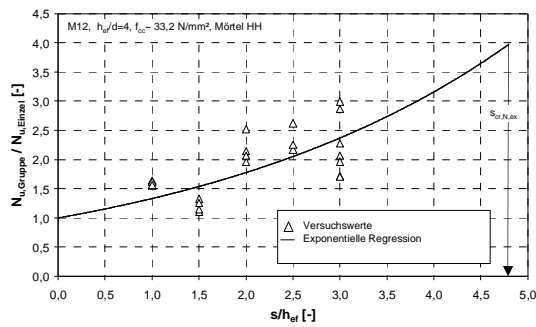
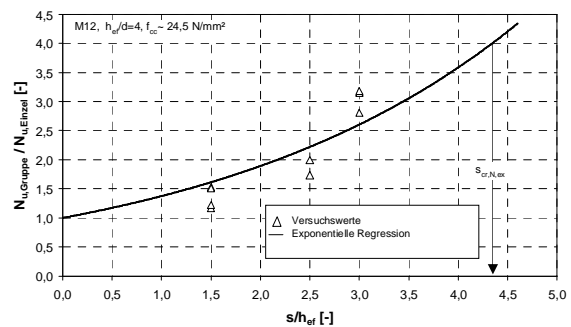
a) M12, $h_{ef}/d=4$, $f_{cc} \sim 33,2 \text{ N/mm}^2$ b) M12, $h_{ef}/d=4$, $f_{cc} \sim 24,5 \text{ N/mm}^2$

Bild 8.28 Einfluss des bezogenen Achsabstandes s/h_{ef} auf die bezogenen Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (Mörtel HH, Versuche von Lehr (2003))

8.2.3.3 Charakteristischer Achsabstand für mittlere Verankerungstiefen

Bild 8.29 zeigt aus Lehr (2003) entnommene Ergebnisse von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln M24 ($h_{ef}=288 \text{ mm}$, $h_{ef}/d=12$, $f_{cc} \sim 30 \text{ N/mm}^2$, Mörtel SP) und Kopfbolzen ($h_{ef}=288 \text{ mm}$). Die Einzelverankerungen (Kopfbolzen) der entsprechenden Gruppenbefestigungen erzeugen einen kegelförmigen Betonausbruch (Lehr (2003)). In Lehr (2003) wurde aus den erhaltenen Versagenskörpern dem Einzelverbunddübel hingegen ein kombiniertes Versagen zugeordnet, weil die innere Rissbildung nicht detektiert wurde. Der Verhältniswert $\tau_u/\tau_{u,max} \sim 1,1$ zeigt jedoch, dass die Höchstlast im Bereich der mittleren Höchstlast von Verbunddübeln, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen, liegt.

Für einen theoretischen Achsabstand von $s=0$ ergibt sich die Höchstlast der zugehörigen Einzelbefestigung analog zum CC-Verfahren unabhängig vom geprüften Befestigungsmittel (Kopfbolzen/Verbunddübel). Der vierfache Wert der Einzelbefestigung (ermittelt mittels exponentieller Regression durch die Versuchswerte) ist ebenfalls unabhängig vom Befestigungsmittel und wird bereits bei einem charakteristischen Achsabstand von $s_{cr,N} \sim 1,9h_{ef}$ erreicht. Dieser Wert ist erheblich geringer als die ermittelten charakteristischen Achsabstände aus Bild 8.28 mit Verbunddübeln M12 ($h_{ef}/d=4$).

In Bild 8.30 sind die numerischen (Kapitel 6.3.2.4, Bild 6.49) und experimentell ermittelten bezogenen charakteristischen Achsabstände $s_{cr,N}/h_{ef}$ als Funktion der bezogenen Verankerungstiefe h_{ef}/d für die Versagensart Betonausbruch aufgetragen. Während die numerisch erhaltenen charakteristischen Achsabstände für geringe bezogene Verankerungstiefen um die Werte $s_{cr,N} = 3h_{ef}$ streuen, zeigen die experimentell ermittelten charakteristischen Achsabstände für geringe bezogene Verankerungstiefen ($h_{ef}/d \sim 5$) deutlich größere Werte. Für eine bezogene Verankerungstiefe von $h_{ef}/d=12$ hingegen ergibt sich für die numerisch als auch experimentell ermittelten Werte eine gute Übereinstimmung. In Kapitel 8.3.2.4

werden die für eine bezogene Verankerungstiefe von $h_{ef}/d \sim 5$ im Mittel ca. 30 % größeren Werte der experimentell ermittelten charakteristischen Achsabstände im Vergleich zu den numerischen Werten diskutiert.

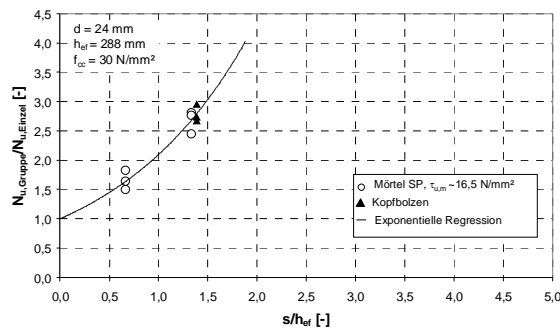


Bild 8.29 Einfluss des bezogenen Achsabstandes s/h_{ef} auf die bezogene Betonausbruchlast $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln (M24, $h_{ef}/d = 12$, $f_{cc} \sim 30$ N/mm², Mörtel SP) und Kopfbolzen ($d_s = 24$, $h_{ef} = 288$ mm, $h_{ef}/d = 12$, Mörtel SP), Versuche von Lehr (2003)

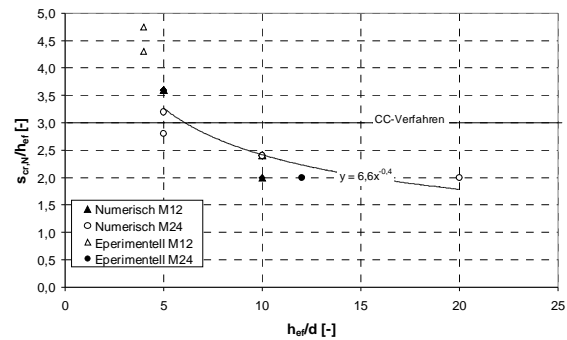


Bild 8.30 Experimentell und numerisch erhaltene bezogene charakteristische Achsabstände ($s_{cr,N}/h_{ef}$) von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln als Funktion der bezogenen Verankerungstiefe (h_{ef}/d), numerische und experimentelle Ergebnisse

8.3 Herausziehen

8.3.1 Einzelverbunddübel in der Fläche

Bei der Annahme einer annähernd konstanten Verbundspannung kann die Herausziehlast eines Einzelverbunddübels unter Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit nach Gl. (3.10) ausreichend genau berechnet werden. Gl. (3.10) wurde von verschiedenen Autoren in umfangreichen, experimentellen und numerischen Untersuchungen nachgewiesen (Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998), Meszaros (2001)). Aus diesem Grund wurden keine experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelverbunddübeln in ungerissenen Beton und der Versagensart Herausziehen durchgeführt.

8.3.2 Gruppenbefestigungen

8.3.2.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen zu Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln in Kapitel 6.4.3 (Herausziehen) haben gezeigt, dass auch bei der Versagensart Herausziehen des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe die Höchstlasten der Gruppenbefestigungen mit zunehmendem Achsabstand ansteigen und dass die n -fache Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe bei einem charakteristischen Achsabstand $s_{cr,Np}$ erreicht wird. Die gegenseitige Beeinflussung konnte auf Basis der numerischen Untersuchungen auf die von der Mantelfläche der Verbunddübel ausgehenden Druckspannungsfelder zurückgeführt werden

(Kapitel 6.4.3). Die horizontale Ausdehnung dieser Spannungsfelder nimmt mit zunehmender Verbundfestigkeit des Mörtelsystems und/oder zunehmendem Durchmesser der Gewindestange zu und mit zunehmender Betondruckfestigkeit ab. Ist der Achsabstand bei Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln, bei denen der Einzelverbunddübel durch Herausziehen versagt, kleiner als die durch Verbund erzeugten Druckspannungsfelder, kommt es zu einer gegenseitigen Beeinflussung. Die Höchstlast der Gruppenbefestigung ist geringer als die n-fache Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe.

Dieser Ansatz und dessen rechnerische Erfassung wird im Folgenden durch Auswertung von bereits vorhandenen (Lehr (2003)) und neu durchgeführten Versuchen experimentell überprüft. Dabei handelt es sich ausschließlich um Versuchsserien, bei denen dem zugehörigen Einzelverbunddübel der Gruppenbefestigung die Versagensart Herausziehen zugeordnet wird.

Tabelle 8.4 gibt einen Überblick über die untersuchten Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln, deren Ergebnisse in den folgenden Kapiteln diskutiert werden, sowie über die geometrischen und materialspezifischen Parameter.

Mörtel	d	h_{ef}	f_{cc}	τ_u ¹⁾	$s_{cr,Np}$	$s_{cr,Np}/d$	$s_{cr,Np}/h_{ef}$	$\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ ²⁾	$\Psi_{g,N}^0$ ³⁾	Versagensart ⁴⁾	Quelle
	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]		[-]
HH	8	64	31,2	13,7	160,0	20,0	2,5	0,59	1,55	Po	Bild 8.32
	12	144	23,2	12,5	270,0	22,5	1,9	0,56	1,58	Po	
WW	16	80	26,7	6,0	225,0	14,1	2,8	0,49	1,65	Po	Bild 8.31
		96	30,0	7,1	250,0	15,6	2,6	0,50	1,64	Po	
		150	26,7	7,3	230,0	14,4	1,5	0,44	1,71	Po	
HH	12	96	27,5	12,4	287,5	24,0	3,0	0,69	1,42	Po	Bild 8.34
		96	28,5	12,1	187,5	15,6	2,0	0,67	1,45	Po	Bild 8.40
		120	28,3	12,1	300,0	25,0	2,5	0,60	1,54	Po	Bild 8.40
		144	23,5	12,1	280,0	23,3	1,9	0,54	1,60	Po	Bild 8.34

¹⁾ Verbundspannung des Einzelverbunddübels (weite Abstützung der Versuchseinrichtung)

²⁾ $\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)

³⁾ nach Gl. (6.16)

⁴⁾ Po= Herausziehen des Einzelverbunddübels zwischen Mörtel und Beton

Tabelle 8.4 Zusammenfassung der durchgeführten und vorhandenen Versuchsergebnisse mit Gruppenbefestigungen

Nach Tabelle 8.4 ergeben sich charakteristische Achsabstände, deren Werte zwischen 160 mm bis 300 mm liegen. Werden diese Werte auf die entsprechende Durchmesser ($s_{cr,Np}/d$) bzw. die verwendete Verankerungstiefe ($s_{cr,Np}/h_{ef}$) des zugehörigen Einzelverbunddübels einer Gruppe bezogen, ergeben sich bezogene Achsabstände zwischen $s_{cr,Np} = 1,5-3,0 h_{ef}$ bzw. $s_{cr,Np} = 14,1d-25,0 d$

Die Ermittlung der charakteristischen Achsabstände erfolgt für die experimentellen Gruppenbefestigungen analog zum beschriebenen Vorgehen in den numerischen Untersuchungen (exponentielle Regression).

Zusätzlich zu jeder Serie mit Gruppenbefestigungen wurden in den Betonkörpern aus identischer Betoncharge Einzelverbunddübel mit weiter Abstützung geprüft, um die Verbundfestigkeit und die Versagensart des Mörtelsystems zu bestimmen.

8.3.2.2 Einfluss Verankerungstiefe

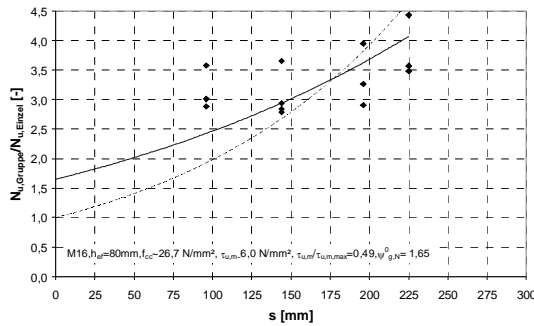
Um den numerisch erhaltenen, vernachlässigbaren Einfluss der Verankerungstiefe auf den charakteristischen Achsabstand ($s_{cr,Np}$) für die Versagensart Herausziehen experimentell zu überprüfen, wurden Untersuchungen mit quadratischen Gruppenbefestigungen durchgeführt.

In den genannten Serien wurde ausschließlich das Mörtelsystem WW in Verbindung mit einer unzureichenden Bohrlochreinigung verwendet, um eine geringe Verbundfestigkeit des Systems zu erreichen. Der Durchmesser der verwendeten Ankerstange wurde konstant gewählt ($d = 16$ mm). Die Verankerungstiefen ($h_{ef} = 80$ mm, 96 mm, 150 mm) und die Achsabstände ($s = 96$ mm, 144 mm, 196 mm und 224 mm) wurden variiert. Tabelle 8.4 gibt einen Überblick über die wesentlichen Parameter. Die Werte der Verbundfestigkeiten (ermittelt aus Auszugsversuchen mit weiter Abstützung) der Einzelverbunddübel liegen zwischen $\tau_{u,weit} = 6,0$ - $7,3$ N/mm² und können als annähernd konstant angesehen werden. Der Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ liegt im Mittel mit 0,47 deutlich unter dem Grenzwert der notwendig ist, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen. Alle geprüften Einzelverbunddübel zeigen die Versagensart Herausziehen.

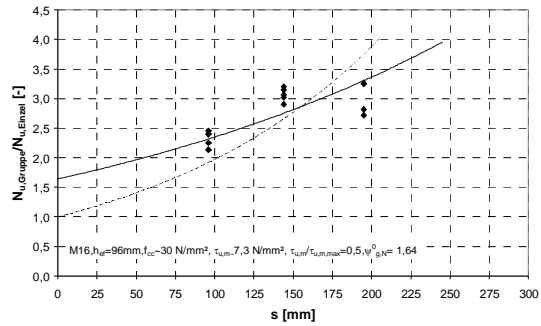
In Bild 8.31 sind die bezogenen Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ in Abhängigkeit des Achsabstandes dargestellt. Die exponentielle Regression durch die vorhandenen Versuchsergebnisse, für die analog zum CC-Verfahren davon ausgegangen wird, dass bei einem theoretischen Achsabstand von $s = 0$ die Gruppentragfähigkeit der Tragfähigkeit des zugehörigen Einzelverbunddübels entspricht, ist mit gestrichelter Linie dargestellt. Demgegenüber berücksichtigt die exponentielle Regression durch die Versuchswerte (durchgezogene Linie) die Zunahme der Kraftübertragung infolge der zur Verfügung stehenden Mantelfläche für einen Achsabstand von $s = 0$ nach Gl. (6.19). Dieser Ansatz zeigt eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchswerten als der Ansatz nach dem CC-Verfahren. Die charakteristischen Achsabstände betragen im Mittel ca. 235 mm ($s_{cr,Np} = 14d$) und sind unabhängig von der geprüften Verankerungstiefe.

Dieses Verhalten bestätigt die numerischen Ergebnisse (Kapitel 8.3.2.2) zum vernachlässigbaren Einfluss der Verankerungstiefe auf den charakteristischen Achsabstand von Gruppenbefestigungen, bei denen der zugehörige Verbunddübel die Versagensart Herausziehen zeigt.

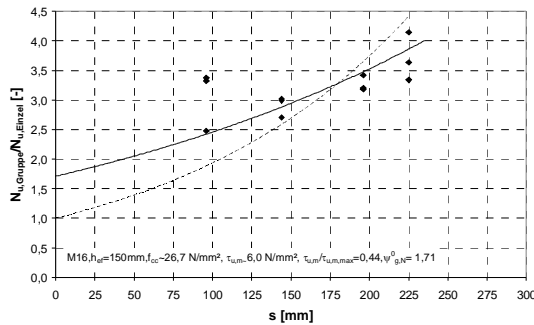
Die Zunahme der absoluten Lasten für einen theoretischen Achsabstand von $s = 0$ wurden ausführlich auf Basis der numerischen Ergebnisse unter Berücksichtigung der Zunahme der zur Kraftübertragung stehenden Mantelfläche erläutert und wird in Kapitel 8.4.1 nochmals diskutiert.



a) M16, $h_{ef} = 80$ mm, $f_{cc} \sim 26,7$ N/mm²,
 $\tau_u = 6,0$ N/mm²



b) M16, $h_{ef} = 96$ mm, $f_{cc} \sim 30,0$ N/mm²,
 $\tau_u = 7,3$ N/mm²



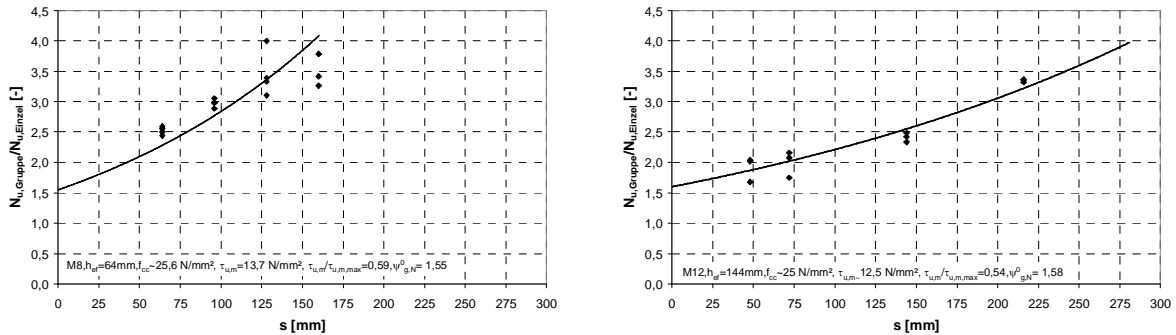
c) M16, $h_{ef} = 150$ mm, $f_{cc} \sim 26,7$ N/mm²,
 $\tau_u = 6,0$ N/mm²

Bild 8.31 Einfluss des Achsabstandes s auf die bezogene Höchstlast $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (Mörtel WW)

8.3.2.3 Einfluss Durchmesser

Auf Basis der ausgewerteten experimentellen und numerischen Ergebnisse hat sich gezeigt, dass der charakteristische Achsabstand $s_{cr,Np}$ nahezu unabhängig von der Verankerungstiefe ist, wenn der Einzelverbunddübel einer Gruppenbefestigung durch Herausziehen versagt. Wesentliche Einflussparameter auf den charakteristischen Achsabstand $s_{cr,Np}$ sind die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems, die Betondruckfestigkeit und der Ankerstangendurchmesser. Aus diesem Grund können die in Bild 8.32a ($d = 8$ mm, $h_{ef} = 64$ mm, $f_{cc} = 25,6$ N/mm², $\tau_u = 13,7$ N/mm²) und Bild 8.32b ($d = 12$ mm, $h_{ef} = 144$ mm, $f_{cc} = 25$ N/mm², $\tau_u = 12,5$ N/mm²) dargestellten bezogenen Gruppenthöchstlasten ($N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$) als Funktion des Achsabstandes gemeinsam diskutiert werden, da sowohl die Betondruckfestigkeit als auch die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems annähernd konstant ist. Der Verhältniswert $\tau_{u,weit}/\tau_{u,max}$ liegt im Mittel mit 0,56 deutlich unter dem Grenzwert, der notwendig ist, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen. Die Höchstlasten der Gruppenbefestigungen entsprechen für einen Achsabstand $s = 0$ mm etwa dem 1,5-fachen Wert des Einzelverbunddübels (Gl. (6.19)). Den vierfachen Wert des

Einzelverbunddübeln erreichen die Gruppenbefestigungen bei einem charakteristischen Achsabstand von $s_{cr,Np} = 162 \text{ mm}$ (20d) bzw. 280 mm (23d). In Bild 8.33 sind die aus Bild 8.32 entnommenen Serien gemeinsam als Funktion des bezogenen Achsabstandes (s/d) dargestellt.



a) $d = 8 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 8$, $f_{cc} \sim 25,6 \text{ N/mm}^2$, $\tau_u = 13,7 \text{ N/mm}^2$

b) $d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 12$, $f_{cc} \sim 25,0 \text{ N/mm}^2$, $\tau_u = 12,5 \text{ N/mm}^2$

Bild 8.32 Einfluss des Achsabstandes s auf die bezogene Höchstlast $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (Mörtel HH)

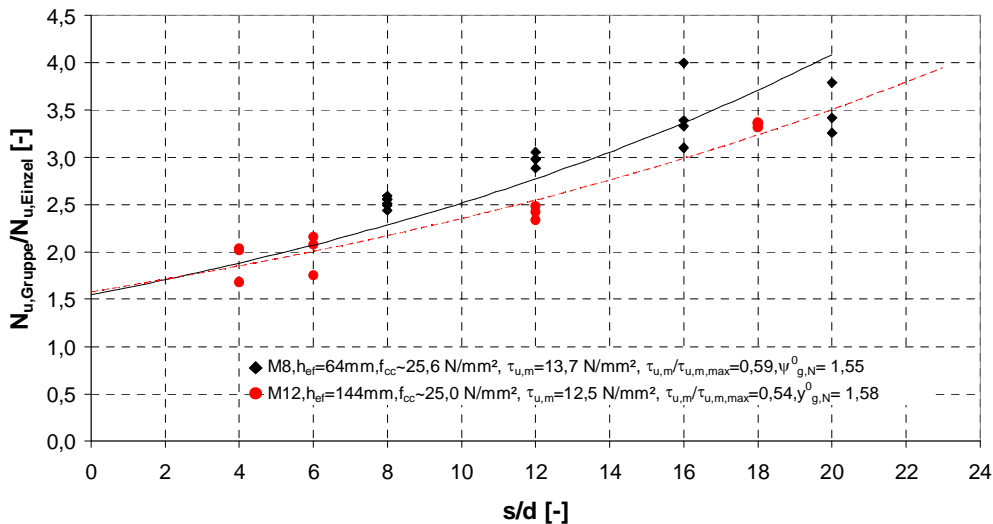


Bild 8.33 Einfluss des bezogenen Achsabstandes s/d auf die bezogene Höchstlast $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung ($d = 8 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 8$, $f_{cc} \sim 25,6 \text{ N/mm}^2$, Mörtel HH, $\tau_u = 13,7 \text{ N/mm}^2$, $d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 12$, $f_{cc} \sim 25,0 \text{ N/mm}^2$, Mörtel HH, $\tau_u = 12,5 \text{ N/mm}^2$)

Obwohl sich die Durchmesser unterscheiden, ist der Anstieg der bezogenen Höchstlast mit zunehmendem bezogenem Achsabstand nahezu identisch. Die vierfache Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübeln ergibt sich im Mittel für beide Gruppenbefestigungen bei einem Wert von $s_{cr,Np} = 21,5 d$ und bestätigt die numerischen Ergebnisse aus Kapitel 6.4.3.3, die ebenfalls einen linearen Einfluss des Durchmessers auf den charakteristischen Achsabstandes $s_{cr,Np}$ zeigen, wenn Betondruckfestigkeit und Verbundfestigkeit des Mörtelsystems annähernd konstant

sind. Der lineare Einfluss des Durchmessers auf den charakteristischen Achsabstand begründet sich auf Basis der numerisch erhaltenen Druckspannungsfelder (Kapitel 6.4.3.3).

8.3.2.4 Einfluss Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit

Um den numerisch erhaltenen Einfluss der Verbundfestigkeit des Mörtelsystems und der Betondruckfestigkeit auf den charakteristischen Achsabstand experimentell zu bestätigen, wurden keine Versuche durchgeführt, da das Erreichen gezielter Verbundfestigkeiten kaum möglich ist. Nachdem die experimentellen Ergebnisse die numerischen Ergebnisse zum Einfluss des Durchmessers und der Verankerungstiefe bestätigt haben, wird im Folgenden davon ausgegangen, dass der charakteristische Achsabstand für die Versagensart Herausziehen zusätzlich von der Verbundfestigkeit des Mörtelsystems und der Betondruckfestigkeit abhängig ist.

Dies soll Bild 8.34 zeigen, in dem die numerisch (Kapitel 6.4.3) und experimentell ermittelten bezogenen charakteristischen Achsabstände $s_{cr,Np}/d$ für die Versagensart Herausziehen als Funktion der bezogenen Verbundspannung τ_u/f_{cc} dargestellt sind. Eine potentielle Regression durch die numerischen als auch experimentellen Werte ergibt eine identische Gewichtung des bezogenen Verhältniswertes $(\tau_u/f_{cc})^\alpha$ mit $\alpha=0,6$. Demgegenüber ergibt sich ein wesentlicher Unterschied zwischen der erhaltenen Funktion zur Beschreibung des charakteristischen Achsabstandes hinsichtlich des konstanten Vorfaktors (Gl. (8.2) und Gl. (8.3)). Der aus experimentellen Untersuchungen abgeleitete charakteristische Achsabstand ist ca. ~ 40% größer im Vergleich zum numerisch ermittelten Wert. Dieser Unterschied kann auf den in den numerischen Untersuchungen nicht berücksichtigten Einfluss der Streuung der Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel einer Gruppe zurückgeführt werden. Dies wird im Folgenden diskutiert.

Die in Bild 8.34 dargestellten numerischen und experimentellen Ergebnissen finden sich im Anhang A und Anhang B.

Aus numerische Ergebnissen abgeleiteter charakteristischer Achsabstand:

$$s_{cr,Np,FE} = 23,8 \cdot \left(\frac{\tau_u}{f_{cc}} \right)^{0,6} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (8.2)}$$

Aus experimentellen Ergebnissen abgeleiteter charakteristischer Achsabstand:

$$s_{cr,Np,Ex} = 33,5 \cdot \left(\frac{\tau_u}{f_{cc}} \right)^{0,6} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (8.3)}$$

mit

- d = Ankerstangendurchmesser [mm]
- τ_u = mittlere Verbundfestigkeit des Einzelverbunddübels gemessen an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung [N/mm²]

f_{cc} = mittlere Betondruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200mm [N/mm²]

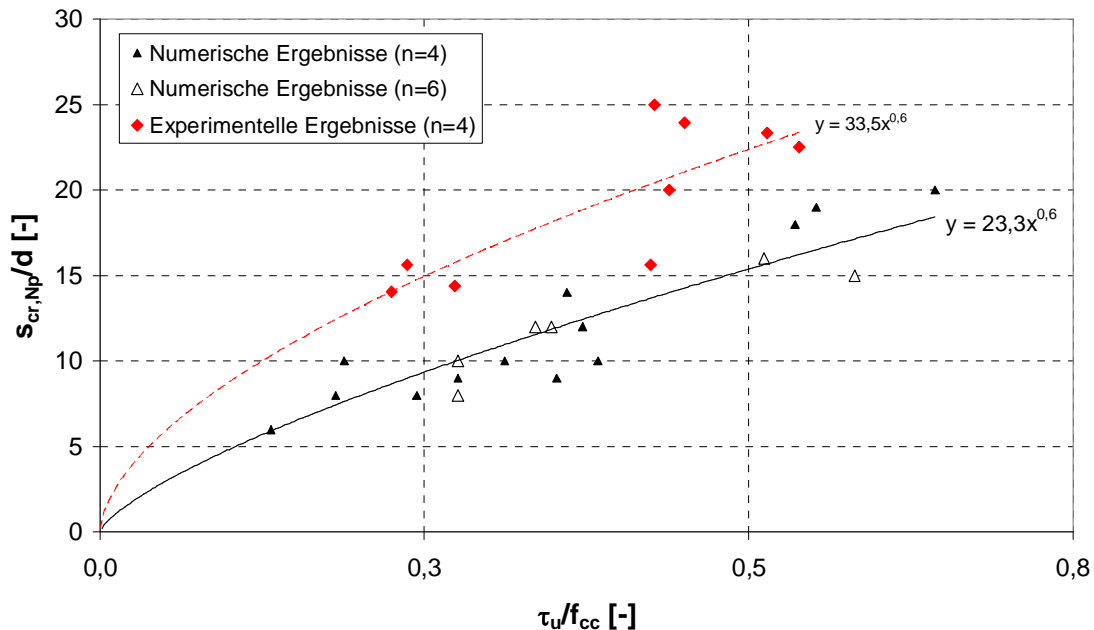


Bild 8.34 Auf den Durchmesser bezogene charakteristische Achsabstände $s_{cr,Np}/d$ von Gruppenbefestigungen mit vier und sechs Verbunddübeln in Abhängigkeit der bezogenen Verbundfestigkeit τ_u/f_{cc} , Versagensart Herausziehen ($f_{cc}= 25\text{-}60$ N/mm²), experimentelle und numerische Ergebnisse

8.3.2.5 Numerisch versus experimentell ermittelte Achsabstände

8.3.2.5.1 Theoretischer Ansatz

Der im Folgenden erläuterte Ansatz basiert auf der theoretischen Abhandlung von Eligehausen/Mayer (1983), bei der der Einfluss der Last-Verschiebungskurven auf die Gruppentraglast von Mehrfachbefestigungen mit kraftkontrolliert spreizenden Dübel in der Betonzugzone theoretisch bestimmt wurde.

Folgende Annahme, die sowohl auf die Versagensart Herausziehen als auch auf die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit angewendet werden kann soll diskutiert werden:

In experimentellen Untersuchungen wird bei Mehrfachbefestigungen die Last mittels einer Stahlplatte auf die Verbunddübel der Gruppe verteilt. Die Einzelverbunddübel der Gruppe weisen ein unterschiedliches Last-Verschiebungsverhalten auf. Dieses unterschiedliche Last-Verschiebungsverhalten der Einzelverbunddübel hat einen Einfluss auf die Höchstlast der Gruppenbefestigung und auf den daraus abgeleiteten charakteristischen Achsabstand.

Grundlage der Annahme ist eine gelenkig gelagerte, biegesteife Ankerplatte, über die während der Versuchsdurchführung die Last durch einen Zugstab mittig in die Ankerplatte der Gruppenbefestigung eingeleitet wird. Die Lastaufnahme der Einzelverbunddübel einer Gruppe wird in diesem Fall durch die Gleichgewichtsbedingung bestimmt. Die Ankerplatte wird sich aufgrund der ungleichen Verschiebung der Einzelverbunddübel verdrehen und kann sich im Grenzfall an einer Seite auf dem Beton abstützen. Dieser Grenzfall wird nicht betrachtet.

Bild 8.35 zeigt schematisch eine quadratische Vierfachbefestigung, bei der der Achsabstand der Dübel untereinander größer ist als der charakteristische Achsabstand für Herausziehen $s_{cr,Np}$ bzw. für Betonausbruch $s_{cr,N}$. Das heißt, dass die Dübel voneinander unbeeinflusst sind und das Tragverhalten bzw. die Höchstlast ausschließlich von den Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel bestimmt wird.

Bei der angenommenen Gruppenbefestigung sollen drei Verbunddübel (Verbunddübel 2, 3 und 4) eine identische Last-Verschiebungskurve aufweisen, deren Höchstlast jedoch geringer ist als die des vierten Dübels (Verbunddübel 1). Die angenommenen Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel sind in Bild 8.36 dargestellt. Bei Belastung der quadratischen Vierfachbefestigung folgen die Verbunddübel ihrer entsprechenden Last-Verschiebungskurve.

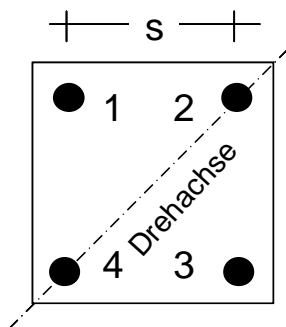


Bild 8.35 Quadratische Gruppenbefestigung mit vier Verbunddübeln

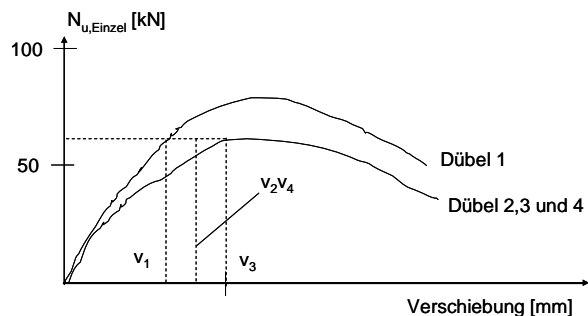


Bild 8.36 Angenommene Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel einer Gruppe

Bei Belastung müssen aufgrund der Gleichgewichtsbedingung ($\sum M = 0$) die sich diagonal gegenüberliegenden Verbunddübel gleich große Werte aufnehmen.

Aufgrund der ungleichen Verschiebung der Verbunddübel 1 und 3 dreht sich die Ankerplatte um die Verbindungslinie der Verbunddübel 2 und 4. Die Verbunddübel 2 und 4 nehmen deshalb eine Last entsprechend der Verschiebung nach Gl. (8.4) auf. Die Höchstlast einer Gruppe kann nach Gl. (8.5) abgeschätzt werden. Weil die Verschiebung v_2 von Verbunddübel 2 kleiner ist als die Verschiebung bei Höchstlast von Verbunddübel 3, ist im untersuchten Fall die Gruppentragfähigkeit kleiner als die vierfache Tragfähigkeit des Einzeldübel mit der geringsten Tragfähigkeit ($N_{u,Gruppe} < 4 \cdot N_{u,min}$). Nach dem CC-Verfahren hingegen wird davon ausgegangen, dass die Gruppentragfähigkeit der n-fachen mittleren Höchstlast der Einzelverbunddübel entspricht ($N_{u,Gruppe} = 4 \cdot N_{u,m}$). Im Folgenden soll die Höchstlastabnahme einer Gruppenbefestigung, deren Einzelverbunddübel

unterschiedliche Last-Verschiebungskurven aufweisen, simuliert werden und der Einfluss auf den charakteristischen Achsabstand diskutiert werden.

$$v_2 = v_4 = 0,5 \cdot (v_1 + v_3) \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (8.4)}$$

$$N_{u, \text{Gruppe}} = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 \quad [\text{kN}] \quad \text{Gl. (8.5)}$$

mit

$$N_1 = N_3 \quad (N_1 < N_u) \quad [\text{kN}] \quad \text{Gl. (8.5a)}$$

und

$$N_2 = N_4 = f_{(v_2)} = f_{\left(\frac{v_1 + v_3}{2}\right)} \quad [\text{kN}] \quad \text{Gl. (8.5b)}$$

8.3.2.5.2 Simulation

Im Folgenden wird eine quadratische Vierfachbefestigung mit Verbunddübeln betrachtet, bei der jeder Einzelverbunddübel der Gruppenbefestigung eine unterschiedliche Last-Verschiebungskurve besitzt. Die Simulation des Einflusses der unterschiedlichen Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel einer Gruppe auf die Gruppentragfähigkeit erfolgt mit dem in Rössle (2007) erläuterten Simulationsprogramm.

Bild 8.37 zeigt die generierten, theoretischen Last-Verschiebungskurven von vier Einzelverbunddübeln. Die Werte der Höchstlasten (N_u), deren Streuung (V) und die Verschiebung (v_u) der Einzelverbunddübel bei Höchstlast können Tabelle 8.5 entnommen werden.

Die mittlere Höchstlast der vier Einzelverbunddübel beträgt $N_{u,m} = 69,1$ kN. Bei einem bezogenen Achsabstand von $s/s_{cr,N} = 1,0$ bzw. $s/s_{cr,Np} = 1,0$ ergibt sich für eine quadratische Vierfachbefestigung die rechnerische mittlere Höchstlast zu $N_{u, \text{Gruppe}} = 276,4$ kN, unter der Annahme, dass die mittlere Gruppentragfähigkeit dem vierfachen Wert der mittleren Tragfähigkeit des Einzelverbunddübels entspricht.

Mit Hilfe des Simulationsprogramms von Rössle (2007) werden die Streuungen der Last-Verschiebungskurven, die Gleichgewichts- und die unterschiedlichen Verschiebungskriterien (Kapitel 8.3.2.5.1) auf die Gruppentragfähigkeit automatisch berücksichtigt. Die simulierte, maximale Gruppentragfähigkeit beträgt dann $N_{u, \text{Gruppe, Simulation}} = 232,3$ kN. Sie ist also wesentlich geringer als die vierfache mittlere Höchstlast der Einzelverbunddübel ($N_{u, \text{Gruppe}} = 276,4$ kN). Daraus ergibt sich ein Verhältniswert von $N_{u, \text{Gruppe, Simulation}} / N_{u,m} = 3,36$. Das heißt, dass in Versuchen in Abhängigkeit der Streuung der Last-Verschiebungskurven die Gruppentragfähigkeit bereits bei einem bezogenem Verhältniswert von $N_{u, \text{Gruppe}} / N_{u, \text{Einzel}} = 3,36$ erreicht werden kann und bei weiterer Vergrößerung des Achsabstandes keine weitere Steigerung der Gruppentragfähigkeit mehr möglich ist.

Dieses Verhalten kann in den vorliegenden experimentellen Ergebnissen teilweise beobachtet werden. Nach Bild 8.39a ergibt sich für die experimentellen Ergebnisse

mit Verbunddübel M8 die vierfache Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels bei einem Wert von $s_{cr,Np} = 20d$. Aus Bild 8.39 ist jedoch auch zu entnehmen, dass ab einem Achsabstand von $s = 16d$ ($N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel} \sim 3,5$) keine sichtbare Höchstlastzunahme der Gruppenbefestigung mehr festgestellt werden kann. Dieser Verhältniswert liegt im Bereich der maximal zu erwartenden bezogenen Höchstlast nach dem vorherigen erläuterten theoretischen Ansatz, unter der Annahme, dass die Höchstlasten der Einzelverbunddübel mit ca. 13% streuen.

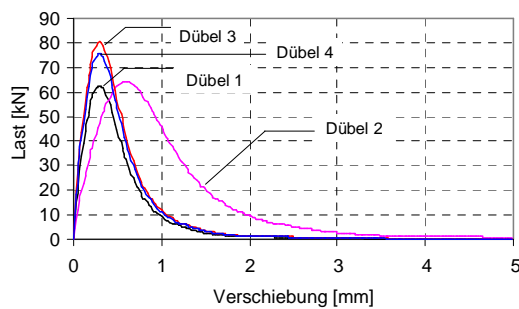


Bild 8.37 Angenommene Last-Verschiebungskurven von Einzelverbunddübeln einer quadratischen Vierfachbefestigung mit Verbunddübeln

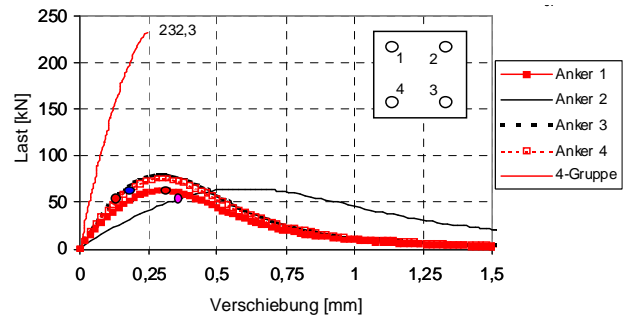


Bild 8.38 Berechnete Last-Verschiebungskurven einer Gruppenbefestigung ($N_{u,Gruppe,Simulation} = 232,3$ kN) unter Berücksichtigung der Last-Verschiebungskurven der in Bild 8.37 dargestellten Einzelverbunddübel. Die Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel sind mit eingetragen.

Dübel	N_u [kN]	V [%]	v_u [mm]	$N_{u,m}$ [kN]	$N_{u,Gruppe}$ [kN]	$N_{u,Gruppe,Simulation}$ [kN]	$N_{u,Gruppe,Simulation}/N_{u,m}$ [-]
1	61,0	13,6	0,625	69,1	276,4	232,3	3,36
2	61,5		0,3				
3	80,0		0,3				
4	74,0		0,3				

¹⁾ $N_{u,Gruppe} = 4 \cdot N_{u,m}$

Tabelle 8.5 Kennwerte der in Bild 8.37 und Bild 8.38 dargestellten Last-Verschiebungskurven

Folgende Ansätze für die Ermittlung des charakteristischen Achsabstandes sind denkbar:

- Exponentielle Regression durch die vorhandenen Versuchswerte (Bild 8.39a) unter der Annahme, dass der Verhältniswert $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel} = 4$ beträgt:

$$s_{cr,Np,1} = 20d \quad [\text{mm}]$$

- Exponentielle Regression durch die vorhandenen Versuchswerte, bei denen eine Höchstlastzunahme zu sehen ist (Bild 8.39a):

$$s_{cr,Np,2} = 18d \quad [\text{mm}]$$

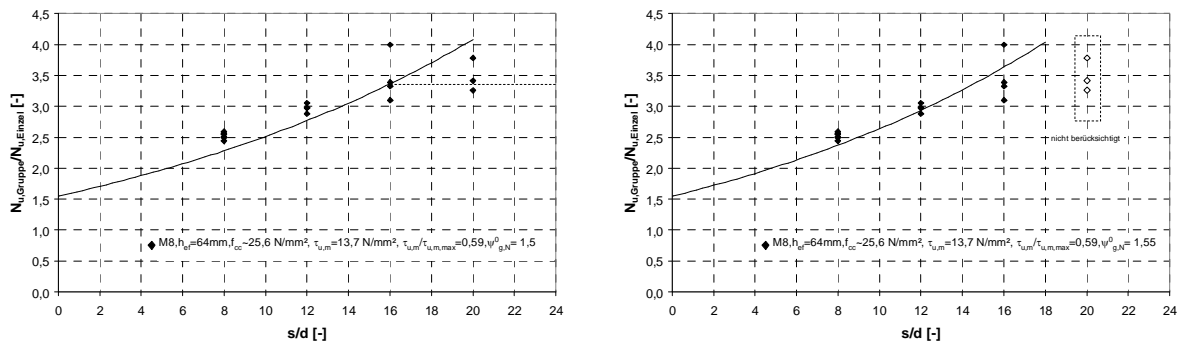
- Die volle Tragfähigkeit der Gruppenbefestigung ist dann erreicht, wenn keine Höchstlastzunahme aus den Versuchswerten mehr entnommen werden kann Bild 8.39b:

$$s_{cr,Np,3} = 16d \quad [\text{mm}]$$

Werden die Werte der ermittelten charakteristischen Achsabstände verglichen ($s_{cr,Np,1} - s_{cr,Np,3}$) ergeben sich Unterschiede von bis zu 20%.

Im Gegensatz zu dem beschriebenen Verhalten von Gruppenbefestigungen in Versuchen unterliegen die Last-Verschiebungskurven der numerischen Einzelverbunddübel einer Gruppenbefestigung keiner Streuung. Die numerisch erhaltenen Gruppentragfähigkeiten erreichen immer den n-fachen Wert des zugehörigen Einzelverbunddübels. Die numerischen Ergebnisse und die daraus abgeleiteten charakteristischen Achs- und Randabstände repräsentieren das ideale Tragverhalten ohne den Einfluss der Streuung der Last-Verschiebungskurve.

