

# **Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen  
Hochschule Aachen zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der  
Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Claus Goralski  
aus Leverkusen

Berichter:

Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger  
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Markus Feldmann  
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Gerhard Hanswille

Tag der mündlichen Prüfung: 19.05.2006

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.



**Claus Goralski**

**Zusammenwirken von Beton und  
Stahlprofil bei kammerbetonierten  
Verbundträgern**









# Inhaltsverzeichnis

## Einheiten und Bezeichnungen

<b>1</b>	<b>Veranlassung und Zielsetzung</b>	<b>1</b>
1.1	Veranlassung	1
1.2	Zielsetzung und Methodik	3
<b>2</b>	<b>Stand der Kenntnisse</b>	<b>6</b>
2.1	Geschichtliche Entwicklung	6
2.2	Hochfeste Baustoffe	9
2.2.1	Allgemeines	9
2.2.2	Hochfester Beton	9
2.2.3	Zeitabhängige Betoneigenschaften	13
2.2.4	Schwinden des Betons	13
2.2.5	Kriechen des Betons	15
2.2.6	Zeitabhängiges Betonverhalten im Verbundbau	17
2.2.7	Hochfester Stahl	17
2.3	Querschnittstragfähigkeit	19
2.3.1	Allgemeines	19
2.3.2	Verbundträger im positiven Momentenbereich	19
2.3.3	Verbundträger im negativen Momentenbereich	21
2.3.4	Experimentelle Ermittlung der Querschnittsrotation	25
2.3.5	Querkrafttragfähigkeit	25
2.3.6	Biegung und Querkraft	26
2.4	Verbundmittel und Verbundfuge	27
2.4.1	Tragmechanismen	27
2.4.2	Ermittlung der Dübelkennlinie	29
2.4.3	Rechnerische Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln	30
2.5	Versuche zum Verbund zwischen Stahlprofil und Beton	32
2.5.1	Allgemeines	32
2.5.2	Abscherversuche	32
2.5.3	Biegeversuche einbetonierter und kammerbetonierter Profile	37
2.5.4	Biegeversuche zu Slim-Floor-Deckensystemen	39
2.5.5	Finite Elemente Berechnungen	40
2.5.6	Bewertung der Untersuchungen in der Literatur	42
2.6	Entwicklung der europäischen Normung	43

---

<b>3</b>	<b>Kammerbetonierte Profile - Modellversuche</b>	<b>44</b>
3.1	Untersuchungsziele	44
3.2	Auswertungsverfahren der eigenen Abscherversuche	46
3.3	Werkstoffe	48
3.3.1	Beton	48
3.3.2	Kopfbolzendübel	48
3.4	Herstellung der Versuchskörper und Versuchsablauf	50
3.5	Push-Out Versuche	51
3.5.1	Versuchsbeschreibung	51
3.5.2	Versuchsergebnisse	52
3.6	Push-Out Versuche mit Längsdruck	59
3.6.1	Versuchsbeschreibung	59
3.6.2	Versuchsergebnisse	60
3.7	Pull-Out Versuche	63
3.7.1	Versuchsbeschreibung	63
3.7.2	Versuchsergebnisse der Pull-Out Versuche mit Stegblechen	65
3.7.3	Versuchsergebnisse der Pull-Out Versuche mit Walzprofilen	67
3.8	Kompressionsversuche	71
3.8.1	Versuchsbeschreibung	71
3.8.2	Versuchsergebnisse	73
3.9	Versuche zum Betonschwinden	76
3.9.1	Versuchsbeschreibung	76
3.9.2	Versuchsergebnisse	76
3.10	Zeitabhängiges Betonverhalten der Push-Out Körper	78
3.10.1	Versuchsbeschreibung	78
3.10.2	Einfluss des Betonsalters auf die Dübelkennlinie	78
3.10.3	Schwinden des Kammerbetons in Längs- und Querrichtung	79
3.10.4	Kriechverformungen im Dauerstandsversuch	81
3.11	Zusammenfassung	82
<b>4</b>	<b>Analyse und Finite Elemente Berechnung - Modellversuche</b>	<b>83</b>
4.1	Allgemeines	83
4.2	Finite Elemente Modell	84
4.3	Push-Out Versuche an kammerbetonierten Walzprofilen	89
4.4	Push-Out Versuche mit Längsdruck	92
4.5	Pull-Out Versuche an kammerbetonierten Walzprofilen	94

---

<b>4.6</b>	<b>Bewertung des Scherkraft-Schlupfverhaltens</b>	<b>96</b>
4.6.1	Tragfähigkeit	96
4.6.2	Reibungskoeffizient	96
4.6.3	Welligkeit der Oberfläche und Profil-Imperfektion	98
4.6.4	Duktilität	100
4.6.5	Scherkraft-Traganteile des Dübels	101
4.6.6	Einfluss des Versuchsstandes	103
<b>4.7</b>	<b>Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens</b>	<b>105</b>
4.7.1	Finite Elemente Modell	105
4.7.2	Simulation - Schwindversuche an kammerbetonierten Profilen	106
4.7.3	Simulation - Push-Out Versuche an kammerbetonierten Profilen	107
<b>4.8</b>	<b>Kompressionsversuche</b>	<b>110</b>
<b>4.9</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>112</b>
<b>5</b>	<b>Kammerbetonierte Verbundträger - eigene Versuche</b>	<b>113</b>
5.1	Allgemeines	113
5.2	Versuchsbeschreibung	114
5.2.1	Einfeldträger-Versuche	114
5.2.2	Mehrfeldträger-Versuche	118
5.2.3	Herstellung der Versuchsträger und Materialproben	119
5.2.4	Messprogramm	119
5.3	Versuchsergebnisse – Verbundprofile	123
5.3.1	Tragverhalten	123
5.3.2	Tragfähigkeit	125
5.3.3	Zusammenfassung – Verbundprofile	126
5.4	Versuchsergebnisse - Positive Momentenbeanspruchung	127
5.4.1	Tragverhalten	127
5.4.2	Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil	130
5.4.3	Tragfähigkeit	131
5.4.4	Zusammenfassung – Positive Momente	132
5.5	Versuchsergebnisse - Negative Momentenbeanspruchung	133
5.5.1	Tragverhalten	133
5.5.2	Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil	136
5.5.3	Tragfähigkeit	138
5.5.4	Zusammenfassung – Negative Momente	139

---

<b>5.6</b>	<b>Versuchsergebnisse – Mehrfeldträger</b>	<b>140</b>
5.6.1	Belastungsphasen	140
5.6.2	Tragverhalten	141
5.6.3	Dehnungsverteilung	143
5.6.4	Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil	144
5.6.5	Zusammenfassung - Mehrfeldträger	145
<b>5.7</b>	<b>Momenten-Rotationsverhalten</b>	<b>146</b>
5.7.1	Allgemeines	146
5.7.2	Auswertung der eigenen Versuche und Vergleich mit der Literatur	147
<b>6</b>	<b>Analyse und Finite Elemente Berechnung - Verbundträger</b>	<b>150</b>
6.1	Allgemeines	150
6.2	Finite Elemente Modell	151
6.3	Verbundmechanismen infolge Reibung	153
6.3.1	Experimentelle Quantifizierung der Reibkräfte beim Biegeträger	153
6.3.2	Mechanismen der Längsschubkraftübertragung	155
6.3.3	Numerische Quantifizierung der Reibkräfte beim Biegeträger	161
6.4	Momenten-Rotationsverhalten	163
6.4.1	Einflussfaktoren auf die Rotationsfähigkeit	163
6.4.2	Finite Elemente Simulation - Einfeldträger	164
6.4.3	Finite Elemente Simulation - Durchlaufträger	168
6.5	Duktilität der Verbundfuge	169
6.5.1	Allgemeines	169
6.5.2	Verformungsfähigkeit von Kopfbolzendübeln	169
6.5.3	Einfluss auf das Momenten-Rotationsverhalten	170
6.6	Plastische Systemberechnung	172
6.6.1	Rechenverfahren zur Bestimmung der M- $\phi$ -Beziehung	172
6.6.2	Berechnung der plastischen Systemtraglast	176
6.7	Zusammenfassung	178
<b>7</b>	<b>Bewertung der Ergebnisse und Bemessungsvorschläge</b>	<b>179</b>
7.1	Momententragfähigkeit bei vollständiger Verdübelung	179
7.1.1	Bewertung der Versuchsergebnisse	179
7.1.2	Parameterstudie	180
7.1.3	Bemessungsvorschlag - Positive Momente	181
7.1.4	Bemessungsvorschlag - Negative Momente	184
7.1.5	Mindestbewehrung - Negative Momente	186

<b>7.2 Verbundsicherung kammerbetonierter Profile</b>	<b>188</b>
7.2.1 Dübeltragfähigkeit - Kopfbolzen	188
7.2.2 Verbund im Abscherversuch ohne Verbundmittel	191
7.2.3 Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens	192
7.2.4 Verbund beim Biegeträger ohne Verbundmittel	195
<b>7.3 Momententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung</b>	<b>197</b>
<b>8 Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>200</b>
<b>9 Literatur</b>	<b>203</b>
<b>Anhang</b>	
A1 Beispiele aus der Praxis	A1
A2 Versuche in der Literatur	A3
A3 Versuchsmatrix der eigenen Versuche	A7
A4 Betonrezepturen und Materialkennwerte	A10
A5 Ergebnisse der Push-Out Versuche	A18
A6 Ergebnisse der Pull-Out Versuche	A23
A7 Ergebnisse der Kompressionsversuche	A25
A8 Bewehrungspläne und Messtechnik der Verbundträgerversuche	A29
A9 Versuchsergebnisse – Verbundprofile	A35
A10 Versuchsergebnisse – Verbundträger positive Momente	A40
A11 Versuchsergebnisse – Verbundträger negative Momente	A46
A12 Versuchsergebnisse – Zweifeldträger	A53
A13 Kenngrößen der ausgewerteten Trägerversuche	A56
A14 Statistische Auswertung der Abscherversuche [prEN1990]	A60
A15 Hinweise für die Anwendung kammerbetonierter Verbundträger	A61
A16 Hinweise zur Herstellung der Verbundträger im Fertigteilwerk	A62
A17 Konstruktionsdetails	A63
A18 Bemessungsbeispiel	A64

## Einheiten und Bezeichnungen

Im Folgenden werden die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Formelzeichen und geometrischen Größen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden bei ihrem ersten Auftreten im Text erläutert.

### Einheiten:

Kräfte	kN, MN
Momente	kNm, MNm
Spannungen	MPa, MN/m <sup>2</sup> , N/mm <sup>2</sup>
Längen	mm, m
Flächen	mm <sup>2</sup> , m <sup>2</sup>
Winkel	rad, °

### Bezeichnungen:

#### Kleine lateinische Buchstaben

$b_c$	[m]	Betongurtbreite des Verbundträgers
$b_{eff}$	[m]	effektive bzw. mitwirkende Plattenbreite
$b_f$	[mm]	Breite des Stahlträgerflansches
$d$	[mm]	Schaftdurchmesser eines Kopfbolzendübels
$d_w$	[mm]	Breite bzw. Durchmesser des Schweißwulstes von Kopfbolzendübeln
$f$	[mm]	Trägerdurchbiegung
$f_c, f_{c,cyl}$	[MPa]	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{c,cube}$	[MPa]	Druckfestigkeit des Betons am 150 mm-Würfel
$f_{cd}$	[MPa]	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck}, f_{ck,cyl}$	[MPa]	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cube}$	[MPa]	charakteristische Druckfestigkeit des Betons am 150 mm-Würfel
$f_{ct,eff}$	[MPa]	effektive Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,m}$	[MPa]	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}, f_{sz}$	[MPa]	Spaltzugfestigkeit des Betons
$f_{bz}$	[MPa]	Biegezugfestigkeit des Betons
$f_m$	[mm]	Trägerdurchbiegung in Feldmitte
$f_{sk}$	[MPa]	charakteristische Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
$f_{sp}$	[MPa]	Spaltzugfestigkeit des Betons
$f_{su}$	[MPa]	Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_u$	[MPa]	Zugfestigkeit des Baustahls
$f_u, f_{ut}$	[MPa]	Zugfestigkeit des Kopfbolzendübels
$f_y$	[MPa]	Festigkeit des Stahls an der Streckgrenze
$f_{yd}$	[MPa]	Bemessungswert der Festigkeit des Baustahls an der Streckgrenze



$f_{yk}$	[MPa]	charakteristische Festigkeit des Baustahls an der Streckgrenze
$f_{ywd}$	[MPa]	Bemessungsfestigkeit der Bügelbewehrung
$h, h_{comp}$	[m]	Höhe des Verbundträgerquerschnitts
$h_a$	[mm]	Höhe des Stahlträgers
$h_c$	[m]	Höhe des Betongurtes im Verbundträger
$h_w$	[mm]	Höhe des Steges des Walzprofils
$h_w$	[mm]	Höhe des Schweißwulstes von Kopfbolzendübeln
$h_0$	[mm]	wirksame Bauteildicke: $2 \cdot A_c / U$
$k$	[-]	Beiwert zur Erfassung von zugfestigkeitsmindernden Einflüssen bei der Bestimmung der Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$k$	[-]	Beiwert zur Erfassung der Scherbeanspruchung des Bolzenschaftes
$k$	[-]	Fraktilenfaktor des charakteristischen Wertes für den Fall, dass der zugehörige Variationskoeffizient unbekannt ist und die Anzahl der Versuche gegen unendlich geht
$k_c$	[-]	Beiwert zur Erfassung des Spannungsverlaufes über die Höhe des Betongurtes bei der Bestimmung der Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$k_n$	[-]	Fraktilenfaktor des charakteristischen Wertes für den Fall, dass der zugehörige Variationskoeffizient unbekannt ist und eine endliche Anzahl von Versuchen vorliegt
$n$	[-]	Exponent der Funktion der Spannungs-Dehnungslinie für Beton
$n$	[-]	Anzahl der Versuche
$t_f$	[mm]	Dicke des Stahlträgerflansches
$t_w$	[mm]	Dicke des Stahlträgersteges
$t_{Reib}$	[kN/m]	Verbundkraft infolge Reibung
$t_{QK}$	[kN/m]	Verbundkraft infolge Querkontraktion des Stahlprofils
$t_{QB}$	[kN/m]	Verbundkraft infolge Querbiegung des Betongurtes
$t$	[d]	Alter des Betons zum Beobachtungszeitpunkt [d]
$t_s$	[d]	Zeitpunkt des Beginns des Trocknungsschwindens [d]
$v$	[-]	Relativverschiebung zwischen den Ebenen des Interfacelementes
$w(x)$	[m]	Durchbiegung des Verbundträgers an der Stelle $x$
$w_R$	[m]	Rissbreite
$w/b$	[-]	Wasser-Bindemittelwert
$w/z$	[-]	Wasser-Zementwert
$x_{pl}$	[m]	plastische Betondruckzonenhöhe im Verbundträgerquerschnitt
$z_{i0}$	[m]	vertikaler Abstand zwischen den Schwereachsen des ungerissenen, unbewehrten Betongurtes und des ungerissenen, unbewehrten Verbundquerschnitts

$z_{pl}$	[m]	Lage der plastischen Nulllinie im Verbundträgerquerschnitt, gemessen von der Trägersoberkante
$z_{pl}$	[m]	Höhe des rechteckigen Spannungsblocks der Betondruckzone
$z_{pl}'$	[m]	Lage der plastischen Nulllinie im Verbundträgerquerschnitt, gemessen von der Trägerunterkante

### Große lateinische Buchstaben

$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	Betonquerschnitt
$A_{ct}$	[mm <sup>2</sup> ]	Betongurtfläche unter Zugbeanspruchung
$A_V$	[mm <sup>2</sup> ]	Kontaktfläche zwischen Beton und den Flanschen einschließlich der Ausrundungen
$D_{Gurt}$	[kN]	aufnehmbare Druckkraft des unteren Stahlträgerflansches
$E_a$	[MPa]	E-Modul des Baustahls
$E_c$	[MPa]	E-Modul des Betons
$E_{cm}$	[MPa]	Mittelwert des Sekantenmoduls des Betons
$E_s$	[MPa]	E-Modul des Betonstahls
$F_c$	[kN]	maximale aufnehmbare Dübeltragkraft in der numerischen Simulation
$G_F$	[N/m]	Bruchenergie des Betons nach Erreichen der Rissspannung
$L$	[m]	Stützweite
$M_{a,pl}$	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment des Stahlträgers
$M_{cr}$	[kNm]	Rissmoment
$M_F$	[kNm]	Feldmoment
$M_{pl}$	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment unter Ansatz rechteckiger Spannungsböcke
$M_{pl,Rd}, M_{Rd}$	[kNm]	Bemessungswert des plastischen Widerstandsmomentes des Verbundträgers
$M_{pl,calc}$	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment unter Berücksichtigung der Materialkennwerte der Baustoffproben
$M_{pl,red}$	[kNm]	positive Momente: plastisches Widerstandsmoment unter Ansatz rechteckiger Spannungsböcke bei Anwendung der vorgeschlagenen Korrekturfaktoren $\eta$ und $\beta_{pl}$
$M_{pl,red}$	[kNm]	negative Momente: plastisches Widerstandsmoment unter Ansatz rechteckiger Spannungsböcke bei Anwendung des vorgeschlagenen Korrekturfaktors $\beta_{pl,mod}$
$M_{pl,test}$	[kNm]	tatsächliches Widerstandsmoment des Verbundträgers im Versuch
$M_{pl,VT}$	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment unter Ansatz rechteckiger Spannungsböcke des Verbundträgers ohne Kammerbeton
$M_S$	[kNm]	Stützmoment
$M_u$	[kNm]	rechnerisches Widerstandsmoment des Verbundträgers unter Ansatz wirklichkeitsnaher nicht-linearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen

$M_u$	[kNm]	tatsächliches Widerstandsmoment des Verbundträgers
$M_{u,F}$	[kNm]	tatsächliches Widerstandsmoment des Feldquerschnitts im Versuch
$M_{u,S}$	[kNm]	tatsächliches Widerstandsmoment des Stützquerschnitts im Versuch
$N_{cr}$	[kN]	Rissnormalkraft
$N_{KB}$	[kN]	Normalkraft des Kammerbetons
$N_{KB,pl}$	[kN]	plastische Normalkraft des Kammerbetons bei vollem Verbund
$N_{KB,red}$	[kN]	reduzierte Normalkraft des Kammerbetons bei Teilverdübelung
$N_{pl,a}$	[kN]	plastische Normalkraft des Stahlträgers
$P$	[kN]	Kraft
$P_{calc}$	[kN]	rechnerische Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln unter Berücksichtigung der Materialkennwerte aus Baustoffproben
$P_m$	[kN]	Mittelwert der Dübeltragfähigkeit aus Versuchen
$P_{Rd}$	[kN]	Bemessungswert der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln
$P_{Rk}$	[kN]	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln
$P_{Reib}$	[kN]	Traganteil infolge Reibung im Abscherversuch
$P_u, P_{max}$	[kN]	maximale Versuchslast im Abscherversuch
$P_u, P_{max}$	[kN]	Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels
$R$	[-]	Rotationskapazität des Verbundquerschnitts
$R$	[% , kN]	Traganteil infolge Reibung bezogen auf die reine Dübeltragfähigkeit
$R_D$	[% , kN]	Traganteil infolge Reibung abzüglich des Reibanteils aus der Oberflächenrauigkeit
$R_{Gleit}$	[% , kN]	Traganteil aus der Oberflächenrauigkeit (Abscherversuche ohne Dübel)
$R_{eH}, R_{el}$	[MPa]	Festigkeit des Baustahls an der Streckgrenze
$RH$	[%]	relative Luftfeuchte
$R_m$	[MPa]	Zugfestigkeit des Baustahls
$S$	[kN]	Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil
$T_{Reib}$	[kN]	Verbundkraft infolge Reibung
$U$	[mm]	der Umgebungsluft ausgesetzter Umfang des Bauteils
$V_{a,Ed}$	[kN]	Stahlträgeranteil am Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
$V_{Beton}$	[kN]	Querkrafttraganteil des Kammerbetons
$V_{Ed}$	[kN]	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
$V_{pl,a,Rd}$	[kN]	Querkrafttragfähigkeit des Stahlsteges
$V_{pl,Rd}$	[kN]	Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$V_{Rd}$	[kN]	Querkrafttragfähigkeit des Kammerbetons
$V_{Rd,c}$	[kN]	Betontraganteil der Querkrafttragfähigkeit des Kammerbetons
$V_{Rd,s}$	[kN]	Bügeltraganteil der Querkrafttragfähigkeit des Kammerbetons
$V_{Steg}$	[kN]	Querkrafttraganteil des Steges

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	[-]	Verhältnis der integrierten Spannungs-Dehnungslinie zur Fläche des rechteckigen Spannungsblocks
$\alpha$	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Bolzenhöhe bei der Bestimmung der Dübeltragfähigkeit nach EC 4
$\beta$	[-]	Grundrisswinkel zur Beschreibung der Beulgeometrie
$\beta_{\text{concrete}}$	[-]	vorgeschlagener Abminderungsfaktor bei Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks bei hochfestem Beton nach [Döi2001]
$\beta, \beta_{\text{pl}}$	[-]	Abminderungsfaktor für die plastische Bemessung bei Anwendung von hochfestem Stahl nach [prEN1994]
$\beta_{\text{pl}}$	[-]	vorgeschlagener Abminderungsfaktor für die plastische Bemessung bei Anwendung von hochfestem Stahl
$\beta_{\text{pl,mod}}$	[-]	vorgeschlagener Abminderungsfaktor für die plastische Bemessung kammerbetonierter Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung
$\beta_{\text{RH}}$	[-]	Beiwert zur Erfassung der Umgebungsbedingungen
$\beta_{\text{WN}}$	[MPa]	Nenndruckfestigkeit des Betons nach DIN1045 (1988)
$\delta$	[mm]	Verformung der Verbundmittel
$\delta_{\text{el}}$	[mm]	elastische Verformung des Verbundmittels
$\delta_{\text{max}}$	[mm]	Maximalwert der Verformung der Verbundmittel
$\delta_{\text{P,max}}$	[mm]	Schlupf zum Zeitpunkt der maximalen Scherkraft $P_{\text{max}}$
$\delta_{\text{u}}$	[mm]	Wert des Verformungsvermögens der Verbundmittel im Abscherversuch [prEN1994]
$\delta_{\text{u,pl}}$	[mm]	plastische Verformung des Verbundmittels
$\delta_{\text{u}}$	[mm]	Duktilität des Verbundmittels: Differenz aus $\delta_{\text{u,pl}}$ und $\delta_{\text{el}}$
$\delta_{\text{uk}}$	[mm]	charakteristischer Wert des Verformungsvermögens der Verbundmittel im Abscherversuch
$\varepsilon$	[‰]	Dehnung
$\varepsilon_{\text{a}}$	[‰]	Baustahldehnung
$\varepsilon_{\text{c}}$	[‰]	Betondehnung
$\varepsilon_{\text{c,u}}$	[‰]	maximale Betondehnung im Versuch
$\varepsilon_{\text{c,m}}$	[‰]	Mittelwert der Betondehnung im Versuch
$\varepsilon_{\text{c1}}, \varepsilon_{\text{c2}}$	[‰]	Betondehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze nach [prEN1992]
$\varepsilon_{\text{cu}}, \varepsilon_{\text{c2u}}$	[‰]	Bruchdehnung des Betons nach [prEN1992]
$\varepsilon_{\text{cas0}}$	[-]	Grundmaß des Schrumpfens
$\varepsilon_{\text{cds0}}$	[-]	Grundmaß des Trocknungsschwindens
$\varepsilon_{\text{cs}}$	[-]	Schwindmaß
$\varepsilon_{\text{cs},\infty}$	[-]	Endschwindmaß

$\varepsilon_s$	[‰]	Betonstahldehnung
$\varphi$	[-]	Querschnittsverdrehung, Querschnittsrotation
$\varphi_{el}$	[-]	elastischer Verdrehwinkel bei Erreichen der plastischen Trägerverformungen
$\varphi_{max}$	[-]	Verdrehwinkel bei Erreichen des maximalen Momentes
$\varphi_{rot}$	[-]	Verdrehwinkel zur Beschreibung der Rotationskapazität
$\varphi_S$	[-]	Sehnenwinkel zur Bestimmung der Querschnittsrotation
$\varphi_T$	[-]	Tangentenwinkel zur Bestimmung der Querschnittsrotation
$\Delta\varphi$	[-]	plastische Rotation des Verbundquerschnitts
$\varphi_0$	[-]	Grundzahl des Kriechens
$\varphi_\infty$	[-]	Endkriechzahl
$\gamma_a$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl
$\gamma_c$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_s$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
$\gamma_v$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Kopfbolzendübel
$\eta$	[-]	Verdübelungsgrad
$\eta$	[-]	Faktor zur Abminderung der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des Betons, ab einer Festigkeitsklasse C50/60 [prEN1992]
$\eta_{KB}$	[-]	Verdübelungsgrad des Kammerbetons
$\mu$	[-]	Reibbeiwert, Reibungskoeffizient
$\kappa$	[-]	Krümmung des Querschnitts
$\nu$	[-]	Querdehnzahl
$\rho, \rho_s$	[-]	Bewehrungsgrad
$\sigma_a$	[MPa]	Baustahlspannungen
$\sigma_c$	[MPa]	Betonspannung
$\sigma_{c,u}$	[MPa]	maximale Betonspannung im Versuch
$\sigma_{c,m}$	[MPa]	Mittelwert der Betonspannung im Versuch
$\sigma_D$	[MPa]	Spannung senkrecht zur Ebene des Interfaceelementes
$\sigma_{st}$	[MPa]	Betonstahlspannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	[MPa]	Hauptspannungen
$\tau$	[MPa]	Schubspannung des Interfaceelementes
$\tau_{Haft}, \tau_{HV}$	[MPa]	Haftverbundspannung
$\tau_{Reib}, \tau_{RV}$	[MPa]	Reibverbundspannung
$\tau_{u,Reib}$	[MPa]	Maximalwert der Reibverbundspannung im Versuch
$\tau_{u,Haft}$	[MPa]	Maximalwert der Haftverbundspannung im Versuch



# 1 Veranlassung und Zielsetzung

## 1.1 Veranlassung

Im Verbundbau werden Teilquerschnitte aus bewehrtem Beton und Baustahl schubfest miteinander verbunden, damit sie planmäßig zusammenwirken. Im Idealfall werden die Verbundpartner so angeordnet, dass sie entsprechend ihrer Werkstoffeigenschaften beansprucht werden. Der Beton wird aufgrund seiner hohen Drucktragfähigkeit im gedrückten und der filigrane, häufig beulgefährdete Stahlträger im gezogenen Querschnittsbereich verwendet. Im Stützbereich von Durchlaufträgern befindet sich das Stahlprofil jedoch in der Druckzone. Die Tragfähigkeit ist vergleichsweise gering und beulgefährdete Querschnitte werden nicht bis in den plastischen Materialbereich ausgenutzt.

Durch den gezielten Einsatz von Kammerbeton kann nicht nur der Brandwiderstand, sondern auch die Biege- und Querkrafttragfähigkeit im Kaltzustand wesentlich gesteigert werden. Dies erlaubt schlankere Querschnitte bzw. eine höhere zulässige Verkehrslast bei reduziertem Eigengewicht der Konstruktion. Die Verwendung hochfester Baustoffe in Verbundkonstruktionen führt zu einer weiteren Steigerung des Bauteilwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Im Hochbau wird die Dimensionierung des Querschnitts häufig durch den Verformungsnachweis unter Gebrauchslasten und den Bauzustand bestimmt. In diesem Fall kann durch das Ausbetonieren der Kammern die Biegesteifigkeit der Stahlprofile und Verbundträger deutlich erhöht werden.

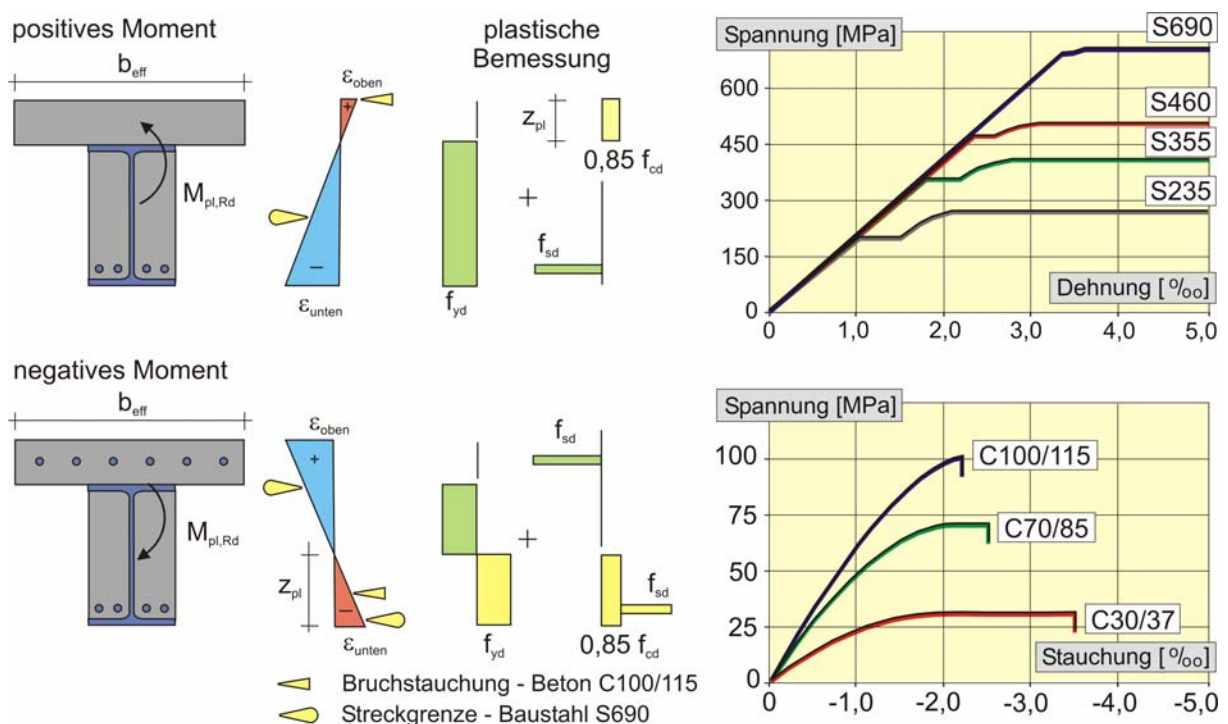


Bild 1.1: Dehnungsverteilung mit Ansatz rechteckiger Spannungsblöcke nach Eurocode 4 [prEN1994] und Spannungsdehnungslinien von Baustahl und Beton

Werden hochfeste kammerbetonierte Verbundträger mit den bekannten plastischen Bemessungsverfahren berechnet, wird in einigen Fällen die tatsächliche Momententragfähigkeit überschätzt. Aufgrund der speziellen Spannungs-Dehnungsbeziehung hochfester Werkstoffe

ist zu erwarten, dass beim biegebeanspruchten Verbundträger Teilbereiche des Querschnitts nicht plastizieren (Bild 1.1).

Unter positiver Momentenbeanspruchung wird das plastische Moment erreicht, wenn das Stahlprofil vollständig plastiziert, bevor die Betondruckzone versagt. Mit zunehmender Stahlgüte nimmt die Streckgrenze des Baustahls und damit die erforderliche Querschnittsrotation zu. Insbesondere bei großen Druckzonenhöhen, wie sie bei kammerbetonierten Querschnitten vorliegen, kann ein frühzeitiges Versagen der Betondruckzone auftreten.

Im negativen Momentenbereich liegen der Kammerbeton und das Stahlprofil in einer Dehnungsebene der Druckzone. Bei Verwendung von hochfestem Stahl in Kombination mit hochfestem Beton kann der Fall eintreten, dass der Kammerbeton die Bruchstauchung erreicht, bevor das Stahlprofil vollständig plastiziert (Bild 1.1). Andererseits wird durch die Umschnürung mit dem Stahlprofil in Teilbereichen der Kammer ein mehraxialer Spannungszustand erzeugt, der die Drucktragfähigkeit des Betons erhöht.

Bei statisch unbestimmten Systemen ist eine besonders wirtschaftliche Bemessung unter Ausnutzung der plastischen Systemreserven möglich. Bei ausreichender Rotationskapazität kann nach Erreichen der Querschnittstragfähigkeit des Stützquerschnitts eine Laststeigerung bei gleichzeitiger Momentenumlagerung zum Feldquerschnitt erzielt werden. Nach Eurocode 4 [prEN1994] ist bei kammerbetonierten Querschnitten und hochfesten Materialien (Baustahl > S355) nicht von einer ausreichenden Rotationskapazität des Stützquerschnitts auszugehen. Um bei hochfesten kammerbetonierten Verbundquerschnitten eine plastische Querschnitts- und Systembemessung durchführen zu können, müssen Bauteilversuche zur Bestimmung der Rotationskapazität durchgeführt und ein Rechenverfahren zur Bestimmung der Momenten-Rotationskurve entwickelt werden.

Damit Kammerbeton und Stahlprofil im Verbund zusammenwirken, ist nach Eurocode 4 eine vollständige Verdübelung vorzusehen. Die Verbundsicherung des Kammerbetons erfolgt in der Praxis mit auf den Steg aufgeschweißten Kopfbolzendübeln oder Bügeln. Kopfbolzendübel weisen in hochfestem Beton auf der einen Seite eine hohe Tragfähigkeit und auf der anderen Seite eine geringe Duktilität auf [EGKS2000], [Döi2001]. Im Kammerbeton tritt zusätzlich zu dem Traganteil des Dübels ein Reibkrafttraganteil auf, der auf die zwischen dem Dübel und den Flanschen verlaufenden Druckstreben zurückzuführen ist (Bild 1.2). Beim biegebeanspruchten Verbundträger sind infolge der Pressung zwischen Kammerbeton und Stahlprofil an der Lasteinleitung, der Querkontraktion des Stahlprofils und der Krümmung des Verbundquerschnitts weitere Verbundmechanismen zu erwarten.

Aufgrund des zeitabhängigen Betonverhaltens kann es zu einer deutlichen Reduktion der Reibverbundkräfte kommen. Die Verluste sind abhängig von den Kriech- und Schwindverkürzungen des verwendeten Betons, der Bauteilgeometrie und der Beanspruchungshöhe.

Die rechnerische Quantifizierung der dauerhaften Reibkräfte in der Verbundfuge führt zu einer deutlichen Einsparung an Verbundmitteln und dadurch zu einer Beschleunigung der Arbeitsabläufe auf der Baustelle und im Fertigteilwerk.



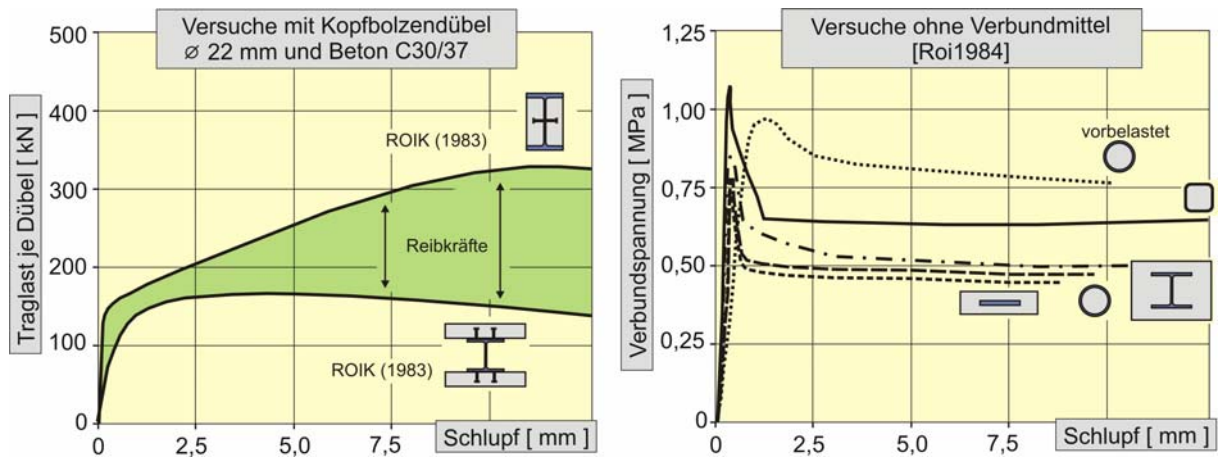


Bild 1.2: Abscherversuche normalfester kammerbetonierter Walzprofile mit Verbundmittel [Roi1983] und ohne Verbundmittel [Roi1984]

Die traglaststeigernde Wirkung des hochfesten Kammerbetons und die speziellen Verbundmechanismen zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wurden bisher im Verbundträgerbau aufgrund fehlender mechanischer Modelle und Bemessungsregeln häufig nicht genutzt. Daher ist es erforderlich, Rechenmodelle für die plastische Bemessung und die Verbundsicherung hochfester kammerbetonierter Verbundträger zu entwickeln.

## 1.2 Zielsetzung und Methodik

Ziel dieser Arbeit ist die wirklichkeitsnahe Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens hochfester kammerbetonierter Verbundträger mit und ohne Verdübelung des Kammerbetons. Dazu wird den folgenden Fragestellungen nachgegangen:

- Wie ist die Verbundsicherung des Kammerbetons mit auf den Steg geschweißten Kopfbolzendübeln in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Duktilität zu bewerten?
- Lassen sich die Traganteile infolge Haftverbund, der Oberflächenrauigkeit und der Reibung aus der Druckstrebe zwischen dem Dübel und den Flanschen quantifizieren?
- Welche zusätzlichen Reibverbundkräfte treten am biegebeanspruchten Verbundträger auf und wie lassen sich diese in einem Rechenmodell beschreiben?
- Wie groß sind die Reibkraftverluste infolge des zeitabhängigen Betonverhaltens?
- Welchen Einfluss hat der Kammerbeton auf die Momententragfähigkeit und die Biegesteifigkeit des Verbundträgers?
- Können hochfeste kammerbetonierte Verbundträger plastisch bemessen werden?
- Welchen Einfluss hat eine teilweise Verdübelung des Kammerbetons auf das Trag- und Verformungsverhalten?
- Wie ist das Rotationsvermögen kammerbetonierter Verbundquerschnitte zu beurteilen?
- Müssen die Betondruckstauchungen des Betongurtes bzw. des Kammerbetons unter positiver bzw. negativer Momentenbeanspruchung begrenzt werden?
- Erfährt der Kammerbeton infolge der Umschnürung durch das Stahlprofil einen mehraxialen Druckspannungszustand?

Das Bild 1.3 beschreibt den Aufbau und die Vorgehensweise der experimentellen und theoretischen Forschungsarbeit. Grundlegende experimentelle Untersuchungen an Biegeträgern und Modellkörpern, die einen Ausschnitt aus dem Biegeträger darstellen, bilden die Basis für die Beschreibung der Lastabtragungsmechanismen.

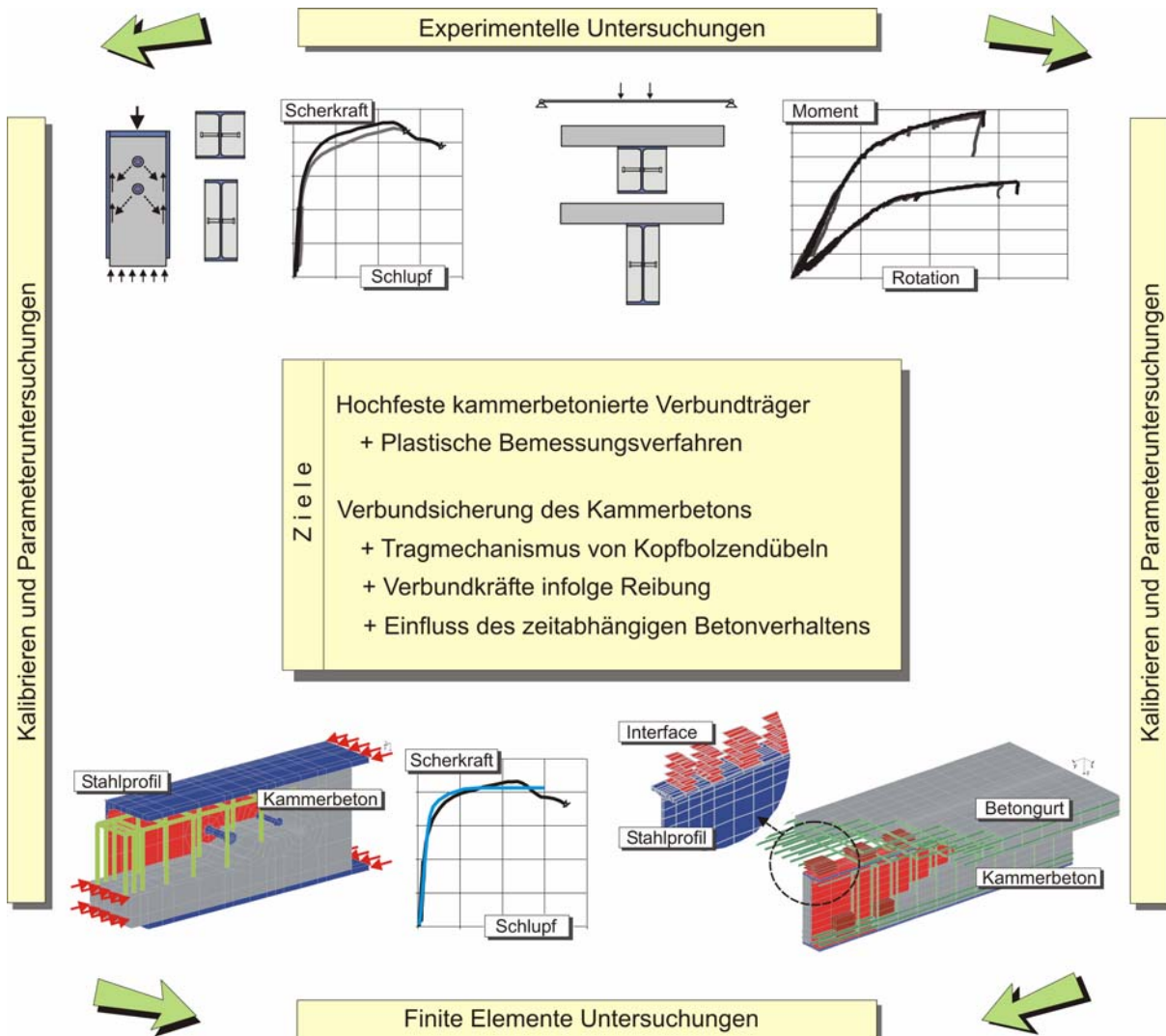


Bild 1.3: Untersuchungsziele und Methodik der Arbeit

Mit dreidimensionalen, nicht-linearen Finite Elemente Modellen werden die Versuche nachgerechnet und die Tragmechanismen hergeleitet. Nachdem die Finite Elemente Systeme an den Modell- und Trägerversuchen kalibriert sind, werden systematische Parameteruntersuchungen mit Variation der Querschnittsgeometrie und der Materialkombination durchgeführt. Anhand der dreidimensionalen Verbundträgermodelle werden Verbundmechanismen quantifiziert, die experimentell nur mit großem messtechnischem Aufwand zu erfassen sind. Auf der Grundlage dieser Ergebnisse werden Modelle zur Abbildung der Verbundfuge zwischen Kammerbeton und Stahlprofil entwickelt.

Des Weiteren wird ein praxisgerechtes plastisches Bemessungsverfahren für kammerbetonierte Verbundquerschnitte unter Berücksichtigung der speziellen Spannungs-Dehnungsbeziehungen des hochfesten Betons und des hochfesten Stahls entwickelt. Zur Bestimmung der Momententragfähigkeit bei teilweise verdübeltem Kammerbeton werden Parameter-

studien durchgeführt und Teilverbunddiagramme für den Stütz- und den Feldquerschnitt erstellt.

Um den Anwendungsbereich einer plastischen Systembemessung gegenüber den Normen zu erweitern wird ein Rechenverfahren zur Bestimmung der Momenten-Rotationskurven kammerbetonierter Verbundquerschnitte hergeleitet.

Die Arbeit gliedert sich wie folgt:

In Kapitel 2 wird der Stand der Kenntnisse bezüglich der hochfesten Baustoffe, der Verbundmittel, der Reibverbundmechanismen und des Momenten-Rotationsverhaltens von kammerbetonierten Verbundquerschnitten beschrieben und bewertet.

In Kapitel 3 und 4 werden die eigenen Abscher- und Modellversuche mit ausbetonierten Walzprofilen vorgestellt, ausgewertet und analysiert. Dazu wurden umfangreiche Finite Elemente Berechnungen zum Zusammenwirken von Kammerbeton und Stahlprofil sowie zum Scherkraft-Verformungsverhalten einzelner Dübel in normal- und hochfestem Beton durchgeführt.

Die eigenen Versuche an Verbundprofilen und –trägern zum Momenten-Rotationsverhalten werden in Kapitel 5 dokumentiert und ausgewertet. Mit dreidimensionalen, nicht-linearen Finite Elemente Modellen werden in Kapitel 6 die Verbundmechanismen zwischen Kammerbeton und Stahlprofil am Biegeträger untersucht. Abschließend werden vereinfachte Verfahren zur Berechnung des Momenten-Rotationsverhaltens und der plastischen Systemtraglast statisch unbestimmter Systeme vorgestellt.

Aufbauend auf den theoretischen und experimentellen Untersuchungen werden in Kapitel 7 Bemessungsregeln vorgeschlagen und der zukünftige Forschungsbedarf herausgestellt. Im Anhang werden Konstruktionsregeln genannt, Hinweise zur baulichen Durchbildung gegeben und anhand von Beispielen die Anwendung der entwickelten Bemessungsregeln erläutert.

## 2 Stand der Kenntnisse

### 2.1 Geschichtliche Entwicklung

Der österreichische Brückenbauer MELAN verwendete Ende des 19. Jahrhunderts ein biegesteifes Stahlprofil, welches im Montagezustand die Funktion der Rüstung übernahm und im Endzustand im Verbund mit dem Beton eine biegesteife Bewehrung darstellte. Bis 1932 wurden einbetonierte, biegesteife Stahlträger verstärkt im Hochbau eingesetzt und nach den gleichen Grundsätzen des Stahlbetonbaus behandelt wie die weit verbreiteten biegeweichen Rundstähle. KOENEN [Koe1905] erkannte als einer der ersten das Problem der Schubübertragung zwischen Stahlträger und Beton. Trotz umfangreicher Untersuchungen wurde jedoch kein Modell zur Beschreibung der Verbundmechanismen gefunden. Aus diesem Grund schrieb DIN 1045 im Jahr 1932 vor, dass Walzträger in Beton, deren Steghöhe einen erheblichen Teil der Balkenhöhe ausmacht, nicht als Zugeinlagen in Rechnung gestellt werden dürfen. Das „Verbundmittel“ war noch nicht erfunden, sodass GRÜNING [Grü1937] im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Schwingversuche mit einbetonierten Stahlträgern ohne Schubverdübelung zur Beurteilung des Haftverbundes vornahm (Bild 2.1). Die Versuche mit Betonüberdeckung der Stahlprofile zeigten, „...dass auch nach einer Anzahl von 750.000 Lastwechseln zwischen  $\pm 1/8$  bzw.  $\pm 3/8$  der rechnerischen Nutzlast von  $5 \text{ kN/m}^2$  noch ein fast vollständiger Verbund zwischen Beton und Walzträger vorhanden war. Schwingende Gleitungen zwischen Beton und Stahl traten erst nach 1,0 bis 1,25 Mio. Lastwechsel auf.“ Die Versuche ohne Betonüberdeckung der Walzprofile ergaben „dem Augenschein nach schon sehr frühzeitig eine Lockerung zwischen Beton und Stahlträger. Bei Decken, die nicht kontinuierlich über den Stahlträger hinweggehen, sollte daher nicht mit Verbundwirkung gerechnet werden“ [Grü1937].

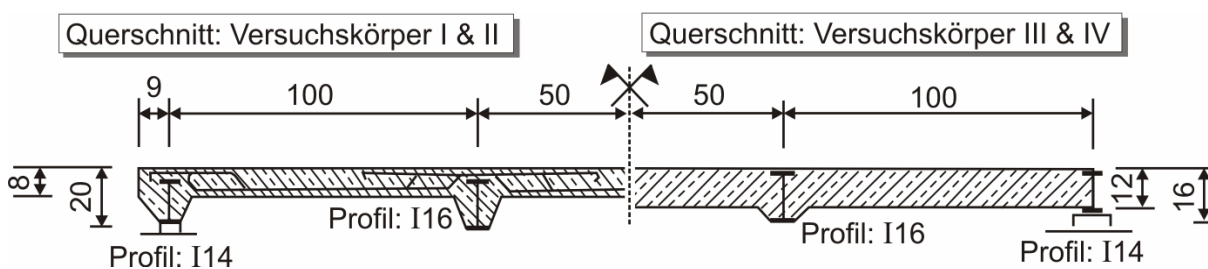


Bild 2.1: Schwingversuche mit Eisenbetondecken von GRÜNING 1937

Um trotz dieser Ergebnisse und den Festlegungen in DIN 1045 von 1932 weiterhin die Verbundwirkung einbetonierter Stahlträger ansetzen zu können, war die Entwicklung einer mechanischen Verdübelung erforderlich. Im Jahr 1943 wurden die Ergebnisse der Versuche von GRÜNING und MAIER-LEIBNITZ [Mai1941] in DIN 1045 aufgenommen: „Walz- und Blechträger in Beton, deren Steghöhe einen erheblichen Teil der Balkenhöhe ausmacht, dürfen nicht als Stahlbetonbalken berechnet werden, sie sind vielmehr so zu bemessen, dass sie ohne Rücksicht auf die Tragfähigkeit des Betons die Lasten allein aufnehmen können, falls nicht besondere Maßnahmen zur Sicherung des Verbundes getroffen sind. Nur unter dieser Voraussetzung kann die Verbundwirkung zwischen Stahlträgern und darüber geführten oder aufgesetzten Stahlbetonplatten anerkannt werden.“ Mit der Forderung nach

mechanischen Verbundmitteln verlor die Erforschung des natürlichen Verbundes zwischen Stahlträger und Beton an Bedeutung.

Dennoch wurde versucht, den Verbund zwischen der Stahloberfläche und dem Beton zu erhöhen. Bei der im Jahr 1941 fertig gestellten Rheinbrücke bei Köln-Rhodenkirchen stellen die Fahrbahnplatte und die Walzträger in Querrichtung einen Verbundquerschnitt dar. Um die Anzahl der Ankerstäbe zu minimieren, wurde die Oberseite der Stahlflansche mit Meißelhieben aufgeraut [Leoh1951]. Zur Überprüfung der Wirksamkeit der Verbundwirkung infolge einer profilierten Flanschoberfläche wurden Versuche durchgeführt, über die in [Bau1950] berichtet wurde. In den 60-er Jahren wurden für gewalzte Stahlträger mit aufgewalzten Rippen Patente angemeldet und seit den 80-er Jahren in Japan hergestellt [Kat1985].

In den 30-er Jahren veröffentlichte DISCHINGER [Dis1937], [Dis1939] seine Untersuchungen zur analytischen Erfassung des Kriech- und Schwindverhaltens des Betons und entwickelte die so genannte „Alterungstheorie“. Auf der Basis dieser Arbeiten wurden zahlreiche analytische Verfahren zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverhaltens bei Verbundkonstruktionen entwickelt und in den Sonderheften zur STAHLVERBUNDBAUWEISE [Bau1950] veröffentlicht. Der ungünstige Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens auf den natürlichen Haftverbund und die Unsicherheiten bei der analytischen Erfassung erforderten dringend die Entwicklung von mechanischen Verbundmitteln. In der Querschnittsberechnung nach dem Traglastverfahren [Bau1950] wird durch das Kriechen und Schwinden ein Eigenspannungszustand hervorgerufen, der im Traglastzustand herausplastiziert, sodass das zeitabhängige Betonverhalten nur noch in der Verformungsberechnung berücksichtigt wurde.

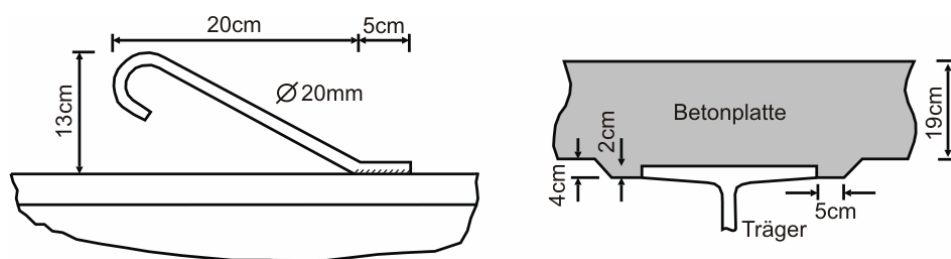


Bild 2.2: Verbundsicherung zwischen Fahrbahnplatte und Längsträgern bei der Versuchsbrücke von SLACK [Bau1950]

In [Bau1950] wird über Versuche von SLACK in den USA zur Verbundwirkung von 19 cm dicken Stahlbetonfahrbahnen auf fünf Längsträgern berichtet (Bild 2.2). Die Wirksamkeit einer Verbundsicherung konnte durch die auf den Trägern 1 und 2 angeordneten Rundstahlanker aufgezeigt werden. Nach WAPENHANS [Wap1993] ist diese Versuchsbrücke in den USA der erste Stahlverbundträger im heutigen Sinne.

Im Bereich der Verbundmittel fand eine rasante Entwicklung statt, die der Kopfbolzendübel aufgrund seiner wirtschaftlichen Herstellung und Schweißbarkeit sowie seinem gutmütigen Tragverhalten für sich entschied [Alb1950], [Ham1950], [Kli1950] [Vie1956], [Oeh1981], [Oeh1987], [Roi 1983].

In der stetig fortschreitenden Entwicklung wurde in speziellen Fällen der natürliche Verbund zwischen Stahlprofil und Beton in der Bemessung herangezogen [Leg1943]. Bereits im Jahr 1943 wurde durch die Übernahme der Berechnungs- und Konstruktionsregeln einbetonierter

Stahlverbundstützen der ÖNORM 1002 in DIN 1045 die Forderung nach einer mechanischen Verdübelung bei Verbundstützen zurückgenommen. Begründet wurde dies durch die bei Stahlverbundstützen überwiegende Druckbeanspruchung.

DÖRNEN [Dör1960], SATTLER [Sat1960] und ROIK [Roi1984] berichten über den Reibungsverbund, bei dem die Verbundwirkung durch Aufpressen einer Fertigteilbetonplatte auf den Stahlträger mittels vorgespannter Schrauben in Abhängigkeit vom Reibbeiwert erzeugt wird.

Bei den in den 80-er Jahren entwickelten „Doppelverbundträgern“ oder „Profilverbundträgern“ wurde durch mechanische Verbundmittel der Verbund zwischen Betongurt bzw. Kammerbeton und dem Stahlprofil sichergestellt. Während im Betongurt Kopfbolzendübel angeordnet waren, wurde der Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil mit an den Steg geschweißten Bügeln realisiert [Bod1998].

In Slim-Floor Systemen wird der Verbund infolge Reibkräften zwischen Beton und Stahlprofil teilweise genutzt. Zur Optimierung dieser Systeme wurden in den vergangenen Jahren von RACKHAM [Rac1996], LESKELÄ [Les1997], [Les2000] und DÄUWEL [Däu2001] zahlreiche Untersuchungen durchgeführt. Um die Verbundspannungen zu erhöhen, wurden auch Stahlprofile mit rautenförmigen Vertiefungen und aufgeschweißten Betonstählen untersucht.

Die weiteren Meilensteine in der Entwicklung des Verbundbaus sind in Bild 2.3 dargestellt. Die wohl umfangreichste Literaturrecherche zur Entwicklungsgeschichte des Stahlverbundbaus in Deutschland bis 1992 stellt die Veröffentlichung von WAPENHANS [Wap1993] dar. Einen Überblick über die Entwicklung des Verbundbaus von 1950 bis 1990 in Europa, Australien, Japan und den USA geben JOHNSON [Joh1996], ROIK [Roi1996], BRIDGE [Bri1996], MAEDA [Mae1996] und VIEST [Vie1996].

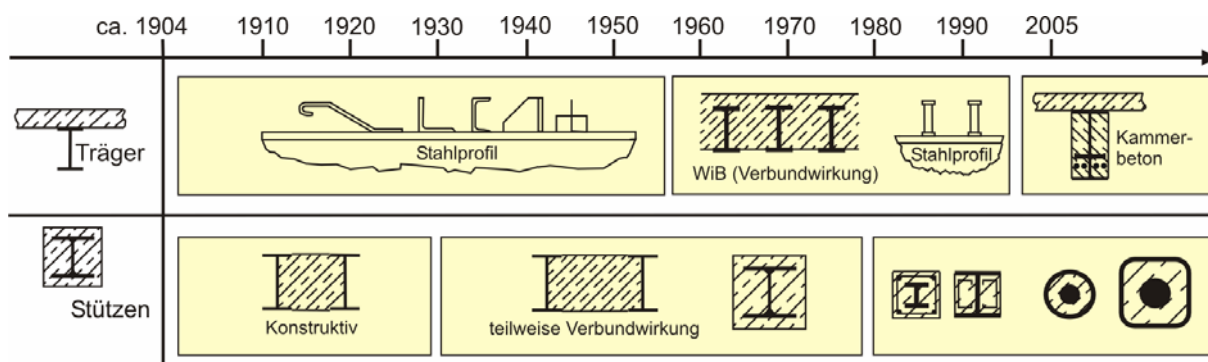


Bild 2.3: Entwicklung der Verbundsicherung ein- und ausbetonierter Stahlträger

Im Rahmen der eigenen Arbeit wurde eine umfangreiche Literaturstudie zur Verbundwirkung ein- und ausbetonierter Stahlprofile sowie deren Anwendung in der Praxis durchgeführt und zur Ableitung von Konstruktionsregeln herangezogen (Anhang A1).



## 2.2 Hochfeste Baustoffe im Verbundbau

### 2.2.1 Allgemeines

Die speziellen Materialeigenschaften hochfester Betone und hochfester Feinkornbaustähle beeinflussen das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundquerschnitts und die Verbundmechanismen zwischen Beton und Stahlprofil. Zum Beispiel weisen Kopfbolzendübel aufgrund der hohen Dichte und Festigkeit des hochfesten Betons eine erhöhte Traglast aber auch eine geringere Duktilität auf [Döi2001]. Neben den Festbetoneigenschaften, wie z.B. Elastizitätsmodul, Zylinder-, Würfel-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit, ist das zeitabhängige Betonverhalten von großer Bedeutung. Die Kriech- und Schwindeigenschaften des Betons bestimmen die Größe der Haft- und Reibverbundspannung zwischen Kammerbeton und Stahlprofil. Die genaue Kenntnis der genannten Materialparameter und deren Implementierung in das Finite Elemente Modell sind die Grundlage für eine wirklichkeitsnahe rechnerische Bestimmung der Lastabtragungsmechanismen hochfester kammerbetonierter Verbundträger. Im Folgenden werden die für die eigenen Untersuchungen relevanten Materialeigenschaften beschrieben.

### 2.2.2 Hochfester Beton

Hochfester Beton besitzt gegenüber normalfestem Beton verbesserte Eigenschaften bezüglich der Festigkeit, des Elastizitätsmoduls, der Dauerhaftigkeit und der Dichtheit und wird daher häufig als Hochleistungsbeton bezeichnet [Kön2001]. Die Materialeigenschaften des Betons lassen sich durch die Variation der Komponenten Zementstein und Zuschlag einstellen. Bis zu einer Festigkeit von 50 MPa wird die Betonfestigkeit durch die Festigkeit des Zementsteins bestimmt. Durch die Erhöhung des Zementanteils sowie die Zugabe von Mikrofüllern können Festigkeiten über 100 MPa erreicht werden. Hierbei wird der Wasser-Bindemittelwert (w/b) kleiner 0,35 eingestellt.

Ausgangsstoff	Anforderung
Zement	- Portlandzemente CEM I 42,5 und 52,5 garantieren eine hohe Festigkeit - Zementgehalt > 350 kg/m <sup>3</sup>
Mahlfeinheit (Zement)	Frühfestigkeit wird mit zunehmender Mahlfeinheit erhöht.
Mikrofüller	- Microsilica: 2,5 % < Silicaanteil < 12 % des Zementgewichtes - Begrenzung nach oben aus Gründen der Verarbeitbarkeit und Wirtschaftlichkeit - alternativ: Microsilica-Suspension
Wasser-Bindemittelwert	0,2 < w/b < 0,35
Fließmittel	- Fließmittel: größer 12 kg/m <sup>3</sup> auf Naphtalin-, Melaminbasis oder Polycarboxylatether - Überprüfung des Zusammenwirkens von Fließmittel und Bindemittel - Zugabe nach der Wasserzugabe
Betonzuschlag	- möglichst geringer Wasseranspruch und geringer Feinsandanteil - Begrenzung des Größtkorns und möglichst gedrungene Form der Zuschläge - möglichst hohe Festigkeit und hoher E-Modul des Zuschlags
Anmachwasser	- Eine genaue Bestimmung des Wassergehaltes unter Berücksichtigung der Restfeuchte der Zuschläge und des Wassergehaltes der verwendeten Microsilica-suspension ist erforderlich.

Tab. 2.1: Anforderungen an die Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzung

Als Mikrofüller wird vornehmlich Mikrosilica oder Steinkohlenflugasche eingesetzt. Die festigkeitssteigernde Wirkung beruht auf drei Effekten: Auffüllen des Porenraums zwischen den Zementkörnern und Erhöhung der Dichte des Gefüges, Bildung zusätzlicher Calciumsilikathydrate und Verbesserung des Verbundes zwischen Zuschlag und Zementsteinmatrix. Damit hochfester Beton auf hohem Qualitätsniveau zielsicher hergestellt werden kann, werden erhöhte Anforderungen an die Ausgangsstoffe und die Betonzusammensetzung gestellt (Tab. 2.1). Durch eine weitere Erhöhung des Zement- und Microsilika-Anteils können so genannte ultrahochfeste Betone mit einer Druckfestigkeit von bis zu 200 MPa hergestellt werden [DAfStb2003]. Auf diese Betone wird in der eigenen Arbeit nicht weiter eingegangen, sie werden jedoch in der Zukunft neue Anwendungsbereiche bei hybriden Konstruktionen erschließen.

Mit zunehmender Festigkeitsklasse sind eine Zunahme der Dehnung bis zum Erreichen der Druckfestigkeit und ein steilerer abfallender Ast nach dem Überschreiten der Maximallast zu erkennen. Das Versagen im Druckversuch setzt auch bei hochfesten Betonen mit der Bildung von Mikrorissen infolge Quersugspannungen ein. Die im Nachbruchbereich aufnehmbare Energie ist jedoch gegenüber normalfesten Betonen sehr gering (Bild 2.4). Daher wird im Zusammenhang mit hochfesten Betonen von einem spröden Nachbruchverhalten gesprochen.

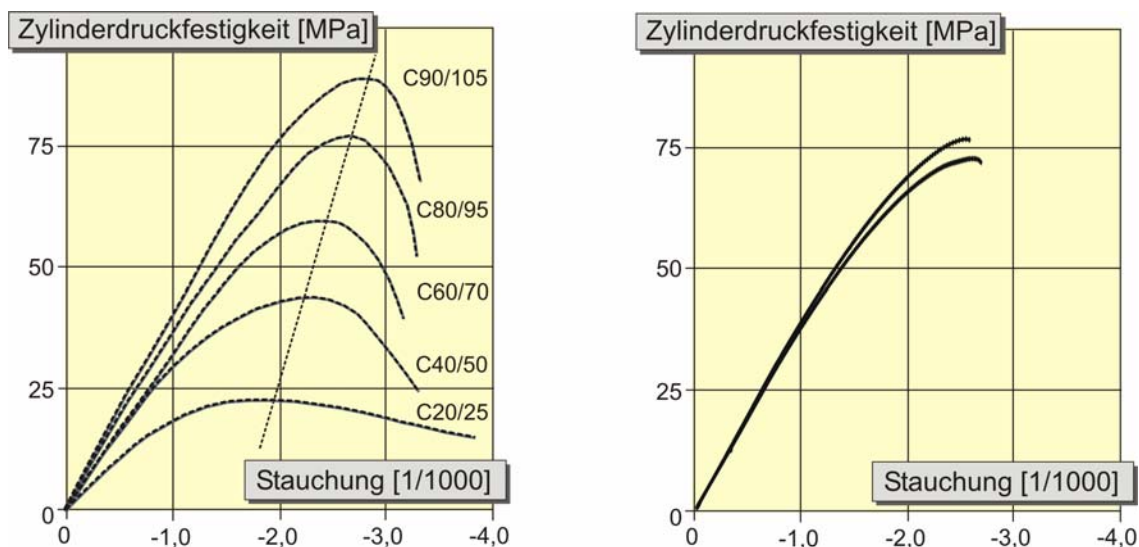


Bild 2.4: Spannungs-Dehnungsbeziehung unterschiedlicher Betone nach [Kön2001] und den Materialproben C70/85 aus [DFG2005]

Der Integrationsfehler bei einer plastischen Bemessung nimmt mit steigender Betongüte zu (Bild 2.5 a) und muss daher für hochfeste Betone in der Bemessung berücksichtigt werden. Ansätze zur Korrektur der Betondruckkraft in der plastischen Bemessung sind im Bereich des Massivbaus bereits weit verbreitet. Basierend auf den Empfehlungen in [CEB1991] wurden die besonderen Eigenschaften des hochfesten Betons in [DIN 1045-1] und in [prEN1992] durch die Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung in allgemeiner Form berücksichtigt (Bild 2.5 a).

In [DIN1045] wurde zur Korrektur des Integrationsfehlers beim Ansatz eines rechteckigen Spannungsblocks der Faktor 0,8 eingeführt. In [prEN1992] werden die anzusetzenden Betonspannungen ab einer Betonfestigkeit von 50 MPa mit dem Beiwert  $\eta = 1 - (f_{ck} - 50) / 200$  abgemindert (Bild 2.5 b) und die Höhe des rechteckigen Spannungsblocks mit dem Beiwert



$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$  abgemindert. Der festigkeitsmindernde Einfluss einer Langzeitbeanspruchung des Betons wird mit dem Faktor  $\alpha = 0,85$  berücksichtigt.

In den USA wurde im Jahr 2000 der International Building Code [ICC2000] vom International Code Council ICC als Entwurf veröffentlicht, der die Bemessungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbeton des [ACI1999] übernommen hat. Hier wird keine Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Beton vorgeschrieben. Es wird jedoch ein parabel-, trapezförmiger oder rechteckiger Verlauf empfohlen. Die Bruchstauchung wird für alle Festigkeitsklassen auf 3 ‰ begrenzt. Wird eine plastische Berechnung mit rechteckigem Spannungsblock durchgeführt, ist die Druckzonenhöhe in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit abzumindern (Bild 2.5 c).

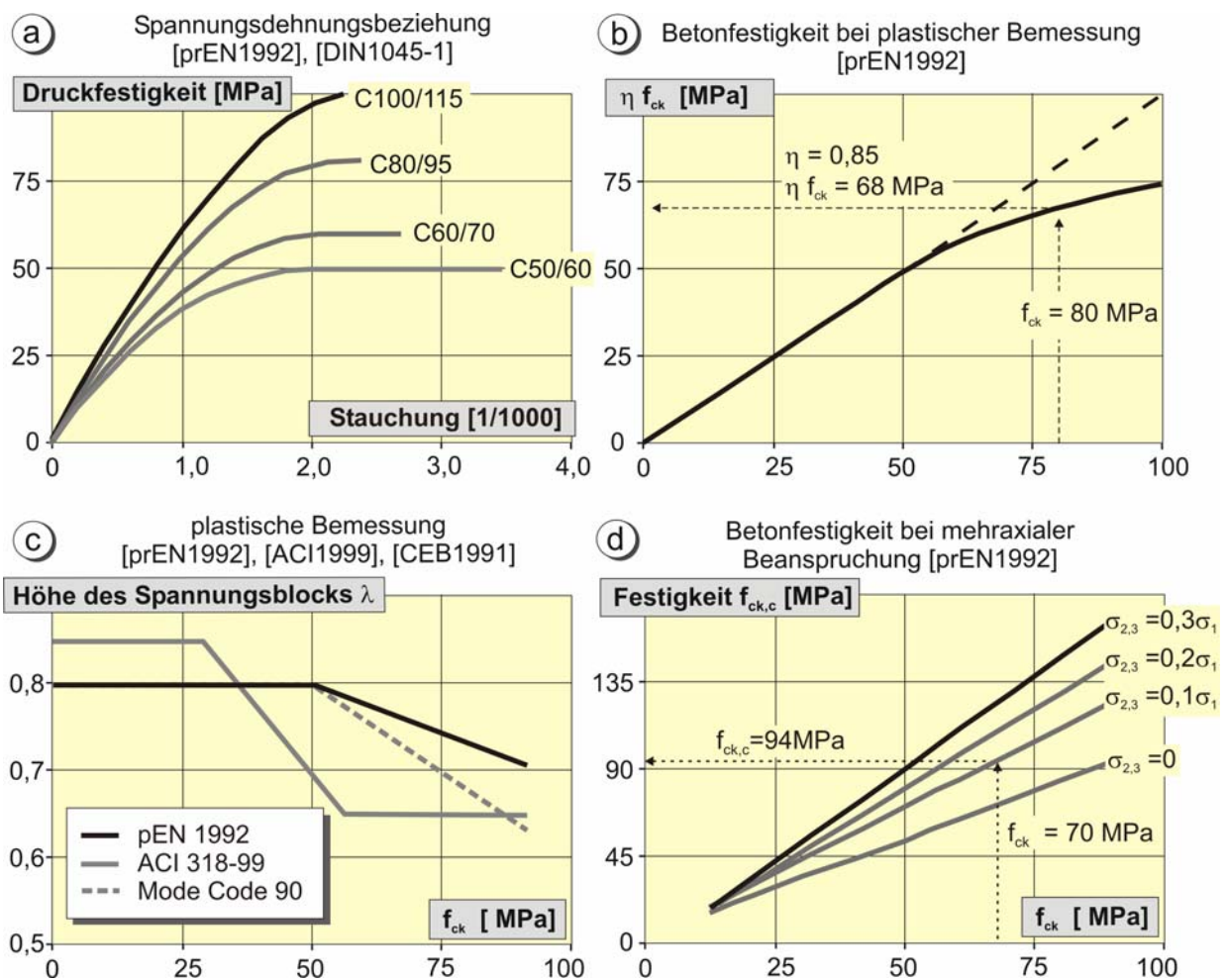


Bild 2.5: Materialgesetze hochfester Betone

Beim klassischen Verbundträger mit einem Betongurt in der Druckzone und dem Stahlträger in der Zugzone ist der Einfluss des Integrationsfehlers bei normalfesten Materialien gering. In diesem Fall wurde in der Vergangenheit vereinfacht mit der rechnerischen Druckzonenhöhe ( $\lambda = 1,0$ ) gerechnet. Begründet wurde das Vorgehen mit dem geringen Einfluss des Integrationsfehlers auf die rechnerische plastische Momententragfähigkeit und den Reserven aus der Überfestigkeit des Baustahls. Im Entwurf [prEN1994] wird der Faktor  $\alpha = 0,85$  zur Berücksichtigung der Dauerstandsfestigkeit des Betons ersatzlos gestrichen und stattdessen ein Formbeiwert zur Korrektur des Integrationsfehlers von 0,85 eingeführt. Der rechnerische Spannungsblock wird jedoch auf der gesamten Druckzonenhöhe angesetzt. Der Anwendungs-

bereich wurde auf die Betongüte C60/70 erweitert und es wird auf die Spannungs-Dehnungsbeziehung in [prEN1992] verwiesen. Die Regelung bezüglich der Abminderung der Betonfestigkeit mit dem Faktor  $\eta$  und dem Dauerstandsfaktor  $\alpha$  ist in [prEN1994] nicht eindeutig.

Unter mehraxialer Beanspruchung nehmen die aufnehmbare Spannung und die Betonbruchstauchung zu. Dies wird in [prEN1992] in Abhängigkeit von der in Querrichtung aufgetragenen Spannung bei der Berechnung der Materialeigenschaften berücksichtigt (Bild 2.5 d). Die Querdehnzahl des Betons liegt nach [Gir1989] zwischen 0,16 und 0,26 und nimmt mit zunehmender Betonfestigkeit zu, da der Beton homogener wird und sich damit isotroper verhält. Auf Bruchlastniveau kann die Querdehnzahl infolge der Spaltzugspannungen auf Werte größer 1,0 anwachsen.

Die zentrische Zugfestigkeit nimmt für Betonfestigkeitsklassen größer als C50/60 unterproportional zur Druckfestigkeit zu. REMMEL [Rem1994] hat eigene und fremde zentrische Zugversuche ausgewertet und eine logarithmische Formulierung zur Berechnung der mittleren Zugfestigkeit für hochfeste Betone vorgeschlagen (Bild 2.6), die in [DIN1045-1] für Betonfestigkeitsklassen ab C50/60 übernommen wurde.

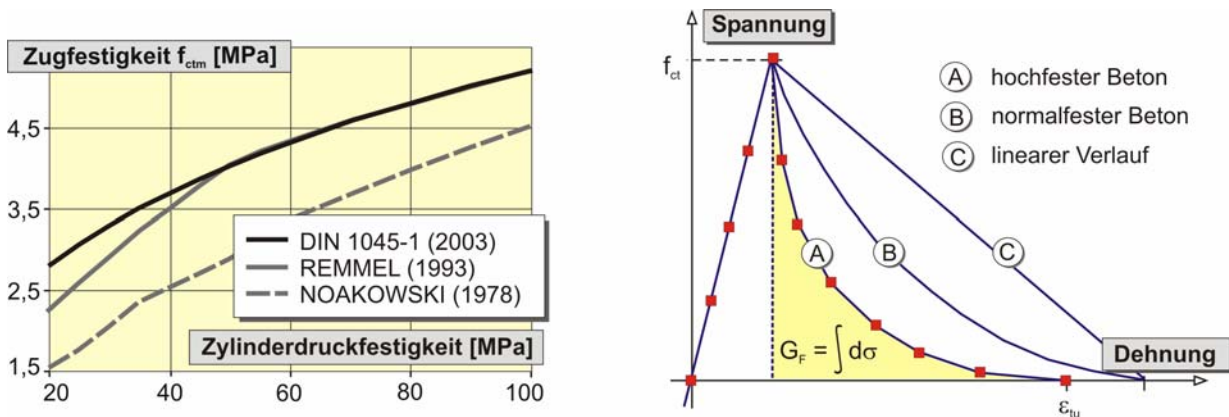


Bild 2.6: Rechnerische Zugfestigkeit hochfester Betone nach [DIN1045-1], [Rem1994], [Noa1985]

Wird die Betonzugfestigkeit überschritten, so tritt ein schlagartiger Bruch auf. Besonders hochfeste Betone weisen aufgrund der glatten, durch die Zuschlagkörner verlaufenden Bruchflächen ein sprödes Nachbruchverhalten auf. Die Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungslinie wird als Bruchenergie  $G_F$  bezeichnet (Bild 2.6). Die Bruchenergie beschreibt die Fähigkeit des gerissenen Betons Zugspannungen zu übertragen und nimmt mit steigendem Größtkorndurchmesser bzw. Zuschlagrauigkeit zu. Nach [Rem1994] ist die Bruchenergie für Betone mit einer Druckfestigkeit über 70 MPa nahezu konstant ( $G_F \leq 140 \text{ N/m}$ ), was den für hochfeste Betone zunehmend steileren Abfall der Spannungsdehnungslinie nach Überschreiten der Zugfestigkeit bestätigt.

### 2.2.3 Zeitabhängige Betoneigenschaften

Hochfeste Betone zeichnen sich im Vergleich zu normalfesten Betonen durch eine enorme Festigkeitsentwicklung innerhalb der ersten Tage nach dem Betonieren aus. Bereits nach ein bis zwei Tagen werden 40 % bis 60 % und nach 15 Tagen ca. 90 % der 28-Tage-Werte erreicht. Auffällig ist das wesentlich schnellere Ansteigen der Betonzugfestigkeit im Vergleich zur Betondruckfestigkeit (Bild 2.7).

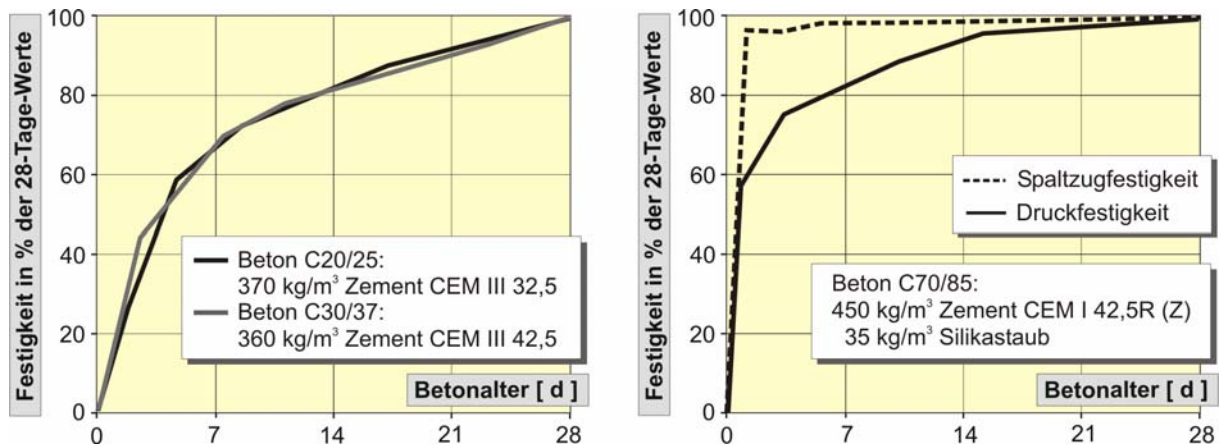


Bild 2.7: Festigkeitsentwicklung normalfester und hochfester Betone [DFG2005]

### 2.2.4 Schwinden des Betons

In der Baustofftechnologie wird zwischen Kapillarschwinden, chemischem Schwinden (Schrumpfen), Karbonatisierungs- und Trocknungsschwinden unterschieden (Tab. 2.2).

Komponente	Mechanismus - Beschreibung	Einfluss hochfester Betone
Schwinden des jungen Betons		
Kapillar- oder Frühschwinden	- früher Wasserverlust im noch verarbeitungsfähigen Beton	- lässt sich bei geeigneter Mischung und Nachbehandlung nahezu vollständig vermeiden - keine nennenswerten Spannungen im Bauteil
chem. Schwinden oder Schrumpfen	- Volumenabnahme beim Übergang von Wasser und Zement in die Hydratationsprodukte - innere Austrocknung des Zementsteins, insbesondere bei w/z < 0,5	- Der Anteil des Schrumpfens wächst mit zunehmender Festigkeit, sinkendem w/z-Wert und steigender Temperatur. - Der Anteil des Schrumpfens kann bei hochfesten Betonen größer als das Trocknungsschwinden sein.
Schwinden des Festbetons		
Karbonatisierungsschwinden	- Umkristallisationsvorgänge infolge der Reaktion der Hydratationsprodukte des erhärtenden Zementsteins	- Auftreten nur in der Randzone des Querschnitts; der Anteil an der Gesamtschwindverformung ist gering.
Trocknungsschwinden	- Feuchtigkeitsverlust infolge Kapillarwirkung und Spaltkräften	- Anteil des Trocknungsschwindens ist bei hochfestem Beton aufgrund des geringen Wassergehaltes klein; der Einfluss der Querschnittsabmessungen ist groß.

Tab. 2.2: Komponenten der Schwinddehnung und Besonderheiten bei hochfesten Betonen

Zur Berechnung der Schwindverformungen ist es ausreichend genau, wenn das Schrumpfen und das Trocknungsschwinden rechnerisch erfasst werden. In [DIN1045-1] werden die beiden additiven Anteile unabhängig voneinander betrachtet. Die daraus entwickelten Nomogramme

enthalten jedoch lediglich die Endschwindmaße und sind für Betone bis zu einer Güte C100/115 gültig. Gleiches gilt für [prEN1992], hier sind Endschwindmaße bis zu einer Betongüte C90/105 angegeben. Bild 2.8 verdeutlicht, dass sich nach [DIN1045-1] für das Trocknungsschwinden, aufgrund einer unterschiedlichen Berücksichtigung der wirksamen Bauteildicke  $h_0$ , größere Werte ergeben. Der Schrumpfteil des Schwindmaßes wird in beiden Normen nahezu identisch erfasst.

Aufgrund des geringeren Wassergehaltes nimmt der Anteil des Trocknungsschwindens an der Gesamtschwindverformung mit zunehmender Betonfestigkeit ab. Durch die größere Dichte und die niedrigen Wasserbindemittelwerte wird die Selbstautrocknung und damit das chemische Schwinden (Schrumpfen) verstärkt. Das Schrumpfen tritt während der Hydratationsphase durch die Volumenänderung von Wasser und Zement im Vergleich zu den Hydratationsprodukten auf. Bei Wasserzementwerten unter 0,5 kommt es nach [Gru1991] während des Hydratationsvorgangs zu einem Absinken der Luftfeuchte und des Spaltendrucks in den Kapillarporen, was zu weiteren messbaren Schwindverkürzungen des Betons führt. Durch die Zugabe von Microsilica verstärkt sich die Volumenabnahme zusätzlich.

In älteren Versionen des EC2 [prEN1992a], die für Betone bis zu einer Güte C50/60 gültig waren, wurde ausschließlich das Trocknungsschwinden berücksichtigt, sodass sich die Ergebnisse von den aktuellen Normen deutlich unterscheiden (Bild 2.8). PESCH [Pes1997] erweiterte den Ansatz aus [prEN1992a] um die Anwendung für hochfeste Betone zu ermöglichen. Die wesentlichen Einflüsse in allen Berechnungsansätzen sind neben der Betondruckfestigkeit die Luftfeuchtigkeit, die verwendete Zementart und die Bauteilgeometrie. Der zurzeit aktuelle Ansatz in den USA ist das sogenannte B3-Modell [Baz1995]. Das Modell beschreibt ausschließlich das Trocknungsschwinden und wird über eine zeitabhängige Funktion  $S = f(\tanh(x))$  definiert, die sich asymptotisch einem Endwert annähert. Die Eingangswerte in die Zeitfunktion sind ebenso wie in den bereits erwähnten Normen vor allem die Luftfeuchte und die Querschnittsgeometrie. Zusätzlich geht das Verhältnis aus Zuschlag und Zement in die Berechnung ein. Der Endwert wird von der Druckfestigkeit, der verwendeten Zementart und dem Wassergehalt des Betons bestimmt.

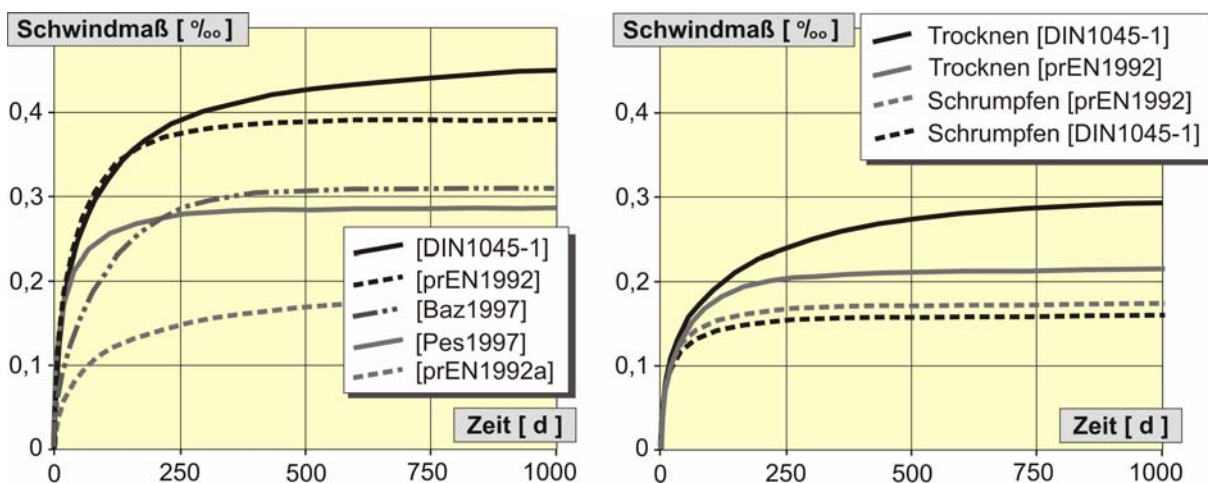


Bild 2.8: Rechnerisches Schwindmaß ( $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$ ,  $h_0 = 150 \text{ mm}$ ,  $RH = 65\%$ )  
a) Gesamtschwindmaß  
b) Schwindanteile: Schrumpfen und Trocknungsschwinden



In Bild 2.9 sind die Schwindanteile des Schrumpfens und des Trocknungsschwindens am Gesamtschwindmaß für je einen normalfesten Beton und einen hochfesten Beton dargestellt. Der Anteil des Schrumpfens am Gesamtschwindmaß beträgt bei einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ca. 18 %, während er bei einem C90/105 auf ca. 50 % zunimmt. Im Allgemeinen weisen hochfeste Betone ein geringeres Endschwindmaß als normalfeste Betone auf. Dies stellt sich in den Rechenansätzen der Normen jedoch erst nach ca. 6.000 Tagen [prEN1992] bzw. 10.000 Tagen [DIN1045-1] ein.