Aus diesem Grund können die absoluten Werte der numerisch und experimentell ermittelten, charakteristischen Achsabstände nicht uneingeschränkt verglichen werden. Dies zeigt Bild 8.40, in dem numerische und experimentelle, bezogene Höchstlasten $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ in Abhängigkeit des Achsabstandes ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef} = 120 \text{ mm}$, $f_{cc} \sim 25 \text{ N/mm}^2$) mit näherungsweise identischer Verbund- und Betondruckfestigkeit dargestellt sind. Bis zu einem Achsabstand von $s = 168 \text{ mm}$ ($14d$) stimmt die Höchstlastzunahme der numerischen und experimentellen Ergebnisse gut überein. Wird der Achsabstand weiter vergrößert, wird der Einfluss der Streuung der Last-Verschiebungskurve auf die experimentelle Gruppentragfähigkeit größer ($s > 168 \text{ mm}$ ($14d$)). Die numerischen bezogenen Höchstlasten nehmen im Vergleich zu den experimentellen Versuchsergebnissen deutlich schneller zu, bis sie den vierfachen Wert des Einzelverbunddübels erreichen. Dies führt zu einem numerisch erhaltenen charakteristischen Achsabstand, der kleiner als der experimentell ermittelte charakteristische Achsabstand ist. Dieses Verhalten muss bei der Bewertung der numerischen und experimentellen Ergebnisse und der abgeleiteten charakteristischen Achsabstände unabhängig von der Versagensart berücksichtigt werden. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, den charakteristischen Achsabstand nach Gl. (8.3) zu berechnen, da hier die Streuung der Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel einer Gruppe berücksichtigt wird. Die aus experimentellen Ergebnissen abgeleitete Gleichung zur Beschreibung des charakteristischen Achsabstandes unterscheidet sich von der aus numerischen abgeleiteten Gleichung ausschließlich hinsichtlich des Vorfaktors (Gl. (8.2)).



a)

b)

Bild 8.39 Verhältniswert $N_{u,Gruppe}/N_{u,Einzel}$ als Funktion des bezogenen Achsabstandes auf die Höchstlast von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (M8, $h_{ef}/d=8$, $f_{cc}\sim 25,6$ N/mm², Mörtel HH)

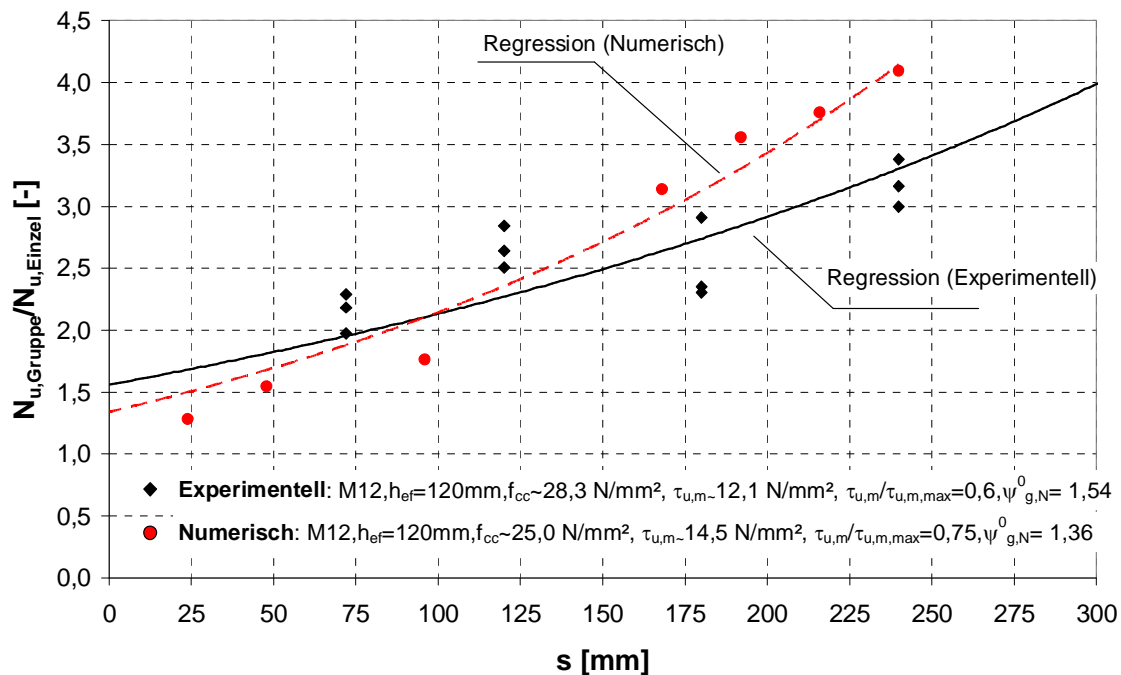


Bild 8.40 Einfluss des Achsabstandes auf die bezogene Höchstlast von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung, numerisch und experimentelle Versuchsergebnisse

8.4 Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen

8.4.1 Einfluss der Verbundflächen

Um den Einfluss der Verbundflächen für einen theoretischen Achsabstand von $s=0$ auf die Höchstlast von Gruppenbefestigungen zur Höchstlast des zugehörigen Einzelverbunddübels der Gruppe zu verdeutlichen, wurden zwei Serien mit

quadratischen Gruppenbefestigungen geprüft. Im Gegensatz zu den numerischen Untersuchungen, bei denen auch experimentell nicht durchführbare Randbedingungen simuliert werden können ($s=2d$), musste in den Versuchen der Achsabstand auf $s=6d$ vergrößert werden. Ankerstangendurchmesser, Verankerungstiefe und Achsabstände wurden konstant gewählt ($d=16\text{ mm}$, $h_{ef}=80\text{ mm}$) variiert wurde das Mörtelsystem (Mörtel WW und Mörtel HR).

In der ersten Serie mit Gruppenbefestigungen wurde das Mörtelsystem WW (niedrige Verbundfestigkeit, Herausziehen), in der zweiten Serie das Mörtelsystem HR (hohe Verbundfestigkeit, Betonausbruch) verwendet. Zusätzlich zu jeder Serie mit Gruppenbefestigungen wurden in den Betonkörpern aus identischer Betoncharge Einzelverbunddübel mit weiter Abstützung geprüft, um die Verbundfestigkeit und die Versagensart des Verbunddübel in Abhängigkeit des Mörtelsystems zu bestimmen. Im ersten Schritt wird ausschließlich das Tragverhalten der Einzelverbunddübel betrachtet. Bild 8.41 zeigt die Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel. Die unterschiedlichen Verbundfestigkeiten der Mörtelsysteme führen zu unterschiedlichen Versagensarten und erheblichen Unterschieden hinsichtlich der erreichten Höchstlasten. Die Last-Verschiebungskurven der Einzelverbunddübel in Abhängigkeit des Mörtelsystems zeigen die bereits bekannte Charakteristik aus Kapitel 8.1.2.3.

Mit Mörtelsystem HR wird ein kegelförmiger Betonausbruchkörper aus dem Beton gelöst. Dabei wird eine mittlere Höchstlast von ca. 52 kN ($\tau_u=13,1\text{ N/mm}^2$) erreicht. Die Höchstlast entspricht annähernd der rechnerischen Betonausbruchlast von Metallspreizdübeln $N_{u,c}^0=48,3\text{ kN}$ nach Gl. (3.6). Mit Mörtelsystem WW erfolgt aufgrund der von den Herstellerangaben abweichenden Bohrlochreinigung ein Verbundversagen zwischen Mörtel und Beton. Im Mittel ergibt sich eine mittlere Höchstlast von ca. 24 kN ($\tau_u=6,0\text{ N/mm}^2$).

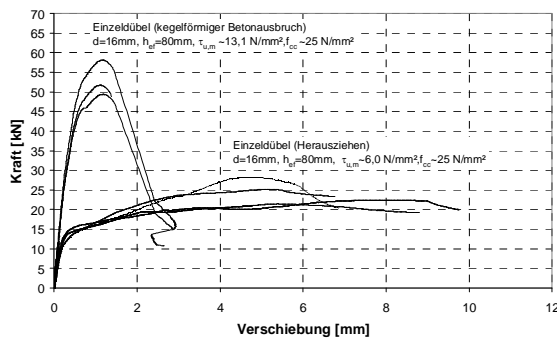


Bild 8.41 Last-Verschiebungskurven von Einzelbefestigungen mit Verbunddübeln bei unterschiedlicher Verbundfestigkeit des Mörtelsystems (M16, $h_{ef}=80\text{ mm}$, $\tau_u\sim 13,1\text{ N/mm}^2$ (Mörtel HR) und $\tau_u\sim 6,0\text{ N/mm}^2$, Mörtel WW)

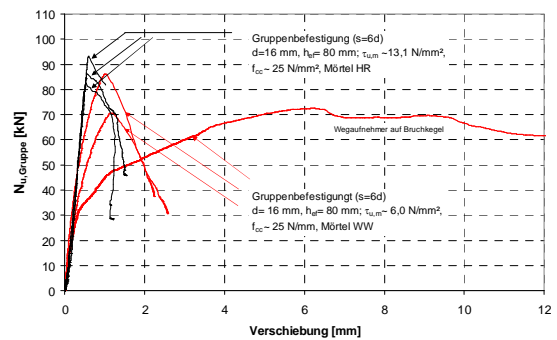


Bild 8.42 Last-Verschiebungskurven von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln bei unterschiedlicher Verbundfestigkeit des Mörtelsystems (M16, $h_{ef}=80\text{ mm}$, $\tau_u\sim 13,1\text{ N/mm}^2$ (Mörtel HR) und $\tau_u\sim 6,0\text{ N/mm}^2$, Mörtel WW)

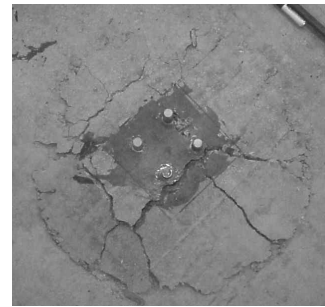
Um das Verhalten dieser Einzelverbunddübel in einer Gruppe mit kleinem Achsabstand zu untersuchen, wurden diese als quadratische Gruppenbefestigung angeordnet (M16, $h_{ef}=80\text{ mm}$, $s=96\text{ mm}=6d$, Mörtel WW und Mörtel HR). Bild 8.42

zeigt die Last-Verschiebungskurven der zugbelasteten Gruppenbefestigungen. Obwohl sich die Höchstlasten bzw. die Verbundfestigkeiten der Mörtelsysteme deutlich unterscheiden, liegen die mittleren Höchstlasten der Gruppenbefestigungen bei einem Achsabstand von $s = 96 \text{ mm} = 6d$ unabhängig vom verwendeten Mörtelsystem im gleichen Streubereich ($N_{u, \text{Gruppe}} \sim 75 \text{ kN}$ (Mörtel WW), $N_{u, \text{Gruppe}} \sim 82 \text{ kN}$ (Mörtel HR)). Bei dieser geometrischen Anordnung erzeugt sowohl die Gruppenbefestigung mit Mörtelsystem WW als auch die Gruppenbefestigung mit Mörtel HR einen gemeinsamen kegelförmigen Betonausbruch (Bild 8.43a, Mörtel WW und Bild 8.43b, Mörtel HR). Dieses Verhalten kann auf Basis der numerischen Ergebnisse durch den Faktor $\psi_{g,N}^0$ nach Gl. (6.17) berücksichtigt werden und ist auf die Zunahme der Verbundflächen zurückzuführen.

Extrapoliert man die bezogenen Höchstlasten der in Tabelle 8.3 und Tabelle 8.4 angegebenen Gruppenbefestigungen unabhängig von der Versagensart auf einen theoretischen Achsabstand von $s = 0$, so betragen diese je nach Verbundfestigkeit des Mörtelsystems etwa das ein- bis zweifache der Höchstlast eines Einzelverbunddübels. Der Unterschied in der bezogenen Höchstlasten, bei einem theoretischen Achsabstand von $s = 0$, ist auf die unterschiedlichen Versagensarten und die dabei entstehenden Bruchflächen zurückzuführen (Kapitel 6.4.3.7). In Bild 8.44 sind die aus Ergebnissen von Versuchen mit quadratischen Gruppenbefestigungen ($n=4$) und numerischen Untersuchungen ($n=4$) erhaltenen

Verhältniswerte $\psi_{g,N}^0 = \frac{N_{u,(\text{Gruppe } s=0)}}{N_{u,\text{Einzel}}}$ in Abhängigkeit vom Verhältniswert $\tau_{u,\text{weit}}/\tau_{u,\text{max}}$

aufgetragen. Die in Bild 8.44 dargestellten experimentellen und numerischen Ergebnisse können durch Gl. (6.17) ausreichend genau angenähert werden.



a) M16, $h_{ef} = 80 \text{ mm}$, $\tau_u \sim 6,0 \text{ N/mm}^2$, Mörtel WW

b) M16, $h_{ef} = 80 \text{ mm}$, $\tau_u \sim 13,1 \text{ N/mm}^2$, Mörtel HR

Bild 8.43 Gemeinsamer Betonausbruchkegel von quadratischen Vierfachbefestigungen mit Verbunddübeln ($s = 6d$)

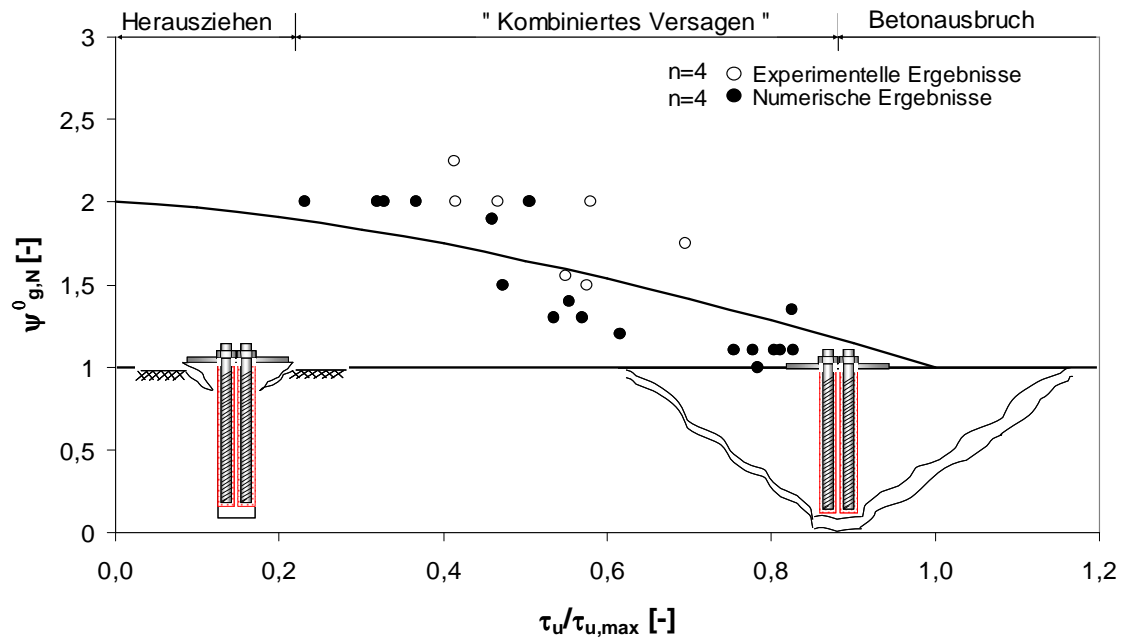


Bild 8.44 Verhältnis der Höchstlasten von quadratischen Gruppenbefestigungen und einem Achsabstand von $s = d$ zur Höchstlast eines Einzeldübels (Faktor) in Abhängigkeit von der bezogenen Verbundfestigkeit $\tau_u/\tau_{u,max}$

9 Theoretisch-numerische Untersuchungen in gerissenem Beton

9.1 Allgemeines

Im Folgenden wird überprüft, inwieweit das CC-Verfahren für gerissenen Beton auf das Tragverhalten von Verbunddübeln in gerissenem Beton für die Versagensart Herausziehen und Betonausbruch übertragen werden kann.

9.2 Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen

9.2.1 Einzelverbunddübel

9.2.1.1 Theoretischer Ansatz

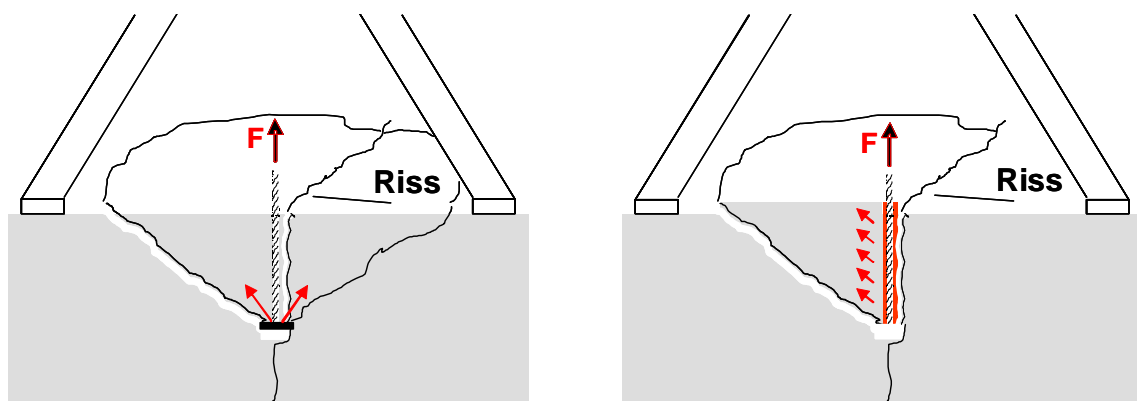
Untersuchungen an Einzelkopfbolzen von Eligehausen/Balogh (1995) haben ergeben, dass die Höchstlast von in Rissen verankerten Kopfbolzen und Hinterschnittdübeln bei einer Rissbreite $w = 0,3$ mm bis $0,4$ mm das ca. 0,5- bis 1,0-fache, im Mittel das 0,75-fache, nach Eligehausen/Ozbolt (1992) das 0,7-fache, des für ungerissenen Beton geltenden Wertes beträgt. Nach Rehm/Eligehausen/Mallée (1988) ist die Abnahme der Höchstlast in Rissen gegenüber dem für ungerissenen Zustand geltenden Wert auf die Störung des Spannungszustandes im Beton durch Risse zurückzuführen. Bei Verankerungen in ungerissenem Beton sind die Spannungen rotationssymmetrisch um das Befestigungssystem verteilt. Das Gleichgewicht wird durch die Ringzugkräfte im Beton gewährleistet. Liegt das Befestigungssystem im Riss, können keine Zugkräfte senkrecht zum Riss übertragen werden. Eligehausen/Ozbolt (1992) erklären die Reduktion der Höchstlast dadurch, dass nur ein kleiner Teil der Last in Rissrichtung übertragen werden kann, da die Steifigkeit des Betons in dieser Richtung viel kleiner als senkrecht zum Riss ist.

Nach dem bisherigen Stand der Kenntnisse versagen Verbunddübel je nach Verankerungstiefe, Beton- und Stahlfestigkeit in gerissenem Beton durch Stahlbruch oder Herausziehen (Eligehausen/Mallée (2000)). Weiterhin wird nach Eligehausen/Mallée/Rehm (1988) davon ausgegangen, dass die Herausziehlast von Verbunddübeln im Mittel ca. 50% der Werte in ungerissenem Beton betragen. Eine rechnerische Berücksichtigung zur Abschätzung der Höchstlast von herkömmlichen Verbunddübeln in gerissenem Beton für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen liegt nicht vor.

9.2.1.1.1 Keine Kraftübertragung über die Risseite

Bild 9.1a zeigt schematisch den durch einen Kopfbolzen verursachten kegelförmigen Betonausbruch in gerissenem Beton. Es wird ein vollständiger kegelförmiger Betonausbruch erzeugt. Der kegelförmige Betonausbruchkörper ist durch einen Riss geteilt. Bei einer Analogiebetrachtung zum Verbunddübel ist zu beachten, dass

Kopfbolzen und Hinterschnittdübel die angreifenden Zuglasten durch mechanische Verzahnung mit dem Beton in den Ankergrund übertragen. Bei Kopfbolzen aktiviert der Kopf selbst bei großen Rissbreiten beide durch einen Riss getrennten Betonhälften, so lange die Rissbreite kleiner als der halbe Durchmesser des Kopfes ist. Demgegenüber entsteht die Lastweiterleitung in den Beton bei einem Verbunddübel über mechanische Verzahnung des Mörtels mit dem welligen Bohrloch (Mikroverzahnung) und über das Eindringverhalten des Mörtels in den Beton. Bei Verbunddübeln bildet sich der Riss in der Regel aufgrund der hohen Zugfestigkeit des Mörtels zwischen Bohrlochwand und Mörtel aus (Spieth (2002)). Dadurch wird der Verbund zwischen Bohrlochwand und Mörtel auf einer Seite abgemindert (Rissseite), bei größeren Rissbreiten eventuell vollständig zerstört. Nimmt man den in Bild 9.1b dargestellten Rissverlauf über die gesamte Verankerungstiefe eines Verbunddübels an und geht man davon aus, dass der Riss den Verbund zwischen Mörtel und Beton vollständig zerstört und somit keine Kraft über die Rissseite übertragen werden kann, dann steht einem Verbunddübel in gerissenem Beton bei der Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit lediglich die halbe Kegelmantelfläche, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen, zur Verfügung.



a) Kopfbolzen

b) Verbunddübel (keine Kraftübertragung über die Rissseite)

Bild 9.1 Einfluss von Rissen auf die Kräfteinleitung und Betonausbruchkörper ($h_{ef}/d=5$) von verschiedenen Befestigungsmitteln

Zusätzlich kommt es infolge des Risses zur Störung des Spannungszustandes und zu einer weiteren Abnahme der Höchstlast. Vereinfachend ähnelt in diesem Fall das Tragverhalten des Verbunddübels in gerissenem Beton einem Einzelverbunddübel am Rand mit einem Randabstand von $c=0$. Unter Berücksichtigung des halben möglichen Betonausbruchkörpers und der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes ergibt sich dann auf Basis des CC-Verfahrens eine theoretisch begründete rechnerische Höchstlast von Verbunddübeln die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen und vollständiger Zerstörung des Verbundes auf der Rissseite $N_{u,c,cr}$ (c_{cr} = gerissener Beton) nach Gl. (9.1).

Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit:

$$N_{u,c,cr} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{cr,c} \quad [N] \quad \text{Gl. (9.1)}$$

mit

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = 0,5 \quad \text{nach Gl. (3.6) mit } c=0 \quad \text{Gl. (9.1a)}$$

(keine Kraftübertragung über die Risseite)

$$\Psi_{cr,c} \sim \Psi_{s,N} \sim 0,7 \quad \text{nach Gl. (3.7) mit } c=0 \quad \text{Gl. (9.1b)}$$

(Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes)

$$N_{u,c,cr} = N_{u,c}^0 \cdot 0,5 \cdot 0,7 = N_{u,c}^0 \cdot 0,35 \quad [N] \quad \text{Gl. (9.1c)}$$

Reicht die Verbundfestigkeit des Mörtels auf der ungerissenen Seite nicht aus, um die Betonzugtragfähigkeit eines halben kegelförmigen Betonausbruchkörpers auszunutzen, kommt es zum Verbundversagen zwischen Mörtel und Beton auf der ungerissenen Seite. In diesem Fall wird ebenfalls der verbleibende Spannungszustand gestört, weiterhin steht nur die halbe Fläche zur Bildung eines Druckspannungsfeldes zur Verfügung. In diesem Fall ergibt sich die Herausziehl last des Einzelverbunddübels im gerissenen Beton nach Gl. (9.2).

Herausziehen:

$$N_{u,p,cr} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{cr,p} \quad [N] \quad \text{Gl. (9.2)}$$

mit

$$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = 0,5 \quad \text{nach Gl. (6.20) und } c=0 \quad \text{Gl. (9.2a)}$$

(keine Kraftübertragung über die Risseite)

$$\Psi_{cr,p} \sim \Psi_{p,N} \sim 0,7 \quad \text{nach Gl. (6.20a) und } c=0 \quad \text{Gl. (9.2b)}$$

(Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes)

$$N_{u,p,cr} = N_{u,p}^0 \cdot 0,5 \cdot 0,7 = N_{u,p}^0 \cdot 0,35 \quad [N] \quad \text{Gl. (9.2c)}$$

Theoretisch beträgt im beschriebenen Fall die Höchstlast eines Verbunddübels unabhängig von der Versagensart das 0,35-fache der Höchstlast in ungerissenem Beton. Gl. (9.1) und Gl. (9.2) stellen die theoretisch begründete Untergrenze der Höchstlast bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit bzw. der Herausziehl last von Verbunddübeln in gerissenem Beton dar.

9.2.1.1.2 Kraftübertragung über die Risseite

Entgegen der bisher erläuterten, konservativen Annahme, dass keine Kraft über die Risseite in den Beton übertragen wird, kann man davon ausgehen, dass selbst bei Rissbreiten von $w > 0,3$ mm eine Kraftübertragung über die Risseite in Abhängigkeit des Rissverlaufs entlang des Befestigungselements möglich ist. Diese Kraftübertragung ist wesentlich vom Penetrationsverhalten des Mörtels abhängig. Wird ein Mörtelsystem mit starkem Penetrationsverhalten verwendet, das tief in den Beton eindringt, wird sich der Riss im mit Mörtel gesättigten Beton ausbilden. Unter der Annahme, dass der mit Mörtel gesättigte Beton eine höhere Festigkeit aufweist als der ungesättigte Beton, bildet sich der Riss nicht in der Grenzschicht zwischen Mörtel und Beton (glattes Bohrloch), sondern versetzt um die Zuschlagskörner herum. Somit ist die Höhe der Kraftübertragung über die Risseite vom Mörtelsystem abhängig. Nimmt man zudem an, dass es Mörtelsysteme gibt, bei denen ein Riss die Kraftübertragung auf der Risseite nicht stört, steht diesem Mörtelsystem eine vollständige Kegelmantelfläche zur Verfügung ($A_{c,N} / A_{c,N}^0 = 1,0$), um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen. Traglastmindernd wirkt sich in diesem Fall ausschließlich die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes aus ($\psi_{cr,c} \sim \psi_{s,N} \sim 0,7$ nach Gl. (3.7) mit $c=0$). In diesem Fall entspricht die rechnerische Betonausbruchlast von Verbunddübeln in gerissenem Beton der mittleren rechnerischen Höchstlast von Metallspreizdübeln in gerissenem Beton und berechnet sich unter Berücksichtigung der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes nach Gl. (9.3).

Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit:

$$N_{u,c,cr} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{cr,c} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (9.3)}$$

mit

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = 1,0 \quad \text{nach Gl. (3.6) mit } s = s_{cr,N} \quad \text{Gl. (9.3a)}$$

(vollständige Kegelmantelfläche)

$$\psi_{cr,c} \sim \psi_{s,N} \sim 0,7 \quad \text{nach Gl. (3.7) und } c = 0 \quad \text{Gl. (9.3b)}$$

(Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes)

$$N_{u,c,cr} = N_{u,c}^0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = N_{u,c}^0 \cdot 0,7 \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (9.3c)}$$

Die Herausziehllast ergibt sich unter den vorher erläuterten Annahmen nach Gl. (9.4). In diesem Fall ergibt sich ein vollständiges, aber gestörtes Druckspannungsfeld im Beton.

Herausziehen:

$$N_{u,p,cr} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{cr,p} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (9.4)}$$

mit

$$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = 1,0 \quad \text{nach Gl. (6.20) mit } s = s_{cr,Np} \quad \text{Gl. (9.4a)}$$

(vollständige Mantelfläche)

$$\psi_{cr,p} \sim \psi_{p,N} \sim 0,7 \quad \text{nach Gl. (6.20a) und } c = 0 \quad \text{Gl. (9.4b)}$$

(Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes)

$$N_{u,p,cr} = N_{u,p}^0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = N_{u,p}^0 \cdot 0,7 \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (9.4c)}$$

Theoretisch beträgt in dem oben beschriebenen Fall die Höchstlast unabhängig von der Versagensart das 0,7-fache der Höchstlast in ungerissenem Beton weil unabhängig von der Versagensart und/oder einer eventuellen Kraftübertragung über die Risseite immer der rotationssymmetrische Spannungszustand gestört wird. Gl. (9.3) entspricht der Obergrenze der Höchstlast bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit, Gl. (9.4) der Obergrenze der Herausziehl last von Verbunddübeln im Beton.

9.2.1.2 Numerische Untersuchungen

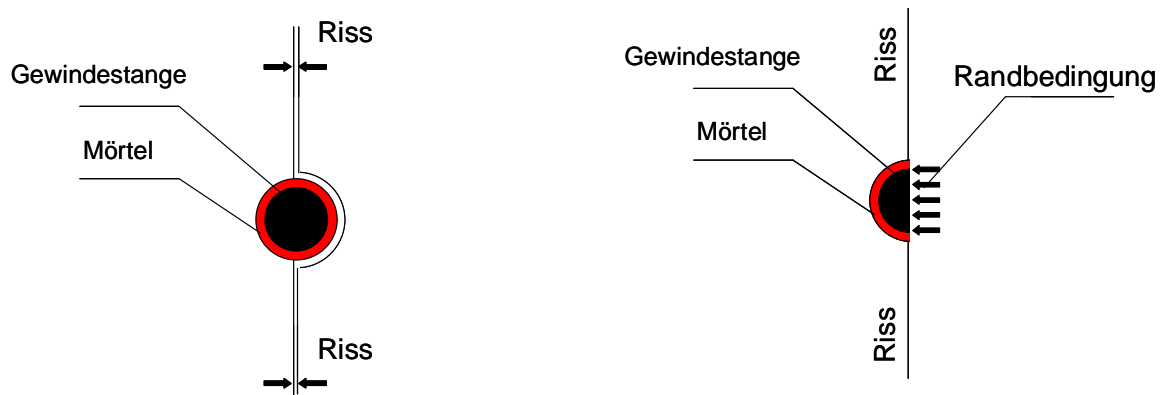
9.2.1.2.1 Modellaufbau

Um die Ober- und Untergrenze der Höchstlasten bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit bzw. Herausziehl last von Verbunddübeln in gerissenem Beton zu untersuchen, wurden numerische Untersuchungen zu Einzelverbunddübeln mit vorhandener und nicht vorhandener Krafteinleitung über die Risseite durchgeführt. Alle Simulationen erfolgen mit weiter Abstützung. Die Definition gerissener Beton bezeichnet für diese Untersuchungen einen idealen Riss, bei dem keine Kraftübertragung über den Beton senkrecht zur Rissebene möglich ist. Alle weiteren geometrischen und materialspezifischen Parameter der Modelle entsprechen den Angaben in Kapitel 5.2.

Die folgenden Simulationen wurden mit zwei Mörtelsystemen durchgeführt. Bei Simulationen mit Mörtel C reicht die Verbundfestigkeit aus, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen (Betonausbruch). Bei Simulationen mit Mörtel A ist die Verbundfestigkeit zu gering, um die Betonzugtragfähigkeit auszunutzen und es erfolgt ein Versagen durch Herausziehen (Kapitel 6.2.3.2, Bild 6.11).

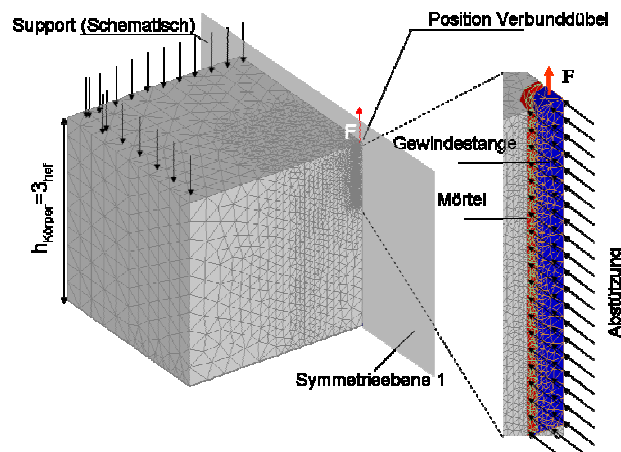
9.2.1.2.2 Keine Kraftübertragung über die Risseite

Bild 9.2 zeigt das schematische und numerische Modell zur Simulation eines Einzelverbunddübels in gerissenem Beton. Es wird sowohl die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes als auch eine vollständige Zerstörung des Verbundes auf der gerissenen Seite zwischen Mörtel und Beton berücksichtigt. Die Ergebnisse, die mit diesem Modell erzielt werden, stellen somit die Untergrenze der Höchstlast bei Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit bzw. der Herausziehlast dar. Ein Ausweichen des Verbunddübels senkrecht zur Zugrichtung wird durch die Wahl einer geeigneten Randbedingung verhindert. Sie begründet sich damit, dass der umgebende Beton ein seitliches Ausweichen des Verbunddübels verhindert.



a) Schematisches Modell ohne Berücksichtigung der Symmetrie

b) Schematisches Modell mit Berücksichtigung der Symmetrie



c) Numerisches Modell mit Berücksichtigung der Symmetrie

Bild 9.2 Schematisches Modell (mit und ohne Berücksichtigung der Symmetrie) und numerisches Modell zur Simulation eines Einzelverbunddübels in idealisiert gerissenem Beton

In Bild 9.3 sind die numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven in ungerissenem und idealisiert gerissenem Beton für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit (Mörtel C, Kurve 1 und Kurve 2) und Herausziehen (Mörtel A, Kurve 3 und Kurve 4) unter Berücksichtigung der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes sowie unter Berücksichtigung der nur

zur Hälfte zur Verfügung stehenden Betonfläche dargestellt. Zum Vergleich sind die mittleren rechnerischen Höchstlasten von Metallspreizdübeln in gerissenem und ungerissenem Beton ebenfalls eingetragen. Der simulierte Verbunddübel mit Mörtel C erreicht in ungerissenem Beton annähernd die mittlere rechnerische Höchstlast von Metallspreizdübeln (Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit). Im gerissenen Beton nur ca. 60% des Wertes für Metaldübel. Demgegenüber liegen die Höchstlasten des Verbunddübels mit Mörtel A in gerissenem und ungerissenem Beton deutlich unterhalb der rechnerischen Höchstlasten von Metallspreizdübeln (Herausziehen). In Bild 9.4 sind die zugehörigen Quotienten der numerisch erhaltenen Verbundspannungswerte bei Höchstlast in idealisiert gerissenem Beton bezogen auf die numerisch erhaltenen Verbundspannungswerte bei Höchstlast in ungerissenem Beton in Abhängigkeit der Versagensart bzw. des Mörtelsystems dargestellt. Aufgrund der oben genannten Randbedingungen reduziert sich die Höchstlast in Abhängigkeit der Versagensart auf das 0,39-fache (Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit) bzw. 0,43-fache (Herausziehen) des ungerissenen Zustandes. Nach Gl. (9.1) bzw. Gl. (9.2) wurde rechnerisch die 0,35-fache Höchstlast im ungerissenen Beton abgeleitet.

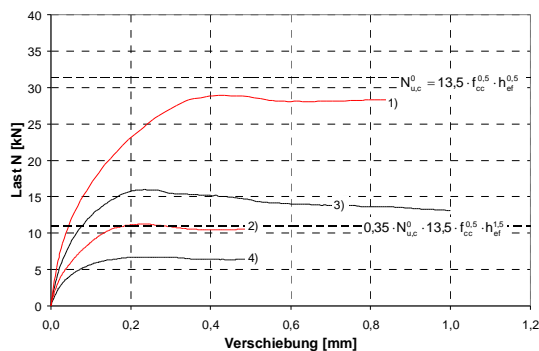


Bild 9.3 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven bei ungestörtem und gestörtem rotationssymmetrischen Spannungszustand und Lasteintrag über die halbe Mantelfläche (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

- 1) Kurve 1, Mörtel C (ungerissener Beton)
- 2) Kurve 2, Mörtel C (gerissener Beton)
- 3) Kurve 3, Mörtel A (ungerissener Beton)
- 4) Kurve 4, Mörtel A (gerissener Beton)

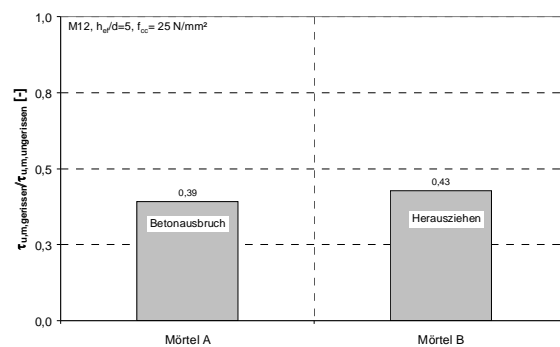
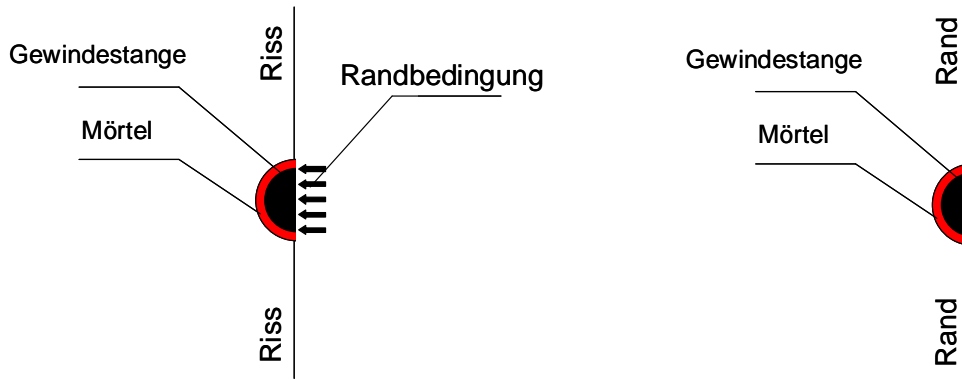


Bild 9.4 Einfluss der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes und Lasteintrag über die halbe Mantelfläche auf die bezogene Verbundspannung für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit (Mörtel C) und die Versagensart Herausziehen (Mörtel A) von Verbunddübeln (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

Vergleicht man das schematisch dargestellte Modell zur Ermittlung des Einflusses einer halben Betonfläche und die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes mit dem numerischen Modell zur Untersuchung des Randeinflusses auf einen Verbunddübel für einen theoretischen Randabstand von $c = 0$ (Bild 9.5), wird ersichtlich, dass diese nahezu identisch aufgebaut sind.

Der wesentliche Unterschied ist die gewählte Randbedingung entlang der Gewindestange. Nach Bild 9.5b kann der Verbunddübel am Rand senkrecht zur Zugrichtung unbehindert ausweichen. Im idealisiert gerissenen Beton wird dies durch die Wahl der Randbedingung verhindert (Bild 9.5a). In Abhängigkeit der Rissbreite muss jedoch mit einer Schiefstellung des Verbunddübels infolge Exzentrizität

gerechnet werden. Die numerischen Ergebnisse zum Randeinfluss auf die Höchstlast von Einzelverbunddübeln für einen theoretischen Randabstand von $c=0$ können also auch für die Abschätzung der Höchstlast eines Einzelverbunddübels in gerissenem Beton herangezogen werden, bei dem zur Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes und halber zur Verfügung stehenden Betonfläche zusätzlich der Effekt des seitlichen Ausweichens auf die Abnahme der Höchstlast (Verbundfestigkeit) berücksichtigt wird.



a) Idealisiert gerissener Beton: Halbe Betonfläche und Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes
b) Einzelverbunddübel am Rand: Halbe Betonfläche und Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes

Bild 9.5 Vergleich der schematischen Modelle, idealisiert gerissener Beton und Einzelverbunddübel am Rand ($c=0$)

Aus den numerischen Ergebnissen (Kapitel 6.4.4, Bild 6.79) zum Randeinfluss auf das Tragverhalten von Verbunddübeln für einen theoretischen Randabstand von $c=0$ hat sich gezeigt, dass der Verhältnswert $N_{u,Rand(c=0)}/N_{u,Fläche}$ im Mittel 0,28 beträgt. Tabelle 9.1 gibt einen Überblick über die numerisch erhaltenen Verhältnswerte $N_{u,gerissen}/N_{u,ungerissen}$ bzw. $N_{u,Rand(c=0)}/N_{u,Fläche}$ in Abhängigkeit der simulierten Randbedingung. Im Mittel beträgt der Verhältnswert das 0,35-fache und entspricht dem theoretischen Ansatz nach Gl. (9.1) bzw. Gl. (9.2).

	$N_{u,gerissen}/N_{u,ungerissen}$ ($\tau_{u,gerissen}/\tau_{u,ungerissen}$)	
	Betonausbruch	Herausziehen
Theoretischer Ansatz nach Gl. (9.1) bzw. Gl. (9.2)	0,35	0,35
Modell mit behinderter Ausweichmöglichkeit (Bild 9.4)	0,39	0,43
Modell mit unbehinderter Ausweichmöglichkeit Bild 6.79	0,28	0,28
Mittelwert	0,34	0,36

Tabelle 9.1 Numerisch erhaltene Verhältnswerte $N_{u,gerissen}/N_{u,ungerissen}$ bzw. $\tau_{u,gerissen}/\tau_{u,ungerissen}$ in Abhängigkeit der simulierten Randbedingung und ohne Kraftübertragung über die Risseite

9.2.1.2.3 Kraftübertragung über die Risseite

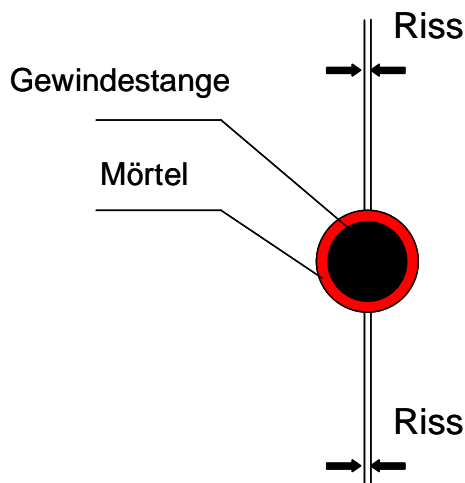


Bild 9.6 Schematisches Modell eines Einzelverbunddübels in gerissenem Beton, volle Mantelfläche und Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes

Bild 9.6 zeigt das schematische Modell, das ausschließlich die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes berücksichtigt. In diesem Fall steht einem Verbunddübel die vollständige Verbundfläche bzw. Betonfläche zur Krafteinleitung zur Verfügung. Der idealisierte Riss teilt lediglich den Betonkörper, trennt jedoch nicht die Verbundfläche des Verbunddübels vom umgebenden Beton. In Bild 9.7 sind numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven für die Versagensart Betonausbruch (Kurve 2, Mörtel C) und Herausziehen (Kurve 4, Mörtel A) bei Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes dargestellt.

Zum Vergleich sind die jeweiligen numerisch erhaltenen Last-Verschiebungskurven in ungerissenem Beton mit eingetragen (Kurve 1, Mörtel C und Kurve 3, Mörtel A).

In Bild 9.8 sind die zugehörigen Quotienten der numerisch erhaltenen Verbundspannungswerte bei Höchstlast in idealisiert gerissenem Beton bezogen auf die numerisch erhaltenen Verbundspannungswerte bei Höchstlast in ungerissenem Beton in Abhängigkeit der Versagensart bzw. des Mörtelsystems dargestellt.

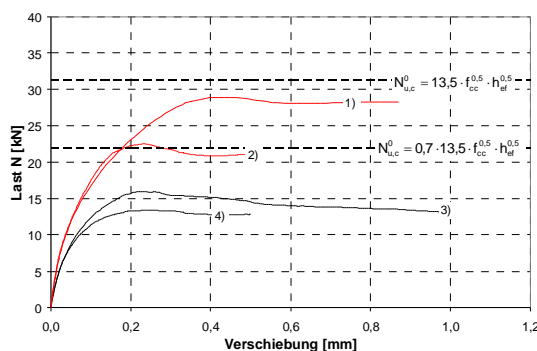


Bild 9.7 Numerisch erhaltene Last-Verschiebungskurven bei ungestörtem und gestörtem rotationssymmetrischen Spannungszustandes (M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25 \text{ N/mm}^2$)

- 1) Kurve 1, Mörtel C (ungerissener Beton)
- 2) Kurve 2, Mörtel C (gerissener Beton)
- 3) Kurve 3, Mörtel A (ungerissener Beton)
- 4) Kurve 4, Mörtel A (gerissener Beton)

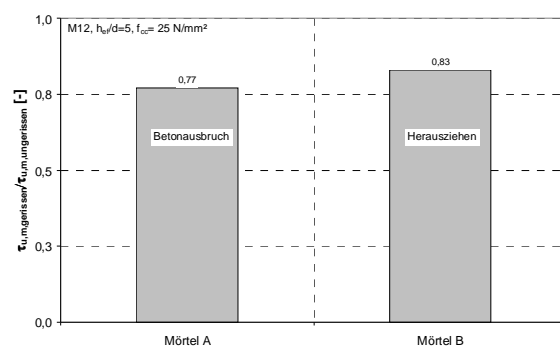


Bild 9.8 Einfluss der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes und Lasteintrag über die volle Mantelfläche auf die bezogene Verbundspannung für die Versagensart Betonausbruch (Mörtel C) und die Versagensart Herausziehen (Mörtel A) von Verbunddübeln (M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25 \text{ N/mm}^2$)

Die mittlere Höchstlast für Einzelbefestigungen mit Verbunddübeln und der Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit bei Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes im Vergleich zum ungestörten Zustand (ungerissener Beton) beträgt nach Bild 9.8 das 0,77-fache des ungestörten Zustandes (Gl. (9.5)). Die Abnahme nach Gl. (9.5) stimmt gut mit experimentellen Untersuchungen von Elgehausen/Balogh (1995) überein ($\psi_{cr,c} \sim 0,75$).

$$N_{u,c,cr}^0 = \psi_{cr,c} \cdot N_{u,c}^0 \quad [N] \quad \text{Gl. (9.5)}$$

mit

$$\psi_{cr,c} = 0,77 \quad [-]$$

Für die Versagensart Herausziehen ergibt sich eine Abnahme nach Gl. (9.6).

$$N_{u,p,cr}^0 = \psi_{cr,p} \cdot N_{u,p}^0 \quad [N] \quad \text{Gl. (9.6)}$$

mit

$$\psi_{cr,p} \sim 0,83 \quad [-]$$

Die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes infolge eines Risses ist für die Versagensart Herausziehen geringer als für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit.

Nach Gl. (9.3) bzw. Gl. (9.4) wird eine Reduzierung der Höchstlast bzw. der Verbundfestigkeit unabhängig von der auftretenden Versagensart auf das ca. 0,7-fache der Höchstlast im ungestörten Zustand vermutet.

Im Mittel ergeben die numerischen Untersuchungen ca. 14% höhere Werte im Hinblick auf die untere und obere Grenze der Höchstlasten in ungerissenem Beton als die theoretischen Überlegungen nach Gl. (9.1) bis Gl. (9.4).

Die Quantifizierung der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes mit oder ohne Kombination einer vorhandenen Kraftübertragung über die Risseite ist in experimentellen Untersuchungen nur mit hohem Aufwand durchzuführen. In der vorliegenden Arbeit wurden keine experimentellen Untersuchungen zu dieser Fragestellung durchgeführt. Weiterhin werden folgende Einflüsse, die die Verbundfestigkeit weiter reduzieren können, in den numerischen Modellen nicht berücksichtigt:

- Ein Ausweichen des Verbunddübels senkrecht zur Zugrichtung des Verbunddübels durch die gewählte Randbedingung wird vollständig verhindert (Kapitel 9.2.1.2.2). Dies bedeutet, dass Zugspannungen senkrecht zur Verbundfläche infolge Exzentrizität nicht entstehen können.
- Eine Schiefstellung des Verbunddübels infolge Exzentrizität und die damit verbundene Lösung des Verbundes auf der ungerissenen Seite werden nicht erfasst.

- Eine zusätzliche Rissöffnung im oberflächennahen Beton infolge entstehender Spaltkräfte wird ebenfalls nicht simuliert (Kapitel 9.2.1.2.3).

Die diskutierten absoluten Werte der numerischen Untersuchungen in idealisiert gerissenem Beton sind damit unter Ausschluss der oben genannten nicht erfassten Faktoren zu bewerten. Dies führt dazu, dass der Einfluss der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes auf die Höchstlast von Einzelverbunddübeln in gerissenem Beton nach Gl. (9.7) unabhängig von der auftretenden Versagensart festgelegt wird. Die Abminderung liegt nach den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen auf der sicheren Seite und entspricht dem Ansatz nach dem CC-Verfahren.

$$\Psi_{cr,c} \sim \Psi_{cr,p} \sim 0,7 \quad \text{Gl. (9.7)}$$

Das heißt, dass die Höchstlast von Verbunddübeln unabhängig von der Versagensart maximal dem 0,7-fachen der Höchstlast in ungerissenem Beton entspricht. In diesem Fall ist die Reduktion der Höchstlast ausschließlich auf die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes zurückzuführen die im gerissenen Beton immer vorliegt (Obergrenze).

Die minimal zu erwartende Höchstlast eines Verbunddübels unabhängig von der Versagensart entspricht dem 0,35-fachen der Höchstlast in ungerissenem Beton. In diesem Fall erfolgt der Lasteintrag in den Beton über die halbe Mantelfläche, weiterhin wird der rotationssymmetrische Spannungszustand gestört (Untergrenze). Die Abminderung innerhalb dieser Grenzen ist vom Penetrationsverhalten des Mörtelsystems abhängig.

9.2.2 Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln

9.2.2.1 Charakteristischer Achsabstand

Für Gruppenbefestigungen wird bei der Verwendung von Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübeln nach dem CC-Verfahren davon ausgegangen, dass der charakteristische Achsabstand in gerissenem und ungerissenem Beton das 3-fache der Verankerungstiefe beträgt. Dies kann aus den in gerissenem und ungerissenem Beton erhaltenen Ausbruchkörpern abgeleitet werden. Unabhängig ob Kopfbolzen/Metallspreizdübel in gerissenem oder ungerissenem Beton belastet werden, bildet sich ein vollständiger kegelförmiger Betonausbruchkörper, dessen Durchmesser in ungerissenem und gerissenem Beton ca. das 3-fache der Verankerungstiefe auf der Oberfläche misst. Dies zeigen ebenfalls Einzelverbunddübel in gerissenem Beton, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen oder einen kegelförmigen Betonausbruch verursachen.

Bei Verbunddübeln, die durch Herausziehen versagen, haben die numerischen Untersuchungen im vorherigen Kapitel gezeigt, dass die Herausziehlust bzw.

Verbundfestigkeit in idealisiert gerissenem Beton vereinfachend das 0,35- (vollständige Zerstörung des Verbundes auf der gerissenen Seite und Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes) bis 0,7-fache (nur Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes) der Höchstlast im ungerissenen Beton beträgt. Die Abminderung erfolgt zum einen durch die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes und zum anderen durch die Abminderung des Verbundes (Risseite). Nach Gl. (9.8) ist der charakteristische Achsabstand auch von der Verbundfestigkeit des Mörtelsystems abhängig. Daraus ergibt sich ein ca. 20-50% geringer Wert des charakteristischen Achsabstandes, wenn die Verbundfestigkeit ermittelt an Auszugversuchen mit weiter Abstützung in gerissenem Beton für den charakteristischen Achsabstand eingesetzt wird. Daraus ergibt sich, dass der charakteristische Achsabstand von Verbunddübeln in gerissenem Beton kleiner ist als in ungerissenem Beton. Dieser Annahme wird im Folgenden nachgegangen.

$$s_{cr,Np,cr} = 24 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{u,cr}}{f_{cc}} \right)^{0,6} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (9.8)}$$

$$s_{cr,Np,cr} = 24 \cdot d \cdot \left(\frac{(0,35 \div 0,7) \cdot \tau_u}{f_{cc}} \right)^{0,6} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (9.8a)}$$

$$s_{cr,Np,cr} = (0,5 \div 0,8) \cdot 24 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_u}{f_{cc}} \right)^{0,6} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (9.8b)}$$

Mit

d	=	Durchmesser	[mm]
τ_u	=	Verbundspannung ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung in ungerissenem Beton	[N/mm ²]
$\tau_{u,cr}$	=	Verbundspannung ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung in gerissenem Beton	[N/mm ²]
f_{cc}	=	Betondruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200mm	[N/mm ²]

9.2.2.2 Kraftübertragung über die Risseite

Wird ein Mörtelsystem betrachtet, bei dem ein Riss die Kraftübertragung auf der Risseite nicht stört, beträgt die Verbundfestigkeit ca. das 0,7-fache der Verbundfestigkeit in ungerissenem Beton. Die Reduzierung der Höchstlast ist ausschließlich auf die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes zurückzuführen. In Bild 9.9 sind durch Verbund verursachte Druckspannungsfelder in ungerissenem (Bild 9.9a1) und gerissenem Beton (Bild 9.9b1) unter Berücksichtigung der Symmetrie dargestellt ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{ef}/d = 5$, Mörtel A). Es zeigt sich, dass die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes einen Einfluss auf die Höchstlast aber keinen signifikanten Einfluss auf die Ausdehnung des Druckspannungsfeldes im Beton hat. Aus Kapitel 6.4.3 ist bekannt, dass das

durch Verbund verursachte Druckspannungsfeld direkt mit dem charakteristischen Achsabstand zusammenhängt. Der Wert des charakteristischen Achsabstandes von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln ist für gerissenen und vollständig zur Verfügung stehender Mantelfläche und ungerissenen Beton somit nahezu identisch. Aus diesem Grund ist bei der Berechnung des charakteristischen Achsabstandes $s_{cr,Np,cr}$ auch für Verbunddübel in gerissenem Beton die Verbundfestigkeit τ_u für ungerissenen Beton einzusetzen.

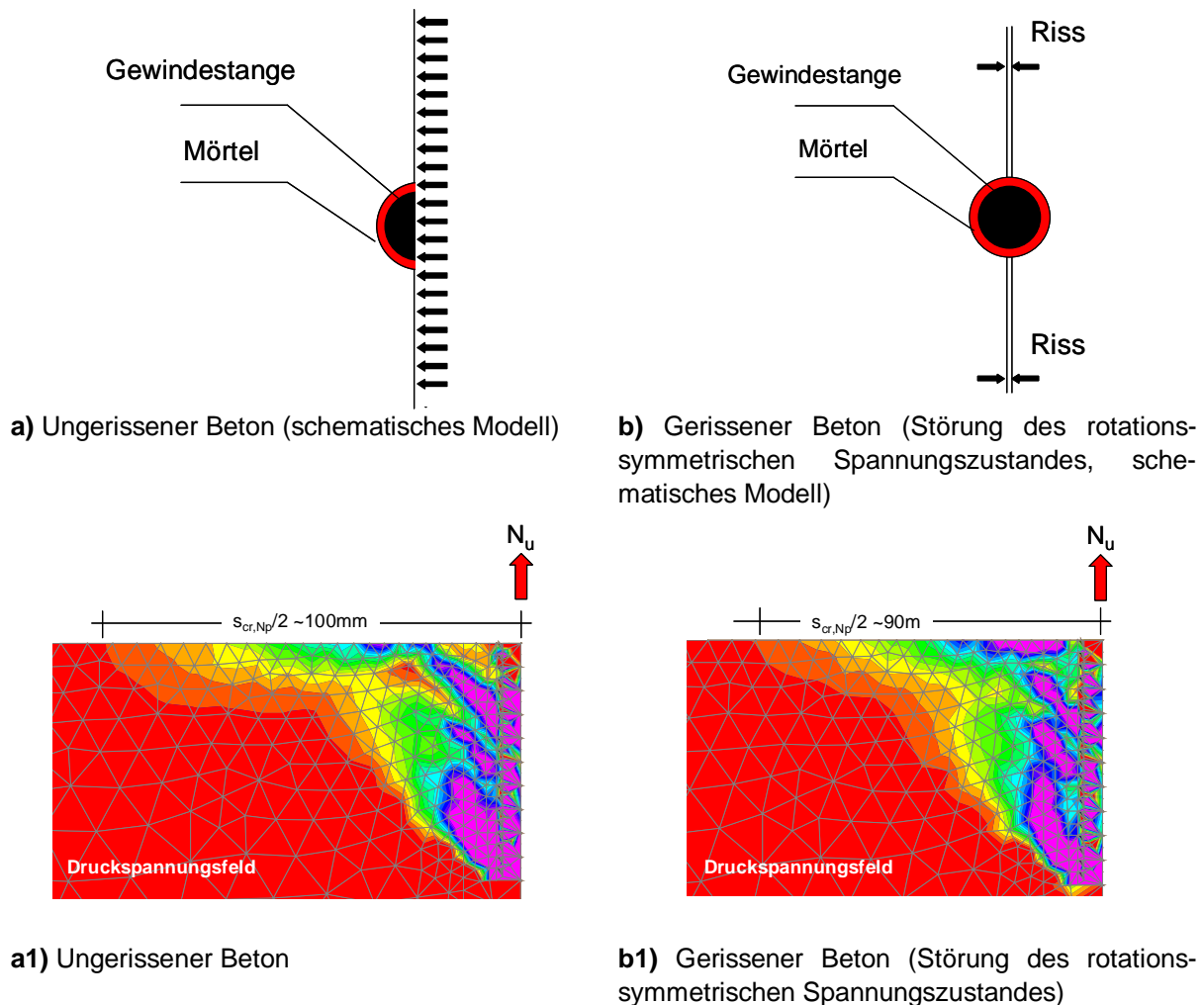


Bild 9.9 Schematisches Modell und numerisch erhaltenes Druckspannungsfeld in ungerissenem und gerissenem Beton unter Berücksichtigung der Symmetrie (Herausziehen, M12, $h_{ef}/d=5$, Mörtel A)

9.2.2.3 Keine oder geringe Kraftübertragung über die Risseite

In Bild 9.10a ist schematisch eine Zweifachbefestigung in gerissenem Beton dargestellt, bei der der Riss bei beiden Verbunddübeln auf der inneren Seite der Verbunddübel der Zweifachbefestigung verläuft. In diesem Fall kann die volle Verbundfestigkeit des Mörtelsystems auf der ungerissenen Seite in den Beton eingeleitet werden, während auf der gerissenen Seite infolge der Störung des Verbundes zwischen Mörtel und Beton mit einer geringeren Ausdehnung des Druckspannungsfeldes zu rechnen ist. Somit setzt sich der Wert des

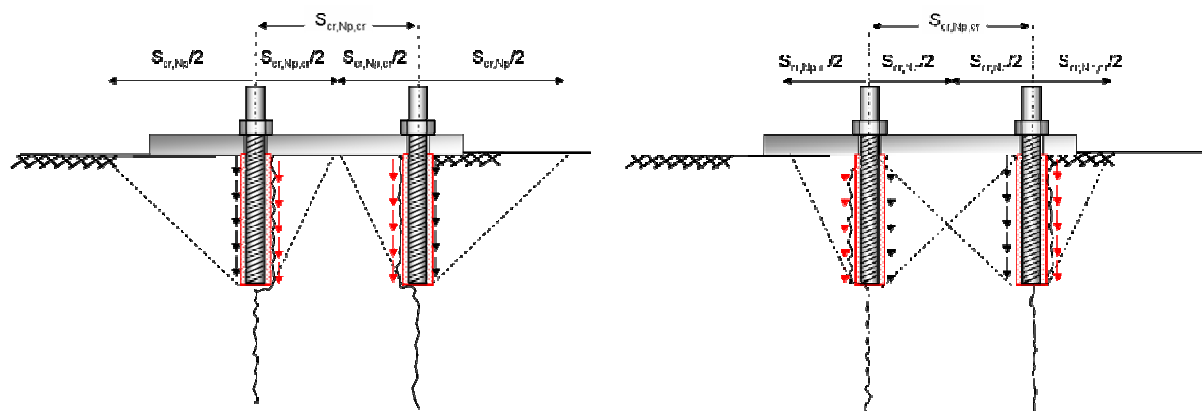
charakteristischen Achsabstandes zwischen den Verbunddübeln in gerissenem Beton ausschließlich aus gerissenen Anteilen zusammen (Gl. (9.9)).

$$s_{cr,Np,cr} = \frac{s_{c,Np,cr}}{2} + \frac{s_{cr,Np,cr}}{2} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (9.9)}$$

Die Verbunddübel dieser Gruppenbefestigung können bis zu einem Achsabstand von $s = s_{cr,Np,cr} \leq s_{cr,Np}$ zusammengeführt werden, ohne dass es zu einer Beeinflussung der Verbunddübel untereinander kommt. Wird der Verbund durch den zwischen den Verbunddübeln verlaufenden Riss komplett zerstört, könnten die Verbunddübel theoretisch bis zu einem Achsabstand von $s = d$ zusammengeführt werden, ohne dass es zu einer Beeinflussung kommt.

In der Praxis ist nicht bekannt, auf welcher Seite der Dübel der Riss auftreten wird. In Bild 9.10b befinden sich die Risse jeweils an den Außenseiten der einzelnen Verbunddübel und der charakteristische Achsabstand entspricht dem charakteristischen Achsabstand in ungerissenem Beton.

Aus diesem Grund muss bei der Berechnung des charakteristischen Achsabstandes $s_{cr,Np,cr}$ in gerissenem Beton die Verbundfestigkeit τ_u für ungerissenen Beton eingesetzt werden.



a) Gerissener Beton, Risse verlaufen an den Innenseiten der benachbarten Verbunddübel einer Gruppe ($s_{cr,Np,cr} = 2s_{cr,Np,cr}/2$)

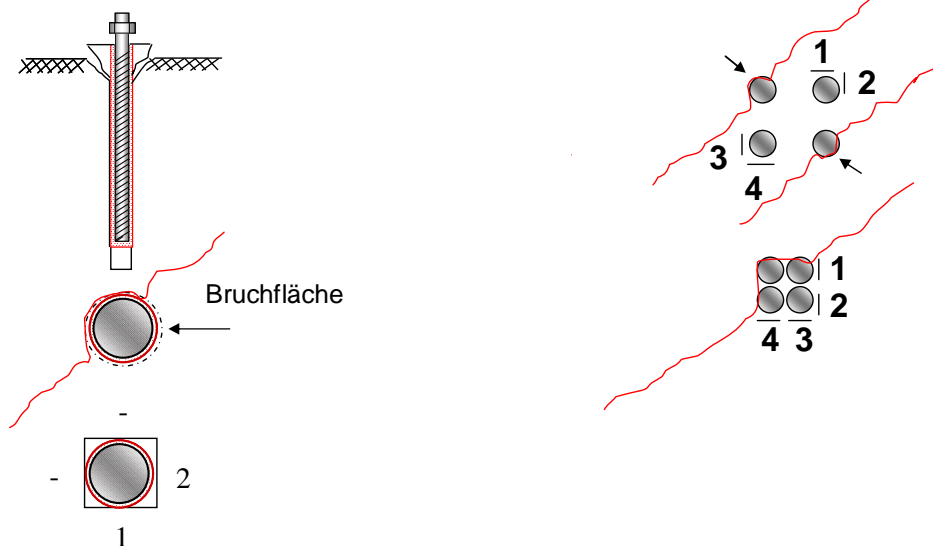
b) Gerissener Beton, Risse verlaufen an den Außenseiten der benachbarten Verbunddübel einer Gruppe ($s_{cr,Np,cr} = 2s_{cr,Np,cr}/2$)

Bild 9.10 Charakteristische Achsabstände in gerissenem Beton in Abhängigkeit des Rissverlaufes

9.2.2.4 Wirksame Verbundfläche

Die numerischen Untersuchungen in ungerissenem Beton zeigen, dass für Einzelverbunddübel mit einem niedrigen Verhältniswert von $\tau_u/\tau_{u,max}$ Verbundversagen entlang der Grenzschicht zwischen Mörtel und Beton erfolgt. Die Versagensgrenze für gerissenen Beton liegt in der in Bild 9.11a eingezeichneten Bruchlinie. Die für die Kraftübertragung zur Verfügung stehende Verbundfläche in gerissenem Beton (wirksame Verbundfläche) kann vereinfacht durch zwei einzelne

Seiten bestimmt werden. Für einen Einzeldübel in gerissenem Beton stehen in diesem Fall zwei Einheiten wirksamer Verbundfläche zur Verfügung. Mit zunehmender Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe wird der wirksame Verbundquerschnitt im gleichen Verhältnis wie in ungerissenem Beton vergrößert (Bild 6.72b bzw. Bild 9.11b). Für Gruppenbefestigungen in gerissenem Beton mit zwei Verbunddübeln ergeben sich näherungsweise drei Einheiten wirksamer Verbundfläche, für vier Verbunddübel vier Einheiten und für sechs Verbunddübel fünf Einheiten. Dementsprechend nimmt der wirksame Verbundquerschnitt für zwei Verbunddübel bei rechteckiger Anordnung theoretisch etwa um das $n^{0,5}$ -fache (n = Zahl des Einzelverbunddübels einer Gruppe) zu. In gerissenem Beton kann die Tragfähigkeit nicht größer als die rechnerische Höchstlast von Metallspreizdübeln unter Berücksichtigung der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes sein. Aus diesem Grund können die numerischen Ergebnisse zur Beschreibung der wirksamen Verbundfläche aus Kapitel 6.4.3.7 in ungerissenem Beton auf gerissenen Beton übertragen werden.



a) Einzelverbunddübel (gerissener Beton)

a) Gruppenbefestigung (gerissener Beton)

Bild 9.11 Bruchflächen bzw. Höchstlasten bei der Versagensart Herausziehen, Einzelverbunddübel und Gruppen mit direkt nebeneinander liegenden Verbunddübeln in gerissenem Beton

10 Experimentelle Untersuchungen (gerissener Beton)

10.1 Einzelheiten zur Versuchsdurchführung

Das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln in gerissenem Beton wurde in der Fläche in Linienrissen ($\Delta w \sim 0,3 \text{ mm}$) untersucht. Dafür wurden in Stahlbeton-Keilrissplatten linienförmige Haarrisse durch Eintreiben von Keilen erzeugt und danach wieder geschlossen. Der entstandene Haarriss wurde nachgezeichnet (Bild 10.1a). Die Breite der verbleibenden Haarrisse wurde vor dem Setzen der Verbunddübel mit einer Risslupe gemessen. In den geschlossenen Riss wurden die Dübel in Abhängigkeit des Mörtelsystems nach den Angaben in Kapitel 7.2.2.3 montiert. Pro Dübelsetzstelle wurde so nahe wie möglich am im Riss gesetzten Dübel, links und rechts, ein Rissaufnehmer auf der Oberfläche der Keilrissplatte senkrecht zur Rissachse befestigt. Anschließend wurde der Riss auf eine Breite von $0,3 \text{ mm} \pm 10\%$ geöffnet. Die Veränderung der Rissbreite während des Ausziehversuchs wurde mit zwei horizontal angeordneten Wegaufnehmern beidseits des Verbunddübels gemessen (Bild 10.1b). Der prinzipielle Aufbau der Belastungs- und Messeinrichtung bei weiter und enger Abstützung der Versuchseinrichtung entspricht den Angaben in Kapitel 7.4.

Zum Vergleich wurden jeweils immer Verbunddübel mit der entsprechenden Abstützsituation in ungerissenem Beton und identischer Betoncharge geprüft.



a) Risserzeugung mittels Risskeilen und **b)** Versuchsaufbau, gerissener Beton (enge Messeinrichtung zur Erfassung der Rissbreite während der Rissöffnung)

Bild 10.1 Risserzeugung und Versuchsaufbau in Keilrissplatten

10.2 Versuchsergebnisse

10.2.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die durchgeführten experimentellen Ergebnisse zu Einzelbefestigungen mit Verbunddübeln in gerissenem Beton für die Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen diskutiert. Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln in gerissenem Beton wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

Weiterhin ist zu beachten, dass in den folgenden Kapiteln für das Mörtelsystem WW die gleiche gründliche Bohrlochreinigung wie beim Mörtelsystem HR durchgeführt wurde.

10.2.2 Betonausbruch

10.2.2.1 Einzelverbunddübel

Bild 10.2a zeigt die Höchstlasten in ungerissenem Beton von Einzelverbunddübeln in Abhängigkeit des Mörtelsystems, erhalten aus Auszugsversuchen mit weiter Abstützung ($d = 12 \text{ mm}$, $h_{\text{ef}}/d = 5$, $f_{\text{cc}} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel WW und Mörtel HR). Die Mittelwerte der einzelnen Serien wurden aus Ergebnissen einer Versuchsserie ($n = 4$) gebildet. Beide Mörtelsysteme erzeugen in ungerissenem Beton einen kegelförmigen Betonausbruch und erreichen im Mittel eine Höchstlast ($N_{\text{u,c,Mörtel WW}}^0 = 30,8 \text{ kN}$, $N_{\text{u,c,Mörtel HR}}^0 = 34,8 \text{ kN}$), die näherungsweise der mittleren rechnerischen Höchstlast von Metallspreizdübeln in ungerissenem Beton ($N_{\text{u,c}}^0 = 31,3 \text{ kN}$ nach Gl. (3.4)) entspricht.

Bild 10.2b zeigt die mittleren Höchstlasten in gerissenem Beton ($w = 0,3 \text{ mm}$) für identische geometrische und materialspezifische Parameter wie in ungerissenem Beton. Auch hier ergeben sich vollständige kegelförmige Betonausbruchkörper, unabhängig vom verwendeten Mörtelsystem (Bild 10.3). Die mittleren Höchstlasten ($N_{\text{u,c,cr,Mörtel WW}}^0 = 24,2 \text{ kN}$, $N_{\text{u,c,cr,Mörtel HR}}^0 = 24,3 \text{ kN}$) in gerissenem Beton sind ca. 25% geringer als in ungerissenem Beton und entsprechen der ca. 1,15-fachen der mittleren Höchstlast von Metallspreizdübeln in gerissenem Beton ($N_{\text{u,c,cr}}^0 = 0,7 \cdot 31,3 \text{ kN} = 21,9 \text{ kN}$). Die Abnahme der Höchstlast in gerissenem Beton im Vergleich zur Höchstlast in ungerissenem Beton stimmt gut mit den numerischen Ergebnissen in idealisiert gerissenem Beton überein.

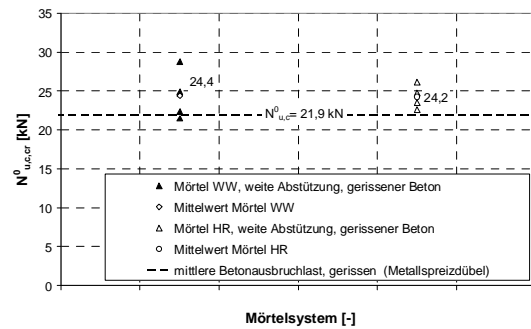
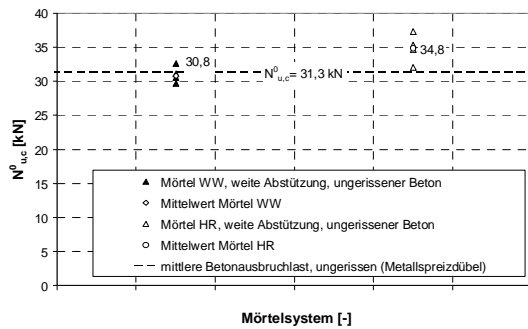
Die relativ geringe Anzahl von Versuchen zeigen, dass die Höchstlast von Verbunddübeln in gerissenem Beton, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen ausreichend genau mit dem CC-Verfahren nach Gl. (3.4) unter Berücksichtigung des Rissbeiwertes ($\psi_{\text{cr}} = 0,7$) berechnet werden kann. Gl. (3.4) unter Berücksichtigung des Rissbeiwertes entspricht der Obergrenze der Höchstlast von Verbunddübeln in gerissenem Beton. Daraus ergibt sich die notwendige Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems, um die Betonzugtragfähigkeit in gerissenem Beton auszunutzen nach Gl. (10.1).

$$\tau_{u,max,cr} = \psi_{cr} \cdot 4,2 \cdot \frac{f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{0,5}}{d} \quad [N/mm^2] \quad \text{Gl. (10.1)}$$

mit

$$\psi_{cr} = 0,7 \quad [-]$$

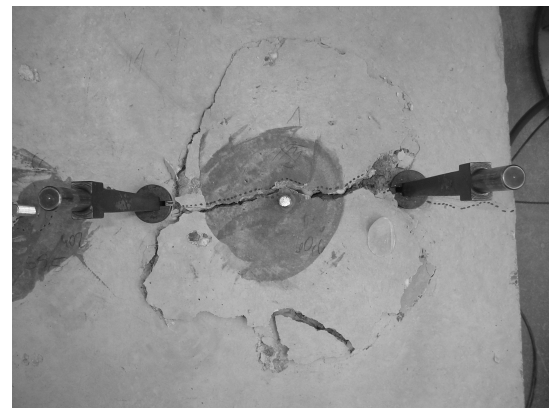
f_{cc} , d , h_{ef} nach Gl. (6.11).



a) ungerissener Beton

b) gerissener Beton

Bild 10.2 Höchstlast von verschiedenen Mörtelsystemen in ungerissenem und gerissenem Beton und weiter Abstützung (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel WW, Mörtel HR)



a) Mörtel WW (gründliche Reinigung)

b) Mörtel HR (gründliche Reinigung)

Bild 10.3 Betonausbruchkegel von Einzelbefestigungen mit Verbunddübeln in gerissenem Beton (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$, Mörtel WW und Mörtel HR)

10.2.3 Herausziehen

10.2.3.1 Einzelverbunddübel (enge Abstützung)

Um den Einfluss eines Risses auf die Verbundfestigkeit von Einzelverbunddübeln besser zu verstehen, wurden Versuche mit Verbunddübeln in gerissenem und ungerissenem Beton mit enger Abstützung durchgeführt. Durch die enge Abstützung wird die Versagensart Herausziehen unabhängig von den gewählten

Randbedingungen erzwungen. Es wurden die identischen Mörtelsysteme, Durchmesser und Verankerungstiefen und die identische Reinigung wie in Kapitel 10.2.2.1 verwendet.

Die mittleren Verbundfestigkeiten in ungerissemem Beton (Bild 10.4) und gerissemem Beton (Bild 10.5) sind in Abhängigkeit vom verwendeten Mörtelsystem dargestellt. Auf den Einfluss von Rissen auf die Charakteristik der Last-Verschiebungskurven von Einzelverbunddübeln wird nicht eingegangen. Dies wird ausführlich in Meszaros (2002) diskutiert.

Die mittleren Verbundfestigkeiten für ungerissenen Beton liegen zwischen den Werten $\tau_{u,eng,Mörtel WW} = 24,5 \text{ N/mm}^2$ und $\tau_{u,eng,Mörtel HR} = 32,9 \text{ N/mm}^2$ und für gerissenen Beton zwischen $\tau_{u,eng,cr,Mörtel WW} = 15,0 \text{ N/mm}^2$ und $\tau_{u,eng,cr,Mörtel HR} = 22,2 \text{ N/mm}^2$.

Die mittleren bezogenen Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit der Mörtelsysteme für gerissenen und ungerissenen Beton ($\tau_{u,eng,cr}/\tau_{u,eng}$) zeigen eine deutliche Abnahme der Verbundfestigkeiten infolge des Risses (Bild 10.6). Die Verhältniswerte $\tau_{u,eng,cr}/\tau_{u,eng}$ liegen zwischen 0,61 und 0,67, im Mittel bei 0,64. Die annähernd identischen Verhältniswerte lassen vermuten, dass die Abnahme der Verbundfestigkeit von Einzelverbunddübeln in gerissemem Beton unabhängig vom verwendeten Mörtelsystem ist. Um dies endgültig zu beurteilen, bedarf es jedoch einiger Vorüberlegungen die im Folgenden erläutert werden.

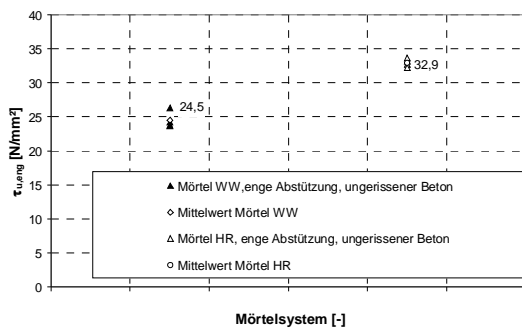


Bild 10.4 Aus experimentellen Ergebnissen berechnete Verbundfestigkeiten von Einzelverbunddübeln für verschiedene Mörtelsysteme in ungerissemem Beton und enger Abstützung (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

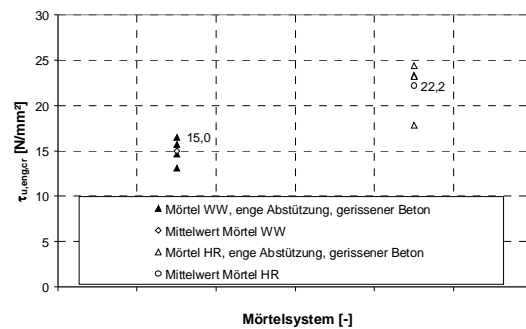


Bild 10.5 Aus experimentellen Ergebnissen berechnete Verbundfestigkeiten von Einzelverbunddübeln für verschiedene Mörtelsysteme in gerissemem Beton ($\Delta w \sim 0,3 \text{ mm}$) und enger Abstützung (M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$)

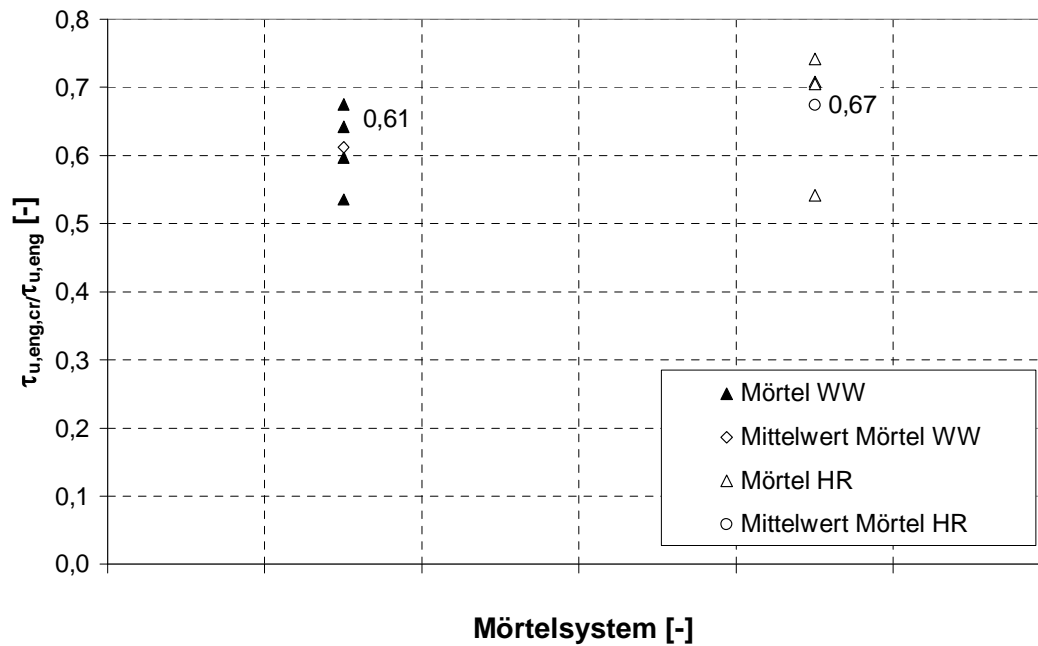


Bild 10.6 Bezogen Verbundfestigkeiten $\tau_{u,eng,cr}/\tau_{u,eng}$ von Einzelverbunddübeln mit zwei Mörtelsystemen in gerissenem Beton, ($\Delta w \sim 0,3$ mm, M12, $h_{ef}/d = 5$, $f_{cc} = 25$ N/mm², Mörtel WW und Mörtel HR)

10.2.3.1.1 Theoretischer Ansatz

Die Verbundfestigkeit eines Einzelverbunddübels in ungerissenem Beton $\tau_{u,eng}$ setzt sich theoretisch aus zwei Verbundanteilen zusammen, die über die ungerissenen Seiten ($\tau_{u,eng,links}$, $\tau_{u,eng,rechts}$) übertragen werden (Bild 10.7a). Es gilt Gl. (10.2).

$$\tau_{u,eng} = \tau_{u,eng,links} + \tau_{u,eng,rechts} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (10.2)}$$

$$\tau_{u,eng,links} = \tau_{u,eng,rechts} = \frac{\tau_{u,eng}}{2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (10.3)}$$

Werden die Annahmen auf gerissenen Beton übertragen, setzt sich die mittlere Verbundfestigkeit in gerissenem Beton $\tau_{u,eng,cr}$ ebenfalls aus zwei Verbundanteilen zusammen wobei ein Teil über die gerissene Seite $\tau_{u,eng,rechts,cr}$ und der andere Anteil über die ungerissene Seite $\tau_{u,eng,links}$ übertragen wird (Bild 10.7b). Es gilt Gl. (10.4).

$$\tau_{u,eng,cr} = \tau_{u,eng,links} + \tau_{u,eng,rechts,cr} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (10.4)}$$

Zudem haben die numerischen Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelverbunddübeln in der Fläche in gerissenem Beton gezeigt, dass sowohl bei der Versagensart Herausziehen als auch der Versagensart Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit eine Störung des rotationssymmetrischen Spannungs-

zustandes zu berücksichtigen ist. Die Störung des Spannungszustandes wirkt sich sowohl auf den Verbundanteil der gerissenen als auch der ungerissenen Seite aus. Die Traglastreduzierung beträgt ca. 30% im Vergleich zum ungerissenen Zustand ($\psi_{cr}=0,7$). Daraus ergibt sich die mittlere Verbundfestigkeit in gerissenem Beton unter Berücksichtigung der Verbundanteile und der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes nach Gl. (10.5).

$$\tau_{u,eng,cr} = \psi_{cr} \cdot (\tau_{u,eng,links} + \tau_{u,eng,rechts,cr}) \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (10.5)}$$

mit

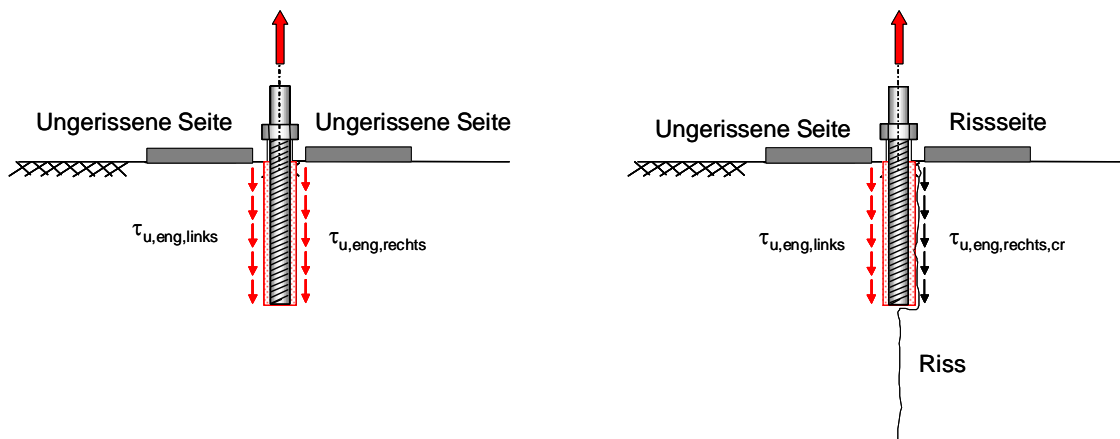
$$\psi_{cr} = 0,7 \quad [-]$$

Die Werte $\tau_{u,eng,cr}$ und $\tau_{u,eng}$ können in Ausziehversuchen mit enger Abstützung bestimmt werden. Liegen diese Werte vor, kann mittels Gl. (10.6) der Verbundanteil, der über die gerissene Seite übertragen wird, berechnet werden. Dieser Anteil entspricht der tatsächlichen Reduzierung des Verbundes infolge eines Risses im Beton (Lösen des Verbundes zwischen Mörtel und Beton auf der gerissenen Seite).

$$\tau_{u,eng,rechts,cr} = \frac{\tau_{u,eng,cr}}{\psi_{cr}} - \tau_{u,eng,links} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. (10.6)}$$

mit

$$\tau_{u,eng,links} \text{ nach Gl. (10.3)} \quad [\text{N/mm}^2]$$



a) ungerissener Beton

b) gerissener Beton

Bild 10.7 Verbundanteile in ungerissenem und gerissenem Beton

In Tabelle 10.1 werden die Ergebnisse der eigenen und der von Simons (2006) durchgeführten Ausziehversuche mit enger Abstützung in ungerissenem und gerissenem ($w=0,3 \text{ mm}$) Beton ausgewertet. Die Verbundfestigkeit, die auf der gerissenen Seite vorhanden ist, wurde nach

Gl. (10.6) berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 10.1 dargestellt. Danach werden auf der Seite des Risses je nach Mörtelsystem ca. 30% bis 98% der für ungerissenen Beton geltenden Verbundfestigkeiten übertragen. Die Beeinflussung der Herausziehlast durch Risse im Beton ist also produktabhängig. Die Aussage in der Literatur, dass die Verbundfestigkeit in gerissenem Beton nur ca. 50% des Wertes im ungerissenen Beton beträgt ist also nicht allgemeingültig.

[N/mm ²]	Mörtel HR	Mörtel WW	Mörtel WW ¹⁾	Mörtel PZ ¹⁾	Mörtel HH ¹⁾
$\tau_{u,eng}$	32,9	24,5	12,8	8,8	13,3
$\tau_{u,eng,cr}$	22,1	14,9	8,2	3,96	9,1
$\tau_{u,eng,links}$ ²⁾	16,5	12,3	6,4	4,4	6,7
$\tau_{u,eng,rechts,cr}$ ³⁾	15,1	9,0	5,3	1,3	6,4
$\tau_{u,eng,rechts,cr}^3 / \tau_{u,eng,links}$ ²⁾	0,91	0,73	0,82	0,29	0,95

¹⁾ Versuche von Simons (2006), d= 20 mm, eingemörtelte Bewehrungsstäbe, enge Abstützung, gerissener Beton (w= 0,3mm)

²⁾ $\tau_{u,eng,links} = \tau_{u,eng} / 2$

³⁾ $\tau_{u,eng,rechts,cr}$ nach Gl. (10.6)

Tabelle 10.1 Experimentell gemessene Verbundfestigkeiten verschiedener Mörtelsysteme und berechneter rissseitiger Verbundanteil.