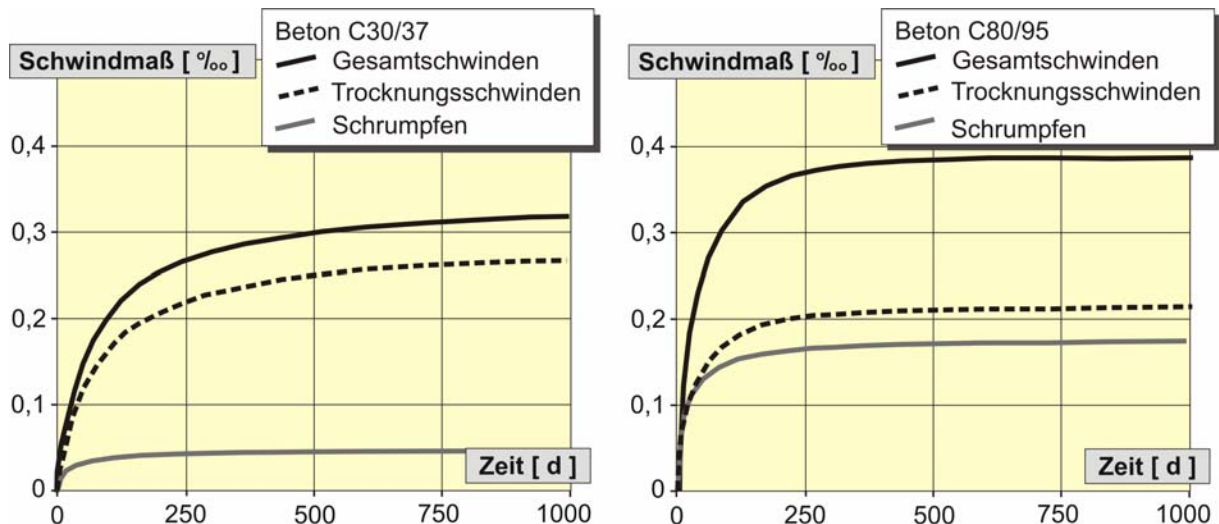


Bild 2.9: Rechnerisches Schwindmaß nach [prEN1992] für zwei Betone unterschiedlicher Festigkeit ( $h_0 = 150 \text{ mm}$ ,  $RH = 65\%$ )  
a) C30/37 und b) C80/95

### 2.2.5 Kriechen des Betons

Das Kriechen stellt eine zeit- und lastabhängige Verformung des Betons dar. Mit Belastungsbeginn treten zunächst elastische Betonverformungen auf. Unter Dauerlast kommt es dann zu verzögert elastischen, plastischen und schließlich zu irreversiblen Kriechverformungen. Die Größe der Kriechverformung ist im Wesentlichen von der Belastungshöhe, dem Belastungsalter, dem Wassergehalt des Betons und den Umgebungsbedingungen abhängig. Grundsätzlich ist zwischen dem Grundkriechen und dem Trocknungskriechen zu unterscheiden. Während das Grundkriechen die Verformung bei vollständig verhindertem Feuchteaustausch darstellt, erfasst das Trocknungskriechen die zusätzlichen Kriechverformungen infolge einer Austrocknung des Betons. MÜLLER beschreibt in [Mül2002] den Einfluss unterschiedlicher Betone auf das Kriech- und Schwindverhalten. Die Tabelle 2.3 fasst die Einflussparameter auf das Kriechen zusammen.

In älteren Normen, wie z.B. [DIN4227] wurde die Gesamtkriechdehnung mit Hilfe eines direkten Summationsansatzes durch Addition des elastischen, plastischen und des irreversiblen Kriechanteils berechnet. Dieser Ansatz ist ausreichend genau um die Endkriechdehnung zu ermitteln. Um den zeitlichen Verlauf der Kriechdehnung zu berücksichtigen wurde in den neueren Normen [prEN1992] und [DIN1045-1] ein Produktansatz gewählt. Der zeitliche Verlauf der Kriechdehnung zwischen dem Belastungsbeginn  $t_0$  und dem Zeitpunkt  $t$  wird über die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  definiert. Auf diese Weise ist es möglich, die Kriechdehnung

zu einem beliebigen Zeitpunkt  $t$  zu berechnen. Der rechnerische Endwert des Kriechens, bzw. die Endkriechzahl  $\varphi_{\infty}$  entspricht der Grundzahl des Kriechens  $\varphi_0$ .

Einflussparameter	Kriechdehnung
Zunahme der kriecherzeugenden Spannung (Belastungshöhe)	+ (Zunahme)
Zunahme der Dauer der Lasteinwirkung	+
Zunahme des Zementgehalts des Betons bzw. des Zementsteinvolumens	+
Abnahme der Zementsteinporosität, d.h. sinkender Wasserzementwert	- (Abnahme)
Steigender Hydratationsgrad (Belastungsalter des Betons)	-
Zunahme der Zuschlagsteifigkeit	-
Abnahme des Wassergehalts des Betons (geringere Porosität)	-
Abnahme der Geschwindigkeit des Wasserverlustes, d.h. zunehmende wirksame Bauteildicke bzw. zunehmende Umgebungsfeuchte	-
Erhöhte und länger wirkende Temperatur vor Belastungsbeginn	-

Tab. 2.3: Einflussparameter auf die Kriechdehnung des Betons

Der zeitliche Verlauf der in Bild 2.10 dargestellten Kriechkurven verdeutlicht die geringeren Kriechverformungen hochfester Betone. Des Weiteren ist der Einfluss der Umgebungsfeuchte und des Belastungsalters zu erkennen. Eine Belastung des jungen Betons ( $t_0 = 10$  Tage) führt im genannten Beispiel zu ca. 25 % größeren Kriechverformungen.

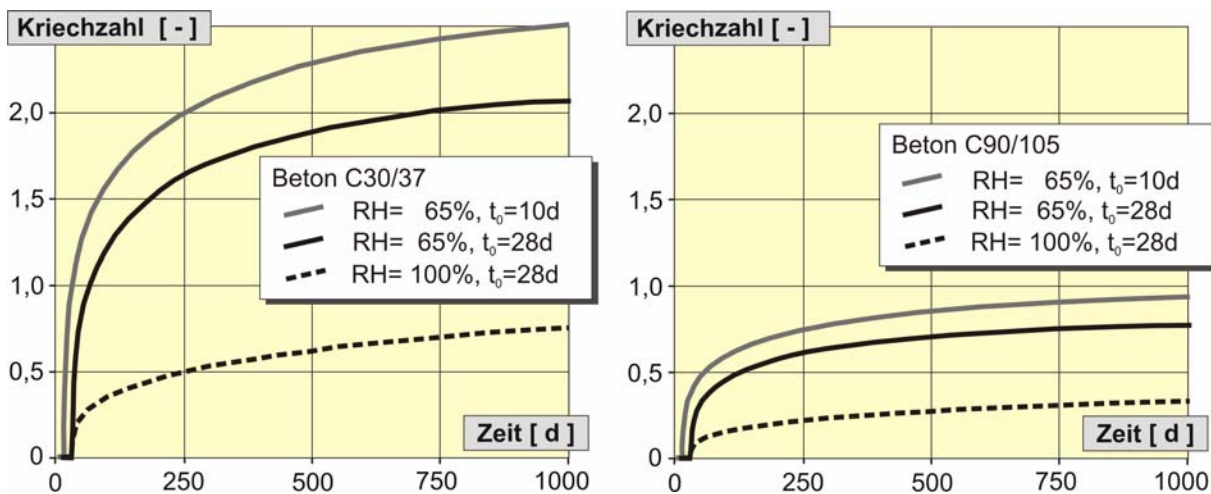


Bild 2.10: Rechnerische Kriechzahl nach [prEN1992] für zwei Betone unterschiedlicher Festigkeit  
a) C30/37 und b) C90/105

Bis zu einer Belastungshöhe von ca. 40 % der Betonfestigkeit kann von einem linearen Zusammenhang zwischen kriecherzeugender Spannung und der Kriechdehnung ausgegangen werden. Hierbei ist die Grenze des Übergangs vom linearen zum nicht-linearen Kriechen stark von der Festigkeit des Betons abhängig. Aufgrund der geringeren Porosität hochfester Betone nimmt die Belastungshöhe, bei der sich nicht-lineares Kriechen einstellt, mit zunehmender Festigkeit zu. Die größte Druckspannung, die der Beton als Dauerbeanspruchung ertragen kann, wird als Dauerstandsfestigkeit bezeichnet. Sie beträgt bei einer Belastung im Betonalter von 28 Tagen 85% der charakteristischen Druckfestigkeit.

### 2.2.6 Zeitabhängiges Betonverhalten im Verbundbau

Bei der Berechnung von Verbundbauteilen nach [prEN1994] wird das zeitabhängige Betonverhalten lediglich bei der Verformungsberechnung des Systems und der Ermittlung der Dehnungsverteilung im Querschnitt berücksichtigt. Hierbei hat sich das Gesamtquerschnittsverfahren nach [Hae1975], [Hae1976] durchgesetzt, bei dem ein ideeller Querschnitt berechnet und das zeitabhängige Betonverhalten durch last- und zeitabhängige Reduktionszahlen für den Elastizitätsmodul des Betons berücksichtigt wird. Dazu wurden von der Art der kriechezeugenden Belastung abhängige Kriechbeiwerte  $\psi$  abgeleitet. Bei der Herleitung dieser Kriechbeiwerte wurde das im Betongurt auftretende Biegemoment vernachlässigt. Für den klassischen Verbundträger (Stahlträger mit Betongurt) liefert der Ansatz sehr gute Ergebnisse.

Ist die Betonplatte im Verhältnis zur Stahlträgerhöhe dick oder sind die Kammern ausbetoniert, darf das Biegemoment des Betonquerschnitts nicht mehr vernachlässigt werden. Zur Anwendung auf beliebige Verbundquerschnitte wurde das Gesamtquerschnittsverfahren von XIA [Xia1999] und KINDMANN [Kin2000] erweitert. Mit Hilfe von Versuchen und Parameterstudien wurden Formeln zur Berechnung der Kriechbeiwerte  $\psi$  hergeleitet, welche die Teilquerschnittswerte im Verhältnis zu den ideellen Querschnittswerten berücksichtigen.

In [prEN1994] wird in Abschnitt 3 auf die Gültigkeit von [prEN1992] verwiesen. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass das Endschwindmaß bei der Verformungsberechnung von Verbundbauteilen im Hochbau erfahrungsgemäß überschätzt wird. Im Anhang C [prEN1994] sind für „trockene“ bzw. „andere“ Umgebungsbedingungen Anhaltswerte für das Endschwindmaß von Normalbeton ( $\varepsilon_{cs,\infty} = 0,325 \text{ ‰}$  bzw.  $0,2 \text{ ‰}$ ) angegeben.

Der Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens auf lokale Lastabtragungsmechanismen, wie z.B. die Verbundwirkung infolge Reibung, wurde bisher nicht ausreichend untersucht und wird in den Normen nicht berücksichtigt.

Aufgrund der uneinheitlichen Erfassung der Einflussfaktoren in den Normen und dem großen Einfluss der Betonrezeptur wurden im Rahmen der eigenen Versuchsreihen Untersuchungen zum zeitabhängigen Betonverhalten durchgeführt (Kapitel 3.10) und die Ergebnisse in den Bemessungsvorschlägen zur Verbundsicherung des Kammerbetons berücksichtigt (Kapitel 7.3). Dabei wurde insbesondere der zeitliche Verlauf der Schwindkomponenten an Betonproben und Modellversuchen überprüft und die ermittelten Materialeigenschaften in die Finite Elemente Modelle implementiert (vgl. Kap. 4.7).

### 2.2.7 Hochfester Stahl

Im konstruktiven Ingenieurbau werden zurzeit die standardisierten Stahlsorten S235, S355 und S460, letztere überwiegend im Brückenbau, verwendet. Mit der Entwicklung thermo-mechanisch behandelte hochfester Stähle mit guten Zähigkeits- und Schweiß Eigenschaften wurden die Stahlsorten S420, S460 und S690 in den letzten Jahren insbesondere im Verbundbau in Pilotprojekten verstärkt eingesetzt [Hub1999], [Bri1997], [Mag1996], [Wri1996], [Wak1990], [Jun1990], [Heg2000]. Die guten mechanischen Eigenschaften werden nach [Str1991] durch einen thermo-mechanischen Walzprozess (TM) mit einem anschließenden Lös- und Abkühlvorgang (QST) erreicht. Das Bild 2.11 zeigt den Temperaturverlauf des

Stahls während des Herstellungsprozesses und die zugehörige metallografische Struktur. Diese Technologie, bei der sehr geringe Legierungsgehalte eingestellt werden können, ermöglicht die Produktion von Walzprofilen in der Qualität S460 für nahezu alle bekannten tabellierten Größen. Durch einen niedrigen Kohlenstoffgehalt ( $C < 0,12\%$ ) werden gute Schweiß Eigenschaften sichergestellt. Der in den eigenen Versuchen verwendete Baustahl der Güte S460 HISTAR hat nach den Angaben der Firma ARBED die TM- und QST-Prozesse durchlaufen und weist eine von der Erzeugnisdicke unabhängige Streckgrenze auf.

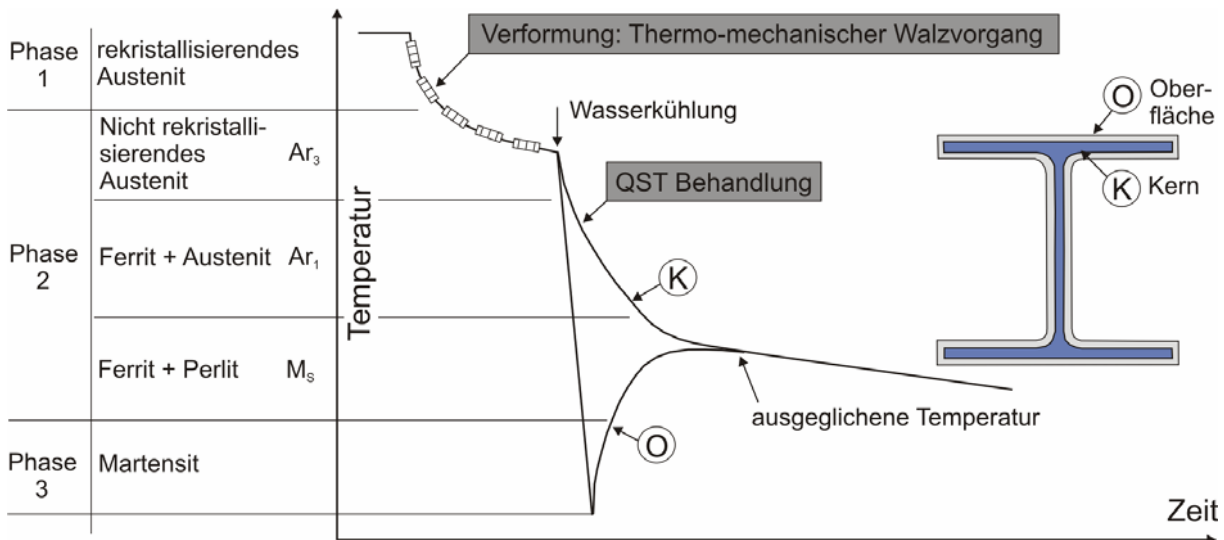


Bild 2.11: Herstellung des hochfesten Stahls durch thermo-mechanisches Walzen (TM) und anschließendem beschleunigtem Abkühlen (QST)

Um eine ausreichende Duktilität des Bauteils sicherzustellen, wird in der Literatur das Streckgrenzenverhältnis, d.h. der Quotient aus Streckgrenze  $R_e$  und Zugfestigkeit  $R_m$  als wichtiges Merkmal angesehen und es wurden Mindestwerte festgelegt. Das Streckgrenzenverhältnis nimmt nach [Lan2000] mit steigender Stahlfestigkeit ab: Stahl S355:  $R_e/R_m = 0,70$  bis  $0,85$ ; S460:  $0,72$  bis  $0,90$ ; S690:  $0,85$  bis  $0,96$ .

Die Zugfestigkeit, d.h. die Verfestigung nach dem Überschreiten der Streckgrenze, wird in der Bemessung von Verbundkonstruktionen nicht angesetzt und stellt so eine „versteckte“ Sicherheit dar, die mit zunehmender Stahlfestigkeit abnimmt. Des Weiteren muss beachtet werden, dass eine plastische Bemessung mit hochfesten Stählen große Dehnungen und damit große Querschnittsrotationen erfordert.



## 2.3 Querschnittstragfähigkeit

### 2.3.1 Allgemeines

Nach Eurocode 4 [prEN1994] können unter bestimmten Voraussetzungen plastische Bemessungsverfahren für den Nachweis der Momenten- und Querkrafttragfähigkeit, sowie der Verbundsicherung angewandt werden. Basierend auf den Arbeiten [Bod1990], [AIF2000] und [EGKS2000] wurden im Eurocode 4 [prEN1994] Bemessungsregeln für Stahl S420 und S460 sowie Betonfestigkeitsklassen bis C60/75 eingeführt.

### 2.3.2 Verbundträger im positiven Momentenbereich

Die plastische Momententragfähigkeit eines Verbundquerschnitts unter positiver Momentenbeanspruchung wird erreicht, wenn der Stahlträger vollständig plastiziert bevor der Betondruckgurt versagt (Bild 2.12). Das Versagen des Betondruckgurt wird durch die Lage der plastischen Nulllinie, die Querschnittsgeometrie und die Spannungs-Dehnungsbeziehung der verwendeten Baustoffe bestimmt [Bod1990], [Oeh1997], [Uy1998], [EGKS2000]. Das sprödere Materialverhalten hochfester Betone und die große erforderliche Dehnung zum Erreichen der Streckgrenze des hochfesten Baustahls verstärken diesen Effekt. In [prEN1994] wird daher das plastische Moment bei Verwendung von Baustahl S420 bzw. S460 um den Faktor  $\beta$  abgemindert, wenn die Betondruckzonenhöhe mehr als 15 % der Gesamtträgerhöhe beträgt (Bild 2.12). Für  $z_{pl}/h > 0,4$  ist eine elastisch-plastische Bemessung durchzuführen. Ob der Korrekturfaktor  $\beta$  bei kammerbetonierten Verbundquerschnitten angewendet werden muss, geht aus dem Text der Norm [prEN1994] nicht eindeutig hervor. Im Kommentar zur DIN V 18800-5 [Han2005] wird auch für kammerbetonierte Verbundträger auf den Abminderungsfaktor  $\beta$  verwiesen. Bei kammerbetonierten Querschnitten ergeben sich aufgrund der größeren Druckzonenhöhe vergleichsweise kleine Abminderungsfaktoren  $\beta$ .

(a) rechnerische, plastische Dehnungsverteilung

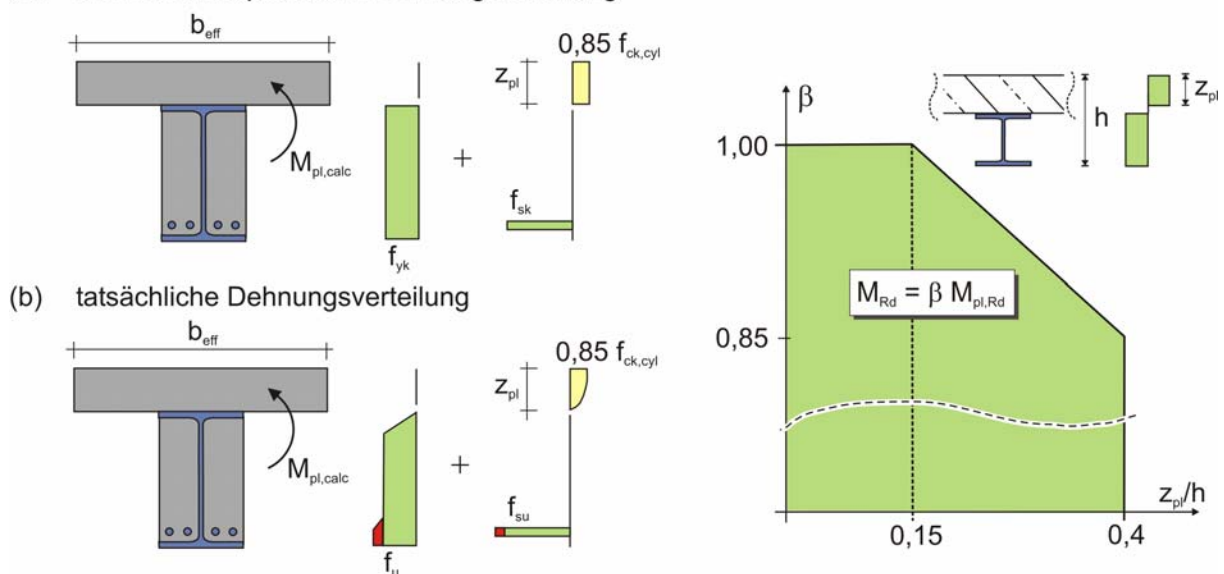


Bild 2.12: Qualitative Dehnungsverteilung eines kammerbetonierten Verbundquerschnitts und Abminderungsfaktor  $\beta$  [prEN1994] zur Berücksichtigung der Stahlgüten S420 und S460

Für normalfeste Werkstoffe hat ANSOURIAN [Ans1978], [Ans1984] ein theoretisches Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Rotationsverhaltens von Verbundträgern im

positiven Momentenbereich entwickelt (Gl. 2.1). Über geometrische Bedingungen, die Bruchdehnung des Betons und die Streckgrenze des Baustahls lässt sich feststellen, ob die vorhandene Rotationsfähigkeit  $\chi$  ausreicht, um das vollplastische Moment aufzubauen. Der Minimalwert der Duktilität  $\chi = 1,4$  stellt sicher, dass das Bruchmoment nach der Plastizitätstheorie erreicht wird. Des Weiteren stellte ANSOURIAN ein frühzeitiges Versagen des Betongurtes bei kammerbetonierten Trägern fest. Er begründete dies durch die im Vergleich zum nicht ausbetonierten Profil tief im Querschnitt liegende Nulllinie.

$$\chi = \frac{0,72 \cdot f_c \cdot b_c \cdot \varepsilon_{cu} \cdot h_{comp}}{A_s \cdot f_y \cdot (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_v)} > 1,40 \quad (\text{Gl. 2.1})$$

mit:  $\varepsilon_{cu}$  Bruchdehnung des Betons  $f_c$  Zylinderdruckfestigkeit  $b_c$  Betongurt Breite  
 $\varepsilon_v$  Stahlverfestigung  $f_y$  Fließspannung des Stahls  $A_s$  Querschnitt des Stahlträgers  
 $h_{comp}$  Verbundträgerhöhe

DÖINGHAUS [Döi2001] erweiterte anhand einer umfangreichen Parameterstudie den Anwendungsbereich auf Betongüten bis zu C100/115, indem die veränderte Spannungs-Dehnungscharakteristik hochfester Betone durch die Korrektur des Integrationsfehlers mit dem Beiwert  $\beta_{concrete}$  berücksichtigt wird. Der Faktor  $\beta_{concrete}$  entspricht dem  $\eta$ -Faktor nach [prEN1992]. Für den Einsatz von Stahl S460 wird das vollplastische Moment um den Faktor  $\beta_{pl-neu}$  abgemindert (Bild 2.13). Der Faktor  $\beta_{pl-neu}$  wird in Abhängigkeit von  $z_{pl}/h$  und der auf die Verbundträgerhöhe bezogenen Betonplattendicke  $h_c/h$  ermittelt. Auf diese Weise wird der günstige Einfluss eines stärkeren Betongurtes erfasst und eine gleichmäßigere und damit wirtschaftlichere Anpassung erreicht. Die Verfahren zur plastischen Bemessung hochfester Verbundträger unter positiver Momentenbeanspruchung wurden in [Heg2003] ausführlich beschrieben und diskutiert.

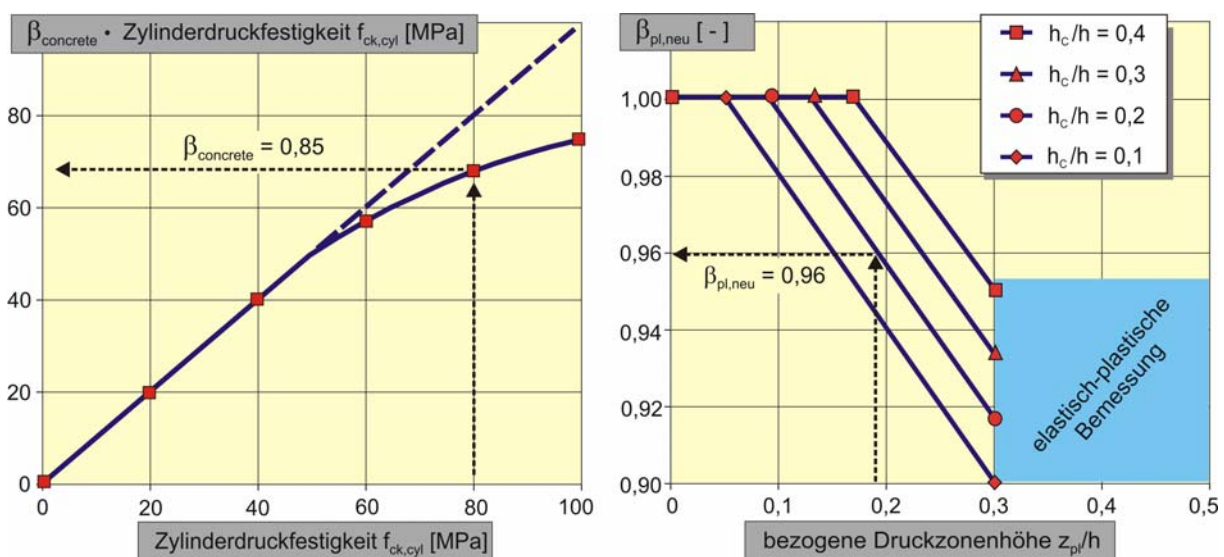


Bild 2.13: Korrekturfaktoren für hochfesten Beton und hochfesten Stahl nach [Döi2001]

Kammerbetonierete Verbundträger erfordern aufgrund der deutlich größeren Druckzonenhöhen eine genauere Betrachtung. Für bezogene Druckzonenhöhen  $z_{pl}/h < 0,3$  stoßen die vorgestellten Verfahren an ihre Anwendungsgrenzen.

### 2.3.3 Verbundträger im negativen Momentenbereich

Nach [prEN1994] darf die Momenten Tragfähigkeit des Stützquerschnitts für Stahlprofile der Klasse 1 und 2 sowie Stahlgüten bis zu S460 vollplastisch ermittelt werden (Bild 2.14). Ein Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der höheren Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze hochfester Baustähle ist nicht angegeben.

Damit der Kammerbeton unter negativer Momentenbeanspruchung zur Abtragung der Druckkraft angerechnet werden kann, darf bei Erreichen einer plastischen Spannungsverteilung im Stahlprofil die Bruchstauchung des Kammerbetons nicht überschritten werden. Bei Verwendung hochfester Materialien wird die Bedingung verschärft, da der Stahl eine höhere Dehnung zum Erreichen der Streckgrenze benötigt, während die Bruchstauchung des Betons mit zunehmender Festigkeit abnimmt (Bild 2.14). Die Umschnürung durch das Stahlprofil bewirkt in Teilbereichen des Kammerbetonquerschnitts einen mehraxialen Spannungszustand, sodass die maximale Betonstauchung und die aufnehmbare Spannung zunehmen.

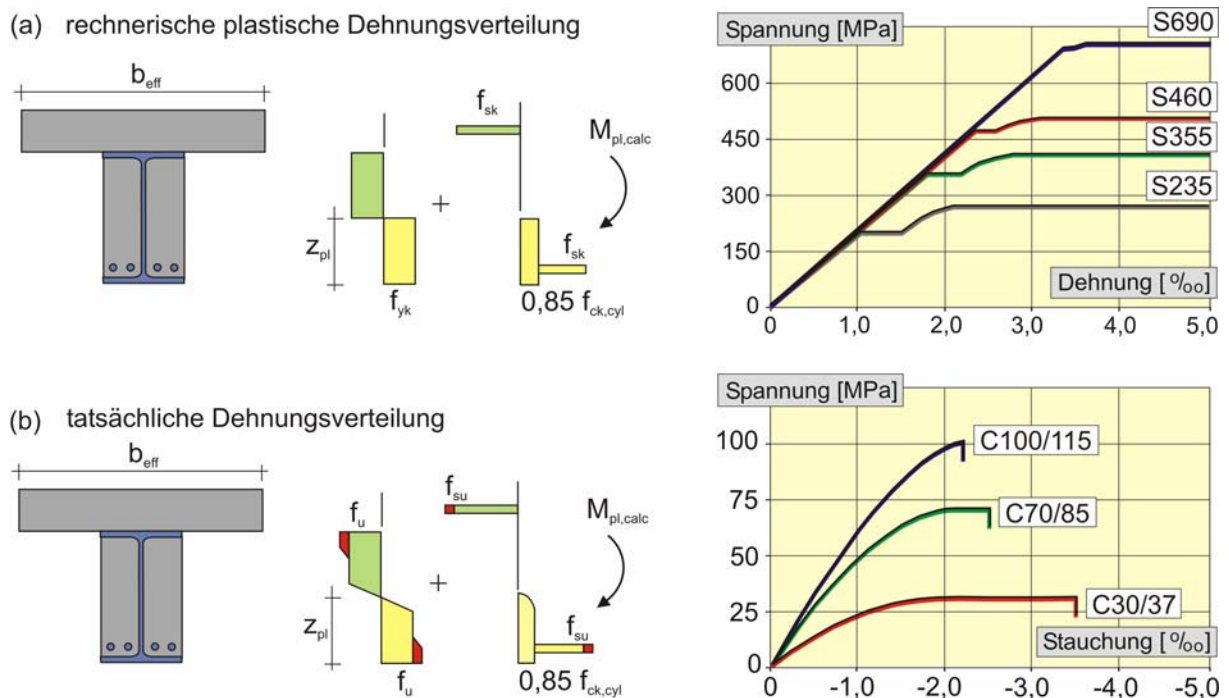


Bild 2.14: Qualitative Dehnungsverteilung kammerbetonierter Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung und Spannungs-Dehnungslinien hochfester Baustoffe

Die Längsbewehrung des Betongurtes übernimmt im Stützquerschnitt drei Aufgaben [Heg2001], die in der Vergangenheit zu Formulierungen für einen Mindestbewehrungsgrad geführt haben:

(1) Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Die Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Gl. 2.2) gewährleistet eine feine Verteilung der Risse und begrenzt die Rissbreiten des gezogenen Betongurtes. Die berechnete Mindestbewehrungsmenge ist im Wesentlichen von der effektiven Betonzugfestigkeit und der Querschnittsgeometrie abhängig. Für kammerbetonierte Querschnitte wird im Allgemeinen  $k_c = 1,0$  maßgebend.

Zur Berechnung der Rissbreite können auch genauere Verfahren, wie z.B. [prEN1992], [DIN1045-1], [Noa1985], [Han1986] oder [Mau1992] herangezogen werden. Die lastabhängige Rissabstandsformel in [Han1986] berücksichtigt die kontinuierliche Verdichtung der Risse. Alle anderen Formeln gehen von einem mittleren konstanten Rissabstand zu den betrachteten Zeitpunkten aus. Den Einfluss der Querbewehrung auf den Rissabstand berücksichtigt keine der Formeln. Es ist jedoch bekannt, dass die Querbewehrung den Erstrissabstand vorgibt [Döi2001]. KRELLER stellt in [Kre1991] einen erweiterten Ansatz zur Berechnung des mittleren Rissabstandes unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Verbundverhaltens, der Streuung der Betonzugfestigkeit und des Einflusses der Querbewehrung vor.

$$A_s \geq \frac{k_c \cdot k_s \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad \text{mit: } k_c = \left(1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_{i0}}\right)^{-1} + 0,3 \leq 1,0 \quad (\text{Gl. 2.2})$$

$f_{ct,eff}$	Mittelwert der wirksamen Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Erstrissbildung; $f_{ct,eff} > 3,0$ MPa
$k$	Berücksichtigung von nicht-linear verteilten Eigenspannungen; $k=0,8$
$k_s$	Abminderung der Normalkraft im Betongurt infolge Nachgiebigkeit der Verbundfuge; $k=0,9$
$k_c$	Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Betongurt unmittelbar vor der Erstrissbildung
$A_{ct}$	Fläche der Betonzugzone unmittelbar vor der Erstrissbildung; $A_{ct} = h_{ct} \cdot b_{eff}$
$\sigma_s$	maximal zulässige Betonstahlspannung bei Erstrissbildung
$h_c$	Dicke des Betongurtes
$z_{i0}$	vertikaler Abstand zwischen den Schwerachsen des ungerissenen, unbewehrten Betongurtes und des ungerissenen, unbewehrten Verbundquerschnitts

## (2) Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit - plastische Berechnung:

Die Querschnittstragfähigkeit unter negativer Momentenbeanspruchung darf nach [prEN1994] für Querschnitte der Klassen 1 und 2 vollplastisch ermittelt werden, wenn eine entsprechende Mindestbewehrung innerhalb der mittragenden Plattenbreite angeordnet wird. In Gl. 2.3 wird die Bewehrungsmenge in Abhängigkeit von der Festigkeit des Baustahls bezogen auf einen Stahl der Güte S235 erhöht, da in [And1996] anhand von Berechnungen typischer Hochbauquerschnitte gezeigt wurde, dass die Betonstahlspannungen auf Traglastniveau von der Rotation bei Erreichen der Streckgrenze des Baustahls abhängen. Aus [prEN1994] geht nicht eindeutig hervor, ob die beschriebene Regelung auch für kammerbetonierte Querschnitte gilt. Aufgrund der tiefer im Querschnitt liegenden Nulllinie ergeben sich in diesem Fall größere Werte für die Fläche der Betonzugzone  $A_{ct}$  und den Beiwert  $k_c$ . Da die Mindestbewehrung das Erreichen des vollplastischen Momentes im Grenzzustand der Tragfähigkeit sicherstellen soll, ist die Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit  $f_{ct,m}$  und den Geometrieparametern  $A_{ct}$  und  $k_c$  im ungerissenen Zustand I zu hinterfragen [Heg2001].

$$A_{s,min} \geq \delta \cdot \frac{f_{yk}}{235} \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c} \cdot A_{ct} \quad (\text{Gl. 2.3})$$

$f_{ct,m}$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$f_{yk}$	charakteristische Festigkeit des Baustahls an der Streckgrenze
$f_{sk}$	charakteristische Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
$\delta$	Beiwert zur Berücksichtigung der Querschnittsklasse, bei Querschnittsklasse 1 gilt $\delta = 1,1$ , bei Querschnittsklasse 2 gilt $\delta = 1,0$
$k_c, A_{ct}$	entsprechend Gleichung 2.2

Die Verfahren von UTH [Uth1987] und RAMM [Ram1995] schränken die Lage der plastischen Nulllinie für klassische Verbundträger ohne Kammerbeton in Abhängigkeit von der Duktilität der Biegezugbewehrung ein und definieren einen Duktilitätsfaktor  $z_{pl}'/h$  (Bild 2.15). Die Unterscheidung nach der Herstellungsart berücksichtigt, dass dünne, stärker ausgewalzte und kaltverformte Stäbe eine geringere Bruchdehnung aufweisen. Eine gemischte Bewehrung aus Stab- und Mattenstahl sollte nach UTH vermieden werden, da im Bereich der Querstäbe eine Überbeanspruchung des Mattenstahls auftreten kann. Die Querstäbe der geschweißten Matten wirken dabei wie eine lokale Verankerung. In den Versuchen von FICHTER [Fic1986] riss bei Querschnitten mit geringem Längsbewehrungsgrad ( $\rho < 0,6$ ) die wenig duktile Mattenbewehrung bevor das plastische Moment erreicht worden war.

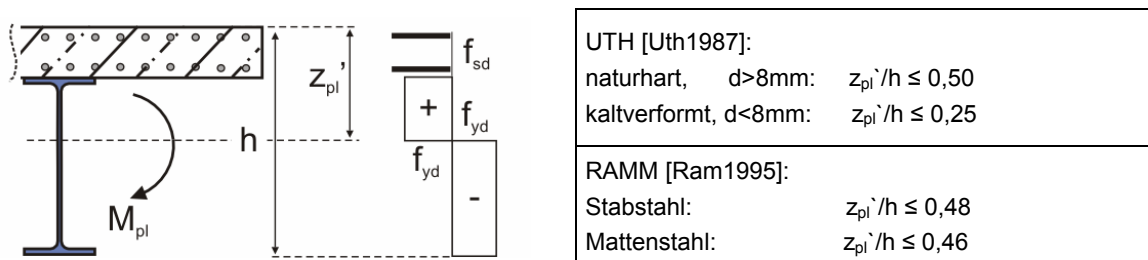


Bild 2.15: Definition des Duktilitätsfaktors nach [Uth1987] und [Ram1995]

### (3) Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit – plastische Systemberechnung:

In [prEN1994] wird zwischen einer elastischen Tragwerksberechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung und der Berechnung nach der Fließgelenktheorie unterschieden. Im ersten Fall darf in Abhängigkeit von der Querschnittsklasse ein pauschaler Anteil des Stützmomentes umgelagert werden (Tab. 2.4). Für Stahlgüten höher als S355 wurde die Momentenumlagerung auf 30 bzw. 15 % begrenzt und ist nur für die Querschnittsklassen 1 und 2 zulässig. Eine Momentenumlagerung darf bei kammerbetonierten Trägern nur durchgeführt werden, wenn eine ausreichende Rotationsfähigkeit nachgewiesen oder der Kammerbeton in der Berechnung des plastischen Querschnittsmomentes nicht berücksichtigt wird.

Querschnittsklasse im negativen Momentenbereich	1	2	3	4
Schnittgrößenermittlung ohne Berücksichtigung der Rissbildung	40 %	30 %	20 %	10 %
Schnittgrößenermittlung mit Berücksichtigung der Rissbildung	25 %	15 %	10 %	0 %

Tab. 2.4: Grenzwerte für die Umlagerung von negativen Momenten an Innenstützen [prEN1994]

Wird ein Verbundträger nach der Fließgelenktheorie bemessen, so müssen die angenommenen Fließgelenke eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen, um die erforderliche Schnittgrößenumlagerung zu ermöglichen. Hochfeste kammerbetonierte Verbundquerschnitte erfüllen jedoch zwei wesentliche geometrische und werkstoffliche Bedingungen nach [prEN1994] nicht:

- Die Festigkeit des Baustahls ist nicht höher als S355.
- Der Kammerbeton und die Längsbewehrung des Kammerbetons werden bei der Ermittlung der plastischen Momententragfähigkeit vernachlässigt.

Daher ist die Rotationsfähigkeit des Stützquerschnitts stets in einem rechnerischen Nachweis zu überprüfen. Dies ist jedoch im Allgemeinen nur mit Computerprogrammen möglich, sodass in der Vergangenheit nach Regelungen gesucht wurde die keinen expliziten Nachweis erfordern.

Um die Rotationsfähigkeit des Stützquerschnittes zur Anwendbarkeit der Fließgelenktheorie sicherzustellen, verschärft RAMM das Duktilitätskriterium nach Bild 2.15 für naturharte Bewehrungsstäbe zu  $z_{pl}^2/h \leq 0,30$ . Die Verwendung kaltverformter Bewehrungsstähle und hochfester Baustähle wird nicht zugelassen.

Die Arbeiten von FICHTER [Fic1986], HE [He1991] und FELDMANN [Fel1994] haben jedoch gezeigt, dass auch schlanke Profile und Profile aus hochfestem Stahl ausreichende Rotationskapazitäten besitzen können. Eine Überprüfung der Regelung für die Verwendung von hochfestem Stahl ist daher erforderlich, um dessen wirtschaftlichen Einsatz im Verbundbau sicherzustellen.

HOFFMEISTER stellt in [Hof1998] ein Verfahren zur Abschätzung der plastischen Traglast für beliebige statisch unbestimmte Durchlaufträgersysteme vor. Anhand experimentell ermittelter Momenten-Rotationskurven werden die elastischen und plastischen Verdrehungen charakteristischer Ersatzträger bestimmt und anhand geometrischer Gleichgewichtsbedingungen zur Berechnung der Systemtraglast skaliert. In Kapitel 6.3.5 wird das Verfahren auf die eigenen Durchlaufträgerversuche angewandt.

Bei im Hochbau üblichen Durchlaufträgersystemen findet im Allgemeinen eine Umlagerung vom Stütz- zum Feldquerschnitt statt. Das Verhältnis aus plastischem Stütz- zu Feldmoment  $M_S/M_F$  bestimmt neben dem statischen System und der Laststellung, die Größe der erforderlichen Rotation (Bild 2.16).

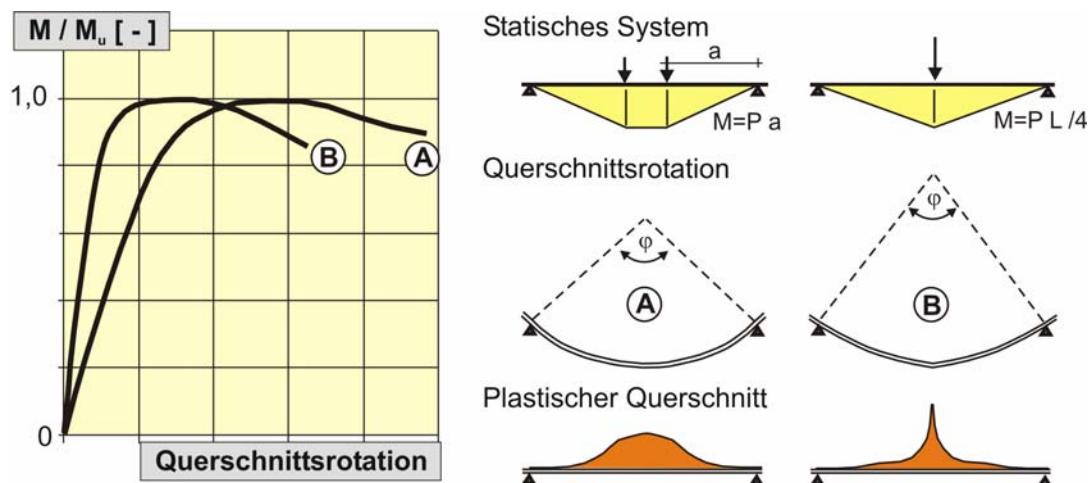


Bild 2.16: Einfluss der Laststellung auf das Momenten-Rotationsverhalten

Da durch die Anordnung von Kammerbeton die Momententragfähigkeit des Stützquerschnitts im Verhältnis zum Feldquerschnitt deutlich zunimmt, sind die erforderlichen Rotationen zum Erreichen der plastischen Systemtraglast bei kammerbetonierten Querschnitten vergleichsweise klein. Gleichzeitig bildet sich bei kammerbetonierten Querschnitten ein größerer plastischer Querschnittsbereich an der Stütze aus, sodass eine genauere Betrachtung der erforderlichen und der vom Querschnitt zur Verfügung gestellten Rotationskapazität vielversprechend erscheint.



### 2.3.4 Experimentelle Ermittlung der Querschnittsrotation

Zur Ermittlung der vorhandenen Rotation anhand von Bauteilversuchen können unterschiedliche Verfahren angewandt werden:

- (1) Bestimmung des Tangentenwinkels durch Messung der Auflagerverdrehung;
- (2) Bestimmung des Sekantenwinkels durch Messung der Mittendurchbiegung;
- (3) Bestimmung der Auflagerverdrehung durch Ableitung der Biegelinie

Die Rotation  $\Delta\varphi$  beschreibt die Länge des plastischen Bereichs der Momenten-Rotationskurve. Da die elastischen Anteile nicht zur Momentenumlagerung beitragen, muss zwischen elastischen und plastischen Rotationsanteilen unterschieden werden (Bild 2.17). Die elastische Querschnittsverdrehung hängt von der Stützweite und der Biegesteifigkeit ab. Die plastischen Verdrehungsanteile werden von den Materialeigenschaften und der Laststellung beeinflusst. In der Literatur wird häufig die Rotationskapazität  $R$  angegeben. Hierbei wird die plastische Querschnittsverdrehung  $\Delta\varphi$  auf die Verdrehung im elastischen Bereich  $\varphi_{el}$  normiert.

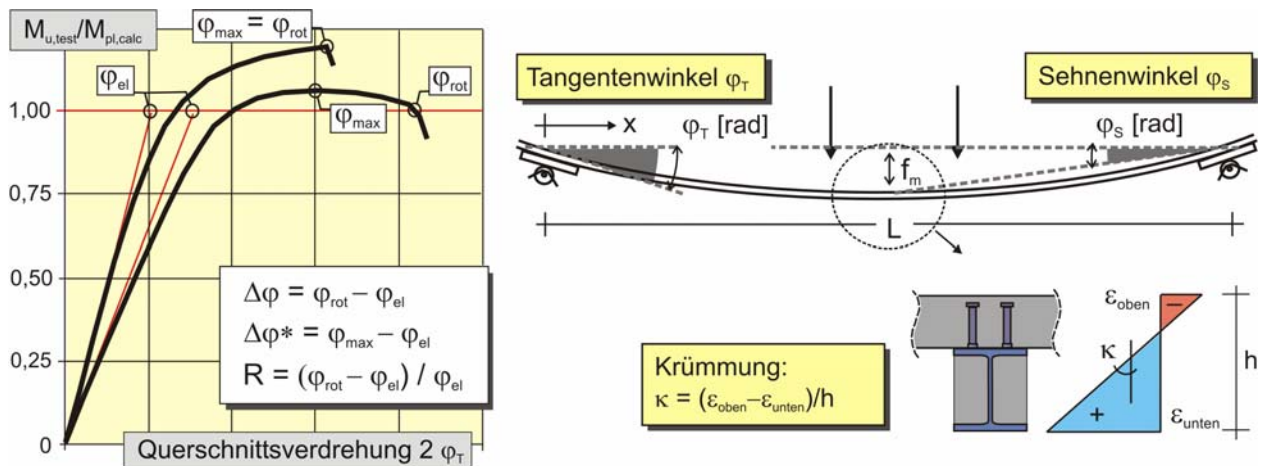


Bild 2.17: Bestimmung der Auflagerverdrehung  $\varphi$  und der Rotationsfähigkeit  $R$

### 2.3.5 Querkrafttragfähigkeit

Der Anteil des Kammerbetons darf beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden, wenn geschlossene oder angeschweißte Bügel angeordnet wurden und eine vollständige Verdübelung der rechnerischen Schubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil vorhanden ist. Die Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts  $V_{pl,Rd}$  setzt sich dann aus den Anteilen des Stahlsteges  $V_{pl,a,Rd}$  [prEN1993] und des Kammerbetons  $V_{Rd}$  [prEN1992] zusammen (Gl. 2.4 und 2.5). Der Druckstrebenwinkel darf unter Einhaltung der Bedingung  $1,0 \leq \cot \Theta \leq 2,5$  frei gewählt werden. Die Traganteile des Stahlsteges und des Kammerbetons an der einwirkenden Querkraft werden in Absatz 6.3.3 [prEN1994] vereinfacht bestimmt:

„(3) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf die Aufteilung der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}$  in die Anteile, die vom Stahlprofil ( $V_{a,Ed}$ ) und vom Kammerbetonquerschnitt ( $V_{c,Ed}$ ) aufgenommen werden, im Verhältnis der Beiträge des Baustahlquerschnitts und des bewehrten Kammerbetonquerschnitts zur Momententragfähigkeit  $M_{pl,Rd}$  erfolgen.“

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} + V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (\text{Gl. 2.4})$$

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \cdot (f_{yd} / \sqrt{3}) \quad (\text{Gl. 2.5})$$

mit  $A_v = A_a - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w$

$$V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ck} / (\cot \Theta + \tan \Theta)$$

mit:	$A_v$	wirksame Fläche	$f_{yd}$	Bemessungsfestigkeit	$A_a$	Querschnittsfläche des Stahlträgers
	$b_f$	Flanschbreite	$t_f$	Flanschdicke	$t_w$	Stegdick
	$r$	Ausrundungsradius	$h_w$	Steghöhe	$\eta$	1,2 für Stahlgüten $\leq 460$ , sonst 1,0
	$V_{Rd,c}$	Betontaganteil nach [prEN1992]	$V_{Rd,s}$	Bügeltraganteil nach [prEN1992]	$f_{ck}$	Bemessungsfestigkeit
	$\alpha_{cw}$	1,0 (ohne Vorspannung)	$b_w$	Breite Kammerbeton		0,6 für $f_{ck} \leq 60$ MPa
	$\Theta$	Druckstrebenwinkel	$v_1$	Abminderungsbeiwert		0,9- $f_{ck}/200 > 0,5$ für $f_{ck} > 60$ MPa

### 2.3.6 Biegung und Querkraft

Überschreitet der Bemessungswert der anteilig auf das Stahlprofil einwirkenden Querkraft  $V_{a,Ed}$  den 0,5-fachen Wert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Stahlquerschnitts  $V_{pl,a,Rd}$  ist der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit zu berücksichtigen.

Für Querschnitte der Klasse 1 und 2 darf der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit durch den Ansatz einer reduzierten Streckgrenze von  $(1 - (2 \cdot V_{a,Ed} / V_{pl,a,Rd} - 1)^2) \cdot f_{yd}$  in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen berücksichtigt werden. Der Anteil der einwirkenden Querkraft darf nach Kap. 2.3.5 ermittelt werden.



## 2.4 Verbundmittel und Verbundfuge

### 2.4.1 Tragmechanismen

Im Rahmen mehrerer Forschungsarbeiten wurde in den 80-er und 90-er Jahren eine große Zahl von Abscherversuchen durchgeführt und statistisch ausgewertet [Roi1988], [Sta1991], [Oeh1980, 1981, 1986, 1987], [Joh1998], [Döi2001]. Die abgeleiteten Bemessungsregeln zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbundmitteln, der Mindestverdübelungsgrade und der Dübelabstände sind in den Entwurf von Eurocode 4 [prEN1994] übernommen worden.

Verbundträger sind besonders wirtschaftlich herzustellen, wenn die Verbundmittel äquidistant angeordnet werden. Damit der Verbundträger vollplastisch bemessen werden kann, sind Umlagerungen in der Verbundfuge erforderlich, da der Widerstand der Verbundfuge nicht an jeder Stelle des Verbundträgers der einwirkenden Größe der Längsschubkraft entspricht (Bild 2.18). Besonders große Umlagerungen treten bei einer teilweisen Verdübelung auf, bei der die Verbundfuge planmäßig nur einen definierten Anteil der Schubkraft übertragen kann. Sind die Verbundmittel nicht ausreichend duktil, kann es zu einem vorzeitigen Versagen der Verbundfuge und des Verbundträgers kommen. Daher sind in EC 4 auf der einen Seite Anforderungen zur Duktilität der Verbundmittel definiert, auf der anderen wurden Mindestverdübelungsgrade in Abhängigkeit von Stützweite und Belastung festgelegt. Auf der Grundlage der Untersuchungen in [Roi1988] wird ein Verbundmittel als duktil eingestuft, wenn das charakteristische Verformungsvermögen  $\delta_{uk}$  mindestens 6 mm beträgt [prEN1994].

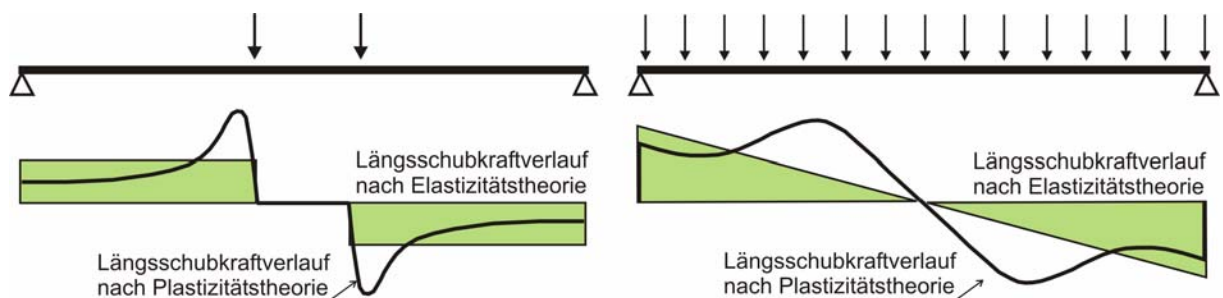


Bild 2.18: Qualitativer Verlauf der Längsschubkräfte in der Verbundfuge

Die Untersuchungen in [Döi2001] haben gezeigt, dass Kopfbolzendübel in hochfestem Beton dieses Kriterium in den meisten Fällen nicht erfüllen. Da das Duktilitätskriterium nach EC4 für den „Extremfall“ einer großen Biegeschlankheit kombiniert mit einer Gleichstreckenbelastung bestimmt wurde, erscheint eine rechnerische Überprüfung der erforderlichen Duktilität bei Anwendung hochfester Baustoffe sinnvoll.

Auf die Berechnung der Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wird in den Normen nicht näher eingegangen. Die zwischen der Stelle des maximalen Biegemomentes und dem Momentennullpunkt zu übertragende Schubkraft berechnet sich nach [Kin1993] aus der Differenz zwischen der Druck- und Zugkraft des „freigeschnittenen“ Kammerbetons (Bild 2.19).

Nach Kap. 6.6 [prEN1994] sind Längsschubkräfte zwischen Betongurt und Stahlprofil mit geeigneten Verbundmitteln zu übertragen, wobei der natürliche Haftverbund nicht berücksichtigt werden darf. Eine Ausnahme stellt der Nachweis der Lasteinleitung über den Beton in das Stahlprofil bei Verbundstützen dar. In diesem Bereich wird der Beton lokal hoch bean-

spricht, sodass infolge der Querdehnung des Betons Reibspannungen aktiviert werden [Han2004]. In EC4 sind für diesen Fall Bemessungswerte für die Verbundfestigkeit kammerbetonierter und einbetonierter Stahlprofile angegeben.

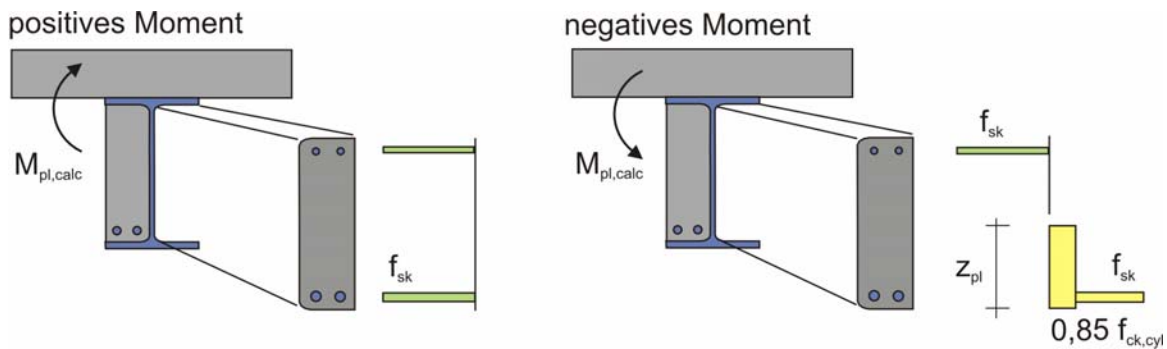


Bild 2.19: Spannungsverteilung zur Bestimmung der Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil für den Feld- (links) und den Stützquerschnitt (rechts)

Auch bei der Lasteinleitung der Normalkraft in eine Verbundstütze mit Kopfbolzendübeln werden nach [prEN1994] Reibspannungen zwischen Kammerbeton und Stahlprofil angesetzt. Auf der Grundlage der Untersuchungen von [Roi1983] darf nach [prEN1994] ein zusätzlicher Traganteil von  $R = 0,5 \cdot \mu \cdot P_{Rd}$  angesetzt werden (Bild 2.20). Die Norm geht dabei von einem  $45^\circ$ -Druckstrebenwinkel und einem Reibbeiwert  $\mu = 0,5$  aus. Bei biegebeanspruchten Bauteilen darf der Reibverbund rechnerisch nicht angesetzt werden.

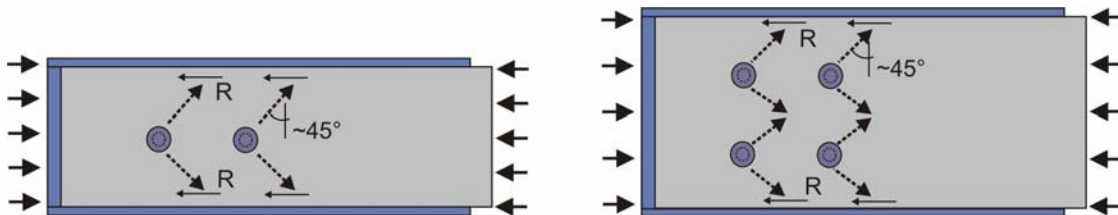


Bild 2.20: Reibkräfte R in der Fuge zwischen Kammerbeton und Stahlprofil

Im Gegensatz zu EC 4 erlaubt die Deutsche Bahn [DS804] bei der Berechnung von WiB-Brücken (WiB = Walzträger in Beton) den planmäßigen Ansatz eines Flächenverbundes zwischen Stahlprofil und Beton bei biegebeanspruchten Bauteilen. In der Berechnung wird von einem vollständigen Verbund zwischen Stahlprofil und Beton ausgegangen und der Querschnitt plastisch bemessen. Durch die genaue Vorgabe zur Querschnittsgeometrie und einem maximalen Trägerabstand von 70 cm wird erreicht, dass die zu übertragende Längsschubkraft klein bleibt. Des Weiteren wird vorgeschrieben, die Querbewehrung durch Stegbohrungen zu führen, sodass eine zusätzliche Verdübelung vorhanden ist (Bild 2.21).

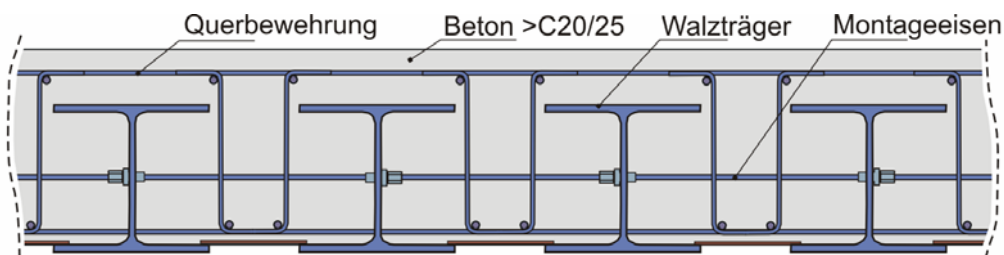


Bild 2.21: Walzträger in Beton (WiB) der Deutschen Bahn [DS804]

### 2.4.2 Ermittlung der Dübelkennlinie

Die Scherkraft-Schlupfbeziehung eines Verbundmittels wird Dübelkennlinie genannt und in Abscherversuchen ermittelt. In [prEN1994] wird der Push-Out Standard Test (POST) mit acht Dübeln als standardisierter Versuchsaufbau vorgegeben. Bei Verbundstützen und kammerbetonierten Trägern werden die Kopfbolzendübel aus Gründen der Schweißbarkeit auf den Stegen der I-Profile angeordnet. ROIK [Roi1983] verwendete in den „Bochumer-Abscherversuchen“ den in Bild 2.22 dargestellten Versuchsaufbau.

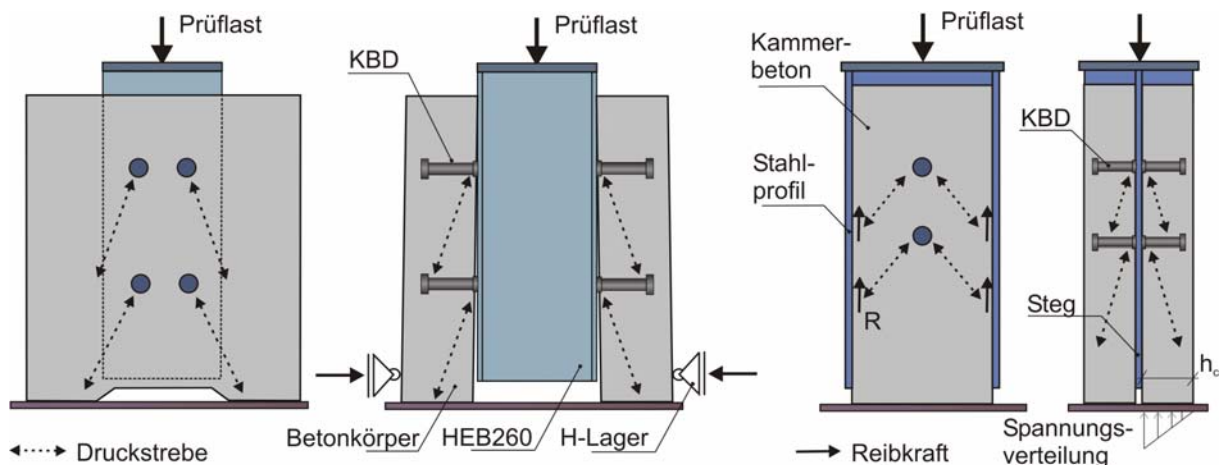


Bild 2.22: Abscherversuche zur Bestimmung der Dübelkennlinie von Kopfbolzendübeln

Zur Bestimmung der Trag- und Verformungsfähigkeit eines Verbundmittels ist in EC4 ein vereinfachtes Auswerteverfahren für den Standard Push-Out Versuch beschrieben:

- (1) Eine Versuchsserie besteht aus mindestens drei Versuchen;
- (2) Von den maximalen Versuchslasten  $P_{\max,i}$  wird der kleinste Wert auf 90% abgemindert, und als charakteristische Traglast  $P_{Rk}$  definiert;
- (3) Weicht eine der drei Maximallasten  $P_{\max,i}$  um mehr als 10% vom Mittelwert ab, müssen mindestens drei weitere Versuche durchgeführt werden;
- (4) Zur Bestimmung der Bemessungslast  $P_{Rd}$  wird  $P_{Rk}$  durch einen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_v = 1,25$  dividiert und auf die experimentell bestimmte Zugfestigkeit des Dübels  $f_{ut}$  normiert;
- (5) Das Verformungsvermögen  $\delta_u$  wird durch den Schlupf beim Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit  $P_{Rk}$  bestimmt;
- (6) Der charakteristische Wert des Verformungsvermögens  $\delta_{uk}$  ergibt sich aus dem um 10% reduzierten kleinsten Wert  $\delta_u$ .

Sind die Bedingungen für die vereinfachte Auswertung nicht eingehalten, oder wird eine genauere Auswertung gefordert, können die charakteristischen Größen für eine 5 %-Fraktile nach [prEN1990] ermittelt werden.

Die beschriebenen Verfahren unterscheiden bei der Ermittlung der Verformungsfähigkeit nicht zwischen elastischen und plastischen Verformungsanteilen. Zur Bewertung des Umlagerungsvermögens ist jedoch der Schlupfbereich bei der die charakteristische Dübeltragfähigkeit überschritten wird relevant (vgl. Kap. 3.2).

### 2.4.3 Rechnerische Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln

Die Schertragfähigkeit eines Kopfbolzendübels berechnet sich nach [prEN1994] aus dem Minimum der Schafttragfähigkeit und der Betontragfähigkeit (Gl. 2.6). Die Gleichung ist für Betongüten bis C60/70 gültig. Mit zunehmender Betonfestigkeit wird das Versagen des Kopfbolzendübels durch das Abscheren des Stahlschaftes bestimmt. Wenn Stahlversagen maßgebend wird, berechnet sich die aufnehmbare Scherkraft aus der Zugfestigkeit des Bolzens und der Querschnittsfläche des Schaftes. Die Zugfestigkeit des Bolzenmaterials wird dabei auf  $f_u \leq 500$  MPa beschränkt. Der empirische Faktor  $k$  berücksichtigt die Schubbeanspruchung des Bolzenschaftes im Beton. Für die Bemessungsgleichung in [prEN 1994] wurde  $k$  aufgrund der Untersuchungen in [Roi1989] zu 0,8 festgelegt. Der theoretische Faktor beträgt nach [Mis1954]  $1/\sqrt{3}$ . In [Fuc1990] wurde für Kopfbolzendübel und eine 5 %-Fraktile  $k$  zu 0,6 bestimmt. Aufgrund der Querschnittsverstärkung durch den Schweißwulst wurde in [Roi1982], [Roi1989]  $k$  auf 0,7 erhöht und zur Beschreibung des Mittelwertes der ausgewerteten Versuche zu 0,85 gesetzt.

$$P_{Rd} = \min\left(k \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \text{ und } 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v}\right) \quad (\text{Gl. 2.6})$$

mit:	$f_u$	Zugfestigkeit des Bolzenmaterials < 500 MPa	$\alpha$	Geometriefaktor, 1,0 für $h/d > 4$
	$d$	Schaftdurchmesser	$f_{ck}$	charakteristische Betonfestigkeit < C60/70
	$h$	Schafthöhe	$E_{cm}$	mittlerer Beton E-Modul
	$k$	0,8		

DÖINGHAUS beschreibt in [Döi2001] sehr detailliert das Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem und hochfestem Beton. Kopfbolzendübel in hochfestem Beton ( $f_{c,cube} > 50$  MPa) zeichnen sich durch eine hohe Traglast und Anfangssteifigkeit aus. Aufgrund der starren Einspannung des Dübels im hochfesten Beton erfährt dieser eine nahezu reine Schubbeanspruchung. Dabei wird ein Traganteil von bis zu 20 % über den Schweißwulst übertragen [Döi2001], [Heg2004]. Bei Erreichen der Traglast schert der Dübel direkt oberhalb des Wulstes ab. Im Vergleich zum normalfesten Beton weist die Dübelkennlinie eines Kopfbolzendübels in hochfestem Beton ein deutlich reduziertes Verformungsvermögen im plastischen Bereich der Scherkraft-Schlupfkurve auf.

$$\gamma_v \cdot P_d = 0,85 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} + h_w \cdot b_w \cdot 1,5 \cdot f_{ck} \quad (\text{Gl. 2.7})$$

mit:	$f_u$	Zugfestigkeit des Bolzenmaterials < 500 MPa	$f_{ck}$	charakteristische Betonfestigkeit
	$d$	Schaftdurchmesser	$h_w$	Höhe des Schweißwulstes
	$b_w$	Breite des Schweißwulstes		

DÖINGHAUS leitete eine empirische Bemessungsgleichung zur Bestimmung der charakteristischen Dübeltragfähigkeit von Kopfbolzen in hochfestem Beton unter Berücksichtigung der Traganteile des Dübelschaftes und des Schweißwulstes her (Gl. 2.7). Die vor dem Wulst aktivierte Betonkraft ist abhängig von der Projektionsfläche des Schweißwulstes und von der Betonfestigkeit. Aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes kann eine um 50 % erhöhte Betondruckfestigkeit angesetzt werden. Der Erhöhungsfaktor zur Berücksichtigung des mehr-

axialen Spannungszustandes vor dem Dübel und der Faktor  $k = 0,85$  wurden empirisch aus den Versuchsdaten abgeleitet.

Die Abscherversuche an Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton weisen gegenüber dem Bemessungsansatz nach EC4 deutlich höhere Dübeltragfähigkeiten auf. Die Gleichung 2.7 beschreibt die charakteristische Dübeltragfähigkeit in hochfestem Beton zutreffend. Die Darstellung in Bild 2.23 verdeutlicht weiter, dass die Beschränkung der rechnerischen Zugfestigkeit des Bolzens auf  $f_u < 500$  MPa für die Praxis nicht zutreffend ist.

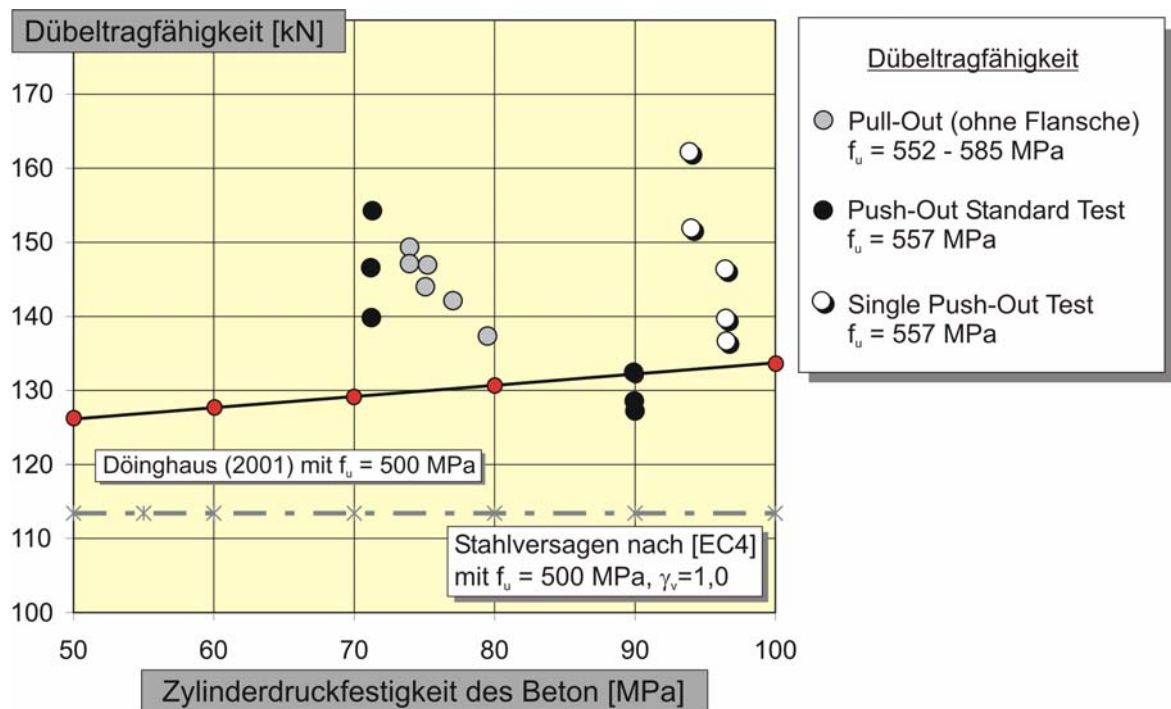


Bild 2.23: Vergleich der experimentellen Dübeltragfähigkeit für Kopfbolzendübel  $\varnothing 19$  mm im Pull-Out Versuch [DFG2005] und Push-Out Versuch [AiF2000] mit der rechnerischen charakteristischen Dübeltragfähigkeit nach [prEN1994] und DÖINGHAUS [Döi2001]

## 2.5 Versuche zum Verbund zwischen Stahlprofil und Beton

### 2.5.1 Allgemeines

Die zur eigenen Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens kammerbetonierter Verbundträger und zur Kalibrierung der Finite Elemente Modelle herangezogenen Versuche in der Literatur lassen sich in drei Gruppen gliedern (Bild 2.24):

- (1) Verbundsicherung aus- und einbetonierter Stahlbauteile für Verbundstützen;
- (2) Tragverhalten biegebeanspruchter Verbundprofile und Verbundträger;
- (3) Verbundsicherung und Tragverhalten einbetonierter Stahlprofile als Hauptträger in Decken- und Slim-Floor-Konstruktionen.

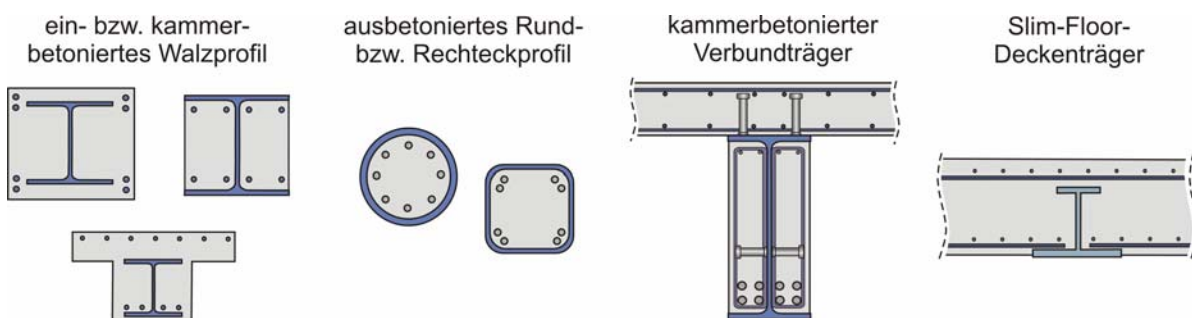


Bild 2.24: Verbundquerschnitte: Verbundprofile, Verbundstützen, Verbundträger und Slim-Floor

### 2.5.2 Abscherversuche

Bei der Bemessung von Verbundstützen wird es aus wirtschaftlichen und baupraktischen Gründen vermieden außerhalb der Lasteinleitungsbereiche Verbundmittel anzuordnen. Da Verbundstützen im Allgemeinen axial beansprucht werden, sind die zu übertragenden Schubkräfte gering. Aus diesem Grund war der „natürliche“ Verbund zwischen Stahlprofil und Beton von besonderem Interesse, sodass in den vergangenen Jahrzehnten systematische Untersuchungen zur Ermittlung der Verbundfestigkeit durchgeführt wurden. Die Größe der Verbundspannung zwischen einbetonierten Stahlbauteilen und dem umgebenden Beton ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig (Tab. 2.5). Dies belegt der große Streubereich der experimentell ermittelten Haft- und Reibverbundspannungen.

Einflussparameter	Variation	Einfluss
Versuchsdurchführung	Last- / Wegsteuerung / Belastungsgeschwindigkeit	++ / o
Lasteinleitung	Push- oder Pull-Out Versuch / Lastausmitte	o / +
Vorbelastung der Probe	z.B. Probenentnahme aus einer Verbundstütze	+
Imperfektion	Verformungen / Welligkeit des Stahlprofils	++ / ++
Oberflächenbeschaffenheit	Rauigkeit / Abrostung / eingeölte Oberfläche	+ / + / ++
zeitabhängiges Betonverhalten	Betonrezeptur, Klima, Geometrie, Betonalter	+
Aktiver Querschnitt	z.B. Ablösen des Betons vom Steg infolge Schwinden	++

Tab 2.5: Einflussgrößen auf die Verbundspannung im Push-Out Versuch



Bild 2.25 stellt den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen charakteristischer Abscherversuche ohne Verbundmittel dar. Während ausbetonierte geschlossene Stahlquerschnitte und vollständig einbetonierte Stahlbauteile einen charakteristischen Verbundspannungs-Schlupfverlauf aufwiesen, wurde bei Versuchen mit kammerbetonierten I-Trägern kein ausgeprägter Haftverbund festgestellt. Infolge Schwinden des Betons wird die Verbundspannung herabgesetzt. Die aufnehmbare Verbundspannung ist von den Imperfektionen und der Oberflächenrauigkeit der Flanschinnenseiten des Stahlprofils abhängig. Im Folgenden werden die in den Bildern 2.26 und 2.27 dargestellten Abscherversuche kurz beschrieben. In den Versuchen wurden ausschließlich normalfeste Betone untersucht. Im Anhang A2 sind die wichtigsten Versuchsparameter übersichtlich dargestellt.

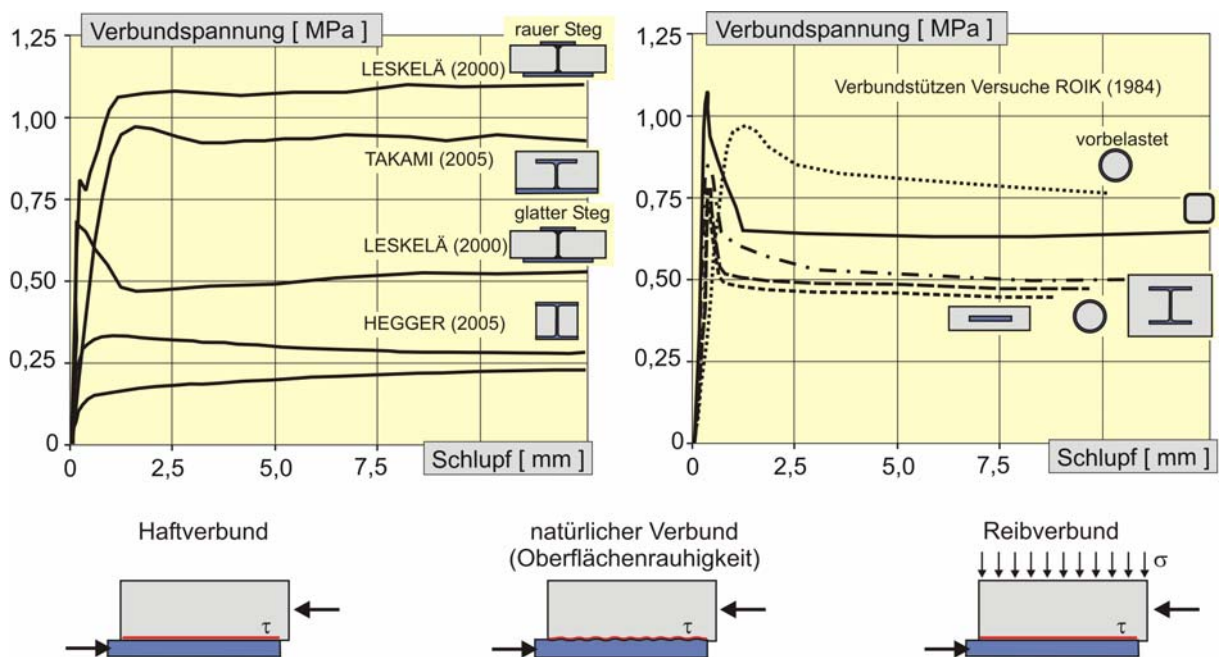


Bild 2.25: Verbundspannungs-Schlupfverlauf charakteristischer Abscherversuche ohne Verbundmittel und Verbundmechanismen

BRYSON [Bry1962] führte neun Abscherversuche an einbetonierten I-Profilen durch (Bild 2.26). Während hier der Steg vom Beton abisoliert wurde, variierte BRYSON die Oberflächenrauigkeit der Flanche. Für die sandgestrahlte Oberfläche ermittelte er die größte und für eine unbehandelte nicht rostige Oberfläche die kleinste Verbundfestigkeit.

HAWKINS [Haw1973] untersuchte das Verbundverhalten einbetonierter Stahlprofile in Abhängigkeit von der Betonierichtung, der Länge des einbetonierten Bereichs und der Umschnürungsbewehrung. Während eine kräftige Umschnürungsbewehrung die Reibverbundfestigkeit steigerte, beeinflussen die Betonierichtung und die Länge des Stahlprofils im Wesentlichen die Haftverbundfestigkeit.

ROIK [Roi1984] untersuchte das Verbundverhalten von ausbetonierten Rund- und Rechteckprofilen, sowie einbetonierten HEB200 Profilen. Es wurden 57 Push-Out Körper aus bereits vorbelasteten Verbundstützen herausgetrennt und im Push-Out Versuch nach einer dynamischen Vorbelastung abgeschert. In einer weiteren Versuchsserie wurden 27 Push-Out Körper ohne Vorbelastung sowie 9 einbetonierte I-Profile mit und ohne Anstrich geprüft. Typisch für alle Versuche war der steile Anstieg der Last bis zum Erreichen der Haftverbund-

festigkeit. Nach Überschreiten des Haftverbundes fiel die Last ab und näherte sich rasch dem Gleitreibungsniveau an. Auffällig war, dass die Belastungsgeschwindigkeit keinen signifikanten Einfluss auf die ermittelten Verbundspannungen hatte. Das Einölen der Verbundfuge führte zu einer Abnahme der Verbundfestigkeit um 75 % im Vergleich zu unbehandelten Profilen.

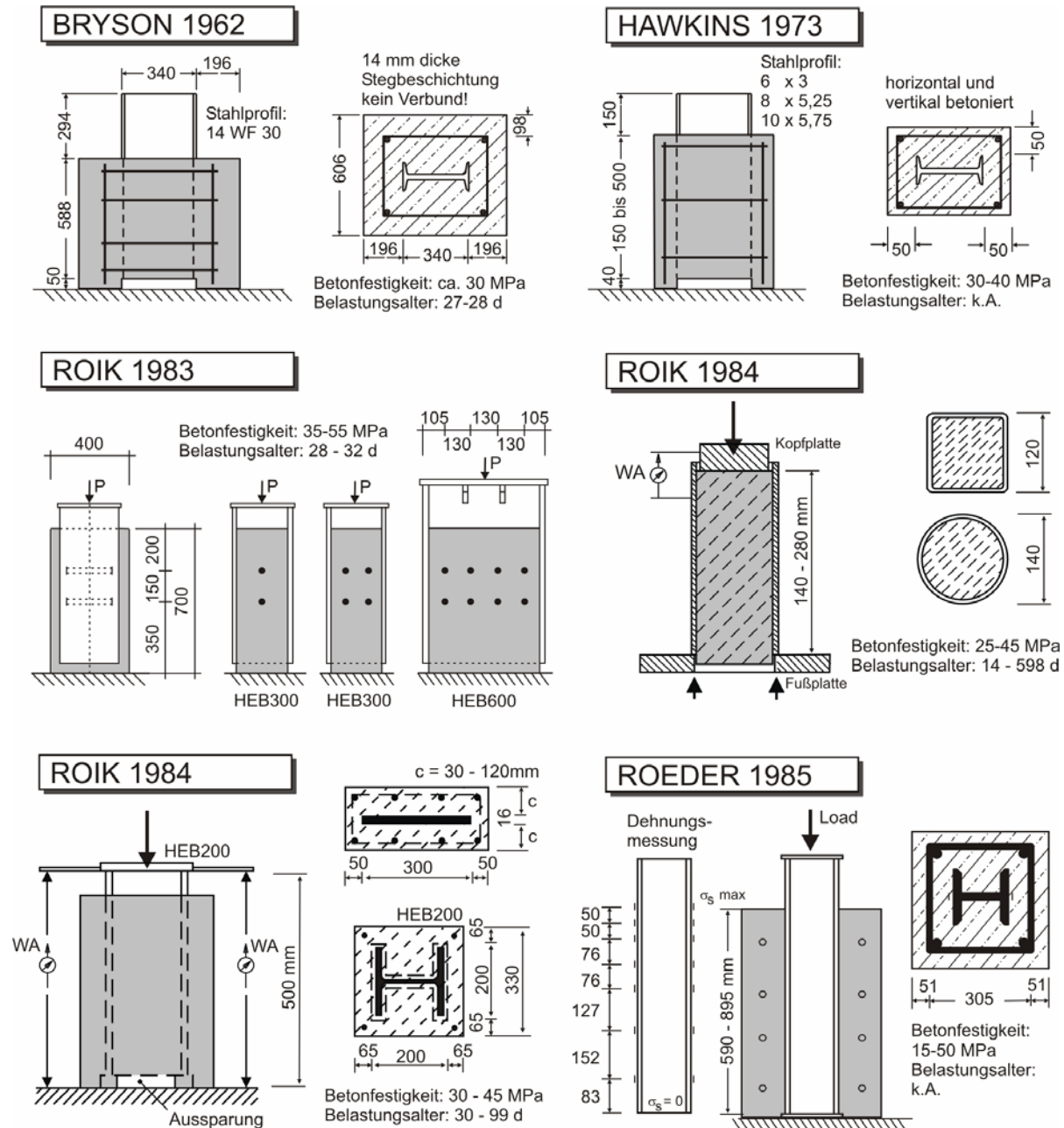


Bild 2.26: Abscherversuche mit und ohne Verbundmittel bis 1985

ROEDER [Roe1985] ermittelte in 19 Push-Out Versuchen die Verbundspannungs-Schlupf-beziehung einbetonierter Walzprofile und wertete die Versuche von [Bry1962] und [Haw1973] aus. Aus den Versuchen in der Literatur folgerte ROEDER, dass der Steg lediglich einen kleinen Beitrag an der Gesamtverbundkraft liefert. Die Berechnung der Verbundspannung mit der gesamten Kontaktfläche zwischen Beton und Stahl berücksichtigt nicht den Lastabtragungsmechanismus im Push-Out Test. Im Lasteinleitungsbereich wurden aufgrund der Querdehnung des gedrückten Stahlprofils erhöhte Verbundspannungen über-



tragen, sodass sich für kurze Kontaktlängen vergleichsweise große Verbundspannungen ergaben. Die beschriebenen Versuche wiesen einen charakteristischen Verbundspannungs-Schlupfverlauf mit plötzlichem Lastabfall nach Überschreiten des Haftverbundes und einer konstanten Gleitspannung auf.

HUNAITI [Hun1991] untersuchte das Verbundverhalten ausbetonierter U-Profile im Push-Out Versuch (Bild 2.27). Variiert wurden die Profilgeometrie, der Abstand zwischen den Profilen, das Betonalter von 14 bis 360 Tage und die Temperatur von 20 bis 600 °C. Insgesamt wurden 135 Versuchskörper geprüft. Begleitend zu den Abscherversuchen wurden die Schwindverformungen der Versuchskörper gemessen. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Geschlossene Profile, wie z.B. Rechteck- oder Rundprofile erreichen höhere Verbundfestigkeiten als offene Profile, wie z.B. U-Profile oder I-Profile.
- Die Verbundfestigkeit der Versuchskörper mit einem Betonalter von 360 Tagen ist im Vergleich zu den 21 Tagen alten Körpern um ca. 30 % geringer.
- Die Abmessungen des Versuchskörpers beeinflussen die Umschnürungswirkung und das Schwindverhalten des Betons.
- Unter hohen Temperaturen nimmt die Verbundfestigkeit zu.

Aufbauend auf den Versuchen von ROIK führte WIUM [Wiu1992] fünf Push-Out Versuche an einbetonierten HEB200 und HEB400 Profilen mit bis zu 1,0 m Länge durch. Er stellte fest, dass mit zunehmender Profilgröße die übertragbare Verbundspannung auf der Innen- und Außenseite des Profils abnimmt. Die untersuchten HEB400 Profile erreichten im Vergleich zu den HEB200 eine bis zu 50 % geringere Verbundfestigkeit. Der Einfluss des Schwindens des Betons wurde experimentell an neun weiteren Versuchskörpern unterschiedlichen Betonalters überprüft. Die Abnahme der Verbundspannung infolge Schwinden betrug bei den einbetonierten I-Profilen max. 15 %. Aufgrund der Untersuchungen von WIUM wurde der Bemessungswert der Verbundfestigkeit vollständig einbetonierter Profile im zurzeit aktuellen Entwurf des EC4 [prEN1994] von 0,6 auf 0,3 MPa reduziert. Nach DIN18800-5 [Han2005] darf bei kammerbetonierten I-Profilen zwischen den Flanschen und dem Kammerbeton ein Rechenwert von  $\tau_{Rd} = 0,2$  MPa angesetzt werden.

LESKELÄ [Les1997] [Les2000] untersuchte anhand von 14 Push-Out Versuchen an kammerbetonierten, unsymmetrischen Stahlprofilen den Einfluss von rautenförmigen Vertiefungen im Steg auf die übertragbaren Verbundspannungen. Um ein Ablösen des Betons vom Steg im Abscherversuch zu verhindern, wurde ein Querdruck von bis zu 22 kN aufgebracht. Die Verbundspannungs-Schlupfkurven der Profile mit glattem Steg wiesen nach dem Überschreiten des Haftverbundes einen charakteristischen Abfall der Traglast entsprechend den Versuchen von ROIK auf. Bei den Versuchen mit profiliertem Steg war der Lastabfall geringer, in einigen Fällen nahm die aufnehmbare Kraft kontinuierlich zu. Durch die Profilierung des Steges konnte eine Traglaststeigerung von bis zu 250 % erzielt werden. Aufgrund des sehr geringen Querdrucks konnte keine Gesetzmäßigkeit zwischen aufgebrachtem Querdruck und dem Verbundspannungs-Schlupfverlauf festgestellt werden. In einer weiteren Serie untersuchte LESKELÄ [Les1996] die Verbundfestigkeit ausbetonierter Hohlprofile mit Hilfe von Push-Out Versuchen. Aufgrund der rautenförmigen Profilierung der Innenflächen des Rechteck-Profils wurden Verbundspannungen von bis zu  $\tau_u = 5,8$  MPa

ermittelt. Mit zunehmender Breite des Rechteck-Profiles und mit abnehmender Wandstärke nahm die Verbundfestigkeit ab.

TAKAMI [Tak2005] untersuchte das Verbundverhalten einbetonierter T-Profile. Die T-Profile wurden in Längsrichtung auf die Flansche eines I-Profils aufgeschweißt. In drei Versuchen wurde das T-Profil in Lastrichtung so aufgeschweißt, dass lediglich die Haftverbundspannungen und Reibspannungen infolge Imperfektionen sowie einem horizontalen Anpressdruck aktiviert wurden. Die Verbundspannungen betragen in den unterschiedlichen Konfigurationen 1,06 bis 1,56 MPa.

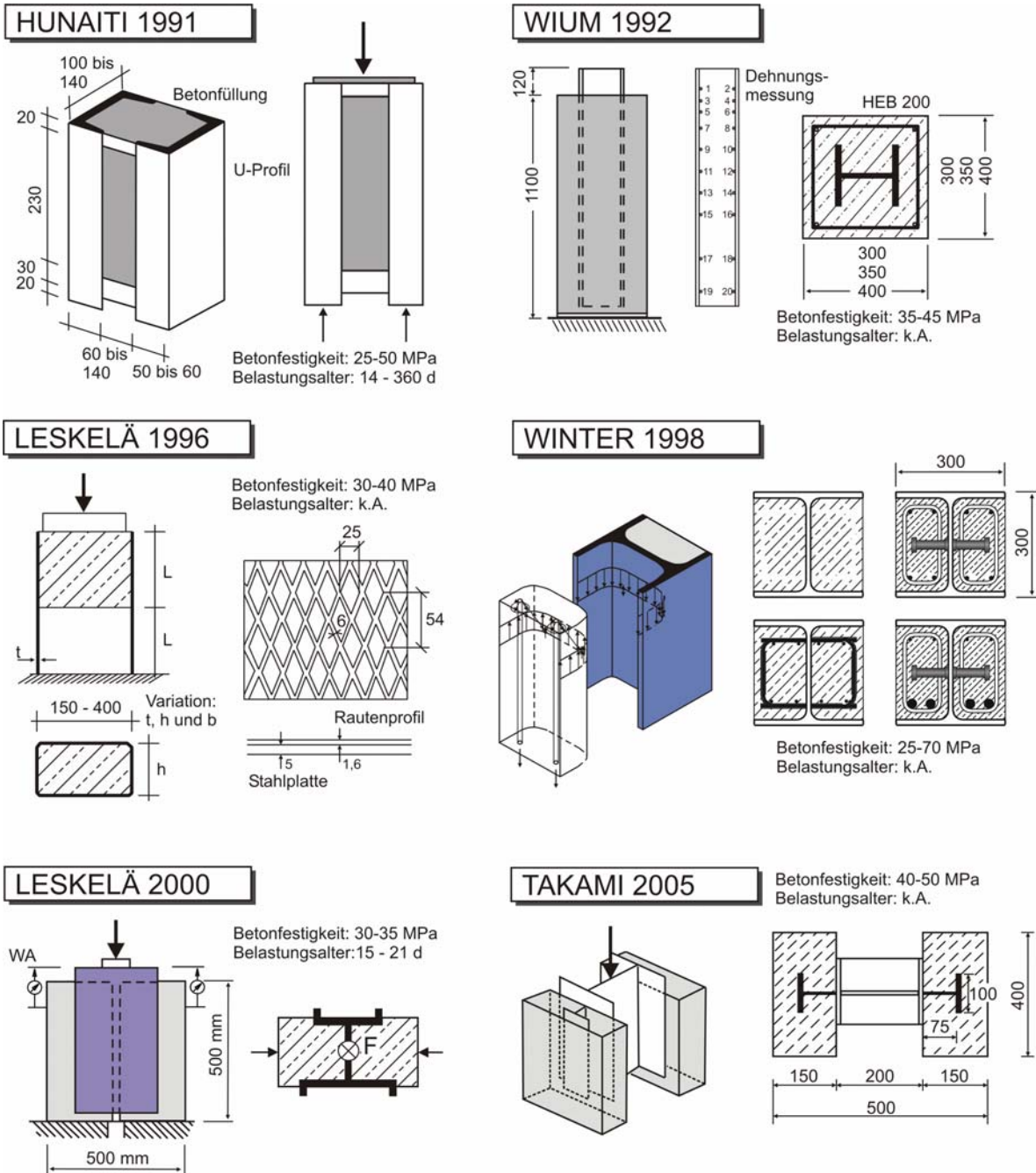


Bild 2.27: Abscherversuche mit und ohne Verbundmittel ab 1986

ROIK und HANSWILLE beschreiben in [Roi1983] das Scherkraft-Schlupfverhalten kammerbetonierter Walzprofile mit auf den Steg aufgeschweißten Kopfbolzendübeln (Bild 2.26). Bei Anordnung der Dübel im Inneren der Kammer wurden Reibkräfte aktiviert,

die eine signifikante Zunahme der Abscherkraft zur Folge haben. Für HEB300 Profile und einer einreihigen Anordnung der Kopfbolzendübel wurde eine Erhöhung der Traglast infolge Reibung von 50 % der reinen Dübeltragfähigkeit festgestellt. Die Autoren beschreiben das Last-Schlupfverhalten für die untersuchten Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 22 mm und die Betonfestigkeitsklassen B25 bis B45 als „äußerst gutmütig mit sehr großen plastischen Deformationen“. Vier Versuchskörper wurden mit einem Betonalter von zehn Monaten geprüft, eine reduzierte Traglast infolge Schwinden des Betons wurde nicht festgestellt.

WINTER [Win1998] ermittelte das Last-Schlupfverhalten von acht kammerbetonierten HEA300 Profilen mit unterschiedlichen Verbundmitteln (Bild 2.27). Die Versuche bestätigen, dass die Verbundsicherung des Kammerbetons mit Steckbügeln eine sinnvolle Alternative zu Kopfbolzendübeln darstellt. In allen Versuchen wurde nach dem Versagen der Verbundmittel eine nennenswerte Resttragfähigkeit infolge Reibung in der Fuge zwischen Kammerbeton und dem Stahlprofil festgestellt.

### 2.5.3 Biegeversuche einbetonierter und kammerbetonierter Profile

In Bild 2.28 sind die Querschnitte und statischen Systeme der wichtigsten Biegeversuche mit einbetonierten und kammerbetonierten Profilen dargestellt (Anhang A2).

ROIK [Roi1984] führte 20 Vierpunkt-Biegeversuche an 3 m langen einbetonierten HEA160 Profilen mit unterschiedlicher Betonüberdeckung durch. Alle Versuche mit einer Endplatte (Endverankerung) erreichten die rechnerische plastische Biegetragfähigkeit. Die Versuchsträger ohne Endverankerung erzielten in Abhängigkeit von der Betonüberdeckung 85 bis 95 % der plastischen Biegetragfähigkeit. Mit zunehmender Betonüberdeckung konnte eine größere Schubkraft übertragen werden. Die Störung des Haftverbundes durch Einölen mit Schalöl führte zu ca. 35 % geringeren Traglasten.

BODE [Bod1987], [Fic1986] untersuchte das Rotationsverhalten im Stützbereich von Verbundträgern. Neben einem kammerbetonierten Zweifeldträger mit IPE240 Profil wurden drei einbetonierte HEA240 Profile mit Betongurt im Dreipunkt-Biegeversuch geprüft. FICHTER beschreibt die Rotationskapazität der Querschnitte im Stützbereich im Hinblick auf die Fließgelenktheorie als ausreichend. Der Beton in der Druckzone wirkte auch ohne mechanische Verdübelung bis zum Erreichen des Bruchlastniveaus voll mit, ein Schlupf wurde nicht festgestellt. Bei zu geringer Längsbewehrungsmenge des Betongurtes traten frühzeitig klaffende Risse auf und die Biegezugbewehrung versagte vor Erreichen des rechnerischen plastischen Momentes.

KINDMANN [Kin1992] untersuchte das Zusammenwirken von Kammerbeton und Stahlprofil anhand von Biegeversuchen. Insgesamt wurden acht kammerbetonierte Profile mit HEA400 Profil und vier kammerbetonierte Verbundträger untersucht. Je zwei kammerbetonierte Stahlprofile wurden ohne Verbundmittel geprüft. In den Versuchen zeigten die verdübelten Profile die größte Steifigkeit, das eingeölte Profil ohne Verbundmittel besaß erwartungsgemäß die geringste Steifigkeit. Ein Einfluss der unterschiedlichen Verbundfugen auf die absolute Traglast war aufgrund der geringen Schubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil nicht zu erkennen. Ausbetonierte Profile ohne Biegezugbewehrung wiesen keine nennenswerte Traglaststeigerung gegenüber dem reinen Stahlprofil auf. Der Kammerbeton

der Verbundträger mit Betongurt wurde zur Untersuchung der Momenten-Rotationsfähigkeit für die volle rechnerische Schubkraft verdübelt. Alle Biegeträger erreichten das rechnerische plastische Moment knapp und zeigten laut KINDMANN ein eingeschränktes Rotationsvermögen. Daher wurde in [prEN1994] die plastische Bemessung kammerbetonierter Querschnitte aufgenommen, die anschließende Anwendung des Verfahrens „plastisch-plastisch“ wurde aufgrund der eingeschränkten Rotationsfähigkeit jedoch nicht zugelassen.

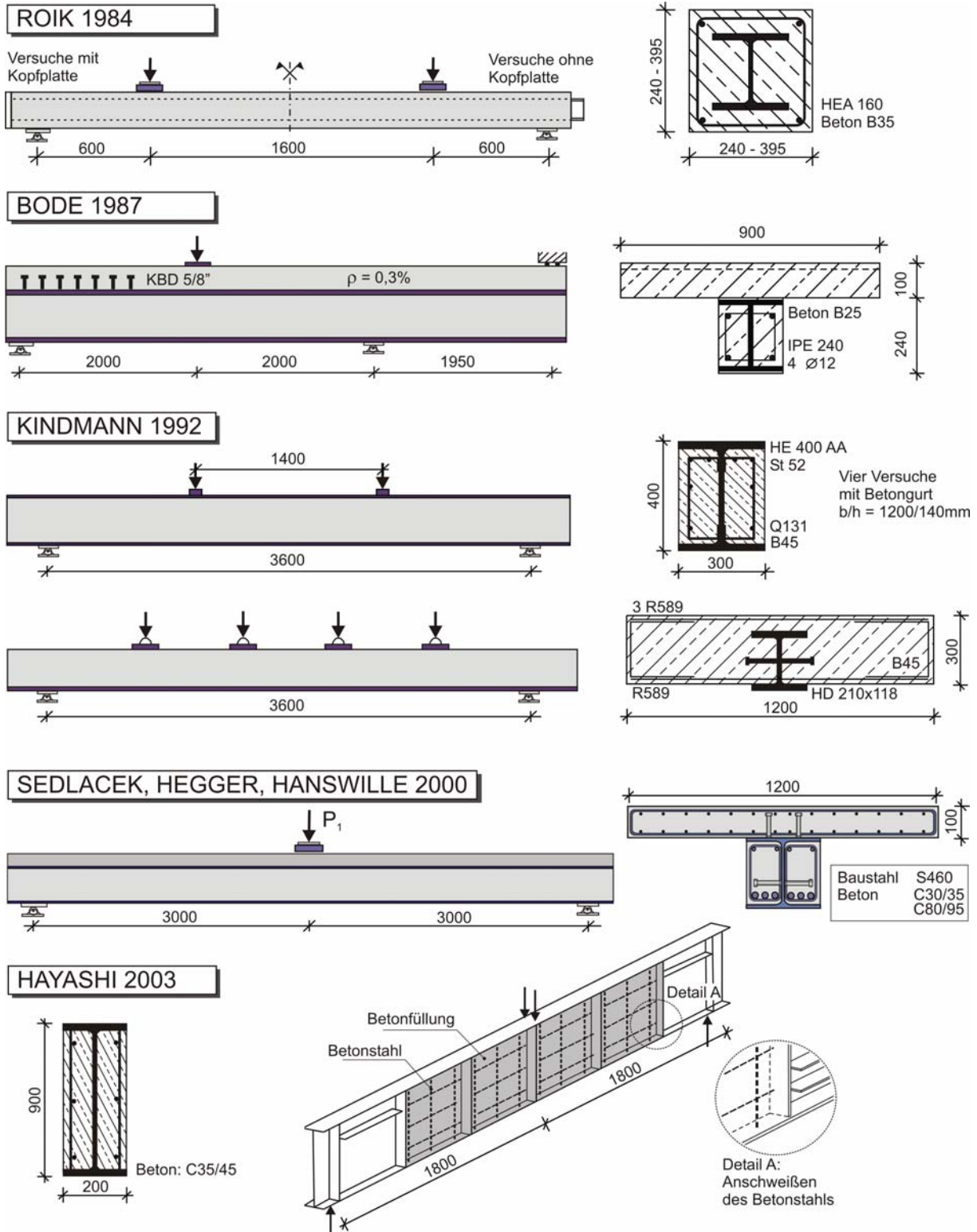


Bild 2.28: Biegeversuche kammerbetonierter Verbundprofile und Verbundträger

In [EGKS2000] wurde der Einsatz von hochfestem Stahl S460 und hochfestem Beton C70/85 in Verbundquerschnitten untersucht. Zwei kammerbetonierte Verbundträger mit HEA300 Profil wurden unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung im Dreipunkt-Biegeversuch geprüft. Der Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wurde mit Kopfbolzendübeln und angeschweißten Bügeln sichergestellt. Der bewehrte Kammerbeton hatte eine deutliche Zunahme der Steifigkeit und der Biegetragfähigkeit zur Folge. Das rechnerische plastische Moment wurde in beiden Fällen erreicht und es wurde eine deutliche Zunahme der Rotationsfähigkeit im Vergleich zu den Versuchen ohne Kammerbeton festgestellt.

In [Hay2003] wird über die Instandsetzung geschädigter Stahlbrücken durch nachträgliches Ausbetonieren der Kammern des Stahlträgers berichtet. In zwei Biegeversuchen wurden zunächst zwei Stahlprofile bis zum Beulen des Druckflansches vorbelastet. Das geschädigte Profil wurde bewehrt und im geschädigten Bereich ausbetoniert. Die Verbundsicherung zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wurde durch senkrechte an die Flansche geschweißte Bewehrungsstäbe sichergestellt (Bild 2.28). In einem zweiten Biegeversuch wurde das Momenten-Rotationsverhalten untersucht. Die verstärkten Träger wiesen im Vergleich zum ungeschädigten Stahlträger ein höhere Tragfähigkeit und verbesserte Steifigkeit auf.

#### **2.5.4 Biegeversuche zu Slim-Floor-Deckensystemen**

In einem Slim-Floor-Deckensystem werden die Flächenlasten aus den Geschossdecken, wie z.B. Spannbetonhohldielen oder einer Verbunddecke in deckengleiche Stahlprofile eingeleitet. Diese bilden die Hauptträger der Deckenkonstruktion und tragen die Lasten in die Stützen ab. Um die Verformungen zu minimieren, sollte das einbetonierte Stahlprofil mit dem umgebenden Beton einen Verbundquerschnitt bilden. Aufgrund der eingeschränkten Betonüberdeckung ist das Anordnen von Verbundmitteln auf dem oberen Flansch in vielen Fällen nicht möglich. Bild 2.29 gibt eine Übersicht der wichtigsten zur Optimierung dieser Systeme durchgeführten Untersuchungen (Anhang A2).

RACKHAM [Rac1996] führte Biegeversuche an zwei aus HEB280 bzw. HEB300 Profilen hergestellten „ASB-Trägern“ ohne Verbundmittel durch. Die 7,5 m langen Einfeldträger wurden nach dynamischer Vorbelastung mit vier Einzellasten bis zum Bruch belastet. Aus den Versuchen wurde ein Verbundgesetz hergeleitet und zwischen Trägermitte und dem Auflager ein linear zunehmender Schubfluss angenommen. In den Versuchen konnte eine nennenswerte Verbundwirkung zwischen Füllbeton und Stahlquerschnitt festgestellt werden. Das plastische Moment des reinen Stahlprofils wurde um bis zu 50 % überschritten. Bei der Bewertung der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass die Lasten in der Achse des Steges über den Beton in das Stahlprofil eingeleitet wurden, sodass an den Lasteinleitungsstellen eine ungewollte Verdübelung infolge Reibung auftrat. Des Weiteren besaßen die Versuchskörper lediglich eine Plattenbreite von 1,0 m, sodass die zwischen Betonquerschnitt und Stahlprofil auftretende Schubkraft klein war.

LESKELÄ [Les1997], [Les2000] untersuchte in sechs Biegeversuchen an Ausschnitten einer Verbunddecke das Verbundverhalten zwischen Stahlprofil und Füllbeton. Entsprechend der Push-Out Versuche wurden drei Träger mit und drei ohne rautenförmige Profilierung des Steges hergestellt und die Querbewehrung variiert. Das rechnerische plastische Moment des Verbundquerschnitts wurde bei profiliertem Steg zu 85 % und bei glattem Steg zu 70 %

erreicht. Insgesamt war die Erhöhung der übertragenen Schubkraft durch die Profilierung des Steges gering, da im Biegeversuch ohne Querbiegung Druckspannungen zwischen Füllbeton und Stahlprofil überwiegend an den Flanschinnenseiten auftreten.

DÄUWEL [Däu2001] untersuchte das Zusammenwirken zwischen Stahlprofil und dem umgebenden Beton bei „ASB-Trägern“ wesentlich detaillierter. In fünf Biegeversuchen an Einfeldträgern variierte er die Querschnitte (ASB100 und 136), die Querbiegung der 2,0 m breiten Deckenplatte und die Profilierung auf dem oberen Flansch des Stahlprofils. In Abhängigkeit von der Querbiegung und der Profilierung des Flansches wurde das rechnerische plastische Moment des Verbundquerschnitts zu 80 % bis 92 % erreicht. Abschließend wurde ein Großversuch zur Überprüfung des Einflusses der Nachgiebigkeit der Feldbereiche auf die Steifigkeit des Gesamtsystems an einem komplexen Deckenfeld (12 m x 5,4 m) durchgeführt. DÄUWEL führt in seinen Versuchen umfangreiche Dehnungs- und Schlupfmessungen zur Herleitung einer Verbundspannungs-Schlupfbeziehung durch. Er benennt die unterschiedlichen Effekte, welche am „ASB-Träger“ Reibspannungen hervorrufen und quantifiziert diese anhand von Messergebnissen und numerischen Simulationen.

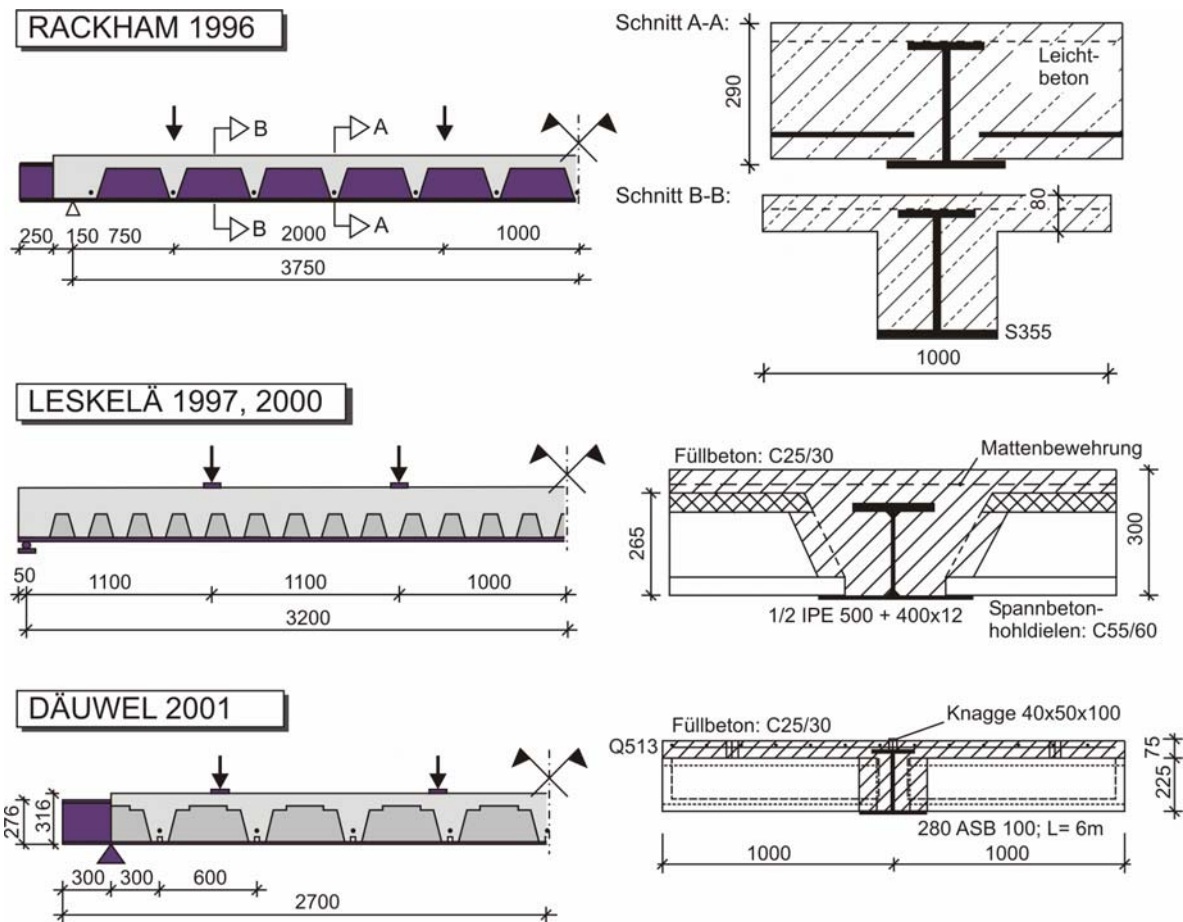


Bild 2.29: Trägerversuche zu Slim-Floor Deckensystemen

### 2.5.5 Finite Elemente Berechnungen

In Abhängigkeit von der erforderlichen Detailtreue ist zwischen Finite Elemente Modellen zur Ermittlung des globalen Tragverhaltens (Querschnittstragfähigkeit, Last-Verformungsverhalten) und der Untersuchung lokaler Mechanismen (Pressung am Auflager, Querkontraktion des Stahlprofils, Schlupf in den Verbundfugen, Rissbildung) zu unterscheiden.



Während das Last-Verformungsverhalten mit zweidimensionalen Modellen abgebildet werden kann, sind zur Untersuchung des lokalen Tragverhaltens aufwendige nicht-lineare Berechnungen mit Volumenmodellen erforderlich.

Die Verbundfuge wird in Finite Elemente Modellen häufig mit Feder- oder Interface-Elementen abgebildet (Bild 2.30). Es kann ein linearer, bi-linearer oder ein beliebiger Scherkraft-Schlupfverlauf implementiert werden. Die Dübelkennlinie wird in der Regel anhand von Push-Out Versuchen bestimmt.

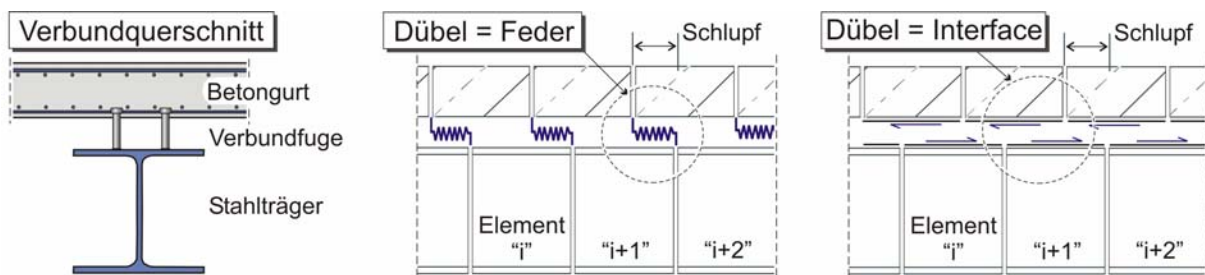


Bild 2.30: Modellierung der Verbundfuge zwischen Stahlprofil und Betongurt

Das Tragverhalten von kammerbetonierten Profilen, Verbundträgern und Slim-Floor-Deckensystemen wurde in jüngster Vergangenheit von [Hana2000], [Les2000], [Däu2001], [Hoh2002] und [Bas2002] rechnerisch untersucht.

HANAHA [Hana2000] rechnete die Versuche von KINDMANN mit einem zweidimensionalen Modell nach. Der Verbund zwischen Stahlträger und Kammerbeton wurde durch GAP-Elemente mit dem Coulomb'schen-Reibgesetz abgebildet. Es wurde festgestellt, dass der Kammerbeton am Querkraftabtrag beteiligt wird. Zur wirklichkeitsnahen Abbildung des Tragverhaltens mussten jedoch unrealistisch große Reibungskoeffizienten angesetzt werden. Das räumliche Tragverhalten konnte nicht abgebildet werden.

LESKELÄ [Les2000] entwickelte ein zweidimensionales Modell zur Nachrechnung der Biegeversuche von RACKHAM. Der Beton wurde mit drei Stäben unterschiedlicher Höhenlage abgebildet und mittels Federelementen an die Flansche des Stahlelementes angeschlossen. Die Kalibrierung der nicht-linearen Federelemente erfolgte anhand der Versuche von [Roi1984] und [Wiu1992]. Das Last-Verformungsverhalten der Biegeversuche wurde gut abgebildet. Lokale Mechanismen, wie z.B. die Pressung des Betons am Auflager oder der Einfluss der Querbiegung des Betongurtes, konnten mit dem Stabmodell nicht simuliert werden.

DÄUWEL [Däu2001] entwickelte mit dem Programm ANSYS ein komplexes dreidimensionales Modell zur Simulation der „ASB-Träger“. Die Verbundeigenschaften wurden mit Kontaktelementen wirklichkeitsnah abgebildet. Die Berechnungen bilden nicht nur das globale Tragverhalten ab, sondern zeigen die Ursachen für die unterschiedlichen Verbundmechanismen auf. Abschließend wurde der Einfluss des Betonschwindens auf das Verbundverhalten untersucht, indem auf die Betonelemente eine Temperaturlast (Abkühlung) aufgebracht wurde. Die Verbundspannungen infolge Reibung wurden bis zu 40 % reduziert. Das lastabhängige Kriechen des Betons sowie der zeitabhängige Verlauf der Kriech- und Schwindeffekte konnten in der Berechnung nicht abgebildet werden.

In [Hoh2002] wurde ein Push-Out Versuch und ein Durchlaufträger mit einem dreidimensionalen Finite Elemente Modell und nicht-linearen Materialgesetzen nachgerechnet. Die Verbundfuge wurde mit gekoppelten nicht-linearen Federelementen abgebildet. Ein besonderer Schwerpunkt wurde auf die Modellierung des Betons mit dem generalisierten Prandtl-Modell gelegt. Die Last-Verformungskurve des Biegeversuches konnte nur im linear-elastischen Bereich abgebildet werden.

BASKAR [Bas2002] untersuchte das Biegetragverhalten schlanker Brückenträger im Stützbereich mit nicht-linearen dreidimensionalen Modellen. Die einfach aufgebauten FE-Modelle der Verbundträger mit Betongurt bildeten das Beulen des Stahlsteges ab. Neben dem globalen Tragverhalten wurde der Schlupf in der Verbundfuge ausgewertet.

### 2.5.6 Bewertung der Untersuchungen in der Literatur

Bei den Abscherversuchen ist zwischen vollständig einbetonierten und kammerbetonierten Stahlprofilen zu unterscheiden. Kammerbetonierte Profile weisen eine vergleichsweise geringe Verbundfestigkeit auf und der Einfluss des Schwindens des Betons auf den Verbund ist größer. Die Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmendem Belastungsalter wurde in [Hun1991] mit 30 % und in [Wiu1992] mit 15 % unterschiedlich quantifiziert. In [Roi1983] wurde bei Abscherversuchen kammerbetonierter Profile mit Kopfbolzendübeln kein Einfluss des Belastungsalters festgestellt. Ein weiterer wichtiger Einflussparameter ist die Profilgeometrie.

Bei der Bewertung des Momenten-Rotationsverhaltens der Biegeversuche in [Kin1992] ist zu berücksichtigen, dass durch den geringen Abstand zwischen den Lasteinleitungsstellen und dem Auflager (1,1 m) sehr kleine Rotationen ermittelt wurden.

Die Arbeit von DÄUWEL [Däu2001] beinhaltet eine umfangreiche Untersuchung zum Verbundverhalten der Hauptträger von Slim-Floor-Systemen. Aufgrund des kompakten Querschnitts und der verhältnismäßig kleinen Längsschubkräfte ist die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf kammerbetonierte Verbundträger zu überprüfen. Insbesondere bei hochfestem Kammerbeton ist eine deutliche Zunahme der Längsschubkräfte zu erwarten.

Mit Hilfe der Literaturrecherche wurde eine Grundlage zur Beschreibung der Verbundmechanismen zwischen Kammerbeton und Stahlprofil geschaffen. Nach Auswertung der Versuche in der Literatur ergeben sich die folgenden Fragestellungen:

- Rotationsfähigkeit hochfester kammerbetonierter Verbundträger;
- plastische Momententragfähigkeit bei Verwendung hochfester Materialien;
- Verbundmechanismen biegebeanspruchter Verbundträger;
- Einfluss der Imperfektionen des Stahlprofils auf die Verbundfestigkeit;
- Einfluss hochfester Betone auf den Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil;
- Quantifizierung der Abnahme der Verbundfestigkeit infolge Schwinden des Betons;
- Rechnerische Quantifizierung der Versuchsergebnisse mit einem dreidimensionalen, nicht-linearen Finite Elemente Modell.



## 2.6 Entwicklung der europäischen Normung

Häufig werden in einem Bauwerk sowohl Verbundbauteile, als auch Stahlbeton- oder Stahlbauteile eingesetzt. Es ist daher von großer Bedeutung, dass die Regelwerke für die unterschiedlichen Materialien und Bauweisen konsistent sind. Bild 2.31 zeigt die Schnittstellen im Bereich der Materialeigenschaften und den Bemessungsregeln der Normen im Stahlbau, im Verbundbau und im Massivbau.

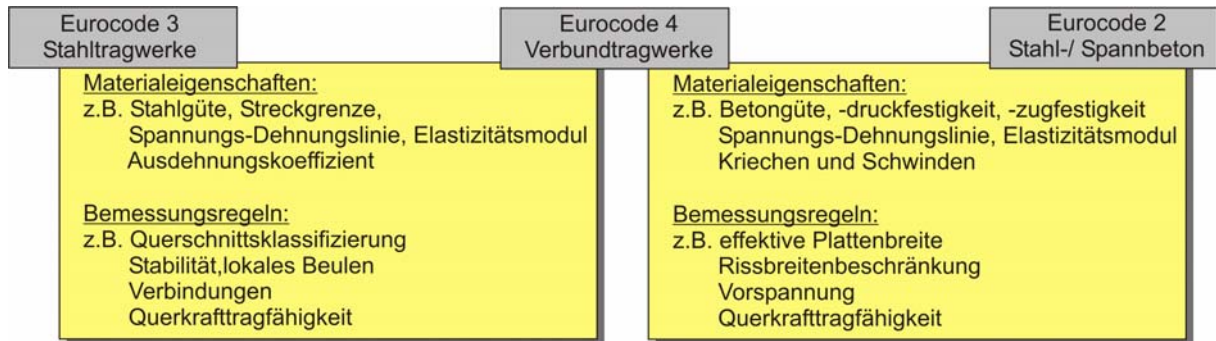


Bild 2.31: Schnittstellen zwischen Eurocode 4 und den Normen des Stahl- und Massivbaus

In den vergangenen Jahren wurde intensiv an der Harmonisierung der Normen auf europäischer Ebene gearbeitet. Das CEN (Commission of the European Communities) hat dabei sowohl die Harmonisierung der Normen zwischen den einzelnen Ländern, als auch die Harmonisierung zwischen unterschiedlichen Baustoffen und Konstruktionsmethoden zum Ziel. Für den Verbundbau ist die Konsistenz zwischen den Regelwerken des Stahl- und Massivbaus von besonderem Interesse.

Der erste Entwurf des Eurocode 4 wurde im Jahr 1987 durch das CEN veröffentlicht. Der Text des Entwurfs ENV1994 [prEN1994a] wurde stark von der Entwicklung des Eurocode 2 und 3 zwischen 1984 und 1992 geprägt. Infolge der andauernden Normungsarbeiten auf nationaler und europäischer Ebene wurden schließlich mehrere Vornormen bis hin zu [prEN1994] veröffentlicht. Mit Veröffentlichung der E DIN 18800-5 im Jahr 1999 wurde in Deutschland die Bemessung von Verbundtragwerken auf der Grundlage eines probabilistischen Sicherheitskonzeptes vorgestellt. Das Mitwirken des Kammerbetons in der Kaltbemessung wurde unter bestimmten Voraussetzungen bereits zugelassen, während im Eurocode 4 aus dem Jahr 1994 der Kammerbeton nicht mit angesetzt werden darf. Als nationales Anwendungsdokument zu ENV1994 regelt die „Richtlinie 104“ [DAST1994] die Bemessung kammerbetonierter Querschnitte. Die Anwendung moderner Baustähle S420 und S460 wurde zunächst in Anhang H des EC4 [And1996] geregelt. In der Fassung [prEN1994] aus dem Jahr 2003 ist die Bemessung kammerbetonierter Profile und Verbundträger für die Stahlfestigkeitsstufen bis S460 und Betongüten bis C60/75 aufgenommen worden.

Die Bemessung und Ausführung von Verbundkonstruktionen kann derzeit auf der Grundlage der nationalen DIN-Normen sowie den Richtlinien für Stahlverbundträger [DIN1993] und den europäischen Regelwerken (Eurocodes) erfolgen. Im letzten Schritt soll Eurocode 4 in Verbindung mit nationalen Kommentaren die Normen und Richtlinien der einzelnen Länder ersetzen. Um die Zeit bis zur Einführung der Eurocodes zu überbrücken wurde in diesem Jahr in Deutschland die DIN V 18800-5 [DIN18800] als Vornorm veröffentlicht.

## 3. Kammerbetonierte Profile – Modellversuche

### 3.1 Untersuchungsziele

Um das Zusammenwirken von hochfestem Kammerbeton und dem Stahlprofil in der Druck- und Zugzone eines Verbundträgers zu untersuchen, wurden Modellversuche durchgeführt. In den Push- und Pull-Out Versuchen werden die Verbundmechanismen zwischen Kammerbeton und Stahlprofil bestimmt. Bei der Verbundsicherung des Kammerbetons treten neben dem Haftverbund und dem reinen Scherkraftwiderstand des Dübels Reibkraftanteile auf, deren Größe und Ursache in der vorliegenden Arbeit systematisch untersucht werden. Anschließend erfolgt die Analyse und Bewertung der experimentellen Ergebnisse anhand systematischer Finite Elemente Untersuchungen in Kapitel 4. Im Einzelnen wird den folgenden Fragestellungen nachgegangen:

- Wie kann der Tragmechanismus von Kopfbolzendübeln in hochfesten kammerbetonierten Stahlprofilen beschrieben werden?
- Wie ist die Verbundsicherung des Kammerbetons mit auf den Steg geschweißten Kopfbolzendübeln in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Duktilität zu bewerten?
- Wie beeinflussen eine Längsdruck- bzw. eine Längszugbeanspruchung des Kammerbetons das Tragverhalten der Kopfbolzendübel und die Scherkraft-Schlupfkurve?
- Lassen sich die Traganteile infolge Haftverbund, der Oberflächenrauigkeit und der Reibung aus der Druckstrebe zwischen dem Dübel und den Flanschen quantifizieren?
- Hat das zeitabhängige Betonverhalten einen Einfluss auf den Abscherwiderstand und die Traganteile infolge Reibung? Lassen sich die Verluste quantifizieren?
- Erfährt der Kammerbeton infolge der Umschnürung durch das Stahlprofil einen mehraxialen Druckspannungszustand?

In Tabelle 3.1 ist die Versuchsmatrix der eigenen Modellversuche dargestellt. Detaillierte Angaben zu den Versuchen und den Messdaten können den Anhängen A5 bis A7 sowie dem DFG-Forschungsbericht [DFG2005] des Institutes für Massivbau entnommen werden.

Versuchsart	Versuchsaufbau	Untersuchungsziel	Variation
Push-Out: Anzahl: 24		Dübelkennlinie / Reibanteil: - Einfluss des Stahlprofils - Einfluss der Geometrie - Einfluss der Längsdruckkraft	- Stahlprofil - Verbundmittel - Betonalter
Push-Out: mit Längsdruck Anzahl: 6			
Pull-Out: mit / ohne Flansche Anzahl: 14		Dübelkennlinien / Reibanteil: - Einfluss der Risse - Einfluss der Flansche - Einfluss der Geometrie - Einfluss des Querdrucks	- Stahlprofil - Verbundmittel - Querdruck
Kriech / Schwind- versuche Anzahl: 6 (in der Anzahl der Push-Out Versuche enthalten)		Schwindmaß: - Schwindverhalten Traglast: - Dübelkennlinie - Einfluss des Betonalters - Einfluss einer Dauerlast	- Stahlprofil - Betonalter - Belastungsdauer
Kompression Anzahl: 12		Spannungs-Dehnungslinie: - Einfluss der Umschnürung	- mit / ohne Profil - mit / ohne Dübel - Bewehrung

Tab. 3.1: Übersicht der Modellversuche zur Untersuchung des Zusammenwirkens von Kammerbeton und Stahlprofil (Anhang A3)

### 3.2 Auswertungsverfahren der eigenen Abscherversuche

In Anhang B von Eurocode 4 [prEN1994] wird zur Bestimmung des Scherkraft-Schlupfverhaltens von Verbundmitteln der Standard-Abscherversuch vorgeschlagen. Das in Kap. 2.4.2 beschriebene vereinfachte Verfahren [prEN1994] zur Bestimmung der charakteristischen Traglast  $P_{Rk}$  und der Verformungsfähigkeit  $\delta_{uk}$  eines Verbundmittels weist die folgenden Schwächen auf:

- (1) Versuchsdurchführung und Auswertung beziehen sich auf den Standard Push-Out Test.
- (2) Aufgrund der Geometrie des Standard Push-Out Versuchskörpers werden nicht alle Dübel gleichmäßig belastet. Im Versuch wird das Versagen durch den schwächsten bzw. am ungünstigsten belasteten Dübel ausgelöst. Sobald dieser abschert, muss die Last auf die übrigen Dübel umgelagert werden und es tritt in der Regel das Versagen aller Dübel ein. Die Geometrie des Versuchskörpers beeinflusst die ermittelte maximale Traglast und den Verlauf der Scherkraft-Schlupfkurve.
- (3) Das Duktilitätskriterium „ $\delta_{uk} \geq 6 \text{ mm}$ “ wurde für die Verbundsicherung des Betongurtes von Verbundträgern mit äquidistanter Dübelanordnung und großer Biegeschlankheit unter Gleichstreckenlast anhand von Parameterstudien und Versuchen [Roi1988] festgelegt. Zur Verbundsicherung des Kammerbetons muss ein neues „Duktilitätskriterium“ festgelegt werden, welches den Anforderungen der Verdübelung des Kammerbetons entspricht.
- (4) Das Verformungsvermögen  $\delta_u$  resultiert aus der elastischen und plastischen Verformung (Bild 3.1). Nach EC4 ergibt sich für die Dübelkennlinien PO1 und PO2 eine identische Duktilität  $\delta_u$ . Zwischen den Begriffen „Duktilität“ und „Verformungsvermögen“ wird in der Norm nicht unterschieden.

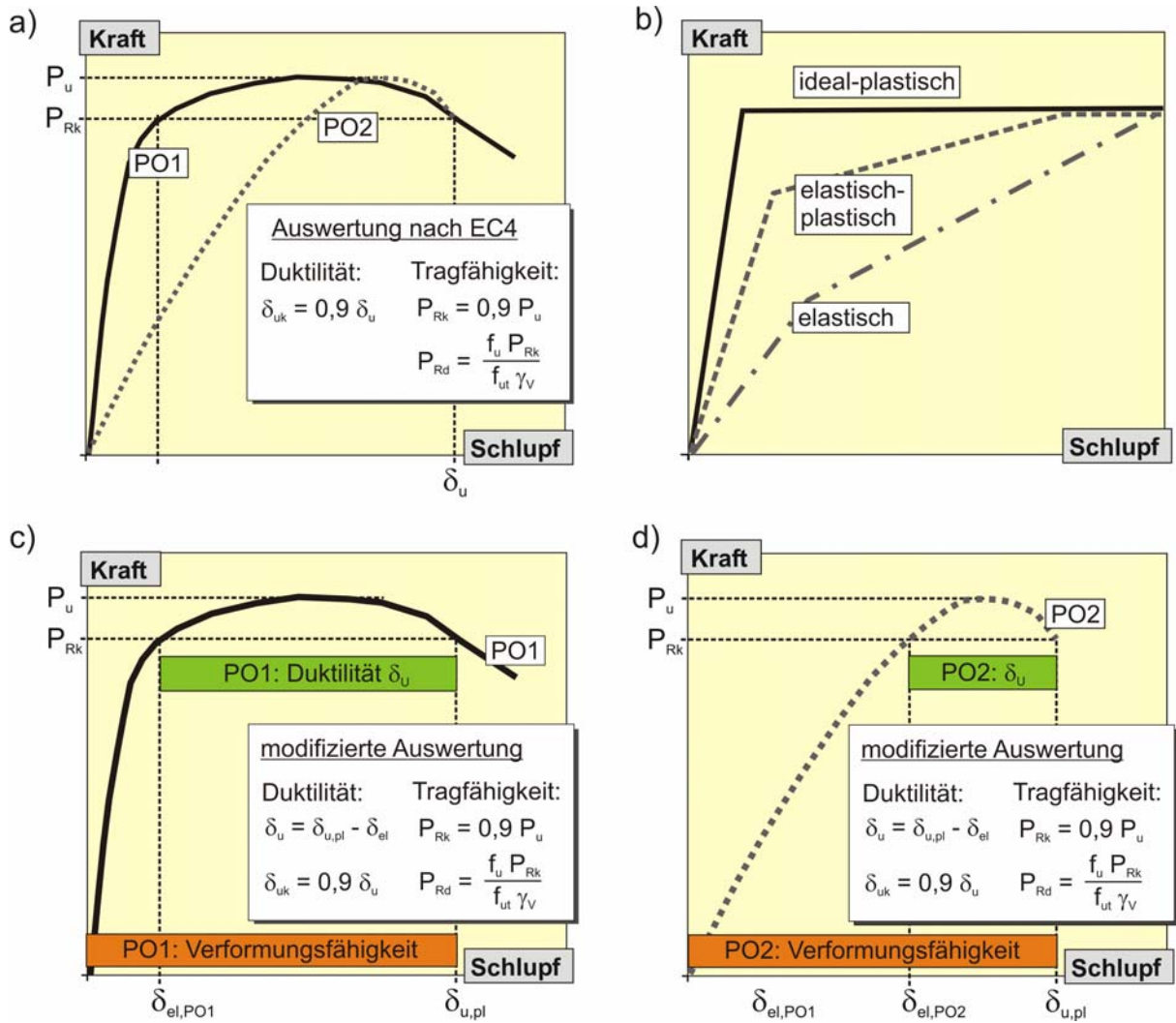
Maßgebend für das Umlagerungsvermögen innerhalb der Verbundfuge ist der plastische Bereich der Dübelkennlinie. Aus diesem Grund wurde das Auswerteverfahren für die eigenen Versuche modifiziert:

- (A) Die Differenz zwischen dem ersten und zweiten Schnittpunkt der Dübelkennlinie mit dem Niveau der charakteristischen Traglast stellt das plastische Verformungsvermögen  $\delta_u$  dar.
- (B) Dieses plastische Verformungsvermögen wird im Folgenden Duktilität genannt.
- (C) Liegt kein zweiter Schnittpunkt der Dübelkennlinie mit dem Niveau der charakteristischen Traglast vor, wird der letzte erfasste Wert vor dem Versagen eingesetzt.
- (D) Durch die Multiplikation des kleinsten Wertes  $\delta_u$  einer Serie mit dem Faktor 0,9 erhält man das charakteristische plastische Verformungsvermögen  $\delta_{uk}$ .

Diese Vorgehensweise stellt sicher, dass der Verlauf der Scherkraft-Schlupfkurve, und nicht nur der maximale Schlupfwert in die Auswertung eingeht. Neben der maximalen Traglast und dem maximalen Schlupf beeinflussen die Anfangssteifigkeit und der Kurvenverlauf das Verbundverhalten zwischen Kammerbeton und Stahlprofil.

Um einen optischen Vergleich der gemessenen Scherkraft-Schlupfkurven zu ermöglichen, wurden bei der Darstellung der Ergebnisse die Hauptgitternetzlinien auf die Maximallast der

jeweiligen Serie angepasst. Detaillierte Angaben zu den Versuchen finden sich im Anhang A4 bis A6 und in [DFG2005].



Anmerkung:  $f_u$  : garantierte Mindestzugfestigkeit;  $f_{ut}$  : Zugfestigkeit der Werkstoffproben

Bild 3.1: Scherkraft-Schlupfbeziehungen der Abscherversuche

- (a) Auswertung von Push-Out Versuchen nach EC4 [prEN1994]
- (b) Klassifizierung der Dübelkennlinien
- (c) modifizierte Auswertung PO1
- (d) modifizierte Auswertung PO2

### 3.3 Werkstoffe

#### 3.3.1 Beton

Der Beton wurde für alle Versuchskörper nach derselben Rezeptur im Labor des Institutes für Massivbau hergestellt (Tab. 3.2). Als Zusatzstoff wurde die Silikasuspension "Elkem Microsilica (SF)" verwendet. Dabei betrug der Gewichtsanteil von Wasser und Silikastaub je 50% in der Suspension. Die Versuchskörper wurden bis zum Versuch innerhalb der Versuchshalle bei ca. 20 Grad Celsius und 50 % relativer Luftfeuchte zusammen mit den Baustoffproben gelagert. Die Würfeldruckfestigkeit  $f_{c,cube}$  wurde jeweils aus mindestens drei Würfelproben (150 mm) ermittelt. Die Mittelwerte der Festigkeiten sind zusammen mit den Versuchsergebnissen in den Tabellen 3.8, 3.11, 3.14, 3.16 und 3.18 angegeben. Die Abweichung zwischen der Mischung des ersten und zweiten Tages betrug maximal 4 %. Der Elastizitätsmodul wurde an Zylindern ( $h/d = 300/150$  mm) ermittelt und lag stets zwischen 37.000 und 41.000 MPa.

Betonrezeptur C80/95		
Zement CEM I 42,5R (Z)		450
Anteil Silikastaub an Suspension (fest)		35
Anteil Wasser an Suspension (flüssig)	[kg/m³]	35
Wasser (W)		103
Fließmittel Multifluid (FM)		13
$w/z = (\text{flüssig} + W + FM) / (Z + \text{fest})$	[-]	0,31
Sand 0-2		625
Kies 2-6	[kg/m³]	787
Kies 8-16		375



Tab. 3.2: Betonrezeptur für alle Abscherversuche und Foto eines Betoniervorganges

#### 3.3.2 Kopfbolzendübel

Die Kopfbolzendübel wurden von der Firma Köster & Co. GmbH [KÖCO] aus kaltverformten Rundstählen des Grundmaterials S235 J2 G2 mit aufgestauchten Köpfen gefertigt und im Hubzündeverfahren mit Keramikring geschweißt [Tri1997]. Nach [DIN32500] und [prEN1994a] werden die in Tabelle 3.3 angegebenen Anforderungen an die Materialkennwerte gestellt. Im hochfesten Beton wird die Traglast im Wesentlichen durch die Zugfestigkeit und die Duktilität durch die Bruchdehnung des Bolzens bestimmt. Da die Materialparameter aufgrund unterschiedlicher Dübellängen und Chargen in den Versuchen variierten, wurde die von der Firma Köster & Co. GmbH ermittelte Zugfestigkeit in der Versuchsauswertung berücksichtigt.

Einen weiteren wichtigen Einflussparameter auf das Tragverhalten stellt die Geometrie des Schweißwulstes dar [Döi2001]. Während in EC4 aus dem Jahr 1994 [prEN 1994a] Mindestabmessungen für den Schweißwulst angegeben wurden, wird im aktuellen Entwurf [prEN1994] auf Anforderungen in [DIN13918] verwiesen (Tab. 3.3 und 3.4). Die Güte der Schweißung und die Schweißwulstgeometrie wurden direkt nach dem Schweißen überprüft. Ein nicht vollständig ausgebildeter Schweißwulst wurde protokolliert, um eine mögliche

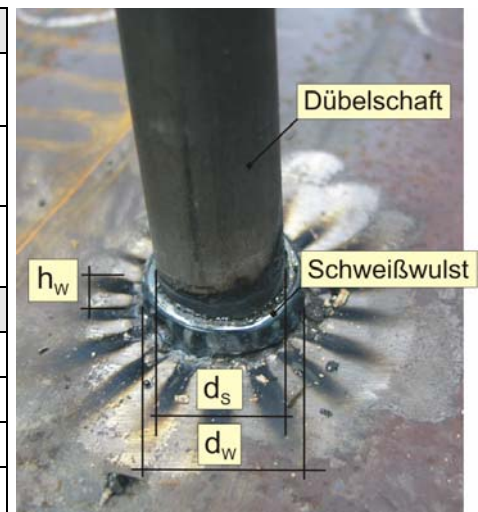


Korrelation mit dem Tragverhalten zu überprüfen. Bei den Modellversuchen und den Versuchsträgern S1 bis S4 sowie H1 bis H4 wurden die Höhe und die Wandstärke der in den Kammern verwendeten Schweißwulste gemessen. Die Ergebnisse der Untersuchung von 346 Bolzenschweißungen sind in Tab. 3.4 dargestellt.

Anforderungen an die Materialeigenschaften				Materialeigenschaften in den eigenen Versuchen		
DIN 13918 (1998)	Zugfestigkeit $R_m$	[MPa]	$\geq 450$	Extremwert	Versuch	$R_e / R_m / (R_m/R_e)$
	Streckgrenze $R_e$		$\geq 350$	max $R_e$	PO II bzw. POT II	565 / 585 / 1,04
	Bruchdehnung A	[%]	$\geq 15$	max $R_m$	PO II bzw. POT II	565 / 585 / 1,04
prEN 1994 (2004)	Verweis auf DIN 13918			min $R_e$	POT 3 bzw. POT III	477 / 552 / 1,15
				min $R_m$	POT III	500 / 514 / 1,03
				max $(R_m/R_e)$	POT 3 bzw. POT III	477 / 552 / 1,15

Tab. 3.3: Anforderungen an die Materialeigenschaften für Kopfbolzendübel und Materialeigenschaften in den eigenen Versuchen

Empfohlene Abmessungen des Schweißwulstes		
	Wulsthöhe ( $h_w$ )	Wulstdurchmesser ( $d_w$ )
prEN 1994 (1994)	$h_{w,mittel} \geq 0,2 \cdot d_s = 3,8\text{mm}$ $h_{w,min} \geq 0,15 \cdot d_s = 2,9\text{mm}$	$d_w \geq 1,25 \cdot d_s = 23,8\text{mm}$
DIN 13918 (1998)	$h_w \geq 6,0\text{mm}$	$d_w \geq 23,0\text{mm}$
Untersuchung der Geometrie von 346 Kopfbolzendübeln $\varnothing 19\text{mm}$		
gleichmäßiger, geschlossener Schweißwulst, $h_w > 5\text{mm}$	30 %	
gleichmäßiger, geschlossener Schweißwulst, $3 < h_w < 5\text{mm}$	35 %	
ungleichmäßiger, geschlossener Schweißwulst, $h_w < 5\text{mm}$	29 %	
ungleichmäßiger, nicht geschlossener Schweißwulst	6 %	



Tab. 3.4: Empfohlene Schweißwulstgeometrie und Abmessungen in den eigenen Versuchen mit Kopfbolzendübeln  $\varnothing 19\text{ mm}$

### 3.4 Herstellung der Versuchskörper und Versuchsablauf

Die Versuche wurden mit walzrauen Stahlprofilen durchgeführt. Vor dem Betonieren wurden die Stahlflächen mit einer Drahtbürste von Flugrost befreit, sodass die Oberfläche als „mill scale“ [Roe1985] bezeichnet werden kann. Die Profile wurden liegend an zwei aufeinander folgenden Tagen betoniert. Aufgrund des schnellen Erhärtungsverlaufs des hochfesten Betons wurden bereits nach wenigen Tagen gleiche Betonfestigkeiten für die beiden Kammern erzielt. Der Beton wurde mit einer Schaufel eingefüllt und mit einem Flaschenrüttler verdichtet. Nach dem Betonieren wurden die Prüfkörper zwei bis drei Tage durch Abdecken mit feuchten Tüchern und Folie nachbehandelt. Bei den Versuchen mit Erfassung des zeitabhängigen Betonverhaltens wurden die Temperatur und die Luftfeuchtigkeit in regelmäßigen Zeitintervallen dokumentiert.

Wie in [prEN1994] für den Standard Push-Out Test gefordert, wurden in den eigenen Versuchen zur Schwächung des Haftverbundes 25 Lastwechsel mit einer Oberlast von 40 % und einer Unterlast von 5 % der erwarteten Bruchlast durchgeführt. Anschließend wurde die Last bis zum Erreichen des plastischen Bereichs der Last-Schlupfkurve mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit erhöht. Im plastischen Bereich wurde vom Maschinisten eine weggeregelte Belastung von ca. 0,01 mm/s manuell gefahren. Dies entspricht bei einer Relativverschiebung von 9 mm einer Versuchsdauer im Anschluss an die Vorbelastung von 15 Minuten.

Um den Einfluss von Imperfektionen erfassen zu können, wurden die Stahlprofile vor dem Versuch vermessen. Ein ungleichmäßiger Flanschabstand beeinflusst den Verlauf und die Größe der Reibkräfte in der Fuge zwischen Kammerbeton und Flansch (vgl. Kap. 4.6.3). Weist das Stahlprofil eine „Trichterform“ auf (Tab. 3.5), werden im Abscherversuch zusätzliche Reibkräfte infolge der Druckspannungen zwischen dem Kammerbeton und dem Stahlprofil erzeugt. Bei einer „negativen“ Trichterform treten nur Reibkräfte infolge der Spaltzugkräfte aus der Scherkrafteinleitung der Dübel auf.

Versuch	Imperfektion Kammer (A)	Imperfektion Kammer (B)	Push-Out Versuch		Pull-Out Versuch	
PO I 5	- 1,2 mm	- 0,0 mm	Trichterform	negative Trichterform	Trichterform	negative Trichterform
PO I 6	+ 1,0 mm	+ 0,0 mm				
PO I 7	+ 2,0 mm	+ 0,8 mm				
PO I 8	+ 0,5 mm	+ 0,5 mm				
PO II 3	- 1,0 mm	- 1,0 mm				
PO II 4	- 2,0 mm	- 0,0 mm				
PO II 1	-2,0 mm	+ 1,0 mm				
PO II 2	- 1,0 mm	- 1,0 mm				
PO III 1	+0,5 mm	-3,0 mm				

Anmerkung: „+“ Trichterform  
 „-“ negative Trichterform

Tab. 3.5: Versuche mit Imperfektion des Flanschabstandes



### 3.5 Push-Out Versuche

#### 3.5.1 Versuchsbeschreibung

Die Scherkraft-Schlupfkurve der Verbundmittel wird im Push-Out Versuch bestimmt. Dazu wird der Stahlträger relativ zum Kammerbeton verschoben, sodass die Verbundmittel eine Scherbeanspruchung erfahren. Der Schlupf zwischen Kammerbeton und Stahlträger wurde mit vier Wegaufnehmern (S1 bis S4) gemessen. Ein mögliches Klaffen der Fuge zwischen dem Kammerbeton und dem Steg des Stahlprofils wurde mit zwei weiteren Wegaufnehmern (K1, K2) am Fuß des Versuchskörpers kontrolliert. Zur Kalibrierung der numerischen Simulationen wurden in ausgewählten Versuchen (Bild 3.5) die Dehnung des Steges und der Bügel in Querrichtung sowie die Betondruckspannung vor dem Schweißwulst des Kopfbolzendübels gemessen. Das Foto in Bild 3.2 zeigt einen Versuchskörper mit Messraster zur Messung der Betondehnung in Längs- und Querrichtung.

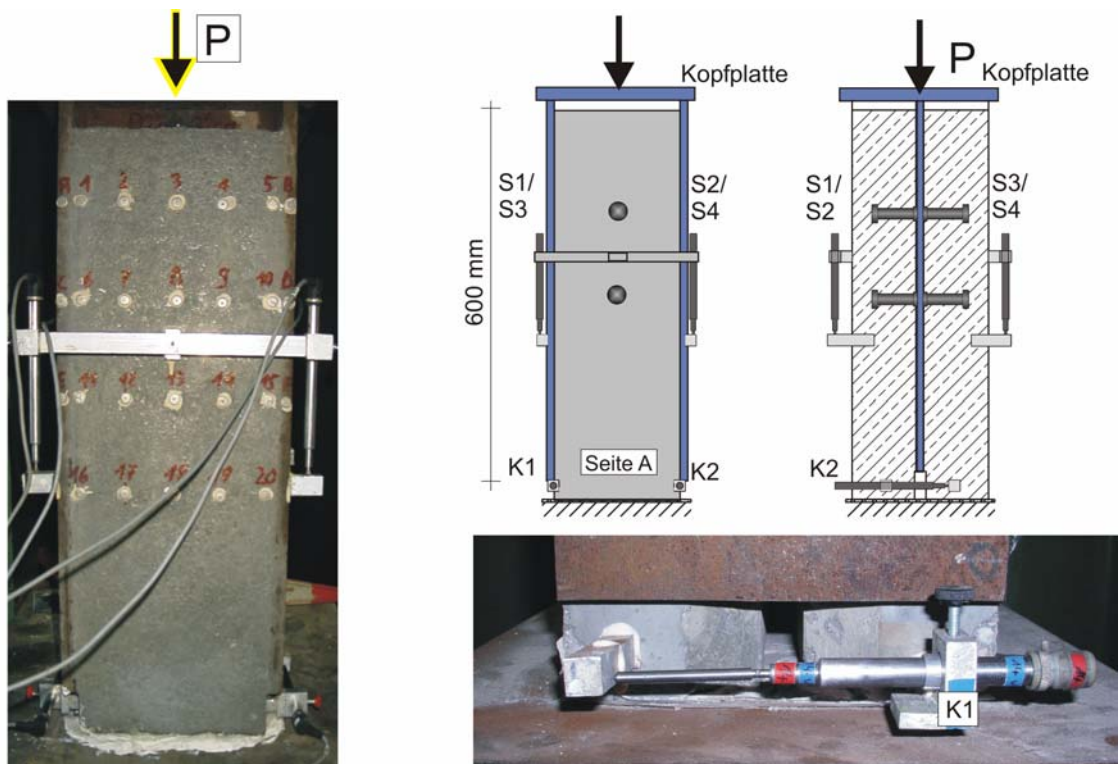
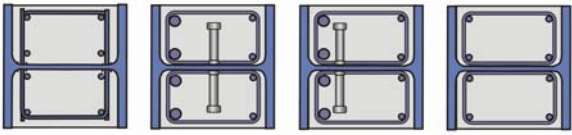
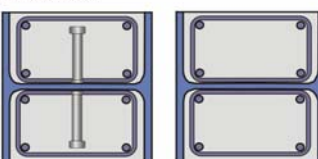



Bild 3.2: Push-Out Versuchskörper (PO) und Anordnung der Messtechnik

Die Versuchsmatrix mit den wichtigsten Versuchsparametern der Push-Out Versuche (PO) ist in Tabelle 3.6 dargestellt. Zur Bezeichnung der Push-Out Versuchskörper wurde folgender Schlüssel verwendet: PO I 1 = Test-Setup (PO = Push-Out Test); Profil (I: HEB240, II: HEA300, III: IPE500); laufende Nummer. Die Versuche mit Stegblechen (ohne Flansche) wurden mit arabischen Ziffern benannt. Im Versuch PO I 1 und I 2 wurden Steckbügel durch Bohrungen im Steg angeordnet. Die Versuche PO I 8, II 5 bis II 9 und III 1 bis III 3 dienen der Untersuchung des Einflusses eines hohen Betonalters. Der reine Haft- und Reibverbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil ohne Verbundmittel wurde mit den Versuchen PO I 7 und II 3, II 4 überprüft.

Name	Betonalter <sup>3)</sup>	Profil	Verbundmittel je Kammer	Name	Betonalter <sup>3)</sup>	Profil	Verbundmittel je Kammer
	[ d ]				[ d ]		
Push-Out Versuche, Profil HEB240 <sup>1)</sup>				Push-Out Versuche, Profil HEA300 <sup>1)</sup>			
PO I 1	35	HEB240	4 Steckbgl. $\varnothing 10$	PO II 1	13	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
PO I 2	14	HEB240	4 Steckbgl. $\varnothing 10$	PO II 2	13	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
PO I 3	31	HEB240	2 KBD $\varnothing 19/80$	PO II 3	14	HEA300	keine
PO I 4	15	HEB240	2 KBD $\varnothing 19/80$	PO II 4	14	HEA300	keine
PO I 5	15	HEB240	2 KBD $\varnothing 19/80$	PO II 5	98	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
PO I 6	16	HEB240	2 $\varnothing 19/80$ exz.	PO II 6	98	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
PO I 7	31	HEB240	keine	PO II 7	416	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
PO I 8	155	HEB240	2 KBD $\varnothing 19/80$	PO II 8	417	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
HEB240: 				PO II 9	417	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
HEA300: 				PO II 10 <sup>2)</sup>	14	HEA300	2 KBD $\varnothing 22/120$
IPE500: 				Push-Out Versuche, Profil IPE500 <sup>1)</sup>			
				PO III 1	104	IPE500	2KBD $\varnothing 19/80$
				PO III 2	104	IPE500	2KBD $\varnothing 19/80$
				PO III 3	105	IPE500	2KBD $\varnothing 19/80$
				PO III 4	12	IPE500	2KBD $\varnothing 19/80$
				PO III 5	12	IPE500	2KBD $\varnothing 19/80$
				PO III 6	13	IPE500	2KBD $\varnothing 19/80$

<sup>1)</sup> Rezeptur C80/95 (Anhang A4)

<sup>2)</sup> Rezeptur C25/30 [UNION]

<sup>3)</sup> Betonalter der jüngeren Kammer

Tab. 3.6: Versuchsmatrix der Push-Out Versuche mit kammerbetonierten Stahlprofilen

### 3.5.2 Versuchsergebnisse

Die mit acht Steckbügeln  $\varnothing 10$  mm als Verbundmittel ausgebildeten Versuchskörper PO I 1 und 2 erreichten mit  $P_u = 1739$  und  $1731$  kN nahezu die gleiche Bruchlast. Auch die Werte des zugehörigen Schlupfes wichen nur wenig voneinander ab. Die Scherkraft-Schlupfcurve weist einen nahezu bi-linearen Verlauf auf und es ist kein ausgeprägter plastischer Bereich vorhanden. Das Versagen der Bügel erfolgte sukzessive, wie an dem treppenförmigen Verlauf des abfallenden Astes im Scherkraft-Schlupf Diagramm (Bild 3.3) zu erkennen ist.

Im Vergleich zu den mit Steckbügeln bewehrten Versuchskörpern wiesen die Abscherversuche mit Kopfbolzendübeln ein ausgeprägtes plastisches Verhalten auf (Bild 3.4 und 3.5). Der maximale Schlupf war jedoch im Vergleich zu den Versuchen mit normalfestem Beton deutlich kleiner [Roi1983].

In allen Versuchen bildete sich vor dem Schweißwulst der in [Döi2001] beschriebene, für hochfesten Beton charakteristische Betonkeil aus. Während des Abscherens der Dübel wurde der Betonkörper über den Betonkeil aus der Kammer herausgedrückt. Aufgrund der kleinen Lastausmitte erfuhren die Kopfbolzendübel eine nahezu reine Scherbeanspruchung. Dies bestätigen auch die Bruchbilder der Bolzen. In mehreren Versuchen scherten der Schaft und der Schweißwulst in der Fuge zwischen Stahlsteg und Kammerbeton ab (Bild 3.4). In einigen Versuchen trat ein sukzessives Versagen der Dübel auf. Dies ist am treppenförmigen Verlauf

der Kraft-Schlupfcurven zu erkennen (z.B. PO I 4, PO II 7, PO III 1, 2, 3, 4, 6). In allen anderen Versuchen versagten die Dübel nahezu zeitgleich.

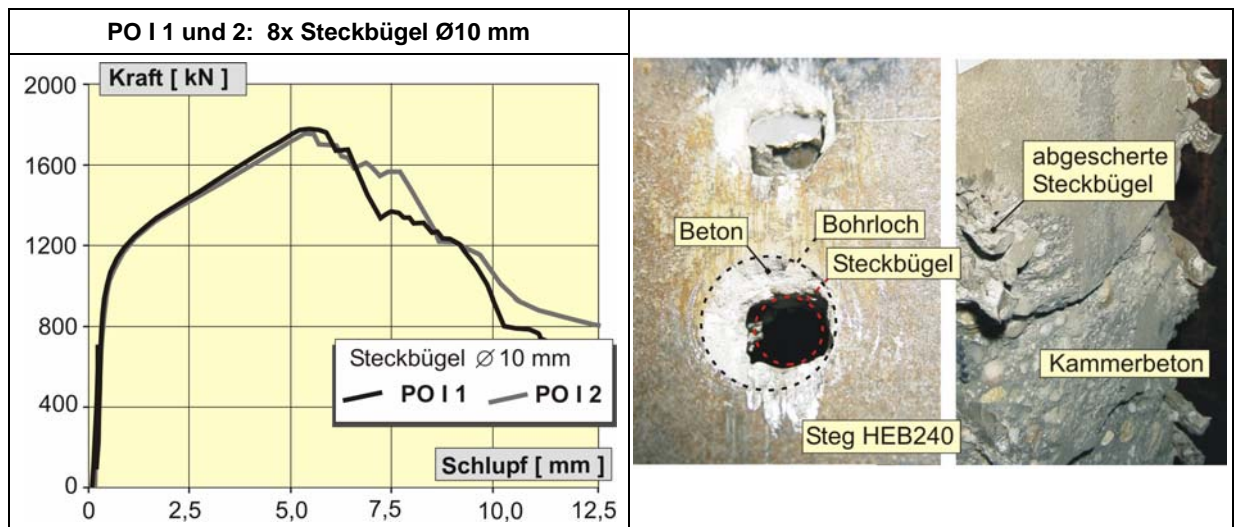


Bild 3.3: Scherkraft-Schlupfcurven der Push-Out Versuche mit Steckbügeln und HEB240 Profil

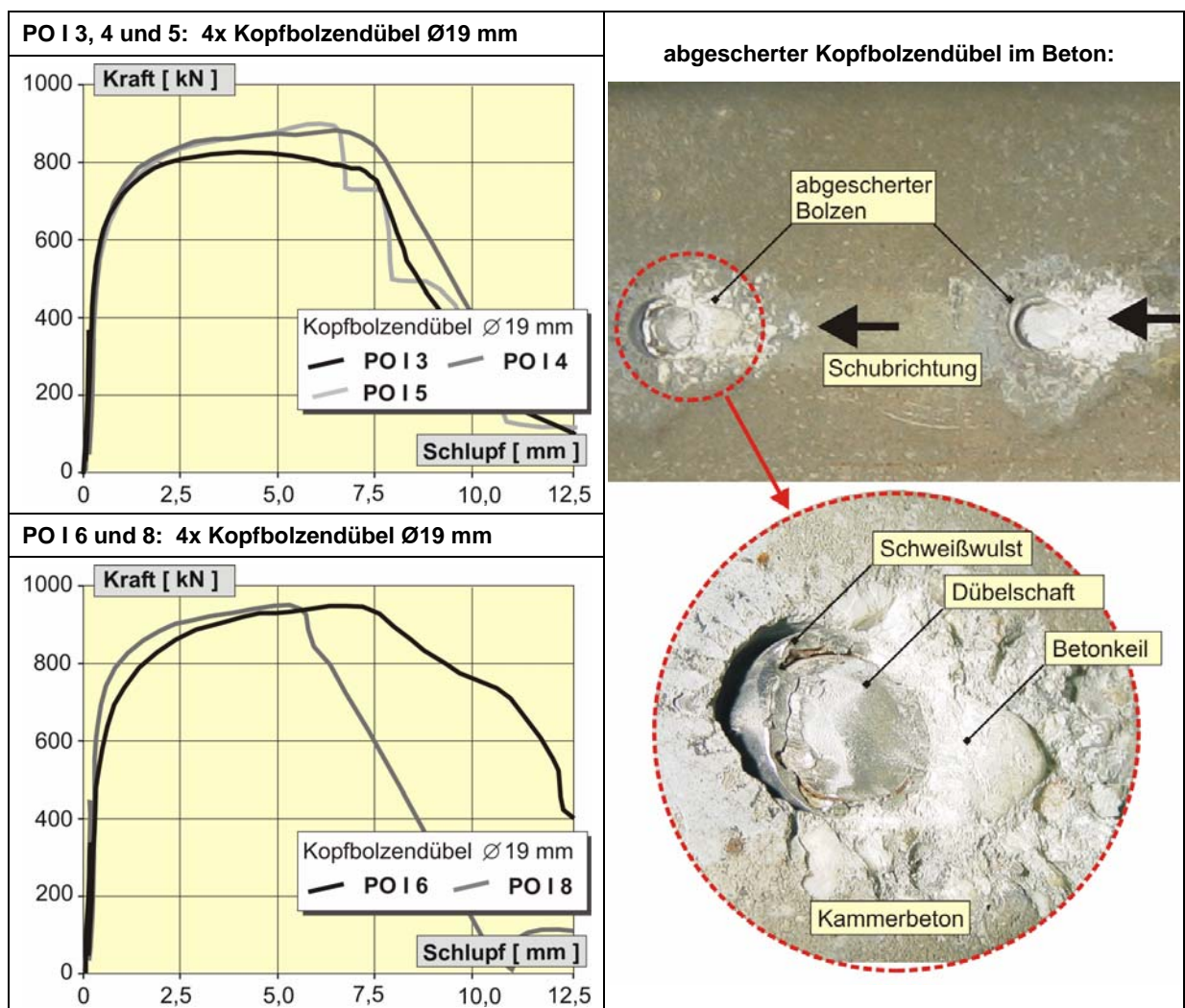


Bild 3.4: Scherkraft-Schlupfcurven der Push-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln und HEB240 Profil



Die mittlere Traglast der Versuchskörper PO II 1 und 2 (HEA300 Profil) betrug 966 kN. Die mit einem Betonalter von 100 Tagen deutlich älteren Versuchskörper PO II 5 und 6 erreichten mit 904 kN eine vergleichsweise geringe Traglast und versagten deutlich spröder.

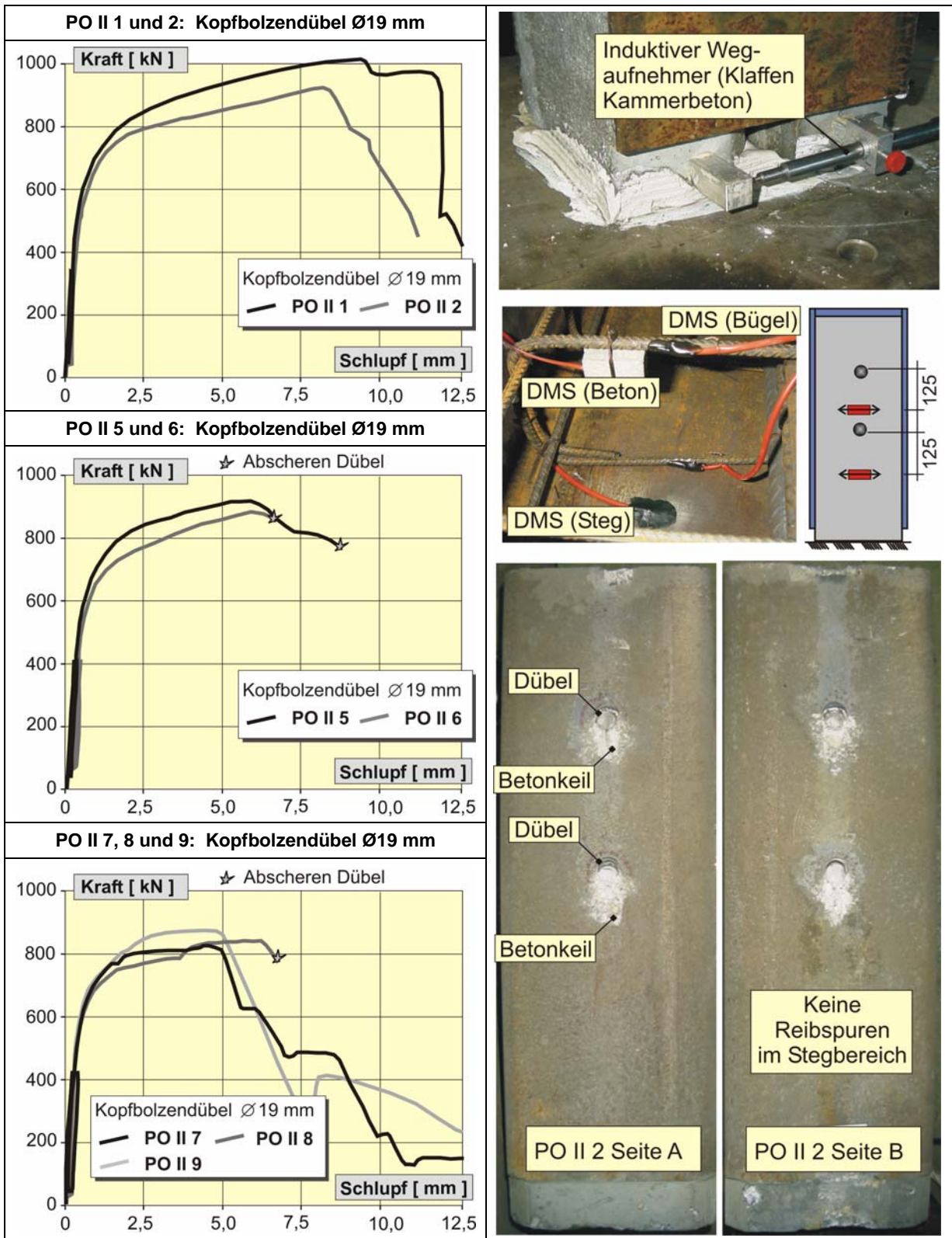


Bild 3.5: Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln und HEA300 Profil

In der Versuchsserie PO II wurde zusätzlich die Dehnung des Steges quer zur Belastungsrichtung gemessen (Bild 3.5). Im Bruchzustand wurde ein Maximalwert von 0,9 ‰ und unter

Gebrauchslasten von 0,5 ‰ erreicht. Die Querdehnung im Bereich unterhalb der Dübel ist ein Maß für die zwischen Kammerbeton und Stahlflansch auftretenden Spreizkräfte.

Die Versuchskörper mit einem Betonalter von mehr als 100 Tagen (PO II 5, 6, 7, 8 und 9 sowie PO III 1, 2 und 3) wiesen eine reduzierte Duktilität und eine verminderte Tragfähigkeit auf (Bild 3.6). Infolge des Schwindens des Betons war der Reibkraftanteil deutlich kleiner. Beim Versuch PO III 6 wurde die Kraft aufgrund eines schiefen Betonfußes ungleichmäßig in den Betonkörper eingeleitet. Dies begründet das frühzeitige Versagen der stärker beanspruchten Kammer.

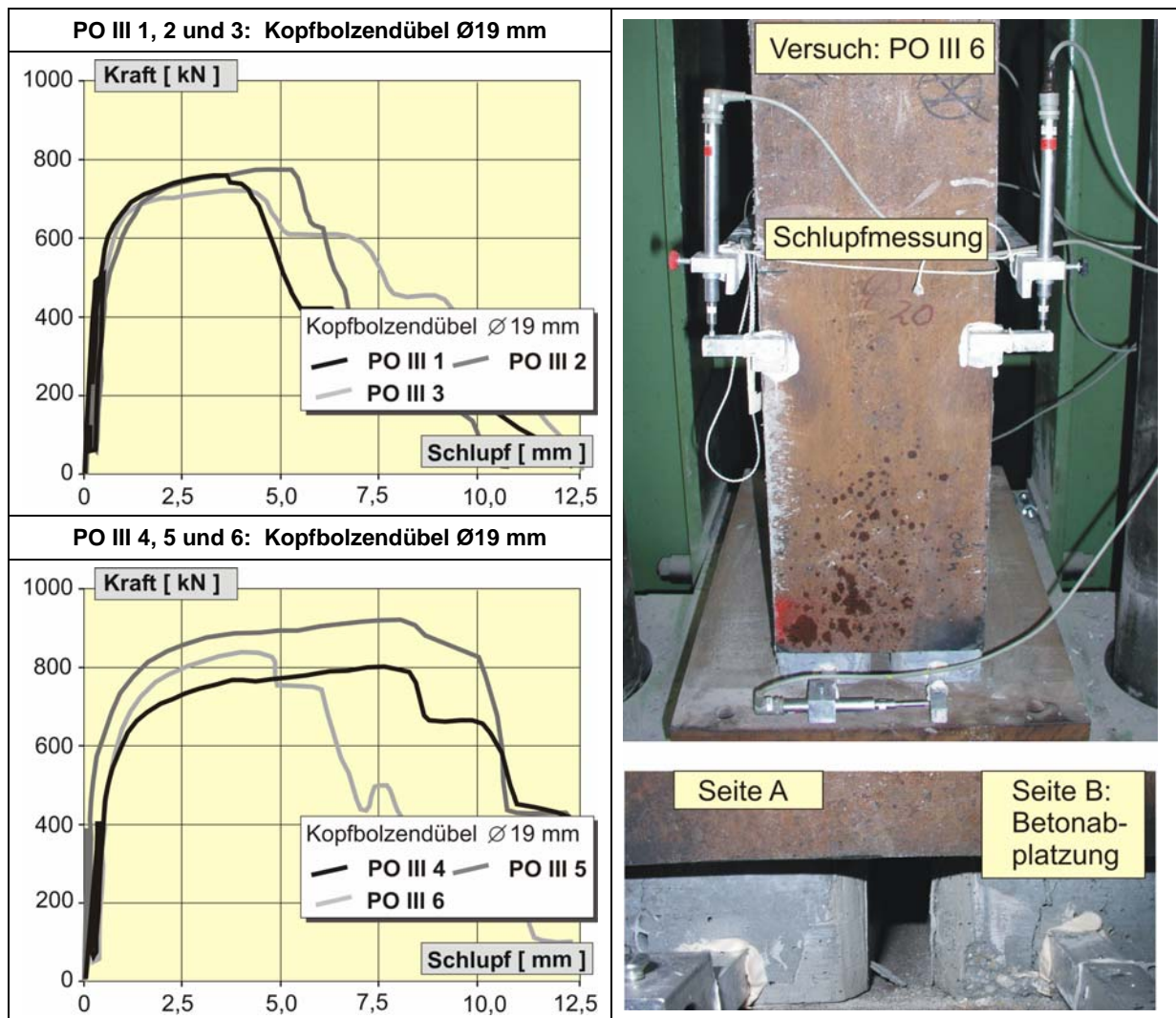
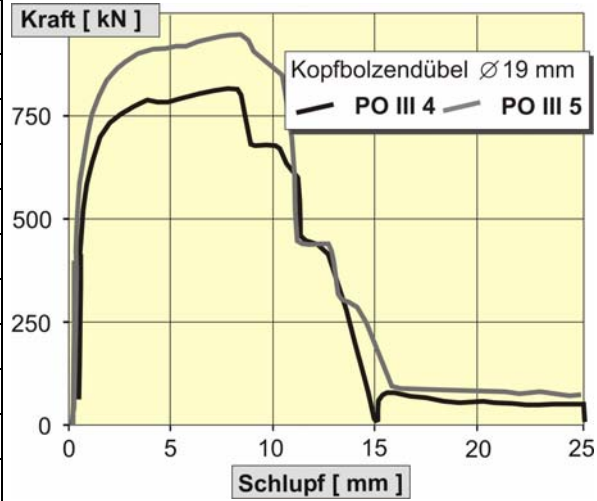


Bild 3.6: Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln und IPE500 Profil

Nach dem Versagen der Dübel wurde die Resttragfähigkeit infolge Reibung zwischen dem Beton und dem Stahlprofil bestimmt. Hierzu wurde der Versuchskörper erneut belastet und der Scherkraft-Schlupfverlauf aufgezeichnet (Tab. 3.7). Die aufnehmbare Kraft variierte zwischen 15 kN und 204 kN. Versuchskörper mit einer Trichterform des Stahlprofils (vgl. Tab. 3.5) wiesen eine hohe Resttragfähigkeit auf (z.B. PO I 7), während Versuchskörper mit einer negativen Trichterform eine geringere Resttragfähigkeit erzielten (z.B. PO I 5, PO II 3).



Test	P <sub>Reibung</sub> [kN]	Bemerkung
PO I 1, 2	158, n.b.	Steckbügel
PO I 3, 4, 5	66, 52, 20	KBD
PO I 6, 8	136, 126	KBD
PO II 1, 2	191, 204	KBD
PO II 5, 6	n.b., n.b.	KBD
PO II 7, 8, 9	107, 153, 145	KBD
PO III 1, 2, 3	26, 41, 15	KBD
PO III 4, 5, 6	54, 73, 97	KBD
PO I 7	389	ohne Verbundmittel
PO II 3, 4	121, 89	ohne Verbundmittel



Tab. 3.7: Resttragfähigkeiten infolge Reibung nach dem Abscheren der Dübel

Die Traglasten der Versuchskörper PO I 7 sowie PO II 3 und 4 (ohne Verbundmittel) variierten stark. Während bei den HEA300 Profilen Traglasten zwischen 89 und 121 kN erreicht wurden, betrug die Traglast beim PO I 7 aufgrund der trichterförmigen Imperfektion des Stahlprofils 389 kN. Das Entfernen des Betons aus den Kammern war hier nur mit großem Aufwand und der Zerstörung des Betons möglich (Bild 3.7). Aufgrund der negativen Trichterform war die Traglast im Versuch PO II 3 sehr gering. Lediglich der Versuch PO II 4 wies den für einen Versuchskörper ohne Verbundmittel erwarteten Verlauf der Scherkraft-Schlupf-kurve auf. Nach Überschreiten des Haftverbundes (0,34 MPa bezogen auf die Flanschfläche) war ein geringfügiger Rückgang der aufnehmbaren Scherkraft zu beobachten, bis sich die Kurve einem konstanten Gleitreibungswiderstand (0,27 MPa) annäherte.

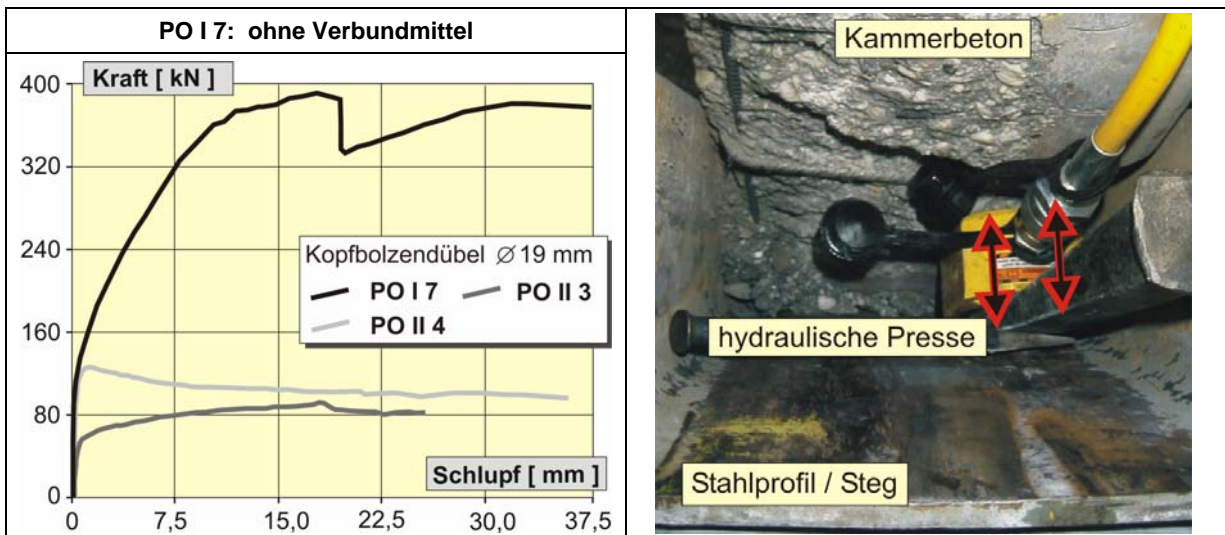


Bild 3.7: Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche ohne Verbundmittel, HEB240 Profil (PO I) und HEA300 Profil (PO II)

Der Versuchskörper mit normalfestem Beton und Kopfbolzendübeln Ø 22 mm wies nach den Lastwechseln im Vergleich zu den Versuchen PO II 7 bis PO II 9 eine geringere Steifigkeit auf. Nach dem Erreichen der Bruchlast von 980 kN bei einem Schlupf von 9,3 mm schloß sich ein instabiler plastischer Ast an (Bild 3.8). Der Versuch wurde bei einem Schlupf von ca.