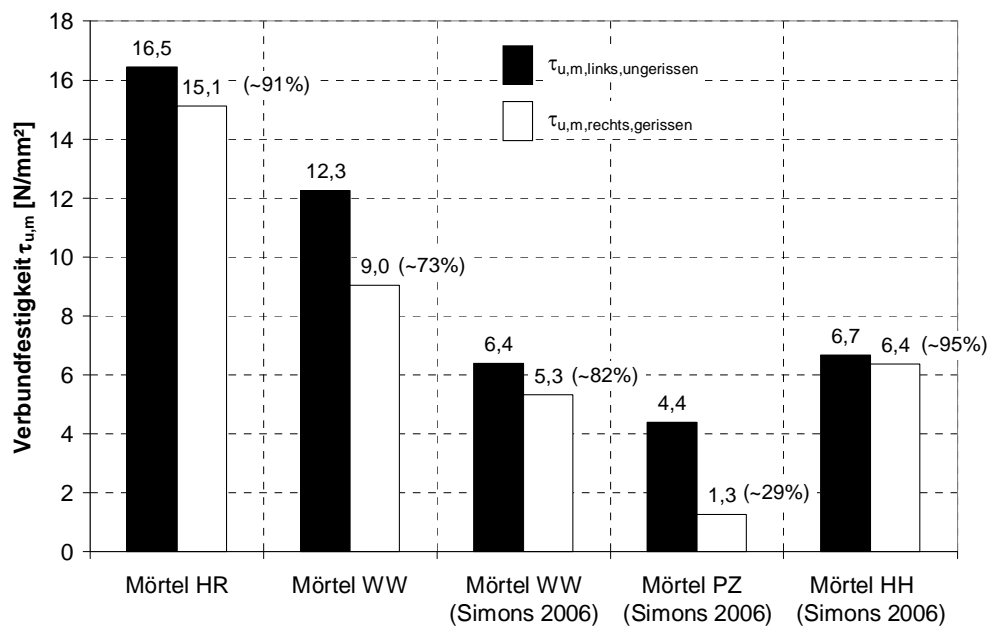


Bild 10.8 Nach

Gl. (10.6) mittlere berechnete Verbundanteile verschiedener Mörtelsysteme in gerissenem Beton (w= 0,3 mm)

10.2.4 Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit und Herausziehen

10.2.4.1 Einfluss der Abstützweite

Bild 10.9 zeigt den Einfluss der Abstützung $\alpha_{Abstützung}$ (α_{setup}) in Abhängigkeit des Verhältniswertes $\tau_{u,eng} / \tau_{u,max}$ ($\tau_{u,max}$ nach Gl. (6.11)) bzw. $\tau_{u,eng,cr} / \tau_{u,max,cr}$ ($\tau_{u,max,cr}$ nach Gl. (10.1)) für gerissenen und ungerissenen Beton. Für einen Verhältniswert

$\tau_{u,eng}/\tau_{u,max}= 1,0$ bzw. $\tau_{u,eng,cr}/\tau_{u,max,cr}= 1,0$ entspricht die Verbundfestigkeit des Mörtelsystems gerade dem Wert, der notwendig ist, um die Betonzugtragfähigkeit des Betons auszunutzen. Für einen Verhältniswert $\tau_{u,eng}/\tau_{u,max}< 1,0$ ($\tau_{u,eng,cr}/\tau_{u,max,cr}< 1,0$) muss mit einem Herausziehen des Verbunddübels unabhängig von der Abstützweite gerechnet werden. Aus Bild 10.9 ist zu entnehmen, dass der Einfluss der Abstützweite für die Versagensart Herausziehen in gerissenem Beton ca. 7% größer ist als in ungerissenem Beton ($\alpha_{setup}/\alpha_{setup,cr}= 0,75/0,7\sim 1,07$). Der Einfluss der Abstützsituation auf die Verteilung der Verbundspannung und der damit zusammenhängenden Beurteilung der Höchstlast bzw. der Verbundfestigkeit für ungerissenen Beton wurde ausführlich in Kapitel 6.2.4 erläutert. Diese Erkenntnisse können ohne weitere Untersuchungen auf gerissenen Beton übertragen werden. Im Vergleich zum ungerissenen Beton beeinflusst eine enge Abstützung in gerissenem Beton zusätzlich die Rissöffnung im oberflächennahen Bereich. Dies zeigt Bild 10.10, in dem die Herausziehlast von zugbeanspruchten Verbunddübeln in Abhängigkeit der Rissöffnung für weite und enge Abstützung dargestellt ist ($d= 12$ mm, $h_{ef}/d=5$, Mörtel HR und Mörtel WW). Bei enger Abstützung werden bereits vor Erreichen der Höchstlast kleinere Rissbreiten als mit weiter Abstützung gemessen. Dies führt zu einem größeren Einfluss zwischen enger und weiter Abstützung auf die Verbundfestigkeit für gerissenen Beton im Vergleich zu ungerissenem Beton. Der Einfluss der Abstützweite kann mittels Gl. (10.7) berechnet werden. Mit Gl. (10.7) ist es möglich, die Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems mit der versuchstechnisch einfacheren engen Abstützung zu bestimmen und daraus die tatsächliche Verbundfestigkeit des Mörtelsystems bei weiter Abstützung zu berechnen.

$$\tau_{u,weit} = \alpha_{Abstützung} \cdot \tau_{u,eng} \quad \text{Gl. (10.7)}$$

mit

$\tau_{u,weit}$	= Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems bei weiter Abstützung der und der Versagensart Herausziehen [N/mm ²]
$\alpha_{Abstützung}$	= Einfluss der Abstützweite auf die Verbundfestigkeit eines Mörtelsystems = 0,75 [-] (ungerissener Beton) = 0,70 [-] (gerissener Beton)
$\tau_{u,eng}$	= Verbundfestigkeit ermittelt an Auszugsversuchen mit enger Abstützung [N/mm ²]

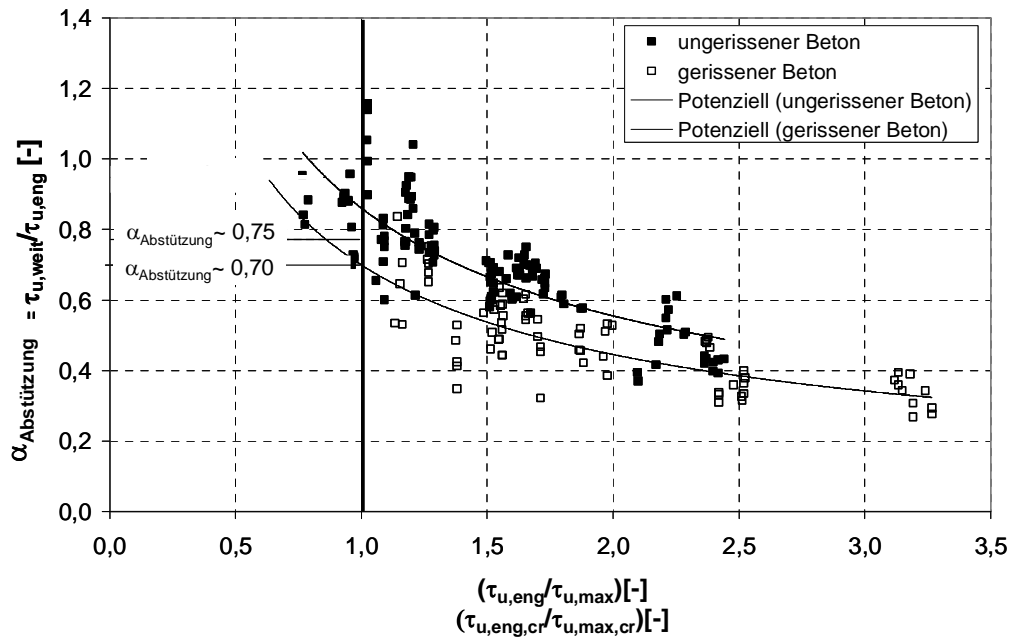
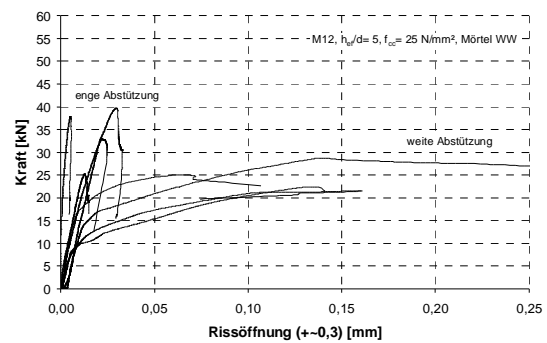
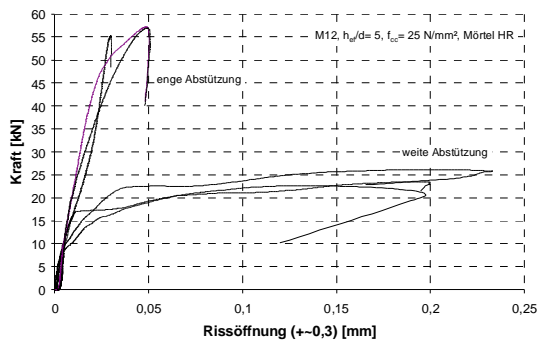


Bild 10.9 Einfluss der Abstützung in ungerissenem und gerissenem Beton als Funktion des Verhältniswertes $(\tau_{u,eng}/\tau_{u,max})$ bzw. $(\tau_{u,eng,cr}/\tau_{u,max,cr})$



a) M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel HR

b) M12, $h_{ef}/d=5$, $f_{cc}=25$ N/mm², Mörtel WW

Bild 10.10 Einfluss der Abstützungssituation auf die Rissöffnung, enge und weite Abstützung

11 Berechnungsmodell

Die numerisch und experimentell erläuterten Ergebnisse und deren Diskussion zeigen, dass Verbunddübel sowohl durch Herausziehen versagen als auch die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen können. Die unterschiedlichen Versagensarten müssen rechnerisch durch unterschiedliche geometrische und materialspezifische Parameter erfasst werden. Die Herleitung der folgenden Gleichungen wurde ausführlich in den vorherigen Kapiteln erläutert und begründet. Abweichend von den bisherigen Erläuterungen werden im Folgenden Vereinfachungen vorgenommen, um im Vorfeld zu garantieren, dass das Bemessungsmodell vom Anwender akzeptiert wird. Weiterhin wird von nun an von der Bezeichnung Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit abgesehen. Diese wird im Folgenden als Betonausbruch bezeichnet, da dies in der Praxis der gängige Begriff zur Bezeichnung der Versagensart von Kopfbolzen und Metallspreizdübeln ist.

Für die Berechnung der mittleren Höchstlast von Verbunddübeln müssen zwei Nachweise geführt werden (Gl. (11.1)), wobei die kleinere Höchstlast maßgebend ist: Der Nachweis für die Versagensart Herausziehen gemäß Gl. (11.2), sowie der Nachweis für die Versagensart Betonausbruch nach Gl. (11.3), der analog zum CC-Verfahren für Metallspreizdübel geführt werden kann. Gl. (11.2) und Gl. (11.3) gelten für Verankerungstiefen von $h_{ef} > 60$ mm.

Das Berechnungsmodell für Verbunddübel in Beton unter Zugbelastung geht zunächst von zwei Grundgleichungen aus, in der die mittlere Höchstlast $N_{u,c}^0$ (Betonausbruch) bzw. $N_{u,p}^0$ (Herausziehen) für einen Einzelverbunddübel in der Fläche mit dem Verhältnis der projizierten Flächen und einem Abminderungsfaktor für den Randeinfluss $\psi_{s,N}$ (Betonausbruch Gl. (11.3d)) bzw. $\psi_{s,Np}$ (Herausziehen Gl. (11.2f)) multipliziert wird. Die erforderliche Fläche zur Bildung eines vollständigen Ausbruchkörpers $A_{c,N}^0$ (Betonausbruch Gl. (3.6)) bzw. die notwendige Fläche für einen ungestörten Spannungszustand $A_{p,N}^0$ (Herausziehen Gl. (3.6) mit $s_{cr,N} = s_{cr,Np}$) wird darin als Grundfläche einer Pyramide mit der Höhe h_{ef} und einer Länge der Basisseiten $2c_{cr,N}$ (Betonausbruch) bzw. $2c_{cr,p}$ (Herausziehen) idealisiert. Ab einem Randabstand von $c_{cr,N}$ (Betonausbruch), bzw. $c_{cr,Np}$ (Herausziehen) bildet sich ein vollständiger Betonausbruchkörper bzw. ein ungestörtes Druckspannungsfeld aus und die Höchstlast des Einzelverbunddübels entspricht der Tragfähigkeit in der Fläche. Der Abminderungsfaktor $\psi_{s,N}$ bzw. $\psi_{s,Np}$ berücksichtigt zusätzlich die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes infolge eines Randeinflusses. Der Nachweis für Betonausbruch bzw. Herausziehen unterscheidet sich in der Berechnung des charakteristischen Achsabstandes bzw. Randabstandes und der mittleren Höchstlast des Einzelverbunddübels. Für die Versagensart Betonausbruch erfolgt die Berechnung der Betonausbruchlast nach Gl. (11.3a). Für die Versagensart Herausziehen erfolgt die Berechnung mittels dem uniform-bond-model (Gl. (11.2a)). Zusätzlich muss bei der Berechnung der Betonausbruchlast mit einem von der Verankerungstiefe abhängigen charakteristischen Achs- bzw. Randabstand ($s_{cr,N} = 3h_{ef}$) gerechnet werden. Bei der Berechnung der Herausziehlust ist der

charakteristische Achs- bzw. Randabstand hingegen vom Ankerstangendurchmesser, der Verbundfestigkeit des Mörtels und der Betondruckfestigkeit abhängig (Gl. 11.2b)).

Bisher liegen ausschließlich numerische Ergebnisse zum Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Wert des charakteristischen Achsabstandes für die Versagensart Herausziehen vor. Aus diesem Grund wird die Berechnung des charakteristischen Achsabstandes nach Gl. (11.2b) vorgeschlagen, bei der die Betondruckfestigkeit – gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm – konstant mit $f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2$ angesetzt wird. Im Gegensatz zu Gl. (8.3) wird die Potenz des Verhältniswertes ($\tau_u/25 \text{ N/mm}^2$) auf 0,5 abgerundet. Dies erfolgt ausschließlich, um eine rechnerische Vereinfachung zu erreichen. Für den Nachweis gegen Herausziehen wird im Vergleich zu den bekannten Faktoren aus dem CC-Verfahren ein Faktor $\psi_{g,Np}$ eingeführt (Gl. (11.2d)). Dieser berücksichtigt, dass bei Gruppenbefestigungen mit einem theoretischen Achsabstand von $s = 0$, die Höchstlast im Mittel das $n^{0,5}$ ($n = \text{Anzahl der Einzelverbundübel einer Gruppe}$) der Höchstlast eines Einzelverbunddübels entspricht. Mit zunehmender Verbundfestigkeit und zunehmendem Verhältnis $s/s_{cr,Np}$ nimmt der Faktor $\psi_{g,N}$ bis auf den Wert 1 ab.

Werden Verbunddübel in gerissenem Beton gesetzt, muss bei der Berechnung der Betonausbruchlast von Verbunddübeln die Abminderung der Betonausbruchlast mit einem zusätzlichen Rissfaktor $\psi_{cr} = 0,7$ berücksichtigt werden. Die Herausziehlust von Verbunddübeln ist produktabhängig und muss in gerissenem Beton bestimmt werden. Sie liegt innerhalb der in Kapitel 9 genannten Grenzen. Bei der Berechnung des charakteristischen Achsabstandes $s_{cr,Np}$ bzw. $s_{cr,N}$ ist unabhängig von der Versagensart der für ungerissenen Beton angesetzte Wert zu verwenden.

Im Kapitel 12 wird das Berechnungsmodell zum Bemessungsmodell weiterentwickelt, die einzelnen Faktoren detailliert erklärt, wobei zusätzliche Randbedingungen berücksichtigt werden.

$$N_u = \min\{N_{u,p}; N_{u,c}\} \text{ [N]} \quad \text{Gl. (11.1)}$$

Herausziehen

Die mittlere Höchstlast eines Verbunddübels oder einer Gruppenbefestigung mit Verbunddübeln bei der Versagensart Herausziehen $N_{u,p}$ kann nach Gl. (11.2) berechnet werden.

$$N_{u,p} = N_{u,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \text{ [N]} \quad \text{Gl. (11.2)}$$

mit

a) mittlere Höchstlast eines Einzelverbunddübels

Die mittlere Höchstlast eines Einzelverbunddübels ohne Einfluss von Achs- und Randabständen bei der Versagensart Herausziehen $N_{u,p}^0$ in ungerissenem bzw. gerissenem ergibt sich zu:

$$N_{u,p}^0 = \tau_u \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (11.2a)}$$

mit

$\tau_{u,ungr}$	=	mittlere Verbundfestigkeit in ungerissenem Beton [N/mm ²]
$\tau_{u,gr}$	=	mittlere Verbundfestigkeit in gerissenem Beton [N/mm ²]
d	=	Durchmesser der Gewindestange [mm]
h_{ef}	=	Verankerungstiefe [mm]

b) Einfluss von Achs- und Randabständen

Der Einfluss von Achsabständen einer Gruppenbefestigung auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Verhältniswert $A_{p,N} / A_{p,N}^0$ berücksichtigt, wobei

$A_{p,N}^0$ = projizierte Fläche eines Einzelverbunddübels mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird das durch Verbund sich ausbildende Druckspannungsfeld als Pyramide mit einer Höhe h_{ef} und mit einer Länge der Basisseiten $s_{cr,Np}$ idealisiert.

$$= s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} \quad [\text{mm}^2] \quad s_{cr,Np} \text{ nach Gl. (11.2b)}$$

$A_{p,N}$ = projizierte Fläche des Einzelverbunddübels auf der Betoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Bereiche benachbarter Befestigungen ($s \leq s_{cr,Np}$) sowie durch Bauteilränder ($c \leq c_{cr,Np}$) [mm²]

mit

$$s_{cr,Np} = 33 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{u,ungr}}{25} \right)^{0,5} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{u,ungr}}{10} \right) \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (11.2b)}$$

$$c_{cr,Np} = s_{cr,Np} / 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (11.2c)}$$

c) Einfluss der wirksamen Verbundfläche

Der Faktor $\psi_{g,Np}$ berücksichtigt die Zunahme der Verbundfläche von zwei oder mehreren Verbunddübeln. Dabei ist die Verbundfläche der Gruppenbefestigung größer als die eines Einzelverbunddübels. Die Zunahme der Verbundfläche kommt nur teilweise zur Wirkung, weil Anteile der Oberfläche durch benachbarte

Verbunddübel verdeckt werden. Bei rechteckiger Anordnung kann die wirksame Verbundfläche nach Gl. (11.2d) berechnet werden.

$$\psi_{g,N} = \psi_{g,N}^0 + \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} (1 - \psi_{g,N}^0) \quad [-] \quad \text{Gl. (11.2d)}$$

mit

$$\psi_{g,N}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_u}{\tau_{u,max}} \right)^{1,5} \quad [-] \quad \text{Gl. (11.2e)}$$

N	=	Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe [-]
s	=	Achsabstand [mm]
s _{cr,Np}	=	charakteristischer Achsabstand [mm]
τ _{u,max,uncr}	=	mittlere maximal Verbundfestigkeit in ungerissenem Beton nach Gl. (6.11) [N/mm ²]
τ _{u,max,cr}	=	mittlere maximal Verbundfestigkeit in gerissenem Beton nach Gl. (6.11) multipliziert mit dem Rissbeiwert α _{cr} = 0,7 [N/mm ²]
τ _{u,uncr}	=	mittlere Verbundfestigkeit in ungerissenem Beton [N/mm ²]
τ _{u,cr}	=	mittlere Verbundfestigkeit in gerissenem Beton [N/mm ²]

d) Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes

Der Einflussfaktor ψ_{s,Np} berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder. Bei mehreren Bauteilrändern (z.B. bei Verbunddübeln in der Bauteilecke oder in einem schmalen Bauteil) ist der kleinste Randabstand c in Gl. (11.2f) einzusetzen.

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,0 \quad [-] \quad \text{Gl. (11.2f)}$$

mit

c_{cr,Np} siehe Gl. (11.2c)

Betonausbruch

Die mittlere Höchstlast eines Einzelverbunddübels bzw. einer Verbunddübelgruppe bei der Versagensart Betonausbruch kann nach Gl. (11.3) berechnet werden.

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \quad [N] \quad \text{Gl. (11.3)}$$

Nachfolgend werden die einzelnen Faktoren von Gl. (11.3) angegeben.

a) mittlere Höchstlast eines Einzelverbunddübels

Die mittlere Höchstlast eines Einzelverbunddübels bzw. einer Verbunddübelgruppe mit großen Achs- und Randabständen im ungerissenen Beton ergibt sich nach Gl. (11.3a) mit $k_{u,uncr} = 13,5$. Sie beträgt:

$$N_{u,c}^0 = k_u \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{cc}^{0,5} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (11.3a)}$$

$$k_{u,uncr} = 13,5 \quad [-]$$

In gerissenem Beton ergibt sich $N_{u,c}^0$ aus Gl. (11.3a) mit $k_{uncr} = 13,5$, multipliziert mit dem Rissbeiwert $\psi_{cr} = 0,7$. Er beträgt:

$$k_{u,cr} = 9,5 \quad [-]$$

mit

$$f_{cc} = \text{Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Prüfung, gemessen an Würfeln mit 200mm Kantenlänge} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$h_{ef} = \text{Verankerungstiefe} \quad [\text{mm}]$$

b) Einfluss von Achs- und Randabständen

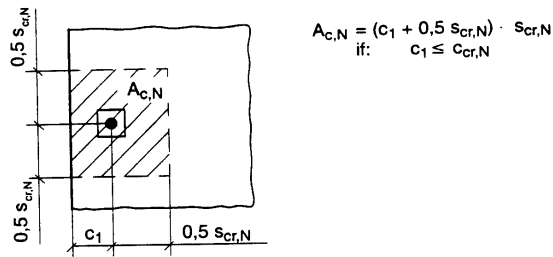
Der Einfluss von Achsabständen einer Gruppenbefestigung auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Verhältniswert $A_{c,N} / A_{c,N}^0$ berücksichtigt, wobei

$$\begin{aligned} A_{c,N}^0 &= \text{projizierte Fläche eines Einzelverbunddübels mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird der Ausbruchkörper als Pyramide mit einer Höhe } h_{ef} \text{ und mit einer Länge der Basisseiten } s_{cr,N} = 3h_{ef} \text{ idealisiert.} \\ &= s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} = 9h_{ef}^2 \quad [\text{mm}^2] \end{aligned}$$

$$A_{c,N} = \text{vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers des Verbunddübels auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen } (s \leq s_{cr,N}) \text{ sowie durch Bauteilränder } (c \leq c_{cr,N}). \text{ Beispiele für die Berechnung von } A_{c,N} \text{ zeigt Bild 12.1}$$

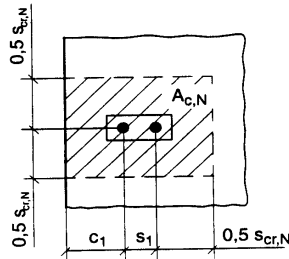
$$s_{cr,N} = 3h_{ef} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (11.3b)}$$

$$c_{cr,N} = s_{cr,N}/2 = 1,5h_{ef} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (11.3c)}$$



$$A_{c,N} = (c_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$

$$\text{if: } c_1 \leq c_{cr,N}$$



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$

$$\text{if: } c_1 \leq c_{cr,N}$$

$$s_1 \leq s_{cr,N}$$

Bild 11.1 Beispiele für projizierte Flächen $A_{c,N}$ von zugbeanspruchten Verbunddübeln

c) Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes

Der Einflussfaktor $\psi_{s,N}$ berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder. Bei mehreren Bauteilrändern (z.B. bei Verbunddübeln in der Bauteilecke oder in einem schmalen Bauteil) ist der kleinste Randabstand c in Gl. (11.3d) einzusetzen.

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 [-]$$

Gl. (11.3d)

$c_{cr,N}$ siehe Gl. 11.3c

11.1 Versuchsdatenbank

11.1.1 Allgemeines

In den vergangenen Jahren wurden überwiegend am Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) der Universität Stuttgart zahlreiche Forschungsarbeiten zum Tragverhalten und zur Bemessung chemischer Befestigungen durchgeführt. Es wurden Befestigungen mit Einzeldübeln und Dübelgruppen unter Verwendung von verschiedenen chemischen Mörteln in gerissenen und ungerissenen Betonbauteilen geprüft. Die Ergebnisse mit Einzelverbunddübeln am Rand und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln in der Fläche sind in Lehr (2003) zusammengefasst. Zusätzlich wurde die Datenbank mit Versuchsergebnissen aus der vorliegenden Arbeit ergänzt. Die Datenbank findet sich im Anhang E (Gruppenbefestigungen, experimentelle Ergebnisse), Anhang F (Einzelverbunddübel am Rand, experimentelle Ergebnisse), Anhang G (Gruppenbefestigungen, numerische Ergebnisse) und Anhang H (Einzelverbunddübel am Rand, numerische Ergebnisse).

11.1.2 Inhalt und Struktur der Datenbank

Die experimentellen Ergebnisse der Datenbank mit Gruppenbefestigungen basieren auf den Versuchsergebnissen verschiedener Autoren. Alle Versuchsergebnisse zu Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln sind in Lehr (2003) detailliert nach Autoren und den variierten Parametern angegeben. Eine Auswertung der Datensätze zeigt, dass die ursprüngliche Datenbank um einige Datensätze verringert werden musste. Dabei handelt es sich um Datensätze, bei denen die Versuchsergebnisse durch die Versagensart „Stahlbruch der Gewindestange“ oder „Spalten der Versuchskörper“ klassifiziert wurden, da diese Versagensarten durch eigene Nachweise erfasst werden. Weiterhin wurden Versuchsergebnisse, die in Versuchskörperhöhen von $h_{ef, Versuchskörper} < 2h_{ef}$ durchgeführt wurden und Versuchsergebnisse, bei denen ausschließlich die Mittelwerte der Höchstlasten ohne Variationskoeffizient angegeben waren, aus der Datenbank entfernt. Detaillierte Angaben zur Auswahl der Ergebnisse nach ingenieurmäßigen Kriterien finden sich in Appl/Eligehausen (2003).

Auf Basis der in Lehr (2003) angegebenen Datenbank ergibt sich nach den oben genannten Kriterien eine modifizierte Datenbasis nach Tabelle 11.1 und Tabelle 11.2.

Tabelle 11.1 enthält Versuchswerte von 9 Neunfachbefestigungen, 6 Sechsfachbefestigungen, 265 quadratischen Vierfachbefestigungen, 62 Zweifachbefestigungen. Tabelle 11.2 beinhaltet 133 Einzelverbunddübel am Bauteilrand.

Art	Anzahl Versuche n	Beton Druckfestigkeit		Durchmesser		Verankerungstiefe		Achsabstand								Verbundspannung	
		f_{cc}		d		h_{ef}		s		h_{ef}/d		s/h_{ef}		s/d		$\tau_{u,weit}^{1)}$	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Gruppen ^{*)}	439	19,6	63,9	8,0	24,0	48,0	288,0	38,1	384,0	4,0	16,0	0,3	3,0	3,8	20,0	6,0	21

¹⁾ Ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung

^{*)} Gruppen mit zwei (n= 62), vier Verbunddübeln (n=365), sechs (n=6) und neun (n=6) Verbunddübeln

Tabelle 11.1 Datensätze der Datenbank (Gruppenbefestigungen)

Art	Anzahl Versuche n	Beton Druckfestigkeit		Durchmesser		Verankerungstiefe		Randabstand								Verbundspannung	
		f_{cc}		d		h_{ef}		c		h_{ef}/d		c/h_{ef}		c/d		$\tau_{u,weit}^{1)}$	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Einzelverbunddübel am Rand	133	16,4	33,7	8,0	24,0	80,0	320,0	30,0	240,0	7,8	20,0	0,3	1,5	3,0	20,0	8,6	17,9

¹⁾ Ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung

Tabelle 11.2 Datensätze der Datenbank (Einzelverbunddübel am Rand)

11.2 Vergleich Versuch – Rechnung

Um einen zusammenfassenden Vergleich zwischen den nach dem Berechnungsmodell berechneten Höchstlasten $N_{u,Rech}$ (Gl. (11.1)), den experimentell $N_{u,Ex}$ und numerisch $N_{u,FE}$ ermittelten Höchstlasten zu erhalten, sind in Bild 11.2 bis Bild 11.5 die Verhältniswerte der experimentellen bzw. der numerischen Ergebnisse gegenüber den berechneten Ergebnissen für Gruppenbefestigungen und Einzelverbunddübel am Rand in Abhängigkeit verschiedener Parameter aufgetragen. Weiterhin sind die per Regressionsanalyse ermittelten Trendlinien eingezeichnet. Verlaufen diese Trendlinien horizontal und nahe bei dem Wert 1,0 wird der Einfluss des jeweils untersuchten Parameters auf die Höchstlast richtig beschrieben.

Die experimentellen Ergebnisse mit Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln in der Fläche (Bild 11.2) zeigen im Mittel eine gute Übereinstimmung mit dem Berechnungsmodell. Alle Parameter werden näherungsweise trendfrei erfasst, die Verhältniswerte liegen im Mittel bei 1,0 mit einem Variationskoeffizient von 15,7%, bei einer Anzahl von 439 Versuchsergebnissen.

Das Berechnungsmodell zeigt ebenfalls eine nicht trendfreie, aber konservative Übereinstimmung mit 184 numerisch ermittelten Höchstlasten von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln in der Fläche (Bild 11.3). Im Mittel liegen die Verhältniswerte bei 1,18 ($V= 16,0 \%$), weil die numerisch ermittelten charakteristischen Achsabstände kleiner als die experimentell ermittelten charakteristischen Achsabstände sind (Kapitel 8.3.2.5). Der Trend in Bild 11.3d für $\tau_{u,weit}$ ist auf die ungleichmäßige Anzahl der simulierten Verbundfestigkeiten zurückzuführen.

Ein Vergleich zwischen Berechnungsmodell und 133 experimentellen (Bild 11.4) bzw. 80 numerischen (Bild 11.5) Ergebnissen von Einzelverbunddübeln am Rand zeigen hingegen, dass die berechneten Ergebnisse um 30% über den numerischen oder experimentellen Ergebnissen liegen. Die Verhältniswerte liegen im Mittel sowohl für die numerischen als auch für die experimentellen Ergebnisse bei 1,3. Dies wird im Bezug auf die experimentellen Ergebnisse als akzeptabel angesehen, da das Berechnungsmodell überwiegend für kleine Randabstände konservative Höchstlasten liefert. In der Praxis können Zugspannungen aus Schwinden des Betons auftreten, wodurch die Höchstlast abnimmt.

Bei den numerischen Ergebnissen muss berücksichtigt werden, dass diese Versuchswerte enthalten, die zwar numerisch nicht jedoch experimentell realisierbar sind oder nach den Anwendungsbestimmungen des Berechnungsmodells nicht zulässig sind. Dies gilt sowohl für theoretische Randabstände von $c= d$, als auch Verankerungstiefen von $h_{ef}= 30$ mm. Berücksichtigt man dies, kann das Berechnungsmodell als ausreichend sicher und brauchbar zur rechnerischen Beschreibung der Höchstlasten von Gruppenbefestigungen in der Fläche und Verbunddübeln am Rand angesehen werden.

Tabelle 11.3 enthält eine Zusammenstellung der Auswertung für alle experimentellen Ergebnisse mit Gruppenbefestigungen und Einzelverbunddübeln am Rand. Getrennt

nach Versuchen, bei denen rechnerisch Herausziehen bzw. Betonausbruch zu erwarten ist.

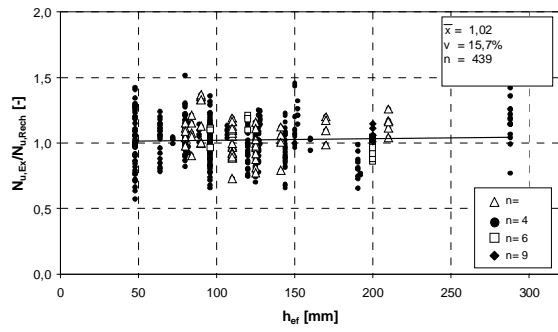
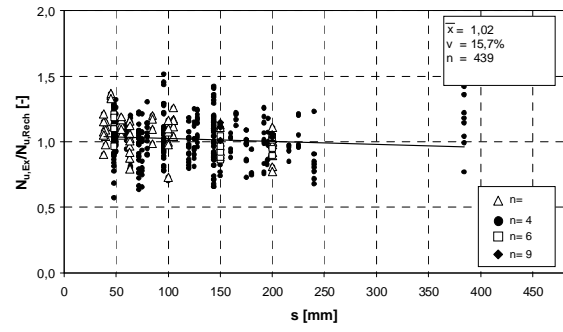
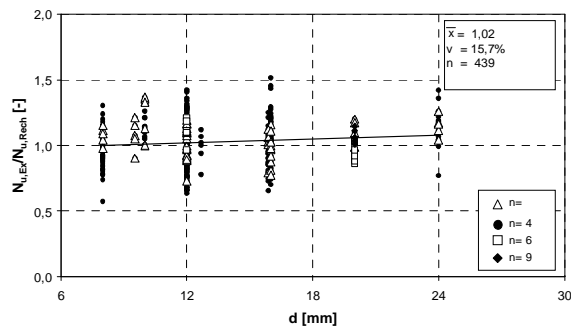
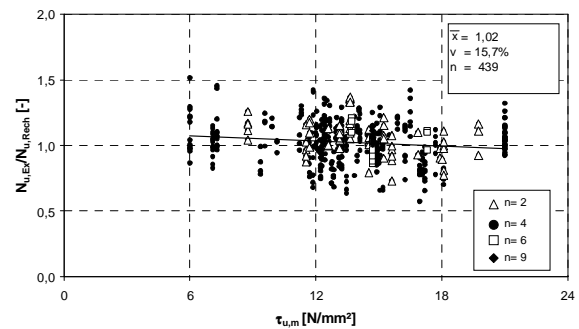
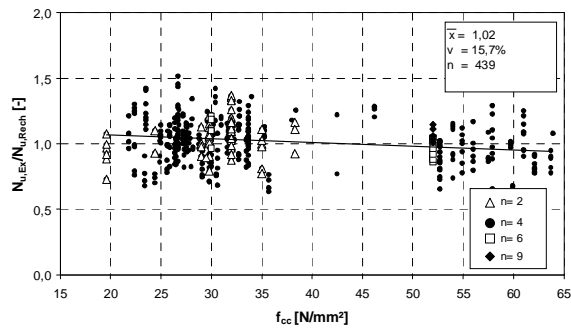
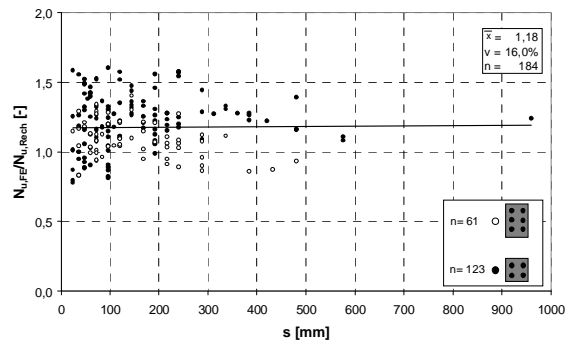
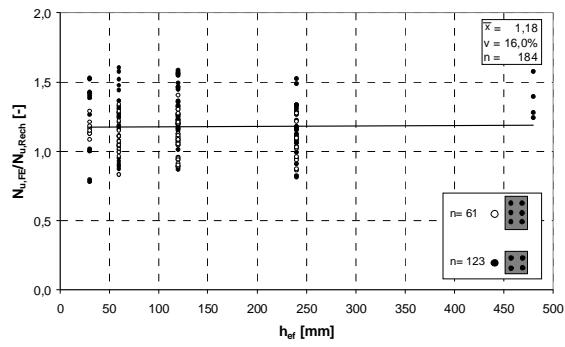
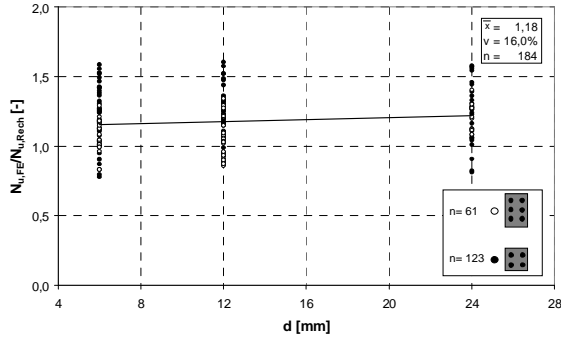
a) h_{ef} b) s c) d d) τ_u e) f_{cc}

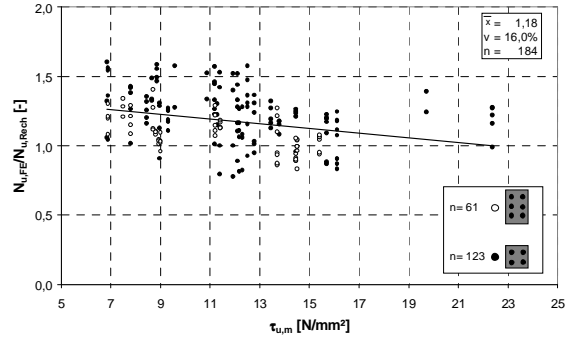
Bild 11.2 Verhältnswert $N_{u,Ex}/N_{u,Rech}$ in Abhängigkeit der Verankerungstiefe h_{ef} , des Achsabstandes s , des Durchmessers d , der mittleren Verbundspannung $\tau_{u,weit}$ und der Betondruckfestigkeit f_{cc} . Gruppenbefestigungen in ungerissenem Beton, experimentelle Ergebnisse



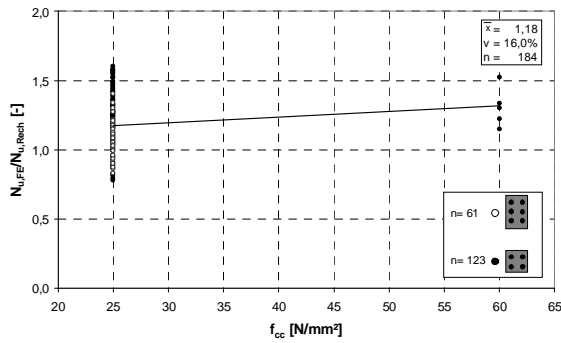
a) h_{ef}



b) s



c) d



d) $\tau_{u,weit}$

e) f_{cc}

Bild 11.3 Verhältniswert $N_{u,FE}/N_{u,Rech}$ in Abhängigkeit der Verankerungstiefe h_{ef} , des Achsabstandes s , des Durchmessers d , der mittleren Verbundspannung $\tau_{u,weit}$ und der Betondruckfestigkeit f_{cc} . Gruppenbefestigungen in ungerissenem Beton, experimentelle Ergebnisse

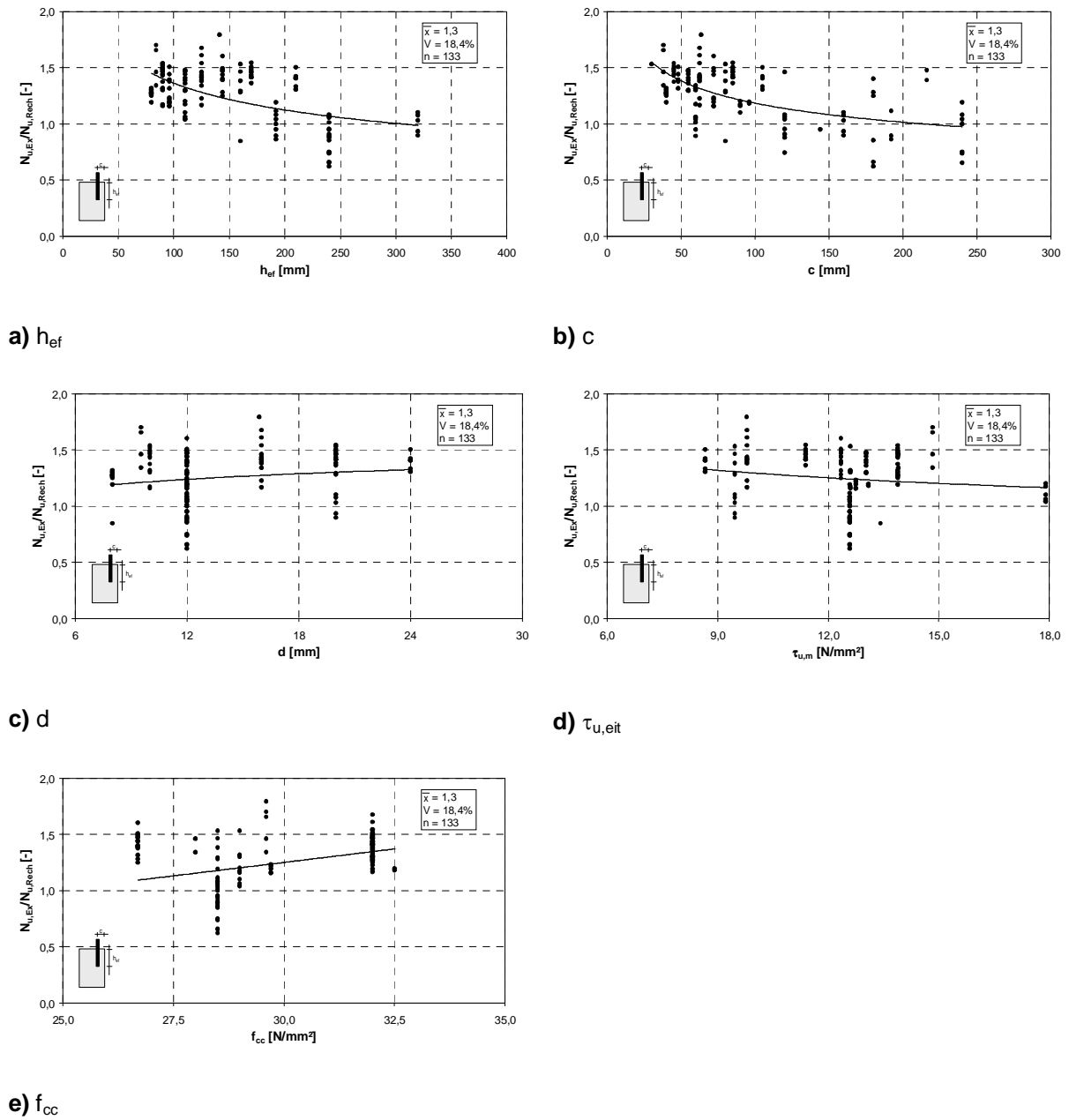


Bild 11.4 Verhältnswert $N_{u,Ex}/N_{u,Rech}$ in Abhängigkeit der Verankerungstiefe h_{ef} , des Randabstandes c , des Durchmessers d , der mittleren Verbundspannung $\tau_{u,weit}$ und der Betondruckfestigkeit f_{cc} . Einzelverbunddübel am Rand, experimentelle Ergebnisse

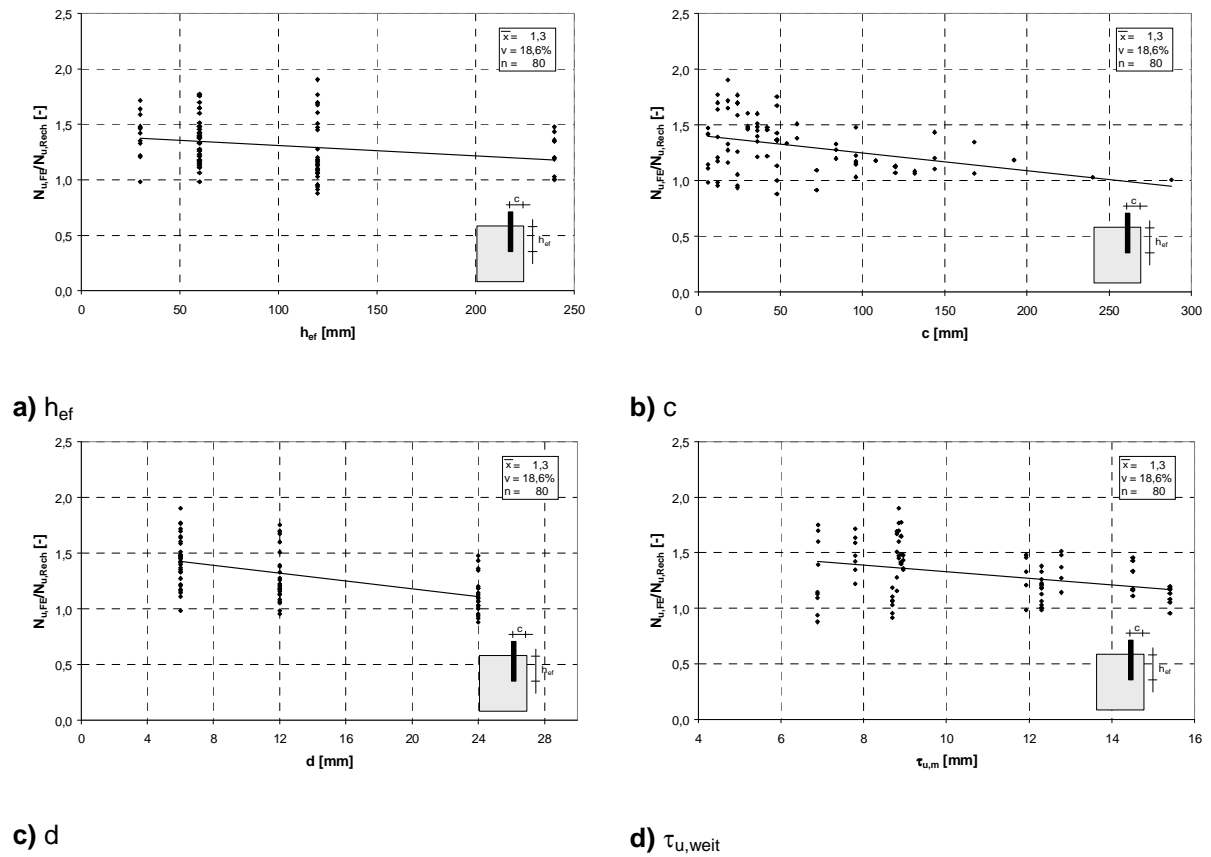


Bild 11.5 Verhältnswert $N_{u,FE}/N_{u,Rech}$ in Abhängigkeit der Verankerungstiefe h_{ef} , des Randabstandes c , des Durchmessers d und der mittleren Verbundspannung $\tau_{u,weit}$. Einzelverbunddübel am Rand, numerische Ergebnisse

Type		Herausziehen			Betonausbruch			Herausziehen und Betonausbruch		
		n [-]	x [-]	v [%]	n [-]	x [-]	v [%]	n [-]	x [-]	v [%]
Gruppenbefestigungen	$N_{u,test}/N_{u,rech}$	392	1,02	15,13	47	1,01	15,8	439	1,02	15,7
Einzelverbunddübel am Rand	$N_{u,test}/N_{u,rech}$	133	1,3	18,4	-	-	-	133	1,3	18,4

Tabelle 11.3 Vergleich der gemessenen Höchstlasten mit den berechneten Höchstlasten nach Gl. (11.1)

12 Bemessung von Verbunddübeln unter Zuglast

12.1 Allgemeines

Ziel dieser Arbeit ist es, ein anwenderfreundliches, verständliches und ausreichend sicheres Bemessungsmodell für Verbunddübel unter Zuglast zu entwickeln, das das Tragverhalten wirklichkeitsnah beschreibt und die wesentlichen Einflussparameter auf die Höchstlast von Einzelverbunddübeln bzw. Verbunddübelgruppen berücksichtigt. Das Bemessungsmodell beruht auf dem CC-Verfahren. Auf die wesentlichen Unterschiede zum CC-Verfahren für Kopf- und Metallspreizdübel wird im Folgenden eingegangen.

Die Bemessung von Verbunddübeln erfolgt nach EC 2 (2005) auf Grundlage des Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten. Die Bemessung beruht auf dem Nachweis, dass bestimmte Grenzzustände (Zustand, bei dem ein Tragwerk die Entwurfsanordnung gerade noch erfüllt) nicht überschritten werden. Dabei ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Einhaltung von Gl. (12.1) nachzuweisen

$$E_d \leq R_d \quad \text{Gl. (12.1)}$$

mit

E_d = Bemessungswert der Einwirkung
 R_d = Bemessungswert des Widerstandes

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

$$R_d = N_{Rk} / \gamma_M \quad \text{Gl. (12.2)}$$

mit

N_{Rk} = charakteristischer Widerstand
 γ_M = Teilsicherheitsbeiwert

$$\gamma_{Mc} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \quad \text{Gl. (12.3)}$$

γ_{Mc} = Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck nach Eurocode 2
 = 1,5
 γ_1 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der
 Betonzugfestigkeit
 = 1,0
 γ_2 = Montagesicherheitsbeiwert
 = 1,0 für Systeme mit hoher Montagesicherheit

- = 1,2 für Systeme mit normaler Montagesicherheit
- = 1,4 für Systeme mit niedriger, jedoch noch ausreichender Montagesicherheit

Der Montagesicherheitsbeiwert wurde aus den Ergebnissen der Versuche zur Überprüfung der Empfindlichkeit gegenüber Montageeinflüssen abgeleitet und in der Europäischen Technischen Zulassung angegeben. Der Teilsicherheitsbeiwert wurde auf $\gamma_1 = 1,0$ reduziert werden, weil bei der ursprünglichen Ableitung des Materialsicherheitsbeiwertes (Bergmeister (1989), CEB (1994)) eine niedrigere Versagenswahrscheinlichkeit angesetzt wurde, als nach EC 2 (2005) erforderlich ist.

12.2 Bemessungswert des Widerstandes

12.2.1 Herausziehen

Der charakteristische Widerstand eines Verbunddübels oder einer Gruppenbefestigung mit Verbunddübeln bei der Versagensart Herausziehen $N_{Rk,p}$ kann nach Gl. (12.4) berechnet werden.

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{re} \cdot \psi_{ec,Np} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (12.4)}$$

mit

a) Charakteristischer Widerstand eines Einzelverbunddübels

Der charakteristische Widerstand eines Einzelverbunddübels ohne Einfluss von Achs- und Randabständen bei der Versagensart Herausziehen $N_{Rk,p}^0$ in ungerissenem bzw. gerissenem Beton ergibt sich zu:

$$N_{Rk,p}^0 = \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad [\text{N}] \quad \text{Gl. (12.4a)}$$

mit

- $\tau_{Rk,uncr}$ = charakteristische Verbundfestigkeit in ungerissenem Beton. Sie ist im entsprechenden Zulassungsbescheid angegeben. $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- $\tau_{Rk,cr}$ = charakteristische Verbundfestigkeit in gerissenem Beton. Sie ist im entsprechenden Zulassungsbescheid angegeben $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- d = Durchmesser der Gewindestange $[\text{mm}]$
- h_{ef} = Verankerungstiefe $[\text{mm}]$

b) Einfluss von Achs- und Randabständen

Der Einfluss von Achsabständen einer Gruppenbefestigung auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Verhältniswert $A_{p,N} / A_{p,N}^0$ berücksichtigt, wobei

$A_{p,N}^0$ = projizierte Fläche eines Einzelverbunddübels mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird das durch Verbund sich ausbildende Druckspannungsfeld als Pyramide mit einer Höhe h_{ef} und mit einer Länge der Basisseiten $s_{cr,Np}$ idealisiert.

$A_{p,N}$ = projizierte Fläche des Einzelverbunddübels auf der Betoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Bereiche benachbarter Befestigungen ($s \leq s_{cr,Np}$) sowie durch Bauteilränder ($c \leq c_{cr,Np}$) [mm²]

mit

$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,uncr}}{7,5} \right)^{0,5} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (12.4b)}$$

$$c_{cr,Np} = s_{cr,Np} / 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Gl. (12.4c)}$$

c) Einfluss der wirksamen Verbundfläche

Der Faktor $\psi_{g,Np}$ berücksichtigt die Zunahme der Verbundfläche von zwei oder mehreren Verbunddübeln. Dabei ist die Verbundfläche der Gruppenbefestigung größer als die eines Einzelverbunddübels. Die Zunahme der Verbundfläche kommt nur teilweise zur Wirkung, weil Anteile der Oberfläche durch benachbarte Verbunddübel verdeckt werden. Bei rechteckiger Anordnung kann die wirksame Verbundfläche nach Gl. (12.4d) berechnet werden.

$$\psi_{g,N} = \psi_{g,N}^0 + \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} (1 - \psi_{g,N}^0) \quad [-] \quad \text{Gl. (12.4d)}$$

mit

$$\psi_{g,N}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,max}} \right)^{1,5} \quad [-] \quad \text{Gl. (12.4d}_1\text{)}$$

N = Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe [-]

s = Achsabstand [[mm]

$s_{cr,Np}$ = charakteristischer Achsabstand [mm]

$\tau_{Rk,max,uncr}$	=	maximale charakteristische Verbundfestigkeit in ungerissenem Beton. Sie ist im Zulassungsbescheid angegeben [N/mm ²]
$\tau_{Rk,max,cr}$	=	maximal charakteristische Verbundfestigkeit in gerissenem Beton. Sie ist im Zulassungsbescheid angegeben. [N/mm ²]
$\tau_{Rk,uncr}$	=	charakteristische Verbundfestigkeit in ungerissenem Beton. Sie ist im entsprechenden Zulassungsbescheid angegeben. [N/mm ²]
$\tau_{Rk,cr}$	=	charakteristische Verbundfestigkeit in gerissenem Beton. Sie ist im entsprechenden Zulassungsbescheid angegeben. [N/mm ²]

d) Einfluss einer dichten Bewehrung

Der Schalenabplatzfaktor berücksichtigt den Einfluss einer dichten Bewehrung, bei der sich Zugspannungen aus der Verbundwirkung der Bewehrungsstäbe mit denen aus Verbunddübeln überlagern. Dieser Faktor wurde aus Versuchen mit Hinterschnitt und drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln übernommen (Eligehausen/Fuchs/Lotze/Reuter (1989)). Für Verankerungstiefen von $h_{ef} < 100$ mm ergibt sich:

$$\psi_{re} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \quad [-] \quad \text{Gl. (12.4e)}$$

mit

$$h_{ef} = \text{Verankerungstiefe [mm]}$$

Ist im Bereich der Dübelbefestigung eine Bewehrung mit einem Achsabstand ≥ 150 mm vorhanden, darf unabhängig von der Verankerungstiefe (und jedem Durchmesser) oder mit einem Durchmesser ≤ 10 mm und einem Achsabstand ≥ 100 mm ein Schalenabplatzfaktor $\psi_{re,N} = 1$ angesetzt werden.

e) Einfluss einer exzentrischen Belastung

Der Einflussfaktor $\psi_{ec,Np}$ berücksichtigt eine Exzentrizität der Resultierenden der zugbeanspruchten Dübel einer Gruppe.

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,Np}}} \leq 1,0 \quad [-] \quad \text{Gl. (12.4f)}$$

mit

$$e_N = \text{Ausmitte der resultierenden Zugkraft der zugbeanspruchten Verbunddübel in Bezug auf deren geometrischen Schwerpunkt. [mm]}$$

Liegt eine Ausmitte in zwei Achsrichtungen vor, ist $\psi_{ec,Np}$ nach Gl. (12.4f) für jede Achsrichtung getrennt zu ermitteln und das Produkt aus beiden

Faktoren in Gl. (12.4f) einzusetzen. Dabei ist die Ausmitte auf den Schwerpunkt der zugbeanspruchten Verbunddübel zu beziehen. Der vorgeschlagene Ansatz für $\psi_{ec,Np}$ wurde in Anlehnung an den Durchstanznachweis bei exzentrisch beanspruchten Flachdecken gewählt (Moe (1961)). Er liegt nach den von Zhao (1993) durchgeführten Versuchen mit ausmittig belasteten Gruppen mit vier Kopfbolzen auf der sicheren Seite.

f) Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes

Der Einflussfaktor $\psi_{s,Np}$ berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder. Bei mehreren Bauteilrändern (z.B. bei Verbunddübeln in der Bauteilecke oder in einem schmalen Bauteil) ist der kleinste Randabstand c in Gl. (12.4g) einzusetzen.

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,0 \quad [-] \quad \text{Gl. (12.4g)}$$

mit

$c_{cr,Np}$ nach Gl. (12.4c)

12.2.2 Betonausbruch

Der charakteristische Widerstand eines Einzelverbunddübels bzw. einer Verbunddübelgruppe bei der Versagensart Betonausbruch kann nach Gl. (12.5) berechnet werden.

$$N_{RK,c} = N_{RK,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re} \cdot \psi_{ec,N} \quad [N] \quad \text{Gl. (12.5)}$$

Nachfolgend werden die einzelnen Faktoren von Gl. (12.5) angegeben.

a) Charakteristischer Widerstand eines Einzelverbunddübels

Der charakteristische Widerstand eines Einzelverbunddübels bzw. einer Verbunddübelgruppe mit großen Achs- und Randabständen im ungerissenen Beton ergibt sich aus Gl. (12.5a) mit $k = 13,5$, multipliziert mit dem Verhältnis der 5%-Fraktile zum Mittelwert der Versuchsergebnisse ($\sim 0,75$). Er beträgt:

$$N_{RK,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{cc}^{0,5} \quad [N] \quad \text{Gl. (12.5a)}$$

$$k_{RK,c} = 10,1 \quad [-]$$

In gerissenem Beton ergibt sich $N_{Rk,c,cr}^0$ aus Gleichung Gl. (12.5a) mit $k=13,5$, multipliziert mit dem Rissbeiwert $\psi_{cr}=0,7$ und dem Verhältnis der 5%-Fraktile ($\sim 0,75$) zum Mittelwert der Versuchsergebnisse. Er beträgt:

$$k_{Rk,c,cr} = 7,0 \quad [-]$$

mit

$$f_{cc} = \text{Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Prüfung, gemessen an Würfeln mit 200mm Kantenlänge} \quad [N/mm^2]$$

$$h_{ef} = \text{Verankerungstiefe} \quad [mm]$$

b) Einfluss von Achs- und Randabständen

Der Einfluss von Achsabständen einer Gruppenbefestigung auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Verhältnswert $A_{c,N} / A_{c,N}^0$ berücksichtigt, wobei

$$A_{c,N}^0 = \text{projizierte Fläche eines Einzelverbunddübels mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird der Ausbruchkörper als Pyramide mit einer Höhe } h_{ef} \text{ und mit einer Länge der Basisseiten } s_{cr,N} = 3h_{ef} \text{ idealisiert.}$$

$$= s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} = 9h_{ef}^2 \quad [mm^2]$$

$$A_{c,N} = \text{vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers des Verbunddübels auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen (} s \leq s_{cr,N} \text{) sowie durch Bauteilränder (} c \leq c_{cr,N} \text{). Beispiele für die Berechnung von } A_{c,N} \text{ zeigt Bild 12.1}$$

$$s_{cr,N} = 3h_{ef} \quad [mm] \quad \text{Gl. (12.5b)}$$

$$c_{cr,N} = s_{cr,N}/2 = 1,5h_{ef} \quad [mm] \quad \text{Gl. (12.5c)}$$

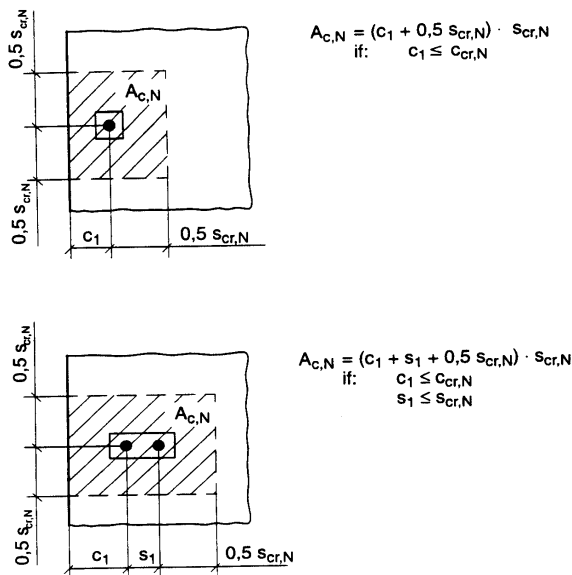


Bild 12.1 Beispiele für projizierte Flächen $A_{c,N}$ von zugbeanspruchten Verbunddübeln

c) Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes

Der Einflussfaktor $\psi_{s,N}$ berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder. Bei mehreren Bauteilrändern (z.B. bei Verbunddübeln in der Bauteilecke oder in einem schmalen Bauteil) ist der kleinste Randabstand c in Gl. (12.5d) einzusetzen.

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 [-] \quad \text{Gl. (12.5d)}$$

$c_{cr,N}$ nach Gl. (12.5c).

d) Einfluss einer dichten Bewehrung

Der Schalenabplatzfaktor berücksichtigt den Einfluss einer dichten Bewehrung, bei der sich Zugspannungen aus der Verbundwirkung der Bewehrungsstäbe mit denen aus Verbunddübeln überlagern. Dieser Faktor wird nach Gl. (12.4e) berechnet.

e) Einfluss einer exzentrischen Belastung

Der Einflussfaktor $\psi_{ec,Np}$ berücksichtigt eine Exzentrizität der Resultierenden der zugbeanspruchten Dübel einer Gruppe. Er wird nach Gl. (12.4f) berechnet wobei $s_{cr,Np}$ durch $s_{cr,N}$ ersetzt werden muss.

f) Sonderfälle

Wird bei Verbunddübeln der Ausbruchkörper durch drei oder mehr Bauteilkanten begrenzt, ergibt die Berechnung nach Gl. (12.5) Höchstlasten, die auf der sicheren Seite liegen (Eligehausen/Balogh/Fuchs/Breen (1992)).

Präzisere Ergebnisse erhält man, wenn die Verankerungstiefe h_{ef} für den zugehörigen Einzelverbunddübel durch Gl. (12.5e) ersetzt wird (Eligehausen/Mallée (2000)).

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef} \quad [mm] \quad \text{Gl. (12.5e)}$$

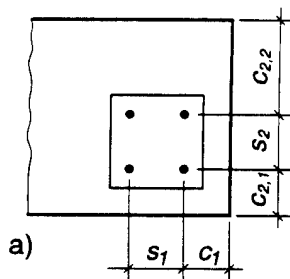
Für Gruppenbefestigungen ist h_{ef} auf den größeren Wert nach Gl. (12.5e₁) begrenzt.

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef} \quad \text{oder} \quad h'_{ef} = \frac{s_{max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef} \quad [mm] \quad \text{Gl. (12.5e}_1\text{)}$$

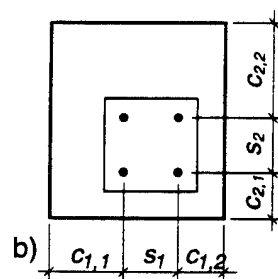
Der Wert von h'_{ef} wird in Gl. (12.5) und bei der Ermittlung von $A_{c,N}$ und $A_{c,N}^0$ nach Bild 12.1 eingesetzt und bei der Ermittlung von $\psi_{s,N}$ und $\psi_{ec,N}$ werden die Werte $c_{cr,N}$ bzw. $s_{cr,N}$ durch Gl. (12.5e₂) bzw. Gl. (12.5e₃) ersetzt.

$$s'_{cr,N} = 2 \cdot c'_{cr,N} \quad [mm] \quad \text{Gl. (12.5e}_2\text{)}$$

$$c'_{cr,N} = c_{max} \quad [mm] \quad \text{Gl. (12.5e}_3\text{)}$$



a) $(c_1, c_{2,1}, c_{2,2}) \leq c_{cr,N}$



b) $(c_{1,1}, c_{1,2}, c_{2,1}, c_{2,2}) \leq c_{cr,N}$

Bild 12.2 Beispiele für Anwendungen von Verbunddübeln im Beton, in denen $s'_{cr,N}$ und $c'_{cr,N}$ gewählt werden kann

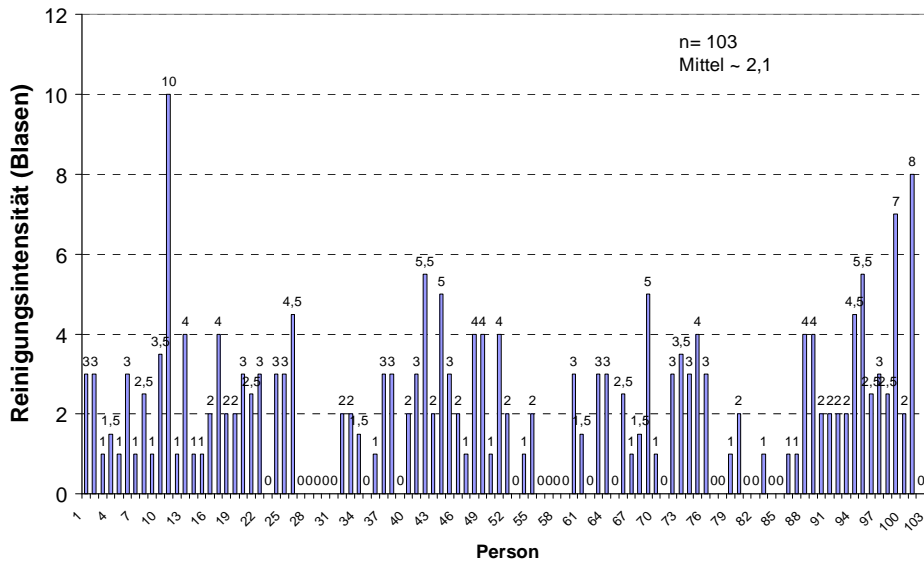
Die charakteristischen Widerstände nach Gl. (12.4) und Gl. (12.5) werden durch den charakteristischen Widerstand für Stahlversagen und Spalten des Betons begrenzt. Diese Widerstände sind nach ETAG 001 (2005), Annex C zu berechnen.

13 Anmerkung zum Zulassungsverfahren für Verbunddübel

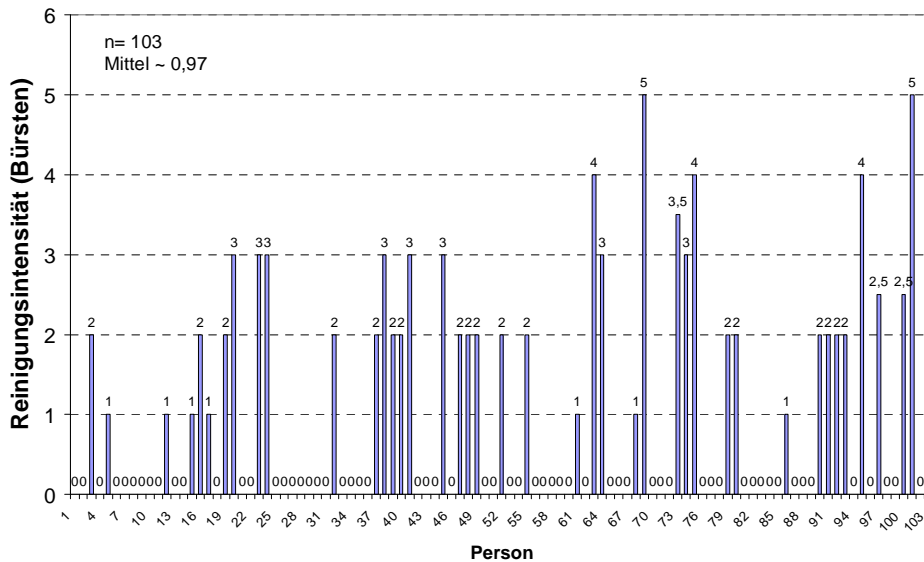
Die Verbundfestigkeit eines Verbunddübel-systems ist vom Produkt und zusätzlichen Faktoren abhängig. Sie kann vom Anwender nicht abgeschätzt werden. Daher dürfen in Deutschland für Befestigungen, bei deren Versagen Menschen gefährdet oder hohe wirtschaftliche Schäden zu erwarten sind, nur Verbunddübel-systeme verwendet werden, die eine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik oder eine Europäisch Technische Zulassung (ETA) besitzen. ETAs werden von Europäischen Zulassungsstellen auf Basis der Zulassungsleitlinien erstellt. Damit erfüllen sie den Stand der Technik und beinhalten alle Anwendungsbedingungen der zugelassenen Dübel. Der Teil 5 der ETAG 001 ist die Grundlage für die Erteilung von ETAs für Verbunddübel zur Verankerung im Beton. Die zugehörigen allgemeinen Grundlagen sind im Teil 1 der ETAG 001 enthalten. Aus diesem Grund muss Teil 5 der ETAG 001 immer direkt im Zusammenhang mit Teil 1 Allgemeines dieser ETAG angewendet werden. Teil 5 enthält die Anforderungen, Kriterien und Angaben zur Versuchsdurchführung, sowie deren Auswertung für Verbunddübel. Diese können zusätzliche Angaben zu Teil 1 sein oder Bestimmungen im Teil 1 ersetzen. Die Zulassungen bestätigen die Eignung des Systems und sie enthalten die zulässigen Anwendungsbedingungen.

Durch Eignungsversuche wird die Empfindlichkeit des Befestigungssystem gegenüber Abweichungen von den Montagevorschriften des Herstellers und Eigenschaften des Verankerungsgrundes überprüft. Im Gegensatz zu üblichen Metalldübeln wird die Montagesicherheit von Verbunddübeln im Wesentlichen von der Intensität der durchgeführten Bohrlochreinigung beeinflusst. Aus diesem Grund werden für Verbunddübel umfangreiche Versuche zur Ermittlung des Einflusses der Bohrlochreinigung in trockenem und feuchtem Beton und je nach Nutzungskategorie in mit wassergefüllten Bohrlöchern gefordert. Aus den Ergebnissen wird ein Montagesicherheitsfaktor für ein Dübel-system abgeleitet. Es ist festgelegt, dass alle Montageversuche mit 50% der vom Hersteller spezifizierten Bohrlochreinigung durchgeführt werden, um den Einfluss einer nicht ordnungsgemäßen durchgeführten Bohrlochreinigung zu erfassen. Demgegenüber zeigen Befragungen von Monteuren und verantwortlichen Bauingenieuren aus drei verschiedenen europäischen Ländern (Deutschland, Italien, Kroatien) über eine Zeitdauer von 6 Monaten, dass 30% der befragten Monteure (bis zum Zeitpunkt der Befragung) keine Bohrlochreinigung durchgeführt haben (Genesio/Periskic/Schmid/Appl/Eligehausen (2007)). Lediglich 50% der befragten Monteure, die eine Bohrlochreinigung durchführten, haben sowohl das Bohrloch ausgebürstet als auch ausgeblasen. Bild 13.1 zeigt den durchgeführten Reinigungsvorgang von 103 befragten Monteuren in Deutschland. Aus Bild 13.1 ist zu entnehmen, dass die gereinigten Bohrlöcher im Mittel 2,1 mal ausgeblasen und 0,97 ausgebürstet wurden. Ebenfalls wird ersichtlich, dass das Ausblasen der Bohrlöcher in der Praxis weiter verbreitet ist als das Ausbürsten der Bohrlöcher, obwohl einige Mörtel-systeme Ausblasvorgänge als auch Ausbürstvorgänge benötigen. Inwieweit die Reinigungsvorgänge mit den von den Herstellern vorgeschriebenen Werkzeugen durchgeführt werden kann der Umfrage nicht entnommen werden. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von

Genesio/Periskic/Schmid/Appl/Eligehausen (2007) liegt es nahe, die Montageversuche zum Nachweis der Empfindlichkeit eines Mörtelsystems gegenüber einer verminderten Bohrlochreinigung von Verbunddübeln nicht mit 50% der vom Hersteller genau spezifizierten Bohrlochreinigung durchzuführen, sondern mit einem Ausblasvorgang. In diesem Fall ist es vorstellbar, dass ähnlich wie bei Einschlagdübeln, bei denen im Zulassungsverfahren ein Norm-Hammer verwendet wird, in Zulassungsversuchen für Verbunddübel die Montageversuche mit einer Norm-Handpumpe durchzuführen.



a) Reinigungsintensität (Blasen)



b) Reinigungsintensität (Bürsten)

Bild 13.1 Umfrageergebnisse zur Reinigungsintensität in der Praxis (Deutschland)

14 Zusammenfassung

Im Bauwesen werden in zunehmendem Maße Dübel zur Einleitung von Lasten in den erhärteten Beton eingesetzt. Vor allem Befestigungssysteme auf der Grundlage chemischer Mörtel werden vermehrt verwendet. Allerdings fehlte bisher ein genügend genaues Berechnungsmodell zur Bemessung von beliebigen Befestigungen mit Verbunddübeln für unterschiedliche Verankerungstiefen und für verschiedene Verbundfestigkeiten.

In der vorliegenden Arbeit wurde das Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung im ungerissenen und gerissenen Beton unter Berücksichtigung verschiedener Versagensarten untersucht. Zur Klärung des Tragverhaltens wurden umfangreiche numerische Untersuchungen an Einzelverbunddübeln und Gruppenbefestigungen unter Zugbelastung durchgeführt. Variiert wurden dabei die geometrischen und materialspezifischen Randbedingungen.

Die Untersuchungen zeigen, dass eine Vielzahl von Faktoren das Tragverhalten von Verbunddübeln beeinflusst. Auf Basis der numerischen und experimentellen Ergebnisse wurde ein Bemessungsmodell abgeleitet, das auf dem CC-Verfahren beruht. Dieses berücksichtigt die wesentlichen Einflussparameter auf die Höchstlast. Der Vergleich der rechnerischen Höchstlasten mit den experimentell ermittelten Werten, bestehend aus 439 Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln und 133 Einzelverbunddübeln am Rand zeigt, dass das Bemessungskonzept den Einfluss von geometrischen und materialspezifischen Parametern auf die Höchstlast realitätsnah erfasst.

15 Englische Zusammenfassung

This thesis presents the results of numerical and experimental work performed to establish a behavioral model that provides the basis for developing design provisions for anchorages to concrete using adhesive bonded anchors. These types of anchorage systems are used extensively yet they are currently incooperated in the design provisions of ACI 318.

The behavioral model is compared to a worldwide data base containing 415 tests on adhesive anchor groups, 133 tests of adhesive anchors located near a free edge, and accompanying baseline single anchor tests used to establish the relationship between the results of the group and edge tests and the behavior of isolated single anchors.

Anchorage to concrete include cast-in-place and post-installed anchors. Post-installed anchors are either mechanical or bonded anchors. The design of anchorages using cast-in-place and post-installed mechanical anchors is covered in ACI 318 Appendix D Anchorage to Concrete. Bonded anchors are used extensively in practice but have not yet been incorporated into the design provisions of ACI 318 Appendix D.

The purpose of this doctoral thesis is to introduce a behavioral model to predict the failure load of anchorage systems with adhesive bonded anchors loaded in tension. It is based on extensive numerical and experimental work that provides a foundation for incorporating design provisions for these types of anchorage systems into ACI 318 Appendix D. The behavioral model is compared to the results of experimental investigations contained in a worldwide data base.

An adhesive anchor is a steel element (threaded rod or deformed bar) inserted into a drilled hole in hardened concrete with a structural adhesive acting as a bonding agent between the concrete and the steel.

For adhesive anchors, the diameter of the drilled hole is not larger than 1,5 times the diameter of the steel element. Adhesive anchors are available in glass or foil capsule systems using organic compounds and in injection systems using organic or inorganic compounds or a mixture of the two in either pre-packaged cartridge systems or bulk injection systems.

BACKGROUND

The design strength of anchorages to concrete is either controlled by the strength of the anchor steel or by the strength associated with the embedment of the anchors. The design provisions regarding failure of the anchor steel in both tension and shear are provided in ACI 318 Appendix D and are applicable to adhesive anchors. The behavior of cast-in-place and post-installed mechanical anchors associated with embedment failure has been extensively studied and embedment design provisions for these types of anchors are incorporated in ACI 318 Appendix D. Product approval standards for post-installed mechanical anchors are provided in ACI 355.2.

The embedment shear strength provisions of ACI 318 Appendix D¹ are applicable to adhesive anchors. This doctoral thesis is concerned with the behavior of adhesive bonded anchors loaded in tension and arranged in groups and/or with free edges near the anchors where the strength is limited by embedment failure.

The nominal bond strength of adhesive bonded anchors to be used in the design is dependent on the mean bond strength of anchors installed in accordance with manufacture's guidelines, adjusted for scatter of the product's test results, and for the product's sensitivity to installation and in-service conditions.

The following provides the current information regarding the behavior of adhesive anchors loaded in tension in uncracked and cracked concrete.

Cast-in-place and post-installed mechanical anchors

Fuchs/Eligehausen/Breen (1995) proposed the behavioral model for concrete breakout failure currently incorporated into ACI 318 Appendix D. This model was created to predict the failure loads of cast-in-place headed anchors and post-installed mechanical anchors loaded in tension or in shear that exhibit concrete breakout failure. According to Fuchs/Eligehausen/Breen (1995), the mean concrete breakout capacity for single cast-in-place anchors and post-installed mechanical anchors in uncracked concrete is given by the following equations:

Cast-in-place anchors:

$$\bar{N}_b = 40\sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \text{ (lb)} \quad \bar{N}_b = 16.8\sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \text{ (N)} \quad \text{Eqn. (15.1a)}$$

Post-installed mechanical anchors:

$$\bar{N}_b = 35\sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \text{ (lb)} \quad \bar{N}_b = 14.7\sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \text{ (N)} \quad \text{Eqn. (15.1b)}$$

It should be noted that the nominal concrete breakout strengths provided in ACI 318 Appendix D are based on the five percent fractile using a coefficient of variation of 0.15 for cast-in-place anchors and 0.20 for post-installed mechanical anchors.

The concrete breakout capacity of anchor groups and anchors located near free edges with a tension load applied concentrically to the anchors is given by Eqn. (15.2) where \bar{N}_b is taken from Eqn. (15.1):

$$\bar{N}_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \psi_{ed,N} \bar{N}_b \text{ (lb or N)} \quad \text{Eqn. (15.2a)}$$

where:

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a1}}{c_{cr}} \text{ if } c_{a1} < c_{cr} \quad \text{Eqn. (15.2b)}$$

According to ACI 318 Appendix D, for cast-in-place and post-installed mechanical anchors, the critical spacing, s_{cr} , is $3.0 h_{ef}$ and the critical edge distance, c_{cr} , is $1.5 h_{ef}$.

Single adhesive anchors

The tension load is transferred by mechanical interlock from the threaded rod into the mortar and by adhesion and/or micro interlock (due to the roughness of the drilled hole) from the mortar into the concrete.

According to Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998) the failure load of single adhesive anchors is best described by a uniform bond stress model incorporating the nominal anchor diameter d with the mean bond stress $\tau_{u,m}$ associated with each product. This is confirmed by experimental and numerical studies of Meszaros (2001) and McVay/Cook/Krishnamurthy (1996). The uniform bond stress model for adhesive anchors is given by Eqn. (15.3). This equation is valid for $4 \leq h_{ef}/d \leq 20$, $d \leq 2$ in. [50 mm], and a bond area $\pi d h_{ef} \leq 90$ in² [58,000 mm²].

$$\bar{N}_\tau = \bar{\tau} \pi d h_{ef} \quad (\text{lb or N}) \quad \text{Eqn. (15.3)}$$

The failure load of adhesive anchors is limited to the concrete breakout failure load of post-installed mechanical anchors as given by Eqn. (15.1). By equating Eqn. (15.1) with Eqn. (15.3) the upper limit on the bond strength that can be utilized for single anchors can be determined (see Eqn. (15.4)).

$$\bar{\tau}_{max} = \frac{11.1 f_c^{0.5} h_{ef}^{0.5}}{d} \quad (\text{psi}) \quad \text{Eqn. (15.4a)}$$

$$\bar{\tau}_{max} = \frac{4.7 f_c^{0.5} h_{ef}^{0.5}}{d} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eqn. (15.4b)}$$

NUMERICAL INVESTIGATION

To understand the behavior of adhesive anchors under tension loading, three-dimensional non-linear finite element analyses were performed with the program MASA developed by Ozbolt (1998). In this program, the concrete behavior is simulated by the microplane model described in detail in Ozbolt/Li/Kozar (2001). To assure objectivity of the results with respect to the size and orientation of the finite elements, the modified crack band method was employed as a localization limiter. To avoid steel failure, elastic behavior of the anchor steel was assumed. Further on the threads of the threaded rod were modeled and the mortar behavior was simulated using the microplane model with a proper calibration of the model parameters to represent the measured macroscopic mortar properties. The loading on the anchors was introduced under deformation control by applying incremental displacements to the anchor at the concrete surface.

Simulated were single adhesive anchors near to and far away from an edge as well as quadruple anchor groups. Parameters varied for single anchors were anchor diameter, embedment depth, bond strength of the mortar, concrete compressive strength and edge distance. For anchor groups the spacing of the anchors was also varied. In all numerical simulations the member thickness was large enough to avoid splitting failure.

As with cast-in-place headed and post-installed mechanical anchors the failure load of adhesive anchor groups increases with increasing spacing until they reach a limit of n times the single anchor strength at a critical spacing (s_{cr}), where n is the number of anchors of a group. Similarly, the failure load of anchorages with adhesive anchors located near edges decreases when the edge distance is smaller than a critical value (c_{cr}). The failure load of anchorages with adhesive anchors can be modeled by Eqn. (15.2), however, certain modifications are needed. They relate to the critical spacing, the critical edge distance, and the basic single anchor strength.

As indicated by Eqn. (15.3), the bond strength ($\bar{\tau}$), the anchor diameter (d), and the anchor embedment length (h_{ef}) represent the parameters that could influence the critical spacing and critical edge distance. Further on numerical investigations indicate, that the concrete compressive strength is also an influencing factor. As a result of the numerical it was determined that the critical spacing is not significantly influenced by the embedment depth (h_{ef}) of the anchors. This behavior can be explained by the width of the principal compression stress field of single anchors with significantly different embedment lengths is nearly identical. The width of the compression stress field is directly related to the critical spacing.

Numerical investigations showed that the critical spacing is dependent on anchor diameter (d). This behavior can be explained by the width of the principal compression stress field of single anchors with significantly different diameters differs. Further on studies indicated that the critical spacing is also influenced by bond strength ($\bar{\tau}$). The conclusion that the critical spacing is influenced by bond strength is confirmed by the width of the principal compression stress field of a single anchor with constant embedment depth increases with increased bond strength.

To determine the critical spacing, (s_{cr}) a numerical parametric study with anchor groups was performed. The parameters varied included anchor diameter, embedment depth, concrete strength, bond strength, and anchor spacing. In each individual numerical test series the anchor diameter, embedment depth, and bond strength were kept constant and the anchor spacing was varied. For each individual numerical test series, the critical spacing was evaluated. The relationship between the numerically obtained group failure loads and the spacing was approximated by an exponential function which was found by regression analysis. The critical spacing was determined by extrapolating this function to the value of $N_{u,group}/N_{u,single} = 4$. The simplified critical spacing (s_{cr}) resulting from the numerical analysis is best described by Eqn. (15.5). The critical edge distance (c_{cr}) may be taken as one half of the critical spacing.

$$s_{cr} = 2_{cr} = 14.8d \left(\frac{\bar{\tau}}{1450} \right)^{0.5} \quad (\text{in.}) \quad \text{Eqn. (15.5a)}$$

$$s_{cr} = 2_{cr} = 14.8d \left(\frac{\bar{\tau}}{10} \right)^{0.5} \quad (\text{mm}) \quad \text{Eqn. (15.5b)}$$

Based on the above considerations the failure load of adhesive anchor groups and/or anchorages located near edges can be calculated by Eqn. (15.2) with N_b replaced by N_τ from Eqn. (15.3) and using s_{cr} and c_{cr} determined from Eqn. (15.5). However, a further aspect related to anchorages with adhesive anchors should be accounted for. In the case of concrete cone failure, the failure load of a group of anchors with a theoretical spacing of $s = 0$ is equal to the value valid for a single anchor (Eqn. (15.6)). However, when extrapolating the regression lines that describe the failure loads for bonded anchor groups to a spacing of $s = 0$, the group failure load is larger than that of a single anchor. This increase is denoted by the factor $\psi_{g,N0}$. If the bond strength is low the failure of two adjacent anchors is caused by bond failure resulting in anchor pullout. The bond failure area of the two adjacent anchors is approximately equal to \sqrt{n} times the effective bond area of a single anchor. Therefore, the failure load of the group is \sqrt{n} times the failure load of a single anchor ($\psi_{g,N0} = \sqrt{n}$). In contrast, the failure load of a group of adjacent anchors is not increased over that of a single anchor when failure is controlled by concrete breakout ($\psi_{g,N0} = 1$). The value of $\psi_{g,N0}$ should be related to the bond strength.

If the bond strength is equal to $\bar{\tau}_{max}$ according to Eqn. (15.4) then a single anchor will fail by concrete breakout and $\psi_{g,N0} = 1.0$. If the bond strength is very small (e.g., $\bar{\tau} < 0.3 \bar{\tau}_{max}$) then failure of the group will be caused by anchor pullout resulting in $\psi_{g,N0} \approx \sqrt{n}$. Values for $\psi_{g,N0}$ between these limiting cases were determined from the results of the individual numerical test series of quadruple anchor groups. They can be approximated by Eqn. (15.6a).

$$\psi_{g,N0} = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \left(\frac{\bar{\tau}}{\bar{\tau}_{max}} \right)^{1.5} \geq 1.0 \quad (-) \quad \text{Eqn. (15.6a)}$$

The influence of the increase in bond area on the failure load decreases with increasing spacing. This effect is taken into account by a factor $\psi_{g,N}$. It is assumed that this factor decreases between $s = 0$ where $\psi_{g,N} = \psi_{g,N0}$ and $s = s_{cr}$ where $\psi_{g,N} = 1.0$. This leads to Eqn. (15.6b).

$$\psi_{g,N} = \psi_{g,N0} + \left(\frac{s}{s_{cr}} \right)^{0.5} \cdot (1 - \psi_{g,N0}) \quad (-) \quad \text{Eqn. (15.6b)}$$

Taken the above considerations into account, the mean failure load of anchorages using adhesive anchors may be calculated as follows:

$$\bar{N}_T = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \psi_{ed,N} \psi_{g,N} \bar{N}_\tau \leq \bar{N}_{cb} \quad (\text{lb or N}) \quad \text{Eqn. (15.7)}$$

In Eqn. (15.7), A_{Nc} and A_{No} are determined as for the CC-Methods, $\psi_{ed,N}$ is given by Eqn. (15.2b), $\psi_{g,N}$ is given by Eqn. (15.6), and N_τ is determined from Eqn. (15.3). The critical spacing s_{cr} and critical edge distance c_{cr} provided by Eqn. (15.5) should be used when calculating A_{Nc} and A_{No} , $\psi_{ed,N}$ and $\psi_{g,N}$. In all numerical simulations, the calculated failure load of anchorages with adhesive anchors was smaller than the numerically obtained failure load of the same anchorages with headed anchors. Therefore, in Eqn. (15.7) the mean bond failure load, \bar{N}_T , is limited to the mean concrete breakout failure load, \bar{N}_{cb} , given by Eqn. (15.7) using \bar{N}_b according to Eqn. (15.1a) for post-installed mechanical anchors.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION

A worldwide database was compiled based on experimental investigations with adhesive anchors arranged in groups or located near free edges. It is based on that presented in Lehr (2003), however new test were added. The data base used for this study includes the results of 353 group tests with four anchors, 62 group tests with two anchors, and 133 tests with single anchors located near a free edge. For comparison to the group and edge tests the data base also includes baseline single anchor tests that were performed away from free edges with the same size anchors, adhesive anchor product, and concrete as used in the anchor group or edge tests. In all tests in the data base, the distance between the reaction frame and the anchors was large enough to allow the formations of an unrestricted concrete breakout cone. Failure occurred in all tests by bond failure or breakout of a concrete cone

The experimentally obtained values for $\psi_{g,No}$ agree sufficiently well with those obtained from the results of the numerical analysis. However, the critical spacings s_{cr} evaluated from the experimental results differ from those obtained numerically. This differences can be explained by the fact that the numerically obtained results do not take into account the scattering of the failure loads of the single anchor of a group. Based on the experimental results, the critical spacing s_{cr} can be approximated by Eqn. (15.8).

$$s_{cr} = 2c_{cr} = 20d \left(\frac{\bar{\tau}}{1450} \right)^{0.5} \quad (\text{in.}) \quad \text{Eqn. (15.8a)}$$

$$s_{cr} = 2c_{cr} = 20d \left(\frac{\bar{\tau}}{10} \right)^{0.5} \quad (\text{mm}) \quad \text{Eqn. (15.8b)}$$

As a result of numerical and experimental work, a behavioral model was developed that best describes the failure loads of anchorages with adhesive anchors where the

effects of anchor groups and/or edges needs to be accounted for. The behavioral model incorporates both the potential concrete breakout failure mode and potential pullout failure mode.