20 mm abgebrochen. Aufgrund der Zerstörung des Betons im Bereich der Dübel wurden diese nicht abgeschert.

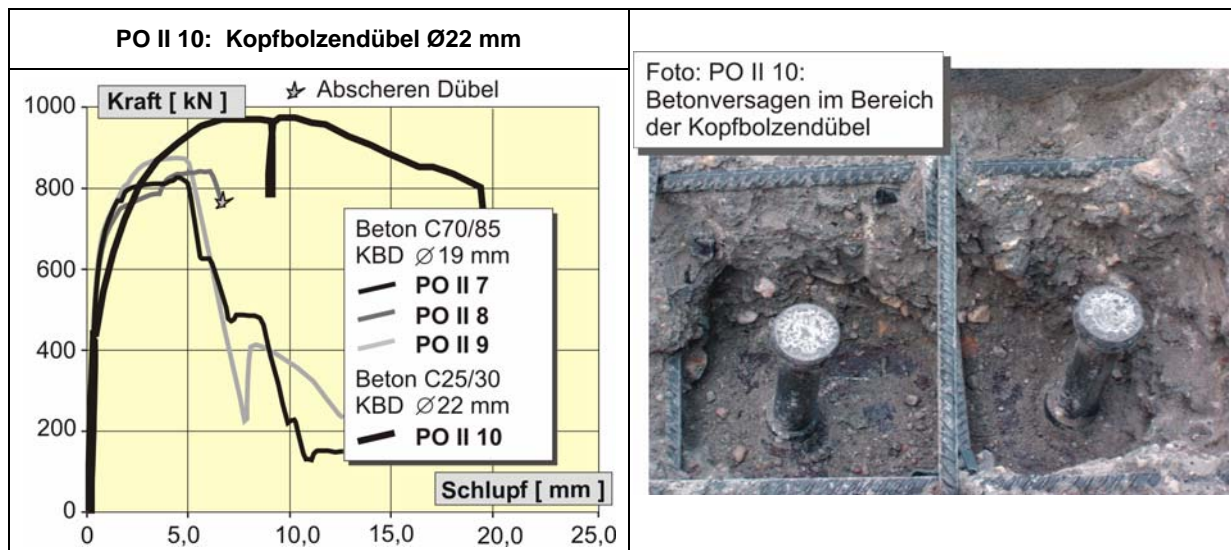


Bild 3.8: Scherkraft-Schlupfkurven des Push-Out Versuchs mit Kopfbolzendübeln Ø22 mm, HEA300 Profil und Beton C30/37

In Tabelle 3.8 sind die Ergebnisse der PO Versuche der Serien I (HEB240), II (HEA300) und III (IPE500) dargestellt. Zur Bestimmung der charakteristischen Traglast  $P_{Rk}$  und der charakteristischen Verformung  $\delta_{uk}$  wurde das in Kap. 3.2 beschriebene „modifizierte“ Verfahren angewandt. Zusätzlich wurden die charakteristische Dübeltragfähigkeit und die Duktilität für eine 5 %-Fraktile nach EC0, Anhang D [prEN1990] ermittelt.

Anhand der Versuchsergebnisse (Tab. 3.8) lassen sich die folgenden Aussagen ableiten:

- Die Traglaststeigerung infolge Reibung betrug gegenüber der für die jeweiligen Materialkennwerte berechneten charakteristischen Traglast  $P_{calc}$  [Döi2001] im Mittel 53 % (HEB240), 55 % (HEA300) bzw. 43 % (IPE500). Auffällig sind die deutlich kleineren Reibanteile der Versuche mit IPE500 Profilen und einem Betonalter von mehr als 100 Tagen.
- Eine exzentrische Bolzenanordnung sowie die Art der Längs- und Bügelbewehrung beeinflussten das Scherkraft-Schlupfverhalten nicht.
- Bei den Versuchen mit Steckbügeln betrug der Reibanteil unter der Annahme einer reinen Abscherbeanspruchung und Ansatz der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahl von  $f_u = 636$  MPa lediglich 8 %. Die rechnerische Reibkraft lag mit 152 kN in Größenordnung von Versuchen ohne Verbundmittel (vgl. Bild 3.7).
- Die kammerbetonierten Profile ohne Verbundmittel wiesen in Abhängigkeit von der Zu- oder Abnahme des Flanschabstandes in Belastungsrichtung (Trichterform) große Streuungen in der auf die Flanschfläche bezogenen Verbundspannung auf. Die Reibverbundspannung variierte von 0,25 bis 1,35 MPa.
- Im Versuch mit Kopfbolzendübeln Ø 22 mm und normalfestem Beton wurde ein deutlich duktilerer Verlauf der Scherkraft-Schlupfkurve erzielt. Die Versuchsergebnisse in [Roi1983] für Kopfbolzendübel Ø 22 mm und normalfesten Beton C30/37 wurden damit bestätigt. Ein Abschieren der Dübel fand im eigenen Versuch nicht statt.

Name	VM	Betonalter	$f_{c,cube}$	$f_{u,KBD}$	$P_{max}$	$\delta_{P,max}$	$P_{Rk}$	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	$P_{calc}$	$P_{max}/P_m$	$P_{max}/P_{calc}$	prEN1990	
													$P_{Rk}$	$\delta_{uk}$
PO	[mm]	[d]	[MPa]		[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	$0,9 \delta_u$		[-]		[kN]	[mm]
HEB240														
PO I 1	Bgl.	35	104	636	217	5,3	194	3,57	3,1	200	-	1,09	-	-
PO I 2	Ø10	14	88	636	216	5,3		3,42		200	-	1,09		
PO I 3	KBD Ø19	31	108	555	203	4,0	183	6,29	4,9	149	1,34	1,37	191	3,9
PO I 4		15	90	555	219	6,3		6,63		146	1,45	1,49		
PO I 5		15	90	555	226	6,0		5,42		146	1,50	1,54		
PO I 6		16	93	555	239	7,0	215	6,36	5,7	147	1,58	1,63		
PO I 8		155	111	555	241	5,0	217	4,4	4,0	149	1,60	1,62		
HEA300														
PO II 1	KBD Ø19	13	86	552	251	8,7	208	9,20	4,6	146	1,66	1,72	203	2,1
PO II 2		13	86	552	231	7,9		5,10		146	1,53	1,59		
PO II 5		98	106	585	231	5,6	199	7,00	3,2	156	1,53	1,48		
PO II 6		98	106	585	221	6,3		3,60		156	1,46	1,42		
PO II 7		416	112	575	203	4,4	183	3,94	2,17*	154	1,34	1,32	(163) *	(1,1) *
PO II 8		417	112	575	210	5,7		5,06		154	1,39	1,36		
PO II 9		417	112	575	214	4,3		2,41*		154	1,42	1,39		
PO II 10	Ø22	14	31	516	245	9,3	221	11,3	10,17	121 <sup>2)</sup>	-	2,03	-	-
IPE500														
PO III 1	KBD Ø19	104	107	514	188	3,7	162	3,84	3,4	139	1,25	1,36	1-3:	1-3:
PO III 2		105	107	514	196	4,7		4,27		139	1,30	1,41		
PO III 3		105	107	514	180	4,2		3,80		139	1,19	1,30	164	2,3
PO III 4		12	96	537	200	7,9	180	6,71	6,0	143	1,32	1,39		
PO III 5		12	96	537	233	8,1		9,52		143	1,54	1,63	165	2,1
PO III 6		13	96	537	211	4,0		4,79 <sup>1)</sup>		143	1,39	1,47		

Erläuterung:

- VM Verbundmittel: Bgl. = Steckbügel; KBD = Kopfbolzendübel
- Betonalter Betonalter der am 2. Betoniertag betonierten Kammer am Versuchstag
- $f_{c,cube}$  Betondruckfestigkeit, ermittelt am 150 mm Würfel (Anhang A3)
- $f_{u,KBD}$  Zugfestigkeit des Kopfbolzendübels bzw. der Steckbügel (Anhang A3)
- $P_{max}$  maximale Scherkraft je KBD bzw. Steckbügel im Versuch
- $\delta_{P,max}$  Schlupf zum Zeitpunkt der maximalen Scherkraft
- $P_{Rk}$  charakteristische Scherkraft =  $0,9 * P_{max}$
- $\delta_u$  Schlupf beim Wiedererreichen des Scherkraftniveaus  $P_{Rk}$
- $\delta_{uk}$  charakteristischer Schlupf =  $0,9 * \min(\delta_u)$
- $P_{calc}$  rechnerische Dübeltraglast nach [Döi2001] in Abhängigkeit von  $f_{u,KBD}$  und  $f_{c,cube}$  (Fraktilwert)
- $P_m$  mittlere Dübeltraglast im Push-Out Standard Test, KBD Ø19: 151 kN, Ø22: 202 kN [Döi2001]
- 1) unsymmetrische Belastung der Kammern Seite A und B
- 2) rechnerische Dübeltragfähigkeit für Betonversagen nach [prEN1994]

Tab. 3.8: Versuchsergebnisse und Auswertung der Push-Out Versuche

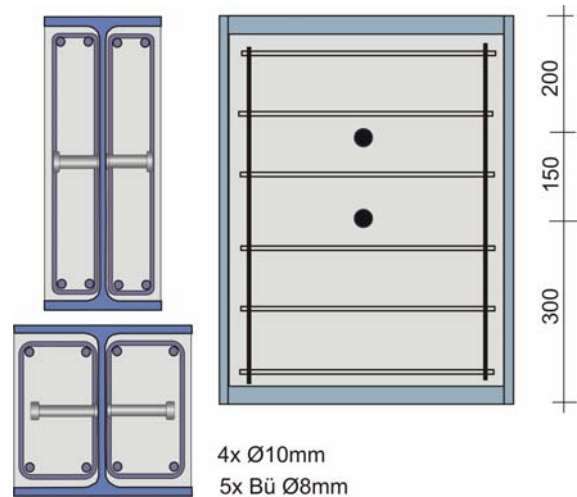


### 3.6 Push-Out Versuche mit Längsdruck

#### 3.6.1 Versuchsbeschreibung

Die „Push-Out Versuche mit Längsdruck“ (POCT) stellen das Dübeltragverhalten im Kammerbeton unter negativer Momentenbeanspruchung dar. In diesem Fall erfährt der Kammerbeton eine (Biege-) Druckbeanspruchung. Die Versuchskörpergeometrie und die Anordnung der Kopfbolzendübel entsprachen den Push-Out Versuchen (Tab. 3.9).

Name	Betonalter <sup>2)</sup>	Profil	Verbundmittel je Kammer
	[ d ]		
Push-Out Versuche mit Längsdruck, Profil: HEA300			
POCT II 1	18	HEA300	2 KBD ø19/120
POCT II 2	19	HEA300	2 KBD ø19/120
POCT II 3	20	HEA300	2 KBD ø19/120
Push-Out Versuche mit Längsdruck, Profil IPE500			
POCT III1	21	IPE500	2 KBD ø19/80
POCT III2	22	IPE500	2 KBD ø19/80
POCT III3	25	IPE500	2 KBD ø19/80



<sup>1)</sup> Rezeptur C80/95 (Anhang A4)

<sup>2)</sup> Betonalter der jüngeren Kammer

Tab. 3.9: Versuchsmatrix der Push-Out Versuche mit Längsdruck mit kammerbetonierten Stahlprofilen

In den Versuchen wurde eine Längsdruckkraft  $P_C$  auf den Betonkörper aufgebracht und über angeschweißte Konsolen eine Scherkraft  $P_S$  in das Stahlprofil eingeleitet (Bild 3.9). Der Schlupf zwischen Kammerbeton und Stahlträger wurde mit vier Wegaufnehmern (S1 bis S4) gemessen. Die Längsstauchung und Querdehnung des Kammerbetons wurden mit manuellen Dehnungsmessungen (induktiver Wegaufnehmer) erfasst (Bild 3.10). Dazu wurde auf dem Kammerbeton ein Messraster angeordnet.

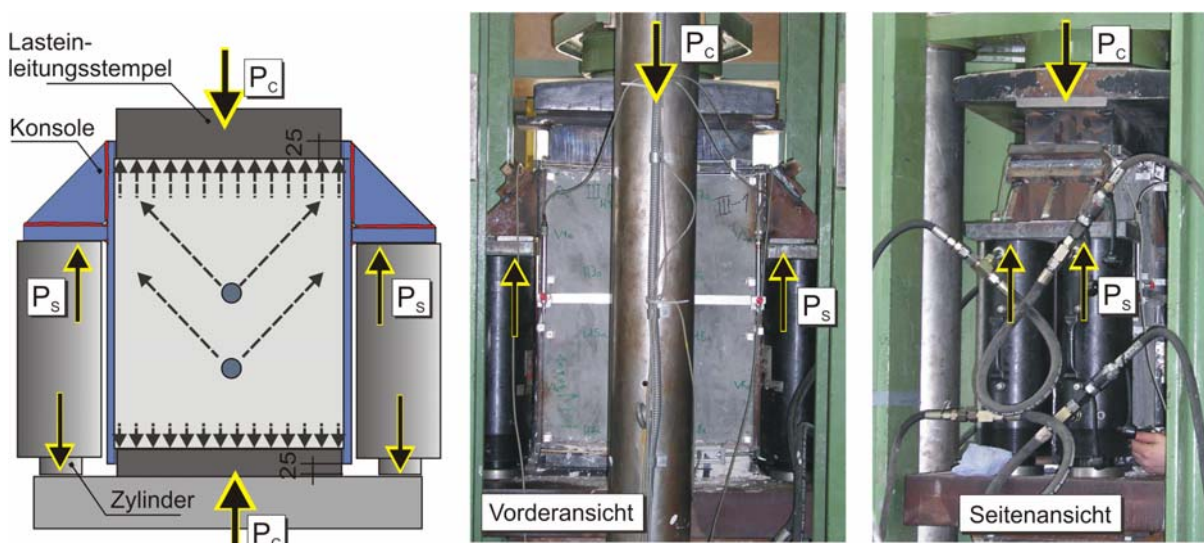


Bild 3.9: Versuchsaufbau der Push-Out Versuchsreihe mit Längsdruck (POCT)

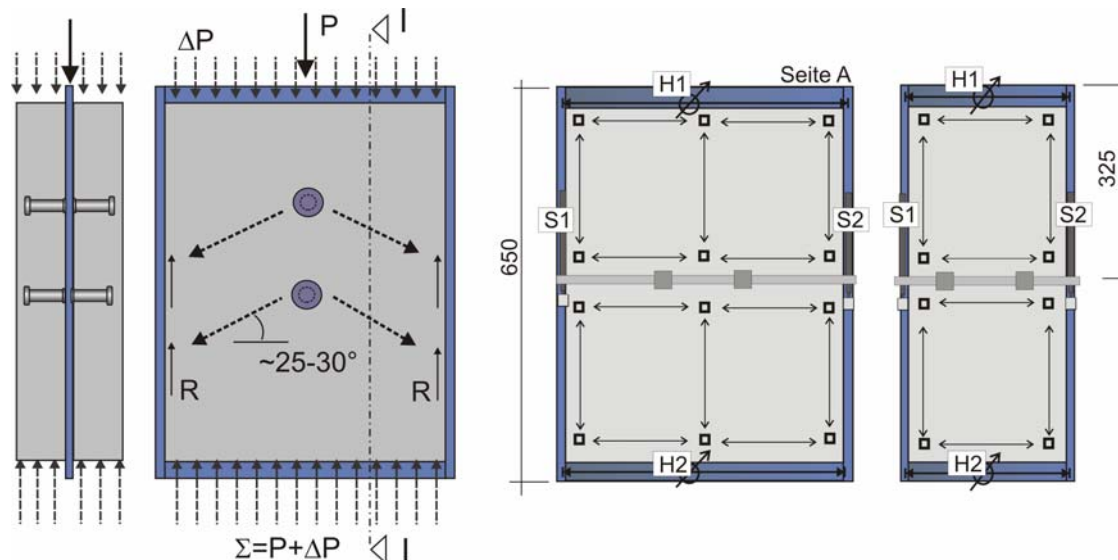


Bild 3.10: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus und Anordnung der Messtechnik

Zur Schwächung des Haftverbundes wurden 25 Lastwechsel zwischen 5 % und 40 % der im Push-Out Versuch ermittelten Bruchlast bei einem konstanten Längsdruck von  $\sigma_{c,unten} = 7 \text{ MPa}$  durchgeführt. Anschließend wurde der Längsdruck auf den Beton am Fuß auf  $\sigma_{c,unten} = 30 \text{ MPa}$  ( $P = 2500 \text{ kN}$ ) erhöht und schließlich die Scherkraft  $P_S$  gesteigert. Am oberen Lasteinleitungsstempel wirkten die Längskraft und die eingeleitete Scherkraft, sodass im Bruchzustand Betonspannungen von bis zu  $\sigma_{c,oben} = 45 \text{ MPa}$  am Kopf des Versuchskörpers auftraten. Im plastischen Bereich der Kraft-Schlupfkurve wurde der Versuch mit einer manuellen Wegregelung gefahren. Um den Einfluss von Imperfektionen erfassen zu können, wurden die Stahlprofile vor und nach dem Schweißen der Lasteinleitungskonsolen sowie nach dem Versuch vermessen. Beim ersten Versuch POCT II 1 wurde im Bruchzustand ein Verbiegen der Flansche im Bereich der Konsolen festgestellt, sodass diese für die weiteren Versuche ausgesteift wurden.

### 3.6.2 Versuchsergebnisse

Die Abscherversuche mit Längsdruckbeanspruchung des Kammerbetons wiesen im Vergleich zu den Push-Out Versuchen der Serie PO I, II und III eine deutlich höhere Traglast und ein größeres Verformungsvermögen im plastischen Bereich auf (Bild 3.11). Aufgrund des kontinuierlichen Anstiegs der Scherkraft-Schlupfkurve ist die Duktilität jedoch gering.

Die Traglast der Versuchskörper POCT II 2 und 3 betrug 1135 bzw. 1256 kN, bei einem zugehörigen Schlupf von 8,0 bzw. 10,1 mm. Am Fuß der Versuchskörper wurde ein Aufbiegen der Flansche infolge der Querdehnung des Betons von bis zu 0,3 mm gemessen. Auf Bruchlastniveau wurden im Kammerbeton vertikale Längsrisse beobachtet. In der Mitte der Betonkörper bildete sich bei Erreichen der Abscherlast (100 %  $P_u$ ) ein horizontaler Riss in der Betondeckung. Die Versuchskörper versagten durch nahezu gleichzeitiges Abscheren der Kopfbolzendübel direkt oberhalb des Schweißwulstes. Im Versuch POCT II 1 wurden die Flansche am Kopf des Stahlprofils aufgrund einer biegeweichen Konsole um ca. 1 mm je Seite zusammengedrückt. Infolge der erhöhten Querpressung des Kammerbetons wurde eine hohe Traglast von 1380 kN erreicht. In einer zweiten Belastung nach dem Versagen der Dübel nahmen die Versuchskörper der Serie POCT II eine Scherkraft zwischen 910 und 1040 kN auf (Tab. 3.10). Mit zunehmendem Weg schob sich der Kammerbeton über den Betonkeil vor

dem Schweißwulst und löste sich ca. 5 mm vom Steg ab. Die Traglast und der maximale Schlupf der Versuchskörper mit IPE500 Profil (POCT III 1 bis 3) war im Vergleich zu den HEA300 Profilen ca. 15 % kleiner. Die Resttragfähigkeit nach dem Versagen der Dübel lag zwischen 540 und 750 kN.

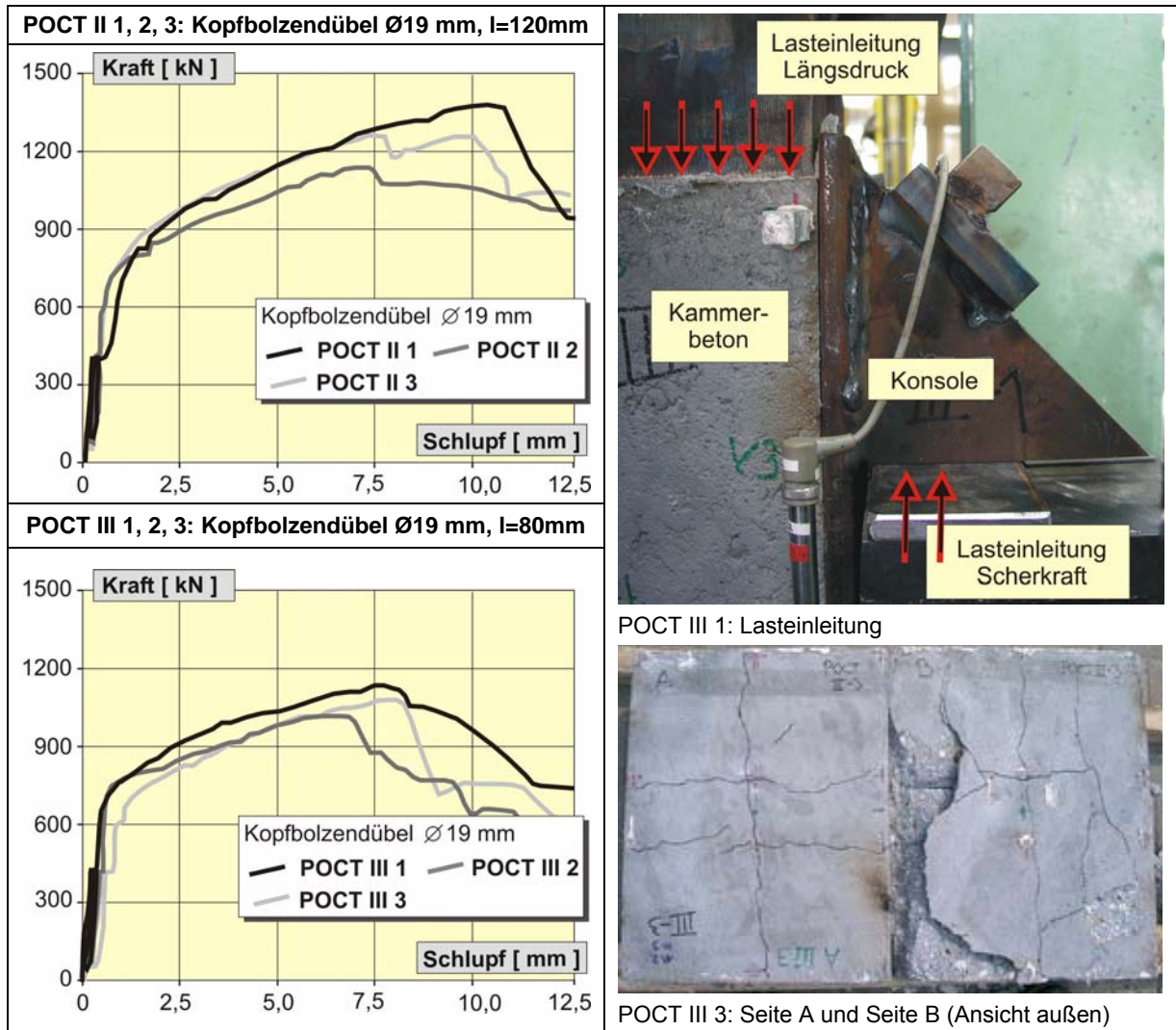
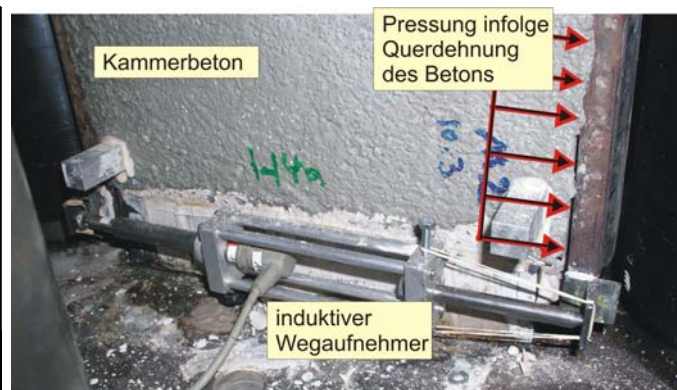


Bild 3.11: Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche mit Längsdruck, HEA300 Profil (POCT II) und IPE500 Profil (POCT III)

Test	Reibkraft [kN]	Längsdruckkraft [kN]
POCT II 1	~ 940 bis 1040	-3500
POCT II 2	~ 960 bis 1020	-3500
POCT II 3	~ 910 bis 960	-3500
POCT III 1	~ 750 bis 600	-3400
POCT III 2	~ 560 bis 570	-3300
POCT III 2	~ 540 bis 620	-3300



Tab. 3.10: Resttragfähigkeiten infolge Reibung nach dem Abscheren der Dübel



Alle Betonkörper mussten mit einem Brecheisen unter großem Kraftaufwand aus der Kammer des Stahlprofils entfernt werden. Im Vergleich zu den Push-Out Versuchen wurde der Beton im Bereich der Dübel deutlich stärker beansprucht, teilweise war das Gefüge bis unter den Dübelkopf zerstört.

Die Traglaststeigerung infolge der Reibkräfte zwischen Kammerbeton und den Flanschen betrug gegenüber der rechnerischen Traglast nach [Döi2001] zwischen 210 % (HEA300) und 175 % (IPE500). Die nach dem modifizierten Auswerteverfahren ermittelten charakteristischen Verformungen  $\delta_{uk}$  (Tab. 3.10) sind aufgrund der Kurvencharakteristik mit einem bis zum Bruch „kontinuierlich“ ansteigenden Ast klein.

Name	VM	$f_{c,cube}$	$f_{u,KBD}$	$P_{max}$	$\delta_{P,max}$	$P_{Rk}$	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	$P_{calc}$	$P_{max}/P_m$	$P_{max}/P_{calc}$	prEN1990	
												$P_{Rk}$	$\delta_{uk}$
		[MPa]		[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	$0,9 \delta_u$		[-]	[-]	[kN]	[mm]
POCT II 1	KBD Ø19	106	529	345	10,2	311	5,3	4,77	142	2,28	2,43	225	3,3
POCT II 2	KBD Ø19	106	529	284	8,0	256	5,9	5,31	142	1,88	2,00		
POCT II 3	KBD Ø19	106	529	314	10,1		7,7		142	2,08	2,21		
POCT III 1	KBD Ø19	106	537	281	8,1	224	6,0	2,97	146	1,86	1,98	216	2,1
POCT III 2	KBD Ø19	106	537	249	7,1		3,3		146	1,65	1,75		
POCT III 3	KBD Ø19	106	537	264	7,9		5,1		146	1,75	1,86		

Anmerkung: Legende siehe Tab. 3.8

Tab. 3.11: Versuchsergebnisse und Auswertung der Push-Out Versuche mit Längsdruck

In Bild 3.12 sind die Scherkraft-Schlupfkurven der Versuche mit und ohne Längsdruckbeanspruchung des Kammerbetons gegenübergestellt. Die Anfangssteifigkeit ist in beiden Versuchsserien gleich. Beim Aufbringen der Längsdruckbeanspruchung (POCT-Serie) nach den Lastwechseln nahm der Messwert des Schlupfes um maximal 0,2 mm zu, da die Wegaufnahme der Schlupfmessung auch die elastische Betonverformung erfassten. Die Scherkraft konnte nun bis ca. 600 kN ohne weitere Schlupfzunahme gesteigert werden. Der plastische Ast verlief bei den Versuchen mit Längsdruckkraft steiler und auf einem höheren Lastniveau.

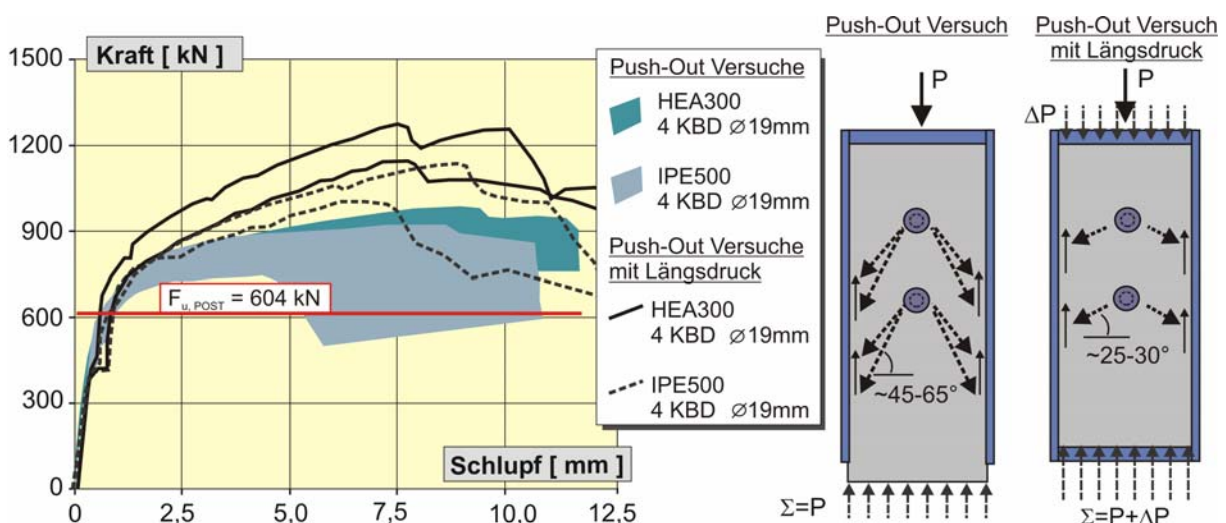


Bild 3.12: Vergleich der Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche mit Längsdruck (POCT) mit den Streubereichen der Push-Out Versuche der Serie PO II und III

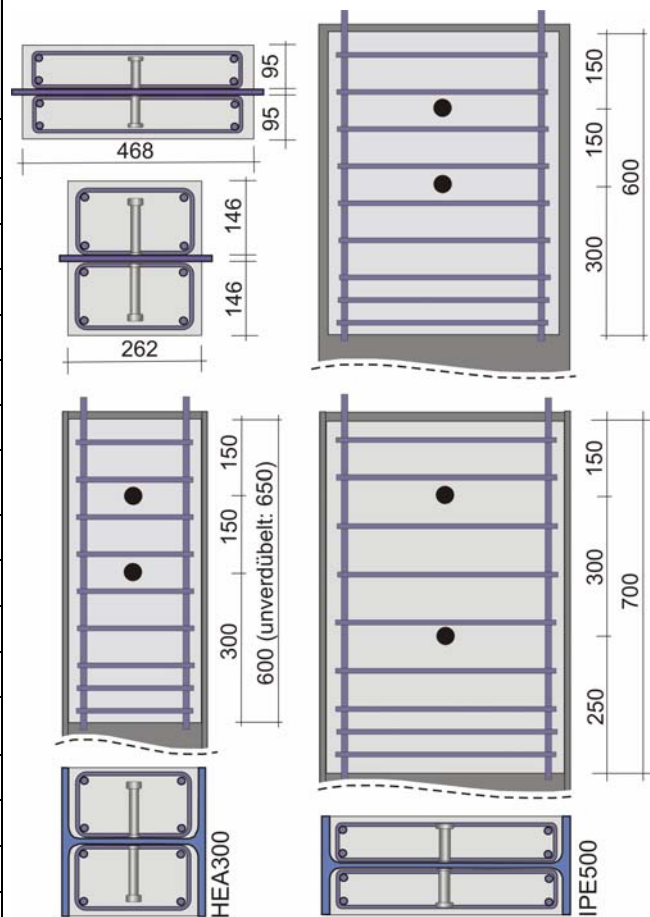
### 3.7 Pull-Out Versuche

#### 3.7.1 Versuchsbeschreibung

Die Pull-Out Versuche bilden als Modellversuche das Dübeltragverhalten unter positiver Momentenbeanspruchung ab. In diesem Fall erfährt der Kammerbeton eine Biege-Zugbeanspruchung. Im entwickelten Pull-Out Versuch (POT) wird die Scherkraft über die Längsbewehrung des Kammerbetons in den Versuchskörper eingeleitet (Bild 3.13). Der Versuchskörper wurde am Sockel des Versuchstandes mit Schrauben fixiert, sodass die Kräfte innerhalb des Versuchstandes kurzgeschlossen wurden (Bild 3.14). Um die Prüfkkräfte sicher in den Versuchskörper einzuleiten, wurden vier Spannstähle  $\varnothing 15$  mm je Kammer verwendet. In den Versuchen POT II 2 und II 3 wurden stattdessen je Kammer 4  $\varnothing 16$  mm (BSt 500S) angeordnet. Die Versuche wurden mit walzrauen Profilen durchgeführt.

In der Versuchsreihe POT (Tab. 3.12) wurden Pull-Out Versuche mit Stegblechen ohne Flansche und mit kammerbetonierten Profilen durchgeführt. Die Versuche POT II 1, II 2 und III 1 wurden ohne Verbundmittel ausgeführt.

Name	Betonalter <sup>2)</sup> [d]	Profil	Verbundmittel je Kammer
Pull-Out Versuche an Stegblechen (ohne Flansche)			
POT 2 1	21	Blech 300	2 KBD $\varnothing 19/125$
POT 2 2	24	Blech 300	2 KBD $\varnothing 19/125$
POT 2 3	41	Blech 300	2 KBD $\varnothing 19/125$
POT 3 1	18	Blech 500	2 KBD $\varnothing 19/80$
POT 3 2	20	Blech 500	2 KBD $\varnothing 19/80$
POT 3 3	20	Blech 500	2 KBD $\varnothing 19/80$
Pull-Out Versuche, Profil HEA300			
POT II 1	16	HEA300	keine
POT II 2	15	HEA300	keine
POT II 3	23	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
POT II 4	24	HEA300	2 KBD $\varnothing 19/125$
Pull-Out Versuche, Profil IPE500			
POT III 1	14	IPE500	keine
POT III 2	41	IPE500	2 KBD $\varnothing 19/80$
POT III 3	21	IPE500	2 KBD $\varnothing 19/80$
POT III 4	21	IPE500	2 KBD $\varnothing 19/80$



<sup>1)</sup> Rezeptur C80/95 (Anhang A4)

<sup>2)</sup> Betonalter der jüngeren Kammer

Tab. 3.12: Versuchsmatrix der Pull-Out Versuche mit Stegblechen und Walzprofilen

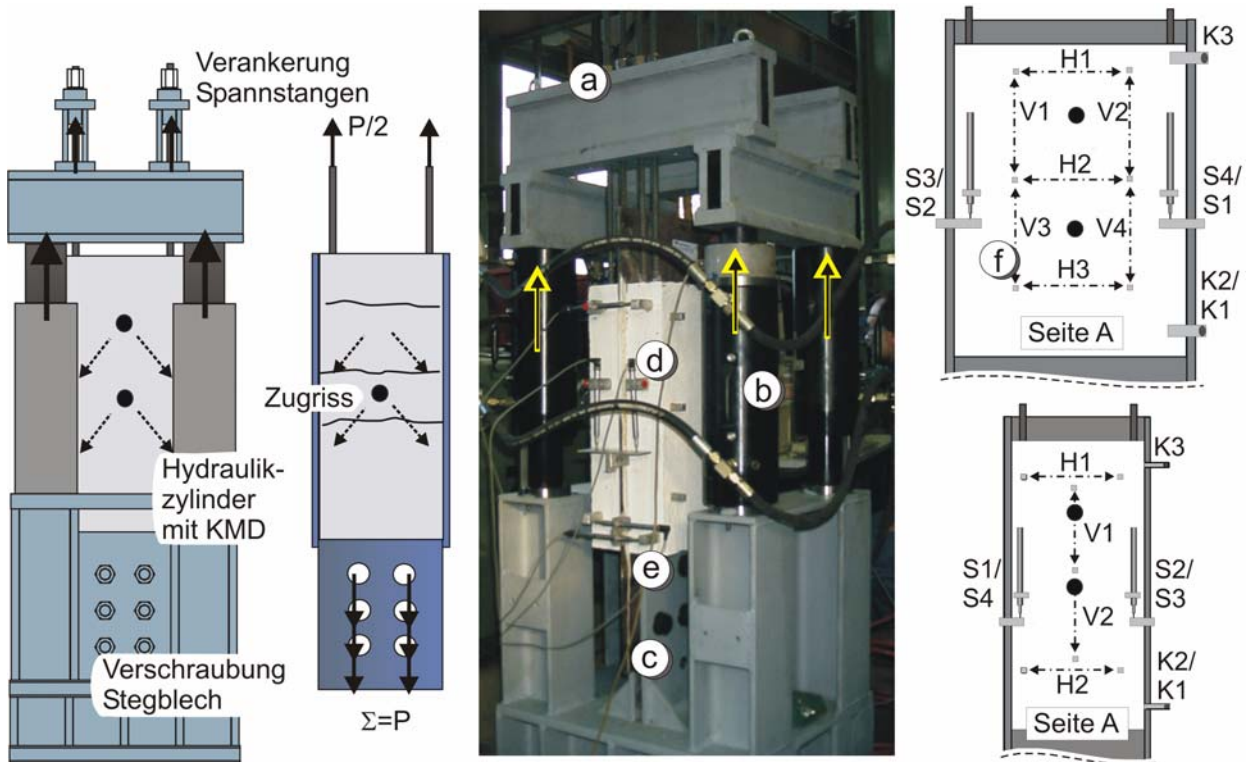


Bild 3.13: Versuchsaufbau der Pull-Out Versuchsreihe

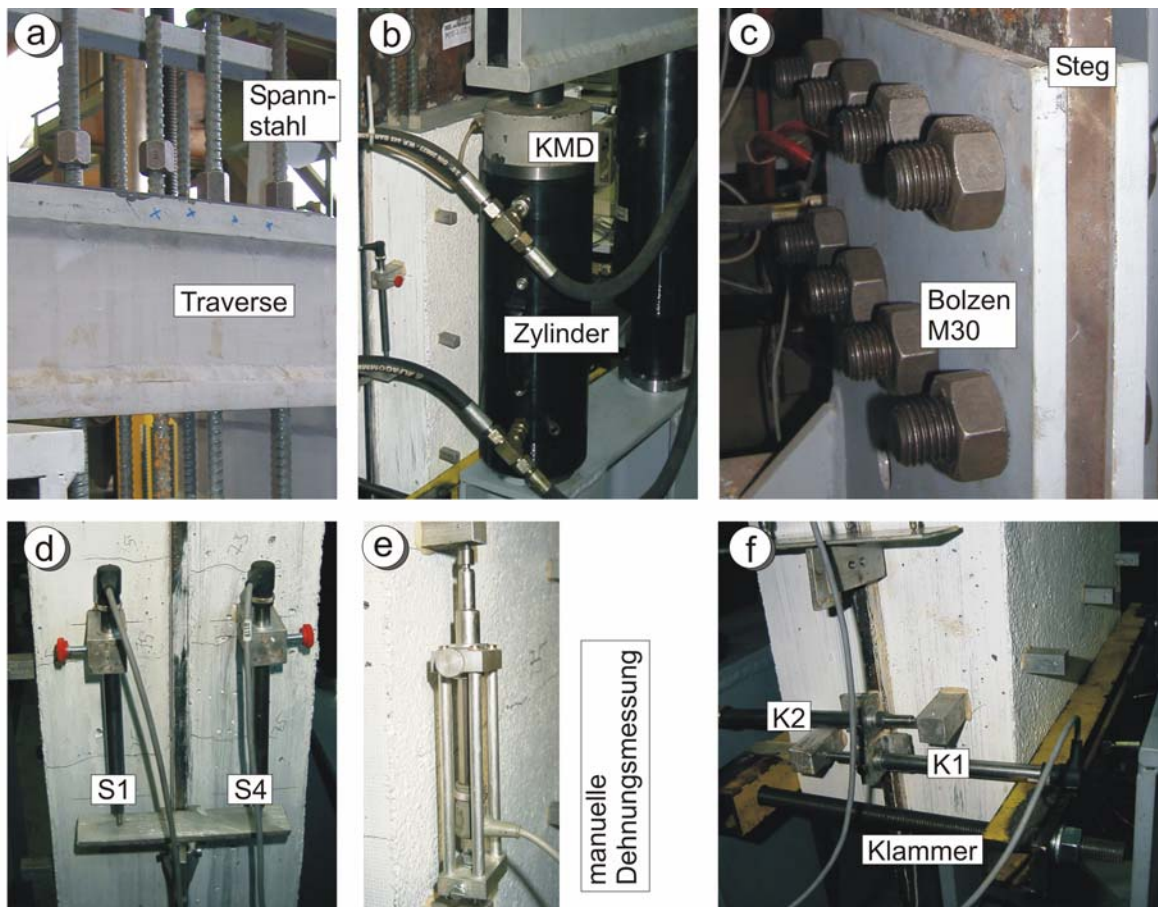


Bild 3.14: Details des Pull-Out Versuchsstandes: (a) Lasteinleitung in die Längsbewehrung (Spannstahl F15), (b) Hydraulikzylinder und Kraftmessdose, (c) Verschraubung des Steges mit dem Prüfstand, (d) Schlupfmessung, (e) Messung der Rissbreite mit induktivem Wegaufnehmer, (f) horizontale Abspannung (Klammer) und Messung des Klaffens



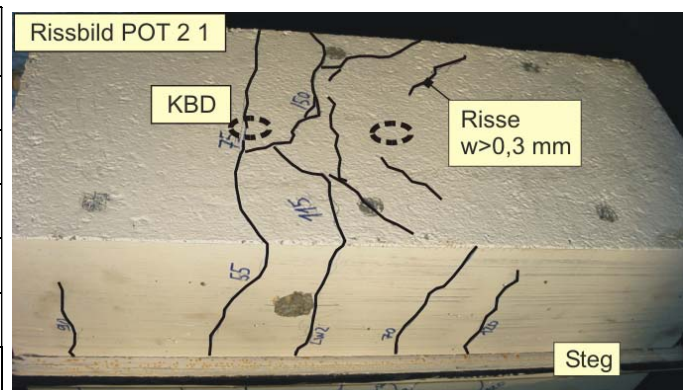
Analog zu den Push-Out Tests wurde der Schlupf zwischen Kammerbeton und Stahlflansch an vier Stellen mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Am unteren und oberen Rand des Kammerbetons wurde die Klaffung für beide Kammern überprüft. Zur Erfassung des Rissbildes und der Rissbreiten wurde auf charakteristischen Lastniveaus eine manuelle Rissvermessung mit einem induktiven Wegaufnehmer durchgeführt. Hierzu wurde auf dem Betonkörper das in Bild 3.13 dargestellte Messraster aufgeklebt. Aus den Messwerten und der Anzahl der Risse zwischen den Messpunkten lässt sich die mittlere Rissbreite berechnen. Nachdem beim Versuch POT 2 1 (ohne Flansche) ein Klaffen zwischen Betonkörper und Steg festgestellt wurde, wurde am Fuß des Betonkörpers eine horizontale Abspannung angeordnet (Bild 3.14). Bei den Versuchen an ausbetonierten Profilen mit Flanschen war diese nicht erforderlich. Alle Stahlprofile wurden vor dem Betonieren vermessen, um den Einfluss möglicher Imperfektionen auf das Scherkraft-Schlupfverhalten zu ermitteln.

### 3.7.2 Versuchsergebnisse der Pull-Out Versuche mit Stegblechen

Die Scherkraft-Schlupfkurven der Versuche an Stegblechen ohne Flansche sind in Bild 3.15 dargestellt. Die mittlere Abscherlast der Versuche mit 300 mm breitem Steg betrug 658 kN. Aufgrund der geringeren Zugfestigkeit des Dübels war die mittlere Abscherlast der Versuche mit 500 mm breiten Stegblechen mit 650 kN etwas kleiner. Die Streuung der Ergebnisse war sehr gering.

In den Versuchen bildeten sich jeweils 2 horizontale Zugrisse im Bereich zwischen den Kopfbolzendübeln. Die Risslast betrug zwischen 150 und 300 kN, die maximalen Rissbreiten lagen zwischen 0,35 und 0,6 mm. Beim POT 2 2 versagte der Betonstahl ( $\varnothing 16$  mm) im Bereich des eingeschnittenen Gewindes bei 80 % der späteren Bruchlast. In der zweiten Belastung erreichte der Versuchskörper eine maximale Traglast von  $P_u = 662$  kN bei einem zugehörigen Schlupf von 9,0 mm. Die Vorbelastung hatte keinen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten in der zweiten Belastung. Durch das Anordnen einer horizontalen Klammer wurde ein Klaffen zwischen Betonkörper und Steg größer 3 mm verhindert. Dies deutet darauf hin, dass die unteren Dübel eine zusätzliche Zugbeanspruchung erfuhren. Dennoch wurde das Versagen in einigen Fällen durch das Abscheren der oberen Dübel bestimmt (vgl. Tab. 3.13).

Test	Dübelabscheren	Rissbreite
POT 2 1	A: unterer Dübel	0,4 mm
POT 2 2	alle Dübel gleichzeitig	$2 \cdot 0,2$ mm
POT 2 3	beide Dübel Seite A	0,4 mm
POT 3 1	A: unterer Dübel	$2 \cdot 0,35$ mm
POT 3 2	A: oben; B: unten	0,4 mm
POT 3 3	beide Dübel Seite B	0,5 mm



A: Kammer Seite A; B: Kammer Seite B

Tab. 3.13: Versagensablauf der Pull-Out Versuche ohne Flansche und charakteristisches Rissbild

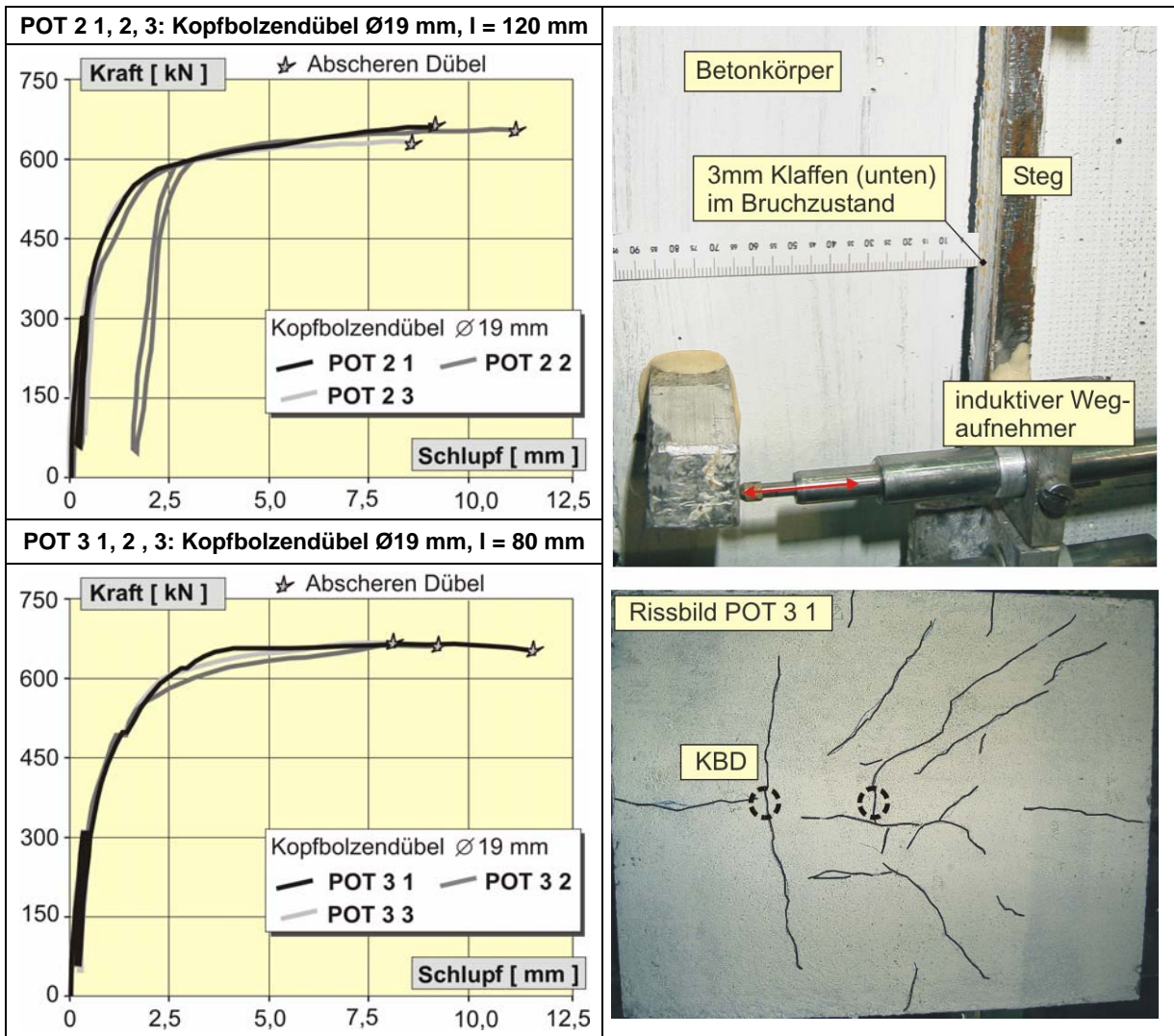


Bild 3.15: Scherkraft-Schlupfkurven der Pull-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln und Stegblechen ohne Flansche der Breite 300 mm (POT 2) bzw. 500 mm (POT 3)

Die nach [Döi2001] berechneten charakteristischen Dübeltragfähigkeiten stimmen gut mit der Serie „ohne Flansche“ überein (Tab. 3.14). Im Vergleich zur mittleren Dübeltraglast eines Kopfbolzendübeln Ø19 mm im Push-Out Standard Test [Döi2001] sind die Traglasten im Pull-Out Versuch um ca. 10 % größer.

Name	VM	$f_{c,cube}$	$f_{u,KBD}$	$P_{max}$	$\delta_{P,max}$	$P_{RK}$	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	$P_{calc}$	$\frac{P_{max}}{P_m}$	$\frac{P_{max}}{P_{calc}}$	prEN1990	
												$P_{RK}$	$\delta_{uk}$
POT		[MPa]		[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	0,9 $\delta_u$		[-]	[-]	[kN]	[mm]
2.1	KBD Ø19	92	585	168	8,1	144	7,2	5,5	154	1,11	1,09	152	4,8
2.2	KBD Ø19	94	585	166	7,1		7,7		154	1,11	1,07		
2.3	KBD Ø19	97	585	160	7,9		6,2		154	1,07	1,04		
3.1	KBD Ø19	92	552	162	10,2	145	7,5	3,8	146	1,07	1,11	158	2,0
3.2	KBD Ø19	90	552	162	8,0		5,0		146	1,07	1,11		
3.3	KBD Ø19	90	552	164	10,1		4,2		146	1,09	1,13		

Anmerkung: Legende siehe Tab. 3.8

Tab. 3.14: Versuchsergebnisse und Auswertung der Pull-Out Versuche ohne Flansche



### 3.7.3 Versuchsergebnisse der Pull-Out Versuche mit Walzprofilen

In den Versuchen mit Stahlprofilen wurden im Vergleich zu den Versuchen ohne Flansche 35 % bis 50 % höhere Traglasten erreicht. Bei den Versuchen mit HEA300 Profilen stieg die Scherkraft-Schlupfkurve im plastischen Bereich kontinuierlich bis zu einem Schlupf von ca. 10,5 mm an (Bild 3.16). Im Versuch POT II 4 versagten die Dübel der Kammer B bei einer maximalen Kraft von 878 kN direkt hintereinander. Der Versuchsstand wurde modifiziert und die Kraft in einer zweiten Belastungsphase nur in die Kammer A eingeleitet. Bei einer Kraft von ca. 520 kN versagte hier der untere Dübel. Die Rissbreiten betragen auf Gebrauchslastniveau ca. 0,3 mm. Im Bruchzustand traten zwischen den Dübeln zwei Trennrisse mit Rissbreiten von bis zu 0,6 mm auf (Tab. 3.15).

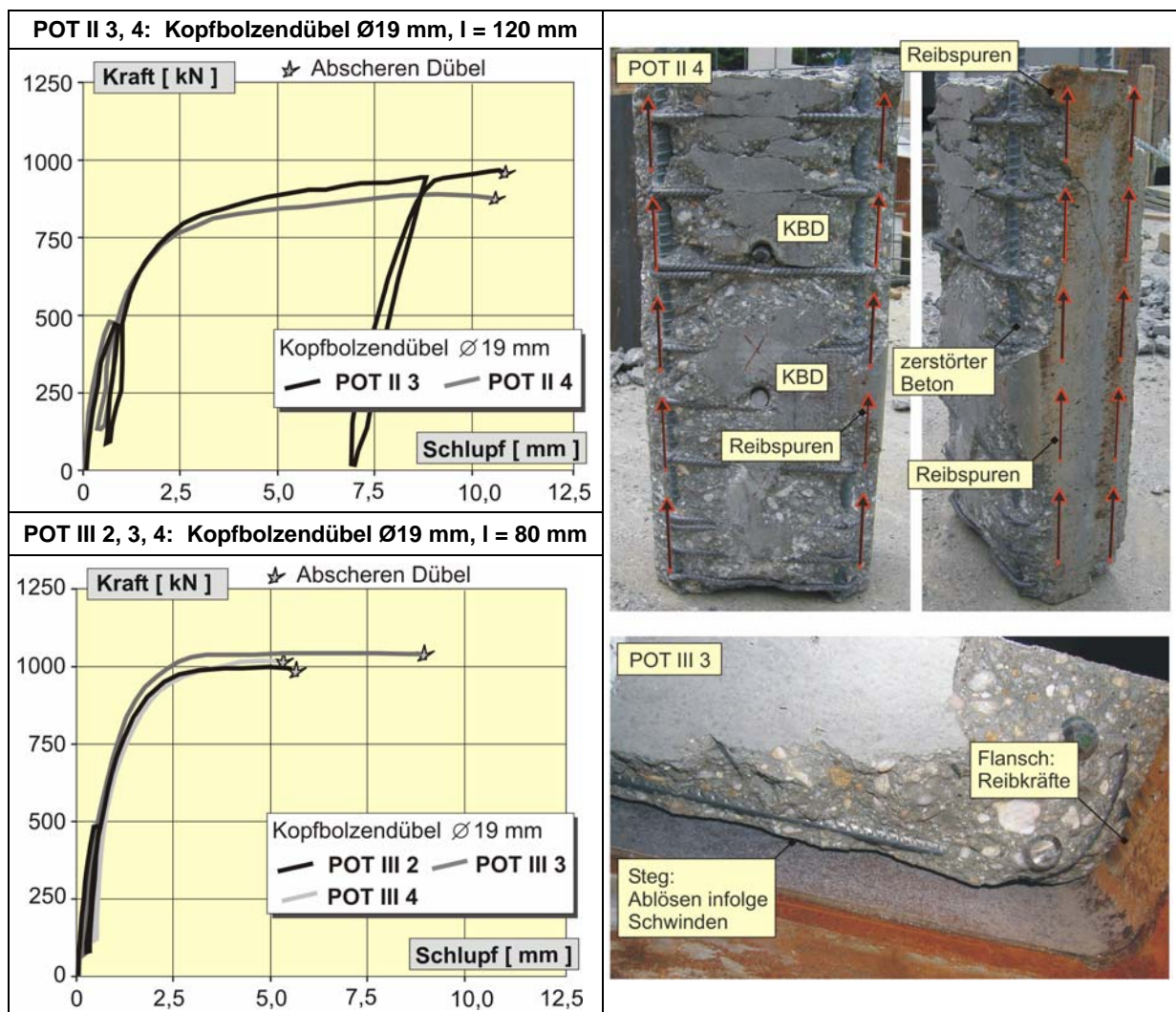
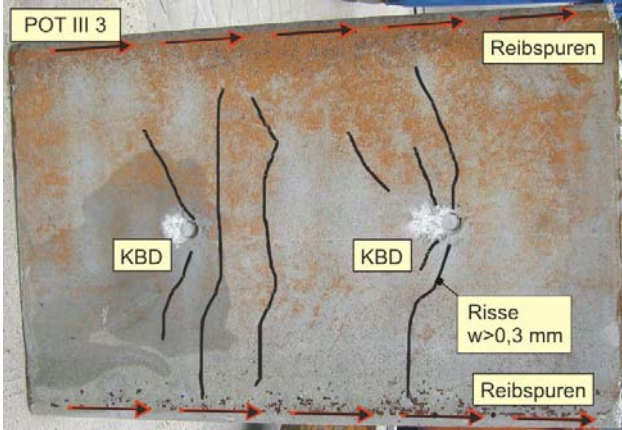


Bild 3.16: Scherkraft-Schlupfkurven der Pull-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln und HEA300 (POT II) bzw. IPE 500 Profil (POT III)

Der Versuch POT II 3 wurde nach dem Versagen des ersten Dübels abgebrochen, um den Verformungszustand der restlichen KBD zu dokumentieren. Aufgrund der nahezu starren Einspannung der Dübel im hochfesten Beton bildet sich direkt oberhalb des Schweißwulstes eine Fließzone aus. Die Verformung des KBD betrug ca. 7 mm und lag damit in der Größenordnung des gemessenen Schlupfes von 8,5 mm. Das Klaffen zwischen Kammerbeton und

Stahlsteg infolge der Lastausmitte war während der Versuche klein ( $< 2$  mm je Seite), sodass die am Fuß des Betonkörpers montierte Klammer nicht aktiviert wurde.

Test	Dübelabscheren	Rissbreite Trennriss / Schubriss
POT II-3	unterer Dübel Seite A	0,5 mm 0,2 bis 0,4 mm
POT II-4	beide Dübel Seite B	0,6mm 0,2 bis 0,4 mm
POT III-2	alle Dübel zeitgleich	0,5 mm 0,2 bis 0,6 mm
POT III-3	Seite A: unten dann alle	0,5 bis 1,0 mm 0,3 bis 0,6 mm
POT III-4	alle Dübel zeitgleich	0,5 mm 0,3 bis 0,6 mm



A: Kammer Seite A; B: Kammer Seite B

Tab. 3.15: Versagensablauf der Pull-Out Versuche mit Flansche und charakteristisches Rissbild

In den Versuchen mit IPE500 Profilen (POT III 2 bis 4) verlief die Scherkraft-Schlupfcurve bi-linear. Die Traglast war im Vergleich zu den HEA300 Profilen ca. 10 % größer, während der maximale Schlupf vergleichsweise klein war. Bei allen Versuchen bis auf POT III 4 wurde das primäre Versagen durch das Abscheren eines unteren Kopfbolzendübels eingeleitet (Tab. 3.15). Bei den HEA300 Profilen versagten die Dübel in der Kammer, die sich nach oben hin aufweitete, zuerst. Alle Versuchskörper wurden vor Versuchsbeginn auf Schwindrisse untersucht. Bei den IPE500 Profilen war zwischen Kammerbeton und Steg ein Spalt von ca. 0,5 mm messbar.

Name	VM	$f_{c,cube}$	$f_{u, KBD}$	$P_{max}$	$\delta_{P,max}$	$P_{Rk}$	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	$P_{calc}$	$P_{max}/P_m$	$P_{max}/P_{calc}$	prEN1990	
												$P_{Rk}$	$\delta_{uk}$
POT		[MPa]	[MPa]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	$0,9 \delta_u$		[-]	[-]	[kN]	[mm]
HEA300													
II 3A	KBD Ø19	93	585	241	8,1	197	6,8	3,1	154	1,60	1,56	201	2,2
II 3B	KBD Ø19	93	585	241	8,1		6,8						
II 4A	KBD Ø19	95	585	260	7,8		3,4						
II 4B	KBD Ø19	95	585	220	7,7		4,7						
IPE500													
III 2A	KBD Ø19	103	552	249	5,1	223	2,8	2,5	147	1,65	1,69	243	1,7
III 2B	KBD Ø19	103	552	249	3,6		3,5						
III 3A	KBD Ø19	91	552	262	7,8		7,2						
III 3B	KBD Ø19	91	552	262	8,0		7,2						
III 4A	KBD Ø19	91	552	255	4,3		3,0						
III 4B	KBD Ø19	91	552	255	4,8		3,2						

Anmerkung: Legende siehe Tab. 3.8

Tab. 3.16: Versuchsergebnisse und Auswertung der Pull-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln

Der Traglastgewinn der Pull-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln infolge Reibung, der durch den Vergleich mit der rechnerischen charakteristischen Traglast  $P_{calc}$  abgeschätzt wurde, lag zwischen 50 und 70 %. Der vergleichsweise große Reibkraftanteil der IPE500 Profile ist auf den flacheren Verlauf der Druckstreben zurückzuführen. Zur Bewertung der Duktilität der Kopfbolzendübel wurde in Tabelle 3.16 jede Kammerseite für sich ausgewertet. Aufgrund des leicht ansteigenden Astes im plastischen Bereich der Last-Schlupfkurve und der großen Streuung sind die charakteristischen Verformungen  $\delta_{uk}$  klein.

In den Versuchen mit kammerbetonierten Profilen ohne Verbundmittel wurden in Abhängigkeit von der Imperfektion des Stahlprofils sehr unterschiedliche Scherkraft-Schlupfkurven ermittelt (Bild 3.17).

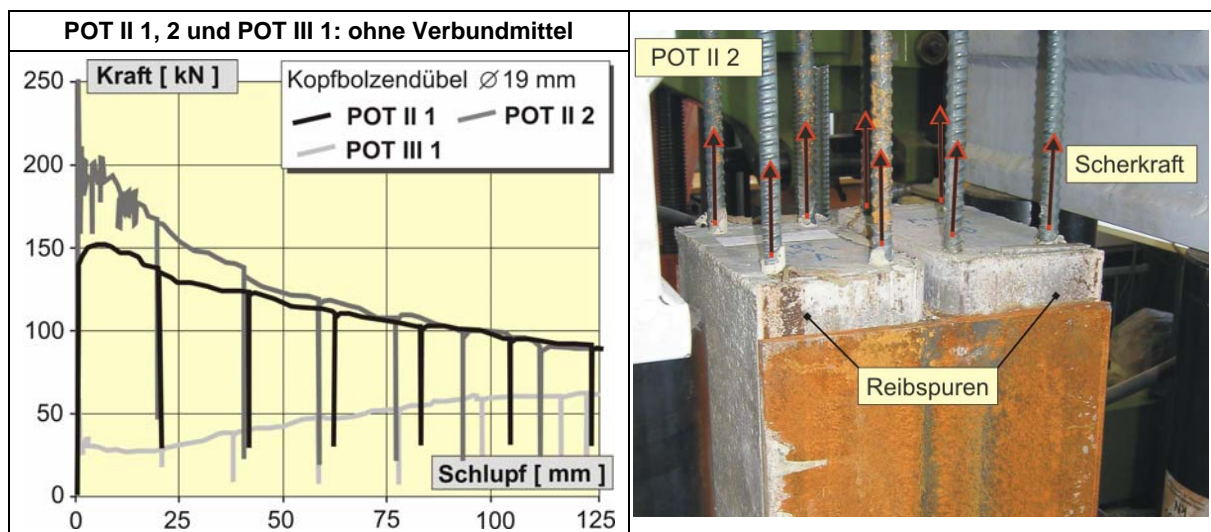


Bild 3.17: Scherkraft-Schlupfkurven der Pull-Out Versuche ohne Verbundmittel, HEA300 (POT II) bzw. IPE 500 Profil (POT III)

Für die HEA300 Profile (POT II 1 und II 2) ist ein charakteristischer Kurvenverlauf entsprechend der Versuche in [Roe1985] und [AiF1984] zu erkennen. Bis zum Erreichen der Haftverbundgrenze war nahezu kein Schlupf messbar. Nach Überschreiten des Haftverbundes nahm die aufnehmbare Scherkraft kontinuierlich ab. Der Lastabfall ist auf das Glätten der Kontaktflächen beim Herausziehen des Kammerbetons und die mit zunehmendem Schlupf abnehmende Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton zu erklären. Im Versuch mit dem IPE500 Profil (POT III 1) wurde der Haftverbund bereits bei 56 kN überschritten, danach fiel die Kraft zunächst ab. Um dann bis zu einem Schlupf von 120 mm kontinuierlich auf bis zu 59 kN anzusteigen. Das Entfernen der Betonkörper aus den Kammern des Stahlprofils war in allen Versuchen nur durch den Einsatz von hydraulischen Pressen möglich.

Anhand der Pull-Out Versuche ohne Verbundmittel konnten die Reibspannungen zwischen den Flanschen und dem Kammerbeton infolge der Oberflächenrauigkeit und der Imperfektion des Stahlprofils ermittelt werden (Tab. 3.17). Nach den Versuchen und den numerischen Simulationen wurden zwischen Steg und Kammerbeton keine nennenswerten Reibkräfte übertragen, da hier keine Druckkräfte infolge der Querdehnung des Kammerbetons auftraten. Außerdem war bei den IPE500 Profilen ein Ablösen des Kammerbetons vom Steg infolge Schwinden des Betons zu beobachten. Zur Ermittlung der Gleitreibungsspannung wurde die tatsächliche Kontaktlänge zwischen Kammerbeton und den Flanschen berücksichtigt. Ab

einem Schlupf von 25 mm ragte der Kammerbeton aus dem Stahlprofil heraus, d.h. die effektive Länge der Reibfuge nahm ab. Infolge der „Glättung“ der Fuge zwischen Kammerbeton und Stahlprofil beim Herausziehen des Kammerbetons nahm die aufnehmbare Scherkraft im Verhältnis zur Kontaktfläche überproportional ab.

Profil		HEA300				IPE500	
Versuchskörper	POT	II 1 Seite A	II 1 Seite B	II 2 A Seite A	II 2 B Seite B	III 1A Seite A	III 1B Seite B
Kontaktfläche zwischen Kammerbeton und Flanschen (aus Profilvermessung)							
Kontaktfläche je Kammer $A_V$	[cm <sup>2</sup> ]	2x948	2x951	2x944	2x956	2x677	2x678
Profilveränderung in Bewegungsrichtung		auf	zu	auf	auf	zu	auf
Kräfte (eingeleitet in beide Kammern)							
$P_{\text{Haftreibung}}$ (bei 0 mm Schlupf)	[kN]	116	77	251	232	56	42
$P_{\text{max}}$		152	152	251	251	56	56
$P_{25}$ (bei 25mm Schlupf)		129	129	150	151	29	30
$P_{125}$ (bei 125mm Schlupf)		88	89	84	84	59	59
Scherspannungen bez. auf die Kontaktfläche der Flansche <sup>1)</sup>							
$\tau_{\text{Haft}} = P_{\text{Haftreibung}}/A_{FI}$	[MPa]	0,31	0,20	0,66	0,65	0,21	0,16
$\tau_{\text{max}} = P_{\text{max}}/A_{FI}$		0,40	0,40	0,66	0,65	0,21	0,21
$\tau_{\text{Gleit,25}}$ (bei 25mm Schlupf)		0,34	0,34	0,39	0,39	0,11	0,11
$\tau_{\text{Gleit,125}}$ (bei 125mm Schlupf)		0,27	0,27	0,26	0,26	0,25	0,25

<sup>1)</sup>  $A_V$ = Kontakt Fläche der Flansche einschließlich der Ausrundungen

Tab. 3.17: Versuchsergebnisse und Auswertung der Pull-Out Versuche ohne Verbundmittel



### 3.8 Kompressionsversuche

#### 3.8.1 Versuchsbeschreibung

Mit Hilfe von Kompressionsversuchen (POCT) wurde das Verhalten des hochfesten Kammerbetons bei reiner Druckbeanspruchung untersucht (Bild 3.18). Aufgrund der Bügelbewehrung und der Umschnürung durch das Stahlprofil tritt im Kammerbeton bereichsweise ein mehraxialer Spannungszustand auf. Ziel der Versuchsreihe (Tab. 3.18) war es, Aussagen über die aufnehmbaren Druckspannungen und die Grenzstauchungen des Betons zu gewinnen. Der Kompressions-Versuchskörper (POC) bestand aus einem 50 cm langen Stahlprofil, dessen Kammern auf einer Länge von 40 cm ausbetoniert wurden. Mit einem oberen und unteren Lasteinleitungsstempel wurde der Beton in Längsrichtung belastet (Bild 3.18). Je Versuchskörper wurden zwei Versuche (Kammer A und B) durchgeführt.

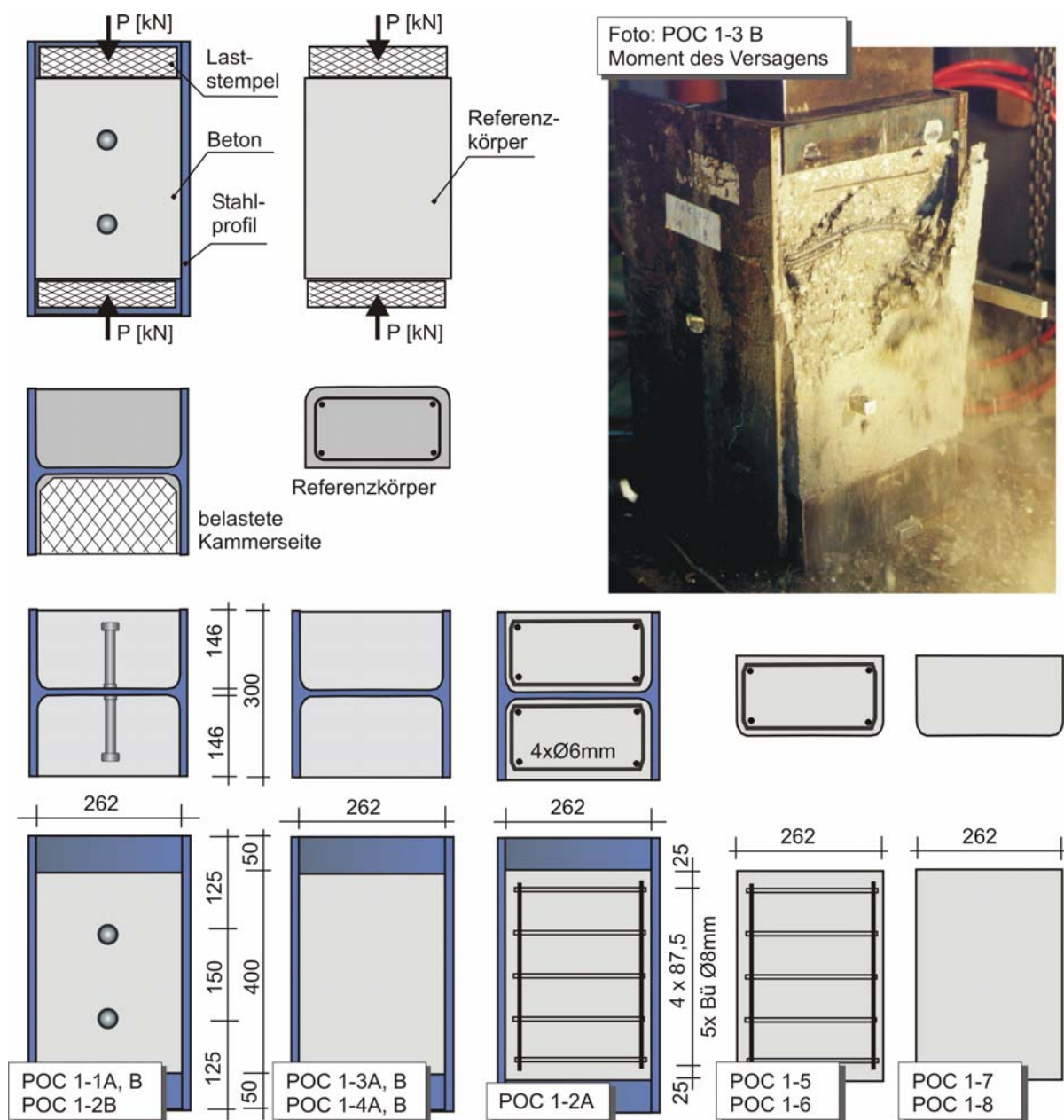


Bild 3.18: Versuchsaufbau der Kompressionsversuche und Querschnittsgeometrien

Name POC	Beton- alter [d]	Beton [MPa] <sup>1)</sup>				Profil	Verbundmittel je Kammer	Kammerbewehrung	
		f <sub>c,cube</sub>	f <sub>c,cyl</sub>	f <sub>ct,sp</sub>	E <sub>c</sub>			längs	Bügel
HEA300 mit ausbetonierter Kammer									
1-1 A	12	91	73	5,2	40533	HEA300	2 KBDø19/125	keine	keine
1-1 B	13	82	80	5,4	40450		2 KBDø19/125		
1-2 A	14	91	75	5,3	40366		keine		
1-2 B	14	83	80	5,4	40450		2 KBDø19/125		
1-3 A	15	82	67	5,1	39106		keine	4 ø 6mm	5 ø 8mm
1-3 B	16	87	71	5,1	37871				
1-4 A	14	81	66	5,0	39187				
1-4 B	15	86	70	5,1	37767				
Referenzkörper, ohne Umschnürung durch das Stahlprofil									
1-5	10	79	67	5,1	39150	-	keine	4 ø 6mm	5 ø 8mm
1-6									
1-7	10	79	67	5,1	39150	-	keine	keine	keine
1-8									

<sup>1)</sup> Rezeptur C80/95 (Anhang A4)

Tab. 3.18: Versuchsmatrix der Kompressionsversuche mit und ohne Stahlprofil

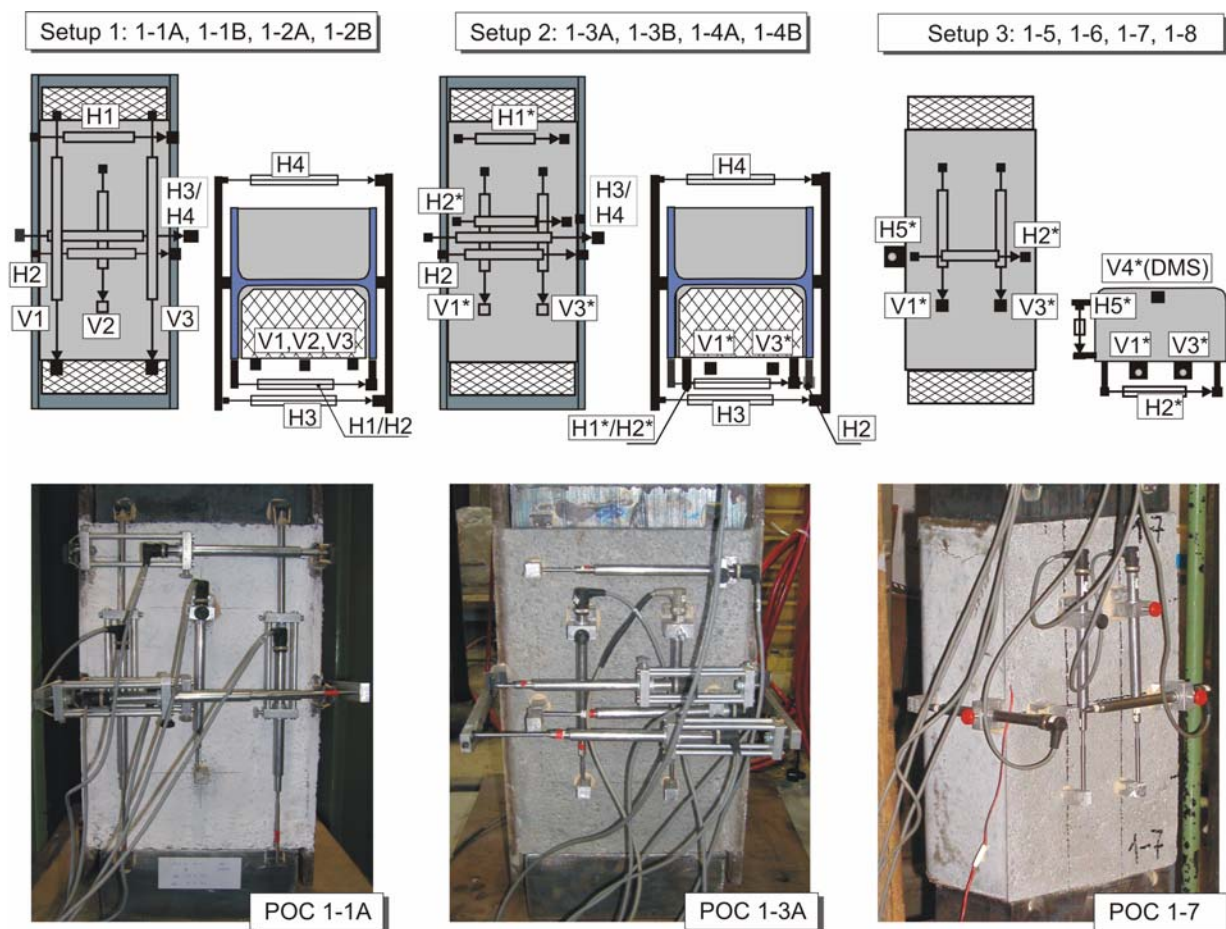


Bild 3.19: Messtechnik im Setup 1, Setup 2 und Setup 3

Zur Bestimmung des mehraxialen Spannungszustandes und der Querdehnzahl wurden die Betonstauchungen in vertikaler (V) und horizontaler Richtung (H) mit induktiven Wegaufnehmern gemessen (Bild 3.19). Um auch im Falle einer abplatzenden Betondeckung die vertikale Betonstauchung erfassen zu können, wurden die Wegaufnehmer V1 und V3 zunächst an den Lasteinleitungsstempeln befestigt. Eine Auswertung der ersten Versuche ergab jedoch aussagekräftige Messwerte allein von V2, sodass im Setup 2 und 3 die Betonstauchung in den Schnitten V1\* und V3\* direkt auf dem Beton gemessen wurde. Bei den Referenzkörpern (Setup 3) wurde die vertikale Betonstauchung zusätzlich im Inneren des Betonkörpers mit einer Druckmesszelle V4\* erfasst. Die horizontalen Dehnungen H1 und H2 wurden im Setup 1 zwischen den Flanschen gemessen. Da ein Klaffen zwischen Flansch und Kammerbeton auftrat, wurde beim Setup 2 und 3 die Querdehnung mit zwei direkt auf den Beton applizierten Wegaufnehmern H1\* und H2\* erfasst. Der Flanschabstand wurde weiterhin im Schnitt H2 gemessen. Die Dehnung des Steges wurde mit den Wegaufnehmern H3 und H4 gemessen. Bei den Referenzkörpern wurde außerdem die Querdehnung der kurzen Seite mit dem Wegaufnehmer H5\* erfasst.

### 3.8.2 Versuchsergebnisse

Im Druckversuch der unbewehrten Referenzkörper wurde das Versagen des Betonkörpers durch die auftretenden Querspannungen bestimmt. Bereits durch die Anordnung einer vergleichsweise geringen Umschnürungsbewehrung konnten die aufnehmbaren Betonspannungen am ca. 10 % gesteigert werden. Eine erheblich größere Traglaststeigerung war bei den kammerbetonierten Profilen zu beobachten. Die gemessenen Spannungs-Dehnungslinien (Bild 3.20) verdeutlichen die Traglast steigernde Wirkung der Umschnürung der Betondruckzone durch das Stahlprofil. Im Vergleich zu den Referenzkörpern wurden bei den kammerbetonierten Stahlprofilen deutlich höhere Druckspannungen erzielt. Des Weiteren weist der Kurvenverlauf des umschnürten Betons einen plastischen Bereich mit Betonstauchungen von bis zu 4,2 % auf (Tab. 3.19).

Wird der Kammerbeton durch das Stahlprofil teilweise umhüllt, versagt der gedrückte Beton infolge eines diagonal durch den Betonkörper verlaufenden Schubrisse (Anhang A7). Durch die Anordnung von Kopfbolzendübeln oder Bügeln erfolgt die Schubrissebildung auf einem höheren Lastniveau, sodass eine weitere Traglaststeigerung möglich war.

Höchstwert der gemessenen Betonstauchung		mit KBD	unbewehrt	bügelbewehrt
kammerbetonierte Profile	$\varepsilon_{c,max}^{1)}$ [‰]	-4,01	-3,17	-4,20
bewehrte Referenzkörper	$\varepsilon_{c,Ref bew}^{1)}$ [‰]	-1,10	-1,10	-1,10
unbewehrte Referenzkörper	$\varepsilon_{c,Ref unbew}^{1)}$ [‰]	-1,01	-1,01	-1,01
Stauchungsverhältnis	$\varepsilon_{c,max} / \varepsilon_{c,Ref bew}$	369%	292%	387%
Stauchungsverhältnis	$\varepsilon_{c,max} / \varepsilon_{c,Ref unbew}$	396%	313%	415%

<sup>1)</sup> Mittelwert

Anmerkung: rechnerische Betonstauchung nach [prEN1992]  $\varepsilon_{cu} = -2,6 \%$

Tab. 3.19: Vergleich der in den Versuchen gemessenen Betonstauchung

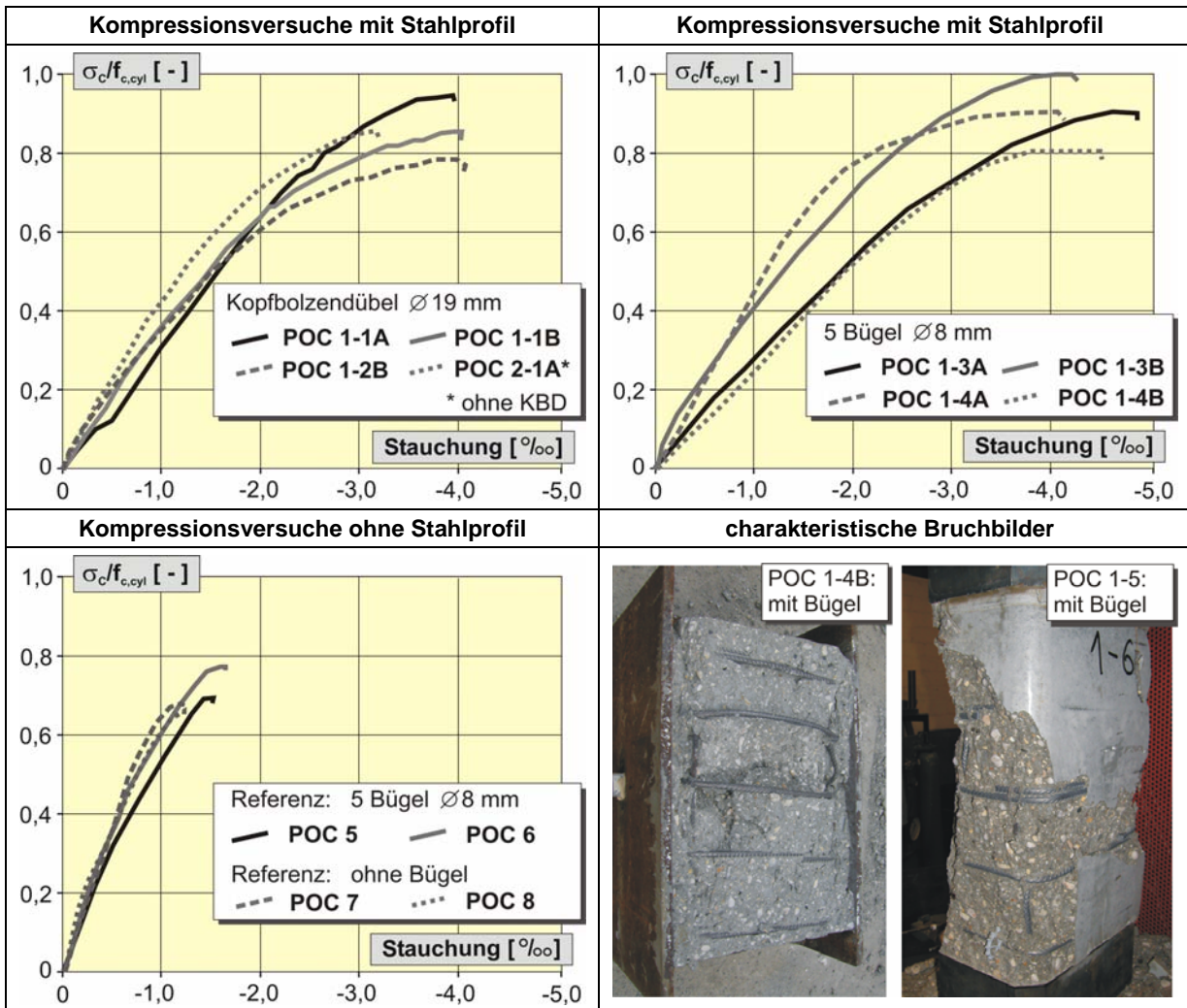


Bild 3.20: Einfluss der Umschnürung durch das Stahlprofil auf die Spannungsdehnungslinie in den Kompressionsversuchen

Der Vergleich der maximalen gemessenen Betondruckspannungen der Kompressionsversuche mit den zugehörigen Festigkeitsprüfungen an Zylinder- und Würfelprouben erfolgt in Tabelle 3.20. Die Prüfkörper weisen mit  $h_{HEA300}/d_{\min} = 2,8$  im Vergleich zu den Baustoffproben ( $h_{cyl}/d = 2,0$  bzw.  $h_{cube}/d = 1,0$ ) eine größere Schlankheit auf. Um die aufnehmbaren Spannungen vergleichen zu können, war die Bestimmung von Formfaktoren erforderlich. Für die 22 Vergleichspaare der Zylinder- und Würfelfestigkeiten beträgt der Mittelwert des Quotienten  $f_{c,cyl}/f_{c,cube}$  0,84. Für die unbewehrten Referenzkörper berechnet sich der Mittelwert des Quotienten  $\sigma_{\max,ref}/f_{c,cyl}$  zu 0,67, mit Schubbewehrung beträgt er 0,73. Die aufnehmbare Spannung im Kammerbeton war im Vergleich zu den Referenzkörpern bei den bewehrten Körpern um 26 % und bei den unbewehrten Körpern um 46 % größer. Unter Berücksichtigung der Formfaktoren (in diese geht die Bewehrung bereits ein) beträgt die Traglaststeigerung infolge der Umschnürung durch das Stahlprofil im Mittel 27 %.