The behavioral model is provided by Eqn. (15.2) however, the critical spacing s_{cr} and critical edge distance c_{cr} provided by Eqn. (15.8) should be used when calculating A_{Nc} and A_{No} , $\psi_{ed,N}$ according to Eqn. (15.2b) and $\psi_{g,N}$ according to Eqn. (15.6b).

For design, appropriate capacity reduction factors and nominal strengths must be addressed in developing code provisions to implement the findings of this research. It is suggested that the 5% fractile of the bond strength be used for the design of bonded anchors which should be adjusted to consider several influencing factors on anchor performance such as sensitivity to hole cleaning procedures and increased temperature as well as long term behavior.

SUMMARY

Based on the results of both numerical and experimental investigations, a behavioral model to predict the average failure load of anchorages using adhesive bonded anchors is proposed. The model is similar to the behavioral model that predicts the concrete breakout failure load of cast-in-place and post-installed mechanical anchors incorporated in ACI 318 Appendix D but with the following modifications.

The basic strength of a single adhesive anchor predicts the pullout capacity and not the concrete breakout capacity. It is based on the uniform bond stress model as given by Eqn. (15.3). The critical spacing and critical edge distance of adhesive anchorages depend on the anchor diameter and the bond strength and not on the anchor embedment depth. Furthermore, an additional factor, $\psi_{g,N}$ is used, that takes into account the larger bond area of closely spaced adhesive anchors in comparison to a single anchor. The failure load of anchorages with adhesive anchors is limited to the concrete cone failure load of post-installed mechanical anchors.

The ratios of the measured failure loads divided by the strengths predicted by the behavioral model (N_{test}/N_{pred}) plotted as a function of several parameters varied in the tests showed that behavioral model provides an excellent fit to the experimental results with groups. For the 439 tests the mean value of N_{test}/N_{pred} is 1.0 with a coefficient of variation of 15.7%.

Based on a comparison to 133 tests with single anchors close to an edge, the behavioral model is conservative for anchorages located very near to an edge.

In summary, the proposed behavior model for groups with adhesive anchors is as accurate as the behavior model for headed anchors.

The proposed behavioral model for adhesive anchors (Eqn. (15.7)) is very similar to the behavioral model for headed anchors (Eqn. (15.2)) except for the $\psi_{g,N}$ -factor in Eqn. (15.6b).

16 Weiterführende Arbeiten und offene Fragen

Durch die vorliegende Arbeit konnten wesentliche Fragestellungen zum Tragverhalten von Verbunddübeln in ungerissenem und gerissenem Beton geklärt werden. Eine wesentliche Fragestellung, die sich bei Befestigungssystemen ergibt, ist die Beschreibung des charakteristischen Achsabstandes, also des Abstandes bei dem sich die Verbunddübel einer Gruppe nicht mehr beeinflussen.

Für die Versagensart Betonausbruch ist dieser näherungsweise von der Verankerungstiefe abhängig. Dies wird von Fuchs/Eligehausen (1995) damit begründet, dass die Neigung der Kegelmantelfläche des Betonausbruchkörpers für Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübel gegenüber der Betonoberfläche im Mittel ca. 35° beträgt, d.h. der Durchmesser misst ungefähr das 3-fache der Verankerungstiefe auf der Oberfläche. Daraus ergibt sich für Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen/Metallspreizdübel ein Mindestabstand zwischen den einzelnen Befestigungsmitteln von $s_{cr,N} = 3h_{ef}$, damit keine Überschneidung der Ausbruchkörper auftritt.

Bei der Versagensart Herausziehen hingegen ist der charakteristische Achsabstand von allen an der Kraftübertragung beteiligten Komponenten abhängig (Durchmesser, Verbundspannung und Betondruckfestigkeit). Er beschreibt die Ausdehnung des durch Verbund verursachten Druckspannungsfeldes, innerhalb dem sich benachbarte Verbunddübel einer Gruppe beeinflussen. Das heißt, dass davon ausgegangen werden kann, dass Befestigungssysteme, die die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen, nach dem CC-Verfahren berechnet werden können. Für die Versagensart Herausziehen nach dem vorliegenden Modell.

Um eine einheitliche Bemessung von Befestigungssystemen zu erhalten, ist es möglich das vorliegende Modell auf Betonschrauben und/oder Kunststoffdübel im Beton zu übertragen, da diese sowohl die Betonzugtragfähigkeit ausnutzen können, als auch durch Herausziehen versagen.

17 Literaturverzeichnis

A

Appl/Eligehausen (2003):

Appl, J. J.; Eligehausen R.: Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln – Bemessungskonzept - Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Nr. 03/10-2/48, 2003, nicht veröffentlicht.

Appl/Eligehausen (2004):

Appl, J. J.; Eligehausen R.: Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln – Verbessertes Bemessungskonzept und neue Untersuchungen -.Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Nr. 04/06-2/56, 2004, nicht veröffentlicht.

Appl/Eligehausen (2005):

Appl, J.; Eligehausen R.: Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln – Numerische Untersuchung – Report No. 05/07-2/66, Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, 2005.

B

Baumann (1986):

Baumann, H.: Leime und Kontaktkleber, Theoretische Grundlagen, Eigenschaften – Anwendungen. Springer Verlag, Berlin/Heidelberg/Ney York, 1986.

Bazant (1984):

Bazant, Z.P.: Size effect in blunt fracture: Concrete; Rock, Metal. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 110, No. 4, No 93, 1984.

Bazant (1991):

Bazant, Z. P.: Why continuum damage is non local: micromechanics arguments. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 117(5), pp. 1070-1087, 1991.

Bazant/Bratt (1988):

Bazant, Z. P.; Pratt, P.C.: Microplane model for brittle-plastic material,-parts I and II. Journal of Engineering Mechanics, ASCE 116 (11, pp. 2485-2504.

Bazant/Cedolin (1997):

Bazant, Z. P.; Cedoline, L.: Blunt crack band propagation in finite element analysis. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 111, pp. 381-389, 1979.

Bergmeister (1989):

Bergmeister, K.: Neue Bemessung von Dübelverbindung im Stahlbetonbau. Bericht Nr. 7/5-89/20 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, September 1989, nicht veröffentlicht.

Bezecny/Eligehausen (2003):

Bezecny, L.; Eligehausen R.: Einfluss des Betons auf das Tragverhalten von Verbunddübeln - E-Modul, Bohrlochgeometrie -. Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Nr. 03/23-2/53, 2003, nicht veröffentlicht.

Bode/Hanenkamp (1985):

Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen und Zugbeanspruchung, Bauingenieur, 60, 1985, pp. 361 – 367.

Brecht/Meszaros (1999):

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, IWB-Bericht No.99/11-2/17, Stuttgart 1999.

C**Cannon/Gofrey/Moreadith (1981):**

Cannon, R. W., Gofrey, D.A.; Moreadith, F.L.: Guide to the Design of Anchor Bolts and other Steel Embedment, Concrete International: Design and Construction, V.3, No.7, 1981 pp. 28-41.

CEB (1994):

Comité Euro-International du Béton (CEB): Fastenings to Concrete and Masonry Structures. Bulletin D'Information No. 216, Lausanne, published by Thomas Telford, London 1994.

Cervenka/Pukl/Eligehausen (1990):

Cervenka, V.; Pukl, R.; Eligehausen, R. : Computer Simulation of Anchoring Technique in Reinforced Concrete Beams. Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Pine ridge Press, Swansea, 1990, S1-19.

Collins/Cook/Klingner/Polyzois (1989):

Collins, D. M.; Cook, R. A.; Klingner, R. E., Polyzois, D.: Load Deflection Behaviour of Cast-in-place and Retrofit Concrete Anchors Subject to Static Fatigue and Impact Tensile load, Research Report No. 1126-1, Center of Transportation Research, University of Texas Austin, 1989.

Cook (1993):

Cook, R.A.: Behaviour of chemically Bonded Anchors. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, V. 119, Nr. 9, Sept. 1993, pp. 2744-2762.

Cook/Burtz/Ansley (2003):

Cook, R. A.; Burtz, J. L.; Ansley, M. H.: Design Guidelines and Specifications for Engineered Grouts, FDOT Research Report BC354 RPWO #48, August 2003, web page for the report:
http://www.dot.state.fl.us/research-center/Completed_Structures.htm

Cook/Kunz/Fuchs/Konz (1998):

Cook, R.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R. C.: Behaviour and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. ACI Structural Journal, V. 95, No. 1, S. 9-26, 1998.

Cook/Zamora/Konz (2001):

Cook, R. A.; Zamora, N. A.; Konz, R. C: Behaviour of grouted anchors
In: Eligehausen, R. (Editor): Proceedings, Symposium on Connections between Steel and Concrete. RILEM Publication, Cachan Cedex, 2001, S.381-390.

Cook/Bishop/Hagedoorn/Sikes/Richardson/Adams/De Zee (1994):

Cook, R.; Bishop, M.C.; Hagedoorn, H.S.; Sikes, D.E.; Richardson, D. S.; Adams, T.L.; De Zee, C.T.: Adhesive bonded anchors. Structural and Effects of in-Service and Installation Conditions. Structural and Material research report No.94-2A. University of Florida, 1994.

Cook/Konz (2001):

Cook, R. A.; Konz, R. C.: Factors Influencing Bond Strength of Adhesive Anchors, ACI Structural Journal, V. 98, No. 1, January-February 2001, pp. 76-86.

D**DIN 1045 (2001):**

Deutsches Institut für Normung (DIN) (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Teil 2 Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. DIN, Berlin.

Doerr/Klingner (1989):

Doerr, G.T.; Klingner, R.E.: Adhesive Anchors, Behavior and spacing requirements, Res. Rep. No. 1126-2, University of Texas Austin, 1989.

E**EC 2 (2005):**

Eurocode 2: DIN ENV 1992 Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2005; Bauth Verlag GmbH, Berlin 2005.

Eligehausen/Balogh/Fuchs/Breen (1992):

Eligehausen, R.; Balogh, T.; Fuchs, W.; Breen, J. E.: The CC-Method. Bericht Nr. 12/15-92/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart and Ferguson Structural Engineering Laboratory: University of Texas at Austin, 1992, nicht veröffentlicht.

Eligehausen/Fuchs/Ick/Mallée/Reuter/Schimmelpfennig (1992):

Eligehausen R.; Fuchs, W.; Ick, U.; Mallée, R.; Reuter, M.; Schimmelpfennig, K.: Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung. Bauingenieur 67, S. 183-196.

Eligehausen/Fuchs/Lotze/Reuter (1989):

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Lotze, D.; Reuter, M.: Befestigungen in der Betonzugzone. Beton- und Stahlbetonbau 84, 1989, Heft 2, S. 27 – 32, Heft 3, S. 71 – 74.

Eligehausen/Mallée (2000):

Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst & Sohn, Berlin 2000.

Eligehausen/Mallée/Rehm (1997):

Eligehausen, R.; Mallée, R.; Rehm, G.: Befestigungstechnik. Betonkalender 1997, Teil II, Ernst&Sohn, 1997, S. 609-753

Eligehausen/Mallée/Rehm (1984):

Eligehausen, R.; Mallée, R.; Rehm, G.: Befestigung mit Verbundankern. Betonwerk – Fertigteil-Technik, 1984, Heft 10, S 686 – 692, Heft 11, S 781 – 785, Heft 12, S825 – 829, 1984.

Eligehausen/Meszaros (1996):

Eligehausen, R.; Meszaros, J.: Influence of Installation Inaccuracies on the Behaviour of Bonded Anchors, Evaluation of the Test Results. Bericht Br. 1/80-96/11. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1996, nicht veröffentlicht.

Eligehausen/Mayer (1983):

Eligehausen, R.; Mayer, B.: Mehrfachbefestigungen mit kraftkontrolliert spreizenden Dübeln in der Betonzugzone, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 1/3 – 83-13, nicht veröffentlicht.

Eligehausen/Balogh (1995):

Eligehausen, R.; Balogh, T.: Behaviour of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, V. 92, No. 3, May-June 1995, pp. 365-379.

Eligehausen/Ozbolt (1992):

Eligehausen, R.; Ozbolt, J.: Influence of Crack Width on the Concrete Cone failure load. In Bazant, Z.P. (Herausgeber): Fracture mechanics of Concrete Structures. Elsevier Applied Science, London, New York, 1992, S. 876-884.

Eligehausen/Varga (1996):

Eligehausen, R.; Varga, J.: 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/Bouska/Cervenka/Pukl (1992):

Eligehausen, R.; Bouska, P.; Cervenka, V.; Pukl, R. (1992): Size effect of the Concrete Cone Failure Load of Anchor Bolts. In: Bazant, Z. P. (Herausgeber), Fracture Mechanics of Concrete Structures. S. 517-525, Elsevier Applied Science, London, New York.

Eligehausen/Sawade (1989):

Eligehausen, R.; Sawade, G.: A fracture mechanics based description of the pullout behaviour of headed studs embedded in concrete, RILEM Report on fracture mechanics of concrete – Theory and Applications, Chapman Hall Ltd., London, 1989.

ETAG 001 (2002):

European Organisation for Technical Approvals: ETAG 001 : Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete. Part 5: Bonded Anchors, Brüssel 2002.

ETAG 001 (1997):

European Organisation for Technical Approvals: ETAG 001 : Leitlinie für die europäisch technische Zulassung für Metallechrauben in Beton. Anhang C: Bemessungsverfahren für Verankerungen. Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik, Sonderheft 16, Berlin 1997.

E**Fuchs/ Eligehausen (1995):**

Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen, Beton und Stahlbetonbau 90 (1995), H.1, S.6-9; H.2, S.38-44; H.3, S.73-76.

Fuchs/Eligehausen/Breen (1995):

Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen J. E.: Concrete Capacity Design (CCD) Approach of Fastenings to Concrete. ACI Structural Journal, Vol. 92 (1995), No. 6, S. 794-802.

Fujikake/Nakayama/Sato/Mindess/Ishibashi (2003):

Fujikake, K.; Nakajama, J.; Sato, H.; Mindess, S.; Ishibashi, T.: Chemically bonded anchors subjected to rapid pullout loading, ACI Material Journal, Vol. 100, No. 3, pp 246-252.

G**Gollwitzer/Abdo/Rackwitz (1989):**

Gollwitzer, S.; Abdo, T.; Rackwitz, R.: Zuverlässigkeit von Dübelbefestigungen in Beton. Bericht des Lehrstuhls für Massivbau, TU München, Mai 1989, nicht veröffentlicht.

H**Habenicht (1986):**

Habenicht G.: Kleben – Grundlagen, Technologie, Anwendung. Springer Verlag, Berlin/Heidelberg/New York/Tokyo, 1986.

Hanenkamp/Wunderlich (1985):

Hanenkamp, W.; Wunderlich W.: Tragverhalten von Verankerungen mit Kopfbolzen, Bericht-Nr. A - 04/85 – 1/1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bereich Konstruktionsprüfung, Universität Bochum, nicht veröffentlicht, 1985.

Höhler (2006):

Höhler, M.T.: Behaviour and Testing of Fastenings to Concrete for Use in Seismic Applications, Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.

Hoffmann/Kaupp (2007):

Hoffmann, J.; Kaupp, A.: Behaviour of fasteners with an embedment depth of smaller than 25mm. In: Proceedings, 2nd International Symposium on Connection between Steel and Concrete, University of Stuttgart, 4th – 7th September Stuttgart, Germany, Volume 1. Edited by R.Eligehausen, W. Fuchs, G. Genesio, P. Grosser. Ibidem – Verlag, pp. 453-460.

I**ICC ES AC 308 (2005):**

ICC ES AC 308: Acceptance Criteria for Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete, ICC Evaluation Services, Inc., Whittier, California, 2005.

K**Klöker/Niesel/Will (1975):**

Klöker, W., Niesel, H., Will, M.,: Polyesterbeton und Kunststein, T.3. Betonwerk und Fertigteiletechnik 41 (1975).

Klöker (1977):

Klöker, W.: Auf Reaktionsharzbasis spreizdruckfrei verankern. Verbindungstechnik, 1977, Heft 9, S. 37-42, Heft 11, S. 35-40.

Kontzi (2005):

Kontzi, C.: Zum Tragverhalten von Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Diplomarbeit, 2005.

Krishnamurthy (1996):

Krishnamurthy, K.: Development of a Viscoplastic Consistent-Tangent FEM Model with Applications to Adhesive-Bonded Anchors, PhD Thesis, University of Florida, Gainesville, 1996.

Kunz/Cook/Fuchs/Spieth (1998):

Kunz, J.; Cook, R. A.; Fuchs, W.; Spieth, H.: Tragverhalten und Bemessung von chemischen Befestigungen. Beton- und Stahlbetonbau, 93 (1998), H. 1, S. 15-19, H. 2, S. 44-49.

L**Lang (1979):**

Lang, G.: Festigkeitseigenschaften von Verbundanker-Systemen, Bauingenieur, 55. Jahrgang (1979), S. 41.46.

Lee/Mayfield/Snell (1980):

Lee, N.K.; Mayfield, B.; Snell, C. (1980): Resin Anchors in Concrete, Civil Engineering, April 1980, p. 35-41, June 1980, p.47-53.

Lehr (2001):

Lehr, B.: Tragverhalten von Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand mit Verbundankern unter zentrischer Belastung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2001.

Lehr/Eligehausen (1998)

Lehr, B.; Eligehausen, R.: Zusammenfassender Bericht über zentrische Ausziehversuche mit Verbunddübeln M8, M12 und M16 mit weiter und enger Abstützung, IWB-Bericht Nr. 20/25-98/4, Stuttgart, 1998.

Lettow (2005):

Lettow, S.: Vergleichsuntersuchungen zum Verbundverhalten und Studien zum Verhalten von Übergreifungsstößen unter Verwendung eines Verbundelements für nichtlineare Finite Element Analysen. Dissertation, Universität Stuttgart, 2005.

Li/Eligehausen/Ozbolt/Lehr (2002):

Li, Y.-J.; Eligehausen, R.; Özbolt, J.; Lehr, B.: Numerical Analysis of Quadrupel Fastenings with Bonded Anchors, ACI Structural Journal, V. 99, No. 2, March-April 2002, pp. 149-156.

Li/Eligehausen (2001):

Li, Y.-J.; Eligehausen, R.: Numerical Analysis of Group Effect of Bonded Anchors with Different Bond Strengths, RILEM Proceedings PRO 21, Connections between Steel and Concrete, RILEM Publications, <http://www.rilem.net/pro21.php>, 2001, pp. 699-707.

Luke/Chon/Jirsa (1985):

Luke, P.C.C.; Chon C.C.; Jirsa, J.O.: Use of Epoxies for Grouting Reinforcing Bar Dowels Concrete, PMFSEL Report No. 85-2, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Department of civil engineering, Bureau of Engineering Research, University of Texas, Austin, 1985

M**Mauthe (1987):**

Mauthe P.: Neue Verbundanker – Generation mit Epoxyacrylat, Schweizer Ingenieur und Architekt, Sonderdruck aus Heft 13/1987.

McMacking/Slutter/Fischer (1973):

McMacking, P.J.; Slutter, R. G.; Fischer, J.W.: Headed steel anchors under combined loading, AISC Engineering Journal, Second Quarter, 1973, No. 4.

McVay/Cook/Krishnamurthy (1996):

McVay, M.; Cook, R. A.; Krishnamurthy, K.: Pullout Simulation of Post-installed Chemically Bonded Anchors, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 122, No. 9, September 1996, pp. 1016-1024.

Meszaros (2001):

Meszaros, J.: Das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2001.

Meszaros/Eligehausen (1998):

Meszaros, J.; Eligehausen, R.: 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, 1998, nicht veröffentlicht.

Meyer (2006):

Meyer, A.: Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.

Moe (1961):

Moe, J.: Shearing strength of Reinforced concrete Slabs and Footing under concentrated loads. Bulletin D 47, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Skokie, Illinois, 1961.

O**Ozbolt (1998):**

Ozbolt, J.: MASA – Finite Element Program for Nonlinear Analysis of Concrete and Reinforced Concrete Structures. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1998.

Ozbolt/Li/Kozar (2001):

Ozbolt, J.; Li, Y.-J.; Kozar, I.: Microplane model for concrete with kinematic constraint. International Journal of Solids and Structures. 38: pp. 2683-2711, 2001.

Ozbolt/Mayer/Vocke/Eligehausen (1999):

Ozbolt, J., Mayer, U., Vocke, H., Eligehausen, R.: Das FE-Programm MASA in Theorie und Anwendung. Werkstoffe im Bauwesen und Werkstoffprüfung im Bauwesen, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. H. W-W. Reinhardt, pp. 271-293; IWB, Universität Stuttgart 1999.

Ozbolt/Bazant (1992):

Ozbolt, J., Bazant, Z.P.: Microplane Model for cyclic triaxial behaviour of concrete. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 118(7), pp. 1365-1368, 1992.

P**Pijaudier-Cabot/Bazant (1987):**

Pijaudier-Cabot, G.; Bazant, Z. P.: Nonlocal Damage Theory. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 113(8), pp 1512-1533, 1987.

Popo-Olla/Newman (1995):

Popo-Ola, S. O., Newman, J.B. (1995): Centric tensile tests of bonded anchors in non-cracked concrete, IWB-Report No. 20/3-95/17, London/Stuttgart 1995, nicht veröffentlicht.

Pusill-Wachtsmuth (1982):

Pusill – Wachtsmuth, P.: Tragverhalten von Metallspreizdübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung bei der Versagensart Betonausbruch und Spalten des Betons. Dissertation, Universität Stuttgart, 1982.

prEn 1990 (2001):

prEN 1990, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung Juli 2001.

Pukl/Ozbolt/Eligehausen (1998):

Pukl, R., Ozbolt, J., Eligehausen, R.: Load-Carrying behaviour of bonded Anchors based on FEM-Analysis, IWB – Report No 98/3-2/3, 1998.

R**Rehm (1985):**

Rehm, G.: Zur Frage des Langzeitverhaltens von Verbunddübeln. Gutachtliche Stellungnahme vom 01.10.1985, nicht veröffentlicht.

Rehm (1985/1):

Rehm, G.: Zur Frage des Langzeitverhaltens von HILTI Verbundankern HVA. Gutachtliche Stellungnahme vom 23.6.1978, nicht veröffentlicht

Rehm/Eligehausen/Mallée (1988):

Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik. Betonkalender 1988, Teil II, Verlag Will. Ernst & Sohn, Berlin, 1988, S. 569-663.

Rehm/Eligehausen/Mallée (1992):

Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik. Betonkalender 1992, Teil II, Verlag Will. Ernst & Sohn, Berlin, 1988, S. 597-715.

Rehm (1988):

Rehm, G.: Zur Frage der Eignung von Upat-Verbunddübeln auf der Basis eines Epoxy-Acryatharzes für tragende Konstruktionen. Gutachtliche Stellungnahme vom 5.5.1988, nicht veröffentlicht.

Rössle/Meszaros (1998):

Rössle, M.; Meszaros, J.: Ausziehversuche an Einzelbefestigungen mit Injektionsdübeln M16: Einfluss von Bohrlochdurchmesser und Lage der Ankerstange im Bohrloch. IWB – Bericht Nr. 98/8-2/5, Stuttgart 1998, nicht veröffentlicht.

S**Sawade (1994)**

Sawade, G.: Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton. Dissertation, Universität Stuttgart, 1994.

Sandler/DiMaggio/Baladi (1976):

Sandler, I. S.; DiMaggio, F. L.; Baladi, G. Y.: Generalized Cap Model for Geological Materials, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 102, No. GT7, pp. 683-699, 1976.

Sattler (1962):

Sattler, K.: Betrachtung über neuere Verdüblung im Verbundbau, Bauingenieur 1962, Heft 1.

Schlaich/Schäfer (1998):

Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Sonderdruck aus dem Betonkalender – Nicht im Handel, Ernst & Sohn 1998.

Schou/Christiansen/Anderson (1996)

Schou, A., Christiansen, M., Andersen, R.: Fracture analysis of bonded anchors, Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart 1996

Sell (1973):

Sell, R.: Über Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzten Betonankern, Verbindungstechnik 1973, Heft 8, S. 11-16.

SIA 179 (1988):

Schweizerischer Ingenieur – und Architektenverein: SIA 179: Befestigungen in Beton und Mauerwerk, Empfehlungen, Ausgabe 1988.

Simons (2006):

Simons, I. N.: Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.

Spieth (2002):

Spieth, H.: Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben. Dissertation, Universität Stuttgart, 2002.

U**Unterweger/Bergmeister (1999):**

Unterweger, K.D.; Bergmeister, K.: Experimentelle und numerische Untersuchungen von Injektionsankern. Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 12, S. 524-536, 1999.

Utescher (1978):

Utescher, G.: Beurteilungsgrundlagen für Fassadenverankerungen, Berlin, 1978.

W**Weber (1979)**

Weber, W.: Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und Entwicklung des E-Moduls von Beton. Veröffentlicht in Beton-Fertigteil-Technik, 1979, Heft 12, S. 753-756.

Z**Zamora/Cook/Konz/Consolazio (2003):**

Zamora, N. A.; Cook, R. A.; Konz, R. C.; Consolazio, G. R.: Behaviour and Design of Headed and Unheaded Grouted Anchors Loaded in Tension, ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 2, March-April 2003, pp. 222-230.

Zaviliaris/Kollias/Speare (1996):

Zaviliaris, K.D.; Kollias, S.; Speare, P. R. S. (1996): An experimental Study of adhesively bonded anchors in concrete. Magazine of Concrete Research, 1996, 48, No. 175, June 79-93.

Zhao (1993):

Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonausbruch. Dissertation, Universität Stuttgart, 1993.

Zhao/Eligehausen (1991):

Zhao, G.; Eligehausen, R.: Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzengruppen unter Biegung und Querlast, Bericht – Nr. KRT – 3/799-91/14, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht.

18 Lebenslauf

Persönliche Angaben

Name: **Appl**

Vorname: **Jörg – Jochen**

Geburtsdatum: **14.03.1972 (Stuttgart)**

Berufliche Tätigkeit

seit 2008 **Hilti Aktiengesellschaft**
Forschungsingenieur

2007 - 2008 **Ingenieurbüro Eligehausen und Asmus**

2001 - 2007 **Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Abt. Befestigungstechnik**
Wissenschaftlicher Mitarbeiter

Studium

1994 - 2001 **Universität Stuttgart**
Studium des Bauingenieurwesens

Praktika

1994 **Ed. Züblin AG**

Wehrdienst

1993 – 1994 **4. Stabs- und Fernmelderegiment 210 (Ulm)**

Schulbildung

1993 **Paracelsus – Gymnasium Hohenheim**
Allgemeine Hochschulreife

Veröffentlichungen (2001 – 2007):

Appl, J., Eligehausen, R.: **Behavior and design of fastenings with bonded anchors –numerical analysis and experimental verification.** In:Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures.FRAMCOS 6, 17-22 June, Catania. Leiden: BALKEMA

Appl, J., Eligehausen, R.: **Verbindung mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben- Trageverhalten, Bemessung und Beurteilung nach DIN 1504-6**, 51. Betontage, Neu-Ulm

Genesio, G., Periskic G., Schmid K., Appl, J., Eligehausen, R.: **Requirements of Technical Approvals versus practice (Bonded Anchors and Post-installed Rebars)**. In: 2nd Symposium on Connections between Steel and Concrete. Universität Stuttgart, September 4th - 7th, 2007, Stuttgart, Germany. ibidem Verlag, 2007, pp. 75-84.

R. Eligehausen, R. Cook, J. Appl: **Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors**. In: ACI Structural Journal V.103(2006), No. 1, pp. 822-832.

Appl, J., Eligehausen, R., Potthoff M.: **BIONIK in der Befestigungstechnik**. 46. Forschungskolloquium. DafStb, 30.03 - 31.03.2006, Universität Stuttgart. Berlin: DafStb, 2006, S. 129-138.

Appl, J.: **Tragverhalten und Bemessung von Verbunddübeln**. 45. Forschungskolloquium des DAfStb, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau (IKI), Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Tragkonstruktion/Betonbau, Technische Universität Wien, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 06. - 07.10, Wien. Berlin: Ernst & Sohn, 2005, S. 9-12.

Eligehausen, R., Appl, J., Lehr, B., Meszaros, J., Fuchs, W.: **Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung. Teil 2: Dübelgruppen und Befestigungen am Bauteilrand**. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), S. 856-864.

Appl, J., Eligehausen, R., Ozbolt, J.: **Behavior of lapped splices with headed reinforcement. Walraven, Blaauwendraad, Scarpas, Snijder**. 5 th International PhD Symposium in Civil Engineering, 16.06-19.06.2004, Delft, Niederlande. Niederlande: A.A. Balkema Publishers, 2004, pp 1419 bis 1424.

Eligehausen, R., Appl, J., Lehr, B., Meszaros, J., Fuchs, W.: **Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung Teil 1: Einzeldübel mit großem Achsabstand**. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), S.561-571.

Appl, J.: **Stoßtragverhalten von Bewehrungsstäben mit aufgestauchtem Kopf**. Beiträge aus der Befestigungstechnik und dem Stahlbetonbau, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. R. Eligehausen. Stuttgart: ibidem-Verlag, 2002, S. 3 - 8.

Appl, J., Ozbolt, J., Eligehausen, R.: **Numerical Analysis of Splices with Headed Deformed Reinforcing Bars**. Balazs - Bartos - Cairns - Borosnyoi. Bond in Concrete -from research to standards -, Budapest University of Technology and Economics, 20 - 22.11.2002, Budapest. Hungary: Publishing Company of Budapest University of Technology and Economics No. 1414/02, 2002, p. 463 - 468. - ISBN 963 420 714 6

Spieth, H., Ozbolt, J., Appl, J.: **Numerische Simulation von eingemörtelten Bewehrungsstäben**. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Jahresbericht,

Activities 2001(2001), 2001/3, 104 -111.

Spieth, H. A., Ozbolt, J., Eligehausen, R., Appl, J.: **Numerical and Experimental Analysis of Post-Installed Rebars Spliced with Cast-in-Place Rebars.**

Eligehausen, R. (Hrsg.): Connections between Steel and Concrete. RILEM Proceedings PRO 21, Vol. 2. Cachan: The Publishing Company of RILEM, 2001, S. 889 - 898.2001

Anhang A

Mörtel	n ¹⁾	d	h _{ef}	h _{ef} /d	f _{cc}	τ _{u,weit} ²⁾	τ _{u,weit} /τ _{u,max} ³⁾	S _{cr,N}	S _{cr,N} /h _{ef}	Versagessart ⁴⁾
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	N/mm ²	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]	[-]
B	4	12	60	5	25	12,9	0,95	216	3,6	BZ (CC)
C		12	60	5		13,9	1,03	216	3,6	BZ (CC)
C		12	120	10		19,3	1,01	288	2,4	BZ
C		24	120	5		10,9	1,14	384	3,2	BZ (CC)
C		24	240	10		13,8	1,02	576	2,4	BZ
B		24	240	10		13,5	1,00	576	2,4	BZ
C		24	480	20		19,7	1,03	960	2,0	BZ
C		12	60	5		12,9	0,95	216	3,6	BZ (CC)
C	6	12	120	10	19,3	1,01	288	2,4	BZ	
C		24	120	5	10,7	1,12	336	2,8	BZ (CC)	
MIN		4	12	60	5	25	12,1	0,95	216	2,0
MAX	6	24	480	20	25	19,7	1,14	960	3,6	-

¹⁾ Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe

²⁾ ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung (Einzelverbunddübel)

³⁾ nach Gl. (6.11)

⁴⁾ ermittelt aus numerisch erhaltenen Hauptzugdehnungen, CC= kegelförmiger Betonausbruch, BZ= Ausnutzung der Betonzugtragfähigkeit

Aus numerischen Untersuchungen ermittelte charakteristische Achsabstände von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier und sechs Verbunddübeln

Anhang B

Mörtel	n ¹⁾	d	h _{ef}	h _{ef} /d	f _{cc}	τ _{u,weit} ²⁾	τ _{u,weit} /τ _{u,max} ³⁾	S _{cr,Np}	S _{cr,Np} /d	S _{cr,Np} /h _{ef}	
[-]	[-]	[mm]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]	[-]	
A	4	6	30	5	25	7,8	0,41	60	10,0	2,0	
A		6	60	10		9,3	0,34	72	12,0	1,2	
A		6	120	20		8,8	0,23	54	9,0	0,5	
B		6	60	10		12,8	0,47	96	16,0	1,6	
B		6	120	20		13,4	0,35	108	18,0	0,9	
C		6	60	10		16,1	0,59	120	20,0	2,0	
A		12	60	5		6,1	0,45	96	8,0	1,6	
A		12	120	10		8,4	0,44	144	12,0	1,2	
A		12	240	20		8,7	0,32	144	12,0	0,6	
B		12	240	20		13,8	0,51	228	19,0	1,0	
A		24	240	10		9,0	0,66	336	14,0	1,4	
A		24	480	20		9,6	0,50	240	10,0	0,5	
A		12	120	10		60	11,3	0,59	120	10,0	1,0
A		12	240	20			10,9	0,40	96	8,0	0,4
A		12	60	5			7,9	0,58	72	6,0	1,2
B		6	6	60		10	25	12,8	0,47	96	16,0
C	6		60	10	14,5	0,54		90	15,0	1,5	
A	12		60	5	6,9	0,51		96	8,0	1,6	
A	12		120	10	8,4	0,44		144	12,0	1,2	
A	12		240	20	8,7	0,32		144	12,0	0,6	
MIN	4	6	30	5	25	6,1	0,23	54	6	0,4	
MAX	6	24	480	20	60	16,1	0,66	336	20	2,0	

¹⁾ Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe

²⁾ ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung

³⁾ nach Gl. (6.11)

Aus numerischen Untersuchungen ermittelte charakteristische Achsabstände von quadratischen Gruppenbefestigungen mit vier und sechs Verbunddübeln, Versagensart Herausziehen

Anhang C

Quelle	Mörtel	n ¹⁾	d	h _{ef}	f _{cc}	h _{ef} /d	τ _{u,weit} ²⁾	τ _{u,weit} /τ _{u,max} ³⁾	S _{cr,Np}	S _{cr,Np} /d
	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]
Bild 6.65	A	4	6	60	25	10	9,3	0,34	72	12,0
	A	4	6	120		20	8,8	0,23	54	9,0
	B	4	6	60		10	12,8	0,47	96	16,0
	B	4	6	120		20	13,4	0,35	108	18,0
	C	4	6	60		10	16,1	0,59	120	20,0
	A	4	12	60		5	6,1	0,45	96	8,0
	A	4	12	120		10	8,4	0,44	144	12,0
	A	4	12	240		20	8,7	0,32	144	12,0
	B	4	12	240		20	13,8	0,51	228	19,0
	A	4	24	240		10	9,0	0,66	336	14,0
	A	4	24	480		20	9,6	0,50	240	10,0
	A	4	6	30		5	7,8	0,41	60	10,0
	A	6	6	60		10	12,8	0,47	96	16,0
	B	6	6	60		10	14,5	0,54	90	15,0
	A	6	12	60		5	6,9	0,51	96	8,0
	A	6	12	120		10	8,4	0,44	144	12,0
	A	6	12	240		20	8,7	0,32	144	12,0

¹⁾ Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe

²⁾ ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung

³⁾ nach Gl. (6.11)

Zusammenstellung der in Bild 6.65 dargestellten Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln (M6-M24, h_{ef}/d= 5-20, f_{cc}= 25 N/mm², Mörtel A, Mörtel B und Mörtel C, τ_{u,weit}= 6,9-14,5 N/mm²)

Anhang D

Quelle	Mörtel	d	h _{ef}	f _{cc}	h _{ef} /d	$\tau_{u,weit}^{1)}$	N _u ¹⁾	$\tau_{u,Rand(c=0)}^{1)}$	N _{u,Rand(c=0)} ¹⁾	N _{u,Rand(c=0)/N_u}	$\tau_{u,max}^{2)}$	$\tau_{u}/\tau_{u,max}^{3)}$
	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[-]	[N/mm ²]	[-]
Bild 6.79	A	6	30	25	5	7,8	4,4	2,6	1,5	0,33	19,2	0,41
		6	30		5	11,9	6,7	3,1	1,8	0,26	19,2	0,62
	A	6	60		10	9,3	10,1	2,9	3,3	0,33	27,1	0,33
	B	6	60		10	12,8	14,5	3,3	3,8	0,26	27,1	0,47
	C	6	60		10	16,1	16,4	3,9	4,4	0,27	27,1	0,53
	A	6	120		20	8,8	19,9	2,7	6,1	0,31	38,3	0,23
	A	12	60		5	6,9	15,6	2,1	4,7	0,30	13,6	0,51
	C	12	60		5	14,0	27,8	3,0	6,8	0,24	13,6	0,91
	A	12	120		10	8,8	39,8	2,7	12,1	0,30	19,2	0,46
	C	12	120		10	18,0	69,7	3,5	15,7	0,23	19,2	0,80
	A	24	120		5	6,9	68,8	2,1	18,5	0,27	9,6	0,79
	C	24	120		5	11,4	78,7	2,4	21,4	0,27	9,6	0,91
	A	24	240		10	9,0	162,9	2,2	40,5	0,25	13,6	0,66

¹⁾ ermittelt an Auszugsversuchen mit weiter Abstützung

²⁾ nach Gl. (6.11)

Zusammenstellung der in Bild 6.79 dargestellten Einzelverbunddübel am Rand

Anhang E (Gruppenbefestigungen, experimentelle Ergebnisse)

n	= Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe [-]
d	= Durchmesser der Gewindestange [mm]
h_{ef}	= Verankerungstiefe [mm]
s_1	= Achsabstand in x-Richtung [mm]
s_2	= Achsabstand in y-Richtung [mm]
f_{cc}	= mittlere Würfeldruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm
$N_{u,Gruppe}$	= mittlere Gruppentraglast gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung
$N_{u,Einzel}$	= mittlere Traglast des zugehörigen Einzelverbunddübel der Gruppe gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung
$\tau_{u,weit}$	= mittlere Verbundspannung berechnet aus der mittleren Traglast $N_{u,Einzel}$

	Quelle	n	d	h_{ef}	s_1	s_2	h_{ef}/d	s/h_{ef}	s/d	f_{cc}	$N_{u,Gruppe}$	$N_{u,Einzel}$	$\tau_{u,weit}$
		[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]
Anhang E, Gruppenbefestigungen, experimentelle Ergebnisse													
1	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	25,9	28,7	15,7	13,0
2	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	25,9	31,2	15,7	13,0
3	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	25,9	32,1	15,7	13,0
4	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	25,9	31,4	15,7	13,0
5	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	26,5	29,9	15,8	13,1
6	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	26,5	25,8	15,8	13,1
7	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	26,5	26,9	15,8	13,1
8	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	32,7	56,1	22,5	14,0
9	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	32,7	57,6	22,5	14,0
10	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	32,7	58,3	22,5	14,0
11	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	23,5	51,1	20,4	12,7
12	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	23,5	52,0	20,4	12,7
13	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	23,5	49,7	20,4	12,7
14	Lehr (2003)	4	8,0	64	96	96	8,0	1,5	12,0	33,7	67,7	22,7	14,1
15	Lehr (2003)	4	8,0	64	96	96	8,0	1,5	12,0	33,7	65,5	22,7	14,1
16	Lehr (2003)	4	8,0	64	96	96	8,0	1,5	12,0	33,7	67,6	22,7	14,1
17	Lehr (2003)	4	8,0	64	96	96	8,0	1,5	12,0	33,7	69,3	22,7	14,1
18	Lehr (2003)	4	8,0	64	128	128	8,0	2,0	16,0	33,7	76,9	22,7	14,1
19	Lehr (2003)	4	8,0	64	128	128	8,0	2,0	16,0	33,7	70,4	22,7	14,1
20	Lehr (2003)	4	8,0	64	128	128	8,0	2,0	16,0	33,7	75,5	22,7	14,1
21	Lehr (2003)	4	8,0	64	128	128	8,0	2,0	16,0	33,7	90,7	22,7	14,1
22	Lehr (2003)	4	8,0	64	160	160	8,0	2,5	20,0	27,6	80,9	21,4	13,3
23	Lehr (2003)	4	8,0	64	160	160	8,0	2,5	20,0	32,7	73,3	22,5	14,0
24	Lehr (2003)	4	8,0	64	160	160	8,0	2,5	20,0	32,7	76,8	22,5	14,0
25	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	23,5	79,0	25,5	12,7
26	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	23,5	67,3	25,5	12,7
27	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	25,9	72,8	26,2	13,0
28	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	25,9	72,3	26,2	13,0
29	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	26,5	64,5	26,4	13,1
30	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	26,5	66,7	26,4	13,1
31	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	28,8	71,4	27,1	13,5
32	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	28,8	69,6	27,1	13,5
33	Lehr (2003)	4	8,0	80	120	120	10,0	1,5	15,0	27,3	76,2	26,6	13,2
34	Lehr (2003)	4	8,0	80	120	120	10,0	1,5	15,0	27,3	82,2	26,6	13,2
35	Lehr (2003)	4	8,0	80	120	120	10,0	1,5	15,0	27,3	72,8	26,6	13,2
36	Lehr (2003)	4	8,0	80	120	120	10,0	1,5	15,0	27,3	65,3	26,6	13,2
37	Lehr (2003)	4	8,0	96	48	48	12,0	0,5	6,0	26,5	72,9	31,7	13,1
38	Lehr (2003)	4	8,0	96	48	48	12,0	0,5	6,0	26,5	55,1	31,7	13,1
39	Lehr (2003)	4	8,0	96	48	48	12,0	0,5	6,0	26,5	68,4	31,7	13,1
40	Lehr (2003)	4	8,0	96	144	144	12,0	1,5	18,0	28,8	110,1	32,5	13,5
41	Lehr (2003)	4	8,0	96	144	144	12,0	1,5	18,0	28,8	106,1	32,5	13,5
42	Lehr (2003)	4	8,0	96	144	144	12,0	1,5	18,0	28,8	109,5	32,5	13,5
43	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	62,1	40,6	20,4	16,9
44	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	62,1	41,2	20,4	16,9
45	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	62,1	25,7	20,4	16,9
46	Lehr (2003)	4	8,0	48	48	48	6,0	1,0	6,0	62,1	34,8	20,4	16,9
47	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	62,1	58,6	27,3	16,9
48	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	62,1	55,7	27,3	16,9
49	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	62,1	54,1	27,3	16,9
50	Lehr (2003)	4	8,0	64	64	64	8,0	1,0	8,0	62,1	56,4	27,3	16,9
51	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	63,7	88,5	34,3	17,1
52	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	63,7	93,7	34,3	17,1
53	Lehr (2003)	4	8,0	80	80	80	10,0	1,0	10,0	63,7	89,2	34,3	17,1
54	Lehr (2003)	4	8,0	96	48	48	12,0	0,5	6,0	54,0	102,3	39,2	16,3
55	Lehr (2003)	4	8,0	96	48	48	12,0	0,5	6,0	54,0	101,0	39,2	16,3
56	Lehr (2003)	4	8,0	96	48	48	12,0	0,5	6,0	54,0	103,5	39,2	16,3
57	Lehr (2003)	4	8,0	96	48	48	12,0	0,5	6,0	54,0	99,5	39,2	16,3
58	Lehr (2003)	4	8,0	96	96	96	12,0	1,0	12,0	63,7	116,8	41,2	17,1
59	Lehr (2003)	4	8,0	96	96	96	12,0	1,0	12,0	63,7	107,2	41,2	17,1
60	Lehr (2003)	4	8,0	96	96	96	12,0	1,0	12,0	63,7	102,1	41,2	17,1
61	Lehr (2003)	4	8,0	96	144	144	12,0	1,5	18,0	54,0	140,3	39,2	16,3
62	Lehr (2003)	4	8,0	96	144	144	12,0	1,5	18,0	54,0	113,0	39,2	16,3