In Kapitel 4.8 werden die Kompressionsversuche analysiert und die Querschnittsbereiche mit mehraxialen Druckspannungen bestimmt.



		Name	$f_{c,cyl}$	$f_{c,cube}$	$f_{c,cyl} / f_{c,cube}$	$\sigma_{max,kb}$ bzw. $\sigma_{max,ref}$	$\sigma_{max,kb} / f_{c,cyl}$ bzw. $\sigma_{max,ref} / f_{c,cyl}$ Spalte 4 / Spalte 1	Mittelwert $\sigma_{max,ref}$	entsprechender Mittelwert ( $\sigma_{max,ref} / f_{c,cyl}$ ) aus Zeile 14/15 bzw. 17/18	Traglaststeigerung bezogen auf den Mittelwert der Referenzkörper Spalte 4 / Spalte 6	Traglaststeigerung normiert auf die Zylinderfestigkeit $f_{c,cyl}$ (Spalte 4 / Spalte 7) / Spalte 1
		POC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	mit KBD, ohne Bewehrung	1-1A	72,7	82,9	0,88	68,8	0,95	44,9	0,67	153 %	141 %
2		1-1B	79,8	90,5	0,88	66,4	0,83	44,9	0,67	148 %	124 %
3		1-2B	79,8	90,5	0,88	61,2	0,77	44,9	0,67	136 %	114 %
4	Mittelwert									<b>146 %</b>	<b>127 %</b>
5	ohne KBD / Bew.	1-2A	75,2	91,3	0,82	63,8	0,85	44,9	0,67	142 %	127 %
6		Mittelwert									<b>142 %</b>
7	ohne KBD, mit Bewehrung	1-3A	67,2	82,1	0,82	60,4	0,90	49,1	0,73	123 %	123 %
9		1-3B	70,5	87,0	0,81	71,3	1,01	49,1	0,73	145 %	139 %
10		1-4A	66,1	80,7	0,82	59,9	0,91	49,1	0,73	122 %	124 %
11		1-4B	69,5	85,8	0,81	55,4	0,80	49,1	0,73	113 %	109 %
12	Mittelwert									<b>126 %</b>	<b>124 %</b>
14	Referenzkörper, mit Bewehrung	1-5	67,2	78,9	0,85	46,1	0,69	49,1	0,73	-	-
15		1-6	67,2	78,9	0,85	52,0	0,77			-	-
17	Referenzkörper, ohne Bewehrung	1-7	67,2	78,9	0,85	45,4	0,68	44,9	0,67	-	-
18		1-8	67,2	78,9	0,85	44,4	0,66			-	-

Tab. 3.20: Ergebnisse und Auswertung der Kompressionsversuche an Verbundprofilen

Mit zunehmender Druckbeanspruchung war in den Referenzversuchen eine Zunahme der Querdehnung zu beobachten. Auf Gebrauchslastniveau betrug die Querdehnrzahl der bügelbewehrten Körper  $\nu = 0,2$  (Bild 3.21). Auf Bruchlastniveau nahm die gemessene Querdehnung stark zu und überschritt schließlich den Wert 1,0.

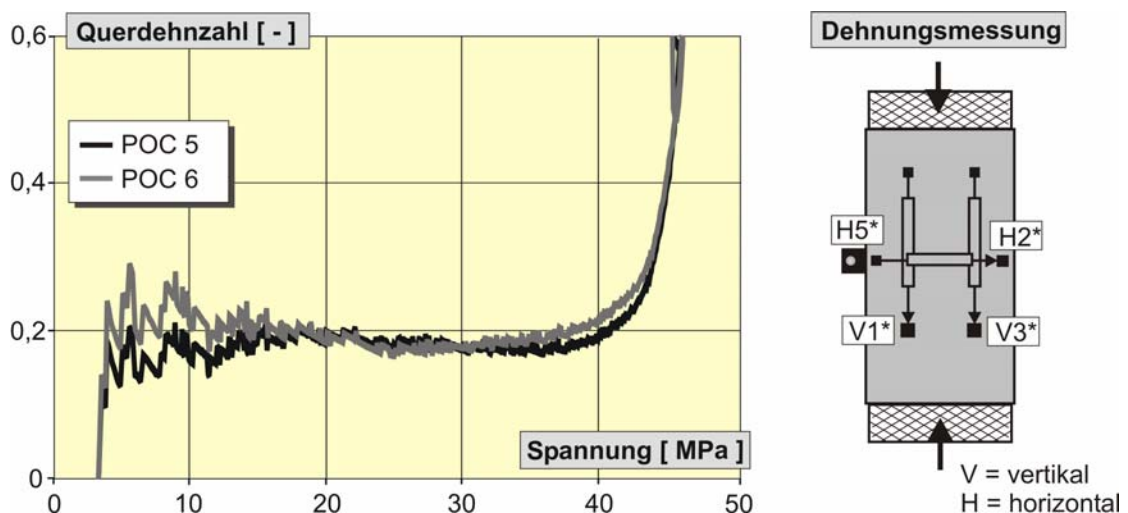


Bild 3.21: Experimentell ermittelte Querdehnrzahl des Betons

### 3.9 Versuche zum Betonschwinden

#### 3.9.1 Versuchsbeschreibung

Zur Kalibrierung der Finite Elemente Modelle war es erforderlich, das Schwindverhalten unterschiedlicher Betone experimentell zu untersuchen. Hierzu wurden Schwindmessungen an Prüfkörpern (Anhang A3) durchgeführt und die in Tabelle 3.21 angegebenen Parameter möglichst isoliert betrachtet. Die Länge der jeweils auf zwei gegenüber liegenden Seiten angeordneten Messstrecke betrug 100 mm, die Genauigkeit der Messung  $10^{-3}$  mm. Um eine Aussage über den Anteil des Schrumpfens am Gesamtschwindmaß treffen zu können, wurde je ein Betonzyylinder zur Hälfte und vollständig mit Alufolie beklebt. Auf diese Weise konnte ein Großteil des Trocknungsschwindens verhindert werden, es kann jedoch nicht von einer vollständigen Behinderung des Feuchteausstausches ausgegangen werden. Anhand der Ergebnisse wurde die Schwindformel nach [DIN1045-1] für die eigene Betonrezeptur C80/95 modifiziert (vgl. Kap. 4.7).

Ziel	Prüfkörper	Beton <sup>1)</sup>	t <sub>0</sub> <sup>2)</sup>	t <sub>s</sub> <sup>3)</sup>	Variation
Schwinden unter Normbedingungen	Z 1, Z2, Z3, Z4	M2	18h	36h	Betonfestigkeitsklasse C80/95
Einfluss der wirksamen Bauteildicke h <sub>0</sub>	Z5, Z6, Z7, W1, W2, B1, B2, R1	M3	8h	36h	Versiegelung der Zylinderoberfläche; Variation der Prüfkörpergeometrie
Einfluss der Beton-zusammensetzung	Z8, Z9	M2, M3, M4	8h	36h	Betonfestigkeitsklasse C80/95
Einfluss der Beton-festigkeit	Z10, Z11	M3, M5	12h	48h	Betonfestigkeitsklasse C20/25,

<sup>1)</sup> Betonmischung (vgl. Anhang A4)

<sup>2)</sup> t<sub>0</sub> Beginn der Schwindmessung nach dem Betonieren

<sup>3)</sup> t<sub>s</sub> Beenden der Nachbehandlung

Tab. 3.21: Versuchsmatrix und Untersuchungsziel der Schwindversuche

Nach dem Betonieren wurden die Prüfkörper unter Folie gelagert. Um bereits das Fröhschwinden in den Messungen zu erfassen, wurde mit dem Präparieren der Prüfkörper und den Messungen begonnen, sobald der Beton eine ausreichende Festigkeit aufwies. Die Nachbehandlung, d.h. Lagerung unter Folie und feucht halten mit nassen Tüchern erfolgte bis zu 36 h nach dem Betonieren. Nach Beendigung der Nachbehandlung wurden die Prüfkörper unter Normbedingungen im Klimaraum gelagert. Die Schwindmessungen wurden zunächst mehrmals täglich und mit zunehmendem Betonalter in Abständen von bis zu drei Tagen durchgeführt.

#### 3.9.2 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Schwindmessung der Betonzyylinder und Würfel unter Normbedingungen (T = 20 °C, RH = 60 %) sind in Bild 3.22 dargestellt. Das mittlere Endschwindmaß nach 125 Tagen betrug ca. 0,42 ‰. Bereits nach ca. 70 Tagen war keine wesentliche Veränderung des Schwindmaßes mehr festzustellen. Im Vergleich mit den rechnerischen Werten nach [DIN1045-1] ist zu erkennen, dass ein konstantes Niveau in den Versuchen deutlich früher auftrat. Das rechnerische Endschwindmaß nach [DIN1045-1] von 0,47 ‰ wurde in den eigenen Messungen im betrachteten Zeitraum nahezu erreicht.

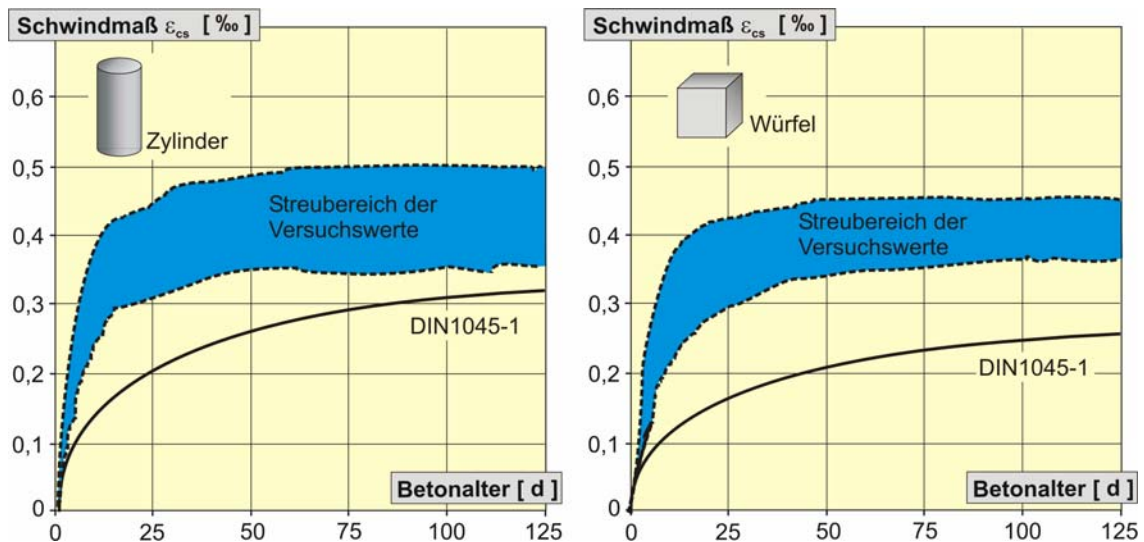


Bild 3.22: Schwindverlauf der Baustoffproben in Abhängigkeit von der Zeit unter Normbedingungen

Die wirksame Bauteildicke wurde durch unterschiedliche Prüfkörpergeometrien variiert und berechnet sich für den Zylinder zu  $h_0 = 75 \text{ mm}$ , für den Würfel zu  $h_0 = 100 \text{ mm}$  und für den Balken zu  $h_0 = 60 \text{ mm}$ . Zusätzlich wurde der Betonzylinder Z6 zur Hälfte und der Zylinder Z7 vollständig mit Alufolie versiegelt. Auf diese Weise verdoppelt sich die wirksame Bauteildicke des Zylinders Z6 und beim Z7 ist diese theoretisch unendlich groß.

Der Einfluss der wirksamen Bauteildicke auf den Verlauf der Schwindverformungen und die Maximalwerte ist in Bild 3.23 zu erkennen. Das Schwindmaß des Körpers R1 (Kurve F) mit der geringsten wirksamen Bauteildicke  $h_0$  wies die größten Schwindverkürzungen auf. Die kleinsten Werte wurden für den vollständig versiegelten und die versiegelte Hälfte des teilweise mit Alufolie verpackten Betonzylinders ermittelt. Das Schwindmaß des in Alufolie verpackten Zylinders Z7 wird durch das Schrumpfen des Betons bestimmt. Der Anteil des Trocknungsschwindens ist in diesem Fall sehr gering. Auffällig ist, dass bei dem halbseitig verpackten Zylinder nahezu kein Einfluss der freien Hälfte auf die versiegelte Seite zu erkennen war. Der Unterschied der Schwindmaße der übrigen Versuchskörper war trotz der unterschiedlichen wirksamen Bauteildicken gering.

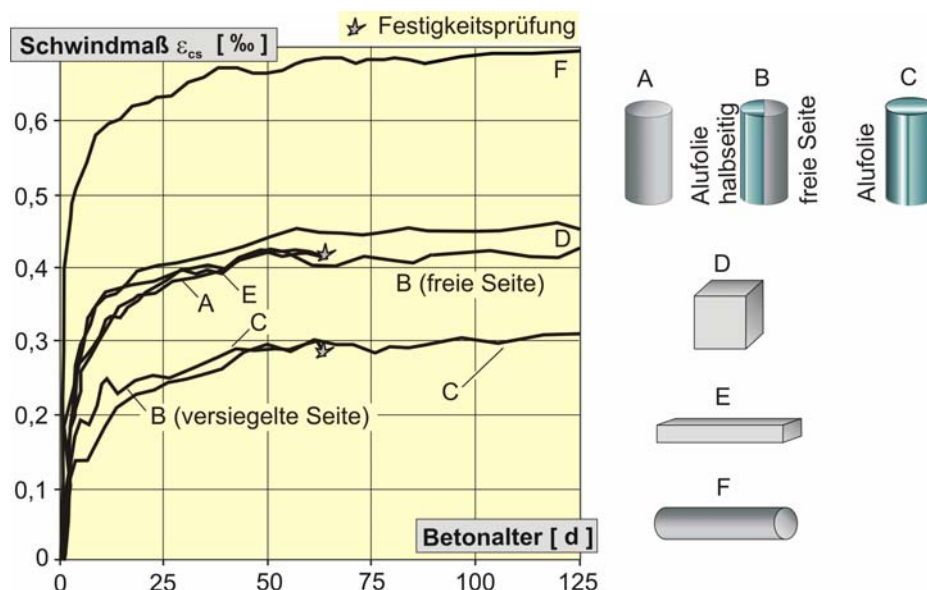


Bild 3.23: Schwindverlauf bei Variation der wirksamen Bauteildicke  $h_0$  unter Normbedingungen

### 3.10 Zeitabhängiges Betonverhalten der Push-Out Körper

#### 3.10.1 Versuchsbeschreibung

Das zeitabhängige Verhalten des Kammerbetons wurde anhand von neun Push-Out Versuchen untersucht (Tab. 3.22). Dabei wurden drei Untersuchungsziele verfolgt:

- (A) Ermittlung des Einflusses des Betonalters auf die Dübelkennlinie im Push-Out Test.
- (B) Bestimmung der Schwindverformungen des Kammerbetons in Längs- und Querrichtung unter Berücksichtigung des Einflusses der Bewehrung und der Umschnürung durch das Stahlprofil.
- (C) Ermittlung der Kriechverformungen für eine Scherkraft von ca. 40%  $P_u$ .

Name	Ziel	Lagerung	Schwindmessung	Kriechbelastung	Abscherversuch
PO I 8	(A), (B), (C)	Klimaraum	nach 24 h	nach 8 Tagen	nach 155 Tagen
PO II 5 und 6	(A)	Klimaraum	-	-	nach 99 Tagen
PO II 7	(A), (B)	Versuchshalle	nach 9 h	-	nach 416 Tagen
PO II 8	(A), (C)	Klimaraum	-	nach 92 Tagen	nach 416 Tagen
PO II 9	(A), (B)	Versuchshalle	nach 9 h	-	nach 416 Tagen
PO III 1 bis 3	(A), (B)	Versuchshalle	nach 9 h	-	nach 104 Tagen

Tab. 3.22: Untersuchungsziel und Ablauf der zeitabhängigen Versuche

#### 3.10.2 Einfluss des Betonalters auf die Dübelkennlinie

Mit Ausnahme des Versuchskörpers PO I 8 ist ein Zusammenhang zwischen dem Betonalter (Schwinden des Betons) und der normierten Dübeltragfähigkeit bzw. der normierten Duktilität zu erkennen. Die Push-Out Körper mit hohem Betonalter wiesen in der Regel geringere Traglasten und ein deutlich spröderes Verformungsverhalten auf als die im jungen Betonalter geprüften Versuchskörper. Dies bestätigt auch der Vergleich der auf die Zugfestigkeit des Dübels normierten Tragfähigkeiten (Tab 3.23). Die Normierung war erforderlich, da das verwendete Bolzenmaterial aufgrund unterschiedlicher Dübellängen aus verschiedenen Chargen stammte. Die in den Versuchen ermittelte Duktilität wurde auf den Mindestwert des Streckgrenzenverhältnisses  $\min(f_u/f_y) = 1,2$  nach [DIN13918] bezogen. Den Zusammenhang zwischen Betonalter und der normierten Dübeltragfähigkeit verdeutlicht Bild 3.24.

Versuch	Betonalter [d]	Verbundmittel	Profil	normierte Dübeltragfähigkeit $P_u \cdot (500/f_u)$	im Mittel: $\delta_u$ normiert: $1,2/(f_u/f_y)$
PO I 3 bis 6	15 bis 31	4 KBD Ø19	HEB240	200 kN	6,2 mm
PO I 8	155	4 KBD Ø19	HEB240	217 kN	4,4 mm
PO II 1 bis 2	13	4 KBD Ø19	HEA300	218 kN	7,2 mm
PO II 5 und 6	98	4 KBD Ø19	HEA300	193 kN	5,5 mm
PO II 7 bis 9	416	4 KBD Ø19	HEA300	183 kN	4,2 mm
PO III 4 bis 6	13	4 KBD Ø19	IPE500	198 kN	7,2 mm
PO III 1 bis 3	105	4 KBD Ø19	IPE500	183 kN	4,2 mm

Anmerkung:  $f_u, f_y$  Zugfestigkeit und Streckgrenze des Kopfbolzendübels, Materialproben [KöCo]

Tab. 3.23: Vergleich der Ergebnisse der PO-Versuche mit unterschiedlichem Betonalter

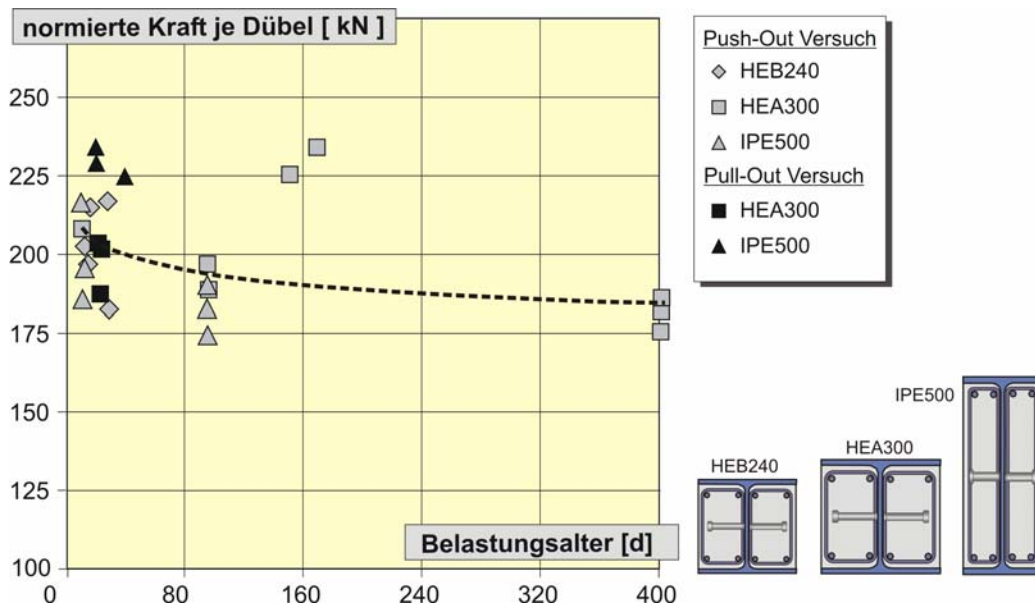


Bild 3.24: Normierte Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom Belastungsalter des Betons (normiert auf eine Zugfestigkeit des Dübels von  $f_u = 500$  MPa)

### 3.10.3 Schwinden des Kammerbetons in Längs- und Querrichtung

Die vertikalen und horizontalen Schwindverformungen sowie das Klaffen zwischen Stahlflansch und dem Beton wurden mit dem in Bild 3.25 dargestellte Messraster ermittelt. Um das frühe Schwinden zu erfassen, wurde bereits neun Stunden nach dem Betonieren mit den Schwindmessungen begonnen. Die Nachbehandlung erfolgte durch Feuchthalten des Betons und dauerte bis zum Beginn der ersten Schwindmessung an. Die Schwindkörper wurden in der Versuchshalle bei ca. 20 Grad Celsius und 50 bis 70 % rel. Luftfeuchte gelagert.

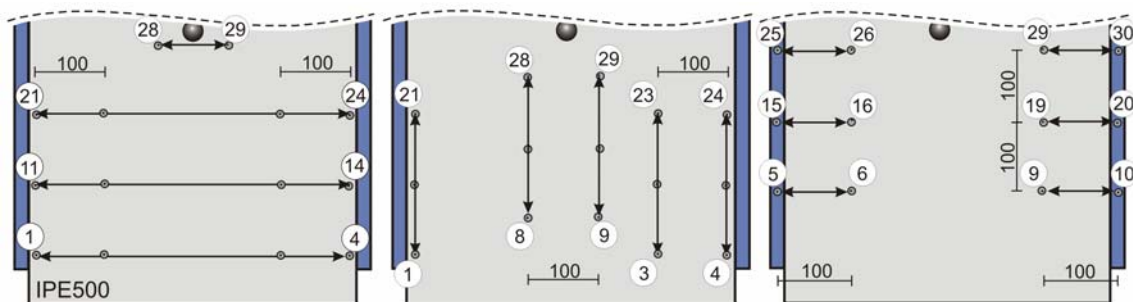


Bild 3.25: Messraster zur Erfassung der Schwind- und Kriechverformungen

Die horizontalen Schwindverformungen stiegen zu Beginn der Messung sprunghaft an. Bereits nach ca. 16 Stunden wurde der Kurvenverlauf deutlich flacher und die horizontalen Schwinddehnungen betragen zu diesem Zeitpunkt 0,12 bis 0,3 ‰. Nach 20 Tagen erreichten die Messwerte ein nahezu konstantes Niveau (Bild 3.26). Das Schwindmaß betrug nach 90 Tagen bei den HEA300 Profilen im Mittel 0,4 ‰ und bei den IPE500 Profilen 0,45 ‰ (Anhang A5). Bei den HEA300 Profilen wurde für den Körper mit geringerer Bügelbewehrung (PO II 7) eine deutlich größere horizontale Schwindverformung in Richtung der Bügel gemessen (Bild 3.26). Der Kurvenverlauf der horizontalen Schwindmessungen war affin zu den Schwindmessungen der Betonzylinder.

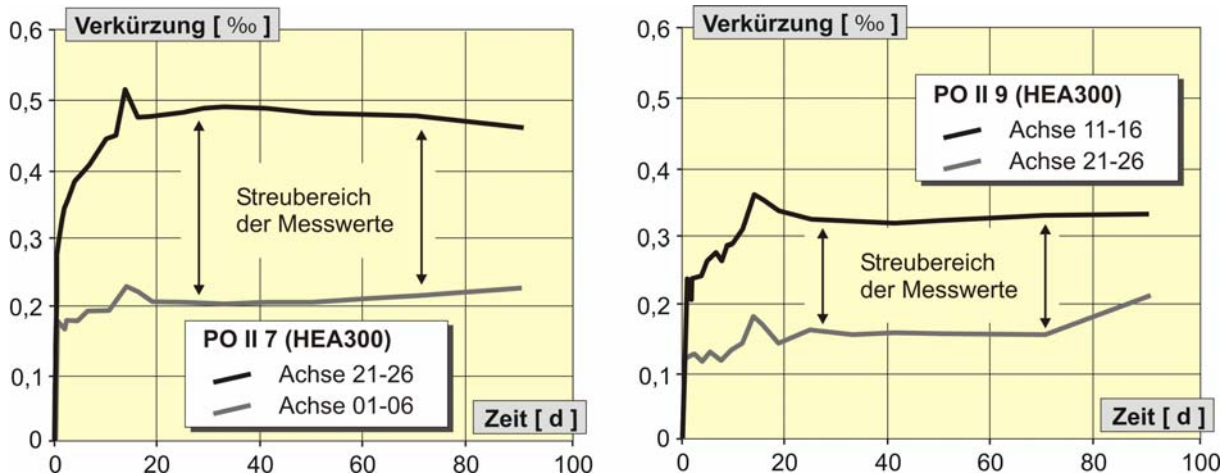


Bild 3.26: Horizontale Schwindverformungen der Versuchskörper PO II 7 und II 9 (HEA300)

Die vertikalen Schwinddehnungen erreichten ebenfalls nach ca. 20 Tagen ein konstantes Niveau (Bild 3.27). Auf der Achse 01-21 der Längsbewehrungsstäbe  $\varnothing$  20mm wurden erwartungsgemäß kleinere Schwindverkürzungen gemessen. Die Schwinddehnungen in Längsrichtung betragen nach 90 Tagen zwischen 0,15 und 0,45 ‰ (HEA300) bzw. 0,3 bis 0,6 ‰ (IPE500).

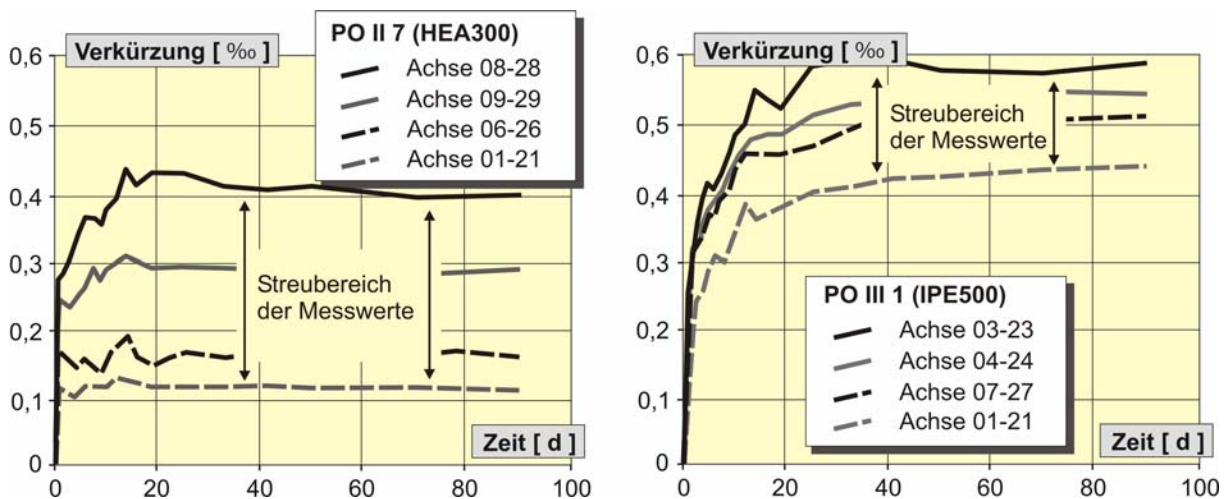


Bild 3.27: Vertikale Schwindverformungen der Versuchskörper PO II 7 (HEA300) bzw. PO III 1 (IPE500)

Die Messungen zum Öffnen der Fuge zwischen Stahlflansch und Kammerbeton lieferten nach ca. 40 Tagen konstante Werte (Bild 3.28). Bei den IPE500 Profilen traten aufgrund der größeren Schwindlänge im Mittel größere Klaffungen auf. An einigen Messstellen wurden sehr kleine bzw. negative Werte gemessen (Anhang A5). Dies liegt an der Entstehung von Schwindrissen zwischen den einzelnen Messpunkten.

Der große Streubereich der gemessenen Schwindmaße ist auf den Einfluss der Längs- und Querbewehrung der Push-Out Körper zurückzuführen. Die Mittelwerte der Schwindmaße nach 90 Tagen stimmen mit der Bandbreite der Schwindmessungen an den Baustoffproben (Kap. 3.9) überein. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die an der Oberfläche des Kammerbetons gemessenen Dehnungen die Maximalwerte darstellen. Im Inneren des Betonkörpers, insbesondere im Bereich der Ausrundung zwischen Stahlflansch und Stahlsteg wird das



Trocknungsschwinden weniger stark ausgeprägt und das tatsächliche Gesamtschwindmaß kleiner sein.

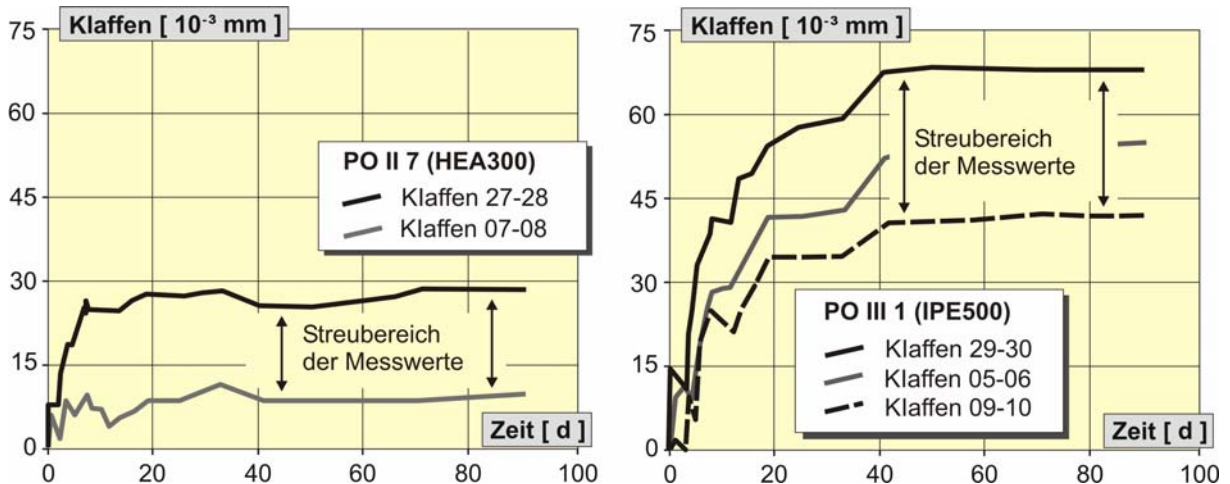


Bild 3.28: Öffnen der Fuge zwischen Flansch und Kammerbeton beim Versuchskörper PO II 7 (HEA300) und PO III 1 (IPE500)

### 3.10.4 Kriechverformungen im Dauerstandsversuch

Bei den Push-Out Körpern unter Dauerbelastung wurde mit Belastungsbeginn an den vier Messstellen ein Schlupf zwischen 0,25 und 0,38 mm gemessen. Nach einer Belastungsdauer von ca. 30 Tagen nahmen die Messwerte nur noch leicht aber stetig zu. Am Ende der Dauerbeanspruchung betrug der mittlere Schlupf beim HEB240 Profil 0,28 mm und beim HEA300 Profil 0,34 mm. Das mit 92 Tagen deutlich höhere Belastungsalter beim PO II 8 hatte keinen signifikanten Einfluss auf das Scherkraft-Schlupfverhalten (Bild 3.29). Der Mittelwert des Schlupfes bei einer Beanspruchung von 400 kN lag in den statischen Versuchen bei 0,23 mm (HEB240) und 0,34 mm (HEA300). Demnach war keine signifikante Zunahme des Schlupfes unter einer Dauerbelastung (Gebrauchslastniveau) zu beobachten.

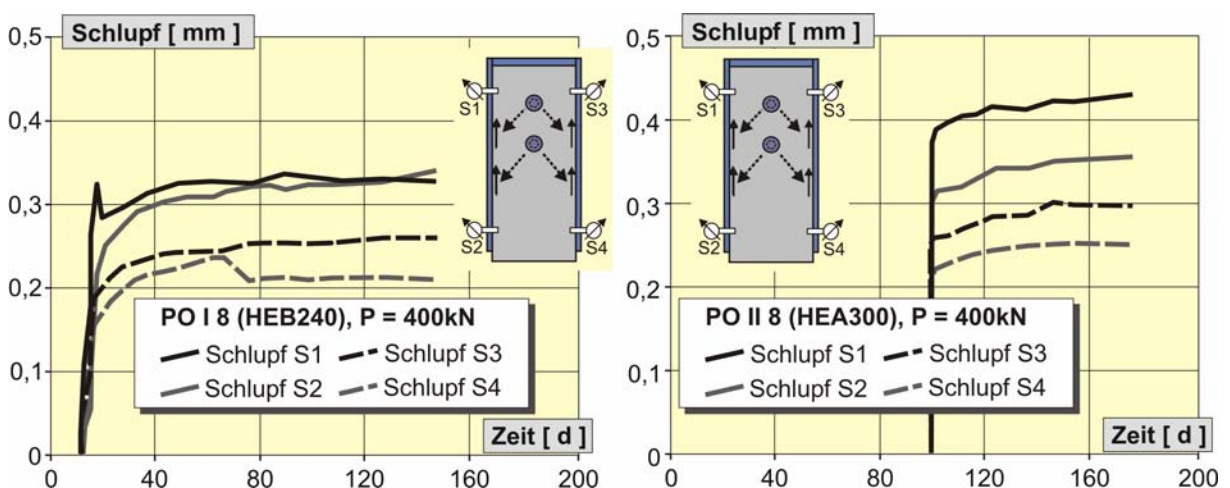


Bild 3.29: Schlupf zwischen Kammerbeton und Stahlprofil für eine Dauerbelastung von 40 %  $P_u$

Der Einfluss des Schwindens des Kammerbetons auf das Scherkraft-Schlupfverhalten im Push-Out Versuch wird in Kapitel 4.7 numerisch untersucht. Die Finite Elemente Modelle wurden anhand der beschriebenen Schwindmessungen kalibriert.



### 3.11 Zusammenfassung

Die experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten von Kammerbeton und Stahlprofil lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Abscherversuche mit walzrauen kammerbetonierten Profilen:

- In den Abscherversuchen mit Kopfbolzendübeln wurde ein Traganteil infolge Reibung zwischen 40 % und 70 % der rechnerischen Dübeltragfähigkeit festgestellt.
- Kopfbolzendübel in hochfestem Kammerbeton weisen im Vergleich zu normalfestem Beton eine deutlich höhere Tragfähigkeit und eine verminderte Duktilität auf.
- Bei der Verbundsicherung mit Steckbügeln werden zwar hohe Traglasten erzielt, die Scherkraft-Schlupfkurve weist jedoch kein plastisches Plateau auf.
- Der Traganteil infolge Reibung setzt sich aus einem Reibkraftanteil der Druckstreben, die von den Kopfbolzendübeln in Richtung der Flansche verlaufen und dem Anteil des natürlichen Reibverbundes zusammen. Dieser wurde in den Versuchen ohne Verbundmittel für walzraue Profile bestimmt.
- Der natürliche Reibverbund wird durch die Oberflächenrauigkeit der Stahlflansche und den Imperfektionen des Stahlprofils bestimmt.

Kompressionsversuche mit walzrauen kammerbetonierten Profilen:

- Im umschnürten Bereich des Kammerbetons entsteht unter Druckbeanspruchung ein mehraxialer Spannungszustand.
- Im Vergleich zu Referenzkörpern ohne Stahlprofil konnte die aufnehmbare Spannung um 26 % bis 46 % gesteigert werden.

Versuche zum zeitabhängigen Betonverhalten:

- Schwindmessungen an Probekörpern unterschiedlicher Geometrien haben gezeigt, dass die Schwindverformungen bei den verwendeten Betonen im wesentlichen in den ersten 50 bis 70 Tagen auftreten.
- Durch das Versiegeln eines Betonzylinders mit Aluminiumfolie konnte zwischen dem Schrumpfen (chemischen Schwinden) und dem Gesamtschwinden unterschieden werden.
- Mit zunehmendem Betonalter nimmt aufgrund des Schwindens der Reibkrafttraganteil ab.
- Aufgrund der Versuche ist davon auszugehen, dass in großen Bereichen des Kammerbetonquerschnitts ausschließlich Schrumpfverformungen auftreten.

## 4. Analyse und Finite Elemente Berechnung - Modellversuche

### 4.1 Allgemeines

Die durchgeführten Modellversuche an kammerbetonierten Stahlprofilen geben einen Einblick in die Verbundmechanismen zwischen Kammerbeton und Stahlprofil. Ziel der Finite Elemente Berechnungen war es die Lastabtragungsmechanismen zu benennen und die Größe und Ursache der auftretenden Reibkräfte zu bestimmen. Dazu wurden die einzelnen Einflussfaktoren isoliert betrachtet und Parametervariationen durchgeführt.

Bei der Simulation der Modell-Versuche wurden die Kopfbolzendübel mit Volumenelementen sowie mit mehrlagigen Interfaceelementen abgebildet. Das Modell mit tatsächlicher Geometrie des Kopfbolzendübels wurde an einem Versuch mit reiner Abscherbeanspruchung kalibriert [Heg2004], [Heg2003a] und in die Modelle der Push-Out Versuche [DFG2005] implementiert. Die Vor- und Nachteile der beiden Vorgehensweisen sind in Tab. 4.1 dargestellt. Um die lokalen Last-Abtragungsmechanismen der Modellversuche wirklichkeitsnah abzubilden sind nicht-lineare Volumenmodelle erforderlich. Die Kopfbolzendübel können sowohl mit Volumenelementen als auch mit den im Rahmen der eigenen Arbeit entwickelten mehrlagigen Interfaceelementen modelliert werden. Die Bestimmung der Scherkrafttraganteile des Dübelschaftes und des Schweißwulstes ist nur mit nicht-linearen Volumenelementen möglich.

Volumenelemente	mehrlagige Interface-Elemente
<p>Vorteile:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>+ Erfassen des lokalen, räumlichen Tragverhaltens der unterschiedlichen Modellversuche</li> <li>+ genaue Bestimmung der Dübelbeanspruchung: Scher- und Normalkraft</li> <li>+ Abbildung der Dübelverformung über die Dübelhöhe</li> <li>+ Erfassen des Traganteils des Schweißwulstes</li> </ul>	<p>Vorteile:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>+ Erfassen des räumlichen Tragverhaltens der unterschiedlichen Modellversuche</li> <li>+ Abbildung der Dübelverformung über die Dübelhöhe</li> <li>+ Anwendung bei einem Verbundträger möglich</li> <li>+ Abbilden des dreidimensionalen Tragverhaltens der Verbundträgerversuche</li> </ul>
<p>Nachteile:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- große Rechnerleistung erforderlich</li> <li>- Die Anwendung bei einem Verbundträger ist aufgrund der Systemgröße zur Zeit nicht möglich</li> </ul>	<p>Nachteile:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Last-Schlupfcurve muss aus Versuchen vorliegen</li> <li>- Die lokale Beanspruchung des KBD und des umgebenden Betons wird nicht genau abgebildet</li> </ul>

Tab. 4.1: Abbildung der Verbundfuge zwischen Betongurt und Stahlträger

Die numerischen Berechnungen wurden mit einem idealen Stahlquerschnitt ohne Imperfektionen durchgeführt. Daher musste der Traganteil des natürlichen Verbundes infolge der Oberflächenrauigkeit, wie er in den Abscherversuchen ohne Verbundmittel ermittelt wurde, verschmiert über einen erhöhten Reibungskoeffizienten abgebildet werden. Die geringe Anzahl der Abscherversuche ohne Verbundmittel und die große Streuung der Versuchsergebnisse erlaubt es nicht einen abgesicherten konstanten Wert für die Reibverbundspannung anzusetzen. Der Einfluss einer Imperfektion des Stahlprofils auf den Scherwiderstand im Push-Out Test wird in Kapitel 4.5.3 genauer untersucht. Der Haftverbund wurde in den Abscherversuchen durch eine ausreichende Anzahl an Lastwechseln aufgelöst. Dies bestätigen auch die gemessenen Schlupfwerte während der Lastwechsel, sodass der Haftverbund in den Simulationen nicht anzusetzen war.

## 4.2 Finite Elemente Modell

Die Modellversuche stellen einen Ausschnitt aus einem kammerbetonierten Verbundträger dar. Im Finite Elemente Modell [Heg2005], [Gor2005] wurden die Versuchskörper dreidimensional durch Volumenelemente abgebildet. Für alle Beton- und Stahlelemente wurden isoparametrische Volumenelemente mit 9-Knoten (3D-Hexaeder) verwendet. Die Längs- und Bügelbewehrung wurde mit Fachwerkstäben (2-Knoten-Stabelement) abgebildet. Zur Modellierung der Verbundfuge dienten Interfaceelemente (4-Doppelknoten Flächenelement). Dabei ist zwischen Interfaceelementen zur Modellierung der Reibung und zur Abbildung der Kopfbolzendübel zu unterscheiden (Bild 4.1). In [Ker1999] und [Ker2004] werden die Elementformulierungen ausführlich beschrieben. Zur Abbildung der Kopfbolzendübel wurde im Rahmen der eigenen Arbeit ein mehrlagiges Interfaceelement entwickelt und eine von der Normalspannung senkrecht zum Interfaceelement abhängige Verbundspannungs-Schlupf-funktion zur Abbildung von Reibspannungen implementiert.

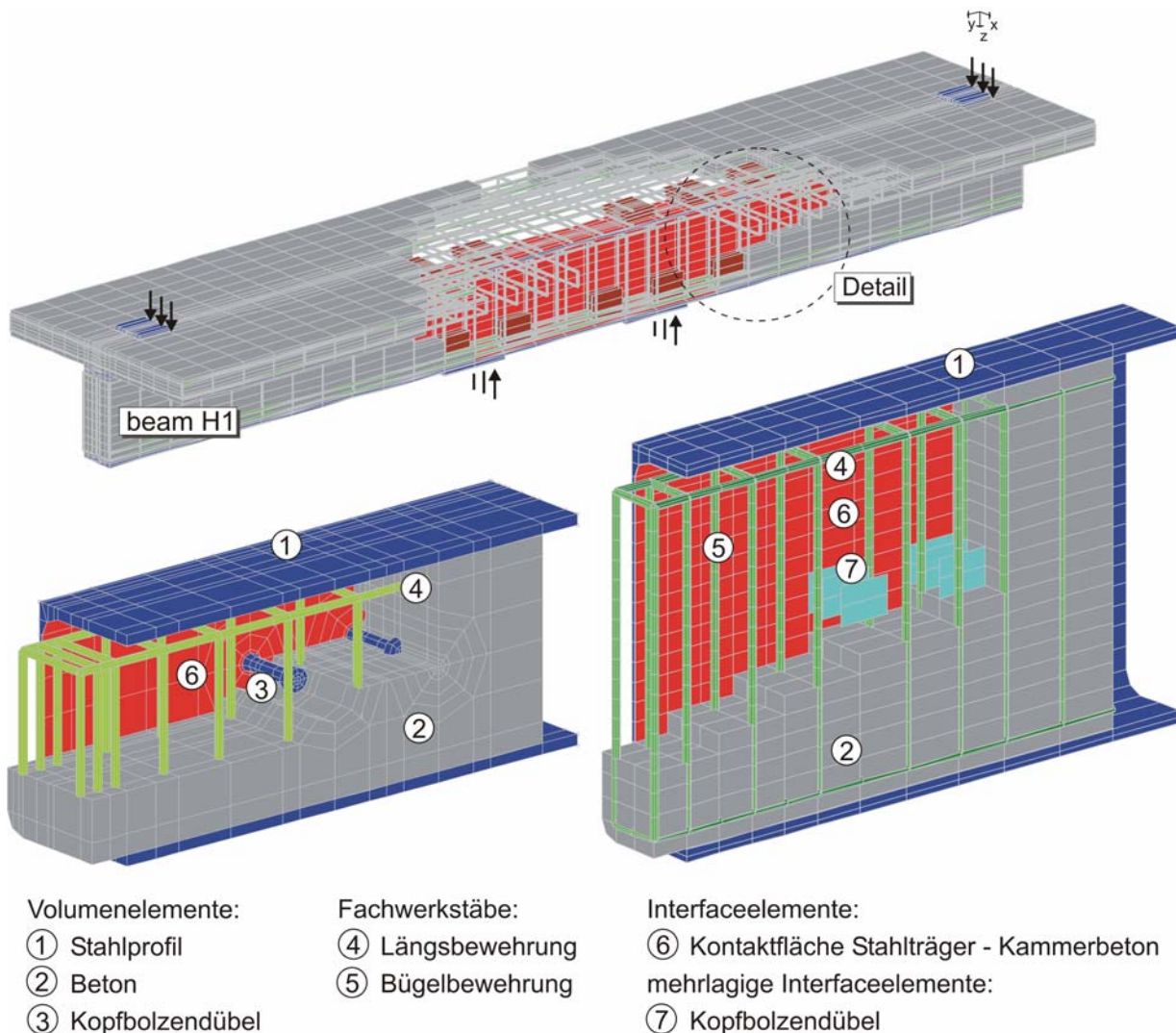


Bild 4.1: Dreidimensionales Finite Elemente Modell des Versuchsträgers H1 und der Modellversuche

Den Elementen des Stahlprofils und des Bewehrungsstahls wurde eine bi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung mit der Fließbedingung nach [Mis1954] zugewiesen, die im Zug- und

Druckbereich gültig ist. Die Querdehnzahl wurde zu  $\nu = 0,3$  gewählt und bleibt im gewählten Materialmodell im elastischen und plastischen Bereich konstant.

Das verwendete Betonmodell nach [Ott1979] ist geeignet, einen mehraxialen Spannungszustand abzubilden. Zur Kalibrierung der Elemente wurden die Druckversuche an  $20 \times 20 \times 5$  cm großen Betonquadrern von [Kup1973] nachgerechnet. In Bild 4.2 sind dem Betonmodell exemplarisch die rechnerische und die im Druckversuch [Kup1973] gemessene Zunahme der aufnehmbaren Spannung unter zweiaxialer Beanspruchung gegenübergestellt. Die Ergebnisse der Simulation stimmen gut mit den Werten der Theorie [Ott1979] und den experimentellen Ergebnissen von KUPFER [Kup1973] überein.

Die Eingabe der Materialeigenschaften im Zug- und Druckbereich ist anwenderfreundlich und erfolgt durch die Definition einer ebenen Spannungs-Dehnungslinie. Der Druckbereich wird durch den E-Modul  $E_0$ , die Betondruckfestigkeit  $f_c$ , die Bruchdehnung  $\epsilon_c$  und den Parameter  $D$  zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens definiert (Bild 4.2).

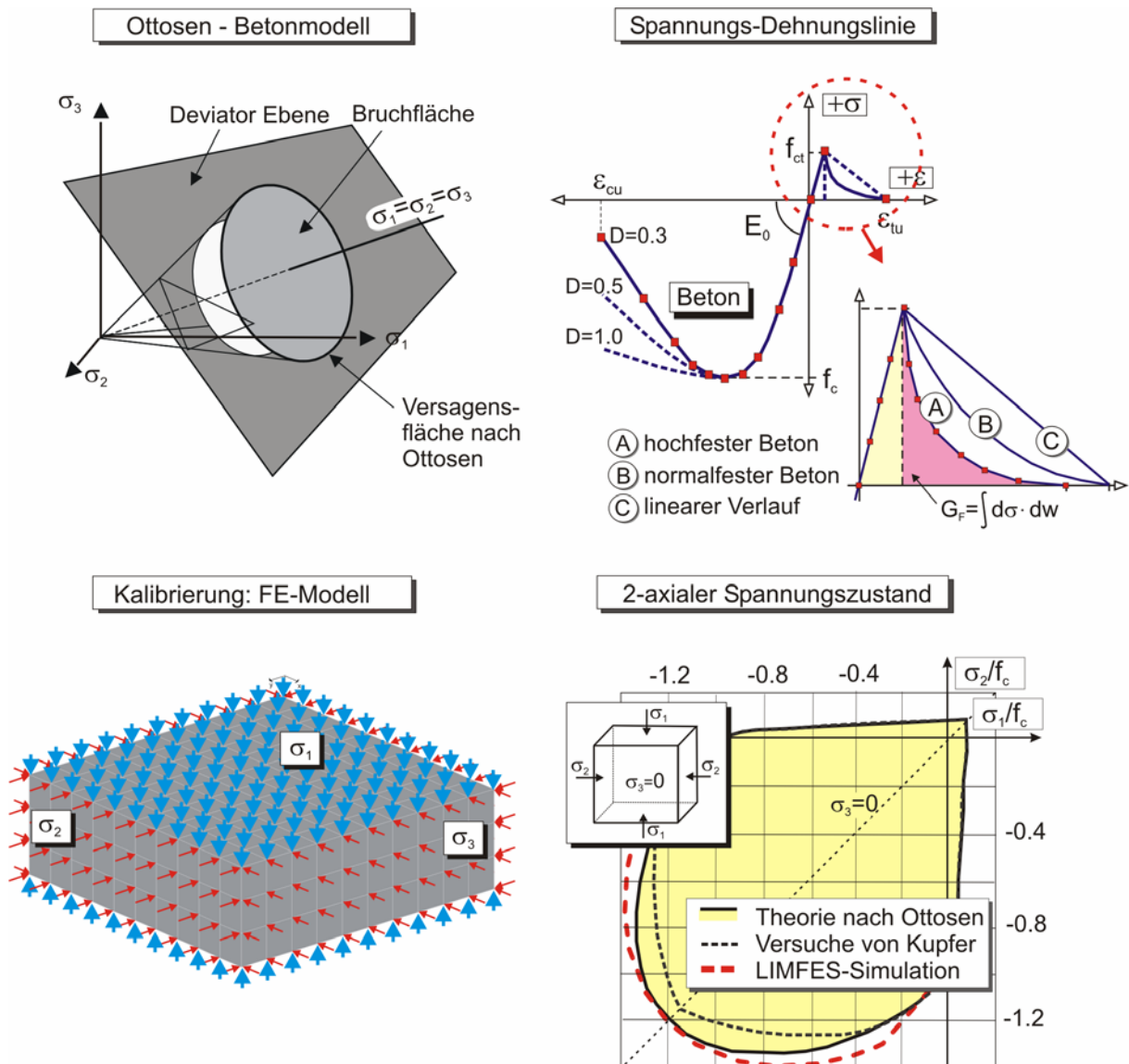


Bild 4.2: Betonmodell nach Ottosen, Eingabeparameter in LIMFES und Kalibrierung von LIMFES an den Versuchen von KUPFER [Kup1973]

Die Rissbildung wurde in der Berechnung mit einem verschmierten Rissansatz berücksichtigt. Hierbei wird nach Erreichen der Betonzugfestigkeit das Nachbruchverhalten durch die Bruchenergie  $G_f$  bestimmt (Bild 4.2). Diese entspricht der Energie, um einen Riss von Null auf die Rissbreite  $w_r$  zu öffnen, bei der keine Spannung mehr im Riss vorhanden ist. Die Bruchenergie entspricht demnach der Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungslinie nach Erreichen der Rissdehnung. Für den abfallenden Ast kann ein linearer, bi-linearer oder exponentieller Verlauf gewählt werden. In den eigenen Berechnungen wurde für den hochfesten Beton ein exponentieller Verlauf angenommen. Diese Funktion wurde experimentell in [Hor1991] ermittelt.

Wird ein Volumenmodell auf Biegung beansprucht, so werden die einzelnen Elemente geometrisch verzerrt. Dies führt zu so genannten „Shear-Locking“ Effekten, die eine Versteifung der Elemente zur Folge haben. Um den Einfluss dieser Effekte zu minimieren, wurde in LIMFES eine modifizierte Integrationsmethode implementiert. Im Gegensatz zur klassischen Gauß-Integration werden hierbei acht Integrationspunkte gewählt, die vom Elementschwerpunkt einen Abstand von 0,05 % der Kantenlänge aufweisen.

Die Fuge zwischen Stahl und Beton wurde mit Interfaceelementen abgebildet. Zur Berücksichtigung der Reibung zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wurde das Coulomb'sche Reibgesetz implementiert. Hierbei ist die Schubspannung  $\tau$  von der Normalspannung senkrecht zur Elementebene  $\sigma_D$  und dem Reibbeiwert  $\mu$  abhängig. Für die von der Normalspannung abhängige Funktion wurde der Reibbeiwert  $\mu$  zwischen 0,4 und 0,8 variiert und eine von der Relativverschiebung  $v_i$  abhängige Komponente implementiert (Bild 4.3). Zugkräfte senkrecht zur Kontaktfläche können von den Reib-Interfaceelementen nicht übertragen werden.

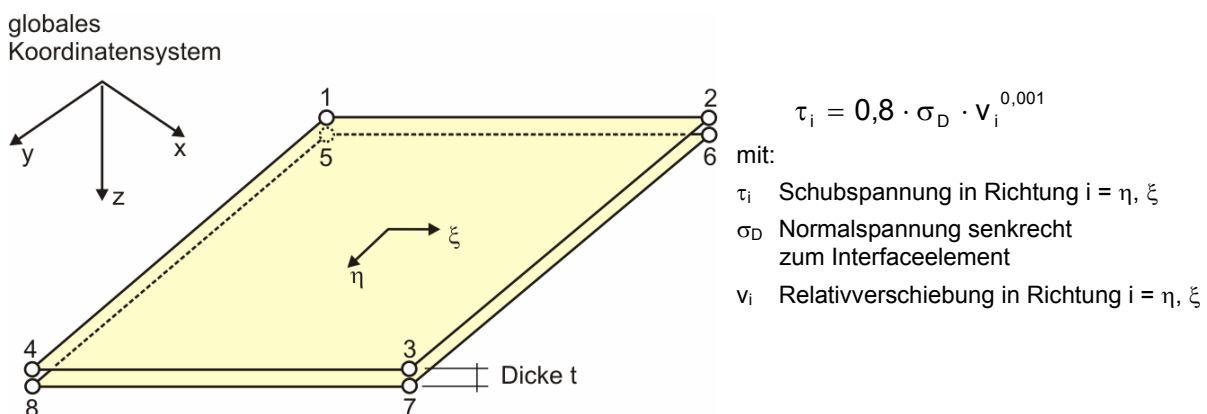


Bild 4.3: Definition der Schub-Normalspannungsbeziehung der Reib-Interfaceelemente

Um die Systemgröße und damit die Rechenzeit zu minimieren, wurden die Kopfbolzendübel der Verbundfuge bei den Parameteruntersuchungen ebenfalls mit Interfaceelementen modelliert. Auf diese Weise konnte die Berechnung auf einem üblichen PC erfolgen. Um den Lastabtrag in den Beton dreidimensional zu erfassen war es erforderlich mehrlagige Interfaceelemente (Multi-Layer Interfaces) zu entwickeln (Bild 4.4). Hierbei verbindet das Interfaceelement (IF) die Oberfläche des Stahlelementes mit  $n$  Elementlagen des Betonquerschnitts. Die Schubspannungs-Schlupfbeziehung für jede einzelne Lage (Bild 4.5) wurde durch die Simulation des Einzelabscherversuchs (SPOT) berechnet [Heg2004], [Heg2003a]. In diesem



Modell wurde der Dübel mit Volumenelementen abgebildet und für jeden Schnitt (IF1 bis IF4) die Verformung und mit einer Spannungsintegration die zugehörige Längsschubkraft bestimmt.

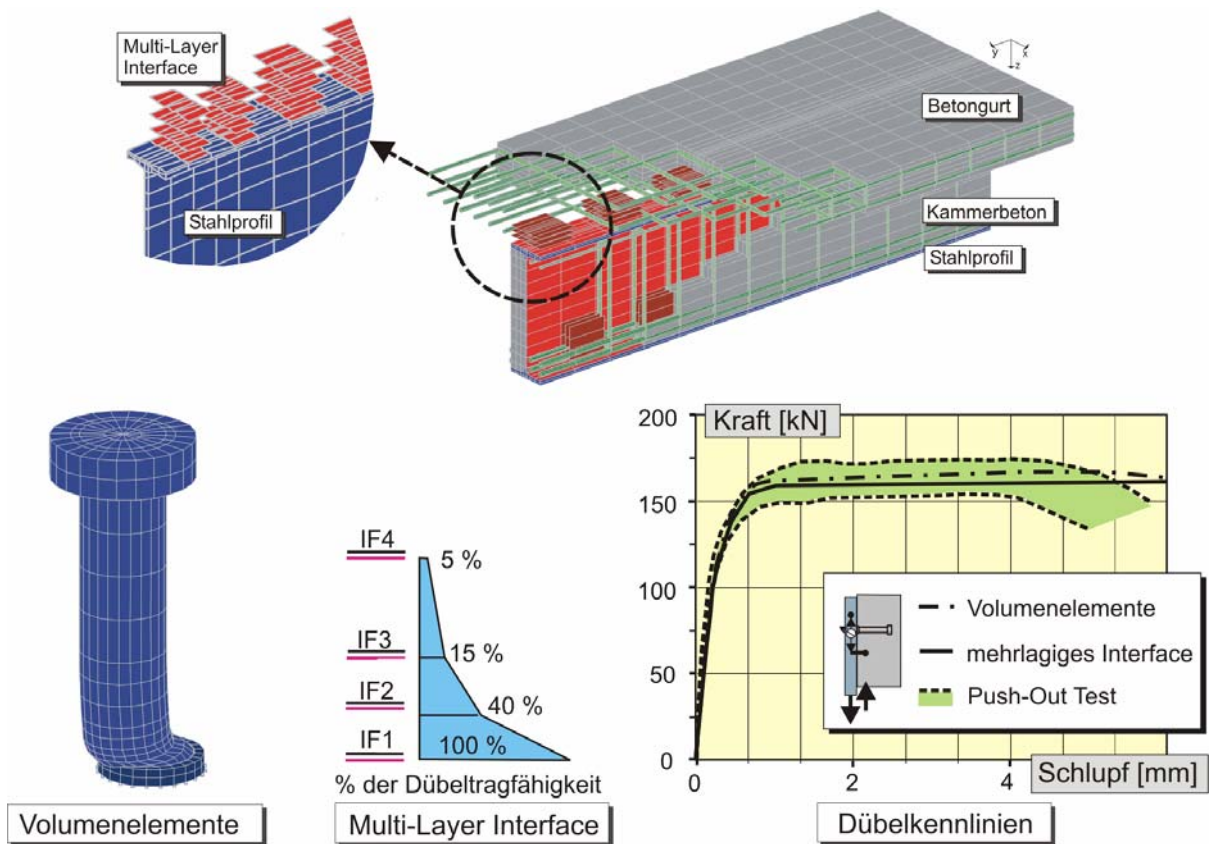


Bild 4.4: Abbildung der Verbundfuge mit mehrlagigen Interfaceelementen und Vergleich mit einer Simulation mit Volumenelementen [Gor2004] sowie den Abscherversuchen in [Döi2001]

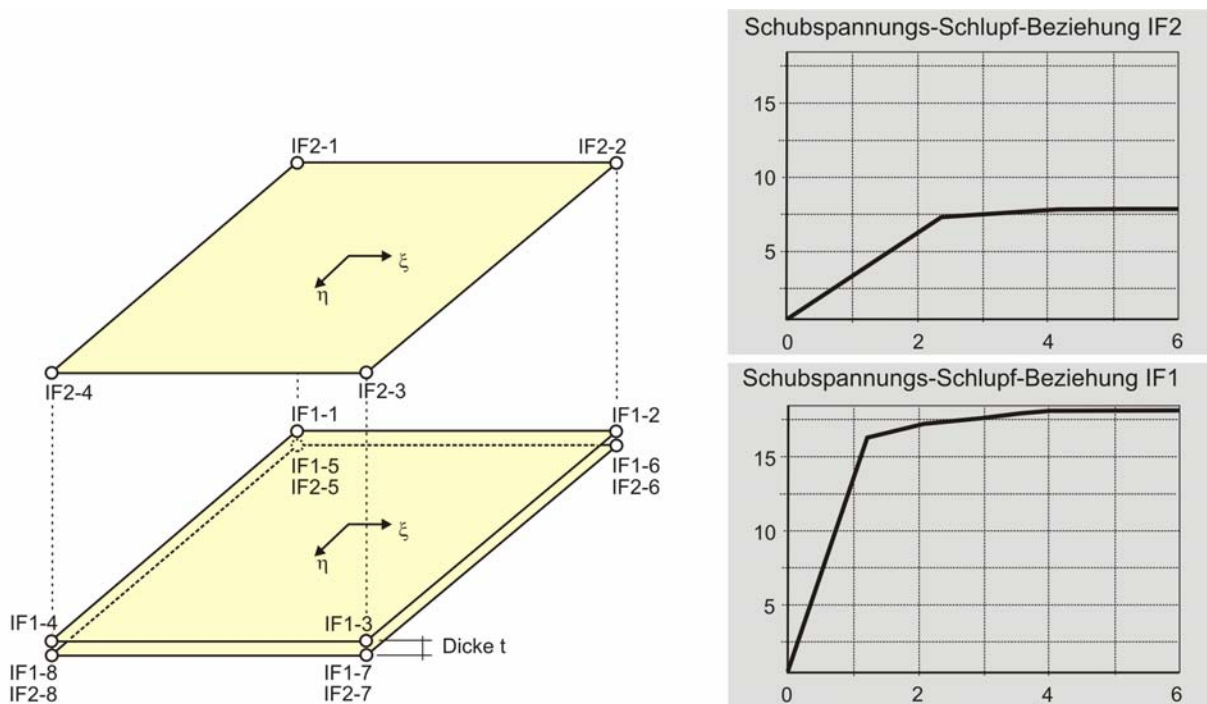


Bild 4.5: Schubspannungs-Verschiebungsbeziehung der Interfacelagen IF1 und IF2 eines vierlagigen Interfaceelementnetzes (Kopfbolzendübel  $\varnothing$  19 mm, der Länge 80 mm)

In Bild 4.4 sind die berechnete Dübelverformung im Bruchzustand und der Längsschubkraftanteil der einzelnen Interfacelagen (IF1 bis IF4) dargestellt. Die Ergebnisse der Simulation des Einzelabscherversuchs liegen sowohl für die Abbildung des Kopfbolzendübels mit Volumenelementen als auch mit mehrlagigen Interfaceelementen im Streubereich der Versuchsergebnisse. Damit die mehrlagigen Interfacelemente nicht zu einer Versteifung des Last-Verformungsverhaltens führen, wurde die Verbundfuge in regelmäßigen Abständen unterbrochen.

Bei nicht-linearem Materialverhalten ist die Gesamtsteifigkeitsmatrix  $[K]$  von den Knotenverschiebungen, d.h. dem Vektor der unbekanntenen Knotenverschiebungen  $\{V\}$  und dem Vektor der äußeren Lasten  $\{P\}$  abhängig. Zur Lösung des nicht-linearen Gleichungssystems  $[K(\{V\})] \cdot \{V\} = \{P\}$  sind aufgrund der Rissbildung und der Pfadabhängigkeit der Materialgesetze bei Stahlbetonkonstruktionen inkrementell-iterative Verfahren erforderlich.

In den eigenen Berechnungen wurde ein abgewandertes Newton-Raphson Verfahren verwendet, bei dem der Anwender festlegen kann wie häufig die Tangentensteifigkeitsmatrix innerhalb eines Lastinkrements aufgestellt und invertiert wird (Bild 4.6). In Abhängigkeit von der Größe des Finite Elemente Modells wurde für die Berechnung der Trägerversuche mit zwei Iterationen je Lastschritt und einer sehr feinen Lastschrittweite von bis zu 1000 Lastinkrementen gerechnet. Bei der Berechnung der Modellversuche wurden neun Iterationen je Lastinkrement gewählt und die Tangentensteifigkeit alle fünf Iterationen aktualisiert. Auf diese Weise wurden gute Konvergenzeigenschaften bei annehmbaren Rechenzeiten erzielt.

Die Belastung wurde in allen Berechnungen mit Ausnahme der Berechnungen zum Kriechverhalten des Betons unter Dauerlast als Lagerverschiebung, d.h. weggeregelt aufgebracht.

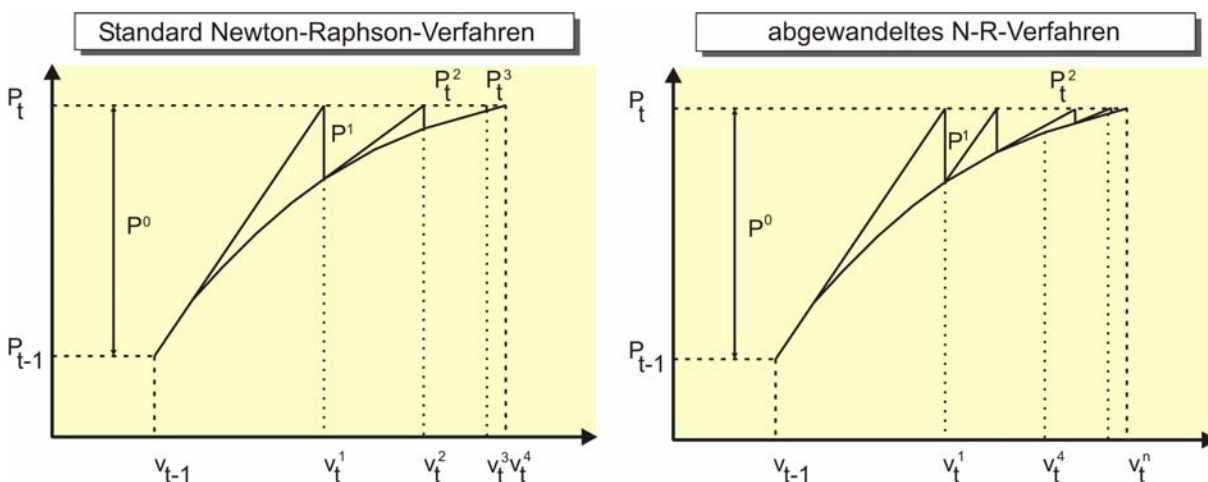


Bild 4.6: Inkrementell-iteratives Lösungsverfahren (Newton-Raphson-Verfahren)



### 4.3 Push-Out Versuche an kammerbetonierten Walzprofilen

Anhand der numerischen Berechnungen konnte der Tragmechanismus der Push-Out Versuche im Detail bestimmt werden. Hierzu war es erforderlich, den Dübel mit Volumenelementen abzubilden (Bild 4.7). Im Bereich direkt vor dem Dübelwulst wurden die in [Heg2004] beschriebenen „Betonelemente“ mit elastisch-plastischem Materialgesetz implementiert. Die Last wurde durch eine Auflagerverschiebung am Stahlprofil aufgebracht.

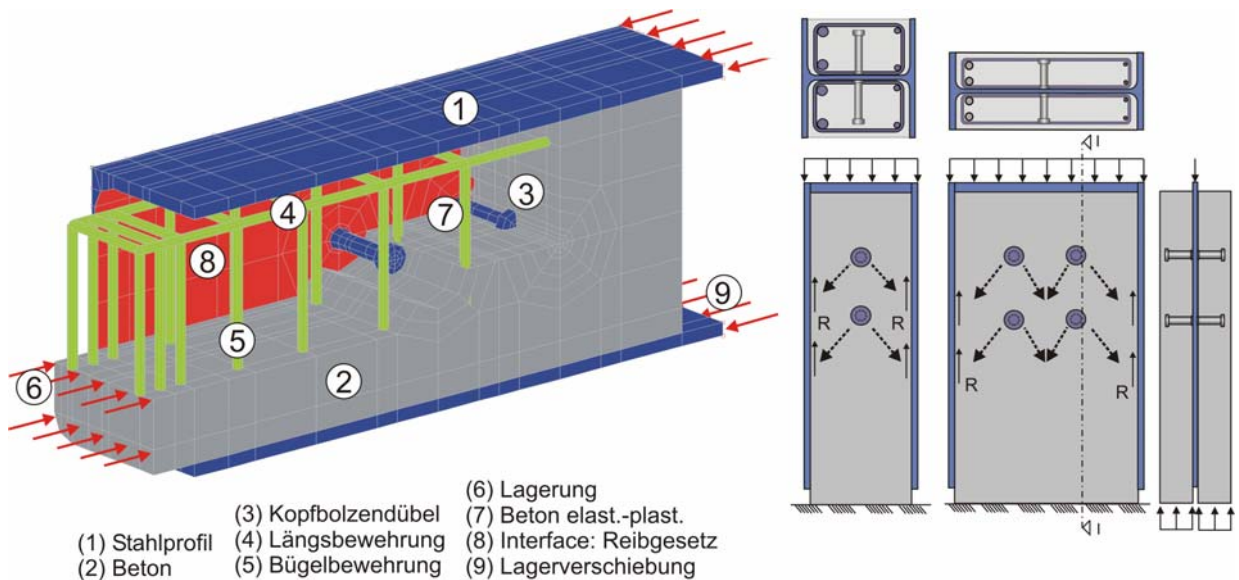


Bild 4.7: Finite-Elemente Modell des Push-Out Versuchs PO II5 und Versuchsaufbau der Modellversuche

Der berechnete Scherkraft-Schlupfverlauf ergibt eine gute Übereinstimmung mit dem Streubereich der Push-Out Versuche (Bild 4.8). Da das Modell den abfallenden Ast nicht abbilden kann, wurde die Berechnung bei einem Schlupf von 9 mm abgebrochen. Für einen Reibbeiwert von  $\mu = 0,8$  konnte die Scherkraft-Schlupfcurve des Versuchs PO II 2 mit guter Übereinstimmung abgebildet werden.

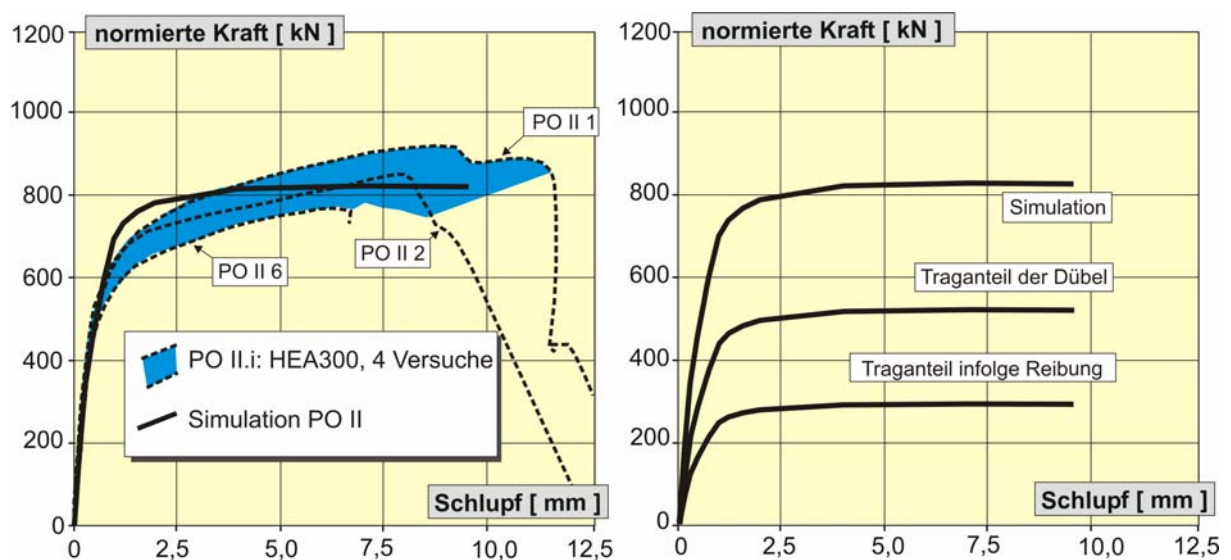


Bild 4.8: Scherkraft-Schlupfcurve der Simulation PO II im Vergleich zum Streubereich der Versuche (normiert auf  $f_u = 500\text{MPa}$ ) und Traganteil infolge Reibung

Infolge der aktivierten Reibkräfte nimmt die Tragfähigkeit um ca. 50 % gegenüber der reinen Dübeltragfähigkeit zu. Die Reibkräfte werden durch die von den Dübeln auf die Flansche zulaufenden Druckstreben hervorgerufen (Bild 4.9). Sie treten im Bereich der Profilausrundung zwischen Steg und Flansch auf und verursachen Zugspannungen im Steg des Stahlprofils.

Anhand der Auswertung der Verbundspannungen der Interfaceelemente wurde festgestellt, dass zwischen Betonkörper und dem Steg Druckkräfte im Bereich oberhalb der Dübel auftreten und Reibkräfte hervorrufen. Diese Druckkraft bildet zusammen mit der Zugbeanspruchung des unteren Dübels ein Kräftepaar, welches die Exzentrizität der Lasteinleitung ausgleicht (vgl. Kap. 4.6.6). Die Zugbeanspruchung des unteren Dübels ist abhängig von der Versuchskörpergeometrie und dem Reibbeiwert  $\mu$  zwischen Kammerbeton und Lagerplatte. Werden in der Aufstandsfläche des Betonkörpers keine horizontalen Reibkräfte aktiviert ( $\mu = 0$ ) erfährt der untere Dübel eine rechnerische Zugbeanspruchung von bis zu 15 % der Abscherkraft.

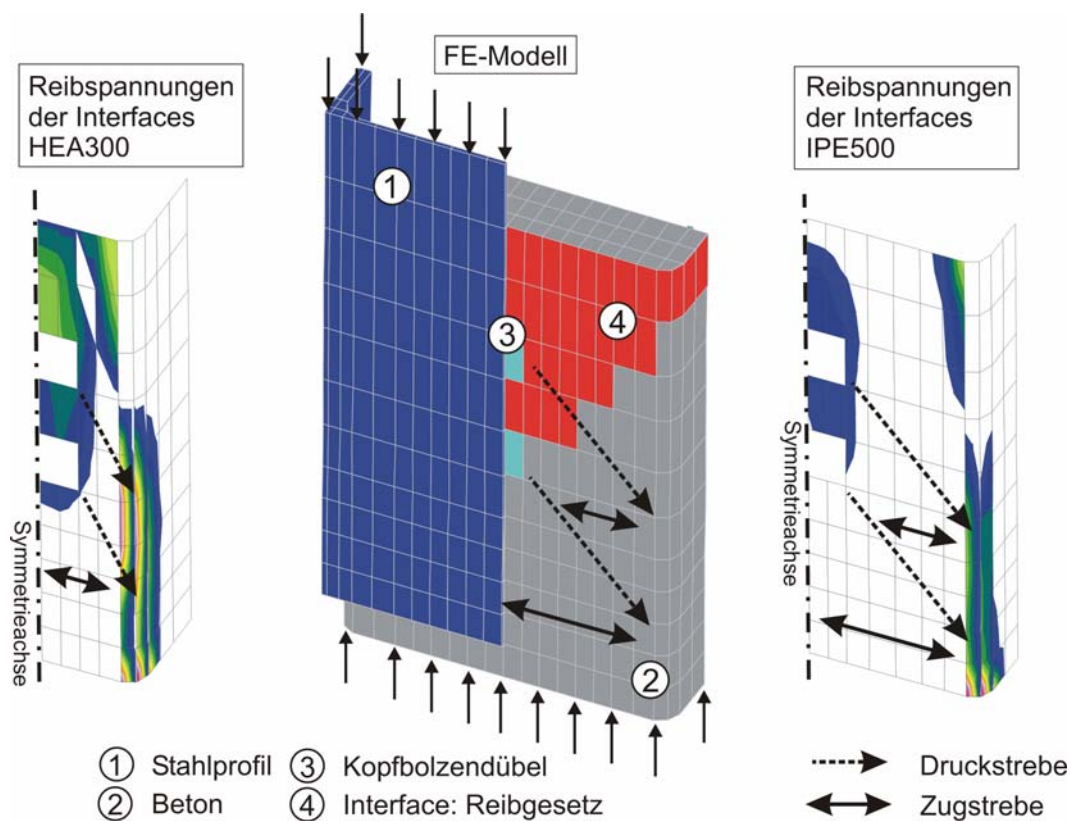


Bild 4.9: Lastabtragungsmechanismus und aktivierte Reibspannungen (qualitativ)

Die Parameteruntersuchungen ergaben eine nahezu lineare Abhängigkeit des Reibanteils von dem Reibungskoeffizienten  $\mu$  zwischen Beton und Stahl (Tab. 4.2). Neben dem Reibbeiwert  $\mu$  wird die Größe der aktivierten Reibkraft durch die Geometrie, die Anordnung der aufgeschweißten Dübel und die Materialkennwerte bestimmt.

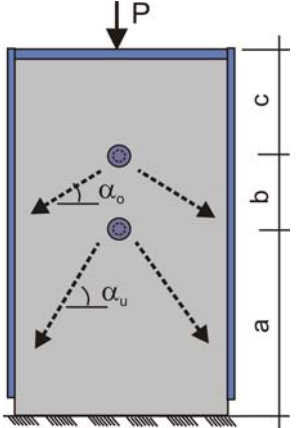
Wird der untere Randabstand  $a$  auf 20 cm (vgl. Tab. 4.2) reduziert, verläuft die Druckstrebe des unteren Dübels direkt auf den Betonfuß und es wird ein geringerer Reibanteil aktiviert. Exzentrisch angeordnete KBD sowie die Längs- und Bügelbewehrung beeinflussen das Tragverhalten nicht (Tab. 4.2).

In den Berechnungen erzielten die Profile HEA300 im Vergleich zu den Profilen IPE500 einen ca. 10 % größeren Reibanteil. Bei einem Flanschabstand von 500 mm und einem Abstand des unteren Dübels zur Aufstandsfläche von 300 mm wurde ein Teil der Scherkraft direkt in das Auflager abgetragen.

Bei zwei- bzw. dreireihiger Dübelanordnung werden je Dübel nur 31 bzw 27 %, bezogen auf die Abscherkraft des Dübels, als Reibanteil aktiviert, da sich die horizontalen Anteile der Druckstreben zwischen den Dübelreihen teilweise aufheben (Bild 4.7). Die in [Roi1983] und [prEN1994] dargestellte vollständige Neutralisation der horizontalen Anteile aus den Druckstreben der mittleren Dübelreihen konnte in den eigenen Simulationen nicht bestätigt werden.

Der Reibkraftanteil nimmt mit abnehmender Betonfestigkeit zu, da der Beton aufgrund der geringeren Zugfestigkeit einen kleineren Anteil der Spaltzugkräfte aufnimmt und eine größere Querdehnung erlaubt. Auf diese Weise treten größere Druckspannungen an den Flanschinnenflächen auf und es werden größere Reibkräfte hervorgerufen.

Var.	Reibbeiwert	Beton [MPa]	Geometrie a / b / c [cm]	Dübelreihen	$P_u$ je Dübel [kN]	$P_{Reib}$ je Dübel [kN]	Reib- <sup>1)</sup> anteil R	Winkel <sup>2)</sup> $\alpha_o / \alpha_u$
Profil: HEA300								
A	0,01	80	30 / 15 / 20	1	142	< 1	0 %	-
B	0,5	80	30 / 15 / 20	1	192	50	35 %	50°/55°
C	0,6	80	30 / 15 / 20	1	202	60	42 %	55°/65°
D <sup>3)</sup>	0,8	80	30 / 15 / 20	1	222	81	56 %	55°/60°
E	0,5	120	30 / 15 / 20	1	188	46	32 %	55°/70°
F	0,5	20	30 / 15 / 20	1	196	197	55 %	45°/55°
G <sup>4)</sup>	0,5	25	30 / 15 / 20	1	255	89	50 %	45°/55°
Profil: IPE500								
G	0,01	80	30 / 15 / 20	1	142	< 1	0 %	-
H	0,5	80	30 / 15 / 20	1	188	46	32 %	50°/55°
I <sup>5)</sup>	0,8	80	30 / 15 / 20	1	215	74	52 %	50°/55°
J	0,8	80	30 / 15 / 20	2	186	44	31 %	~ 45°
K	0,8	80	30 / 15 / 20	3	178	38	27 %	~ 45°
L	0,5	80	20 / 15 / 30	1	172	31	21 %	55°/45°



Bügelbewehrung:  
in allen Varianten  
6 Ø8mm

<sup>1)</sup> Reibanteil bezogen auf den reinen Abscherwiderstand des Kopfbolzendübels

<sup>2)</sup> Druckstrebenwinkel aus Hauptspannungstrajektorien

<sup>3)</sup> entspricht dem Versuch PO II 2

<sup>4)</sup> entspricht dem Versuch PO II 10, Kopfbolzendübel Ø22 mm

<sup>5)</sup> entspricht dem Versuch PO III 4

Tab. 4.2: Ergebnisse der Finite Elemente Berechnungen der Push-Out Versuche



### 4.4 Push-Out Versuche mit Längsdruck

In den Simulationen der Push-Out Versuche mit Längsdruck  $\sigma_c$  wurde der Einfluss einer Längsdruckbeanspruchung auf die Traglast untersucht (Tab. 4.3). Nachdem der Längsdruck auf den Kammerbeton aufgebracht worden war, wurde die Scherbeanspruchung entsprechend dem Versuch mit einer Ausmitte von ca. 2 cm als Lagerverschiebung in die Flansche eingeleitet (Bild 4.10). Die Kopfbolzendübel wurden durch mehrlagige Interfaceelemente abgebildet (Kap. 4.2).

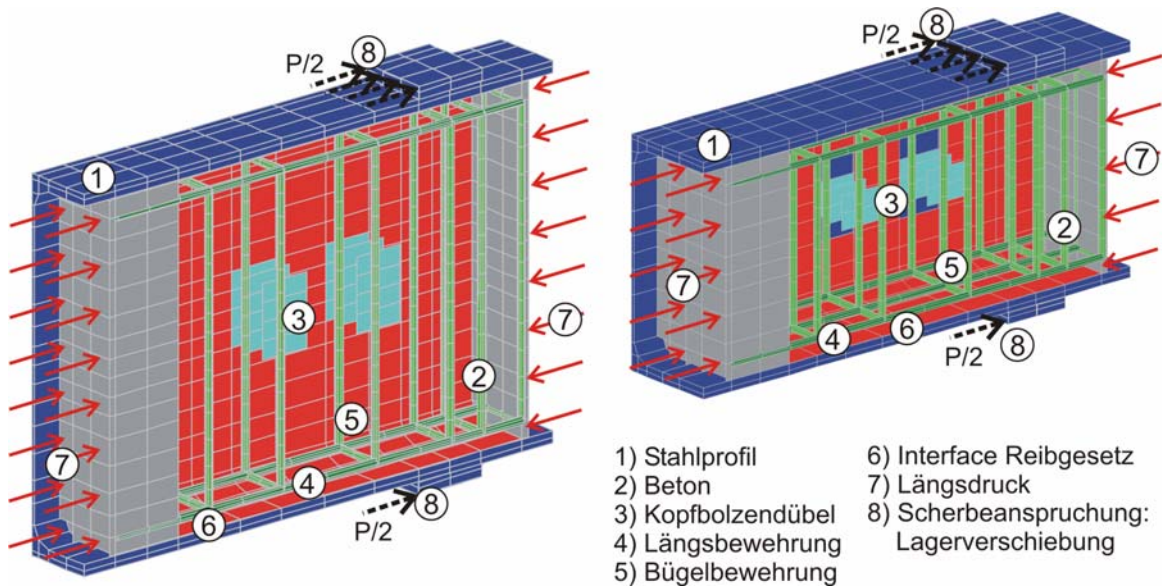


Bild 4.10: Finite Elemente Modell der Push-Out Versuche mit Längsdruck

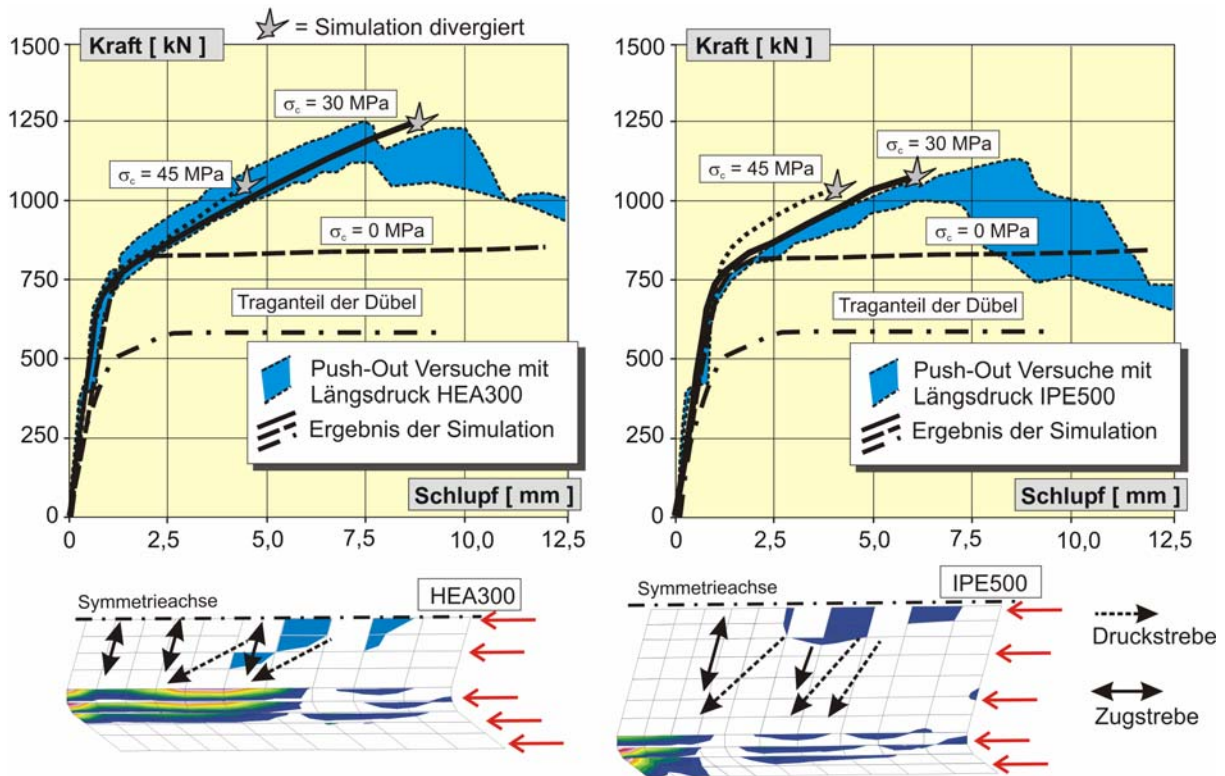
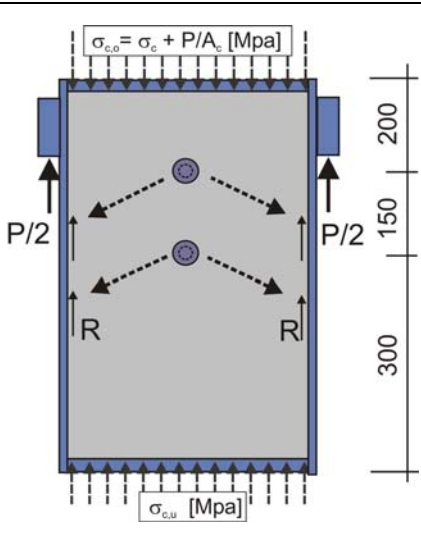


Bild 4.11: Scherkraft-Schlupfkurve der Simulation bei Variation der Längsdruckspannung  $\sigma_c$  im Vergleich zum Streubereich der Versuche und Reibspannungen (qualitativ)

Der berechnete Scherkraft-Schlupfverlauf weist eine gute Übereinstimmung mit dem Streubereich der Versuche auf (Bild 4.11). Anhand der dreidimensionalen Berechnung wurde die in den eigenen Versuchen bestimmte Traglaststeigerung von ca. 90 % beim HEA300 und ca. 65 % beim IPE500 Profil (Längsdruck  $\sigma_c = 30$  MPa) für einen Reibbeiwert von  $\mu = 0,8$  bestätigt. Aufgrund der Versuchsdurchführung nahm mit zunehmender Scherbeanspruchung  $P$  der Längsdruck an der oberen Lasteinleitung  $\sigma_{c,0}$  und damit der Reibkraftanteil  $R$  zu.