Fortsetzung 1, Anhang E (Gruppenbefestigungen)													
63	Lehr (2003)	4	8,0	96	144	144	12,0	1,5	18,0	54,0	134,5	39,2	16,3
64	Lehr (2003)	4	8,0	96	144	144	12,0	1,5	18,0	54,0	141,4	39,2	16,3
65	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	33,7	37,3	23,9	13,2
66	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	33,7	39,3	23,9	13,2
67	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	33,7	38,8	23,9	13,2
68	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	33,7	37,4	23,9	13,2
69	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	35,7	32,3	24,4	13,5
70	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	35,7	26,8	24,4	13,5
71	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	35,7	28,0	24,4	13,5
72	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	35,7	30,6	24,4	13,5
73	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	22,4	32,4	21,2	11,7
74	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	22,4	32,0	21,2	11,7
75	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	22,4	24,9	21,2	11,7
76	Lehr (2003)	4	12,0	48	72	72	4,0	1,5	6,0	22,4	25,9	21,2	11,7
77	Lehr (2003)	4	12,0	48	96	96	4,0	2,0	8,0	33,7	60,4	23,9	13,2
78	Lehr (2003)	4	12,0	48	96	96	4,0	2,0	8,0	33,7	51,4	23,9	13,2
79	Lehr (2003)	4	12,0	48	96	96	4,0	2,0	8,0	33,7	46,8	23,9	13,2
80	Lehr (2003)	4	12,0	48	96	96	4,0	2,0	8,0	33,7	49,4	23,9	13,2
81	Lehr (2003)	4	12,0	48	120	120	4,0	2,5	10,0	26,4	44,3	22,3	12,3
82	Lehr (2003)	4	12,0	48	120	120	4,0	2,5	10,0	26,4	38,6	22,3	12,3
83	Lehr (2003)	4	12,0	48	120	120	4,0	2,5	10,0	33,7	52,0	23,9	13,2
84	Lehr (2003)	4	12,0	48	120	120	4,0	2,5	10,0	33,7	62,8	23,9	13,2
85	Lehr (2003)	4	12,0	48	120	120	4,0	2,5	10,0	32,3	53,3	23,6	13,1
86	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	29,8	47,6	23,1	12,8
87	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	29,8	39,6	23,1	12,8
88	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	29,8	45,3	23,1	12,8
89	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	29,8	39,3	23,1	12,8
90	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	28,1	63,6	22,7	12,5
91	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	28,1	71,7	22,7	12,5
92	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	33,7	68,7	23,9	13,2
93	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	33,7	54,4	23,9	13,2
94	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	33,7	71,7	23,9	13,2
95	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	23,5	67,7	21,5	11,9
96	Lehr (2003)	4	12,0	48	144	144	4,0	3,0	12,0	23,5	68,4	21,5	11,9
97	Lehr (2003)	4	12,0	72	72	72	6,0	1,0	6,0	28,9	64,7	34,3	12,6
98	Lehr (2003)	4	12,0	72	72	72	6,0	1,0	6,0	28,9	62,5	34,3	12,6
99	Lehr (2003)	4	12,0	72	72	72	6,0	1,0	6,0	26,5	61,8	33,4	12,3
100	Lehr (2003)	4	12,0	72	72	72	6,0	1,0	6,0	26,5	62,9	33,4	12,3
101	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	27,2	77,4	44,9	12,4
102	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	27,2	79,7	44,9	12,4
103	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	27,2	79,4	44,9	12,4
104	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	26,4	90,8	44,5	12,3
105	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	27,6	101,8	45,1	12,5
106	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	27,6	96,8	45,1	12,5
107	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	27,6	90,0	45,1	12,5
108	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	27,6	131,4	45,1	12,5
109	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	27,6	134,2	45,1	12,5
110	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	27,6	125,5	45,1	12,5
111	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	27,6	127,1	45,1	12,5
112	Lehr (2003)	4	12,0	96	192	192	8,0	2,0	16,0	33,7	156,0	47,9	13,2
113	Lehr (2003)	4	12,0	96	192	192	8,0	2,0	16,0	33,7	157,9	47,9	13,2
114	Lehr (2003)	4	12,0	96	192	192	8,0	2,0	16,0	33,7	129,5	47,9	13,2
115	Lehr (2003)	4	12,0	96	192	192	8,0	2,0	16,0	33,7	153,9	47,9	13,2
116	Lehr (2003)	4	12,0	96	240	240	8,0	2,5	20,0	23,4	106,0	42,9	11,9
117	Lehr (2003)	4	12,0	96	240	240	8,0	2,5	20,0	23,4	134,3	42,9	11,9
118	Lehr (2003)	4	12,0	96	240	240	8,0	2,5	20,0	23,4	100,4	42,9	11,9
119	Lehr (2003)	4	12,0	96	240	240	8,0	2,5	20,0	23,4	114,5	42,9	11,9
120	Lehr (2003)	4	12,0	96	240	240	8,0	2,5	20,0	23,5	182,9	43,0	11,9
121	Lehr (2003)	4	12,0	96	240	240	8,0	2,5	20,0	25,9	129,9	44,3	12,2
122	Lehr (2003)	4	12,0	144	48	48	12,0	0,3	4,0	30,6	123,6	69,8	12,9
123	Lehr (2003)	4	12,0	144	48	48	12,0	0,3	4,0	30,6	88,8	69,8	12,9
124	Lehr (2003)	4	12,0	144	48	48	12,0	0,3	4,0	30,6	106,0	69,8	12,9
125	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	32,7	135,6	71,2	13,1
126	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	27,2	166,0	67,4	12,4
127	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	27,2	146,2	67,4	12,4
128	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	27,2	168,1	67,4	12,4
129	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	27,2	148,9	67,4	12,4
130	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	26,4	198,2	66,8	12,3

Fortsetzung 2, Anhang E (Gruppenbefestigungen)

131	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	26,4	206,6	66,8	12,3
132	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	26,4	177,0	66,8	12,3
133	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	26,4	158,8	66,8	12,3
134	Lehr (2003)	4	12,0	144	216	216	12,0	1,5	18,0	26,4	208,6	66,8	12,3
135	Lehr (2003)	4	12,0	144	216	216	12,0	1,5	18,0	26,4	209,3	66,8	12,3
136	Lehr (2003)	4	12,0	144	216	216	12,0	1,5	18,0	33,7	217,6	71,8	13,2
137	Lehr (2003)	4	12,0	192	192	192	16,0	1,0	16,0	30,5	233,4	93,0	12,8
138	Lehr (2003)	4	12,0	192	192	192	16,0	1,0	16,0	30,5	229,8	93,0	12,8
139	Lehr (2003)	4	16,0	128	128	128	8,0	1,0	8,0	29,6	172,3	61,6	9,6
140	Lehr (2003)	4	16,0	128	128	128	8,0	1,0	8,0	29,6	145,9	61,6	9,6
141	Lehr (2003)	4	16,0	128	128	128	8,0	1,0	8,0	29,6	174,0	61,6	9,6
142	Lehr (2003)	4	16,0	128	128	128	8,0	1,0	8,0	29,6	182,7	61,6	9,6
143	Lehr (2003)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	42,5	1092,9	300,4	13,8
144	Lehr (2003)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	42,5	688,8	300,4	13,8
145	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	27,2	31,4	21,7	12,0
146	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	27,2	34,4	21,7	12,0
147	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	22,4	34,6	20,5	11,3
148	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	22,4	36,6	20,5	11,3
149	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	22,4	35,8	20,5	11,3
150	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	22,4	35,1	20,5	11,3
151	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	21,8	73,9	40,6	11,2
152	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	25,7	81,0	42,7	11,8
153	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	35,3	96,4	47,0	13,0
154	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	35,3	89,8	47,0	13,0
155	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	21,8	102,1	40,6	11,2
156	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	21,8	85,4	40,6	11,2
157	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	21,8	81,2	40,6	11,2
158	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	35,3	113,3	47,0	13,0
159	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	35,3	118,0	47,0	13,0
160	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	25,7	89,6	42,7	11,8
161	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	30,4	159,3	44,9	12,4
162	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	30,4	164,6	44,9	12,4
163	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	30,4	142,4	44,9	12,4
164	Lehr (2003)	4	12,0	120	72	72	10,0	0,6	6,0	27,5	107,5	54,5	12,0
165	Lehr (2003)	4	12,0	120	72	72	10,0	0,6	6,0	27,5	118,8	54,5	12,0
166	Lehr (2003)	4	12,0	120	72	72	10,0	0,6	6,0	27,5	124,6	54,5	12,0
167	Lehr (2003)	4	12,0	120	120	120	10,0	1,0	10,0	27,5	143,9	54,5	12,0
168	Lehr (2003)	4	12,0	120	120	120	10,0	1,0	10,0	27,5	136,5	54,5	12,0
169	Lehr (2003)	4	12,0	120	120	120	10,0	1,0	10,0	27,5	154,8	54,5	12,0
170	Lehr (2003)	4	12,0	120	180	180	10,0	1,5	15,0	29,1	127,6	55,4	12,2
171	Lehr (2003)	4	12,0	120	180	180	10,0	1,5	15,0	29,1	130,1	55,4	12,2
172	Lehr (2003)	4	12,0	120	180	180	10,0	1,5	15,0	29,1	161,1	55,4	12,2
173	Lehr (2003)	4	12,0	120	240	240	10,0	2,0	20,0	29,1	175,1	55,4	12,2
174	Lehr (2003)	4	12,0	120	240	240	10,0	2,0	20,0	29,1	166,0	55,4	12,2
175	Lehr (2003)	4	12,0	120	240	240	10,0	2,0	20,0	29,1	187,2	55,4	12,2
176	Lehr (2003)	4	12,0	144	48	48	12,0	0,3	4,0	30,6	137,3	67,5	12,4
177	Lehr (2003)	4	12,0	144	48	48	12,0	0,3	4,0	30,6	113,2	67,5	12,4
178	Lehr (2003)	4	12,0	144	48	48	12,0	0,3	4,0	32,0	138,0	68,4	12,6
179	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	24,9	111,0	63,4	11,7
180	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	24,9	131,8	63,4	11,7
181	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	24,9	136,8	63,4	11,7
182	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	33,5	161,9	69,3	12,8
183	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	33,5	172,4	69,3	12,8
184	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	24,9	153,7	63,4	11,7
185	Lehr (2003)	4	12,0	144	216	216	12,0	1,5	18,0	28,2	221,5	65,9	12,1
186	Lehr (2003)	4	12,0	144	216	216	12,0	1,5	18,0	28,2	218,3	65,9	12,1
187	Lehr (2003)	4	12,0	144	216	216	12,0	1,5	18,0	28,2	221,0	65,9	12,1
188	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	46,2	52,7	25,5	14,1
189	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	46,2	53,5	25,5	14,1
190	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	46,2	50,2	25,5	14,1
191	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	46,2	53,3	25,5	14,1
192	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	59,7	48,4	27,5	15,2
193	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	59,7	47,1	27,5	15,2
194	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	59,7	48,0	27,5	15,2
195	Lehr (2003)	4	12,0	48	48	48	4,0	1,0	4,0	59,7	46,2	27,5	15,2
196	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	57,9	117,7	54,5	15,1
197	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	57,9	130,7	54,5	15,1
198	Lehr (2003)	4	12,0	96	48	48	8,0	0,5	4,0	63,9	120,1	56,1	15,5

Fortsetzung 3, Anhang E (Gruppenbefestigungen)

199	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	57,9	126,9	54,5	15,1
200	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	57,9	133,8	54,5	15,1
201	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	57,9	176,9	54,5	15,1
202	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	56,0	129,5	53,9	14,9
203	Lehr (2003)	4	12,0	96	96	96	8,0	1,0	8,0	56,0	135,2	53,9	14,9
204	Lehr (2003)	4	12,0	96	128	128	8,0	1,3	10,7	56,0	183,0	53,9	14,9
205	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	57,9	178,0	54,5	15,1
206	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	57,9	112,1	54,5	15,1
207	Lehr (2003)	4	12,0	96	144	144	8,0	1,5	12,0	57,9	150,8	54,5	15,1
208	Lehr (2003)	4	12,0	120	120	120	10,0	1,0	10,0	56,0	165,4	67,4	14,9
209	Lehr (2003)	4	12,0	120	120	120	10,0	1,0	10,0	56,0	152,8	67,4	14,9
210	Lehr (2003)	4	12,0	120	120	120	10,0	1,0	10,0	56,0	172,9	67,4	14,9
211	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	57,5	166,5	81,5	15,0
212	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	57,5	205,0	81,5	15,0
213	Lehr (2003)	4	12,0	144	72	72	12,0	0,5	6,0	57,5	168,4	81,5	15,0
214	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	57,5	224,4	81,5	15,0
215	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	59,9	174,0	82,6	15,2
216	Lehr (2003)	4	12,0	144	144	144	12,0	1,0	12,0	59,9	179,9	82,6	15,2
217	Lehr (2003)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	25,6	88,0	45,2	9,4
218	Lehr (2003)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	25,6	77,6	45,2	9,4
219	Lehr (2003)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	25,6	69,3	45,2	9,4
220	Lehr (2003)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	25,6	71,4	45,2	9,4
221	Lehr (2003)	4	16,0	128	128	128	8,0	1,0	8,0	31,0	173,4	63,8	9,9
222	Lehr (2003)	4	16,0	128	128	128	8,0	1,0	8,0	31,0	174,0	63,8	9,9
223	Lehr (2003)	4	16,0	128	128	128	8,0	1,0	8,0	31,0	183,6	63,8	9,9
224	Lehr (2003)	4	16,0	160	160	160	10,0	1,0	10,0	33,5	231,6	81,7	10,2
225	Lehr (2003)	4	16,0	160	160	160	10,0	1,0	10,0	33,5	229,3	81,7	10,2
226	Lehr (2003)	4	16,0	160	160	160	10,0	1,0	10,0	33,5	211,4	81,7	10,2
227	Appl (2005)	4	16,0	96	144	144	6,0	1,5	9,0	30,0	109,6	34,3	7,1
228	Appl (2005)	4	16,0	96	144	144	6,0	1,5	9,0	30,0	105,0	34,3	7,1
229	Appl (2005)	4	16,0	96	144	144	6,0	1,5	9,0	30,0	107,6	34,3	7,1
230	Appl (2005)	4	16,0	96	144	144	6,0	1,5	9,0	30,0	103,4	34,3	7,1
231	Appl (2005)	4	16,0	96	144	144	6,0	1,5	9,0	30,0	99,4	34,3	7,1
232	Appl (2005)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	30,0	82,0	34,3	7,1
233	Appl (2005)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	30,0	84,0	34,3	7,1
234	Appl (2005)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	30,0	73,0	34,3	7,1
235	Appl (2005)	4	16,0	96	96	96	6,0	1,0	6,0	30,0	77,0	34,3	7,1
236	Appl (2005)	4	16,0	96	195	195	6,0	2,0	12,2	30,0	111,1	34,3	7,1
237	Appl (2005)	4	16,0	96	195	195	6,0	2,0	12,2	30,0	96,4	34,3	7,1
238	Appl (2005)	4	16,0	96	195	195	6,0	2,0	12,2	30,0	93,2	34,3	7,1
239	Appl (2005)	4	16,0	96	195	195	6,0	2,0	12,2	30,0	111,6	34,3	7,1
240	Appl (2005)	4	16,0	80	96	96	5,0	1,2	6,0	26,7	69,6	24,1	6,0
241	Appl (2005)	4	16,0	80	96	96	5,0	1,2	6,0	26,7	86,3	24,1	6,0
242	Appl (2005)	4	16,0	80	96	96	5,0	1,2	6,0	26,7	72,6	24,1	6,0
243	Appl (2005)	4	16,0	80	144	144	5,0	1,8	9,0	26,7	68,5	24,1	6,0
244	Appl (2005)	4	16,0	80	144	144	5,0	1,8	9,0	26,7	67,3	24,1	6,0
245	Appl (2005)	4	16,0	80	144	144	5,0	1,8	9,0	26,7	88,2	24,1	6,0
246	Appl (2005)	4	16,0	80	144	144	5,0	1,8	9,0	26,7	71,0	24,1	6,0
247	Appl (2005)	4	16,0	80	196	196	5,0	2,5	12,3	26,7	70,0	24,1	6,0
248	Appl (2005)	4	16,0	80	196	196	5,0	2,5	12,3	26,7	78,7	24,1	6,0
249	Appl (2005)	4	16,0	80	196	196	5,0	2,5	12,3	26,7	95,4	24,1	6,0
250	Appl (2005)	4	16,0	80	225	225	5,0	2,8	14,1	26,7	84,1	24,1	6,0
251	Appl (2005)	4	16,0	80	225	225	5,0	2,8	14,1	26,7	106,9	24,1	6,0
252	Appl (2005)	4	16,0	80	225	225	5,0	2,8	14,1	26,7	86,2	24,1	6,0
253	Appl (2005)	4	16,0	150	96	96	9,4	0,6	6,0	26,7	136,2	55,0	7,3
254	Appl (2005)	4	16,0	150	96	96	9,4	0,6	6,0	26,7	182,9	55,0	7,3
255	Appl (2005)	4	16,0	150	96	96	9,4	0,6	6,0	26,7	185,5	55,0	7,3
256	Appl (2005)	4	16,0	150	144	144	9,4	1,0	9,0	26,7	148,8	55,0	7,3
257	Appl (2005)	4	16,0	150	144	144	9,4	1,0	9,0	26,7	165,8	55,0	7,3
258	Appl (2005)	4	16,0	150	144	144	9,4	1,0	9,0	26,7	164,6	55,0	7,3
259	Appl (2005)	4	16,0	150	196	196	9,4	1,3	12,3	26,7	188,2	55,0	7,3
260	Appl (2005)	4	16,0	150	196	196	9,4	1,3	12,3	26,7	175,3	55,0	7,3
261	Appl (2005)	4	16,0	150	196	196	9,4	1,3	12,3	26,7	176,0	55,0	7,3
262	Appl (2005)	4	16,0	150	225	225	9,4	1,5	14,1	26,7	228,2	55,0	7,3
263	Appl (2005)	4	16,0	150	225	225	9,4	1,5	14,1	26,7	200,1	55,0	7,3
264	Appl (2005)	4	16,0	150	225	225	9,4	1,5	14,1	26,7	183,6	55,0	7,3
265	Appl (2005)	4	12,0	80	165	165	6,7	2,1	13,8	30,0	145,2	48,0	15,9
266	Appl (2005)	4	12,0	80	165	165	6,7	2,1	13,8	30,0	133,6	48,0	15,9

Fortsetzung 4, Anhang E (Gruppenbefestigungen)													
267	Appl (2005)	4	12,0	80	165	165	6,7	2,1	13,8	30,0	139,2	48,0	15,9
268	Appl (2005)	4	12,0	80	165	165	6,7	2,1	13,8	30,0	143,6	48,0	15,9
269	Appl (2005)	4	8,0	82	50	50	10,3	0,6	6,3	31,6	78,6	43,3	21,0
270	Appl (2005)	4	8,0	82	50	50	10,3	0,6	6,3	31,6	73,2	43,3	21,0
271	Appl (2005)	4	8,0	82	50	50	10,3	0,6	6,3	31,6	86,9	43,3	21,0
272	Appl (2005)	4	8,0	82	50	50	10,3	0,6	6,3	31,6	69,9	43,3	21,0
273	Appl (2005)	4	8,0	82	50	50	10,3	0,6	6,3	31,6	77,6	43,3	21,0
274	Appl (2005)	4	8,0	120	50	50	15,0	0,4	6,3	29,8	114,6	63,3	21,0
275	Appl (2005)	4	8,0	120	50	50	15,0	0,4	6,3	29,8	113,2	63,3	21,0
276	Appl (2005)	4	8,0	120	50	50	15,0	0,4	6,3	29,8	115,7	63,3	21,0
277	Appl (2005)	4	8,0	120	50	50	15,0	0,4	6,3	29,8	116,8	63,3	21,0
278	Appl (2005)	4	8,0	120	50	50	15,0	0,4	6,3	29,8	107,7	63,3	21,0
279	Appl (2005)	4	10,0	152	50	50	15,2	0,3	5,0	32,8	228,5	100,3	21,0
280	Appl (2005)	4	10,0	152	50	50	15,2	0,3	5,0	32,8	217,9	100,3	21,0
281	Appl (2005)	4	10,0	152	50	50	15,2	0,3	5,0	32,8	208,7	100,3	21,0
282	Appl (2005)	4	10,0	152	50	50	15,2	0,3	5,0	32,8	209,8	100,3	21,0
283	Appl (2005)	4	10,0	152	50	50	15,2	0,3	5,0	32,8	197,6	100,3	21,0
284	Spieth (1995)	4	15,9	127	75	75	8,0	0,6	4,7	61,0	213,6	82,5	13,0
285	Spieth (1995)	4	15,9	127	75	75	8,0	0,6	4,7	52,7	169,7	94,5	14,9
286	Spieth (1995)	4	15,9	127	75	75	8,0	0,6	4,7	54,9	156,4	94,5	14,9
287	Spieth (1995)	4	15,9	127	125	125	8,0	1,0	7,9	61,0	222,8	94,5	14,9
288	Spieth (1995)	4	15,9	127	125	125	8,0	1,0	7,9	61,0	212,1	94,5	14,9
289	Spieth (1995)	4	15,9	127	125	125	8,0	1,0	7,9	61,0	224,1	94,5	14,9
290	Spieth (1995)	4	15,9	127	175	175	8,0	1,4	11,0	61,0	308,1	94,5	14,9
291	Spieth (1995)	4	15,9	127	175	175	8,0	1,4	11,0	52,7	263,1	94,5	14,9
292	Spieth (1995)	4	15,9	127	175	175	8,0	1,4	11,0	52,7	270,4	94,5	14,9
293	Spieth (1995)	4	15,9	191	75	75	12,0	0,4	4,7	52,7	234,3	163,7	17,2
294	Spieth (1995)	4	15,9	191	75	75	12,0	0,4	4,7	52,7	205,2	163,7	17,2
295	Spieth (1995)	4	15,9	191	75	75	12,0	0,4	4,7	52,7	250,7	163,7	17,2
296	Spieth (1995)	4	15,9	191	125	125	12,0	0,7	7,9	52,7	330,6	163,7	17,2
297	Spieth (1995)	4	15,9	191	125	125	12,0	0,7	7,9	52,7	307,0	163,7	17,2
298	Spieth (1995)	4	15,9	191	125	125	12,0	0,7	7,9	52,7	354,7	163,7	17,2
299	Spieth (1995)	4	15,9	191	175	175	12,0	0,9	11,0	52,7	374,4	163,7	17,2
300	Spieth (1995)	4	15,9	191	175	175	12,0	0,9	11,0	52,7	319,4	163,7	17,2
301	Spieth (1995)	4	15,9	191	175	175	12,0	0,9	11,0	52,7	433,8	163,7	17,2
302	Spieth (1995)	4	15,9	127	75	75	8,0	0,6	4,7	52,7	184,4	94,5	14,9
303	Spieth (1995)	4	15,9	127	125	125	8,0	1,0	7,9	52,7	200,4	94,5	14,9
304	Spieth (1995)	4	15,9	127	175	175	8,0	1,4	11,0	52,7	271,9	94,5	14,9
305	Spieth (1995)	4	12,7	127	75	75	10,0	0,6	5,9	54,9	144,6	89,7	17,7
306	Spieth (1995)	4	12,7	127	75	75	10,0	0,6	5,9	54,9	198,7	89,7	17,7
307	Spieth (1995)	4	12,7	127	75	75	10,0	0,6	5,9	54,9	186,1	89,7	17,7
308	Spieth (1995)	4	12,7	127	125	125	10,0	1,0	9,8	54,9	260,8	89,7	17,7
309	Spieth (1995)	4	12,7	127	125	125	10,0	1,0	9,8	54,9	218,7	89,7	17,7
310	Spieth (1995)	4	12,7	127	125	125	10,0	1,0	9,8	54,9	237,6	89,7	17,7
311	Spieth (1995)	4	15,9	127	75	75	8,0	0,6	4,7	52,7	181,3	93,3	14,7
312	Spieth (1995)	4	15,9	127	75	75	8,0	0,6	4,7	52,7	184,6	93,3	14,7
313	Spieth (1995)	4	15,9	127	75	75	8,0	0,6	4,7	61,0	203,1	93,3	14,7
314	Spieth (1995)	4	15,9	127	125	125	8,0	1,0	7,9	61,0	267,8	93,3	14,7
315	Spieth (1995)	4	15,9	127	125	125	8,0	1,0	7,9	61,0	291,5	93,3	14,7
316	Spieth (1995)	4	15,9	127	125	125	8,0	1,0	7,9	52,7	226,1	93,3	14,7
317	Spieth (1995)	4	15,9	127	175	175	8,0	1,4	11,0	61,0	304,7	93,3	14,7
318	Spieth (1995)	4	15,9	127	175	175	8,0	1,4	11,0	52,7	229,5	93,3	14,7
319	Spieth (1995)	4	15,9	127	175	175	8,0	1,4	11,0	52,7	259,3	93,3	14,7
320	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	25,7	691,7	258,4	11,9
321	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	192	192	12,0	0,7	8,0	26,8	642,6	261,6	12,0
322	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	192	192	12,0	0,7	8,0	31,0	653,4	273,3	12,6
323	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	192	192	12,0	0,7	8,0	28,0	594,2	265,1	12,2
324	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	27,9	756,6	264,8	12,2
325	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	26,8	815,3	261,6	12,0
326	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	192	192	12,0	0,7	8,0	30,2	577,7	358,3	16,5
327	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	192	192	12,0	0,7	8,0	30,2	620,9	358,3	16,5
328	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	192	192	12,0	0,7	8,0	38,4	765,2	358,3	16,5
329	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	30,4	1077,9	358,3	16,5
330	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	38,0	999,6	358,3	16,5
331	Opferkuch (2000)	4	24,0	288	384	384	12,0	1,3	16,0	34,0	1090,3	358,3	16,5
332	HILTI	4	10,0	89	50	50	8,9	0,6	5,0	25,0	84,2	58,7	21,0
333	HILTI	4	10,0	89	50	50	8,9	0,6	5,0	25,0	82,9	58,7	21,0
334	HILTI	4	10,0	89	50	50	8,9	0,6	5,0	25,0	79,5	58,7	21,0

Fortsetzung 5, Anhang E (Gruppenbefestigungen)

335	HILTI	4	10,0	89	50	50	8,9	0,6	5,0	25,0	90,3	58,7	21,0
336	HILTI	4	10,0	89	50	50	8,9	0,6	5,0	25,0	86,5	58,7	21,0
337	HILTI	4	12,0	107	60	60	8,9	0,6	5,0	31,7	125,1	84,7	21,0
338	HILTI	4	12,0	107	60	60	8,9	0,6	5,0	31,7	130,2	84,7	21,0
339	HILTI	4	12,0	107	60	60	8,9	0,6	5,0	31,7	133,4	84,7	21,0
340	HILTI	4	12,0	107	60	60	8,9	0,6	5,0	31,7	128,4	84,7	21,0
341	HILTI	4	12,0	107	60	60	8,9	0,6	5,0	31,7	122,2	84,7	21,0
342	HILTI	4	16,0	125	60	60	7,8	0,5	3,8	31,8	149,8	131,9	21,0
343	HILTI	4	16,0	125	60	60	7,8	0,5	3,8	31,8	135,1	131,9	21,0
344	HILTI	4	16,0	125	60	60	7,8	0,5	3,8	31,8	147,5	131,9	21,0
345	HILTI	4	16,0	125	60	60	7,8	0,5	3,8	31,8	144,4	131,9	21,0
346	HILTI	4	16,0	125	60	60	7,8	0,5	3,8	31,8	152,1	131,9	21,0
347		4	16,0	125	100	100	7,8	0,8	6,3	24,4	104,5	113,7	18,1
348		4	16,0	125	150	150	7,8	1,2	9,4	24,4	140,2	113,7	18,1
349		4	16,0	125	150	150	7,8	1,2	9,4	24,4	134,9	113,7	18,1
350		4	16,0	125	150	150	7,8	1,2	9,4	28,0	161,2	113,7	18,1
351		4	16,0	80	96	96	5,0	1,2	6,0	27,8	97,2	58,1	14,5
352		4	16,0	80	96	96	5,0	1,2	6,0	27,8	90,2	58,1	14,5
353		4	16,0	80	96	96	5,0	1,2	6,0	27,8	85,5	58,1	14,5
354	Lehr (2003)	2	8,0	80	40	40	10,0	0,5	5,0	32,0	38,6	26,4	13,1
355	Lehr (2003)	2	8,0	80	40	40	10,0	0,5	5,0	32,0	36,2	26,4	13,1
356	Lehr (2003)	2	8,0	80	40	40	10,0	0,5	5,0	32,0	41,2	26,4	13,1
357	Lehr (2003)	2	8,0	80	40	40	10,0	0,5	5,0	32,0	42,7	26,4	13,1
358	Lehr (2003)	2	8,0	80	40	40	10,0	0,5	5,0	32,0	40,3	26,4	13,1
359	Lehr (2003)	2	10,0	90	45	45	9,0	0,5	4,5	32,0	69,1	38,5	13,6
360	Lehr (2003)	2	10,0	90	45	45	9,0	0,5	4,5	32,0	70,5	38,5	13,6
361	Lehr (2003)	2	10,0	90	45	45	9,0	0,5	4,5	32,0	70,2	38,5	13,6
362	Lehr (2003)	2	10,0	90	45	45	9,0	0,5	4,5	32,0	70,9	38,5	13,6
363	Lehr (2003)	2	10,0	90	45	45	9,0	0,5	4,5	32,0	69,0	38,5	13,6
364	Lehr (2003)	2	12,0	110	55	55	9,2	0,5	4,6	32,0	85,0	56,5	13,6
365	Lehr (2003)	2	12,0	110	55	55	9,2	0,5	4,6	32,0	88,1	56,5	13,6
366	Lehr (2003)	2	12,0	110	55	55	9,2	0,5	4,6	32,0	89,7	56,5	13,6
367	Lehr (2003)	2	12,0	110	55	55	9,2	0,5	4,6	32,0	79,2	56,5	13,6
368	Lehr (2003)	2	12,0	110	55	55	9,2	0,5	4,6	32,0	82,6	56,5	13,6
369	Lehr (2003)	2	16,0	125	63	63	7,8	0,5	3,9	32,0	82,7	72,5	11,5
370	Lehr (2003)	2	16,0	125	63	63	7,8	0,5	3,9	32,0	110,1	72,5	11,5
371	Lehr (2003)	2	16,0	125	63	63	7,8	0,5	3,9	32,0	91,5	72,5	11,5
372	Lehr (2003)	2	16,0	125	63	63	7,8	0,5	3,9	32,0	97,3	72,5	11,5
373	Lehr (2003)	2	16,0	125	63	63	7,8	0,5	3,9	32,0	87,1	72,5	11,5
374	Lehr (2003)	2	20,0	170	85	85	8,5	0,5	4,3	32,0	194,7	125,0	11,7
375	Lehr (2003)	2	20,0	170	85	85	8,5	0,5	4,3	32,0	178,1	125,0	11,7
376	Lehr (2003)	2	20,0	170	85	85	8,5	0,5	4,3	32,0	160,0	125,0	11,7
377	Lehr (2003)	2	20,0	170	85	85	8,5	0,5	4,3	32,0	190,4	125,0	11,7
378	Lehr (2003)	2	24,0	210	105	105	8,8	0,5	4,4	32,0	199,8	138,7	8,8
379	Lehr (2003)	2	24,0	210	105	105	8,8	0,5	4,4	32,0	224,2	138,7	8,8
380	Lehr (2003)	2	24,0	210	105	105	8,8	0,5	4,4	32,0	241,4	138,7	8,8
381	Lehr (2003)	2	24,0	210	105	105	8,8	0,5	4,4	32,0	213,2	138,7	8,8
382	Lehr (2003)	2	24,0	210	105	105	8,8	0,5	4,4	32,0	222,6	138,7	8,8
383	Lehr (2003)	2	9,5	84	38,1	38,1	8,8	0,5	4,0	29,8	53,1	38,4	15,2
384	Lehr (2003)	2	9,5	84	38,1	38,1	8,8	0,5	4,0	29,8	56,8	38,4	15,2
385	Lehr (2003)	2	9,5	84	38,1	38,1	8,8	0,5	4,0	29,8	59,8	38,4	15,2
386	Lehr (2003)	2	9,5	84	38,1	38,1	8,8	0,5	4,0	29,8	51,9	38,4	15,2
387	Lehr (2003)	2	9,5	84	38,1	38,1	8,8	0,5	4,0	29,8	44,5	38,4	15,2
388	Lehr (2003)	2	15,9	141	63,5	63,5	8,9	0,4	4,0	29,8	141,3	102,3	14,5
389	Lehr (2003)	2	15,9	141	63,5	63,5	8,9	0,4	4,0	29,8	129,0	102,3	14,5
390	Lehr (2003)	2	15,9	141	63,5	63,5	8,9	0,4	4,0	29,8	133,3	102,3	14,5
391	Lehr (2003)	2	15,9	141	63,5	63,5	8,9	0,4	4,0	29,8	99,6	102,3	14,5
392	Lehr (2003)	2	15,9	141	63,5	63,5	8,9	0,4	4,0	29,8	126,6	102,3	14,5
393	Lehr (2003)	2	10,0	90	100	100	9,0	1,1	10,0	29,0	55,0	35,6	12,6
394	Lehr (2003)	2	10,0	90	150	150	9,0	1,7	15,0	29,0	69,8	35,6	12,6
395	Lehr (2003)	2	10,0	90	200	200	9,0	2,2	20,0	29,0	68,3	35,6	12,6
396	Lehr (2003)	2	12,0	110	100	100	9,2	0,9	8,3	19,6	60,9	64,8	15,6
397	Lehr (2003)	2	12,0	110	100	100	9,2	0,9	8,3	19,6	89,7	64,8	15,6
398	Lehr (2003)	2	12,0	110	100	100	9,2	0,9	8,3	24,4	101,6	70,0	16,9
399	Lehr (2003)	2	12,0	110	100	100	9,2	0,9	8,3	29,0	97,7	74,3	17,9
400	Lehr (2003)	2	12,0	110	100	100	9,2	0,9	8,3	38,3	131,9	81,9	19,8
401	Lehr (2003)	2	12,0	110	150	150	9,2	1,4	12,5	19,6	89,1	64,8	15,6
402	Lehr (2003)	2	12,0	110	150	150	9,2	1,4	12,5	19,6	81,4	64,8	15,6

Fortsetzung 6, Anhang E (Gruppenbefestigungen)													
403	Lehr (2003)	2	12,0	110	150	150	9,2	1,4	12,5	19,6	91,7	64,8	15,6
404	Lehr (2003)	2	12,0	110	150	150	9,2	1,4	12,5	24,4	95,0	70,0	16,9
405	Lehr (2003)	2	12,0	110	150	150	9,2	1,4	12,5	29,0	100,2	74,3	17,9
406	Lehr (2003)	2	12,0	110	150	150	9,2	1,4	12,5	38,3	116,8	81,9	19,8
407	Lehr (2003)	2	12,0	110	150	150	9,2	1,4	12,5	38,3	140,2	81,9	19,8
408	Lehr (2003)	2	12,0	110	200	200	9,2	1,8	16,7	19,6	92,7	64,8	15,6
409	Lehr (2003)	2	12,0	110	200	200	9,2	1,8	16,7	29,5	109,7	74,8	18,0
410	Lehr (2003)	2	16,0	125	200	200	7,8	1,6	12,5	35,0	170,4	113,7	18,1
411	Lehr (2003)	2	16,0	125	200	200	7,8	1,6	12,5	35,0	189,8	113,7	18,1
412	Lehr (2003)	2	16,0	125	200	200	7,8	1,6	12,5	35,0	167,0	113,7	18,1
413	Lehr (2003)	2	16,0	125	200	200	7,8	1,6	12,5	35,0	175,8	113,7	18,1
414	Lehr (2003)	2	16,0	125	200	200	7,8	1,6	12,5	35,0	138,2	113,7	18,1
415	Lehr (2003)	2	16,0	125	200	200	7,8	1,6	12,5	35,0	132,2	113,7	18,1
416	Appl (2005)	6	12,0	96	48	96	8,0	0,5	4,0	30,0	112,6	62,6	17,3
417	Appl (2005)	6	12,0	96	48	96	8,0	0,5	4,0	30,0	111,3	62,6	17,3
418	Appl (2005)	6	12,0	96	48	96	8,0	0,5	4,0	30,0	97,7	62,6	17,3
419	Appl (2005)	6	12,0	120	48	96	10,0	0,4	4,0	30,0	151,0	62,0	13,7
420	Appl (2005)	6	12,0	120	48	96	10,0	0,4	4,0	30,0	137,4	62,0	13,7
421	Appl (2005)	6	12,0	120	48	96	10,0	0,4	4,0	30,0	148,0	62,0	13,7
422	Esmaili et. Al (2007)	4	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	463,9	184,7	14,7
423	Esmaili et. Al (2007)	4	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	434,6	184,7	14,7
424	Esmaili et. Al (2007)	4	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	436,9	184,7	14,7
425	Esmaili et. Al (2007)	4	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	385,6	184,7	14,7
426	Esmaili et. Al (2007)	4	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	366,7	184,7	14,7
427	Esmaili et. Al (2007)	4	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	374,7	184,7	14,7
428	Esmaili et. Al (2007)	6	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	636,6	184,7	14,7
429	Esmaili et. Al (2007)	6	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	620,3	184,7	14,7
430	Esmaili et. Al (2007)	6	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	629,4	184,7	14,7
431	Esmaili et. Al (2007)	6	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	538,2	184,7	14,7
432	Esmaili et. Al (2007)	6	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	475,1	184,7	14,7
433	Esmaili et. Al (2007)	6	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	496,4	184,7	14,7
434	Esmaili et. Al (2007)	9	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	792,5	184,7	14,7
435	Esmaili et. Al (2007)	9	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	807,5	184,7	14,7
436	Esmaili et. Al (2007)	9	20,0	200	200,0	200,0	10,0	1,0	10,0	52,0	807,5	184,7	14,7
437	Esmaili et. Al (2007)	9	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	689,5	184,7	14,7
438	Esmaili et. Al (2007)	9	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	708,2	184,7	14,7
439	Esmaili et. Al (2007)	9	20,0	200	150,0	150,0	10,0	0,8	7,5	52,0	625,6	184,7	14,7

Anhang F (Einzelverbunddübel am Rand, experimentelle Ergebnisse)

n	=	Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe [-]
d	=	Durchmesser der Gewindestange [mm]
h_{ef}	=	Verankerungstiefe [mm]
c	=	vorhandener Randabstand [mm]
f_{cc}	=	mittlere Würfeldruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm
$N_{u,Rand}$	=	Traglast des Einzeldübel am Rand gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung
$N_{u,Einzel}$	=	mittlere Traglast des zugehörigen Einzelverbunddübel in der Fläche ($c > 2h_{ef}$) gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung
$\tau_{u,weit}$	=	mittlere Verbundspannung berechnet aus der mittleren Traglast $N_{u,Einzel}$

	Quelle	n	d	h _{ef}	c	h _{ef} /d	c/h _{ef}	c/d	f _{cc}	N _{u,Rand}	N _{u,Einzel}	τ _{u,weit}
		[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[kN]	[kN]	[N/mm²]
1	Lehr(2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	22,83	27,9	13,89
2	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	22,52	27,9	13,89
3	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	22,03	27,9	13,89
4	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	21,90	27,9	13,89
5	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	21,98	27,9	13,89
6	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	22,13	27,9	13,89
7	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	22,63	27,9	13,89
8	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	20,63	27,9	13,89
9	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	22,26	27,9	13,89
10	Lehr (2003)	-	8,0	80,0	40,0	10,0	0,5	5,0	32,0	21,67	27,9	13,89
11	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	33,56	39,3	13,89
12	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	33,32	39,3	13,89
13	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	34,65	39,3	13,89
14	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	34,08	39,3	13,89
15	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	34,21	39,3	13,89
16	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	35,23	39,3	13,89
17	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	31,95	39,3	13,89
18	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	34,50	39,3	13,89
19	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	35,85	39,3	13,89
20	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	45,0	9,0	0,5	4,5	32,0	34,76	39,3	13,89
21	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	48,32	54,0	13,03
22	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	42,58	54,0	13,03
23	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	45,36	54,0	13,03
24	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	42,34	54,0	13,03
25	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	42,37	54,0	13,03
26	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	48,03	54,0	13,03
27	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	47,18	54,0	13,03
28	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	44,50	54,0	13,03
29	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	47,95	54,0	13,03
30	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	55,0	9,2	0,5	4,6	32,0	46,01	54,0	13,03
31	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	53,07	61,6	9,80
32	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	52,37	61,6	9,80
33	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	62,01	61,6	9,80
34	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	59,57	61,6	9,80
35	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	51,67	61,6	9,80
36	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	43,12	61,6	9,80
37	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	51,10	61,6	9,80
38	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	52,22	61,6	9,80
39	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	45,33	61,6	9,80
40	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	62,5	7,8	0,5	3,9	32,0	56,97	61,6	9,80
41	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	107,50	121,7	11,39
42	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	103,78	121,7	11,39
43	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	100,00	121,7	11,39
44	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	113,33	121,7	11,39
45	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	103,85	121,7	11,39
46	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	103,78	121,7	11,39
47	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	108,96	121,7	11,39
48	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	107,18	121,7	11,39
49	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	110,42	121,7	11,39
50	Lehr (2003)	-	20,0	170,0	85,0	8,5	0,5	4,3	32,0	105,24	121,7	11,39
51	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	134,22	137,2	8,66
52	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	116,73	137,2	8,66
53	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	116,41	137,2	8,66
54	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	125,96	137,2	8,66
55	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	119,00	137,2	8,66
56	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	125,47	137,2	8,66
57	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	125,47	137,2	8,66
58	Lehr (2003)	-	24,0	210,0	105,0	8,8	0,5	4,4	32,0	127,09	137,2	8,66
59	Lehr (2003)	-	8,0	160,0	80,0	20,0	0,5	10,0	28,5	40,54	54,0	13,42
60	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	48,0	8,0	0,5	4,0	26,7	34,05	44,7	12,34
61	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	48,0	8,0	0,5	4,0	26,7	31,01	44,7	12,34
62	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	48,0	8,0	0,5	4,0	26,7	32,53	44,7	12,34
63	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	48,0	8,0	0,5	4,0	26,7	35,57	44,7	12,34
64	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	48,0	8,0	0,5	4,0	26,7	32,92	44,7	12,34
65	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	72,0	8,0	0,8	6,0	29,7	35,59	46,1	12,74
66	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	72,0	8,0	0,8	6,0	29,7	36,78	46,1	12,74
67	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	72,0	8,0	0,8	6,0	29,7	37,92	46,1	12,74

Fortsetzung 1, Anhang F (Einzelverbunddübel am Rand)												
68	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	72,0	8,0	0,8	6,0	29,7	37,46	46,1	12,74
69	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	72,0	8,0	0,8	6,0	29,7	35,70	46,1	12,74
70	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	96,0	8,0	1,0	8,0	32,5	46,44	47,4	13,09
71	Lehr (2003)	-	12,0	96,0	96,0	8,0	1,0	8,0	32,5	45,83	47,4	13,09
72	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	72,0	12,0	0,5	6,0	26,7	62,86	67,0	12,34
73	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	72,0	12,0	0,5	6,0	26,7	68,61	67,0	12,34
74	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	72,0	12,0	0,5	6,0	26,7	63,89	67,0	12,34
75	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	72,0	12,0	0,5	6,0	26,7	61,46	67,0	12,34
76	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	180,0	12,0	1,3	15,0	26,7	83,68	67,0	12,34
77	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	180,0	12,0	1,3	15,0	26,7	85,88	67,0	12,34
78	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	180,0	12,0	1,3	15,0	26,7	93,96	67,0	12,34
79	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	216,0	12,0	1,5	18,0	26,7	93,10	67,0	12,34
80	Lehr (2003)	-	12,0	144,0	216,0	12,0	1,5	18,0	26,7	99,10	67,0	12,34
81	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	144,0	16,0	0,8	12,0	28,5	86,26	91,1	12,59
82	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	192,0	16,0	1,0	16,0	28,5	81,53	91,1	12,59
83	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	192,0	16,0	1,0	16,0	28,5	78,47	91,1	12,59
84	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	192,0	16,0	1,0	16,0	28,5	101,51	91,1	12,59
85	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	240,0	16,0	1,3	20,0	28,5	91,03	91,1	12,59
86	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	240,0	16,0	1,3	20,0	28,5	98,36	91,1	12,59
87	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	240,0	16,0	1,3	20,0	28,5	94,90	91,1	12,59
88	Lehr (2003)	-	12,0	192,0	240,0	16,0	1,3	20,0	28,5	108,60	91,1	12,59
89	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	60,0	20,0	0,3	5,0	28,5	71,95	113,9	12,59
90	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	60,0	20,0	0,3	5,0	28,5	72,37	113,9	12,59
91	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	60,0	20,0	0,3	5,0	28,5	69,06	113,9	12,59
92	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	60,0	20,0	0,3	5,0	28,5	60,73	113,9	12,59
93	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	60,0	20,0	0,3	5,0	28,5	64,68	113,9	12,59
94	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	120,0	20,0	0,5	10,0	28,5	90,94	113,9	12,59
95	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	120,0	20,0	0,5	10,0	28,5	93,89	113,9	12,59
96	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	120,0	20,0	0,5	10,0	28,5	98,72	113,9	12,59
97	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	120,0	20,0	0,5	10,0	28,5	112,07	113,9	12,59
98	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	120,0	20,0	0,5	10,0	28,5	76,87	113,9	12,59
99	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	180,0	20,0	0,8	15,0	28,5	75,26	113,9	12,59
100	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	180,0	20,0	0,8	15,0	28,5	97,20	113,9	12,59
101	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	180,0	20,0	0,8	15,0	28,5	70,69	113,9	12,59
102	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	240,0	20,0	1,0	20,0	28,5	84,07	113,9	12,59
103	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	240,0	20,0	1,0	20,0	28,5	85,39	113,9	12,59
104	Lehr (2003)	-	12,0	240,0	240,0	20,0	1,0	20,0	28,5	74,44	113,9	12,59
105	Lehr (2003)	-	20,0	160,0	80,0	8,0	0,5	4,0	28,5	70,32	95,2	9,46
106	Lehr (2003)	-	20,0	160,0	80,0	8,0	0,5	4,0	28,5	75,97	95,2	9,46
107	Lehr (2003)	-	20,0	160,0	80,0	8,0	0,5	4,0	28,5	84,11	95,2	9,46
108	Lehr (2003)	-	20,0	160,0	80,0	8,0	0,5	4,0	28,5	80,49	95,2	9,46
109	Lehr (2003)	-	20,0	160,0	80,0	8,0	0,5	4,0	28,5	71,06	95,2	9,46
110	Lehr (2003)	-	20,0	320,0	160,0	16,0	0,5	8,0	28,5	152,12	190,3	9,46
111	Lehr (2003)	-	20,0	320,0	160,0	16,0	0,5	8,0	28,5	179,81	190,3	9,46
112	Lehr (2003)	-	20,0	320,0	160,0	16,0	0,5	8,0	28,5	167,85	190,3	9,46
113	Lehr (2003)	-	20,0	320,0	160,0	16,0	0,5	8,0	28,5	175,29	190,3	9,46
114	Lehr (2003)	-	20,0	320,0	160,0	16,0	0,5	8,0	28,5	146,21	190,3	9,46
115	Lehr (2003)	-	9,5	84,2	38,1	8,8	0,5	4,0	29,6	33,22	37,4	14,83
116	Lehr (2003)	-	9,5	84,2	38,1	8,8	0,5	4,0	29,6	34,12	37,4	14,83
117	Lehr (2003)	-	9,5	84,2	38,1	8,8	0,5	4,0	29,6	26,91	37,4	14,83
118	Lehr (2003)	-	9,5	84,2	38,1	8,8	0,5	4,0	29,6	29,31	37,4	14,83
119	Lehr (2003)	-	15,9	141,1	63,5	8,9	0,4	4,0	29,6	72,06	68,9	9,78
120	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	30,0	9,0	0,3	3,0	29,0	27,00	35,6	12,60
121	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	60,0	9,0	0,7	6,0	29,0	31,00	35,6	12,60
122	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	60,0	9,0	0,7	6,0	29,0	31,00	35,6	12,60
123	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	60,0	9,0	0,7	6,0	29,0	30,60	35,6	12,60
124	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	90,0	9,0	1,0	9,0	29,0	35,40	35,6	12,60
125	Lehr (2003)	-	10,0	90,0	90,0	9,0	1,0	9,0	29,0	35,00	35,6	12,60
126	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	60,0	9,2	0,5	5,0	29,0	43,20	74,2	17,90
127	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	60,0	9,2	0,5	5,0	29,0	48,70	74,2	17,90
128	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	90,0	9,2	0,8	7,5	29,0	60,50	74,2	17,90
129	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	90,0	9,2	0,8	7,5	29,0	55,50	74,2	17,90
130	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	120,0	9,2	1,1	10,0	29,0	63,80	74,2	17,90
131	Lehr (2003)	-	12,0	110,0	120,0	9,2	1,1	10,0	29,0	62,60	74,2	17,90
132	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	60,0	7,8	0,5	3,8	28,0	60,40	87,3	13,90
133	Lehr (2003)	-	16,0	125,0	120,0	7,8	1,0	7,5	28,0	91,50	87,3	13,90

Anhang G (Gruppenbefestigungen, numerische Ergebnisse)

n	=	Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe [-]
d	=	Durchmesser der Gewindestange [mm]
h_{ef}	=	Verankerungstiefe [mm]
s_1	=	Achsabstand in x-Richtung [mm]
s_2	=	Achsabstand in y-Richtung [mm]
f_{cc}	=	mittlere Würfeldruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm [N/mm ²]
$N_{u,Gruppe}$	=	mittlere Gruppentraglast gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung [kN]
$N_{u,Einzel}$	=	mittlere Traglast des zugehörigen Einzelverbunddübel der Gruppe gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung [kN]
$\tau_{u,weit}$	=	mittlere Verbundspannung berechnet aus der mittleren Traglast $N_{u,Einzel}$ [N/mm ²]

	Quelle	n	d	h _{ef}	s ₁	s ₂	h _{ef} /d	s/h _{ef}	s/d	f _{cc}	N _{u,Gruppe}	N _{u,Einzel}	τ _u
		[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]
1	Appl (2005)	4	6,0	30,0	12,0	12,0	5,0	0,4	2,0	25,0	8,0	4,4	7,8
2	Appl (2005)	4	6,0	30,0	24,0	24,0	5,0	0,8	4,0	25,0	9,2	4,4	7,8
3	Appl (2005)	4	6,0	30,0	36,0	36,0	5,0	1,2	6,0	25,0	12,8	4,4	7,8
4	Appl (2005)	4	6,0	30,0	48,0	48,0	5,0	1,6	8,0	25,0	15,9	4,4	7,8
5	Appl (2005)	4	6,0	30,0	54,0	54,0	5,0	1,8	9,0	25,0	16,3	4,4	7,8
6	Appl (2005)	4	6,0	30,0	60,0	60,0	5,0	2,0	10,0	25,0	17,6	4,4	7,8
7	Appl (2005)	4	6,0	30,0	12,0	12,0	5,0	0,4	2,0	25,0	8,2	6,7	11,9
8	Appl (2005)	4	6,0	30,0	24,0	24,0	5,0	0,8	4,0	25,0	9,3	6,7	11,9
9	Appl (2005)	4	6,0	30,0	36,0	36,0	5,0	1,2	6,0	25,0	13,3	6,7	11,9
10	Appl (2005)	4	6,0	30,0	60,0	60,0	5,0	2,0	10,0	25,0	22,6	6,7	11,9
11	Appl (2005)	4	6,0	30,0	72,0	72,0	5,0	2,4	12,0	25,0	26,8	6,7	11,9
12	Appl (2005)	4	6,0	30,0	84,0	84,0	5,0	2,8	14,0	25,0	24,9	6,7	11,9
13	Appl (2005)	4	6,0	60,0	12,0	12,0	10,0	0,2	2,0	25,0	22,0	10,5	9,3
14	Appl (2005)	4	6,0	60,0	24,0	24,0	10,0	0,4	4,0	25,0	27,3	10,5	9,3
15	Appl (2005)	4	6,0	60,0	36,0	36,0	10,0	0,6	6,0	25,0	28,4	10,5	9,3
16	Appl (2005)	4	6,0	60,0	60,0	60,0	10,0	1,0	10,0	25,0	36,0	10,5	9,3
17	Appl (2005)	4	6,0	60,0	72,0	72,0	10,0	1,2	12,0	25,0	39,7	10,5	9,3
18	Appl (2005)	4	6,0	60,0	84,0	84,0	10,0	1,4	14,0	25,0	39,6	10,5	9,3
19	Appl (2005)	4	6,0	60,0	96,0	96,0	10,0	1,6	16,0	25,0	40,1	10,5	9,3
20	Appl (2005)	4	6,0	60,0	108,0	108,0	10,0	1,8	18,0	25,0	38,1	10,5	9,3
21	Appl (2005)	4	6,0	60,0	12,0	12,0	10,0	0,2	2,0	25,0	29,5	14,5	12,8
22	Appl (2005)	4	6,0	60,0	24,0	24,0	10,0	0,4	4,0	25,0	27,8	14,5	12,8
23	Appl (2005)	4	6,0	60,0	36,0	36,0	10,0	0,6	6,0	25,0	28,6	14,5	12,8
24	Appl (2005)	4	6,0	60,0	60,0	60,0	10,0	1,0	10,0	25,0	36,9	14,5	12,8
25	Appl (2005)	4	6,0	60,0	72,0	72,0	10,0	1,2	12,0	25,0	48,1	14,5	12,8
26	Appl (2005)	4	6,0	60,0	84,0	84,0	10,0	1,4	14,0	25,0	57,0	14,5	12,8
27	Appl (2005)	4	6,0	60,0	96,0	96,0	10,0	1,6	16,0	25,0	58,6	14,5	12,8
28	Appl (2005)	4	6,0	60,0	108,0	108,0	10,0	1,8	18,0	25,0	59,3	14,5	12,8
29	Appl (2005)	4	6,0	60,0	12,0	12,0	10,0	0,2	2,0	25,0	27,3	18,2	16,1
30	Appl (2005)	4	6,0	60,0	24,0	24,0	10,0	0,4	4,0	25,0	27,9	18,2	16,1
31	Appl (2005)	4	6,0	60,0	36,0	36,0	10,0	0,6	6,0	25,0	29,1	18,2	16,1
32	Appl (2005)	4	6,0	60,0	60,0	60,0	10,0	1,0	10,0	25,0	37,4	18,2	16,1
33	Appl (2005)	4	6,0	60,0	72,0	72,0	10,0	1,2	12,0	25,0	48,1	18,2	16,1
34	Appl (2005)	4	6,0	60,0	84,0	84,0	10,0	1,4	14,0	25,0	56,9	18,2	16,1
35	Appl (2005)	4	6,0	60,0	96,0	96,0	10,0	1,6	16,0	25,0	64,4	18,2	16,1
36	Appl (2005)	4	6,0	60,0	108,0	108,0	10,0	1,8	18,0	25,0	65,2	18,2	16,1
37	Appl (2005)	4	6,0	60,0	120,0	120,0	10,0	2,0	20,0	25,0	65,8	18,2	16,1
38	Appl (2005)	4	6,0	60,0	144,0	144,0	10,0	2,4	24,0	25,0	65,7	18,2	16,1
39	Appl (2005)	4	6,0	120,0	12,0	12,0	20,0	0,1	2,0	25,0	42,5	20,0	8,8
40	Appl (2005)	4	6,0	120,0	24,0	24,0	20,0	0,2	4,0	25,0	68,0	20,0	8,8
41	Appl (2005)	4	6,0	120,0	36,0	36,0	20,0	0,3	6,0	25,0	73,5	20,0	8,8
42	Appl (2005)	4	6,0	120,0	48,0	48,0	20,0	0,4	8,0	25,0	77,4	20,0	8,8
43	Appl (2005)	4	6,0	120,0	60,0	60,0	20,0	0,5	10,0	25,0	82,8	20,0	8,8
44	Appl (2005)	4	12,0	60,0	24,0	24,0	5,0	0,4	2,0	25,0	27,1	13,8	6,1
45	Appl (2005)	4	12,0	60,0	48,0	48,0	5,0	0,8	4,0	25,0	32,9	13,8	6,1
46	Appl (2005)	4	12,0	60,0	72,0	72,0	5,0	1,2	6,0	25,0	46,5	13,8	6,1
47	Appl (2005)	4	12,0	60,0	96,0	96,0	5,0	1,6	8,0	25,0	63,3	13,8	6,1
48	Appl (2005)	4	12,0	60,0	24,0	24,0	5,0	0,4	2,0	25,0	29,8	29,2	12,9
49	Appl (2005)	4	12,0	60,0	48,0	48,0	5,0	0,8	4,0	25,0	33,7	29,2	12,9
50	Appl (2005)	4	12,0	60,0	72,0	72,0	5,0	1,2	6,0	25,0	47,5	29,2	12,9
51	Appl (2005)	4	12,0	60,0	120,0	120,0	5,0	2,0	10,0	25,0	82,3	29,2	12,9
52	Appl (2005)	4	12,0	60,0	144,0	144,0	5,0	2,4	12,0	25,0	86,7	29,2	12,9
53	Appl (2005)	4	12,0	60,0	168,0	168,0	5,0	2,8	14,0	25,0	88,6	29,2	12,9
54	Appl (2005)	4	12,0	60,0	192,0	192,0	5,0	3,2	16,0	25,0	95,2	29,2	12,9
55	Appl (2005)	4	12,0	60,0	216,0	216,0	5,0	3,6	18,0	25,0	102,5	29,2	12,9
56	Appl (2005)	4	12,0	60,0	24,0	24,0	5,0	0,4	2,0	25,0	39,2	31,4	13,9
57	Appl (2005)	4	12,0	60,0	48,0	48,0	5,0	0,8	4,0	25,0	42,6	31,4	13,9
58	Appl (2005)	4	12,0	60,0	72,0	72,0	5,0	1,2	6,0	25,0	60,2	31,4	13,9
59	Appl (2005)	4	12,0	60,0	120,0	120,0	5,0	2,0	10,0	25,0	103,7	31,4	13,9
60	Appl (2005)	4	12,0	60,0	144,0	144,0	5,0	2,4	12,0	25,0	108,2	31,4	13,9
61	Appl (2005)	4	12,0	60,0	168,0	168,0	5,0	2,8	14,0	25,0	110,8	31,4	13,9
62	Appl (2005)	4	12,0	60,0	192,0	192,0	5,0	3,2	16,0	25,0	117,0	31,4	13,9
63	Appl (2005)	4	12,0	60,0	216,0	216,0	5,0	3,6	18,0	25,0	125,4	31,4	13,9
64	Appl (2005)	4	12,0	120,0	24,0	24,0	10,0	0,2	2,0	25,0	81,7	38,2	8,4
65	Appl (2005)	4	12,0	120,0	48,0	48,0	10,0	0,4	4,0	25,0	89,1	38,2	8,4
66	Appl (2005)	4	12,0	120,0	96,0	96,0	10,0	0,8	8,0	25,0	113,9	38,2	8,4
67	Appl (2005)	4	12,0	120,0	120,0	120,0	10,0	1,0	10,0	25,0	141,3	38,2	8,4

Fortsetzung 1, Anhang G (Gruppenbefestigungen, numerische Ergebnisse)													
68	Appl (2005)	4	12,0	120,0	144,0	144,0	10,0	1,2	12,0	25,0	150,4	38,2	8,4
69	Appl (2005)	4	12,0	120,0	24,0	24,0	10,0	0,2	2,0	25,0	84,2	71,0	15,7
70	Appl (2005)	4	12,0	120,0	48,0	48,0	10,0	0,4	4,0	25,0	96,0	71,0	15,7
71	Appl (2005)	4	12,0	120,0	96,0	96,0	10,0	0,8	8,0	25,0	116,2	71,0	15,7
72	Appl (2005)	4	12,0	120,0	168,0	168,0	10,0	1,4	14,0	25,0	206,1	71,0	15,7
73	Appl (2005)	4	12,0	120,0	192,0	192,0	10,0	1,6	16,0	25,0	234,2	71,0	15,7
74	Appl (2005)	4	12,0	120,0	216,0	216,0	10,0	1,8	18,0	25,0	247,2	71,0	15,7
75	Appl (2005)	4	12,0	120,0	240,0	240,0	10,0	2,0	20,0	25,0	268,4	71,0	15,7
76	Appl (2005)	4	12,0	120,0	288,0	288,0	10,0	2,4	24,0	25,0	281,2	71,0	15,7
77	Appl (2005)	4	12,0	240,0	24,0	24,0	20,0	0,1	2,0	25,0	175,4	78,3	8,7
78	Appl (2005)	4	12,0	240,0	48,0	48,0	20,0	0,2	4,0	25,0	243,7	78,3	8,7
79	Appl (2005)	4	12,0	240,0	96,0	96,0	20,0	0,4	8,0	25,0	264,9	78,3	8,7
80	Appl (2005)	4	12,0	240,0	144,0	144,0	20,0	0,6	12,0	25,0	317,4	78,3	8,7
81	Appl (2005)	4	12,0	240,0	24,0	24,0	20,0	0,1	2,0	25,0	270,1	124,8	13,8
82	Appl (2005)	4	12,0	240,0	48,0	48,0	20,0	0,2	4,0	25,0	272,5	124,8	13,8
83	Appl (2005)	4	12,0	240,0	192,0	192,0	20,0	0,8	16,0	25,0	407,4	124,8	13,8
84	Appl (2005)	4	12,0	240,0	216,0	216,0	20,0	0,9	18,0	25,0	464,5	124,8	13,8
85	Appl (2005)	4	12,0	240,0	240,0	240,0	20,0	1,0	20,0	25,0	505,2	124,8	13,8
86	Appl (2005)	4	24,0	120,0	48,0	48,0	5,0	0,4	2,0	25,0	113,5	98,6	10,9
87	Appl (2005)	4	24,0	120,0	96,0	96,0	5,0	0,8	4,0	25,0	138,7	98,6	10,9
88	Appl (2005)	4	24,0	120,0	144,0	144,0	5,0	1,2	6,0	25,0	203,6	98,6	10,9
89	Appl (2005)	4	24,0	120,0	192,0	192,0	5,0	1,6	8,0	25,0	271,4	98,6	10,9
90	Appl (2005)	4	24,0	120,0	240,0	240,0	5,0	2,0	10,0	25,0	331,7	98,6	10,9
91	Appl (2005)	4	24,0	120,0	288,0	288,0	5,0	2,4	12,0	25,0	343,1	98,6	10,9
92	Appl (2005)	4	24,0	120,0	336,0	336,0	5,0	2,8	14,0	25,0	353,2	98,6	10,9
93	Appl (2005)	4	24,0	120,0	384,0	384,0	5,0	3,2	16,0	25,0	362,1	98,6	10,9
94	Appl (2005)	4	24,0	240,0	48,0	48,0	10,0	0,2	2,0	25,0	253,2	162,2	9,0
95	Appl (2005)	4	24,0	240,0	96,0	96,0	10,0	0,4	4,0	25,0	265,4	162,2	9,0
96	Appl (2005)	4	24,0	240,0	192,0	192,0	10,0	0,8	8,0	25,0	415,4	162,2	9,0
97	Appl (2005)	4	24,0	240,0	288,0	288,0	10,0	1,2	12,0	25,0	584,0	162,2	9,0
98	Appl (2005)	4	24,0	240,0	336,0	336,0	10,0	1,4	14,0	25,0	652,3	162,2	9,0
99	Appl (2005)	4	24,0	240,0	48,0	48,0	10,0	0,2	2,0	25,0	284,1	244,3	13,5
100	Appl (2005)	4	24,0	240,0	96,0	96,0	10,0	0,4	4,0	25,0	291,3	244,3	13,5
101	Appl (2005)	4	24,0	240,0	192,0	192,0	10,0	0,8	8,0	25,0	474,6	244,3	13,5
102	Appl (2005)	4	24,0	240,0	384,0	384,0	10,0	1,6	16,0	25,0	827,8	244,3	13,5
103	Appl (2005)	4	24,0	240,0	480,0	480,0	10,0	2,0	20,0	25,0	900,7	244,3	13,5
104	Appl (2005)	4	24,0	240,0	576,0	576,0	10,0	2,4	24,0	25,0	1001,4	244,3	13,5
105	Appl (2005)	4	24,0	240,0	48,0	48,0	10,0	0,2	2,0	25,0	292,2	249,7	13,8
106	Appl (2005)	4	24,0	240,0	96,0	96,0	10,0	0,4	4,0	25,0	298,2	249,7	13,8
107	Appl (2005)	4	24,0	240,0	192,0	192,0	10,0	0,8	8,0	25,0	478,5	249,7	13,8
108	Appl (2005)	4	24,0	240,0	384,0	384,0	10,0	1,6	16,0	25,0	847,0	249,7	13,8
109	Appl (2005)	4	24,0	240,0	576,0	576,0	10,0	2,4	24,0	25,0	988,8	249,7	13,8
110	Appl (2005)	4	24,0	480,0	48,0	48,0	20,0	0,1	2,0	25,0	795,6	346,5	9,6
111	Appl (2005)	4	24,0	480,0	144,0	144,0	20,0	0,3	6,0	25,0	952,0	346,5	9,6
112	Appl (2005)	4	24,0	480,0	240,0	240,0	20,0	0,5	10,0	25,0	1428,2	346,5	9,6
113	Appl (2005)	4	24,0	480,0	48,0	48,0	20,0	0,1	2,0	25,0	1052,8	713,2	19,7
114	Appl (2005)	4	24,0	480,0	480,0	480,0	20,0	1,0	20,0	25,0	1758,0	713,2	19,7
115	Appl (2005)	4	24,0	480,0	960,0	960,0	20,0	2,0	40,0	25,0	2447,2	713,2	19,7
116	Appl (2005)	4	12,0	120,0	24,0	24,0	10,0	0,2	2,0	60,0	96,5	43,4	9,6
117	Appl (2005)	4	12,0	120,0	48,0	48,0	10,0	0,4	4,0	60,0	124,8	43,4	9,6
118	Appl (2005)	4	12,0	120,0	96,0	96,0	10,0	0,8	8,0	60,0	142,7	43,4	9,6
119	Appl (2005)	4	12,0	120,0	120,0	120,0	10,0	1,0	10,0	60,0	169,9	43,4	9,6
120	Appl (2005)	4	12,0	120,0	144,0	144,0	10,0	1,2	12,0	60,0	169,7	43,4	9,6
121	Appl (2005)	4	12,0	240,0	24,0	24,0	20,0	0,1	2,0	60,0	194,3	86,0	9,5
122	Appl (2005)	4	12,0	240,0	48,0	48,0	20,0	0,2	4,0	60,0	301,2	86,0	9,5
123	Appl (2005)	4	12,0	240,0	72,0	72,0	20,0	0,3	6,0	60,0	300,8	86,0	9,5
124	Appl (2005)	4	12,0	240,0	96,0	96,0	20,0	0,4	8,0	60,0	347,3	86,0	9,5
125	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	12,0	24,0	10,0	0,2	2,0	25,0	24,9	10,1	8,9
126	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	36,0	72,0	10,0	0,6	6,0	25,0	41,0	10,1	8,9
127	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	60,0	120,0	10,0	1,0	10,0	25,0	55,7	10,1	8,9
128	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	72,0	144,0	10,0	1,2	12,0	25,0	56,8	10,1	8,9
129	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	84,0	168,0	10,0	1,4	14,0	25,0	55,6	10,1	8,9
130	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	12,0	24,0	10,0	0,2	2,0	25,0	26,0	14,5	12,8
131	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	36,0	72,0	10,0	0,6	6,0	25,0	42,7	14,5	12,8
132	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	60,0	120,0	10,0	1,0	10,0	25,0	67,9	14,5	12,8
133	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	72,0	144,0	10,0	1,2	12,0	25,0	77,0	14,5	12,8
134	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	84,0	168,0	10,0	1,4	14,0	25,0	80,2	14,5	12,8

Fortsetzung 2, Anhang G (Gruppenbefestigungen, numerische Ergebnisse)

135	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	96,0	192,0	10,0	1,6	16,0	25,0	83,8	14,5	12,8
136	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	12,0	24,0	10,0	0,2	2,0	25,0	26,0	16,4	14,5
137	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	36,0	72,0	10,0	0,6	6,0	25,0	42,6	16,4	14,5
138	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	60,0	120,0	10,0	1,0	10,0	25,0	68,3	16,4	14,5
139	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	72,0	144,0	10,0	1,2	12,0	25,0	77,6	16,4	14,5
140	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	84,0	168,0	10,0	1,4	14,0	25,0	81,3	16,4	14,5
141	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	96,0	192,0	10,0	1,6	16,0	25,0	90,7	16,4	14,5
142	Kontzi (2006)	6	6,0	60,0	108,0	216,0	10,0	1,8	18,0	25,0	94,0	16,4	14,5
143	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	24,0	48,0	5,0	0,4	2,0	25,0	32,7	17,0	7,5
144	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	72,0	144,0	5,0	1,2	6,0	25,0	84,2	17,0	7,5
145	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	96,0	192,0	5,0	1,6	8,0	25,0	97,4	17,0	7,5
146	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	120,0	240,0	5,0	2,0	10,0	25,0	104,5	17,0	7,5
147	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	144,0	288,0	5,0	2,4	12,0	25,0	104,9	17,0	7,5
148	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	24,0	48,0	5,0	0,4	2,0	25,0	33,9	25,4	11,2
149	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	72,0	144,0	5,0	1,2	6,0	25,0	89,7	25,4	11,2
150	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	120,0	240,0	5,0	2,0	10,0	25,0	122,4	25,4	11,2
151	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	168,0	336,0	5,0	2,8	14,0	25,0	139,9	25,4	11,2
152	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	192,0	384,0	5,0	3,2	16,0	25,0	138,3	25,4	11,2
153	Kontzi (2006)	6	12,0	60,0	216,0	432,0	5,0	3,6	18,0	25,0	150,9	25,4	11,2
154	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	24,0	48,0	10,0	0,2	2,0	25,0	90,4	69,7	15,4
155	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	72,0	144,0	10,0	0,6	6,0	25,0	163,3	69,7	15,4
156	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	120,0	240,0	10,0	1,0	10,0	25,0	257,4	69,7	15,4
157	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	168,0	336,0	10,0	1,4	14,0	25,0	301,8	69,7	15,4
158	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	216,0	432,0	10,0	1,8	18,0	25,0	373,0	69,7	15,4
159	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	240,0	480,0	10,0	2,0	20,0	25,0	390,4	69,7	15,4
160	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	288,0	576,0	10,0	2,4	24,0	25,0	428,5	69,7	15,4
161	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	24,0	48,0	10,0	0,2	2,0	25,0	90,1	65,4	14,5
162	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	72,0	144,0	10,0	0,6	6,0	25,0	163,6	65,4	14,5
163	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	120,0	240,0	10,0	1,0	10,0	25,0	257,9	65,4	14,5
164	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	168,0	336,0	10,0	1,4	14,0	25,0	279,3	65,4	14,5
165	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	216,0	432,0	10,0	1,8	18,0	25,0	309,4	65,4	14,5
166	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	240,0	480,0	10,0	2,0	20,0	25,0	315,1	65,4	14,5
167	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	288,0	576,0	10,0	2,4	24,0	25,0	342,8	65,4	14,5
168	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	24,0	48,0	10,0	0,2	2,0	25,0	95,4	39,8	8,8
169	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	72,0	144,0	10,0	0,6	6,0	25,0	159,1	39,8	8,8
170	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	120,0	240,0	10,0	1,0	10,0	25,0	226,2	39,8	8,8
171	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	144,0	288,0	10,0	1,2	12,0	25,0	235,5	39,8	8,8
172	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	168,0	336,0	10,0	1,4	14,0	25,0	220,7	39,8	8,8
173	Kontzi (2006)	6	12,0	120,0	192,0	384,0	10,0	1,6	16,0	25,0	236,7	39,8	8,8
174	Kontzi (2006)	6	12,0	240,0	24,0	48,0	20,0	0,1	2,0	25,0	229,6	78,3	8,6
175	Kontzi (2006)	6	12,0	240,0	72,0	144,0	20,0	0,3	6,0	25,0	308,4	78,3	8,6
176	Kontzi (2006)	6	12,0	240,0	120,0	240,0	20,0	0,5	10,0	25,0	472,9	78,3	8,6
177	Kontzi (2006)	6	12,0	240,0	168,0	336,0	20,0	0,7	14,0	25,0	473,4	78,3	8,6
178	Kontzi (2006)	6	12,0	240,0	216,0	432,0	20,0	0,9	18,0	25,0	498,9	78,3	8,6
179	Kontzi (2006)	6	12,0	240,0	240,0	480,0	20,0	1,0	20,0	25,0	502,3	78,3	8,6
180	Kontzi (2006)	6	12,0	240,0	288,0	576,0	20,0	1,2	24,0	25,0	469,2	78,3	8,6
181	Kontzi (2006)	6	24,0	120,0	144,0	288,0	5,0	1,2	6,0	25,0	307,8	78,7	8,7
182	Kontzi (2006)	6	24,0	120,0	240,0	480,0	5,0	2,0	10,0	25,0	423,2	78,7	8,7
183	Kontzi (2006)	6	24,0	120,0	288,0	576,0	5,0	2,4	12,0	25,0	450,0	78,7	8,7
184	Kontzi (2006)	6	24,0	120,0	336,0	672,0	5,0	2,8	14,0	25,0	468,7	78,7	8,7

Anhang H (Einzelverbunddübel am Rand, numerische Ergebnisse)

- n = Anzahl der Verbunddübel einer Gruppe [-]
- d = Durchmesser der Gewindestange [mm]
- h_{ef} = Verankerungstiefe [mm]
- c = vorhandener Randabstand [mm]
- f_{cc} = mittlere Würfeldruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm
- $N_{u,Rand}$ = Traglast des Einzeldübel am Rand gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung
- $N_{u,Einzel}$ = mittlere Traglast des zugehörigen Einzelverbunddübel in der Fläche ($c > 2h_{ef}$) gemessen in Auszugsversuchen mit weiter Abstützung
- $\tau_{u,weit}$ = mittlere Verbundspannung berechnet aus der mittleren Traglast $N_{u,Einzel}$

	Quelle	n	d	h _{ef}	c	h _{ef} /d	c/h _{ef}	c/d	f _{cc}	N _{u,Rand}	N _{u,Einzel}	τ _{u,weit}
		[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]
1	Appl (2005)	-	6.0	30.0	6.0	5.0	0.2	1.0	25.0	2.5	4.4	7.8
2	Appl (2005)	-	6.0	30.0	12.0	5.0	0.4	2.0	25.0	3.3	4.4	7.8
3	Appl (2005)	-	6.0	30.0	18.0	5.0	0.6	3.0	25.0	4.0	4.4	7.8
4	Appl (2005)	-	6.0	30.0	24.0	5.0	0.8	4.0	25.0	4.1	4.4	7.8
5	Appl (2005)	-	6.0	30.0	30.0	5.0	1.0	5.0	25.0	4.3	4.4	7.8
6	Appl (2005)	-	6.0	30.0	36.0	5.0	1.2	6.0	25.0	4.3	4.4	7.8
7	Appl (2005)	-	6.0	30.0	42.0	5.0	1.4	7.0	25.0	4.3	4.4	7.8
8	Appl (2005)	-	6.0	30.0	6.0	5.0	0.2	1.0	25.0	2.6	6.7	11.9
9	Appl (2005)	-	6.0	30.0	12.0	5.0	0.4	2.0	25.0	3.6	6.7	11.9
10	Appl (2005)	-	6.0	30.0	18.0	5.0	0.6	3.0	25.0	4.4	6.7	11.9
11	Appl (2005)	-	6.0	30.0	30.0	5.0	1.0	5.0	25.0	5.8	6.7	11.9
12	Appl (2005)	-	6.0	30.0	36.0	5.0	1.2	6.0	25.0	6.4	6.7	11.9
13	Appl (2005)	-	6.0	60.0	6.0	10.0	0.1	1.0	25.0	5.7	10.1	8.9
14	Appl (2005)	-	6.0	60.0	12.0	10.0	0.2	2.0	25.0	8.1	10.1	8.9
15	Appl (2005)	-	6.0	60.0	18.0	10.0	0.3	3.0	25.0	8.5	10.1	8.9
16	Appl (2005)	-	6.0	60.0	30.0	10.0	0.5	5.0	25.0	9.5	10.1	8.9
17	Appl (2005)	-	6.0	60.0	36.0	10.0	0.6	6.0	25.0	9.8	10.1	8.9
18	Appl (2005)	-	6.0	60.0	6.0	10.0	0.1	1.0	25.0	6.5	14.5	12.8
19	Appl (2005)	-	6.0	60.0	18.0	10.0	0.3	3.0	25.0	8.9	14.5	12.8
20	Appl (2005)	-	6.0	60.0	36.0	10.0	0.6	6.0	25.0	13.9	14.5	12.8
21	Appl (2005)	-	6.0	60.0	42.0	10.0	0.7	7.0	25.0	14.7	14.5	12.8
22	Appl (2005)	-	6.0	60.0	48.0	10.0	0.8	8.0	25.0	14.8	14.5	12.8
23	Appl (2005)	-	6.0	60.0	6.0	10.0	0.1	1.0	25.0	7.1	16.4	14.5
24	Appl (2005)	-	6.0	60.0	12.0	10.0	0.2	2.0	25.0	8.3	16.4	14.5
25	Appl (2005)	-	6.0	60.0	18.0	10.0	0.3	3.0	25.0	9.0	16.4	14.5
26	Appl (2005)	-	6.0	60.0	42.0	10.0	0.7	7.0	25.0	15.9	16.4	14.5
27	Appl (2005)	-	6.0	60.0	48.0	10.0	0.8	8.0	25.0	16.8	16.4	14.5
28	Appl (2005)	-	6.0	60.0	54.0	10.0	0.9	9.0	25.0	16.9	16.4	14.5
29	Appl (2005)	-	6.0	120.0	6.0	20.0	0.1	1.0	25.0	11.8	20.0	8.8
30	Appl (2005)	-	6.0	120.0	12.0	20.0	0.1	2.0	25.0	15.5	20.0	8.8
31	Appl (2005)	-	6.0	120.0	18.0	20.0	0.2	3.0	25.0	19.5	20.0	8.8
32	Appl (2005)	-	6.0	120.0	24.0	20.0	0.2	4.0	25.0	20.2	20.0	8.8
33	Appl (2005)	-	6.0	120.0	30.0	20.0	0.3	5.0	25.0	20.4	20.0	8.8
34	Appl (2005)	-	6.0	120.0	36.0	20.0	0.3	6.0	25.0	20.3	20.0	8.8
35	Appl (2005)	-	12.0	60.0	12.0	5.0	0.2	1.0	25.0	8.9	15.6	6.9
36	Appl (2005)	-	12.0	60.0	24.0	5.0	0.4	2.0	25.0	12.5	15.6	6.9
37	Appl (2005)	-	12.0	60.0	36.0	5.0	0.6	3.0	25.0	13.4	15.6	6.9
38	Appl (2005)	-	12.0	60.0	48.0	5.0	0.8	4.0	25.0	16.5	15.6	6.9
39	Appl (2005)	-	12.0	60.0	12.0	5.0	0.2	1.0	25.0	10.8	27.8	12.3
40	Appl (2005)	-	12.0	60.0	24.0	5.0	0.4	2.0	25.0	15.4	27.8	12.3
41	Appl (2005)	-	12.0	60.0	36.0	5.0	0.6	3.0	25.0	16.4	27.8	12.3
42	Appl (2005)	-	12.0	60.0	60.0	5.0	1.0	5.0	25.0	22.5	27.8	12.3
43	Appl (2005)	-	12.0	60.0	84.0	5.0	1.4	7.0	25.0	25.7	27.8	12.3
44	Appl (2005)	-	12.0	60.0	96.0	5.0	1.6	8.0	25.0	25.7	27.8	12.3
45	Appl (2005)	-	12.0	60.0	108.0	5.0	1.8	9.0	25.0	26.7	27.8	12.3
46	Appl (2005)	-	12.0	60.0	120.0	5.0	2.0	10.0	25.0	27.5	27.8	12.3
47	Appl (2005)	-	12.0	60.0	132.0	5.0	2.2	11.0	25.0	27.8	27.8	12.3
48	Appl (2005)	-	12.0	120.0	24.0	10.0	0.2	2.0	25.0	30.7	39.8	8.8
49	Appl (2005)	-	12.0	120.0	48.0	10.0	0.4	4.0	25.0	38.1	39.8	8.8
50	Appl (2005)	-	12.0	120.0	60.0	10.0	0.5	5.0	25.0	38.2	39.8	8.8
51	Appl (2005)	-	12.0	120.0	84.0	10.0	0.7	7.0	25.0	39.1	39.8	8.8
52	Appl (2005)	-	12.0	120.0	96.0	10.0	0.8	8.0	25.0	38.8	39.8	8.8
53	Appl (2005)	-	12.0	120.0	12.0	10.0	0.1	1.0	25.0	25.9	69.7	15.4
54	Appl (2005)	-	12.0	120.0	24.0	10.0	0.2	2.0	25.0	31.5	69.7	15.4
55	Appl (2005)	-	12.0	120.0	48.0	10.0	0.4	4.0	25.0	40.6	69.7	15.4
56	Appl (2005)	-	12.0	120.0	84.0	10.0	0.7	7.0	25.0	54.7	69.7	15.4
57	Appl (2005)	-	12.0	120.0	96.0	10.0	0.8	8.0	25.0	57.4	69.7	15.4
58	Appl (2005)	-	12.0	120.0	108.0	10.0	0.9	9.0	25.0	62.1	69.7	15.4
59	Appl (2005)	-	12.0	120.0	132.0	10.0	1.1	11.0	25.0	65.3	69.7	15.4
60	Appl (2005)	-	24.0	120.0	24.0	5.0	0.2	1.0	25.0	39.3	62.3	6.9
61	Appl (2005)	-	24.0	120.0	48.0	5.0	0.4	2.0	25.0	42.0	62.3	6.9
62	Appl (2005)	-	24.0	120.0	72.0	5.0	0.6	3.0	25.0	54.6	62.3	6.9
63	Appl (2005)	-	24.0	120.0	96.0	5.0	0.8	4.0	25.0	59.6	62.3	6.9
64	Appl (2005)	-	24.0	120.0	120.0	5.0	1.0	5.0	25.0	60.9	62.3	6.9
65	Appl (2005)	-	24.0	120.0	24.0	5.0	0.2	1.0	25.0	40.0	78.7	8.7
66	Appl (2005)	-	24.0	120.0	72.0	5.0	0.6	3.0	25.0	56.9	78.7	8.7
67	Appl (2005)	-	24.0	120.0	96.0	5.0	0.8	4.0	25.0	66.6	78.7	8.7
68	Appl (2005)	-	24.0	120.0	120.0	5.0	1.0	5.0	25.0	71.5	78.7	8.7

Fortsetzung 1, Anhang H (Einzelverbunddübel am Rand, numerische Ergebnisse)												
69	Appl (2005)	-	24.0	120.0	144.0	5.0	1.2	6.0	25.0	76.5	78.7	8.7
70	Appl (2005)	-	24.0	120.0	168.0	5.0	1.4	7.0	25.0	76.1	78.7	8.7
71	Appl (2005)	-	24.0	120.0	192.0	5.0	1.6	8.0	25.0	78.8	78.7	8.7
72	Appl (2005)	-	24.0	240.0	48.0	10.0	0.2	2.0	25.0	100.2	162.2	9.0
73	Appl (2005)	-	24.0	240.0	96.0	10.0	0.4	4.0	25.0	136.4	162.2	9.0
74	Appl (2005)	-	24.0	240.0	144.0	10.0	0.6	6.0	25.0	162.1	162.2	9.0
75	Appl (2005)	-	24.0	240.0	168.0	10.0	0.7	7.0	25.0	167.2	162.2	9.0
76	Appl (2005)	-	24.0	240.0	48.0	10.0	0.2	2.0	25.0	97.6	222.6	12.3
77	Appl (2005)	-	24.0	240.0	144.0	10.0	0.6	6.0	25.0	171.4	222.6	12.3
78	Appl (2005)	-	24.0	240.0	192.0	10.0	0.8	8.0	25.0	198.9	222.6	12.3
79	Appl (2005)	-	24.0	240.0	240.0	10.0	1.0	10.0	25.0	215.3	222.6	12.3
80	Appl (2005)	-	24.0	240.0	288.0	10.0	1.2	12.0	25.0	224.1	222.6	12.3