In der Simulation war bei den Varianten mit einer Längsdruckbeanspruchung von mehr als 50 % der Betondruckfestigkeit ( $0,5 \cdot f_{c,cyl}$ ) ein frühzeitiger Abbruch der Berechnung zu beobachten. Bei den Push-Out Körpern mit einem Längsdruck von 45 MPa wurde bereits bei einem Schlupf von ca. 4 mm kein Kräftegleichgewicht mehr erzielt, sodass die geringen rechnerischen Reibanteile der Varianten F und G sowie M und N auf ein Konvergenzproblem zurückzuführen sind.

Var.	Reibbeiwert	Beton [MPa]	Längsdruck $\sigma_{cu}$ [MPa]	$P_u$ je Dübel [kN]	$P_{Reib}$ je Dübel [kN]	Reibanteil $R$ <sup>1)</sup>	Schlupf $\delta_u$ <sup>2)</sup> [mm]
Profil: HEA300							
A	0,8	80	1	222	81	56 %	10,2
D <sup>3)</sup>	0,8	80	30	314	169	115 %	9,0
E	0,8	80	15	261	117	80 %	9,8
F <sup>5)</sup>	0,8	40	30	239	104	75 %	5,3
G <sup>5)</sup>	0,8	80	45	262	112	76 %	4,3
Profil: IPE500							
H	0,8	80	1	215	74	52 %	10,0
K <sup>4)</sup>	0,8	80	30	283	133	93 %	4,8
L	0,8	80	15	263	113	79 %	9,2
M <sup>5)</sup>	0,8	40	30	251	114	84 %	3,8
N <sup>5)</sup>	0,8	80	45	261	110	77 %	3,4



Bügelbewehrung:  
in allen Varianten 6  $\varnothing$ 8mm

<sup>1)</sup> Reibanteil bezogen auf den reinen Abscherwiderstand des Kopfbolzendübels

<sup>2)</sup> Schlupf zwischen Stahlflansch und Kammerbeton bei Erreichen von  $P_u$

<sup>3)</sup> entspricht dem Versuch POCT II 2

<sup>4)</sup> entspricht dem Versuch POCT III 2

<sup>5)</sup> Divergenz in der Simulation

Tab. 4.3: Ergebnisse der Finite Elemente Berechnungen der Push-Out Versuche mit Längsdruck

### 4.5 Pull-Out Versuche an kammerbetonierten Walzprofilen

Bei der Simulation der Pull-Out Versuche sollte der Anteil der Verbundkraft aus dem natürlichen Reibverbund bestimmt werden, bei dem sich eine möglichst wirklichkeitsnahe Abbildung des Streubereiches der Versuche ergibt. Die Kopfbolzendübel wurden in der Simulation der Pull-Out Versuche sowohl mit Volumen- als auch mit mehrlagigen Interfaceelementen abgebildet (Bild 4.12). Zur wirklichkeitsnahen Erfassung der Rissbildung wurden in dieser Simulationsreihe die Längsbewehrungsstäbe über Verbundelemente mit einem Verbundgesetz nach [Mar1981] an die Betonelemente angeschlossen.

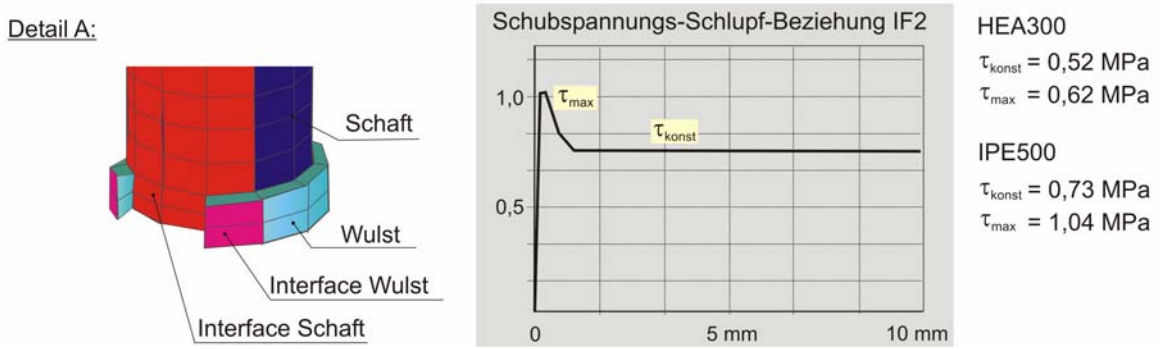
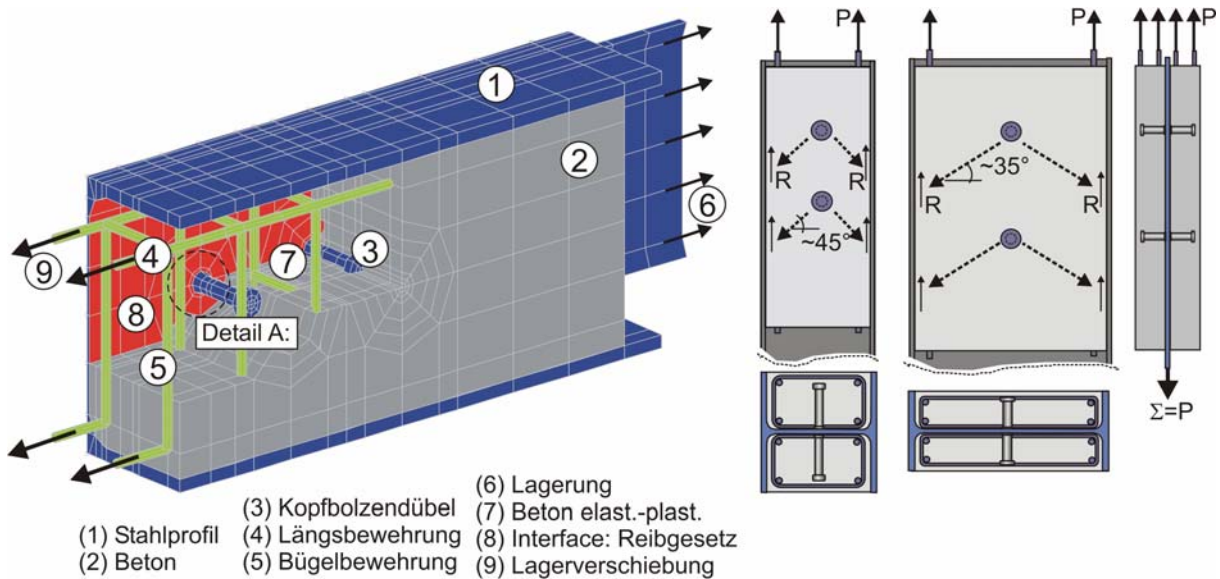


Bild 4.12: Finite Elemente Modell des Pull-Out Versuchs PO II 3

Der natürliche Reibverbund wurde durch die Implementierung eines zweiten Interfaceelementes auf der Flanschoberfläche abgebildet. Während das erste Interfaceelement (Typ 1) das Reibgesetz ( $\mu = 0,5$ ) zur Abbildung der Reibkraft aus den Druckstreben der Kopfbolzendübel enthielt, wurde dem Interfaceelement vom Typ 2 die Schubspannungs-Schlupfbeziehung entsprechend Bild 4.12 implementiert. Der Wert des Haftverbundes ( $\tau_{max}$ ) und der konstanten Reibverbundspannung ( $\tau_{konst}$ ) wurde in den Berechnungen variiert. Wird das Interfaceelement senkrecht zur Wirkungsebene auf Zug beansprucht, werden keine Schubspannungen übertragen. Der berechnete Scherkraft-Schlupfverlauf weist für die in Bild 4.12 angegebenen Reibverbundspannungen eine gute Übereinstimmung mit dem Streubereich der Pull-Out Versuche auf (Bild 4.13).



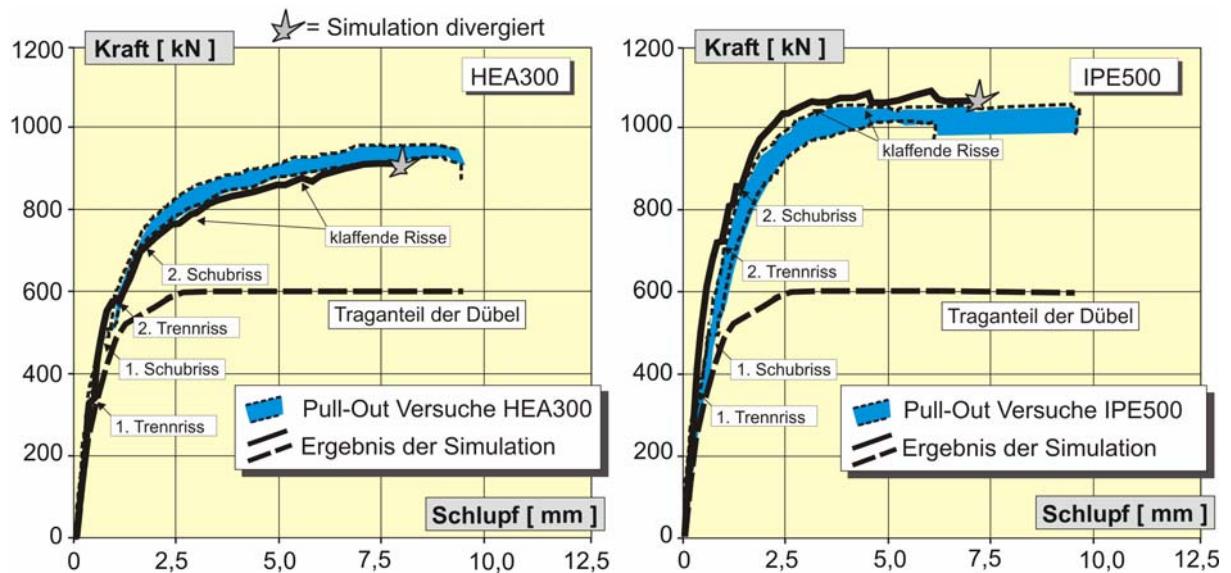


Bild 4.13: Scherkraft-Schlupfcurve der Simulation und der Versuche sowie Traganteil der Dübel

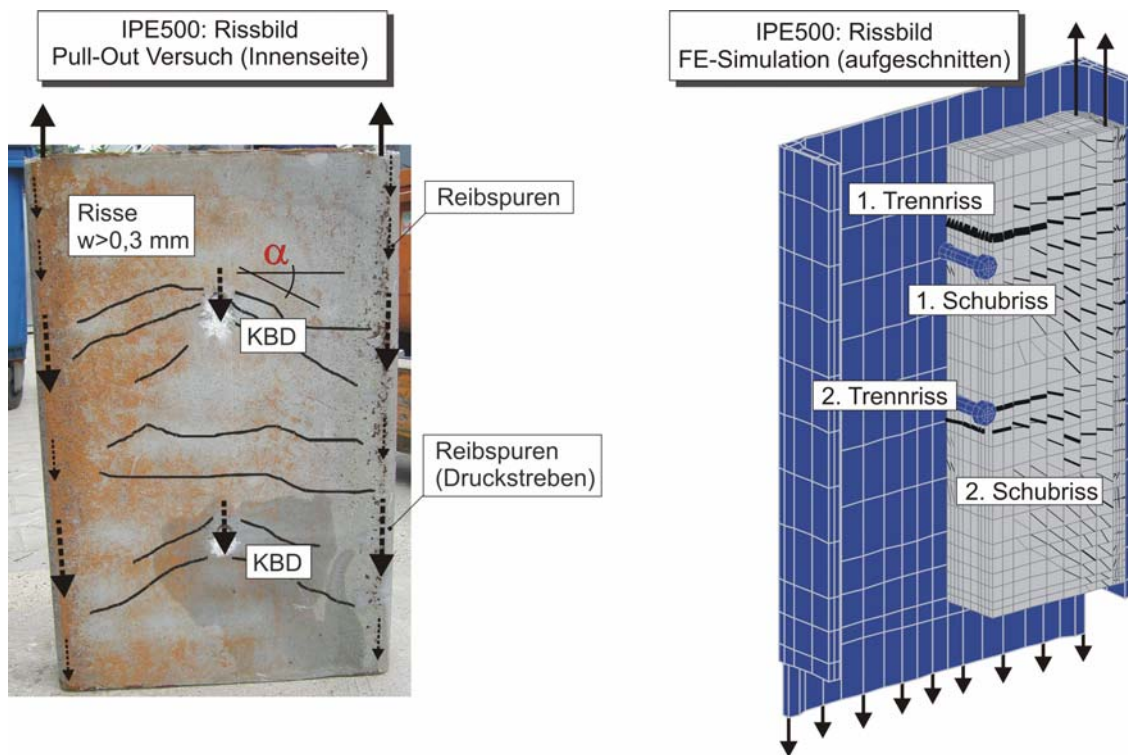


Bild 4.14: Vergleich des Rissbildes im Versuch und in der Simulation

Der untere Randabstand  $a$  (vgl. Tab. 4.2) betrug bei den Pull-Out Versuchen mit dem Profil IPE500 20 cm, sodass die Druckstrebe des unteren Dübels in einem sehr flachen Winkel auf den Flansch traf und hierdurch große Reibkräfte aktiviert wurden. Die Druckstreben verlaufen bei den IPE500 Profilen unter einem Winkel  $\alpha$  von ca.  $35^\circ$  (Bild 4.14) und bei den HEA300 Profilen unter einem Winkel von ca.  $45^\circ$ . Die Spannungsintegration für die Elemente des unteren Dübels ergab eine Zugbeanspruchung im Schaft von bis zu 20 kN.

Die Rissbildung des Betonkörpers konnte in den Berechnungen sehr genau abgebildet werden. In Bild 4.14 sind der berechnete Verlauf der Trennrisse infolge der Zugbeanspruchung des Kammerbetons sowie die Schubrisse infolge der Scherkräfteinleitung an den Kopfbolzendübeln dem Rissbild im Versuch gegenübergestellt.

## 4.6 Bewertung des Scherkraft-Schlupfverhaltens

### 4.6.1 Tragfähigkeit

Im hochfesten Beton wird die Abscherkraft eines Kopfbolzendübels im Wesentlichen von der Zugfestigkeit des Dübelmaterials bestimmt. In Bild 4.15 sind die Dübeltraglasten in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit des Dübelmaterials dargestellt.

Durch den Vergleich der Abscherversuche an kammerbetonierten Stahlprofilen mit den Pull-Out Versuchen ohne Flansche (ohne Reibung) wird die Traglaststeigerung infolge der Reibkräfte deutlich. Der auf die experimentelle Dübeltragfähigkeit der Pull-Out Versuche ohne Flansche bezogene Reibkraftanteil betrug ca. 40 % und wurde durch die Push-Out Versuche mit einem Betonalter von 100 Tagen bestimmt. Der größte Reibkraftanteil wurde in den Pull-Out Versuchen mit IPE500 Profilen aktiviert, da aufgrund des flacheren Druckstrebenwinkels eine größere Pressung senkrecht zum Flansch auftrat und eine größere Reibkraft  $R$  aktiviert wurde. Die Versuche mit hohem Betonalter verdeutlichen, dass aufgrund des Schwindens des Betons der Traganteil infolge Reibung abnimmt.

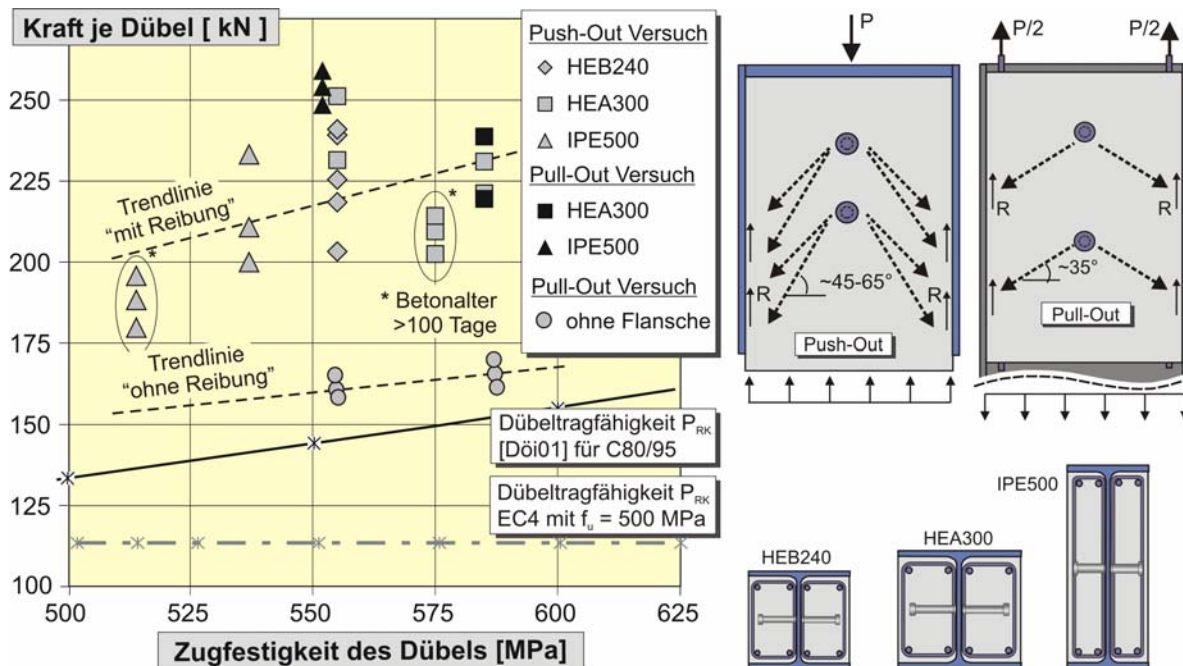
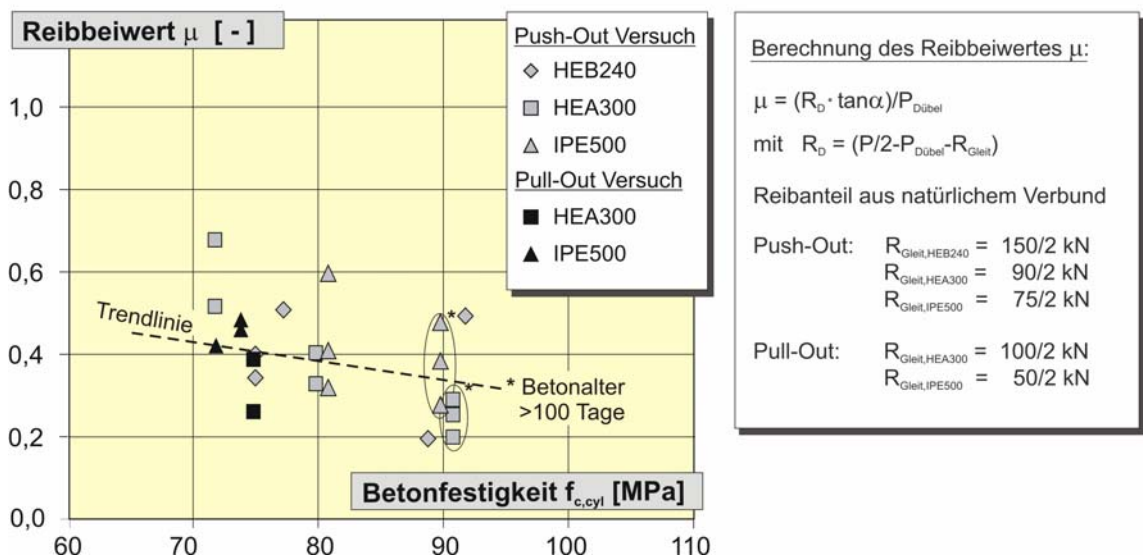
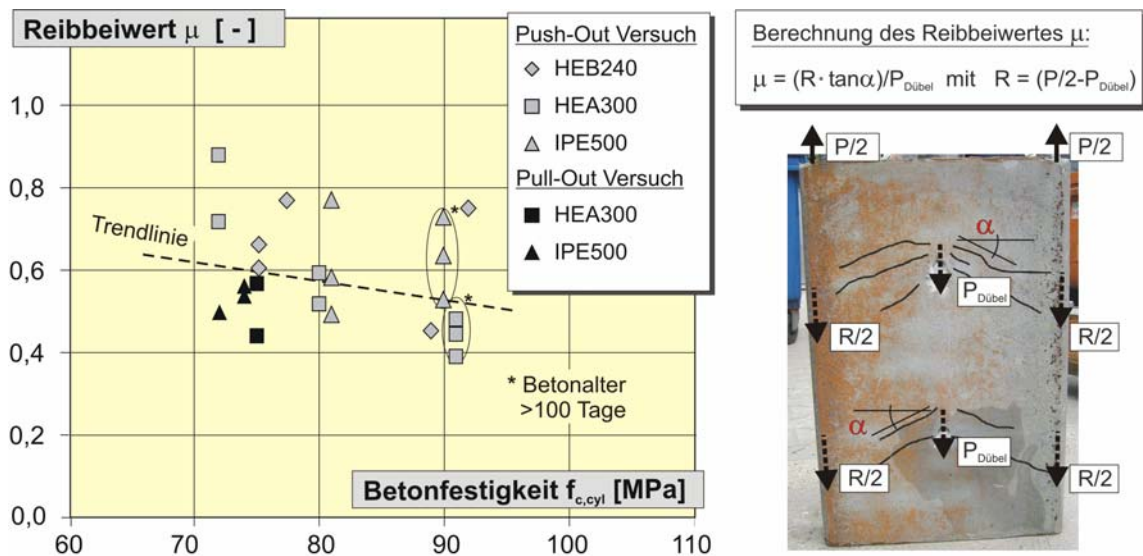


Bild 4.15: Versuchsergebnisse der eigenen Abscherversuche mit hochfestem Beton im Vergleich zum Bemessungsansatz nach [Döi2001]

### 4.6.2 Reibungskoeffizient

Die Größe des Traganteils infolge Reibung ist abhängig von der Geometrie des Stahlprofils und der Rauigkeit der Stahloberfläche, d.h. dem Reibungskoeffizient  $\mu$  zwischen Stahl und Beton. In den eigenen Versuchen blieb die Oberfläche der Walzprofile unbehandelt, lediglich Flugrost wurde mit einer Drahtbürste entfernt. Für die rechnerische Reibkraft und die in den Abscherversuchen ermittelten Druckstrebenwinkel wurden die Reibungskoeffizienten  $\mu$  berechnet. In den eigenen Versuchen variierte der anhand der Versuchsergebnisse berechnete Reibungskoeffizient zwischen 0,4 und 0,9 und nahm mit zunehmender Betonfestigkeit und Betonalter ab (Bild 4.16 a). Die große Streuung der experimentell ermittelten Werte

resultiert aus der Versuchskörpergeometrie, dem Schwinden, der Betonzugfestigkeit und der Versuchsart. Zur Ermittlung des Koeffizienten wurden die in den Versuchen anhand der Rissbilder gemessenen Druckstrebenwinkel  $\alpha$  angesetzt.



Reibverbundspannungen am Push-Out Körper

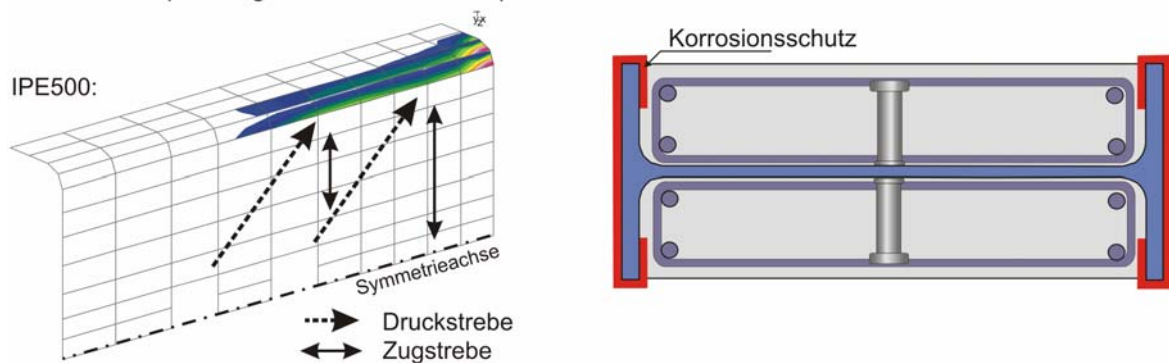


Bild 4.16: Rechnerischer Reibbeiwert  $\mu$  der eigenen Abscherversuche an kammerbetonierten Profilen  
 a) der natürliche Haftverbund wurde dem Reibanteil der Druckstreben zugewiesen  
 b) der natürliche Haftverbund wurde herausgerechnet

Die numerischen Berechnungen haben verdeutlicht, dass zwischen dem Reibungskoeffizienten und dem Reibkraftanteil ein nahezu linearer Zusammenhang besteht (Tab. 4.2). Die rechnerischen Druckstrebenwinkel  $\alpha$  in den Simulationen waren 10 bis 20 % größer. Eine gute Übereinstimmung der Berechnungen mit den experimentellen Scherkraft-Schlupfkurven wurde für  $\mu = 0,6$  bis  $0,8$  erreicht.

Bei der Bewertung der ermittelten Reibungskoeffizienten  $\mu$  ist zu beachten, dass der Reibanteil infolge des natürlichen Verbundes (Oberflächenrauigkeit und Imperfektion)  $R_{\text{Gleit}}$  in die Berechnung eingeht und sich größere rechnerische Reibbeiwerte ergeben. Im Bild 4.16 b) wurde der Reibanteil des natürlichen Verbundes herausgerechnet. Hierzu wurde der Mittelwert des Reibanteils der Abscherversuche ohne Verbundmittel angesetzt. Die ohne den natürlichen Verbund berechneten Reibbeiwerte liegen zwischen  $0,2$  und  $0,6$ .

Eine vollflächige Korrosionsschutzbeschichtung des Stahlprofils würde zu deutlich kleineren Reibbeiwerten führen und die Reibverbundtraganteile erheblich reduzieren. Da der wesentliche Anteil der Reibverbundkräfte im Bereich der steifen Ausrundung übertragen wird, wäre eine teilweise Beschichtung des Stahlprofils denkbar (vgl. Bild 4.16).

#### 4.6.3 Welligkeit der Oberfläche und Profil-Imperfektion

Die Haupteinflüsse auf die Größe des Reibkraftanteils sind die Walztoleranzen des Stahlprofils und die Welligkeit der Stahloberfläche (Oberflächenrauigkeit). In einigen Abscherversuchen an kammerbetonierten Stahlprofilen wurde ein in Schubrichtung abnehmender Flanschabstand (Trichterform) festgestellt (Bild 4.17). Diese Versuchskörper wiesen einen vergleichsweise großen Reibkraftanteil auf (vgl. Kap. 3.4).

Die Welligkeit wird durch die Amplitude der Erhebung bzw. der Senke und die Anzahl der Peaks je Längeneinheit bestimmt. Die anhand der Versuche ermittelten Reibungskoeffizienten (Bild 4.16a) beinhalten die Einflüsse aus der Imperfektion und der Welligkeit des Stahlprofils.

Mit Hilfe des in Kapitel 4.2 beschriebenen Finite Elemente Modells wurde der Einfluss einer Imperfektion des Flanschabstandes und der Welligkeit auf die Traglast im Push-Out Versuch mit und ohne Kopfbolzendübel untersucht. Die Berechnungen wurden für ein IPE500 Profil und hochfeste Materialien durchgeführt. Die rechnerischen Scherkraft-Schlupfkurven sind in Bild 4.17 dargestellt. Der Vergleich der rechnerischen Kurven mit dem Versuch POT III 1 weist eine gute Übereinstimmung auf. Aufgrund des implementierten Reibgesetzes wurde die Haftverbundfestigkeit in der Simulation nicht abgebildet.

Die Berechnungen verdeutlichen, dass aufgrund der Einfassung des Kammerbetons durch die Flansche bereits kleinste Imperfektionen des Stahlprofils die Verbundfestigkeit nennenswert steigern können. Mit zunehmendem Schlupf ist eine Zunahme des Scherwiderstandes zu beobachten.

Die Welligkeit der Oberfläche des Steges führt zum Ablösen des Kammerbetons vom Steg, sodass die Finite Elemente Berechnung divergierte. Eine Zunahme des Abscherwiderstandes infolge einer Profilierung des Stahlsteges ist aufgrund des fehlenden Anpressdrucks nicht zu erwarten. Dies bestätigen auch die Versuche in [Les2000], bei denen zur Aktivierung der Stegprofilierung ein Querdruck senkrecht zum Stahlsteg auf den Kammerbeton aufgebracht werden musste.



Der Einfluss der untersuchten Parameter auf die Traglast lässt sich zusammenfassend beschreiben:

- Infolge einer Trichterform ( $\Delta = 1 \text{ mm}$ ) wurde die rechnerische Tragfähigkeit eines Push-Out Körpers mit Kopfbolzendübeln um 25 % gegenüber einem Profil mit parallelen Flanschen gesteigert.
- Bei einem Profil mit Trichterform ( $\Delta = 1 \text{ mm}$ ) ohne Verbundmittel wurde bei 8 mm Schlupf eine rechnerische Reibkraft von 75 kN aktiviert (Bild 4.17).
- Ein Profil mit negativer Trichterform ( $\Delta = 1 \text{ mm}$ ) und Kopfbolzendübeln erreicht eine nahezu identische Last-Schlupfkurve wie das Profil mit parallelen Flanschen.
- In der Berechnung mit einem welligen Stahlflansch (fünf Senken je Flansch, mit einer Amplitude von  $a = -0,1 \text{ mm}$  bzw.  $-0,2 \text{ mm}$ ) wurde bei 8 mm Schlupf eine rechnerische Reibkraft von 55 bzw. 97 kN erzielt.

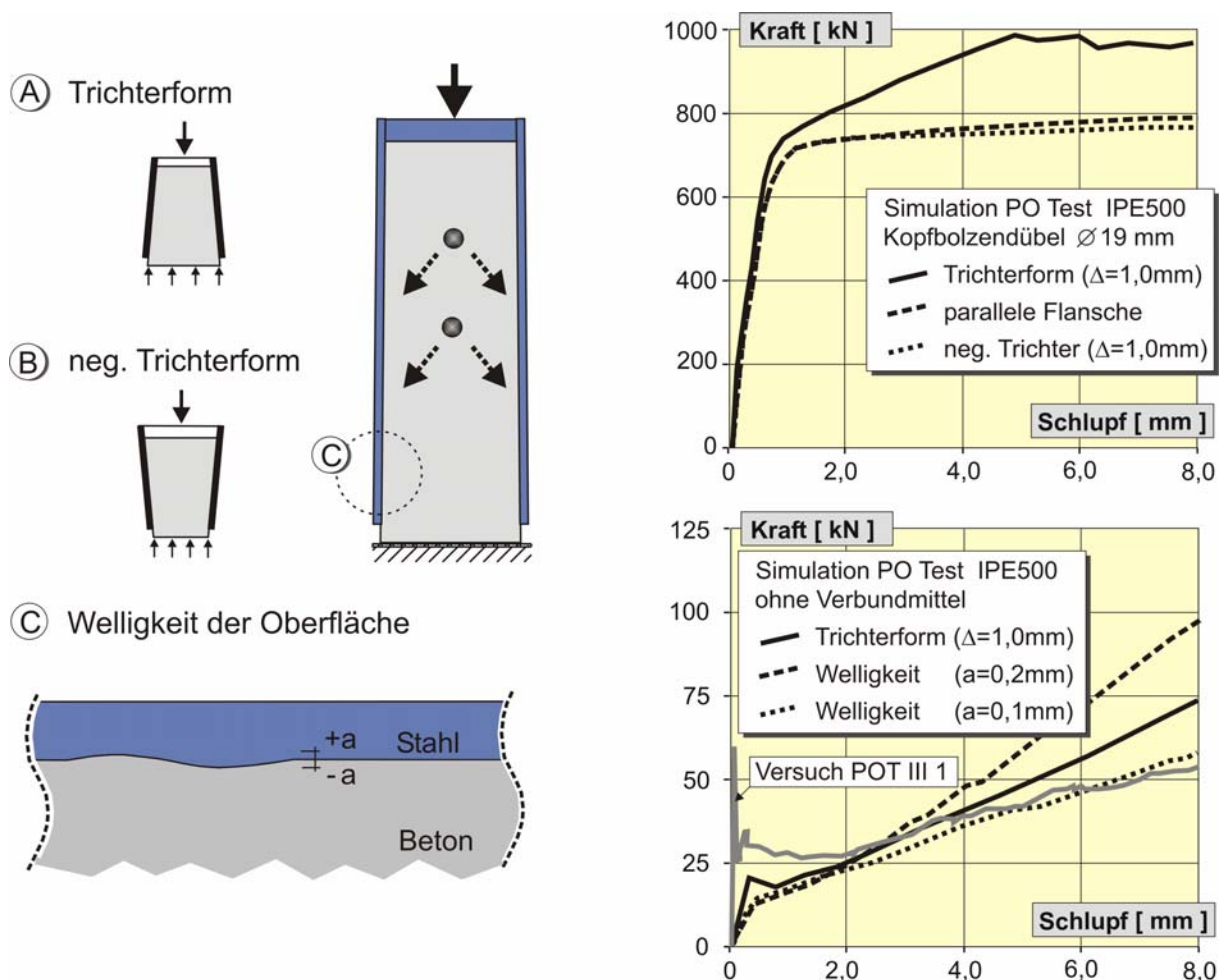


Bild 4.17: Einfluss einer Trichterform und der Welligkeit des Stahlprofils auf den Reibkraftanteil in Push-Out Versuchen

#### 4.6.4 Duktilität

Das Verformungsvermögen im plastischen Bereich (Duktilität) wird vorrangig durch den Verlauf der Scherkraft-Schlupfcurve beeinflusst (vgl. Kap. 3.2). In Bild 4.18 ist die in den Versuchen ermittelte Duktilität  $\delta_u$  nach der Definition in Bild 3.1 in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und der Zugfestigkeit des Dübels dargestellt.

Anhand der Versuchsergebnisse konnte in dem dargestellten Bereichen keine Abhängigkeit zwischen Beton- bzw. Dübelfestigkeit und der Duktilität festgestellt werden. Die Duktilität  $\delta_u$  variierte zwischen 2,2 und 9,7 mm. Die Versuchskörper mit hohem Betonalter wiesen eine vergleichsweise kleine Duktilität auf.

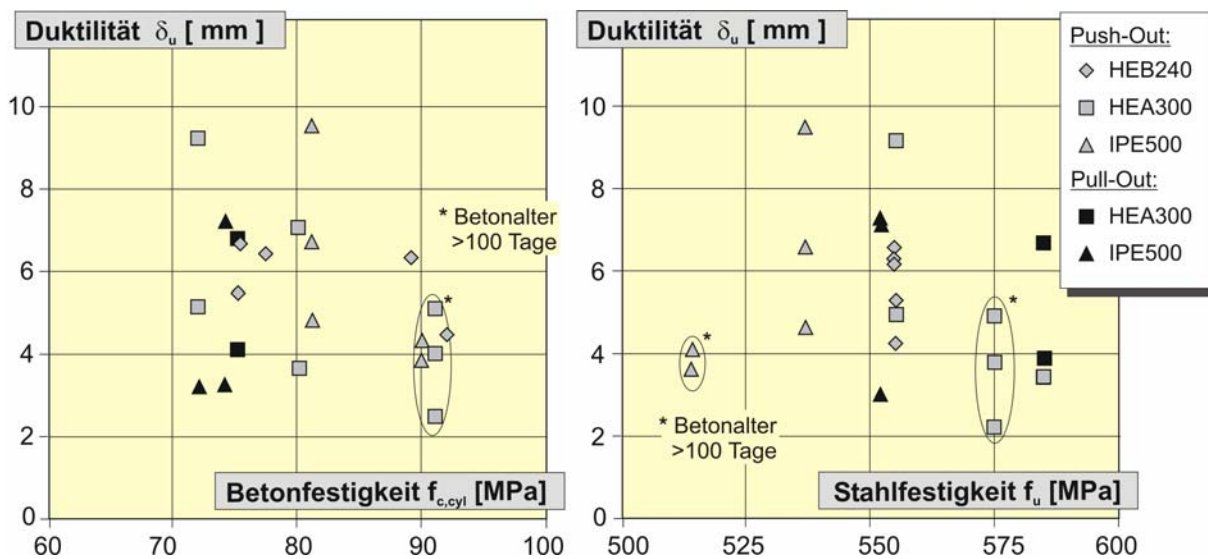


Bild 4.18: Duktilität  $\delta_u$  der eigenen Abscherversuche in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit (links) und Zugfestigkeit des Dübels (rechts)

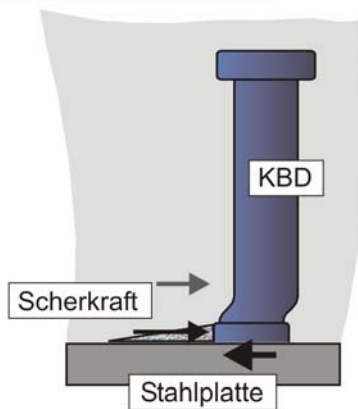


#### 4.6.5 Scherkraft-Traganteile des Dübels

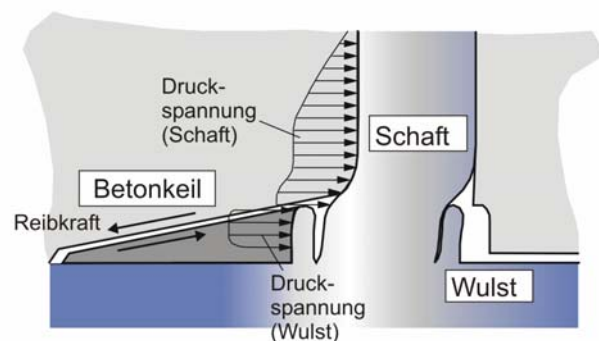
Das in [Döi2001] beschriebene Tragmodell für Kopfbolzendübel in hochfestem Beton konnte anhand der eigenen Abscherversuche bestätigt werden. Die Tragfähigkeit des Kopfbolzendübels setzt sich aus der Scherkraft des Dübelschaftes und der Scherkraft des Schweißwulstes zusammen. Dabei bildet sich im Bruchzustand vor dem Schweißwulst ein Betonkeil aus. Verschiebt sich der Betonkörper relativ zum Keil, treten in der Gleitfläche des Betonkeils Reibkräfte auf, die einen additiven Traganteil darstellen (Bild 4.19). Zusätzlich wird die Schweißzone des Dübelschaftes durch den Schweißwulst abgeschirmt und im hinteren Bereich kann sich der Dübelschaft auf dem Wulst abstützen. Hierdurch werden die großen Verformungen des Schaftes aus der direkten Schweißzone in die Bereiche des Dübelschaftes verlagert. Dieser Mechanismus ist nur deshalb möglich, da Schaft und Wulst nicht monolithisch miteinander verbunden sind. Daher wurde in den Finite Elemente Modellen der Dübelschaft durch Interfaceelemente vom Wulst getrennt (Bild 4.19).

Durch die genaue Abbildung des Schweißwulstes konnten die einzelnen Traganteile des Schaftes  $P_S$ , des Wulstes  $P_W$  und der Reibung  $P_R$  quantitativ bestimmt werden [Heg2004]. Für den untersuchten hochfesten Beton und einem Dübeldurchmesser von 19 mm betrug der Traganteil des Dübelschaftes ca. 65% und der Scherkrafttraganteil des Schweißwulstes ca. 25%. Die rechnerischen Untersuchungen ergaben, dass ca. 10 % der Scherkraft durch Reibung zwischen dem Beton und der Stahlplatte übertragen wurde.

KBD in hochfestem Beton:



Scherkraft-Abtragungsmechanismus:



Abgescherter Dübel:



Finite Elemente Modell:

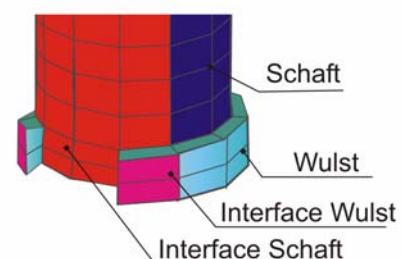


Bild 4.19: Tragmechanismus eines Kopfbolzendübels im Bruchzustand und Modellierung des Schweißwulstes

In der Dokumentation der Schweißwulstgeometrie der Dübel der Verbundträger- und Abscherversuche (vgl. Kapitel 3.3.2) wurde in 30 % der Fälle ein Schweißwulst mit einer

umlaufenden Höhe von mindestens 5 mm festgestellt. Ein Drittel der untersuchten Dübel wies einen ungleichmäßigen Schweißwulst auf, d.h. in einem Teilbereich des Dübels betrug die Schweißwulsthöhe weniger als 3 mm.

Der Einfluss des Schweißwulstes wurde in Finite Elemente Berechnungen eines Einzel-Abscherversuches (Bild 4.20) untersucht [Heg2004]. Die Traglastkurve des Kopfbolzendübels mit unregelmäßig ausgebildetem Schweißwulst ist um den Traganteil des geschwächten Wulstbereiches reduziert. Ist die Schweißwulsthöhe auf der Vorderseite (Belastungsseite) zu gering, so ist keine ausreichende Abschirmung des Dübels vorhanden, und es bildet sich nicht der vollständige Traganteil des Wulstes aus. Der Bolzen verformt sich zunehmend im Fußbereich und drückt auf den hinteren Schweißwulst. Wenn die Schweißwulsthöhe auf der Rückseite nicht vollständig ausgebildet ist treten die Schaftverformungen bereits auf einem geringen Lastniveau unterhalb der Schweißwulstoberkante auf. Die Variation der Schweißwulstgeometrie deckt annähernd den Streubereich der Abscherversuche [Döi2001] ab.

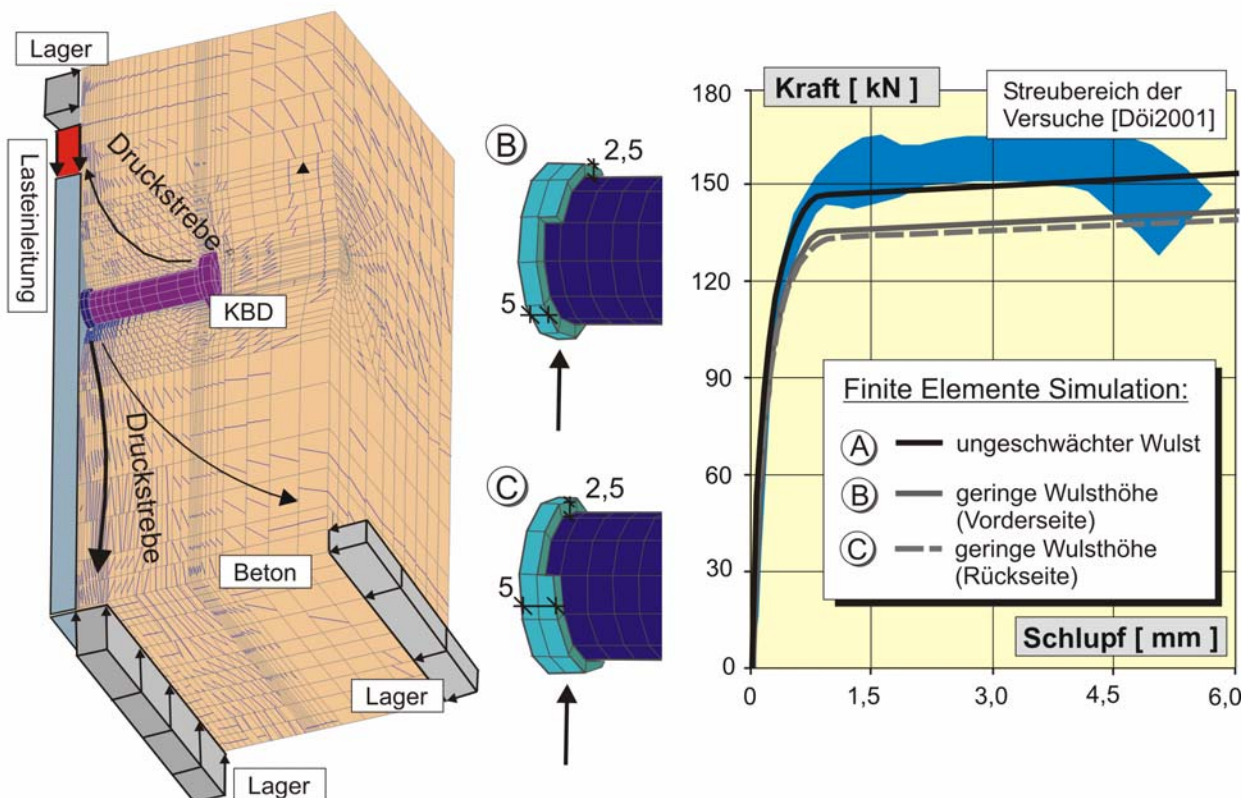


Bild 4.20: Finite Elemente Modell des Einzel-Abscherversuchs und Einfluss eines unregelmäßig ausgebildeten Schweißwulstes auf die Scherkraft-Schlupfkurve

#### 4.6.6 Einfluss des Versuchsstandes

In der Literatur findet sich eine Vielzahl an Versuchsaufbauten zur Bestimmung der Scherkraft-Schlupfkurve von Kopfbolzendübeln. In [Döi2001] werden die wichtigsten Testverfahren beschrieben und bewertet. Dabei wurde festgestellt, dass neben der Versuchsdurchführung (Last-, Wegsteuerung, Belastungsgeschwindigkeit) die Ausmitte der Scherkraft den Verlauf der Dübelkennlinie maßgeblich beeinflusst.

In Bild 4.21 werden die in der eigenen Arbeit verwendeten Versuchsstände mit dem Push-Out Standard Test nach [prEN1994] verglichen. Dazu wurde die gemessene Scherkraft auf eine Zugfestigkeit des Dübels  $f_u = 500 \text{ MPa}$  normiert.

Im Single Push-Out Test (SPOT) wird ein einzelner Dübel unter nahezu reiner Scherbeanspruchung im hochfesten Beton geprüft. Mit diesem Versuchsaufbau wurde die größte bezogene Tragfähigkeit erzielt. Die Ausmitte und die daraus resultierenden Reibkräfte sind klein (vgl. Kap. 4.6.5). Aufgrund der nahezu reinen Scherbeanspruchung und des kleinen Betonkörpers sind die gemessenen Verformungen klein. Die Dübelkennlinie ist eindeutig auf den untersuchten Dübel, dessen Materialeigenschaften und die Ausbildung des Schweißwulstes zurückzuführen.

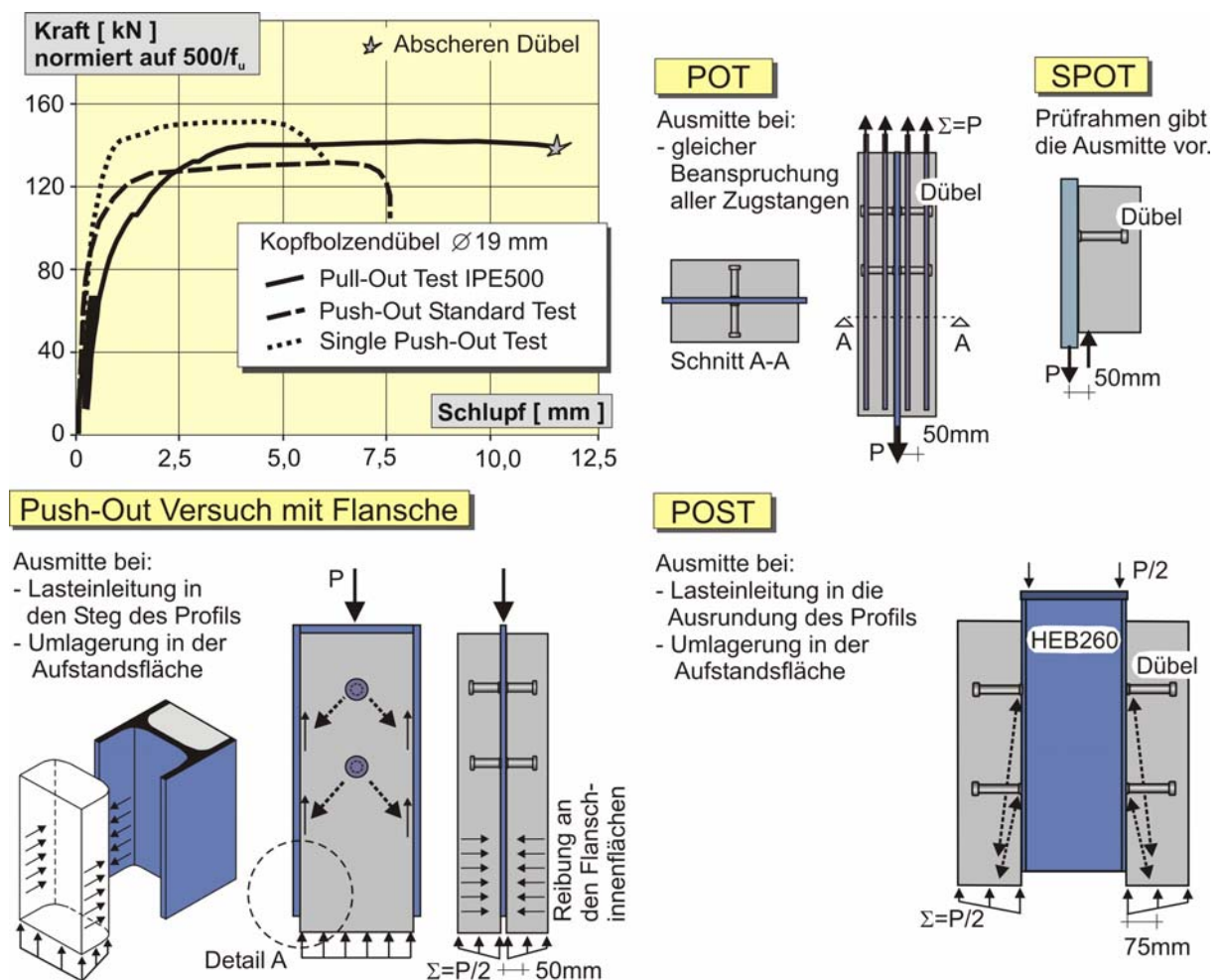


Bild 4.21: Scherkraft-Schlupfkurven und rechnerische Ausmitte unterschiedlicher Abscherversuche

Im Push-Out Standard Test (POST) wurde eine identische Anfangssteifigkeit erreicht. Wegen der größeren Ausmitte erfahren die unteren Dübel jedoch eine kombinierte Scher-Zugbean-



spruchung, sodass die normierte Dübeltragfähigkeit im Vergleich zum SPOT ca. 10 % kleiner ist. Da in diesem Versuch insgesamt acht Dübel getestet werden bildet die Dübelkennlinie das mittlere Tragverhalten der untersuchten Dübel ab. Durch die unterschiedliche Beanspruchung der oberen und unteren Dübelreihen wird die Tragfähigkeit des Prüfkörpers stets durch das Versagen des schwächsten Dübels bestimmt. Werden die horizontalen Kräfte am Fuß des Prüfkörpers durch eine Klammer oder eine Aufkantung aufgenommen entstehen im Bereich der oberen Dübel Reibkräfte, welche zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führen können.

In den Pull-Out Versuchen mit Stegblechen werden insgesamt vier Kopfbolzendübel geprüft (vgl. Kap. 3.7). Die Zugbeanspruchung und Rissbildung im Beton führte zu einer Steifigkeitsabnahme während der Lastwechsel und einem deutlich größeren Schlupf im plastischen Bereich. Die Ausmitte wurde durch die Anordnung der Zugstangen vorgegeben. In den eigenen Versuchen wurde das Klaffen am unteren Ende des Betonkörpers durch eine Klammer auf ca. 3 mm beschränkt. In den meisten Versuchen wurde das Versagen dennoch durch einen unteren Dübel eingeleitet. Aufgrund der kleineren Ausmitte ist die Zugbeanspruchung der unteren Dübelreihe kleiner als im Push-Out Standard Test, sodass die Tragfähigkeit im Streubereich der beiden anderen Versuchsaufbauten lag.

Bei den Push-Out und Pull-Out Versuchen mit kammerbetonierten Profilen ist die Ausmitte klein (Bild 4.21). Des Weiteren werden die horizontalen Kräfte durch Reibung zwischen dem Kammerbeton und dem Stahlprofil aufgenommen, sodass der Einfluss der Ausmitte gering ist. In den Push-Out Versuchen erfahren die Dübel eine nahezu reine Scherbeanspruchung. Dies bestätigen die Bruchbilder der abgescherten Dübel (Bild 4.22). Bei nahezu reiner Scherbeanspruchung wird der Schweißwulst im Vergleich zum Push-Out Standard Test stärker beansprucht. In einigen Fällen scherten der Schweißwulst und der Dübelschaft in der Verbundfuge ab. Dieses Versagen wurde auch in Single Push-Out Versuchen beobachtet.

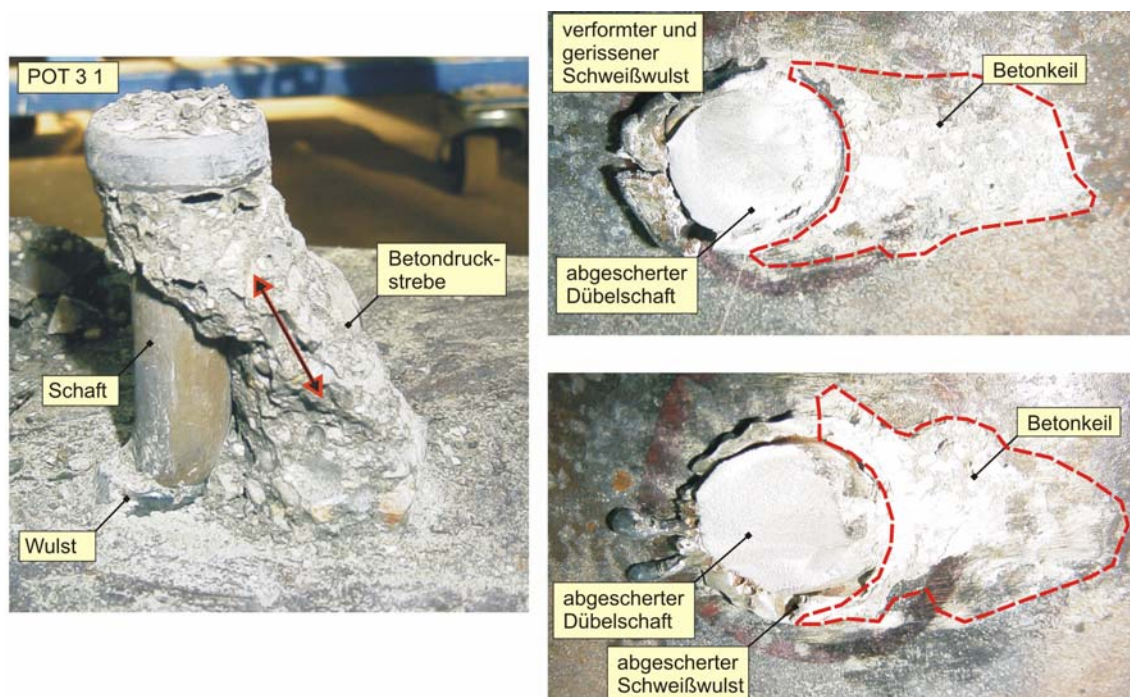


Bild 4.22: Plastisch verformter Dübel mit Druckstrebe zwischen Dübelkopf und Stahlsteg (links) und Dübelstumpf mit stark verformtem und abgeschertem Schweißwulst

## 4.7 Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens

### 4.7.1 Finite Elemente Modell

Um die Schwindverformung des Betons möglichst realitätsnah zu erfassen, wurden die Materialmodelle für die Finite Elemente Simulationen anhand der experimentellen Untersuchungen an Schwindkörpern (Kap. 3.9) kalibriert. In Gleichung Gl. 4.1 ist die Schwindformel nach [DIN1045-1] angegeben. Durch die Variation der Konstanten A bis D wurde die Anpassung der rechnerischen Schwindverformungen an die experimentellen Ergebnisse verbessert. Die modifizierte Schwindformel wurde in das Materialmodell der Betonelemente implementiert.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \left[ 1 - \exp\left(-0,2 \cdot \frac{t}{t_1}\right)^A \right] + \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \left[ \frac{t - t_s}{B \cdot \left(\frac{h_0}{h}\right)^C + t - t_s} \right]^D \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Konstanten nach [DIN1045-1]:    A = 0,5;    B = 350;    C = 2;    D = 0,5  
 modifizierte Konstanten:        A = 0,6;    B = 10;    C = 1,5;    D = 0,2

mit:	$\varepsilon_{cas0}$	Grundmaß des Schrumpfens
	$\varepsilon_{cds0}$	Grundmaß des Trocknungsschwindens
	$f_{ck}$	charakteristische zylindrische Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen
	$f_{cm}$	mittlere zylindrische Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen
	t	Alter des Betons zum Beobachtungszeitpunkt [d]
	$t_s$	Zeitpunkt des Beginns des Trocknungsschwindens [d]
	$t_1$	Faktor $t_1 = 1,0$
	$\beta_{RH}$	Beiwert zur Erfassung der Umgebungsbedingungen
	$h_0$	wirksame Bauteildicke [mm]
	h	100 mm

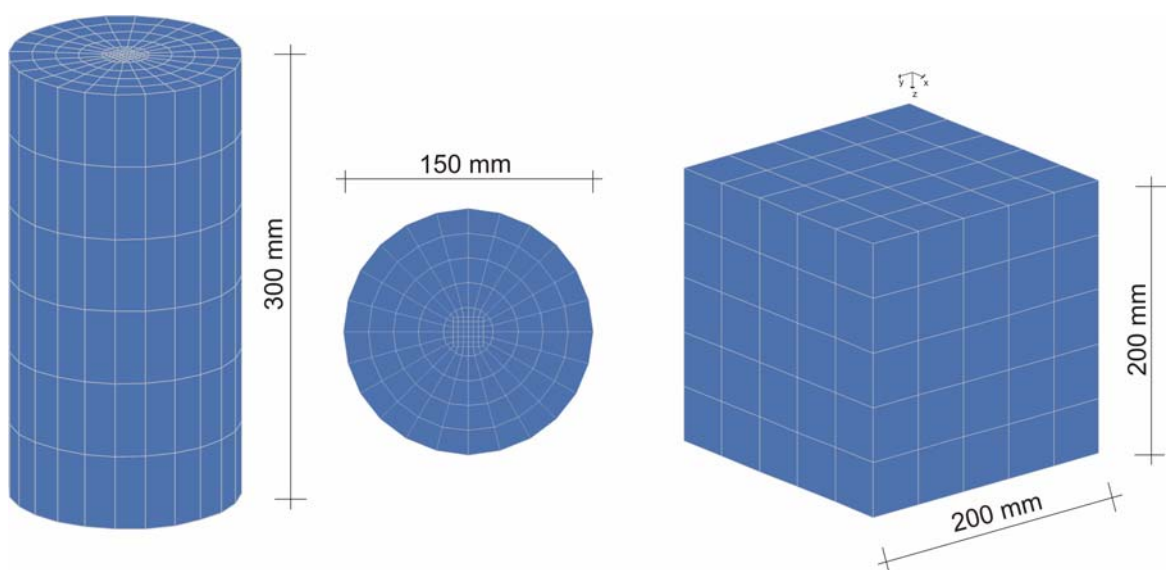


Bild 4.23: Finite Elemente Modelle der numerisch untersuchten Prüfkörpergeometrien

Die Modellierung der rechnerisch untersuchten Schwindkörper erfolgte mit 9-Knoten Hexaeder Elementen (Bild 4.23). Die Berechnungen wurden nach dem modifizierten Newton-



Raphson Verfahren (vgl. Kap. 4.2) mit fünf Iterationen je Lastschritt durchgeführt. Aufgrund der logarithmischen Zeitfunktion wurden 161 Lastschritte gewählt und die Steifigkeitsmatrix in jeder zweiten Iteration aktualisiert.

In Bild 4.24 sind die berechneten Schwindverformungen dem Streubereich der experimentellen Werte gegenübergestellt. Wie bereits die experimentellen Untersuchungen gezeigt haben (vgl. Kap. 3.9) bildet der Ansatz nach [DIN1045-1] das Schwindverhalten des verwendeten hochfesten Betons im Zeitraum der ersten 100 Tage nicht ausreichend genau ab. Wird jedoch der modifizierte Ansatz in das Modell implementiert, werden die experimentellen Schwindverformungen unabhängig vom gewählten Finite Elemente Netz und der Prüfkörpergeometrie realitätsnah abgebildet.

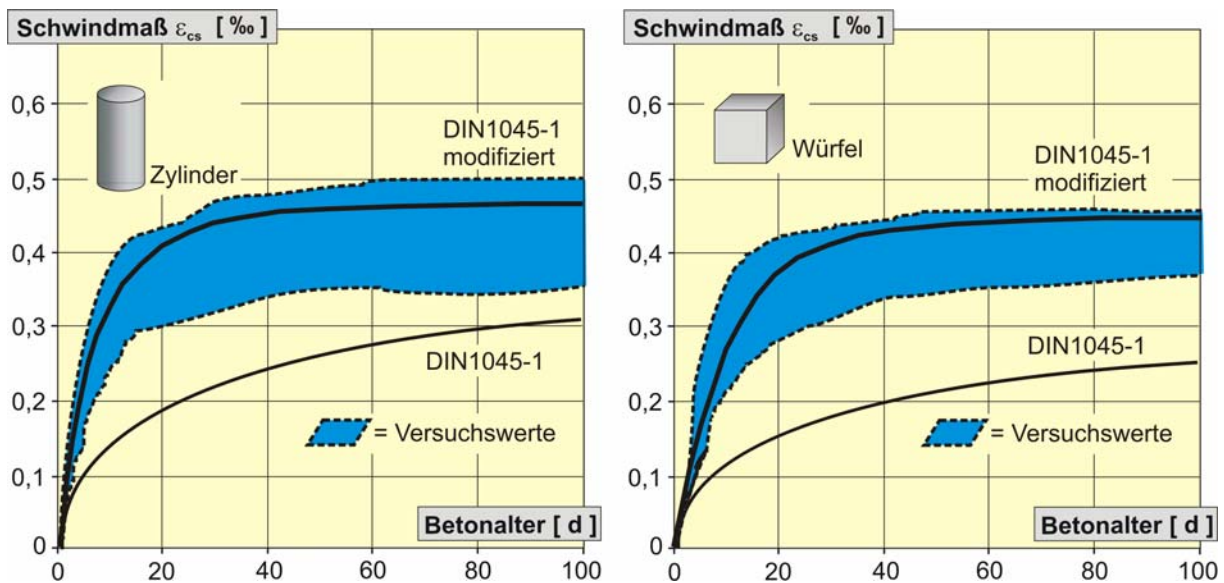


Bild 4.24: Rechnerischer Verlauf der Schwindverformung (LIMFES) im Vergleich zu dem Streubereich der Versuchswerte und dem Ansatz nach [DIN1045-1]  
linkes Bild: Zylinder 300 mm      rechtes Bild: Würfel 200 mm

#### 4.7.2 Simulation - Schwindversuche an kammerbetonierten Profilen

Der Aufbau des Finite Elemente Modells entspricht dem des Push-Out Körpers (Kap. 4.3). Um die Rechenzeit der nicht-linearen zeitabhängigen Berechnung zu minimieren, wurden die Kopfbolzendübel mit den in Kapitel 4.2 beschriebenen mehrlagigen Interfacelementen abgebildet. In Bild 4.25 ist das Finite Elemente Modell und die Lage der betrachteten Messachsen des Prüfkörpers PO III dargestellt.

In der Auswertung der numerischen Simulationen ist es möglich, die Gesamtschwinddehnung und den Anteil des Schrumpfens getrennt darzustellen. In Bild 4.26 sind das rechnerische Gesamtschwindmaß und der Anteil des Schrumpfens für den Prüfkörper PO III 3 dargestellt. Die rechnerischen Werte des Gesamtschwindens stimmen gut mit dem Streubereich der Versuche überein. Das rechnerische Schrumpfmaß ist deutlich kleiner, als der experimentelle Wert für die mit Aluminiumfolie verpackten Zylinder. Daher wird vermutet, dass bei den Versuchszylindern auch ein Anteil des Trocknungsschwindens auftrat.

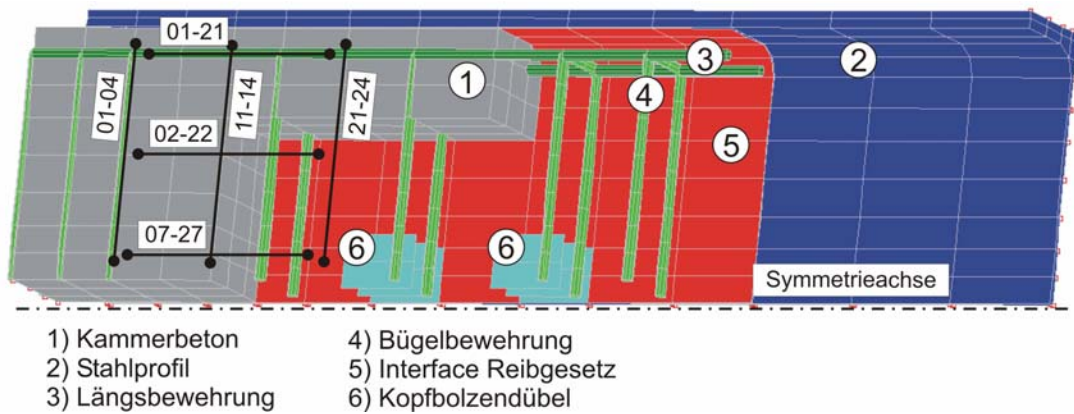


Bild 4.25: Finite Elemente Modell des Prüfkörpers PO III 1 und Lage der Messachsen

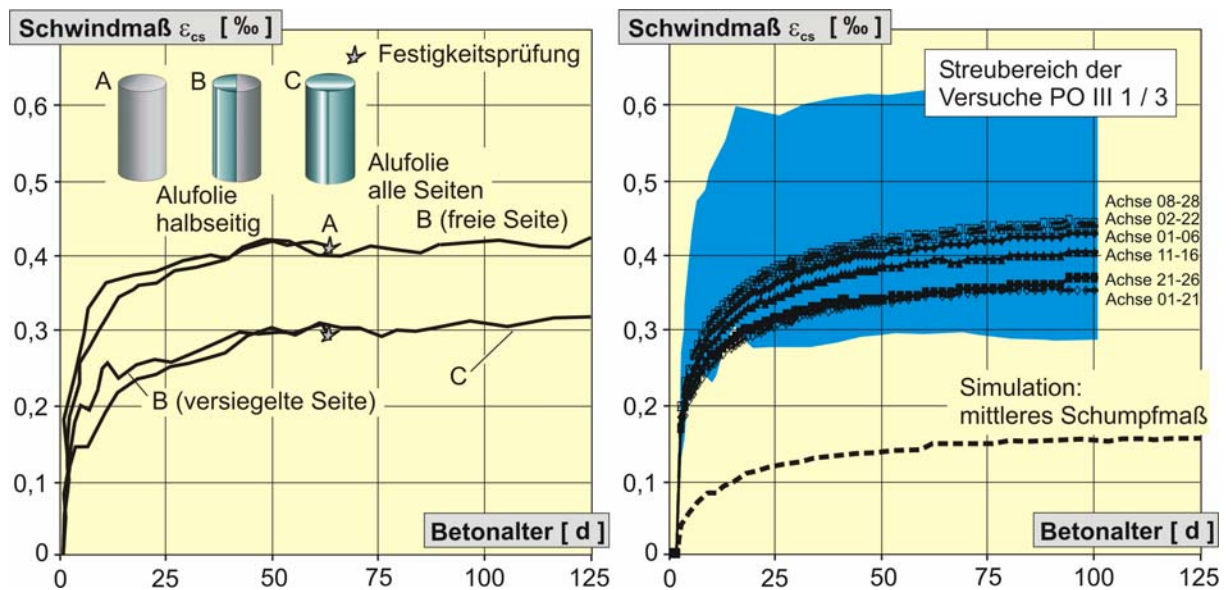


Bild 4.26: Rechnerisches Gesamtschwindmaß und Anteil des Schrumpfens des Prüfkörpers PO III 3 im Vergleich zu den Schwindmessungen an Baustoffproben

Anhand der Simulationen konnte des Weiteren bestätigt werden, dass das Schwindmaß in vertikaler Richtung geringfügig höher ist als in Querrichtung. Eine detaillierte Betrachtung der einzelnen Achsen verdeutlicht, dass der Bewehrungsstahl als Schwindbremse wirkt. Die Schwindverkürzung auf den Achsen des Bewehrungsstahls, z.B. Achse 01-21 ist kleiner als in den übrigen Messachsen.

#### 4.7.3 Simulation - Push-Out Versuche an kammerbetonierten Profilen

In den Push-Out Versuchen war für Prüfkörper mit hohem Betonalter eine Abnahme der Gesamttraglast festzustellen. Die Simulationen in Kapitel 4.7.2 verdeutlichen, dass bei einem gewöhnlichen Prüfalter von 15 Tagen bereits 60 bis 80 % der Gesamtschwinddehnung abgeschlossen sind. Anhand numerischer Berechnungen soll die Abnahme des Reibkraftanteils in Abhängigkeit vom Betonalter genauer untersucht werden. Die zeitabhängigen Simulationen wurden mit dem in Bild 4.25 beschriebenen Finite Elemente Modell durchgeführt. Für die Kontaktfuge zwischen dem Kammerbeton und der Stahloberfläche wurde ein Reibbeiwert von  $\mu = 0,8$  angenommen.

In Kapitel 4.3 wurde nachgewiesen, dass die Reibspannungen infolge Spaltzug nahezu ausschließlich im Bereich der Ausrundungen zwischen dem Flansch und dem Steg auftreten.

Es war also besonders wichtig das Schwindverhalten in diesem Bereich möglichst realitätsnah zu simulieren (Bild 4.27). Da der Kammerbeton vom Stahlprofil umhüllt ist wurde davon ausgegangen, dass der Anteil des Trocknungsschwindens im Bereich der Ausrundung vernachlässigbar klein ist. Aus diesem Grund wurde für die Simulation der Push-Out Versuche für den Beton im Bereich der Ausrundung lediglich der Summand der modifizierten Schwindformel für das reine Schrumpfen angesetzt.

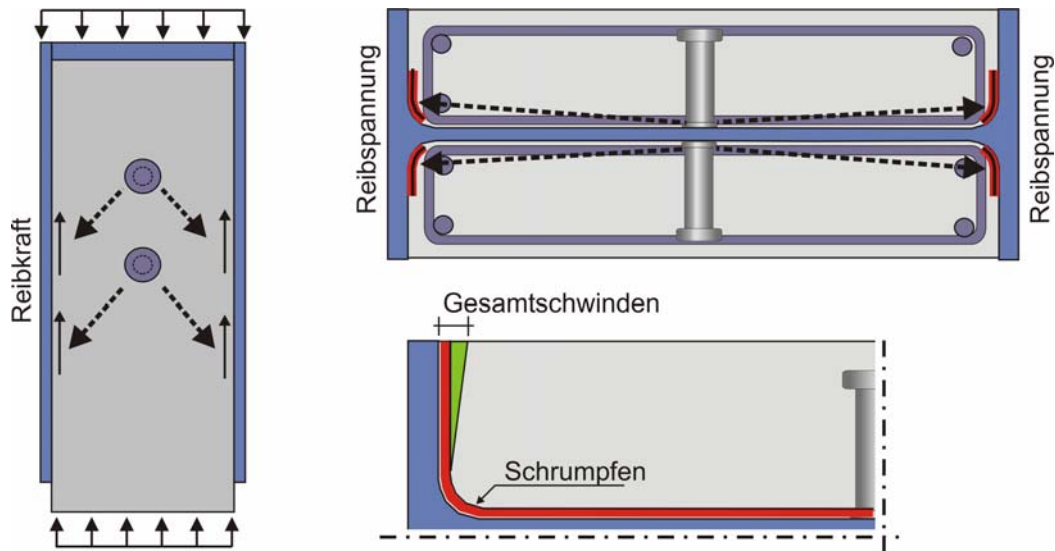


Bild 4.27: Qualitativer Verlauf der Schwindverformungen im Bereich der Flansche und des Steges und Spaltzugkräfte aus der Scherbeanspruchung des Dübels

In Bild 4.28 sind die rechnerischen Scherkraft-Schlupfkurven den Scherkraft-Schlupfkurven der Abscherversuche mit einem Betonalter von 15 Tagen (PO III 4 und 5) bzw. 105 Tagen (POIII 1 bis 3) gegenübergestellt. Die Scherkraft-Schlupfkurven der Versuche wurden dabei auf eine Zugfestigkeit von  $f_{ti} = 500 \text{ MPa}$  normiert.

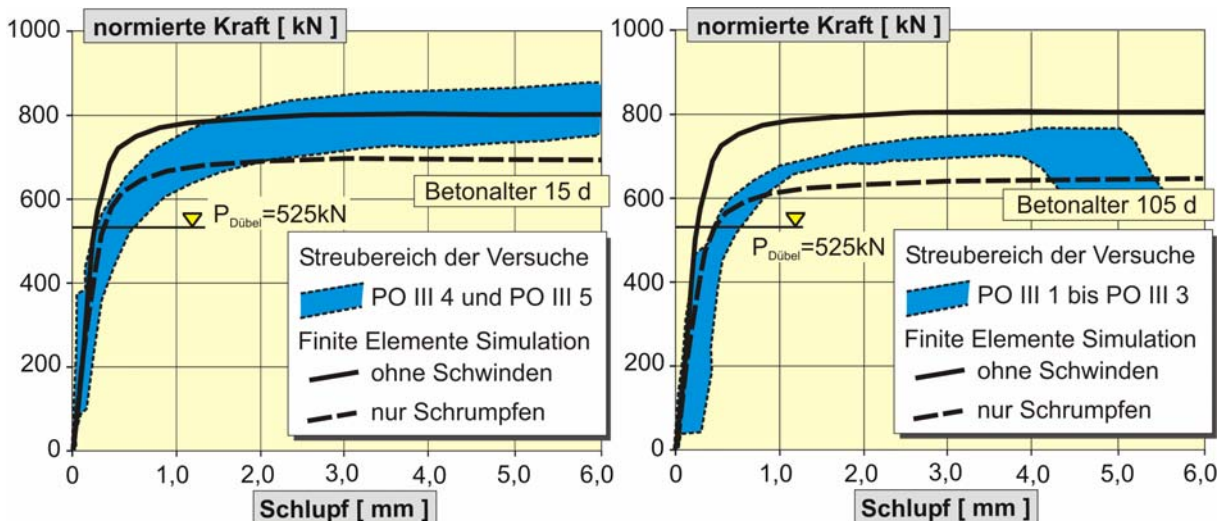


Bild 4.28: Rechnerische Scherkraft-Schlupfkurven im Vergleich zu den Streubereichen der Versuche mit einem Betonalter von 15 bzw. 105 Tagen (normiert mit dem Faktor  $500 \text{ MPa}/f_{ti}$ )

Wie bereits in den Versuchen beobachtet wurde, kommt es infolge Schwindens des Betons zum Ablösen des Kammerbetons vom Stahlflansch. Bei Beanspruchung der Dübel werden zunächst die entstandenen Zugspannungen in der Kontaktfuge zwischen Kammerbeton und

Stahlprofil von den Druckstreben überdrückt. Erst wenn in der Kontaktfuge Druckspannungen erreicht werden, treten Reibspannungen auf. Die aktivierten Reibkräfte werden dadurch deutlich reduziert.

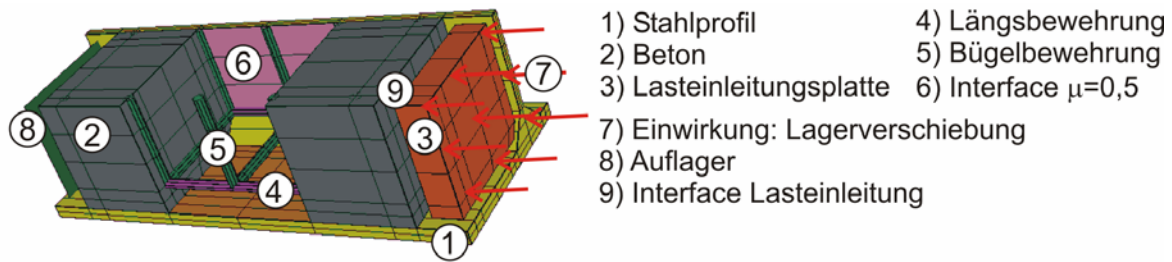
Die rechnerischen Scherkraft-Schlupfkurven für einen Belastungsbeginn nach 15 bzw. 105 Tagen bilden lediglich den unteren Rand des Streubereiches ab, da der Traganteil des natürlichen Haftverbundes in der Simulation nicht berücksichtigt wurde (Bild 4.28). Der rechnerische Reibkraftanteil aus den Druckstreben bezogen auf die reine Dübeltragfähigkeit beträgt ohne Berücksichtigung der zeitabhängigen Verluste 51 %. In der zeitabhängigen Berechnung wurde nach 15 Tagen ein Reibkraftanteil aus den Druckstreben von 31 % und bei einem Belastungsalter von 105 Tagen von ca. 21 % ermittelt. Für die Annahme, dass die in den Versuchen an der Betonoberfläche gemessene Schwindverformung auch im Bereich der Ausrundungen auftritt, wurde nach 105 Tagen lediglich eine Reibkraft von 15 % der reinen Dübeltragfähigkeit aktiviert.

Durch die Quantifizierung der Reibkraftverluste infolge Schwinden des Betons kann der Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens auf die Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche beschrieben werden. Die Kalibrierung der zeitunabhängigen Modelle (Kap. 4.3) erfolgte an Push-Out Versuchskörpern mit einem Betonalter von 15 Tagen, sodass die zeitabhängigen Effekte durch die Kalibrierung in die Berechnungen eingingen. Um auch in einer zeitabhängigen Berechnung den Mittelwert des Streubereichs der Versuche abbilden zu können muss der Reibkraftanteil infolge des natürlichen Verbundes zwischen Kammerbeton und Stahlprofil in der Berechnung berücksichtigt werden. In Abscherversuchen ohne Verbundmittel wurden für HEA300 Profile bei 6,0 mm Schlupf absolute Traglasten von 75 kN und 130 kN bestimmt (vgl. Kap. 3.5.2 und Kap. 3.7.3). Addiert man diese konstante Reibkraft zu den rechnerischen Werten der zeitabhängigen Berechnung hinzu, bildet die rechnerische Scherkraft-Schlupfkurve den Streubereich der Versuche gut ab.



### 4.8 Kompressionsversuche

Anhand der Simulation der Kompressionsversuche wurde der Einfluss der Profilgeometrie, der Bügelbewehrung der Kammern und der Einfluss einer Belastung beider Kammern auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons untersucht. Hierzu wurden das Stahlprofil und die Bewehrung des Kammerbetons sowie die Art der Belastung (eine Kammer / beide Kammern) variiert. In Bild 4.29 ist das numerische Modell eines Kompressionsversuchs mit einem Profil HEA300 dargestellt.



	Kammer A	Kammer B
System I	betoniert / belastet	betoniert / belastet
System II	betoniert / belastet	betoniert / -
System III	betoniert / belastet	- / -

Bild 4.29: Finite Elemente Modell eines Kompressionsversuchskörpers mit HEA300 Profil

Grundsätzlich sind die in Bild 4.29 genannten Systeme I bis III zu unterscheiden. Zur Simulation einer Belastung beider Kammern (System I) wurden auf der Symmetrieachse des Steges horizontale Lager angeordnet (Bild 4.29). Eine experimentelle Untersuchung dieser Fragestellung war aufgrund der großen Prüfkkräfte nicht möglich. Durch eine symmetrische Belastung beider Kammern wird das Ablösen der Flansche vom Kammerbeton infolge der Stegverdrehung verhindert. Ein Aufbiegen der Flansche infolge der Querdehnung des Betons findet dennoch statt (Bild 4.30). Der Einfluss auf die berechneten Spannungs-Dehnungslinien war jedoch im Vergleich zum System II gering. Ein mehraxialer Spannungszustand trat in den Berechnungen im Bereich der steifen Ausrundungen auf. Mit zunehmender Verbügelung des Betonquerschnitts wird der Bereich mehraxialer Spannungen vergrößert.

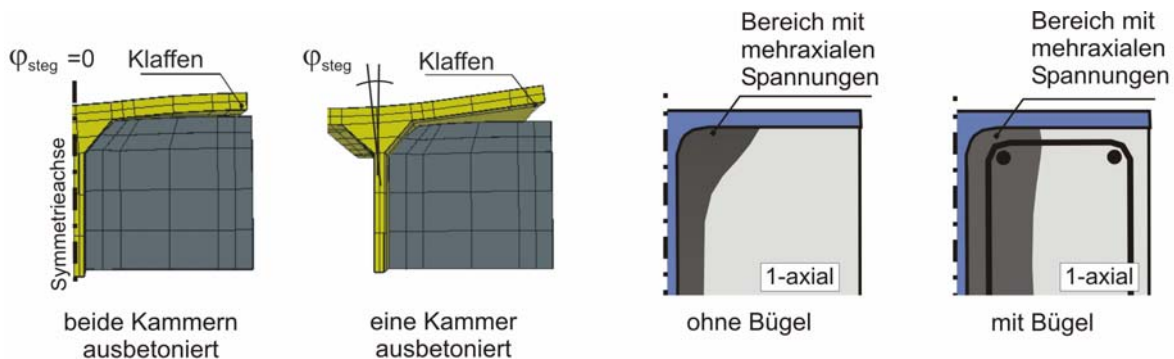


Bild 4.30: Aufbiegen der Flansche bei symmetrischer und unsymmetrischer Belastung sowie Bereiche mehraxialer Spannungen (qualitativ)

Die Berechnungen bilden den Spannungs-Dehnungsverlauf und die mittlere Spannung im Bruchzustand ausreichend genau ab (Bild 4.31). Die Modelle ohne Stahlprofil wiesen im



Vergleich zu den Versuchsergebnissen größere Spannungen und Dehnungen auf, da der in den Versuchen aufgetretene Schubbruch bei Erreichen des plastischen Astes nicht abgebildet werden konnte. Gegenüber den Referenzkörpern wurde die rechnerische aufnehmbare Spannung infolge der Umschnürung durch das Stahlprofil um ca. 15 % gesteigert. Die Verbügelung des Kammerbetons führte zu einer weiteren Steigerung der aufnehmbaren Spannung. In den Berechnungen mit Profilen IPE500 wurden ca. 3 % größere Traglasten erzielt.

In Bild 4.31 sind die Hauptdruckspannungen  $\sigma_3$  je eines Elementes an der Betonoberfläche (A) und im Inneren der Kammer (B) dargestellt. Im Bruchzustand treten im umschnürten Bereich deutlich höhere Spannungen auf. An der Stelle B wurde die einaxiale Betonfestigkeit  $f_{c,cyl}$  um ca. 12 % überschritten, während an der Betonoberfläche (Stelle A) lediglich 90 bis 95 % der einaxialen Festigkeit erreicht wurden (Tab 4.4).

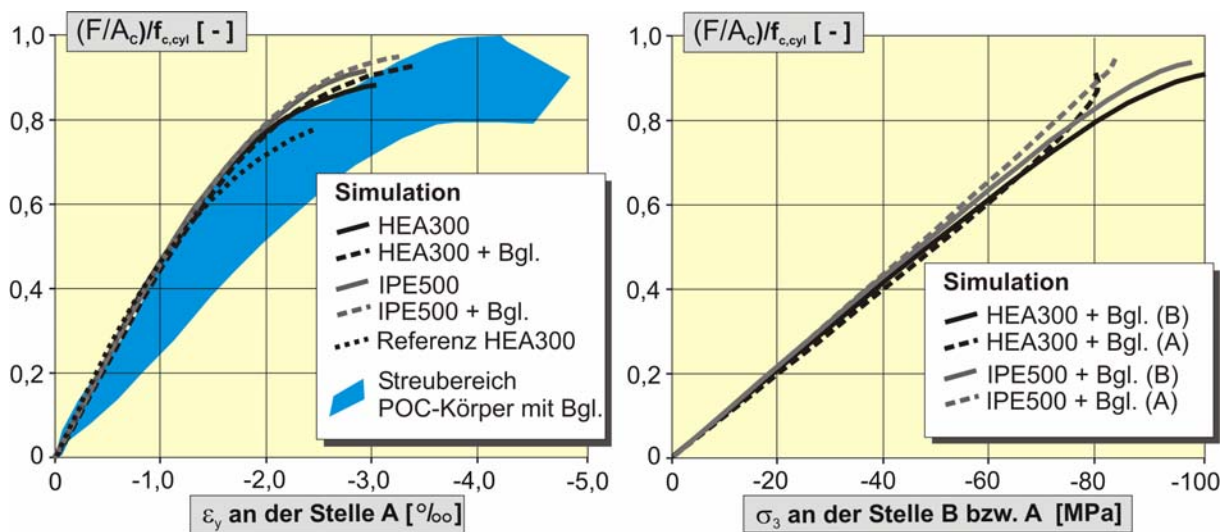
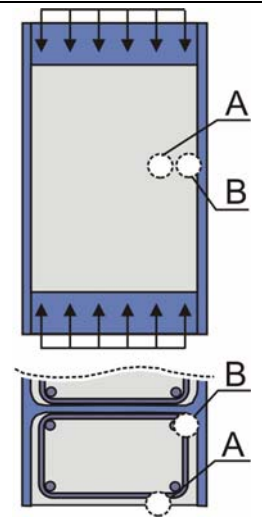


Bild 4.31: Ergebnisse der Simulationen:  
 a) Vergleich der rechnerischen und experimentellen Spannungs-Dehnungslinien  
 b) Hauptdruckspannungen  $\sigma_3$  an der Stelle A und der Stelle B im Inneren der Kammer

Betoneigenschaften		Profil	Bügel	KBD	$\epsilon_{c,A}$	$\sigma_{c,A}$	$\sigma_{c,B}$
$E_c, f_{c,cyl}, f_{ct}$	$\epsilon_c$ und $G_f$						
Profil HEA300							
39100, 67, 3,5	-4,0 ‰, 70	HEA300	6 Ø8	-	-3,2	-59	-78
			-	-	-3,0	-78	-97
43000, 90, 4,5	-3,5 ‰, 80	HEA300	12 Ø8	-	-3,3	-81	-101
			6 Ø8	2 Ø19	-2,4 <sup>1)</sup>	-74	-79
Profil IPE500							
39100, 67, 3,5	-4,0 ‰, 70	IPE500	6 Ø8	-	-3,4	-61	-72
			-	-	-2,9	-80	-98
43000, 90, 4,5	-3,5 ‰, 80	IPE500	12 Ø8	-	-3,2	-85	-99
			6 Ø8	2 Ø19	-2,5 <sup>1)</sup>	-78	-86



Anmerkung:  $\epsilon_c$  einaxiale Bruchstauchung (Limfes)  $G_f$  Bruchenergie (Limfes)  
 $\epsilon_{c,A}$  rechnerische Dehnung an der Stelle A  $\sigma_{c,A}$  rechnerische Spannung an der Stelle A  
 $\sigma_{c,B}$  rechnerische Spannung an der Stelle B <sup>1)</sup> Berechnung divergierte frühzeitig

Tab. 4.4: Ergebnisse der Finite Elemente Berechnungen der Kompressionsversuche

## 4.9 Zusammenfassung

Anhand der dreidimensionalen nicht-linearen Finite Elemente Simulationen konnten die Lastabtragungsmechanismen der Modellversuche identifiziert werden. Die Ergebnisse der Simulationen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der Tragmechanismus eines Kopfbolzendübels im hochfesten Beton wurde abgebildet und die Traganteile des Schweißwulstes und des Dübelschaftes quantifiziert.
- Der Einfluss der Schweißwulsthöhe auf die Scherkraft-Schlupfkurve wurde untersucht.
- Der dreidimensionale Lastabtrag in den Modellversuchen kann durch die Modellierung des Kopfbolzendübels mit Volumenelementen und den entwickelten mehrlagigen Interfacelementen abgebildet werden.
- Die Traganteile des Dübels und der Reibkräfte infolge der vom Dübel auf die Flansche verlaufenden Druckstreben konnten quantifiziert werden.
- Die Traganteile sind abhängig vom Reibbeiwert  $\mu$  (z.B. walzrau oder beschichtet), der Querschnittsgeometrie und dem verwendeten Beton.
- Bei Profilen mit vollflächiger Korrosionsschutzbeschichtung sind deutlich kleinere Verbundanteile infolge Reibung zu erwarten.
- Die Reibspannungen aus der Druckstrebe zwischen dem Dübel und den Flanschen treten vorrangig im Bereich der steifen Ausrundung zwischen dem Stahlsteg und dem Flansch auf.
- Die Scherkrafttraganteile infolge Trichterform des Stahlprofils und Welligkeit der Flanschoberfläche konnten quantifiziert werden.
- Die Zunahme der Bruchstauchung und der aufnehmbaren Spannung infolge der Umschnürung durch das Stahlprofil können mit dem verwendeten Betonmodell abgebildet werden.

Anhand der Auswertung der eigenen Schwindversuche und der numerischen Simulationen zum Schwinden des Betons konnten die folgenden Erkenntnisse gewonnen werden:

- Die rasche Entwicklung der Schwindverformung des verwendeten hochfesten Betons innerhalb der ersten 100 Tage kann mit der modifizierten Schwindformel abgebildet werden.
- Die rechnerische Schwindverformung kann in die Anteile des Trocknungsschwindens und des Schrumpfens aufgeteilt werden.
- Im Bereich der Ausrundung des Stahlprofils treten vorrangig Schrumpfverformungen auf, der Anteil des Trocknungsschwindens ist gering.
- Infolge Schrumpfen des Betons nimmt der Reibkraftanteil aus den Druckstreben auf ca. 40 % des ursprünglichen rechnerischen Wertes (Belastungsalter:  $t = 0$ ) ab. Beim Ansatz des Gesamtschwindmaßes wird der Reibkraftanteil auf ca. 30 % des rechnerischen Wertes für  $t = 0$  reduziert.

## 5 Kammerbetonierte Verbundträger – eigene Versuche

### 5.1 Allgemeines

Das Trag- und Verformungsverhalten hochfester kammerbetonierter Verbundträger wurde anhand von Biegeversuchen mit Verbundprofilen und Verbundträgern aus Stahl S460 und Kammerbeton C80/95 im Rahmen eines Forschungsvorhabens der Deutschen Forschungsgemeinschaft [DFG2005] untersucht.

Die Untersuchungen lassen sich in zwei Themenbereiche gliedern. Zum einen wurde die plastische Querschnittstragfähigkeit sowie das Momenten-Rotationsverhalten und zum anderen das Zusammenwirken von Kammerbeton und Stahlprofil erforscht. Neben den in den Modellversuchen ermittelten Verbundmechanismen waren weitere Reibkraftanteile infolge Biegung des Verbundquerschnitts und der Lasteinleitung am Auflager zu erwarten. Um diese Reibkräfte zu lokalisieren und zu quantifizieren wurden Verbundträger ohne Verdübelung des Kammerbetons geprüft. In Zweifeldträgerversuchen konnten die Momentenumlagerung vom Stütz- zum Feldquerschnitt und der Einfluss der Momenten-Querkraftinteraktion bestimmt werden. Die Analyse und Bewertung der experimentellen Ergebnisse erfolgt anhand systematischer Finite Elemente Berechnungen in Kapitel 6. Im Einzelnen wird den folgenden Fragestellungen nachgegangen:

- Welchen Einfluss hat der Kammerbeton auf die Momententragfähigkeit?
- Wie ist das Rotationsvermögen kammerbetonierter Verbundquerschnitte zu beurteilen?
- Kann der Reduktionsfaktor  $\beta_{pl}$  des Eurocode 4 für kammerbetonierte Verbundträger bestätigt werden?
- Müssen die Betondruckstauchungen des Betongurtes bzw. des Kammerbetons unter positiver bzw. negativer Momentenbeanspruchung begrenzt werden?
- Erfährt der Kammerbeton infolge der Umschnürung durch das Stahlprofil einen mehraxialen Druckspannungszustand?
- Können die Regeln zur Mindestbewehrung unter negativer Momentenbeanspruchung nach Eurocode 4 bestätigt werden?
- Welchen Einfluss hat die Querkraftbeanspruchung auf die Momententragfähigkeit des Stützquerschnitts?
- Welchen Einfluss hat eine teilweise Verdübelung des Kammerbetons auf das Trag- und Verformungsverhalten kammerbetonierter Verbundträger?
- Wie ist die Verbundsicherung des hochfesten Kammerbetons mit auf den Steg geschweißten Kopfbolzendübeln zu bewerten?
- Lassen sich die am Biegeträger auftretenden Verbundtraganteile infolge Reibung beschreiben und quantifizieren?

Im Folgenden werden die zur Beantwortung der Fragestellungen relevanten Versuchsergebnisse beschrieben und bewertet. Detaillierte Angaben zu den Versuchen und den Messdaten können den Anhängen A9 bis A14 sowie dem DFG-Forschungsbericht [DFG2005] des Institutes für Massivbau entnommen werden.

## 5.2 Versuchsbeschreibung

### 5.2.1 Einfeldträger-Versuche

Im Vierpunkt-Biegeversuch wurden zunächst vier kammerbetonierte Profile und in einer zweiten Serie je vier Verbundträger unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung geprüft. Hierbei wurde das Stahlprofil (IPE500 und HEA300) sowie die Verdübelung des Kammerbetons variiert. Die kammerbetonierten Profile tragen das Kürzel EC, die Versuchsträger mit positiver Momentenbeanspruchung tragen das Kürzel S und die mit negativer Momentenbeanspruchung das Kürzel H. Die charakteristischen Daten und die Ergebnisse der Materialproben der einzelnen Versuchsträger sind in den Tabellen 5.1 bis 5.3 dargestellt.

Im positiven Momentenbereich betrug der Längsbewehrungsgrad des Betongurtes 1,2 %. Um den Kammerbeton einer großen Druckbeanspruchung auszusetzen und große Längsschubkräfte in der Verbundfuge zwischen Kammerbeton und Stahlprofil zu erzeugen, wurde der Bewehrungsgrad des Betongurtes bei negativer Momentenbeanspruchung zu 3,0 % gewählt. Die Versuchsträger S1 und S3 sowie H1 und H3 wurden mit vollem Verbund des Kammerbetons ausgeführt. Bei den Versuchsträgern S2 und S4 sowie H2 und H4 wurde zur Lage-sicherung des Kammerbetons lediglich über den Auflagern je ein KBD  $\varnothing 19$  mm angeordnet. Für den Betongurt wurde Transportbeton der Festigkeitsklasse C50/60 verwendet. Der Kammerbeton der Festigkeitsklasse C80/95 wurde im eigenen Betonlabor hergestellt. Um eine Verdübelung des Betongurtes infolge der Lasteinleitung an den Endauflagern unter negativer Momentenbeanspruchung zu verhindern, wurden die Auflagerkräfte über einen vom Betongurt mit Styroporstreifen abisolierten Stahlblock in das Stahlprofil eingeleitet. Der Stahlblock wurde mit 10 mm dicken Styroporstreifen vom Betongurt isoliert. Im Anhang A8 sind die Konstruktions- und Bewehrungspläne der Versuchskörper dargestellt.

Zur besseren Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse wurden in den einzelnen Versuchen gleiche zeitliche Abläufe für die Lastwechsel, die Dokumentation der Rissentwicklung und die manuellen Dehnungsmessungen eingehalten. Um den Haftverbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil zu schwächen, wurden im Bereich zwischen 10 und 40 % der rechnerischen Traglast 25 Lastwechsel durchgeführt. Nach Überschreiten des linear-elastischen Bereiches wurden die Versuchsträger mit einer manuellen Wegsteuerung bis zum Bruch belastet.

	EC1	EC2	EC3	EC4
System und Belastung				
Querschnitte	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <b>EC1 / EC2</b>            Baustahl IPE500            S460            Betonstahl S500            Kammerbeton C70/85            Bewehrung 2x 4 d=20         </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <b>EC3 / EC4</b>            Baustahl IPE500            S460            Betonstahl S500            Kammerbeton C70/85            Bewehrung 2x 3 d=20         </div> </div>			
Betondeckung	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm
Schubbewehrung	Ø8/12,5 cm	Ø8/12,5 cm	Ø8/12,5 cm	Ø8/12,5 cm
Druckzone	2 x 9 Z-Haken	2 x 9 Z-Haken	2 x 7 Z-Haken	2 x 7 Z-Haken
Längsbewehrung	oben: 4 Ø8 mm unten: 8 Ø20 mm	oben: 4 Ø8 mm unten: 8 Ø20 mm	oben: 4 Ø8 mm unten: 6 Ø20 mm	oben: 4 Ø8 mm unten: 6 Ø20 mm
Kopfbolzendübel	Ø19/80	Ø19/80	Ø19/125	Ø19/125
Verbundfuge	 KBD: 22 x 19/80 je Kammer	 KBD: 2 x 19/80 je Kammer	 KBD: 10 x 19/120 je Kammer	 KBD: 2 x 19/120 je Kammer
Anzahl je Kammer	22 (zweireihig)	2	10	2
Abstand	0,4 m	4,0 m	0,4 m	3,6 m
Materialprüfungen				
Beton C70/85 Kammer A/B [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}$	64,1*/61,4*	60,1*/61,3*	70,5*/73,6*	71,9*/73,8*
$f_{c,cube}$	72,5/73,5	76,8/73,5	85,1/89,9	89,0/89,3
E-Modul $E_c$	37100/37900	37000/37000	40600/37500	39300/39100
Betonstahl S500 Ø8 [MPa]				
Streckgrenze $f_y$	613,8		613,8	
Zugfestigkeit $f_u$	690,8		690,8	
E-Modul $E_s$	198815		198815	
Betonstahl S500 Ø20 [MPa]				
Streckgrenze $f_y$	572,3		572,3	
Zugfestigkeit $f_u$	639,0		639,0	
E-Modul $E_s$	200405		200405	
Baustahl S460 Probe 1 und (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]; Zugproben [ARBED] ((...))				
Streckgrenze $R_{eH}$	611 (584) ((590))		549 (521) ((563))	
Streckgrenze $R_{eL}$	563 (553)		519 (504)	
Zugfestigkeit $R_m$	651 (650) ((648))		632 (628) ((647))	
E-Modul $E_a$	-		-	

\* Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

Tab. 5.1: Übersicht der Versuche mit Verbundprofilen



	S1	S2	S3	S4
System und Belastung				
Betongurt	C50/60: 140x14cm	C50/60: 140x14cm	C50/60: 140x14cm	C50/60: 140x14cm
Längsbewehrung	2x 14 Ø10mm	2x 14 Ø10mm	2x 14 Ø10mm	2x 14 Ø10mm
Schubbewehrung	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/10cm	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/10cm	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/10cm	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/10cm
Betondeckung	1,5cm	1,5cm	1,5cm	1,5cm
Kammerbeton	C80/95	C80/95	C80/95	C80/95
Längsbewehrung	o: 4 Ø10; u: 8 Ø20	o: 4 Ø10; u: 8 Ø20	o: 4 Ø10; u: 6 Ø20	o: 4 Ø10; u: 6 Ø20
Schubbewehrung	Ø8/12 <sup>5</sup> cm	Ø8/12 <sup>5</sup> cm	Ø8/12 <sup>5</sup> cm	Ø8/12 <sup>5</sup> cm
Betondeckung	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm
Verbundfuge				
Gurt Anordnung	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm
Kammerbeton Anordnung	KBD Ø19/80 Ø19 / 30cm	KBD Ø19/80 1x Ø19 je Auflager	KBD Ø19/120 Ø19 / 30cm	KBD Ø19/120 1x Ø19 je Auflager
Beton C50/60 [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}$	53,5*	49,1*	47,5*	46,0*
$f_{c,cube}$	68,7	64,4	65,9	60,3
E-Modul $E_c$	32000	29900	32400	29400
Beton C80/95 Kammer V/H [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}$	89,5*/89,0*	87,3*/88,4*	84,9*/84,9*	92,1*/79,5*
$f_{c,cube}$	109,9/110,3	104,8/103,3	108,0/106,1	111,5/111,3
E-Modul $E_c$	42400/40900	40400/40900	40500/40500	41600/39600
Betonstahl S500 [MPa]				
Ø20 $f_y / f_u / E_s$	529 / 659 / 198962		529 / 659 / 198962	
Ø10 $f_y / f_u / E_s$	565 / 641 / 204122		565 / 641 / 204122	
Ø8 $f_y / f_u / E_s$	619 / 688 / 201614		619 / 688 / 201614	
Kopfbolzendübel				
Ø19/80: $R_{el} / R_m$	492 / 513		-	
Ø19/125: $R_{el} / R_m$	555 / 576		555 / 576	
Baustahl S460 Probe 1 und Probe (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]; Zugproben [ARBED] ((...))				
Streckgrenze $R_{eH}$	IPE500: 611 (584) ((590))	HEA300: 549 (521) ((563))		
Streckgrenze $R_{el}$	563 (553)	519 (504)		
Zugfestigkeit $R_m$	651 (650) ((648))	632 (628) ((647))		
E-Modul $E_a$	-			

\* Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

Tab. 5.2: Übersicht der Versuche mit Verbundträgern und positiver Momentenbeanspruchung

	H1	H2	H3	H4
System und Belastung				
Querschnitte				
Betongurt	C50/60: 140x14cm	C50/60: 140x14cm	C50/60: 140x14cm	C50/60: 140x14cm
Längsbewehrung	2x 20 Ø14mm	2x 20 Ø14mm	2x 20 Ø14mm	2x 20 Ø14mm
Schubbewehrung	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/8cm	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/8cm	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/8cm	Ø10/12 <sup>5</sup> ; Ø10/8cm
Betondeckung	1,5cm	1,5cm	1,5cm	1,5cm
Kammerbeton	C80/95	C80/95	C80/95	C80/95
Längsbewehrung	o: 8 Ø20; u: 4 Ø10	o: 8 Ø20; u: 4 Ø10	o: 6 Ø20; u: 4x Ø10	o: 6 Ø20; u: 4x Ø10
Schubbewehrung	Ø8/12 <sup>5</sup> cm	Ø8/12 <sup>5</sup> cm	Ø8/12 <sup>5</sup> cm	Ø8/12 <sup>5</sup> cm
Betondeckung	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm
Verbundfuge				
Gurt Anordnung	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm	KBD Ø19/125 2x Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm
Kammerbeton Anordnung	KBD Ø19/80 2x Ø19 / 25cm	KBD Ø19/80 1x Ø19 je Auflager	KBD Ø19/120 Ø19 / 12 <sup>5</sup> cm	KBD Ø19/120 1x Ø19 je Auflager
<b>Beton C50/60 [MPa]</b>				
Festigkeit $f_{c,cyl}$	56,9*	57,2*	54,6*	53,8*
$f_{c,cube}$	73,1	73,1	73,3	74,6
E-Modul $E_c$	32000	33200	32500	33800
<b>Beton C80/95 Kammer V/H [MPa]</b>				
Festigkeit $f_{c,cyl}$	91,3*/92,0*	93,4*/91,8*	82,6*/88,1*	89,1*/88,0*
$f_{c,cube}$	115,4/114,0	115,6/115,8	107,0/112,0	110,1/108,9
E-Modul $E_c$	39400/42000	44100/42700	39400/40100	42900/43100
<b>Betonstahl S500 [MPa]</b>				
Ø20 $f_y / f_u / E_s$	522 / 642 / 200419		522 / 642 / 200419	
Ø14 $f_y / f_u / E_s$	553 / 631 / 205077		553 / 631 / 205077	
Ø10 $f_y / f_u / E_s$	565 / 641 / 204122		565 / 641 / 204122	
Ø8 $f_y / f_u / E_s$	619 / 688 / 201614		619 / 688 / 201614	
<b>Kopfbolzendübel</b>				
Ø19/80: $R_{el} / R_m$	492 / 513		-	
Ø19/125: $R_{el} / R_m$	555 / 576		555 / 576	
<b>Baustahl S460 Probe 1 und Probe (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]; Zugproben [ARBED] ((...))</b>				
Streckgrenze $R_{eH}$	IPE500: 611 (584) ((590))	HEA300: 549 (521) ((563))		
Streckgrenze $R_{el}$	563 (553)		519 (504)	
Zugfestigkeit $R_m$	651 (650) ((648))		632 (628) ((647))	
E-Modul $E_a$	-		-	

\* Anmerkung: Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

Tab. 5.3: Übersicht der Versuche mit Verbundträgern und negativer Momentenbeanspruchung

5.2.2 Mehrfeldträger-Versuche

	Feldquerschnitt	Stützquerschnitt
System und Belastung		
Querschnitte		
Betongurt	C50/60: 140x14cm	C50/60: 140x14cm
Längsbewehrung	2x 10 Ø14mm + 2x 2 Ø10mm	2x 18 Ø14mm + 2x 2 Ø10mm
Schubbewehrung	Ø10/20 bzw. Ø10/7 <sup>5</sup> cm	Ø10/20 bzw. Ø10/7 <sup>5</sup> cm
Kammerbeton	C80/95	
Längsbewehrung	DL1 oben: 4x Ø10; unten: 6x Ø20 DL2 oben: 4x Ø10; unten: 8x Ø20	DL1 oben: 4x Ø10; unten: 6x Ø20 DL2 oben: 4x Ø10; unten: 8x Ø20
Schubbewehrung	DL1: Ø8/25cm bzw. Ø8/12 <sup>5</sup> cm DL2: Ø8/25cm bzw. Ø8/12 <sup>5</sup> cm	DL1: Ø8/25cm bzw. Ø8/12 <sup>5</sup> cm DL2: Ø10/7 <sup>5</sup> cm bzw. Ø8/15cm
Verbundfuge Betongurt Kammerbeton		
Materialkennwerte	Träger DL1	Träger DL2
Betongurt: C50/60 [MPa]		
Festigkeit $f_{c,cyl}$ ; $f_{c,cube}$	43,6* ; 57,8	44,6* ; 60,9
E-Modul $E_c$	30500	30100
Kammerbeton C80/95 [MPa]		
Festigkeit $f_{c,cyl}$ ; $f_{c,cube}$	81,8* / 84,3* ; 97,8 / 100,4	81,6* / 86,3* ; 96,2 / 100,4
E-Modul $E_c$	40700 / 41300	38600 / 38200
Betonstahl S500 [MPa]		
Ø20 $f_y / f_u / E_s$	591 / 722 / 197192	591 / 722 / 197192
Ø14 $f_y / f_u / E_s$	528 / 619 / 199340	528 / 619 / 199340
Ø10 $f_y / f_u / E_s$	509 / 631 / 203085	509 / 631 / 203085
Kopfbolzendübel		
$R_{el} / R_m$ [MPa]	Ø19/80mm: 500 / 514 ; Ø19/125mm: 545 / 575 ; Ø22/125mm: 510 / 523	
Baustahl S460 Probe 1 und Probe (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]; Zugproben [ARBED] ((...))		
$R_{eH} / R_{el} / R_m / E_a$	siehe Einfeldträger	

\* Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

Tab. 5.4: Übersicht der Versuche mit Durchlaufträgern

Das Umlagerungsvermögen vom Stütz- zum Feldquerschnitt und der Einfluss einer Momenten-Querkraftinteraktion auf das Tragverhalten wurde an zwei Einfeldträgern mit Kragarm (DL) untersucht (Tab. 5.4). Die Querschnitte der Kragträger entsprachen im Feld- und Stützbereich den Einfeldträgern S1 bzw. S3 und H1 bzw. H3. Der Bewehrungsgrad des Betongurts betrug im Feld 1,2 % und an der Stütze 3,0 %. Betongurt und Kammerbeton wurden für 100 % der rechnerischen Längsschubkraft verdübelt. Die Träger wurden am linken Endauflager (A) sowie am Kragarm auf Kalotten und am Mittelaflager (B) auf einem Rollenlager mit einer Lasteinleitungsplatte (300x300 mm) gelagert.

### 5.2.3 Herstellung der Versuchsträger und Materialproben

Vor dem Betonieren wurden die Querschnitte der Stahlprofile an fünf Stellen entlang der Längsachse vermessen. Die Veränderung des Flanschabstandes entlang der Trägerachse betrug maximal 1,1 mm [DFG2005]. Die Abkürzungen „V“ (Vorderseite) und „H“ (Hinterseite) dienen der Orientierung und werden im weiteren Verlauf dieses Berichtes verwendet. Zunächst wurden die Kammern der Versuchsträger an zwei aufeinander folgenden Tagen betoniert. Nach ca. einer Woche wurde der Betongurt hergestellt. Während des Betonierens wurden die Stahlprofile in kurzen Abständen unterstützt (Eigengewichtsverbund). Zur Nachbehandlung des Betons wurden die Versuchsträger drei bis vier Tage unter feuchten Tüchern und einer Kunststoffolie gelagert. Bis zum Versuchsbeginn verblieben die Versuchskörper und die Baustoffproben in der Halle des Institutes für Massivbau bei einer Temperatur von ca. 18°C und 60 % Luftfeuchte.

Die Festigkeitsprüfungen für den Beton erfolgten nach [DIN1048] an Würfeln mit 15 cm Kantenlänge, die Bestimmung des E-Moduls und der Zylinderdruckfestigkeit an Zylindern mit  $h/d = 30/15$  cm. Die Materialkennwerte des Betonstahls wurden nach [DIN488] ermittelt (Anhang A4). Die Stahlträger besaßen die Festigkeitsklasse Histar S460 [ARBED]. Zusätzlich zu den obligatorischen Baustoffprüfungen des Herstellers wurden die Materialkennwerte der Walzträger in Zugversuchen am Institut für Massivbau und am Institut für Eisen- und Hüttenkunde [IEHK] der RWTH Aachen nach [DIN10002] bestimmt.

### 5.2.4 Messprogramm

Zur Bestimmung der Beanspruchung der Teilquerschnitte Stahlprofil, Kammerbeton und Betongurt wurde in Feldmitte (Schnitt A-A: max. Biegemoment) und im Abstand von 1,2 m zur Trägermitte (Schnitt B-B: Überlagerung Biegemoment und Querkraft) ein umfangreiches Messprogramm durchgeführt (Anhang A8). Eine prinzipielle Übersicht der Messtechnik ist in Bild 5.1 exemplarisch für die Verbundträgerversuche dargestellt:

- Trägerdurchbiegung, induktive Wegaufnehmer (IWA): DM1 DM2, DM3, DB1, DB2;
- Auflagerverdrehung, IWA: RL1, RL2, RR1, RR2;
- Schlupf zwischen Betongurt und Stahlträger, IWA: SL1 bis 3, SR1 bis 3, SPB1 bis 3, SPM1 bis 3;
- Dehnung des Betongurtes in der Randfaser, Dehnungsmessstreifen (DMS): CSM1 bis 3;
- Dehnung des Stahlprofils, DMS: SM1/2, STM1/2, SM3/4, SB1/2, STB1/2, SB3/4;
- Dehnung des Betonstahls (Betongurt), DMS: LM1 bis 4, LB 1 bis 4, LM9/10, LB 9/10;
- Dehnung des Betonstahls (Kammerbeton), DMS: LM5 bis 8, LB5 bis 8;

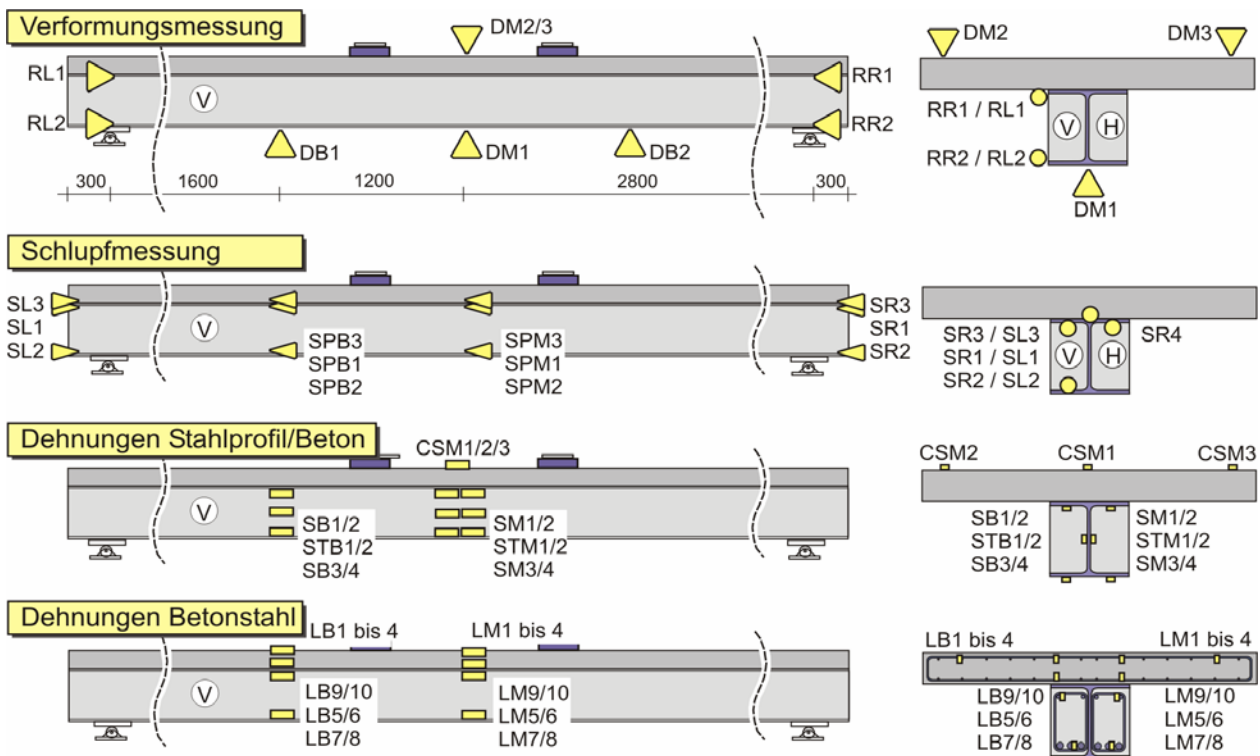


Bild 5.1: Prinzipielle Darstellung der Messeinrichtung für die Verbundträger

Ergänzend zu den kontinuierlichen Messungen wurde die Dehnung des Betons mit manuellen Setz-Dehnungsmessungen in charakteristischen Laststufen bestimmt. Dazu wurde auf dem Versuchsträger ein Messraster mit einer Messbasis von 40 cm angeordnet [DFG2005]. Die Rissentwicklung wurde durch kontinuierliches Nachzeichnen der Risse am Träger, Übertragen der Risse in vorgefertigte maßstäbliche Skizzen und digitale Fotografie dokumentiert. Die zugehörigen Rissbreiten wurden mittels Risschablone und Risslupe bestimmt.

Zur Schlupfmessung wurden der Wegaufnehmer und das Gegenstück in einem Schnitt angeordnet, sodass die Schlupfmessung nicht durch die Dehnung in Längsrichtung beeinflusst wurde (Bild 5.2).

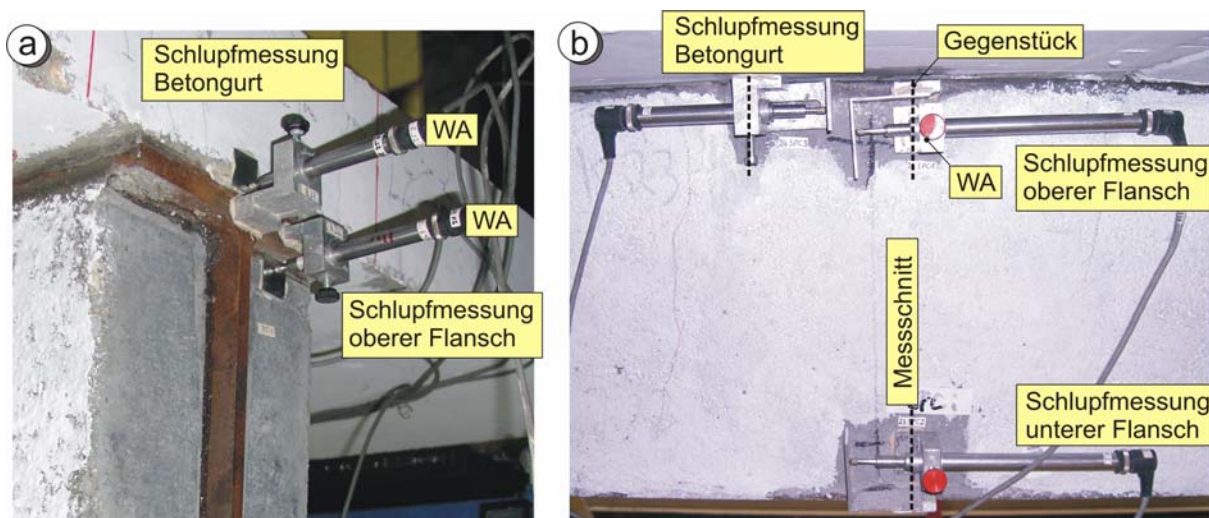


Bild 5.2: Schlupfmessung zwischen dem Betongurt bzw. dem Kammerbeton und dem Stahlprofil (a) Endschlupf, (b) Schlupf im Schnitt B



Die Querschnittrotation der Biegeträger kann anhand der Messwerte mit unterschiedlichen Methoden bestimmt werden. Für Einfeldträger ohne Kammerbeton im Drei-Punkt-Biegeversuch kann die Verformungsfigur im Traglastbereich durch eine lineare Verbindung der Auflagerpunkte mit dem Wert der Mittendurchbiegung ausreichend genau angenähert werden (Sekantenwinkel  $\varphi_S$ ), da die Querschnittsverdrehung konzentriert im Bereich der Lasteinleitung stattfindet und sich ein Fließgelenk ausbildet.

Die Verformungsfigur der eigenen Vier-Punkt-Biegeversuche an kammerbetonierten Verbundträgern ist durch die Wirkung des Kammerbetons und den zwei Lasteinleitungsstellen bis in den Traglastbereich parabelförmig (Bild 5.3). Das Last-Verformungsverhalten ähnelt dem eines stark bewehrten Stahlbetonträgers. In diesem Fall wird die Querschnittsverdrehung durch den Tangentenwinkel  $\varphi_T$  beschrieben. Dieser kann aus der Auflagerverdrehung oder aus der Verformungsfigur durch die Ableitung der Biegelinie bestimmt werden.

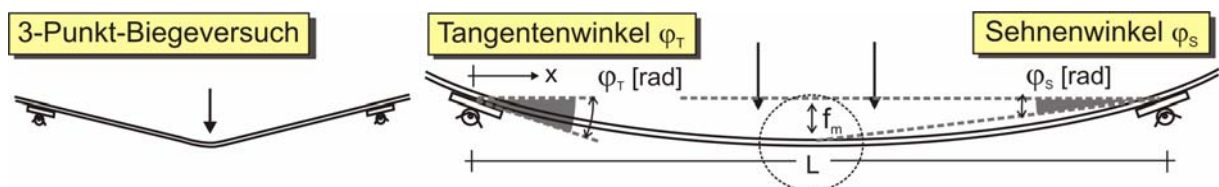


Bild 5.3: Definition des Sekantenwinkels  $\varphi_S$  und Tangentenwinkels  $\varphi_T$

Der mechanisch richtige Weg wäre die Bestimmung der Querschnittsrotation durch die Integration der Krümmung über die Laufkoordinate  $x$ . Die Krümmung lässt sich direkt aus den gemessenen Dehnungen ermitteln (Bild 5.3). Da die Dehnungsverteilung nur in zwei Schnitten gemessen wurde und die Annahme vom Ebenbleiben des Querschnitts nur im linear-elastischen Bereich zutrifft, liefert dieses Verfahren nur unter Gebrauchslasten gute Ergebnisse.

$$\varphi_T = \arctan (|RL1-RL2|/h) \quad (\text{Gl. 5.1})$$

$$\varphi_S = \arctan (f_m / (0,5 \cdot L)) \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Durch die Ableitung der Biegelinie ist es möglich, die Querschnittsverdrehung und die Krümmung an einer beliebigen Stelle entlang der Trägerachse zu berechnen. Mit dem durchgeführten Messprogramm konnten die Randbedingungen zur Bestimmung der Konstanten eines Polynoms vierter Ordnung (Einfeldträger: Gl. 5.3) bzw. siebter Ordnung (Einfeldträger mit Kragarm) bestimmt werden. Die erste Ableitung der Gleichung stellt den Verlauf der Tangentensteigung  $\varphi(x)$  und die zweite Ableitung den Krümmungsverlauf  $\kappa(x)$  dar. Die Querschnittsverdrehung in Feldmitte berechnet sich aus Symmetriegründen zu  $\varphi_{\text{Feld}} = 2 \cdot \varphi_{\text{Auflager}}$ .

$$w(x) = A + B \cdot x + C \cdot x^2 + D \cdot x^3 + E \cdot x^4, \quad w'(x) = \varphi(x) \quad \text{und} \quad w''(x) = \kappa(x) \quad (\text{Gl. 5.3})$$

$$\text{Randbedingungen:} \quad w(x=0) = 0; \quad w(x=1,6) = \text{DB}; \quad w(x=2,8) = \text{DM1}; \quad \varphi(x=2,8) = 0; \quad \kappa(x=0) = 0$$

Der Vergleich der aus Tangenten und Sekantenwinkel ermittelten Querschnittsverdrehung der Versuchsträger S1 und H1 weist nur eine geringe Abweichung auf. Erwartungsgemäß ergeben sich für den Tangentenwinkel größere Werte als für den Sekantenwinkel (Bild 5.4).

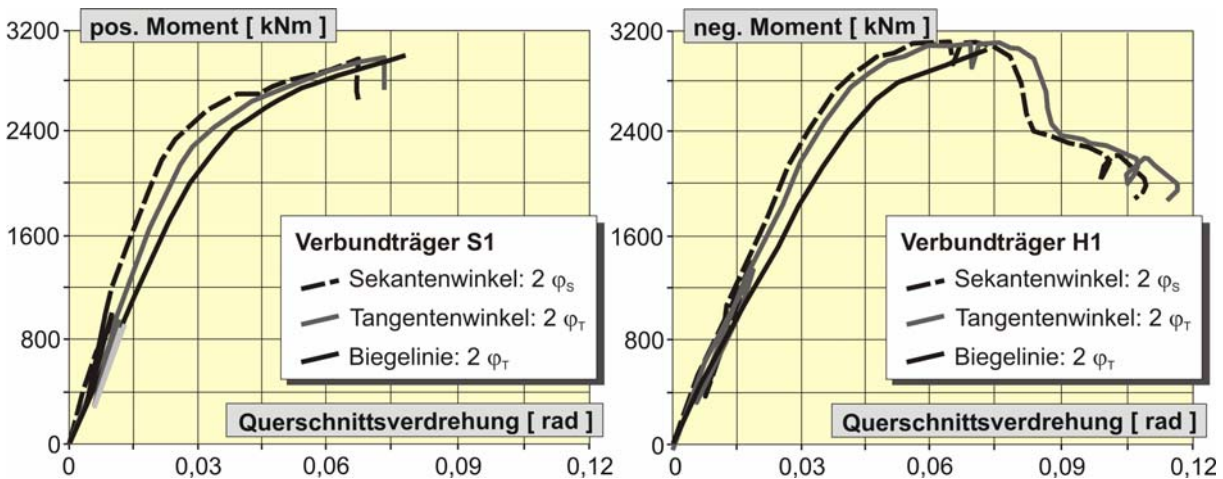


Bild 5.4: Vergleich der Querschnittsverdrehung aus Sekanten-, Tangentenwinkel und der Biegelinie

Bei den Durchlaufträgerversuchen wurde im Feld (Schnitt F-F: maximales Biegemoment) und an der Stütze (Schnitt B-B: Überlagerung aus Biegemoment und Querkraft) ein Messschnitt entsprechend den Einfeldträgerversuchen angeordnet. Zur Bestimmung der Momentenumlagerung wurde die Kraft an den Lasteinleitungsstellen im Feld und am Kragarm C sowie am Auflager A mit Kraftmessdosen gemessen. Die Durchbiegung des Trägers wurde in drei Schnitten im Feld sowie am Kragarm mit induktiven Wegaufnehmern bestimmt. Die Messeinrichtungen der Durchlaufträgerversuche sind in Anhang A8 dargestellt. Da sich die Querschnittsrotation an der Stütze B aus zwei unabhängigen Anteilen links ( $\varphi_l$ ) und rechts ( $\varphi_r$ ) von der Stütze zusammensetzt, wurde die Auflagerverdrehung anhand eines Polynoms siebter Ordnung bestimmt (Anhang A8). Zusätzlich zu den bei den Einfeldträgern durchgeführten Schlupfmessungen wurden manuelle Schlupfmessungen entlang der Trägerachse mit einem induktiven Wegaufnehmer durchgeführt.

Zur Bestimmung des Druckspannungszustandes des Kammerbetons bei negativer Momentenbeanspruchung (H1 bis H4, DL1/2) wurden Druckmesszellen im Inneren der Kammer appliziert. Dazu wurde ein Betonwürfel (5x10x20mm) mit einem DMS bestückt und so angeordnet, dass die Betonstauchung in Trägerlängsrichtung bestimmt werden konnte (Bild 5.5). Im Versuch H2 waren die Messstellen CSM5/6 defekt, sodass diese durch zwei DMS auf der Oberfläche des Kammerbetons (CSM5a/6a) ersetzt wurden. Die Dehnung eines Bügels wurde jeweils im Abstand von 0,5 m vom Stützenanschnitt gemessen.

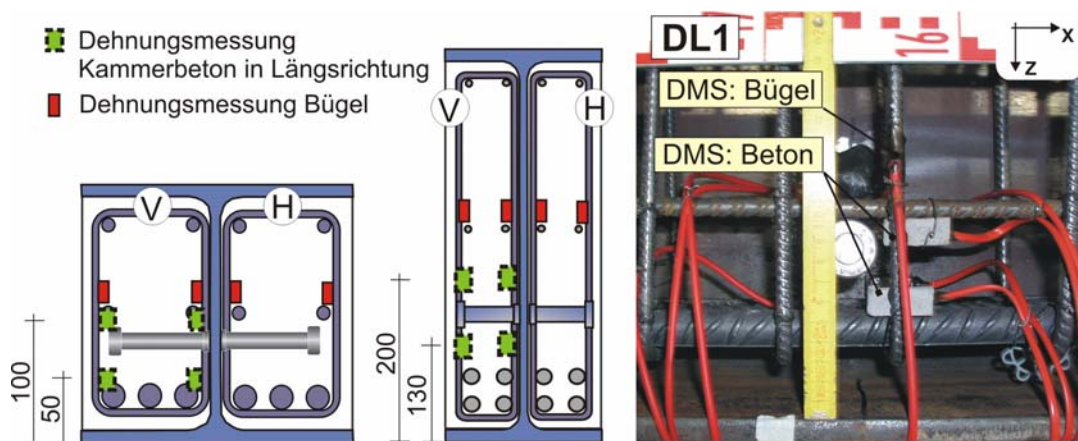


Bild 5.5: Messung der Betonstauchung des Kammerbetons bei negativer Momentenbeanspruchung

## 5.3 Versuchsergebnisse – Verbundprofile

### 5.3.1 Tragverhalten

In allen Versuchen bildeten sich die ersten Biegerisse zwischen den Lasteinleitungsstellen. Bis zum Ende der Lastwechsel traten die Biegerisse in den Schnitten der Bügelbewehrung auf. Die Rissbreiten blieben in allen Versuchen bis zur rechnerischen Bruchlast  $M_{pl,Rd}$  kleiner 0,3 mm. Das Versagen wurde durch das Beulen des Druckflansches eingeleitet (Bild 5.6 und 5.7). Infolge des Beulens ging die Umschnürung der Betondruckzone verloren, sodass der Beton versagte. Mit fortschreitender Querschnittsrotation war insbesondere bei den IPE500 Profilen ein Beulen des Steges zu beobachten. Bei den unverdübelten Profilen wurde der Kammerbeton vom beulenden Steg seitlich aus der Kammer herausgedrückt. Bei den verdübelten Profilen war das Stegbeulen deutlich weniger stark ausgeprägt und das seitliche Ausweichen des Kammerbetons wurde durch die auf dem Steg aufgeschweißten Dübel verhindert.

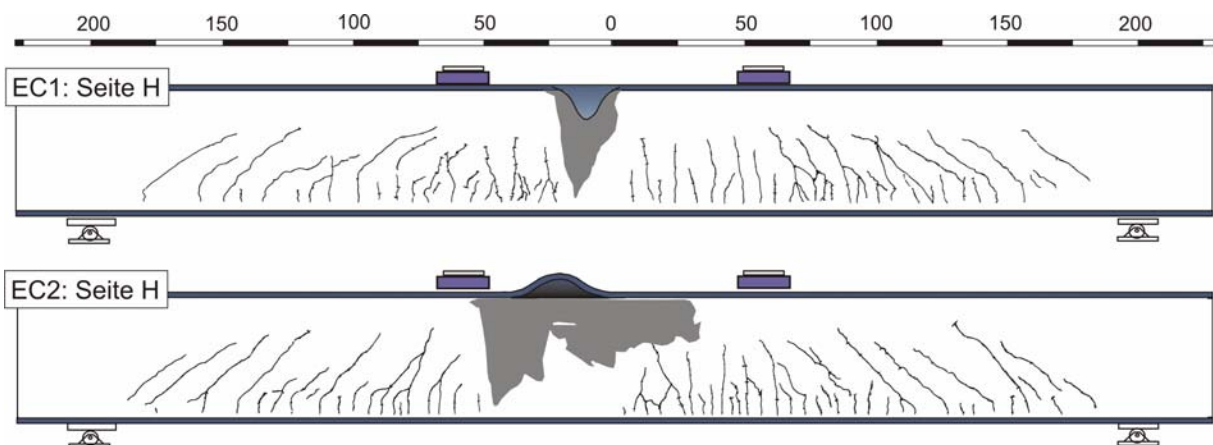


Bild 5.6: Charakteristische Rissbilder der Versuchsträger EC1 und EC2 (IPE500)

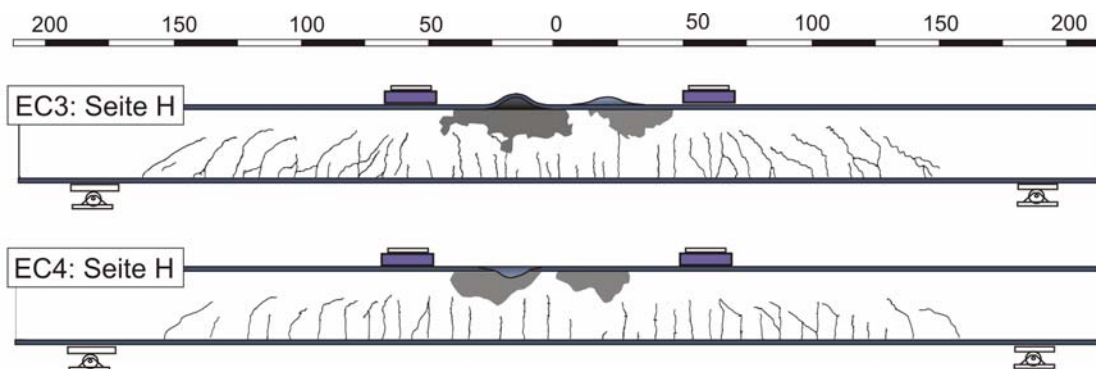


Bild 5.7: Charakteristische Rissbilder der Versuchsträger EC3 und EC4 (HEA300)

Der Beulbeginn konnte mit den symmetrisch auf dem Stahlflansch angeordneten DMS ermittelt werden. Die Differenz der Messwerte SA1-SA2 (Bild 5.8) ist ein Maß für die Größe der sich einstellenden Beule. Die IPE500 bzw. HEA300 Profile beulten ab 95 % bzw. 90 % des späteren Bruchmomentes  $M_u$ . Die unverdübelten Profile EC2 und EC4 zeigten einen definierten Beulbeginn, während sich die Flanschdehnungen bei den verdübelten Profilen EC1 und EC3 bereits auf Gebrauchslastniveau bis zu 0,2 ‰ unterschieden.



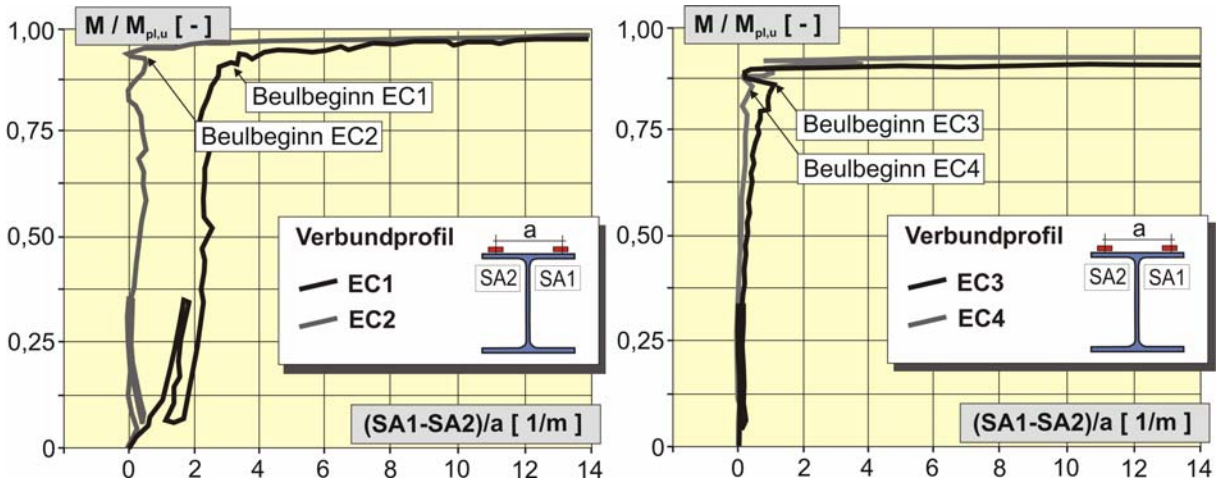


Bild 5.8: Beulbeginn in den Versuchen EC1, EC2 und EC3, EC4

In Bild 5.9 sind die mit dem Tangentenwinkel  $\varphi_T$  berechneten Querschnittsrotationen (gegenseitige Querschnittsverdrehung in Feldmitte) dargestellt und die charakteristischen Rotationen entsprechend Bild 5.28 eingetragen. Unabhängig von der Verdübelung wiesen die Verbundprofile eine identische Anfangssteifigkeit auf. Das unverdübeltete IPE500 Profil (EC2) wies ab einem Moment von 65 %  $M_u$  eine stärkere Abnahme der Biegesteifigkeit auf. Mit dem Beulbeginn traten deutlich größere Verformungen auf und der abfallende Ast wurde früher erreicht. Während die IPE Profile mit dem Beulbeginn schnell an Tragfähigkeit verloren, konnte das Belastungsniveau bei den HEA Profilen trotz großer Rotationen konstant gehalten werden. Dennoch trat beim unverdübelteten Profil ein frühzeitiger Lastabfall auf.

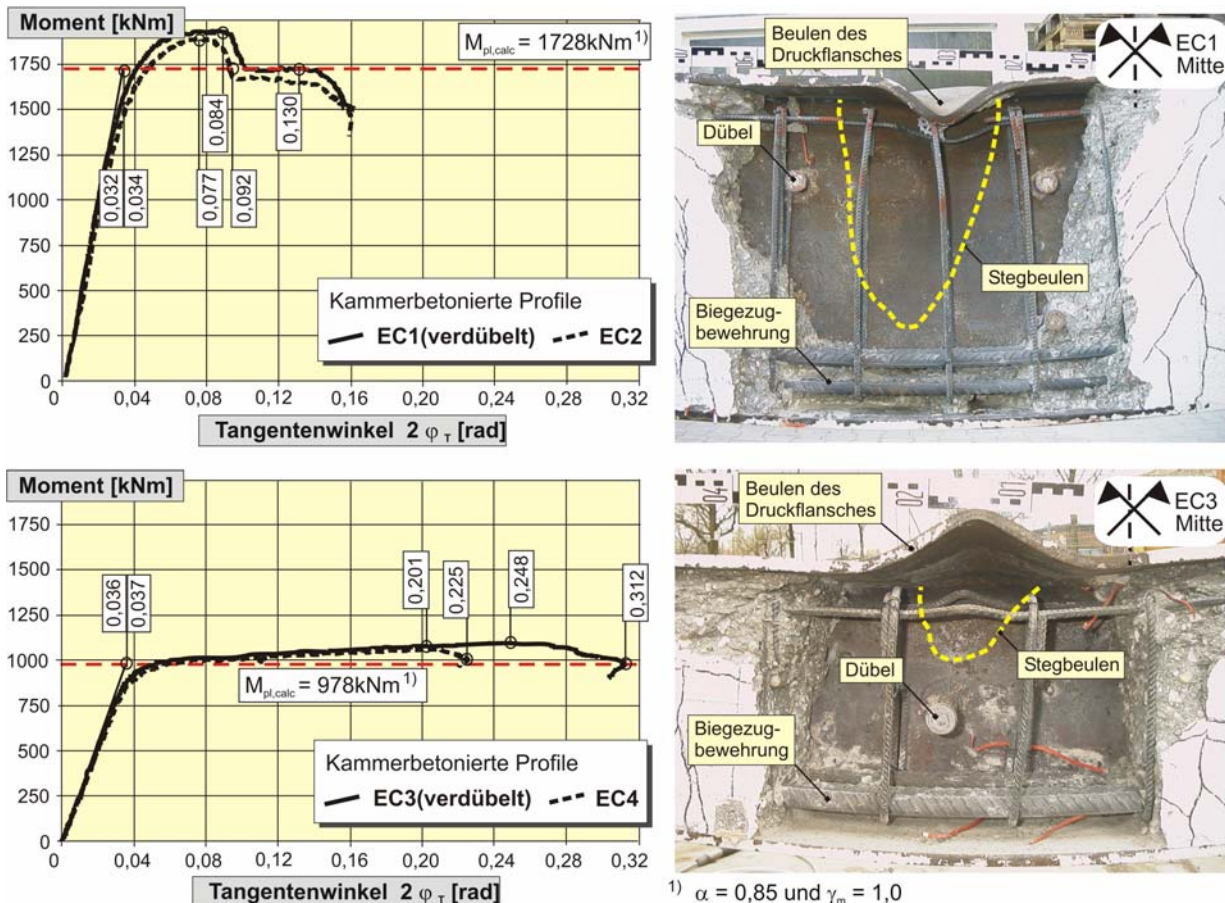


Bild 5.9: Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger EC1/2 (IPE500) und EC3/4 (HEA300)

1)  $\alpha = 0,85$  und  $\gamma_m = 1,0$

Die anhand der gemessenen Dehnungsverteilung ermittelte Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil war deutlich größer als der rechnerische Wert für „rechteckige Spannungsblöcke“ (Tab. 5.5). Die experimentell ermittelten Scherkräfte der unverdübelten Profile überschritten die Dübeltragfähigkeit des Dübels am Auflager um mehr als 100 %. Dennoch trat in keinem Versuch ein Dübelversagen auf. Zur Beurteilung der Dübelbeanspruchung wurden die Dübel am Auflager freigelegt. Es konnten keine Dübelverformungen festgestellt werden und der gemessene Endschlupf war stets kleiner 0,5 mm. Es ist also davon auszugehen, dass ein nennenswerter Anteil der Längsschubkraft durch Reibverbundspannungen übertragen wurde.

		EC1	EC2	EC3	EC4
Längsschubkraft S im Versuch bei 85 % $M_{pl,test}$					
$z_{pl}$	[cm]	23,0	22,0	13,0	12,0
$S^{1)}$	[kN]	450	350	540	450
rechnerische Längsschubkraft S bei Annahme rechteckiger Spannungsblöcke					
$z_{pl}$	[cm]	20,4	20,4	9,5	9,5
$S^{1)}$	[kN]	249	249	228	228

<sup>1)</sup> Längsschubkraft S wurde mit Materialkennwerten ohne Verfestigung des Stahls und  $\gamma_i = 1,0$  berechnet

Tab. 5.5: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil

### 5.3.2 Tragfähigkeit

In Tabelle 5.6 werden die experimentellen Momententragfähigkeiten mit den rechnerischen Werten und den Versuchen von [Kin1992] verglichen. In den Biegeversuchen der Verbundprofile EC1 bis EC4 wurde unabhängig von der Verdübelung des Kammerbetons das rechnerische plastische Moment um ca. 10 % ( $\gamma_i = 1,0$ ;  $\alpha = 0,85$  und  $\alpha = 1,0$ ) überschritten. Bei den Versuchen V1 bis V3 [Kin1992] an kammerbetonierten HEA400 Profilen ist aufgrund der auflagnahen Lasteinleitung ein Querkraftversagen nicht auszuschließen, sodass die rechnerische Momententragfähigkeit nicht erreicht wurde. Unter Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte der Materialseite nach [prEN1994] beträgt das Verhältnis aus experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeit bei den eigenen Biegeversuchen an Verbundprofilen mit verdübeltem Kammerbeton zwischen 1,25 und 1,30.

BEAM		EC1	EC2	EC3	EC4	IPE500 <sup>2)</sup>	HEA300 <sup>2)</sup>	V1	V2	V3
$M_{pl,test}$	kNm	1935	1905	1086	1058	-	-	1165	1168	1173
$M_{pl,calc}; \gamma_i=1,0; \alpha=0,85$	kNm	1737	1728	973	974	1229	719	1190	1190	1190
$M_{pl,calc}; \gamma_i=1,0; \alpha=1,0$	kNm	1763	1751	983	983			1203	1202	1203
$M_{pl,test} / M_{pl,calc} (\alpha=0,85)$	-	1,11	1,10	1,12	1,09	-	-	0,98	0,98	0,99
$M_{pl,calc}; \gamma_i^{1)}$	kNm	1485	1288 <sup>2)</sup>	862	757 <sup>2)</sup>	1117	653	1049	1049	1049
$M_{pl,test} / M_{pl,calc,\gamma}$	-	1,30	1,48	1,26	1,40	-	-	1,10	1,11	1,12

<sup>1)</sup> Plastisches Moment nach [prEN1994] und Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_i$

<sup>2)</sup> Kammerbeton und seine Längsbewehrung in der Berechnung nicht angesetzt

Tab. 5.6: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Momententragfähigkeiten für die eigenen Versuche und Versuche aus der Literatur



### 5.3.3 Zusammenfassung – Verbundprofile

Die Ergebnisse der Biegeversuche an Verbundprofilen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Biegesteifigkeit im linear-elastischen Bereich konnte durch die Anordnung des bewehrten Kammerbetons um 55 % (IPE500) bzw. 45 % (HEA300) im Vergleich zum reinen Stahlprofil gesteigert werden.
- Versagensursache war in allen Versuchen das Beulen des Druckflansches. Aufgrund der nun fehlenden Umschnürung des Kammerbetons versagte schließlich die Betondruckzone.
- Die maximalen Betonstauchungen lagen mit -4,0 bis -6,5 ‰ (Anhang A9) über der rechnerischen einaxialen Bruchstauchung von -2,6 ‰ nach [prEN1992].
- Die zwischen Kammerbeton und Stahlprofil auftretende Längsschubkraft wurde teilweise durch Reibkräfte übertragen.
- Eine Verdübelung des Kammerbetons im Bereich des maximalen Momentes verhindert das seitliche Ausweichen des Kammerbetons infolge des Stegbeulens.
- Durch die Anordnung des bewehrten Kammerbetons konnte die Momententragfähigkeit um 40 % (IPE500) bzw. 35 % (HEA300) im Vergleich zum reinen Stahlprofil gesteigert werden.

## 5.4 Versuchsergebnisse - Positive Momentenbeanspruchung

### 5.4.1 Tragverhalten

Der Vergleich der Momenten-Rotationskurven verdeutlicht, dass die Versuchsträger unabhängig von der Verdübelung des Kammerbetons eine nahezu identische Anfangssteifigkeit und Traglast aufwiesen. Bei verdübeltem Kammerbeton wurde eine ca. 5 % größere Momententragfähigkeit und eine geringfügig größere Rotation erzielt (Bild 5.10).

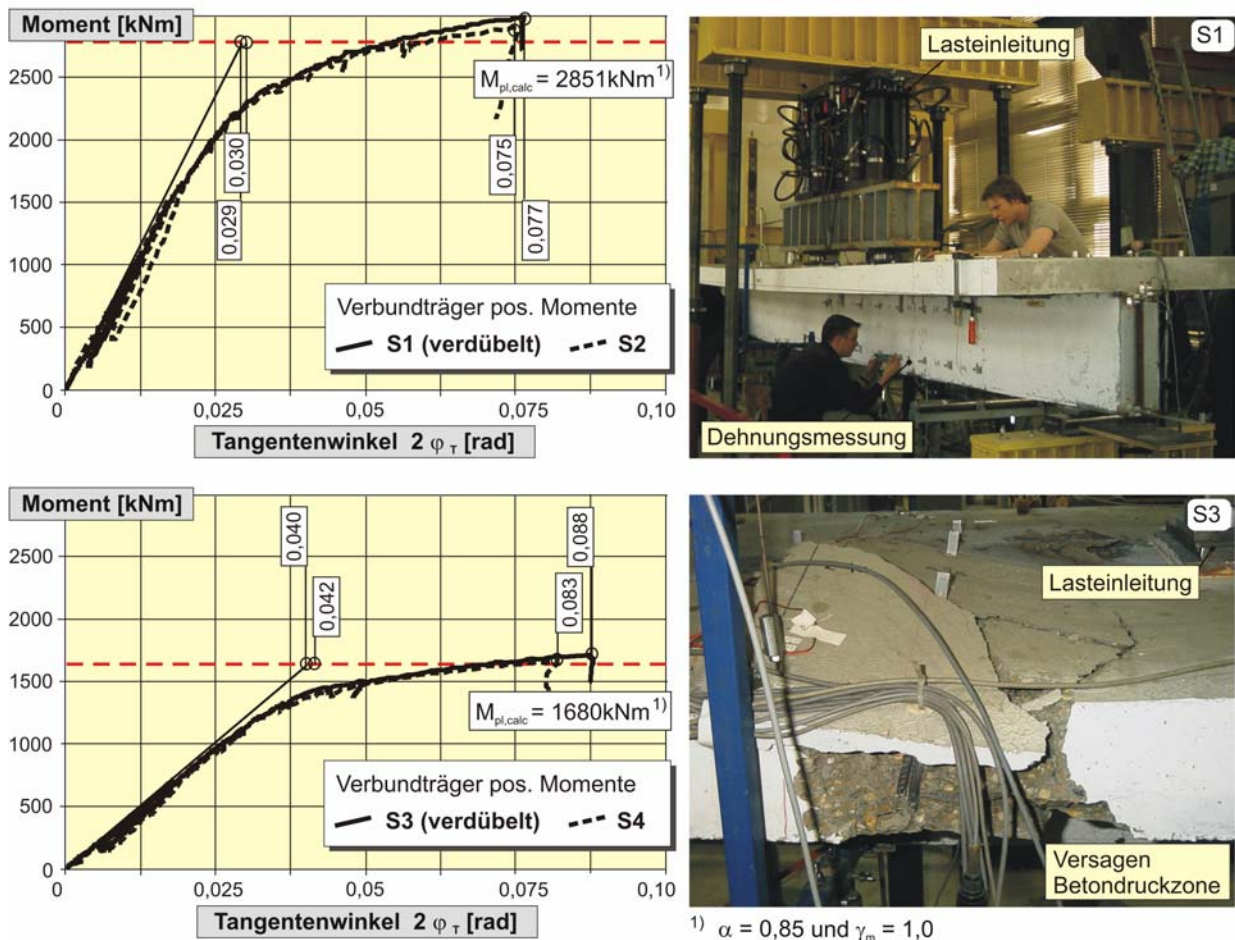


Bild 5.10: Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger S1, S2 (IPE500) und S3, S4 (HEA300)

Die ersten Biegerisse bildeten sich im Kammerbeton zwischen den Lasteinleitungsstellen. Bis zum Ende der Lastwechsel entsprach der Rissabstand dem Bügelabstand ( $s_B = 12,5 \text{ cm}$ ,  $w_R < 0,1 \text{ mm}$ ). Im Bereich zwischen den Lasteinleitungen wurde bei 70 % des Bruchmomentes ein abgeschlossenes Rissbild erreicht (Bilder 5.11 und 5.12). Die Rissbreiten des Kammerbetons waren mit  $w_R < 0,15 \text{ mm}$  klein. Auf Bruchlastniveau nahmen die Rissbreiten auf 2 bis 4 mm zu. Mit dem Plastizieren des Stahlprofils wurde die Druckzone des Betongurtes stark eingeschnürt und es bildeten sich an der Betongurtunterseite Biegerisse über die gesamte Plattenbreite. Das Versagen trat ein, sobald bei großen Betonstauchungen die Betondruckzone schollenartig abplatzte und die Längsbewehrung des Betongurtes ausknickte (Bild 5.10).

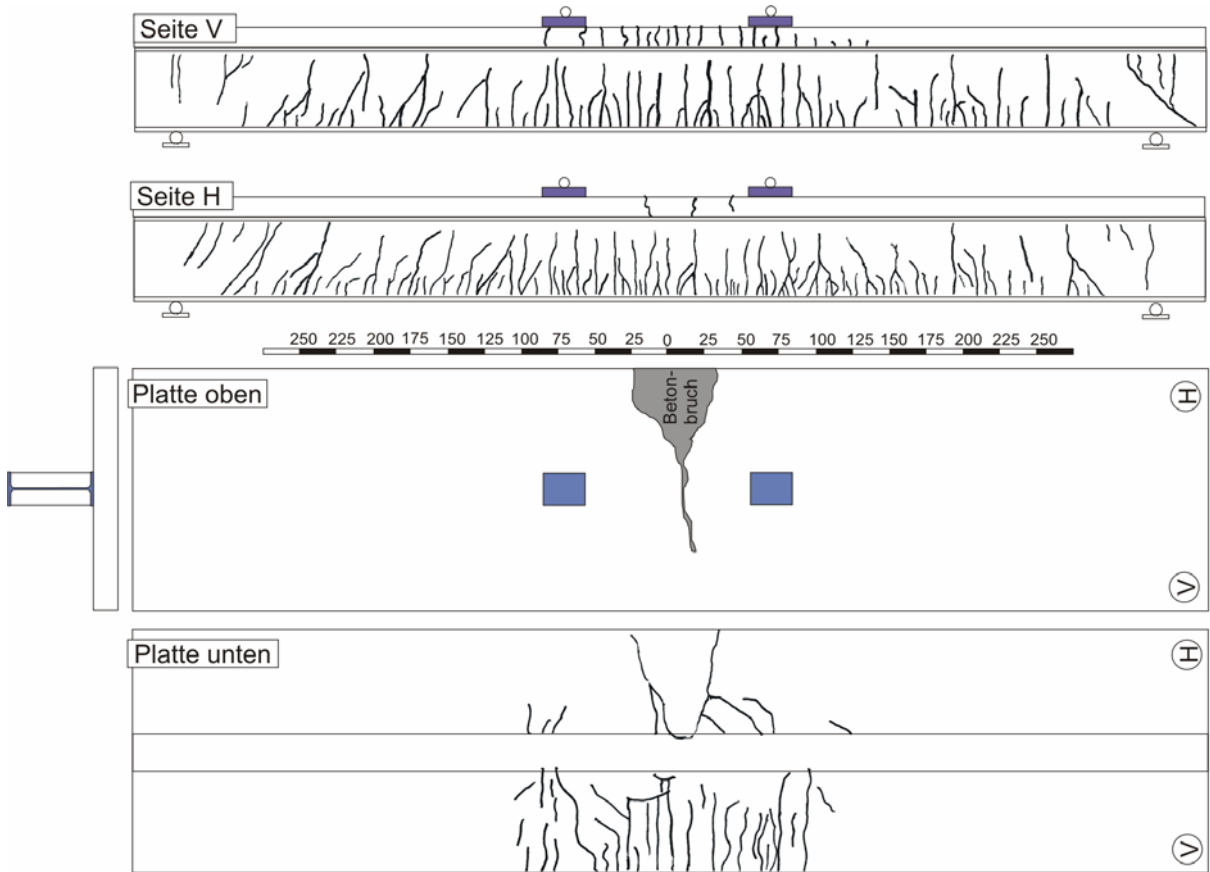


Bild 5.11: Rissbild des Verbundträgers S1

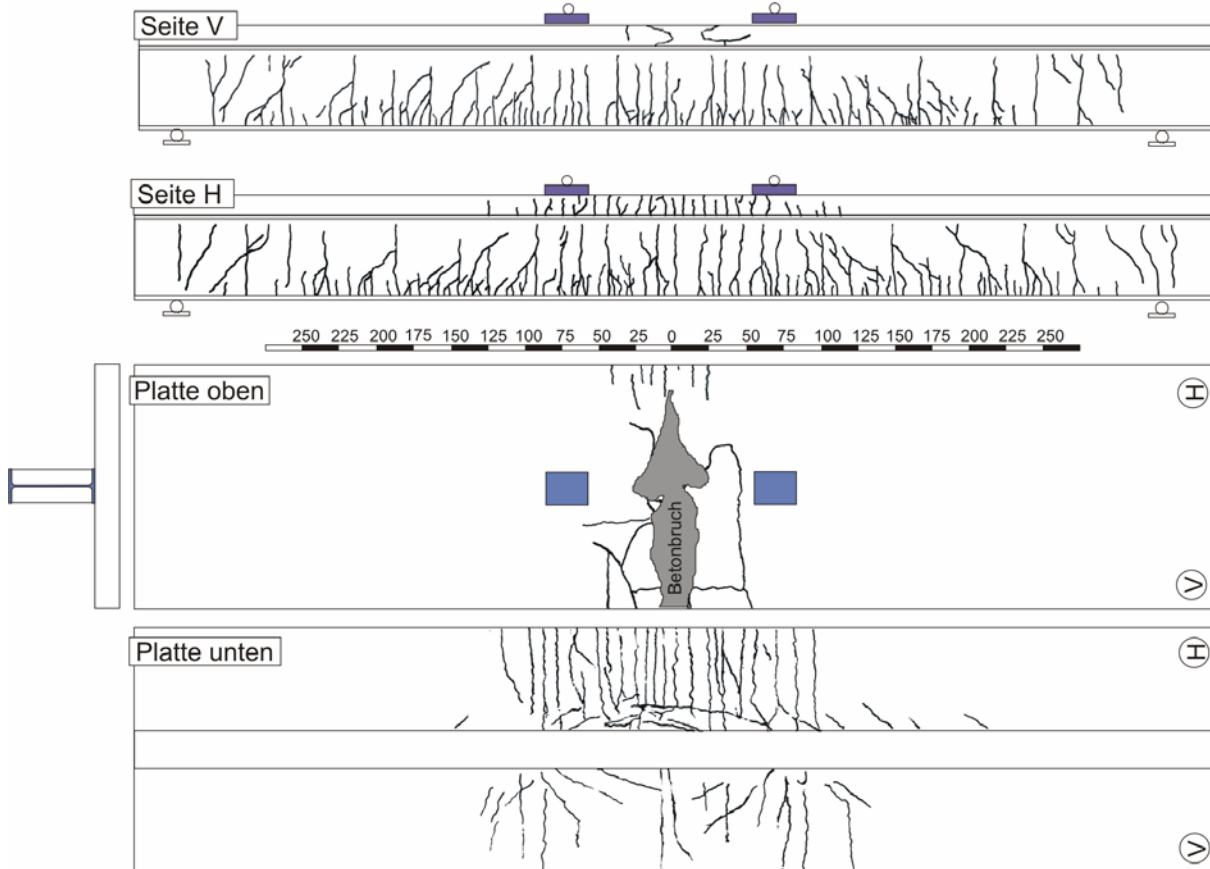
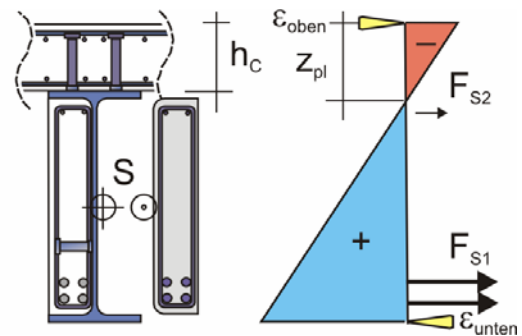


Bild 5.12: Rissbild des Verbundträgers S2

In Tabelle 5.7 sind die in den Versuchen gemessenen Dehnungen der Randfasern des Betongurtes und des Stahlprofils sowie die in Abhängigkeit von der plastischen Nulllinie berechneten Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil dargestellt. Die anhand der gemessenen Dehnungsverteilung ermittelte Längsschubkraft stimmt gut mit den rechnerischen Werten überein. In den Versuchen S2 und S4 mit jeweils zwei Kopfbolzen-dübeln je Kammer überschritten die Scherkräfte die Dübeltragfähigkeit um den Faktor fünf.

		S1	S2	S3	S4	B200 <sup>1)</sup>
mittlere Dehnung der Randfasern des Verbundquerschnitts bei 98 % $M_{pl,test}$						
$\varepsilon_{oben}$	‰	-3,9	-4,4	-3,8	-4,4	-2,7
$\varepsilon_{unten}$	‰	10,5	12,5	10,0	9,5	14,0
gemessene Längsschubkraft S im Versuch bei 98 % $M_{pl,test}$						
$z_{pl}$	[cm]	$\sim h_c$	$\sim h_c$	$< h_c$	$< h_c$	$< h_c$
$S^{2)}$	[kN]	967	959	855	848	452
rechnerische Längsschubkraft S bei Annahme rechteckiger Spannungsblöcke						
$z_{pl}$	[cm]	12,6	13,2	12,4	12,8	7,8
$S^{2)}$	[kN]	977	977	870	870	452



<sup>1)</sup> Versuchsträger aus [EGKS2000]

<sup>2)</sup> Die Längsschubkraft wurde anhand gemessener Dehnungen und Materialfestigkeiten bestimmt.

Tab. 5.7: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil

In Bild 5.13 wird die Dehnungsverteilung im Bruchzustand eines kammerbetonierten Verbundquerschnitts mit der Dehnungsverteilung eines klassischen Verbundquerschnitts aus hochfesten und normalfesten Materialien verglichen. Bei Verwendung hochfester Materialien nimmt die Querschnittsrotation aufgrund der geringeren Duktilität der Betondruckzone ab. Im Beispiel (a) liegt die Nulllinie aufgrund des bewehrten Kammerbetons im Vergleich zu klassischen Verbundträgern (b) und (c) tiefer im Querschnitt. Dies hat bei konstanter Krümmung eine erhöhte Stauchung der Randfaser des Betongurtes zur Folge.

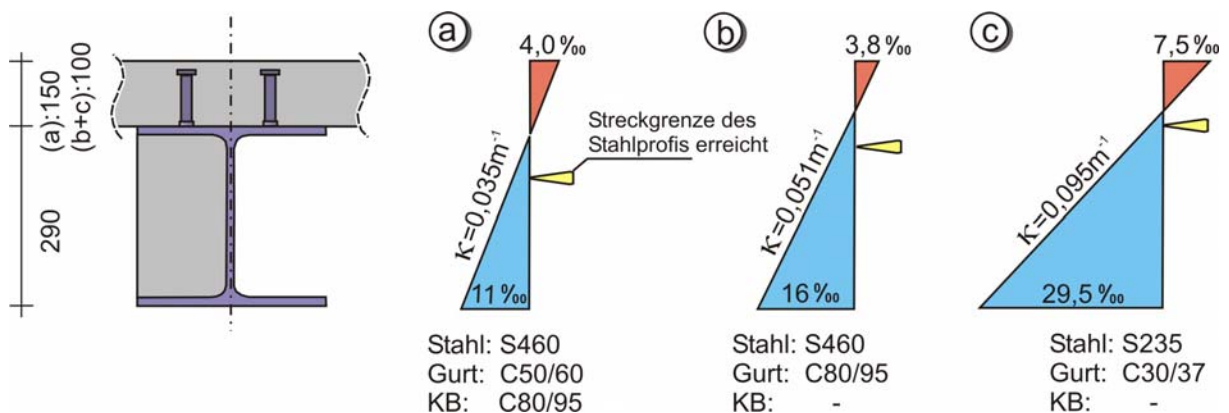


Bild 5.13: Gemessener Dehnungszustand in einem Querschnitt mit (a) hochfesten Baustoffen und Kammerbeton [DFG2005], (b) hochfesten Baustoffen [EGKS2000] und (c) normalfesten Baustoffen [EGKS2000]

In den eigenen Versuchen wurde für den Betongurt ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 verwendet. Die gemessene Dehnung der Randfaser bestätigt unter anderem die Ergebnisse der Verbundträgerversuche mit normalfestem (C30/37) und hochfestem Betongurt (C70/85) in [EGKS2000]. Bei normalfestem Betongurt wurden Betonstauchungen zwischen -6 und -8 ‰ erreicht. In den Versuchen mit hochfestem Betongurt war sowohl die Krümmung als auch das Plastizieren des Stahlträgers eingeschränkt. Die Betonstauchung der Randfaser des Betongurtes lag zwischen -2,7 und -4,4 ‰.

#### 5.4.2 Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil

In Bild 5.14 ist der Verlauf des Schlupfes zwischen dem Kammerbeton und den Stahlflanschen entlang der Trägerachse auf Gebrauchs- und Bruchlastniveau aufgetragen. Es ist ein charakteristischer Schlupfverlauf zu erkennen. Das Schlupfmaximum lag in den Viertelpunkten, während der Endschlupf vergleichsweise klein war. Bei unverdübeltem Kammerbeton wurden ca. 10 % größere Werte erreicht. Im Bruchzustand betrug der maximale Schlupf in den Viertelpunkten 0,6 bis 0,8 mm. Der Endschlupf lag stets zwischen 0,01 und 0,3 mm.

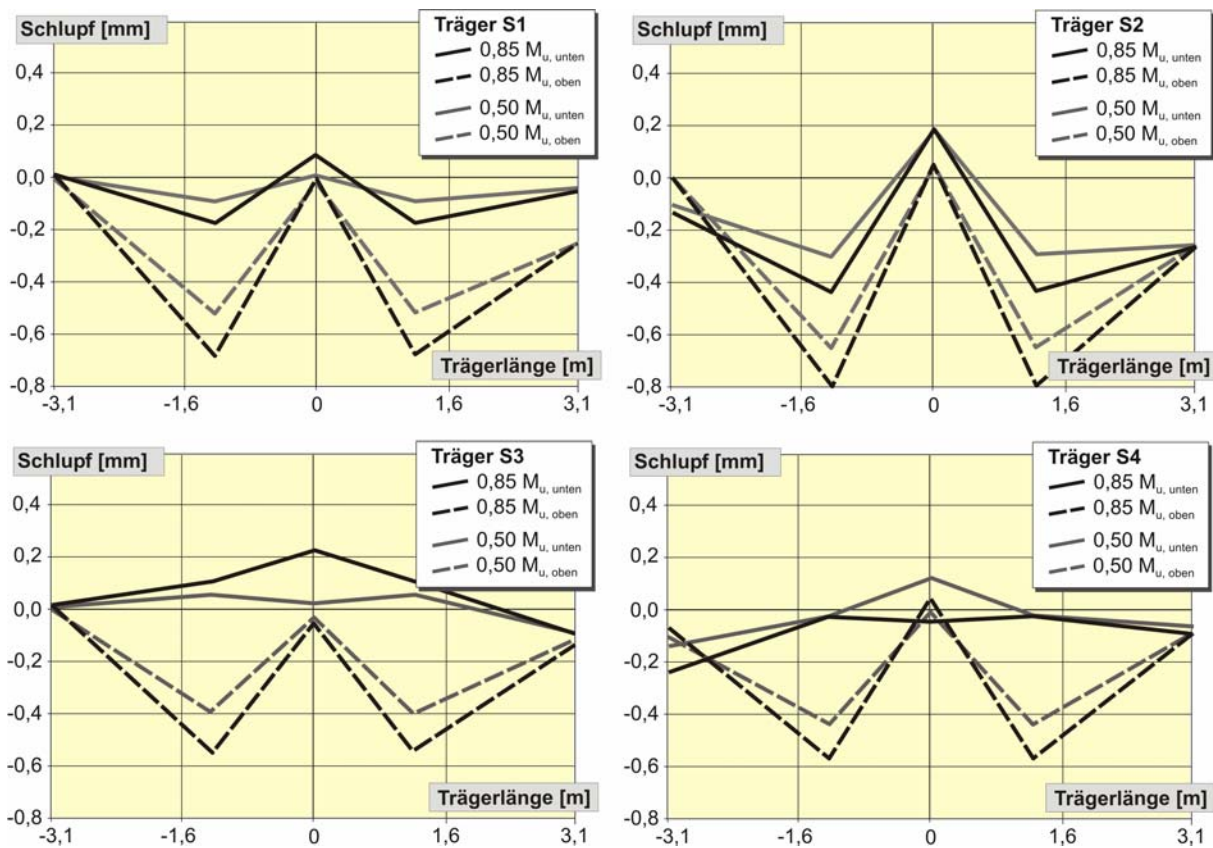
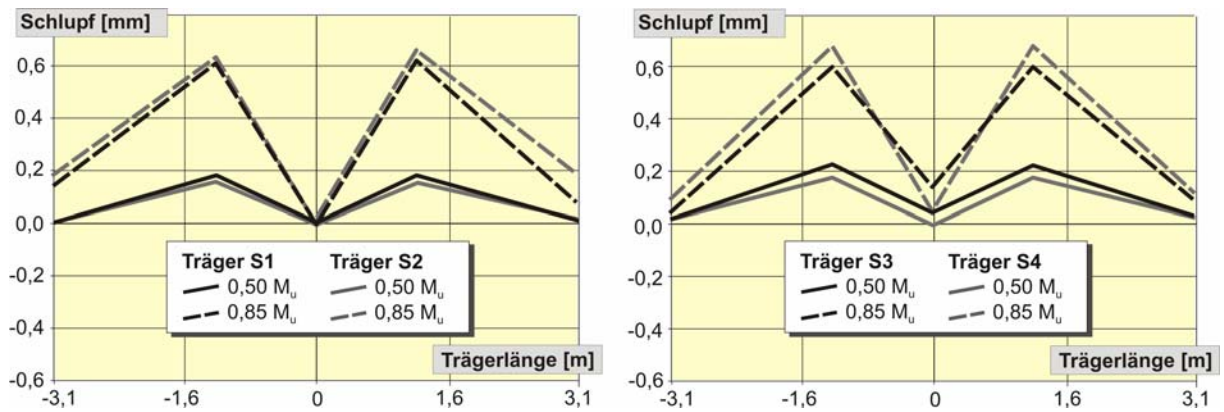


Bild 5.14: Schlupfverlauf zwischen Kammerbeton und Stahlprofil für 0,5  $M_u$  und 0,85  $M_u$

Der Betongurt wurde für die rechnerische Längsschubkraft verdübelt. Der Schlupfverlauf zwischen dem Betongurt und dem Stahlprofil weist einen charakteristischen Verlauf auf und war in den eigenen Versuchen unabhängig von der Verdübelung des Kammerbetons (Bild 5.15). Daher ist davon auszugehen, dass die Längsschubkraft zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt in den Versuchen mit verdübeltem und unverdübeltem Kammerbeton gleich groß war.



Bild 5.15: Schlupfverlauf zwischen Betongurt und Stahlprofil für 0,5 M<sub>u</sub> und 0,85 M<sub>u</sub>

### 5.4.3 Tragfähigkeit

Ein Vergleich der maximalen Versuchslasten mit den rechnerischen Momententragfähigkeiten ist in Tabelle 5.8 dargestellt. Unabhängig von der Verdübelung des Kammerbetons wurde das rechnerische plastische Moment (rechteckige Spannungsblöcke) knapp erreicht. Dies war jedoch nur durch die Nachverfestigung des Stahlprofils und des Betonstahls möglich. Bei Ansatz eines Dauerstandsfaktors für den Beton von  $\alpha = 1,0$  ergeben sich ca. 4 % größere rechnerische Momententragfähigkeiten. Das rechnerische Bruchmoment  $M_{pl,calc, \gamma=1,0}$  wird von den HEA-Profilen in diesem Fall nicht erreicht ( $M_{pl,test} / M_{pl,calc; \gamma=\alpha=1,0} = 0,98$ ).

In den Versuchen B200 und BT2 [EGKS2000] wurde hochfester Stahl S460 mit hochfestem Beton C70/85 bzw. normalfestem Beton C30/37 kombiniert. Der kammerbetonierte Verbundträger B200 erreichte aufgrund des spröden Versagens des hochfesten Betongurtes (C80/95) das rechnerische plastische Moment nicht. Unter Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte der Materialseite nach [prEN1994] beträgt das Verhältnis aus experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeit bei verdübeltem Kammerbeton zwischen 1,31 und 1,45.

Versuche unter positiver Momentenbeanspruchung								
BEAM	S1	S2	S3	S4	DL1f (Feld)	DL2f (Feld)	B200	BT2
$M_{pl,test}$	3001	2981	1723	1703	1719	3117	1353	1236
$M_{pl,calc; \gamma_i=1,0; \alpha=0,85}$	2851	2811	1680	1666	1633	2747	1413	1237
$M_{pl,calc; \gamma_i=1,0; \alpha=1,0}$	2926	2919	1745	1741	1691	2814	1452	1277
$M_{pl,test} / M_{pl,calc; \alpha=0,85}$	1,05	1,06	1,03	1,02	1,05	1,13	0,96	1,00
$M_{pl,calc; \gamma_i, \beta^1}$	2295	1792 <sup>2)</sup>	1225	1028 <sup>2)</sup>	1189	2205	1115	966
$M_{pl,test} / M_{pl,calc, \gamma, \beta}$	1,31	1,66 <sup>2)</sup>	1,41	1,65 <sup>2)</sup>	1,45	1,41	1,21	1,28

<sup>1)</sup> Plastisches Moment nach [prEN1994] und Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_i$

<sup>2)</sup> Kammerbeton und seine Längsbewehrung in der Berechnung nicht angesetzt

Tab. 5.8: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Momententragfähigkeiten für die eigenen Versuche und Versuche aus der Literatur

#### 5.4.4 Zusammenfassung – Positive Momente

Die Ergebnisse der Trägerversuche unter positiver Momentenbeanspruchung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der bewehrte Kammerbeton bewirkt eine Traglaststeigerung von 20 % (IPE500) bis 30 % (HEA300) gegenüber einem entsprechenden Träger ohne Kammerbeton.
- Die maßgebende Versagensursache war in allen Versuchen das Fließen des Flansches in der Zugzone. Mit zunehmender Querschnittsrotation trat ein Druckzonenversagen der Betonplatte auf.
- Die rechnerische plastische Traglast (rechteckige Spannungsblöcke) wurde in den Versuchen durch die Nachverfestigung des Stahlprofils und des Betonstahls gerade erreicht.
- Aufgrund der im Bereich der Verbundfuge liegenden Nulllinie war der Beitrag des oberen Flansches am plastischen Moment in den eigenen Versuchen gering.
- Im Vergleich zu Verbundträgern ohne Kammerbeton aus hochfesten und normalfesten Materialien lag die Nulllinie tiefer im Querschnitt, sodass bei konstanter Krümmung eine größere Stauchung der Randfaser des Betongurtes auftrat.
- Der Vergleich mit den Drei-Punkt-Biegeversuchen aus [EGKS2000] ergab, dass der Kammerbeton und der Vier-Punkt-Biegeversuch für einen stetigen Verlauf der Biegelinie sorgen.
- Der Endschlupf zwischen Kammerbeton und Stahlprofil war unabhängig von der Verdübelung kleiner 0,16 mm bei den HEA300 und kleiner 0,32 mm bei den IPE500 Profilen. Die Dübelverformung lag damit weit unter den Werten, die zu einem Dübelversagen führen können.
- Die geringen Schlupfwerte und die hohen Traglasten der „unverdübelt“ Versuchsträger verdeutlichen, dass ein nennenswerter Teil der zwischen Kammerbeton und Stahlprofil auftretenden Längsschubkraft durch Reibkräfte übertragen wurde. Der tatsächliche Verdübelungsgrad des Kammerbetons war größer als in der Bemessung angenommen.

## 5.5 Versuchsergebnisse - Negative Momentenbeanspruchung

### 5.5.1 Tragverhalten

Unter negativer Momentenbeanspruchung liegt der Kammerbeton in der Druckzone. Dadurch ist die Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil im Vergleich zu den Versuchen unter positiver Momentenbeanspruchung deutlich größer. In Bild 5.16 sind die Momenten-Rotationskurven der Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung und charakteristische Bilder des Bruchzustandes dargestellt. Aufgrund des hochfesten Kammerbetons und der kräftigen Längsbewehrung des Betongurtes konnte die Tragfähigkeit der Träger mit positivem Moment bei gleicher Querschnittsgeometrie überschritten werden.

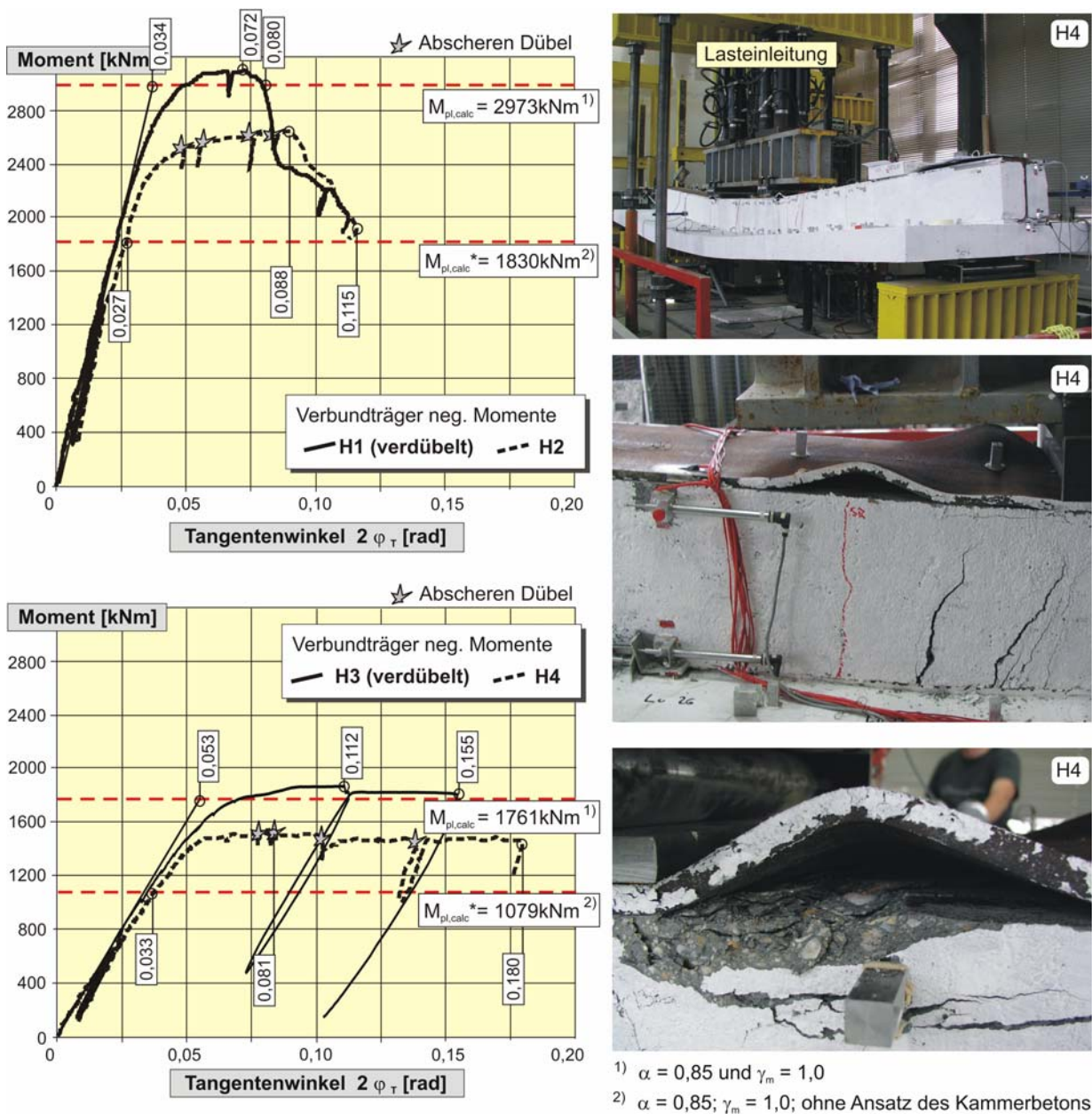


Bild 5.16: Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger H1, H2 (IPE500) und H3, H4 (HEA300)

Die Träger ohne planmäßige Verdübelung des Kammerbetons wiesen eine geringere Anfangssteifigkeit, einen frühzeitigeren Übergang in den plastischen Bereich der Momenten-

Rotationskurve und eine ca. 20 % geringere Momententragfähigkeit auf. Die Dübel im Kammerbeton an den Auflagern scherten mit Erreichen des plastischen Astes sukzessive ab, was an dem plötzlichen Lastabfall zu erkennen war. Das Moment konnte jeweils auf das ursprüngliche Niveau gesteigert werden, bis mit zunehmender Querschnittsrotation der Druckflansch zu beulen begann (Bild 5.16). Da der Endschlupf zwischen Kammerbeton und Stahlprofil zu diesem Zeitpunkt bis zu 30 mm betrug, war der unverdübelte Kammerbeton nur teilweise am Lastabtrag beteiligt. Die maximale Stauchung der Druckbewehrung betrug lediglich  $\varepsilon_s = -2 \text{ ‰}$  (H2 und H4), während der Druckflansch Stauchungen von bis zu  $\varepsilon_a = -13 \text{ ‰}$  (H2) bzw.  $-7 \text{ ‰}$  (H4) aufwies. Schließlich wurde der Kammerbeton durch den beulenden Steg seitlich aus der Kammer herausgedrückt (Bild 5.17).

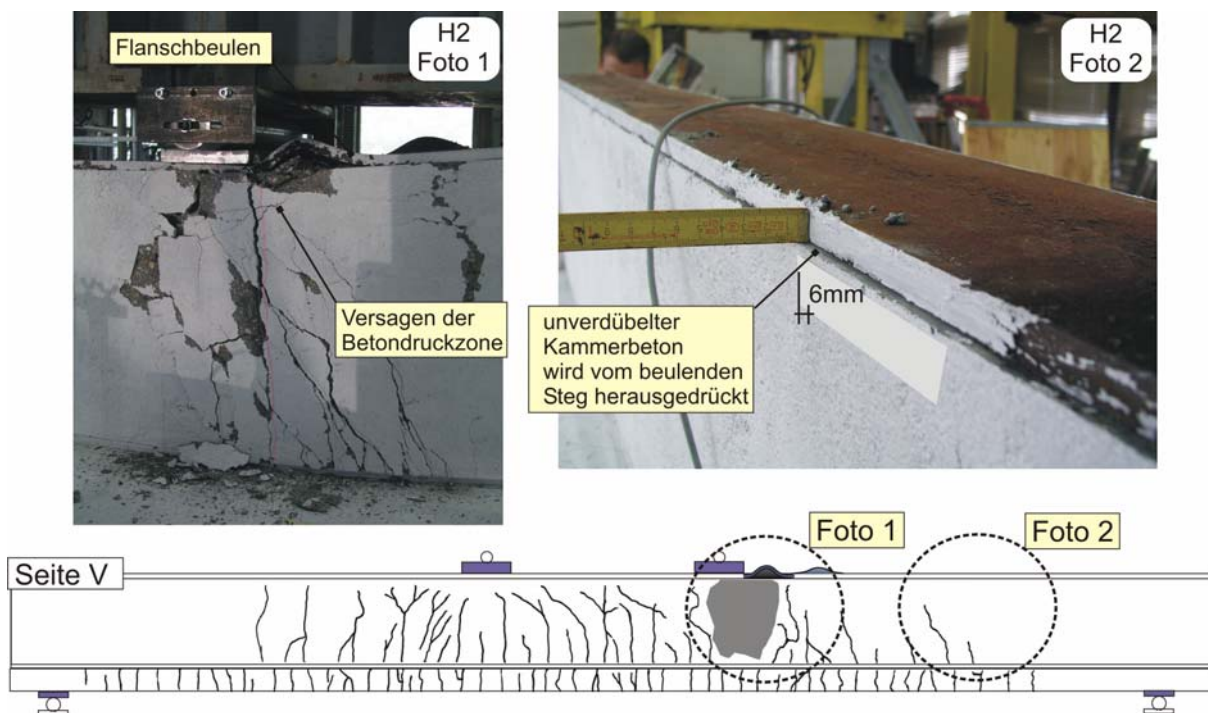


Bild 5.17: Seitliches Ausweichen des unverdübelten Kammerbetons (Träger H2) infolge Stegbeulen

Bei verdübeltem Kammerbeton wurde das Versagen ebenfalls durch das lokale Beulen des Druckflansches eingeleitet. Mit fortschreitendem Beulen verlor der Kammerbeton seine Umschnürung, die Betondruckzone versagte und die Druckbewehrung knickte aus. Zu diesem Zeitpunkt wurden in der umschnürten Druckzone Betonstauchungen von bis zu  $-12 \text{ ‰}$  gemessen. Der verdübelte Kammerbeton stabilisierte den Steg des Stahlprofils, sodass nahezu kein Stegbeulen auftrat.

Aufgrund des hohen Bewehrungsgrades von 3 % und des günstigen Stabdurchmessers von 14 mm waren in den Versuchen eine gute Rissverteilung und geringe Rissbreiten im Zuggurt zu beobachten (Bild 5.18). Das Rissmoment der Versuchsträger H1 und H2 (IPE500 Profil) betrug unabhängig von der Verdübelung des Kammerbetons 190 kNm und bei den Versuchsträgern mit HEA300 Profil 120 kNm. Bis zum Ende der Lastwechsel entsprach der Rissabstand dem Bügelabstand ( $s_B = 12,5 \text{ cm}$ ). Die Rissbreite  $w_R$  betrug am Ende der Lastwechsel maximal 0,15 mm im Betongurt und weniger als 0,1 mm im Kammerbeton. Im Bereich zwischen den Lasteinleitungen wurde bei  $0,7 M_u$  ein abgeschlossenes Rissbild erreicht, die Rissbreiten des Betongurtes waren mit  $w_R < 0,3 \text{ mm}$  klein und die Risse setzten sich bis in die



Mitte des Kammerbetons fort. Nach dem Beulen des Druckflansches betragen die Rissbreiten bis zu 3 mm.

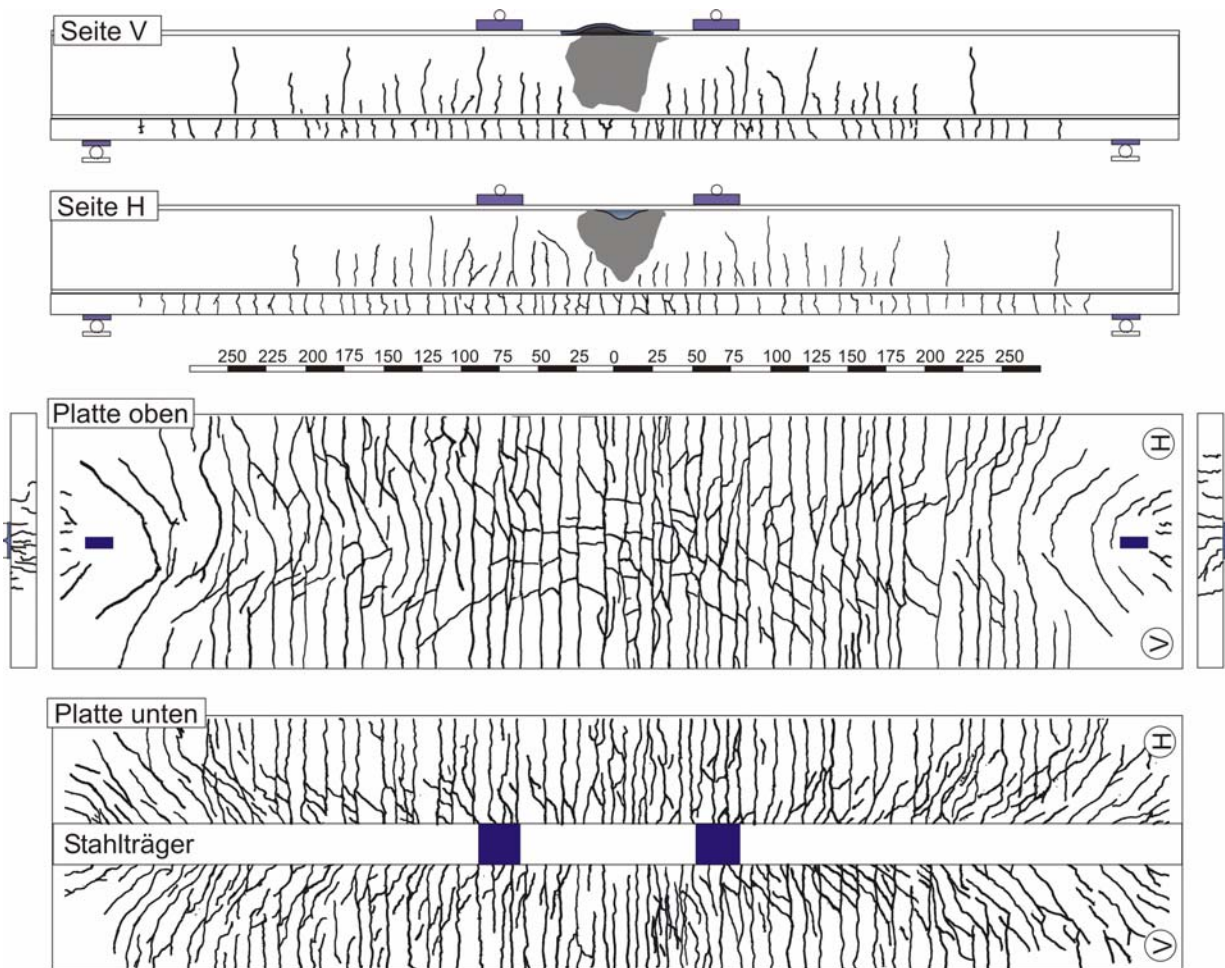
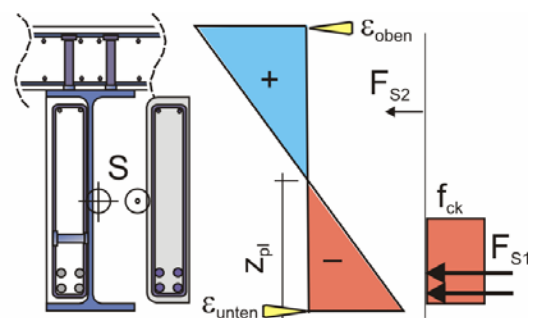


Bild 5.18: Rissbild des Verbundträgers H1

		H1	H2	H3	H4	B500 <sup>1)</sup>
mittlere Dehnung der Randfasern des Verbundquerschnitts bei 95 % $M_{pl,test}$						
$\epsilon_{oben}$	‰	3,6	4,0	6,5	4,0	9,5
$\epsilon_{unten}$	‰	-7,2	-9,0	-7,6	-8,8	-9,0
Längsschubkraft S im Versuch bei 95 % $M_{pl,test}$						
$z_{pl}$	[cm]	33,0	27,0	17,0	12,0	k.A.
S	[kN]	2012	1637	1797	1231	k.A.
rechnerische Längsschubkraft S bei Annahme rechteckige Spannungsblöcke						
$z_{pl}$	[cm]	21,0	21,3	14,3	14,4	10,7
S	[kN]	1936	1960	1762	1731	912

<sup>1)</sup> Versuchsträger aus [EKGS2000]



Tab. 5.9: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil



In Tabelle 5.9 sind die Längsschubkräfte für die in den Versuchen anhand der Dehnungsmessungen ermittelten plastischen Nulllinie des Kammerbetons und die nach der plastischen Theorie berechneten Längsschubkräfte angegeben. Bei der Auswertung der Versuchswerte wurde die Betondruckkraft unter Annahme eines rechteckigen Spannungsblocks der Höhe  $0,85 \cdot z_{pl}$  berechnet. Beim Versuchsbalken B500 [EGKS2000] wurden keine Dehnungsmessungen im Kammerbeton durchgeführt, sodass die Nulllinienlage nicht bestimmt werden konnte. Aufgrund der geringeren Betongurtbewehrung von  $28 \text{ cm}^2$  ist die rechnerische Längsschubkraft beim Träger B500 deutlich kleiner.

In Bild 5.19 sind die Dehnungen über die Querschnittshöhe für 95 % des Bruchmomentes dargestellt. Bei den verdübelten Profilen (H1, H3) bestätigt die Dehnungsverteilung den vollständigen Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil, die Krümmung des Stahlprofils und des Kammerbetons sind nahezu gleich groß. Bei den Trägern ohne ausreichende Verdübelung des Kammerbetons erfährt der Kammerbeton eine zusätzliche Biegebeanspruchung, sodass die Nulllinie nicht mit der des Stahlträgers übereinstimmt. Hier wurde die Verbundwirkung nicht vollständig aktiviert und der Kammerbeton war in geringerem Maße an der Abtragung der Druckkraft beteiligt.

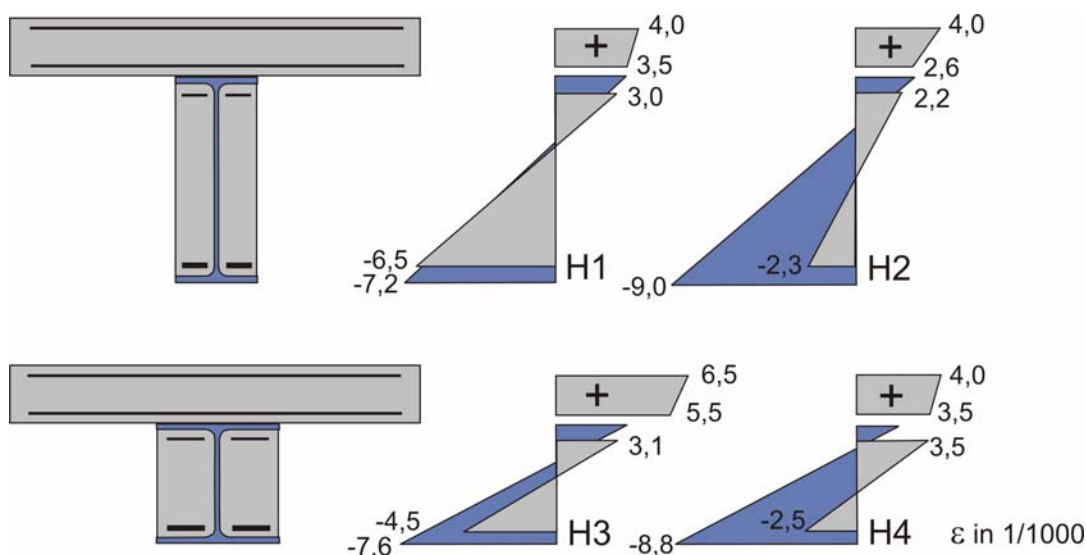


Bild 5.19: Gemessene Dehnungsverteilung der Verbundträger bei 95 % des Bruchmomentes

### 5.5.2 Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil

Der Schlupf zwischen Kammerbeton und Stahlprofil ist ein Maß für das Zusammenwirken der Verbundpartner. Bei den Versuchsträgern mit vollständigem Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil plastiziert der Kammerbeton in der Druckzone (Bild 5.20) und bewirkt als Verbundkomponente eine Steigerung der Momenten Tragfähigkeit um bis zu 25 % im Vergleich zu den Trägern ohne Verdübelung des Kammerbetons (H2 und H4). Im Folgenden werden die Versuche hinsichtlich des Schlupfes und der Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil ausgewertet.

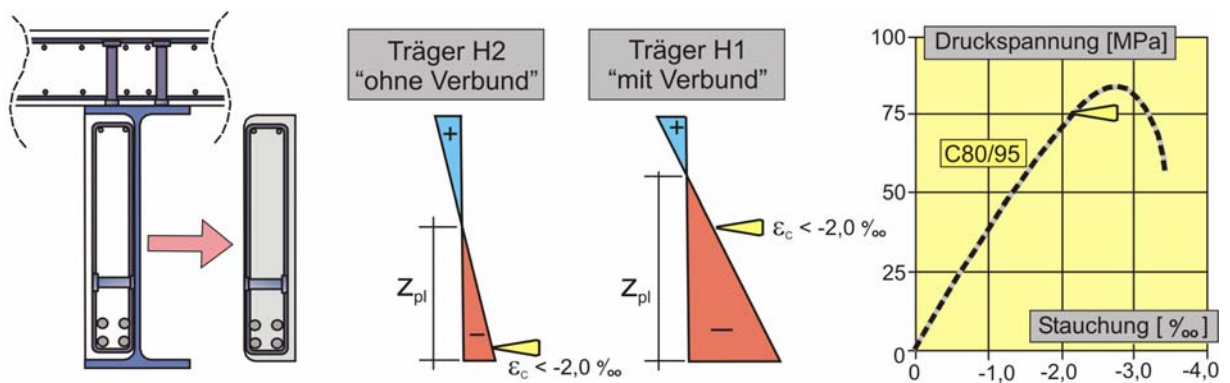
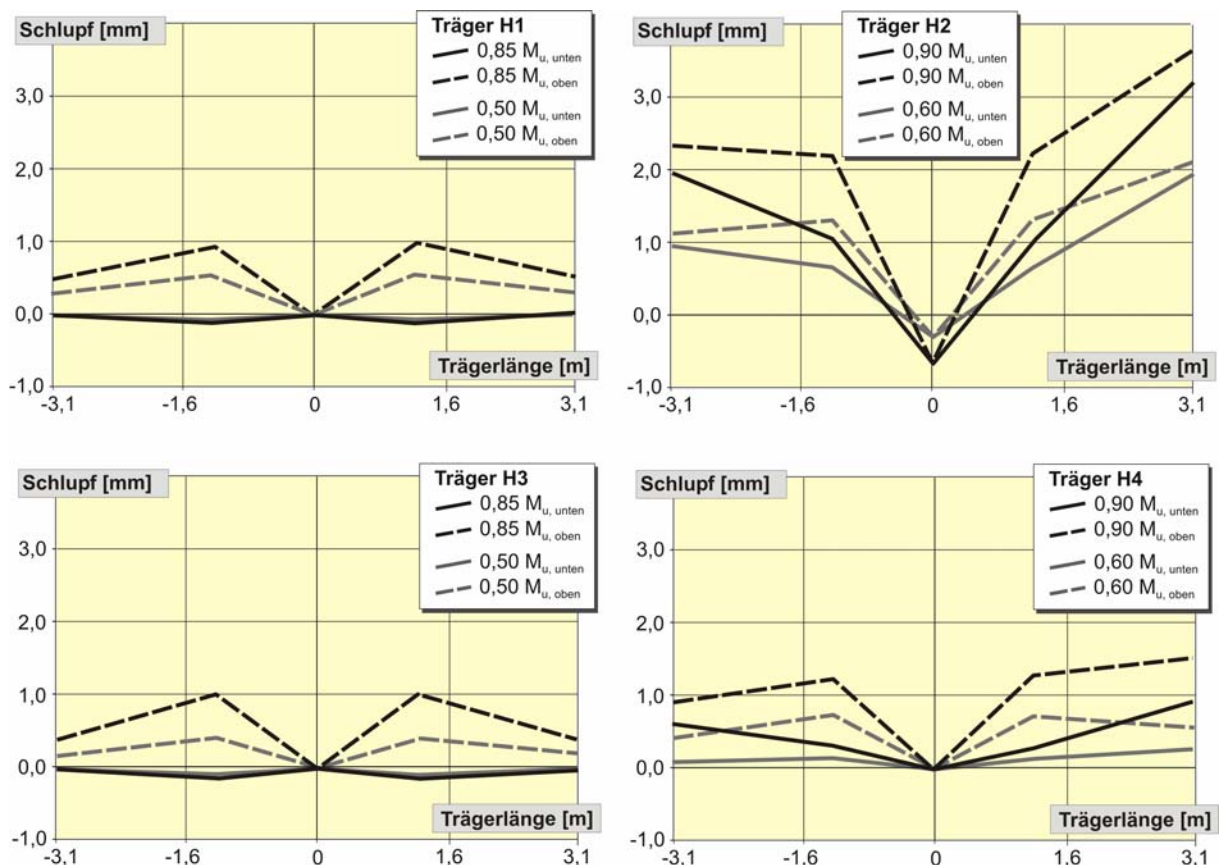


Bild 5.20: Traganteile des Kammerbetons mit und ohne Verbund

In Bild 5.21 ist der Schlupfverlauf auf Gebrauchslast- ( $0,6 M_u$ ) und auf Bruchlastniveau ( $0,9 M_u$ ) dargestellt. Bei verdübeltem Kammerbeton lag das Maximum des Schlupfes in den Viertelpunkten, der Endschlupf war vergleichsweise klein. Bei den Trägern H2 und H4 scherten die an den Auflagern konstruktiv angeordneten Dübel bei  $0,95 M_u$  ab. Legt man die Dübelkennlinie aus den Abscherversuchen (Kap. 3.5) zu Grunde, so ist davon auszugehen, dass beim Träger H2 die Dübel bereits auf Gebrauchslastniveau plastizierten.

Bild 5.21: Schlupfverlauf zwischen Kammerbeton und Stahlträger für  $0,6 M_u$  und  $0,9 M_u$ 

Der Schlupfverlauf der Verbundfuge zwischen Betongurt und Stahlprofil ist in Bild 5.22 dargestellt. Aufgrund der größeren Beanspruchung des Betongurtes und dadurch größeren Längsschubkraft treten bei den Trägern mit „verdübeltem“ Kammerbeton größere Schlupfwerte auf. Die Ausnutzung der Dübel an der Stelle des größten Schlupfes beträgt bezogen auf die Dübelkennlinien der Push-Out Standard Tests von [Döi2001] 70 bzw. 90 % (Bild 5.23).

Eine ungewollte Verdübelung im Bereich der Auflager wurde durch die direkte Lasteinleitung der Auflagerkraft in das Stahlprofil ausgeschlossen.

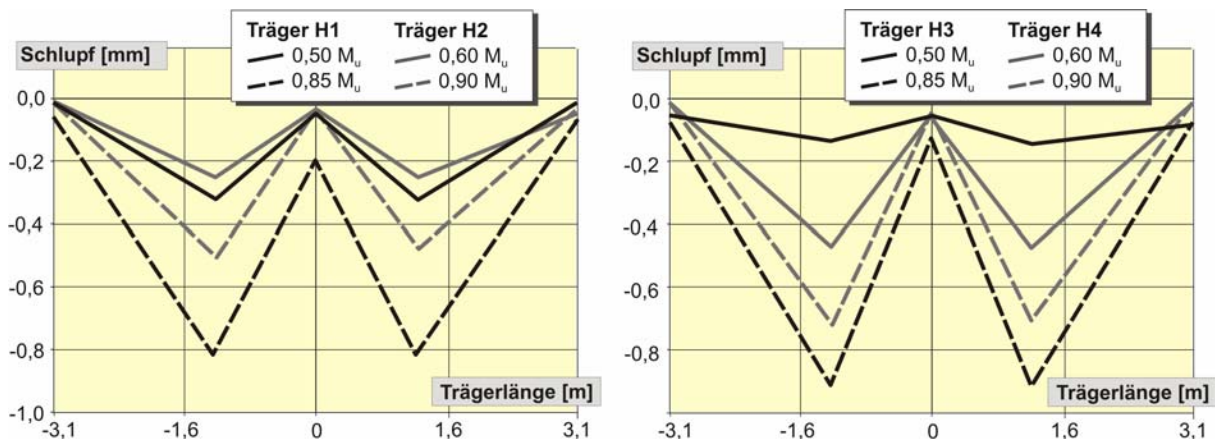


Bild 5.22: Schlupfverlauf zwischen Betongurt und Stahlträger für 0,6 und 0,9 M<sub>u</sub>

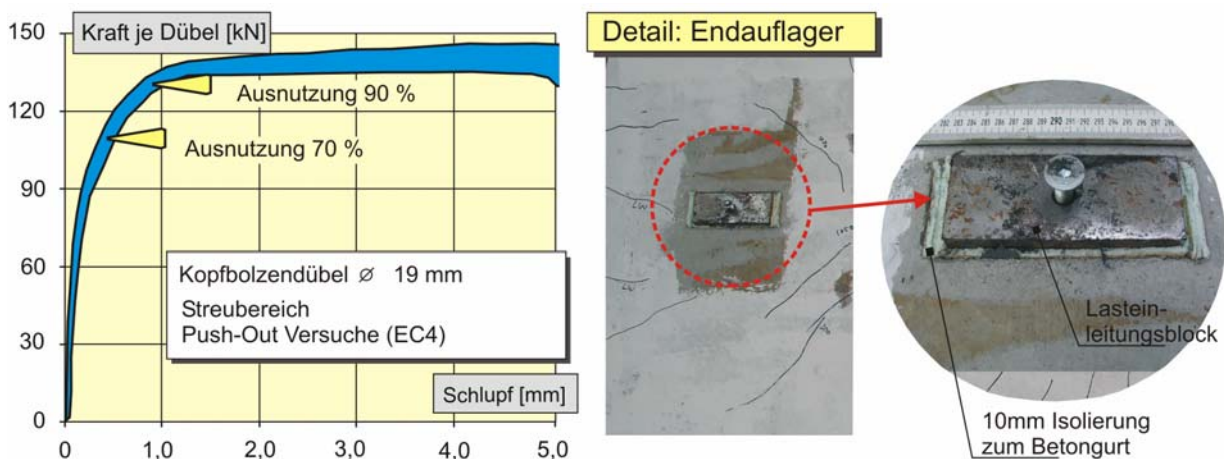


Bild 5.23: Bestimmung der Ausnutzung der Kopfbolzendübel anhand des gemessenen Schlupfes

### 5.5.3 Tragfähigkeit

Während die Verbundträger mit verdübeltem Kammerbeton das rechnerische vollplastische Moment um ca. 3 bis 5 % überschritten, erreichten die Träger mit unverdübeltem Kammerbeton H2 und H4 die rechnerische Bruchlast nicht (Tab. 5.10). Gegenüber einem Verbundträger ohne Kammerbeton konnte die rechnerische Traglast jedoch um 45 % (H2) bzw. 35 % (H4) gesteigert werden. Bei Ansatz eines Dauerstands-faktors für den Kammerbeton von  $\alpha = 1,0$  ergeben sich größere rechnerische Druckzonenhöhen, der Einfluss auf das rechnerische Bruchmoment  $M_{pl,calc}$  ist jedoch gering (Tab. 5.10).

In den Versuchen B500 und BT4 [EGKS2000] wurde hochfester Stahl S460 mit hochfestem Beton C70/85 bzw. normalfestem Beton C30/37 kombiniert. Beide Träger wurden mit verdübeltem Kammerbeton ausgeführt. Im Versuch BT4 trat ein Bruch der Biegezugbewehrung des schwach bewehrten Betongurtes ( $\rho = 1\%$ ) auf, sodass der kammerbetonierte Träger das rechnerische Bruchmoment nicht erreichen konnte. Unter Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte der Materialseite nach [prEN1994] beträgt das Verhältnis aus experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeit bei verdübeltem Kammerbeton zwischen 1,15 und 1,29.

Versuche unter negativer Momentenbeanspruchung								
BEAM	H1	H2	H3	H4	DL1s	DL2s	B500	BT4
$M_{pl,test}$	3116	2689	1850	1498	1891	3292	1226	981
$M_{pl,calc}; \gamma_i=1,0; \alpha=0,85$	2995	2971	1766	1772	1695	2869	1220	992
$M_{pl,calc}; \gamma_i=1,0; \alpha=1,0$	3037	3008	1790	1795	1715	2906	1233	996
$M_{pl,test} / M_{pl,calc}; \alpha=0,85$	1,04	0,91	1,05	0,85	1,12	1,15	1,00	0,98
$M_{pl,calc}; \gamma_i^{1)}$	2590	1653 <sup>2)</sup>	1523	994 <sup>2)</sup>	1471	2493	1068	797
$M_{pl,test} / M_{pl,calc,\gamma}$	1,20	1,63 <sup>2)</sup>	1,21	1,51 <sup>2)</sup>	1,29	1,32	1,15	1,20

<sup>1)</sup> Plastisches Moment nach [prEN1994] und Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_i$

<sup>2)</sup> Kammerbeton und seine Längsbewehrung in der Berechnung nicht angesetzt

Tab. 5.10: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Momententragfähigkeiten für die eigenen Versuche und Versuche aus der Literatur

### 5.5.4 Zusammenfassung – Negative Momente

Die Ergebnisse der Trägerversuche unter negativer Momentenbeanspruchung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der bewehrte Kammerbeton bewirkt im negativen Momentenbereich eine Traglaststeigerung von bis zu 75 % gegenüber einem vergleichbaren Träger ohne Kammerbeton.

Verdübelter Kammerbeton:

- Versagensursache war das Beulen des Druckflansches und das anschließende Versagen der Betondruckzone zwischen den Lasteinleitungsstellen.
- Die rechnerische plastische Momententragfähigkeit wurde in den Versuchen durch die Nachverfestigung des Stahlprofils und des Betonstahls erreicht.
- Bei kammerbetonierten Verbundträgern mit IPE500 Profil fiel das aufnehmbare Moment beim Versagen der Betondruckzone stark ab. Die Verbundträger mit HEA300 Profil wiesen bis zum Abbruch des Versuches nur einen sehr geringen Traglastabfall auf.

Unverdübelter Kammerbeton:

- Versagensursache war das Beulen des Druckflansches und das Versagen der Betondruckzone außerhalb der beiden Lasteinleitungsstellen.
- Die rechnerische Traglast mit Ansatz des Kammerbetons wurde nicht erreicht (H2:  $M_u/M_{pl,calc} = 0,91$  bzw. H4: 0,85).
- Die rechnerische Traglast eines entsprechenden Verbundträgers ohne Kammerbeton wurde um 45 % (H2) bzw. 35 % (H4) übertroffen.
- Die experimentell ermittelte Krümmung des Kammerbetonquerschnitts war aufgrund des Schlupfes, im Bruchzustand, deutlich kleiner als die des Stahlprofils.
- Die Versuche lassen dennoch erkennen, dass auch ohne planmäßige Verdübelung ein nennenswerter Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil aktiviert wird.
- Ein Abscheren der an den Auflagern angeordneten Dübel führte nur kurzzeitig zu einem Abfall der aufnehmbaren Traglast.

Die Auswertung des Rotationsvermögens erfolgt in Kapitel 5.7.

## 5.6 Versuchsergebnisse – Mehrfeldträger

### 5.6.1 Belastungsphasen

Der Versuchsablauf wurde in 5 Phasen eingeteilt (Bild 5.24). Während der jeweils 25 Lastwechsel in den Phasen 1 und 2 wurden der Feld- und Stützquerschnitt bis zu 50 % des rechnerischen Bruchmomentes belastet. Um eine größere Momentenumlagerung zu ermöglichen, wurde der Stützquerschnitt vorbelastet (Phase 3). Am Ende der Phase 3 war der Stützquerschnitt zu 95 % ausgenutzt. Nun wurde der Hydraulikzylinder am Kragarm blockiert, sodass ein Zweifeldsystem entstand. In Phase 4 wurde die Last im Feld bis zum Versagen des Feldquerschnittes gesteigert, der Stützquerschnitt rotierte bei konstantem Moment. In einem nachfolgenden Versuch wurde der Stützquerschnitt zu Bruch gefahren (Tab. 5.11).

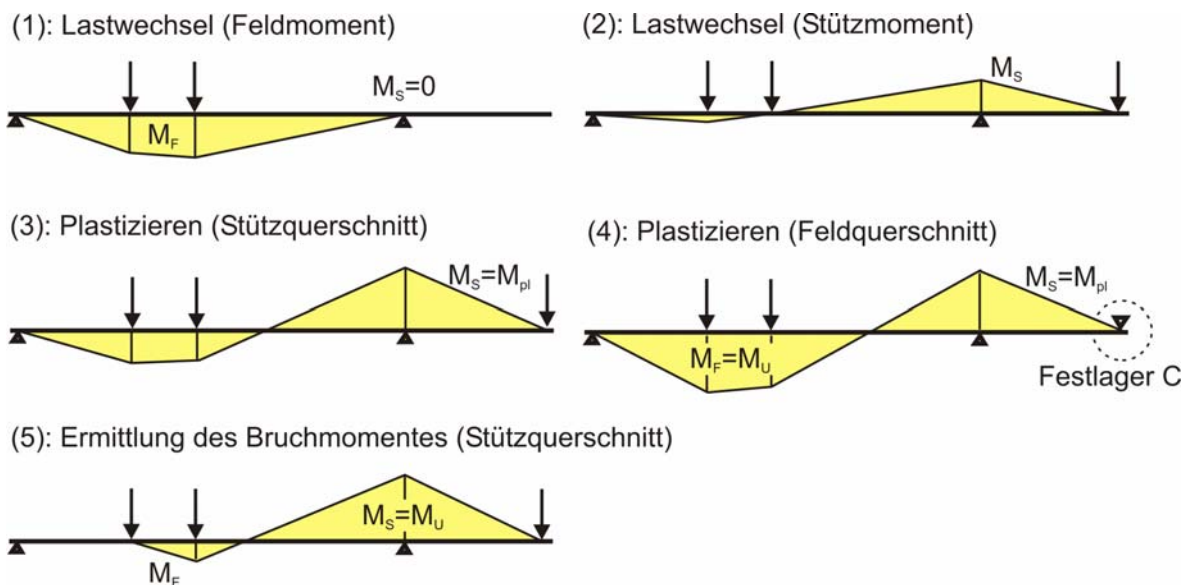


Bild 5.24: Belastungsgeschichte der Durchlaufträger

Phase	Belastung	Stat. System	Ziel
1	im Feld bis 50 % $M_{u,F}^*$ (25 Lastwechsel)	Einfeldträger	Schwächen des Haftverbundes im Feldbereich
2	am Kragarm bis 50 % $M_{u,S}^*$ (25 Lastwechsel)	Kragträger	Schwächen des Haftverbundes im Stützbereich
3	am Kragarm bis 95 % $M_{u,S}^*$ (78 % $M_{u,F}^*$ )	Kragträger	Erreichen des plastischen Stützmomentes
4	im Feld; Auflager C (Kragarmende) blockiert	Zweifeldträger	Erreichen des Bruchmomentes im Feld und Rotieren (Fließen) des Stützquerschnittes
5	Kragarm	Kragträger	Ermittlung des Bruchmomentes für den Stützquerschnitt

\*  $M_{u,F}$ : Bruchmoment des Versuchs S1 bzw. S3;  $M_{u,S}$ : Bruchmoment des Versuchs H1 bzw. H3

Tab. 5.11: Ablauf der Versuche DL1 und DL2



### 5.6.2 Tragverhalten

Das Tragverhalten des Stütz- und Feldquerschnitts entsprach im Wesentlichen den Einfeldträgerversuchen. In Bild 5.25 ist der Momentenverlauf des Stütz- und Feldmomentes in Abhängigkeit von der Kraft im Feld dargestellt. Die Zunahme des Feldmomentes bei konstantem plastischem Stützmoment verdeutlicht die Momentenumlagerung vom Stütz- zum Feldquerschnitt.

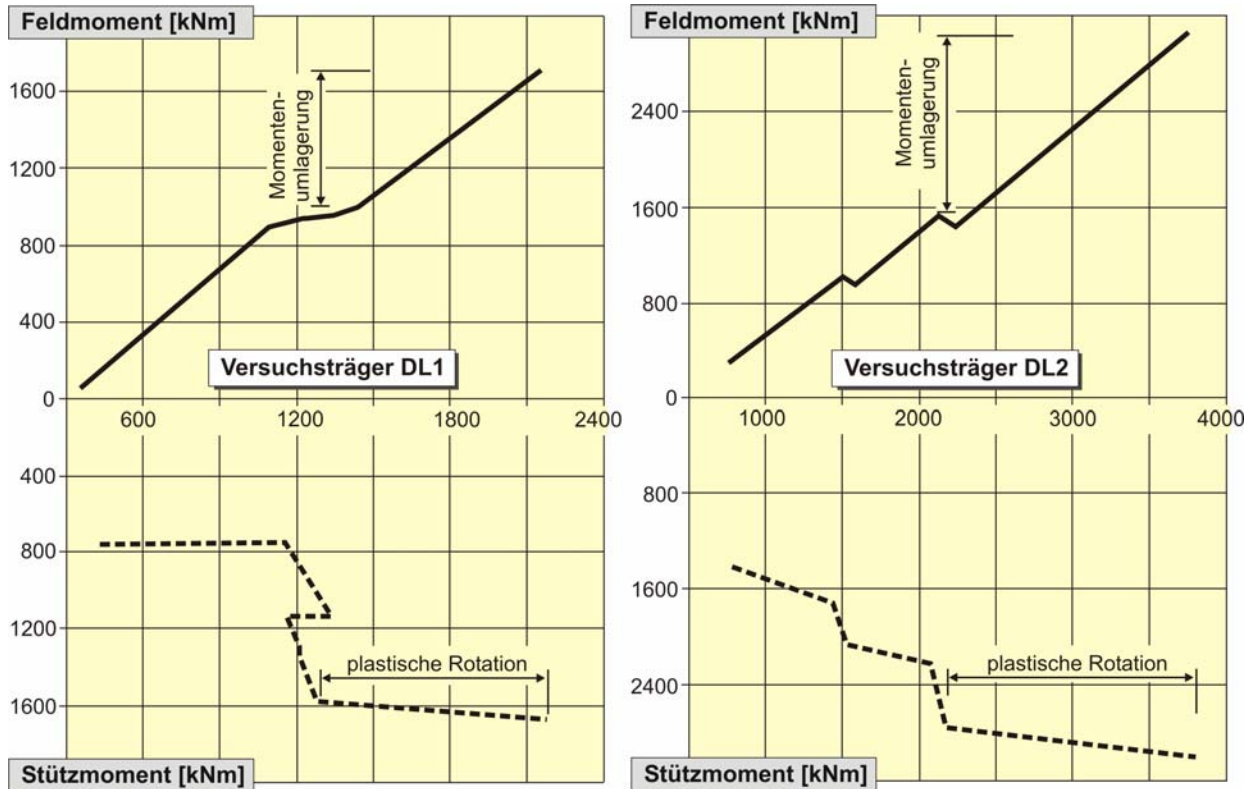


Bild 5.25: Experimentell ermittelte Momentenumlagerung vom Stütz- zum Feldquerschnitt

Der untere Flansch plastizierte bei ca. 75 % des Bruchmomentes  $M_{u,F}$ , die Biegezugbewehrung des Kammerbetons begann bei 88 %  $M_{u,F}$  zu fließen. Zu diesem Zeitpunkt betrug die maximale Betonstauchung in der Mitte des Betongurtes  $\varepsilon_c = -1,5 \text{ ‰}$ . Der Feldquerschnitt der Versuchsträger versagte in der Betondruckzone zwischen den Lasteinleitungsstellen. Die maximale Betonstauchung betrug  $\varepsilon_{c,u} = -3,7 \text{ ‰}$  (DL1) bzw.  $-4,5 \text{ ‰}$  (DL2), die zugehörige Dehnung in der Randfaser des unteren Flansches betrug  $\varepsilon_a = 8 \text{ ‰}$  (DL1) bzw.  $6,5 \text{ ‰}$  (DL2). Im Versuch DL1 wurde eine Resttragfähigkeit nach dem Bruch der Betonplatte von 75 % des Bruchmomentes erzielt.

Das Bruchmoment des Stützquerschnittes wurde am System der Phase (5) bestimmt. Bei Erreichen der Bruchlast beulte der Druckflansch auf beiden Seiten der Lasteinleitungsplatte. Mit zunehmender Querschnittsrotation löste sich die Betondeckung des Kammerbetons im Auflagerbereich ab. Die maximale Stauchung des Stahlprofils betrug  $-16 \text{ ‰}$  beim DL1 bzw.  $-18 \text{ ‰}$  beim DL2. Die Längsbewehrung des verdübelten Kammerbetons erreichte eine maximale Stauchung von  $-14$  bzw.  $-16 \text{ ‰}$ .

Die durch die Ableitung der Biegelinie berechneten Momenten-Rotationskurven sind in Bild 5.26 dargestellt. Der Momenten-Rotationsverlauf des Feldquerschnitts stimmt gut mit

dem der Einfeldträgerversuche überein. Für den Stützquerschnitt wurde die Rotation bis zum Versagen des Feldquerschnitts dargestellt.

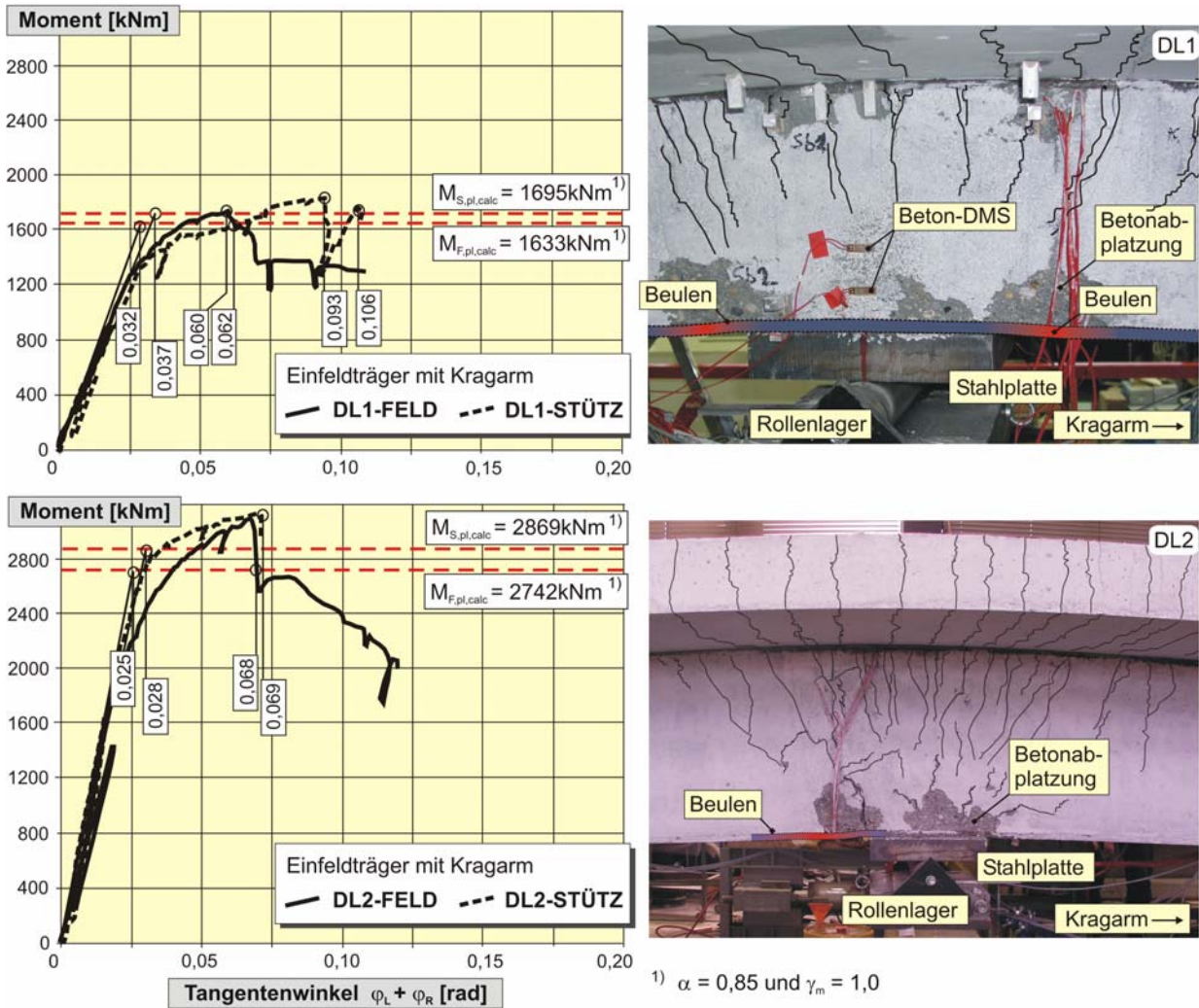


Bild 5.26: Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger DL1 (HEA300) und DL2 (IPE500)

Das Rissmoment des Feldquerschnitts betrug 175 kNm beim DL1 und 190 kNm beim DL2. Während der Lastwechsel im Feld wurde bei beiden Trägern ein ausgeprägtes Rissbild im Kammerbeton mit Rissbreiten  $w_R < 0,15$  mm erreicht.

Das Rissmoment des Stützquerschnitts betrug 110 kNm (DL1) bzw. 240 kNm (DL2). Während der Lastwechsel am Stützquerschnitt wurden maximale Rissbreiten von 0,15 mm im Betongurt und 0,1 mm im Kammerbeton gemessen. Bei 90 % der Querschnittstragfähigkeit betrug die Rissbreiten am Stützquerschnitt 0,5 mm im Kammerbeton und 1,5 mm im Betongurt. An der Stütze traten auf diesem Lastniveau mehrere Schubrisse im Kammerbeton auf. Auf Bruchlastniveau betrug die maximalen Rissbreiten 4 mm im Betongurt und 2,5 mm im Kammerbeton.

Die Bruch- und Rissbilder der Biegeträger DL1 und DL2 sind im Anhang A12 dargestellt.

### 5.6.3 Dehnungsverteilung

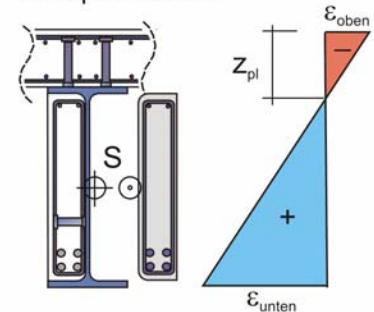
Die Lage der plastischen Nulllinie  $z_{pl}$  bzw.  $z_{pl}'$  des Stahlträgers und des Kammerbetons ist für charakteristische Laststufen im Vergleich zu den Einfeldträgerversuchen in Tab 5.12 dargestellt. Die unterschiedlichen Nulllinienlagen im Kammerbeton und im Stahlprofil sind auf den Schlupf zwischen den Verbundpartnern zurückzuführen.

Für den Feldquerschnitt lag die Nulllinie des Kammerbetons im Vergleich zum Stahlprofil stets tiefer im Querschnitt. Während der Lastwechsel war eine Vergrößerung von  $z_{pl}$  zu beobachten, im Bruchzustand wurde nahezu der Anfangswert wieder erreicht.

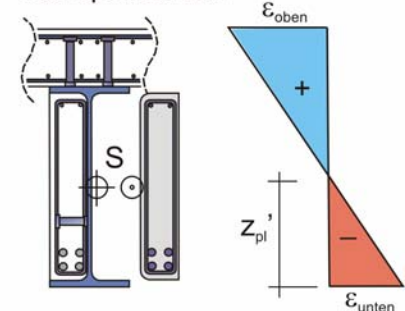
Im Stützquerschnitt nahm die Druckzonenhöhe  $z_{pl}'$  des Stahlträgers mit zunehmender Beanspruchung ab, während die Druckzonenhöhe des Kammerbetons vergrößert wurde. Dies ist auf die Umlagerung der Druckkraft vom beulenden Flansch auf den Kammerbeton zurückzuführen.

Durchlaufträger / Feldquerschnitt						Einfeldträger
DL1	( $M_F/M_{u,F}$ )	0,5/0 nLW	0,13/0,45 vLW	0,13/0,45 nLW	1,0/0,82	S3: 0,95
$z_{pl}$ Stahlträger		14,2	14,7	14,8	14,4	13,0
$z_{pl}$ Kammerbeton		17,1	20,3	20,4	18,4	12,4
DL2	( $M_F/M_{u,F}$ )	0,47/0 nLW	0,11/0,47 vLW	0,11/0,47 nLW	1,0/0,88	S1: 0,95
$z_{pl}$ Stahlträger		19,2	21,7	22,4	19,1	16,1
$z_{pl}$ Kammerbeton		23,1	27,2	28,4	22,0	12,6
Durchlaufträger / Stützquerschnitt						Einfeldträger
DL1	( $M_S/M_{u,S}$ )	0,13/0,45 vLW	0,13/0,45 nLW	0,99/0,82	0,75/0,9 5	H3: 0,95
$z_{pl}'$ Stahlträger		15,3	15,1	14,4	11,7	14,0
$z_{pl}'$ Kammerbeton		8,0	8,1	9,2	22,7	14,3
DL2	( $M_S/M_{u,S}$ )	0,11/0,47 vLW	0,11/0,47 nLW	1,0/0,88	0,67/0,9	H1: 0,95
$z_{pl}'$ Stahlträger		23,6	23,8	20,7	20,6	19,0
$z_{pl}'$ Kammerbeton		22,4	23,3	34,2	27,9	21,0

Feldquerschnitt:



Stützquerschnitt:



Anmerkung: Die Nulllinienlagen wurden anhand der experimentellen Dehnungsverteilung bestimmt.  
vLW: vor Lastwechseln; nLW: nach Lastwechseln

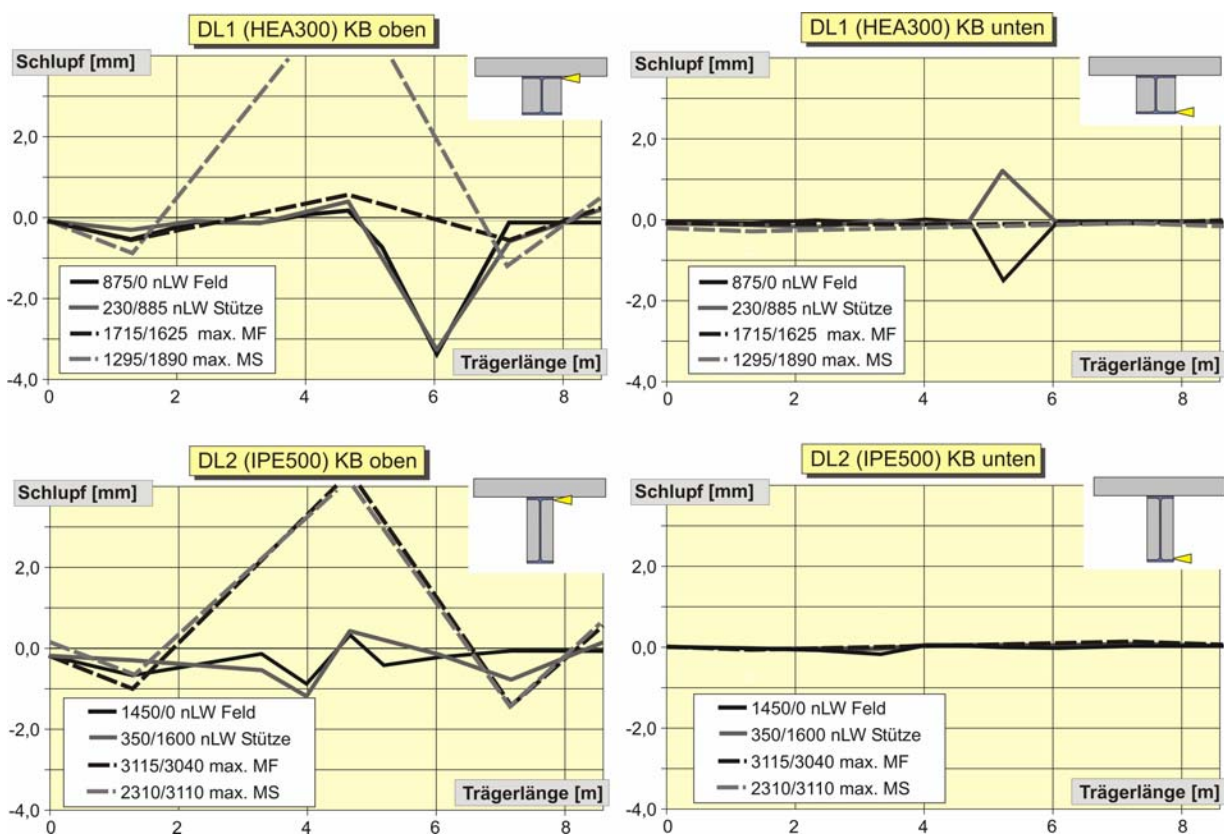
Tab. 5.12: Lage der plastischen Nulllinie für charakteristische Lastniveaus

### 5.6.4 Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil

Anhand der gemessenen Schlupfwerte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil konnte auf die Ausnutzung der Dübel geschlossen werden (Bild 5.27). Durch die unterschiedlichen statischen Systeme in den Phasen (1) bis (4) veränderte sich die Richtung der Scherbeanspruchung zunächst. Beim Träger DL1 trat in Phase (4) am Auflager (A) mit zunehmender Belastung eine Verschiebung nach außen auf. Die maximale Relativverschiebung zum oberen Flansch betrug 0,12 mm, was einer Ausnutzung des letzten Dübels von ca. 30 % entsprach.

Am Ende des Kragarms (C) traten erwartungsgemäß Relativverschiebungen des Kammerbetons nach außen auf. Der maximale Schlupf betrug 0,83 (oben) bzw. 0,21 mm (unten), was einer Ausnutzung des letzten Dübels von ca. 60 % entsprach. Beim Träger DL2 (IPE500) traten ähnlich große Schlupfwerte auf. Am Kragarm (C) verschob sich der Kammerbeton oben um 0,65 mm und unten um 0,06 mm nach außen, dies ist einer Dübelausnutzung von ca. 40 % gleichzusetzen.

Der Betongurt war im Bereich des Kragarms zu 100 % und zwischen Stütze B und der Lasteinleitung im Feld zu 85 % der rechnerischen Längsschubkraft verdübelt, sodass die gemessenen Schlupfwerte erwartungsgemäß klein waren.



Positive Schlupfwerte = Verschiebung des Kammerbetons relativ zum Stahlträger in Richtung Auflager A

Bild 5.27: Schlupfverlauf zwischen Kammerbeton und Stahlprofil für charakteristische Laststufen

### 5.6.5 Zusammenfassung - Mehrfeldträger

In den Tabellen 5.8 und Tab. 5.10 wurden die rechnerischen und experimentellen Traglasten der Durchlaufträger- und Einfeldträgerversuche miteinander verglichen. Die Ergebnisse der Durchlaufträgerversuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Versagensmechanismen entsprachen den jeweiligen Einfeldträgerversuchen.
- Am Durchlaufträgersystem konnte das Feldmoment bei plastiziertem Stützquerschnitt von ca. 50 % auf 100 %  $M_{u,F}$  gesteigert werden.

Feldquerschnitt:

- Nach dem Versagen der Betondruckzone betrug die Resttragfähigkeit des Feldquerschnitts ca. 75 % des Bruchmomentes des Verbundquerschnitts.
- Die Ergebnisse der Einfeldträgerversuche wurden bestätigt.

Stützquerschnitt:

- Die Versagensursache war Beulen des Druckflansches und Versagen der Betondruckzone des Kammerbetons.
- Die Ergebnisse der Einfeldträgerversuche wurden bestätigt. Allerdings war das Verhältnis aus experimentellem und rechnerischem Bruchmoment ( $M_{S,Test}/M_{S,calc}$ ) mit ca. 1,12 im Vergleich zu den Einfeldträgern deutlich größer.
- Die Querkraftbeanspruchung des Stützquerschnitts (Stütze B) hatte keinen Einfluss auf die Momententragfähigkeit.



## 5.7 Momenten-Rotationsverhalten

### 5.7.1 Allgemeines

Die Momenten-Rotationskurven lassen sich in drei charakteristische Bereiche unterteilen (Bild 5.28). Im elastischen Bereich sind das Moment und die Querschnittsrotation linear voneinander abhängig. Die elastische Rotation liefert keinen Beitrag zur Verdrehfähigkeit des Fließgelenkes, sie bestimmt jedoch die Durchbiegung des Trägers unter Gebrauchslasten. Maßgebende Einflussgrößen sind die Stützweite, die Querschnittsgeometrie und der Elastizitätsmodul des Betons.

Dem elastischen Bereich folgt ein stabiler plastischer Abschnitt. Auf diesem Lastniveau begann bei den Versuchen mit negativer Momentenbeanspruchung bereits der Druckflansch zu beulen. Der Kammerbeton und die Verfestigung der Biegezugbewehrung verhinderten einen frühzeitigen Abfall des aufnehmbaren Momentes.

Der abfallende Ast der Momenten-Rotationskurve, auch instabiler Bereich genannt, wird im negativen Momentenbereich durch das Versagen der Betondruckzone des Kammerbetons eingeleitet. In Abhängigkeit von der Querschnittsgeometrie ist der Traglastverlust infolge des Versagens der Betondruckzone unterschiedlich stark ausgeprägt.

Da die elastische Rotation  $\varphi_{el}$  von der Spannweite, der Belastung und der Fließgrenze der verwendeten Baustoffe abhängt, entsteht ein überbewerteter Einfluss der Stützweite auf die berechnete plastische Rotation  $\Delta\varphi$ . Um Versuchsträger unterschiedlicher Geometrien miteinander zu vergleichen, wird die dimensionslose Rotationskapazität  $R$  herangezogen.

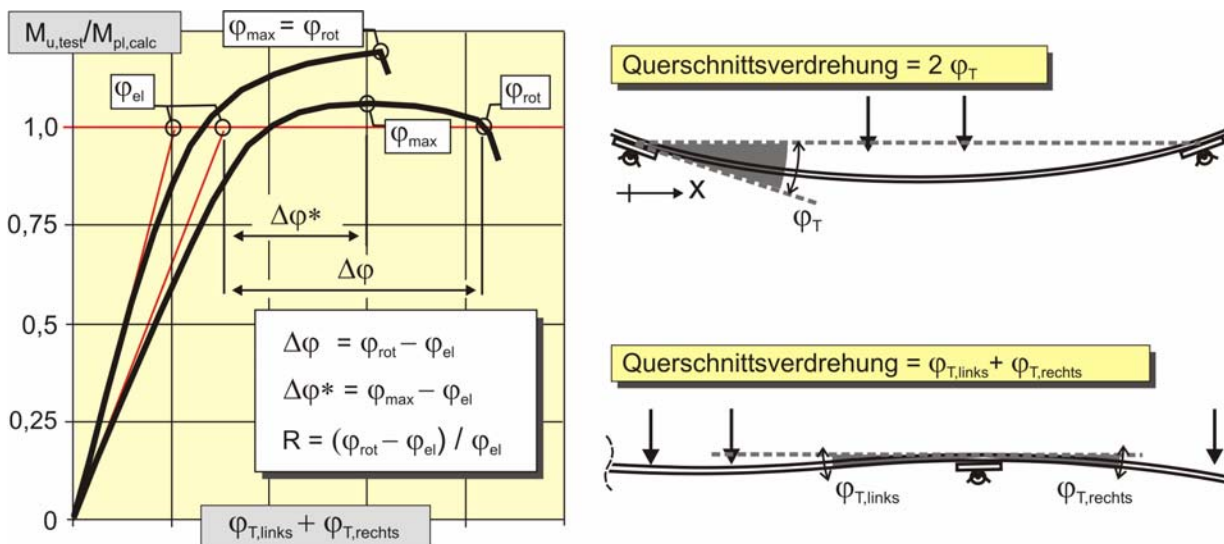


Bild 5.28: Definition der plastischen Querschnittsrotation  $\Delta\varphi$  und der Rotationskapazität  $R$

### 5.7.2 Auswertung der eigenen Versuche und Vergleich mit der Literatur

Die Rotationfähigkeit wird im Wesentlichen durch das Versagen des Betons bestimmt. Bei den Verbundprofilen und kammerbetonierten Verbundträgern unter negativer Momentenbeanspruchung kann trotz des beulenden Druckflansches die Querschnittsrotation bei leicht zunehmender Momententragfähigkeit weiter gesteigert werden. Erst wenn der Beton der Biegedruckzone versagt, sinkt die Tragfähigkeit ab. Die in Bild 5.29 dargestellten qualitativen Momenten-Rotationskurven verdeutlichen das beschriebene Tragverhalten.

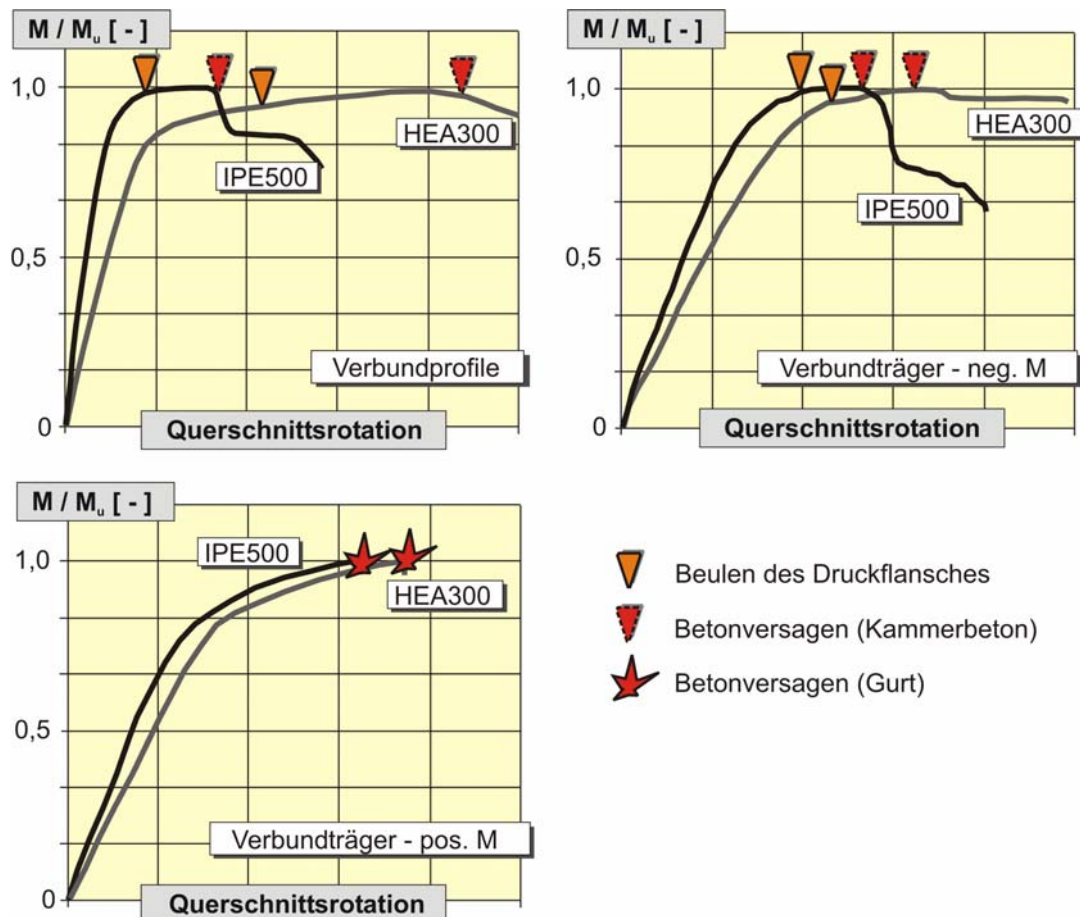


Bild 5.29: Versagensmechanismen der untersuchten Verbundprofile und Verbundträger

Bild 5.30 gibt einen Überblick über die in den Trägerversuchen an kammerbetonierten Stahlprofilen und an Verbundträgern erreichten Rotationen. Im Anhang A13 sind die wichtigsten Kenngrößen der ausgewerteten Versuche aus den Forschungsvorhaben [EGKS2000] und [DFG2005] zusammengestellt.

Die Querschnittsrotation der Mehrfeldträgerversuche DL1 und DL2 wurde über die Ableitung der Biegelinie bestimmt, da die Auflagerverdrehung an der Mittelstütze nicht gemessen werden konnte. Die Rotationen der Versuche aus der Literatur wurden ebenfalls anhand der Biegelinie ermittelt und im Fall der Träger B400, B500 und B600 mit der gemessenen Auflagerverdrehung kontrolliert.

Die Auswertung der Rotationskapazität der eigenen Versuchsträger und der Versuchsträger aus [EGKS2000] und [Kin1993] lässt die folgenden Schlüsse zu:

Kammerbetonierte Profile:

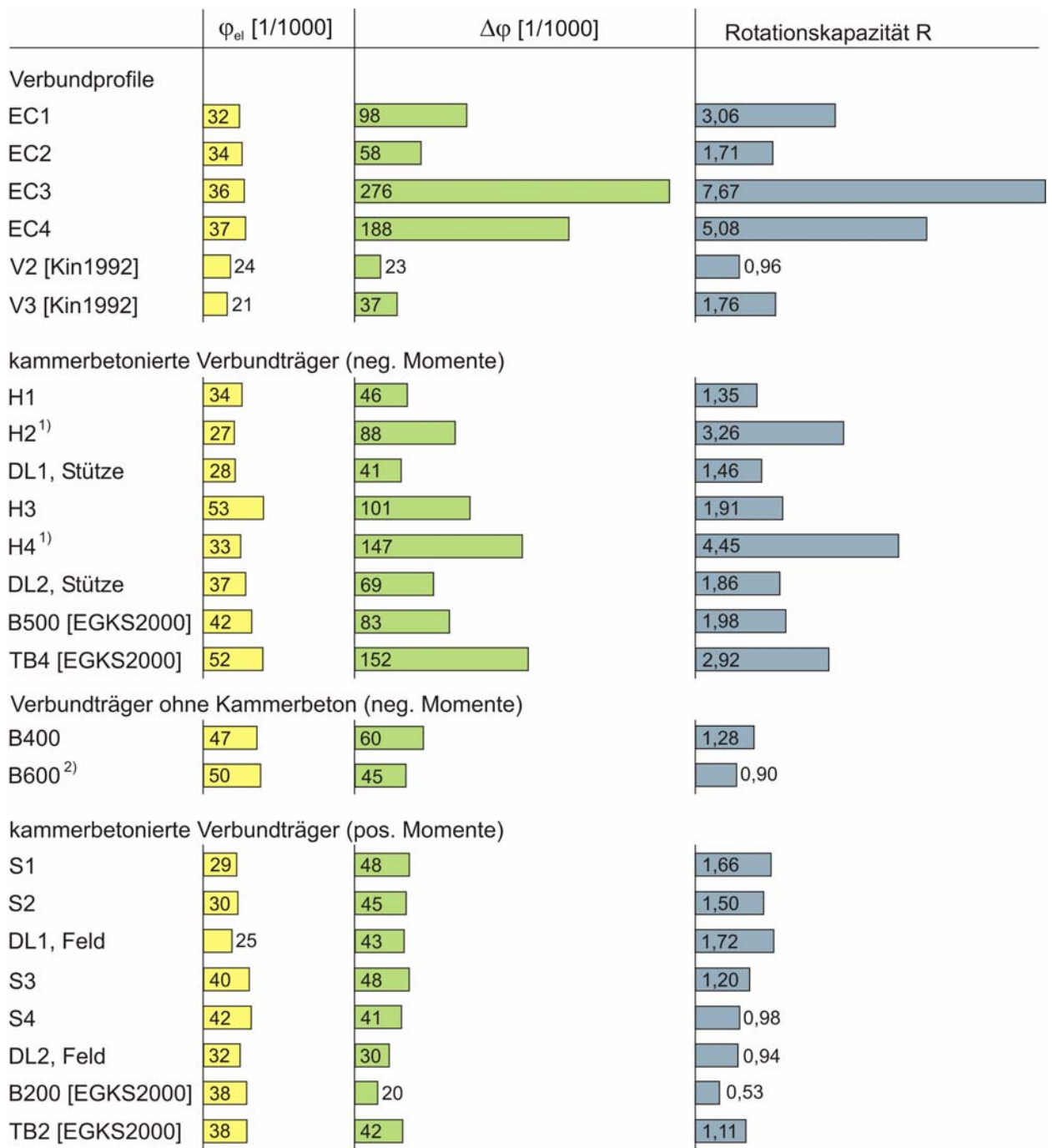
- Aufgrund des geringeren Lastabfalls beim Beulbeginn erzielten die Verbundprofile mit verdübeltem Kammerbeton eine bis zu 75 % größere Rotationskapazität als die Profile ohne Verdübelung des Kammerbetons.
- Die Dehnungen in der Randfaser der HEA300 Profile waren im Vergleich zu den IPE500 Profilen aufgrund der geringeren Querschnittshöhe kleiner, sodass größere Rotationen möglich waren.
- Die Rotationskapazität der kammerbetonierten HEA400 Profile aus [Kin1992] war aufgrund der geringen Schubslankheit im Vergleich zu den eigenen Versuchen klein. Ein Querkraftversagen kann für diese Versuche allerdings nicht ausgeschlossen werden.

Verbundträger positive Momente:

- Aufgrund der geringeren elastischen Verdrehung  $\varphi_{el}$  und der größeren Verdrehung beim Versagen des Betongurtes  $\varphi_{rot}$  erreichten die Verbundträger mit verdübeltem Kammerbeton eine 10 - 20 % größere Rotationskapazität als Träger ohne Verdübelung des Kammerbetons.
- Die plastische Rotation  $\Delta\varphi$  war beim HEA- und IPE-Profil nahezu gleich groß. Die IPE-Profile wiesen jedoch aufgrund der größeren Anfangssteifigkeit deutlich kleinere elastische Rotationen  $\varphi_{el}$  auf.
- Aufgrund der geringen Bruchstauchung des hochfesten Betongurtes (C90/105) wurden beim kammerbetonierten Träger B200 [EGKS2000] deutlich kleinere plastische Rotationen  $\Delta\varphi$  erreicht.

Verbundträger negative Momente:

- Die Träger ohne Verdübelung des Kammerbetons erreichten das rechnerische plastische Moment nicht, wiesen jedoch einen ausgeprägten plastischen Ast auf.
- Die plastische Rotation  $\Delta\varphi$  der HEA-Profile war aufgrund der geringeren Dehnung in der Randfaser deutlich größer als bei den IPE-Profilen. Die Versuche mit HEA-Profil wurden bei Erreichen des maximalen Hubes der Prüfzylinder abgebrochen.
- Im Versuch B500 [EGKS2000] war kein ungünstiger Einfluss des hochfesten Betongurtes (C90/105) auf das Rotationsverhalten erkennbar.
- Die Rotationskapazität vergleichbarer Verbundträger ohne Kammerbeton, wie z.B. B400 und B600 [EGKS2000], war gering.



1) Rotation wurde für das rechnerische Moment  $M_{pl,calc}$  eines Trägers ohne Kammerbeton bestimmt

2) rechnerische Traglast wurde nicht erreicht, sodass die Rotation für die Nennfestigkeiten bestimmt wurde

Bild 5.30: Rotationskapazitäten kammerbetonierter Stahlprofile und Verbundträger

## 6 Analyse und Finite Elemente Berechnung - Verbundträger

### 6.1 Allgemeines

Ausgehend von den experimentellen Untersuchungen und den numerischen Berechnungen der Modellversuche (Kap. 4) wurden Finite Elemente Untersuchungen durchgeführt, um die speziellen Last-Abtragungsmechanismen kammerbetonierter Verbundträger mit Hilfe von Finite Elemente Berechnungen zu analysieren. Schließlich wurde das Momenten-Rotationsverhalten und das Verbundverhalten zwischen Kammerbeton und Stahlprofil in Ingenieurmodellen beschrieben. Im Einzelnen wurden die folgenden Fragestellungen numerisch untersucht:

In Abhängigkeit von der erforderlichen Detailtreue ist zwischen Finite Elemente Modellen zur Beschreibung des globalen Tragverhaltens und zur Untersuchung lokaler Mechanismen zu unterscheiden. Während das Last-Verformungsverhalten und die Dehnungsverteilung im Querschnitt mit Faser- oder ebenen Stabmodellen berechnet werden können, sind zur Untersuchung der Rissbildung des Betons oder der Reibkräfte in den Verbundfugen aufwändigere nicht-lineare Berechnungen mit Volumen-Modellen erforderlich. Insbesondere bei Verwendung hochfester Materialien ist es notwendig, die tatsächlichen Spannungs-Dehnungsbeziehungen für hochfesten Beton und hochfesten Stahl (vgl. Kap. 2.2) zu implementieren. Die numerische Simulation kammerbetonierter Verbundträger stellt aufgrund der komplexen Tragmechanismen eine besondere Herausforderung dar:

- (1) Betonelemente werden mehraxial auf Zug und Druck beansprucht.
- (2) Beton und Stahlelemente befinden sich zum Teil in der gleichen Dehnungsebene.
- (3) Unter negativer Momentenbeanspruchung erfährt der Kammerbeton einen mehraxialen Druckspannungszustand.
- (4) Kopfbolzendübel in der Kammer weisen das in Kap. 4 analysierte Tragverhalten auf.
- (5) Ein nennenswerter Anteil der Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wird durch Reibkräfte übertragen.

Die Finite Elemente Berechnungen wurden mit dem am Institut für Massivbau entwickelten Finite Elemente Programm LIMFES [Ker1999], [Ker2004] durchgeführt.



## 6.2 Finite Elemente Modell

Das dreidimensionale Finite Elemente Modell der Verbundträger [Heg2005], [Gor2005] bildet den Stahlträger, den Kammerbeton und den Betongurt mit Volumenelementen ab. Für alle Beton- und Stahlelemente wurden isoparametrische Volumenelemente mit 9-Knoten (3D-Hexaeder) verwendet. Die Längs- und Bügelbewehrung wurde mit Fachwerkstäben (2-Knoten-Stabelement) abgebildet. Zur Abbildung der Kopfbolzendübel wurde das in Kap. 4.2 beschriebene mehrlagige Interfaceelement entwickelt und eine von der Normalspannung senkrecht zum Interfaceelement abhängige Verbundspannungs-Schlupffunktion zur Abbildung von Reibspannungen implementiert (Bild 6.1).

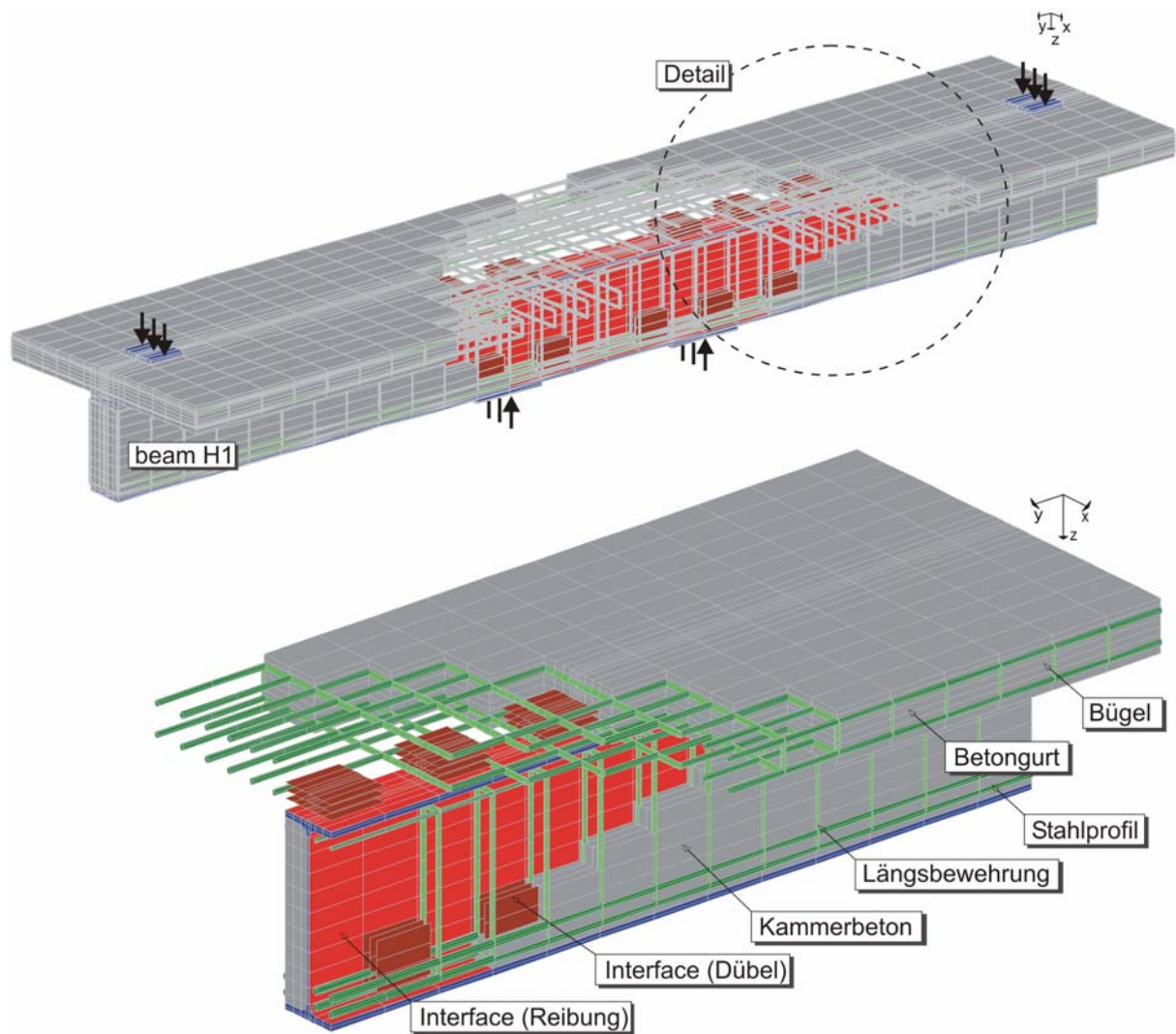


Bild 6.1: Dreidimensionales Finite Elemente Modell des Versuchsträgers H1

Die Materialgesetze für den Beton und den Stahl sowie die Schubspannungs-Schlupfbeziehungen der Interfaceelemente entsprechen den Elementbeschreibungen in den Bildern 4.4 und 4.5. Gegenüber den Modellversuchen wurden lediglich die Materialeigenschaften den jeweiligen Materialkennwerten der Trägerversuche angepasst.

Um die Lastabtragungsmechanismen der Verbundträger berechnen zu können, wurde der Stahlträger mit Abrundungen modelliert und die Lage der Betonstahlbewehrung beachtet (Bild 6.2).

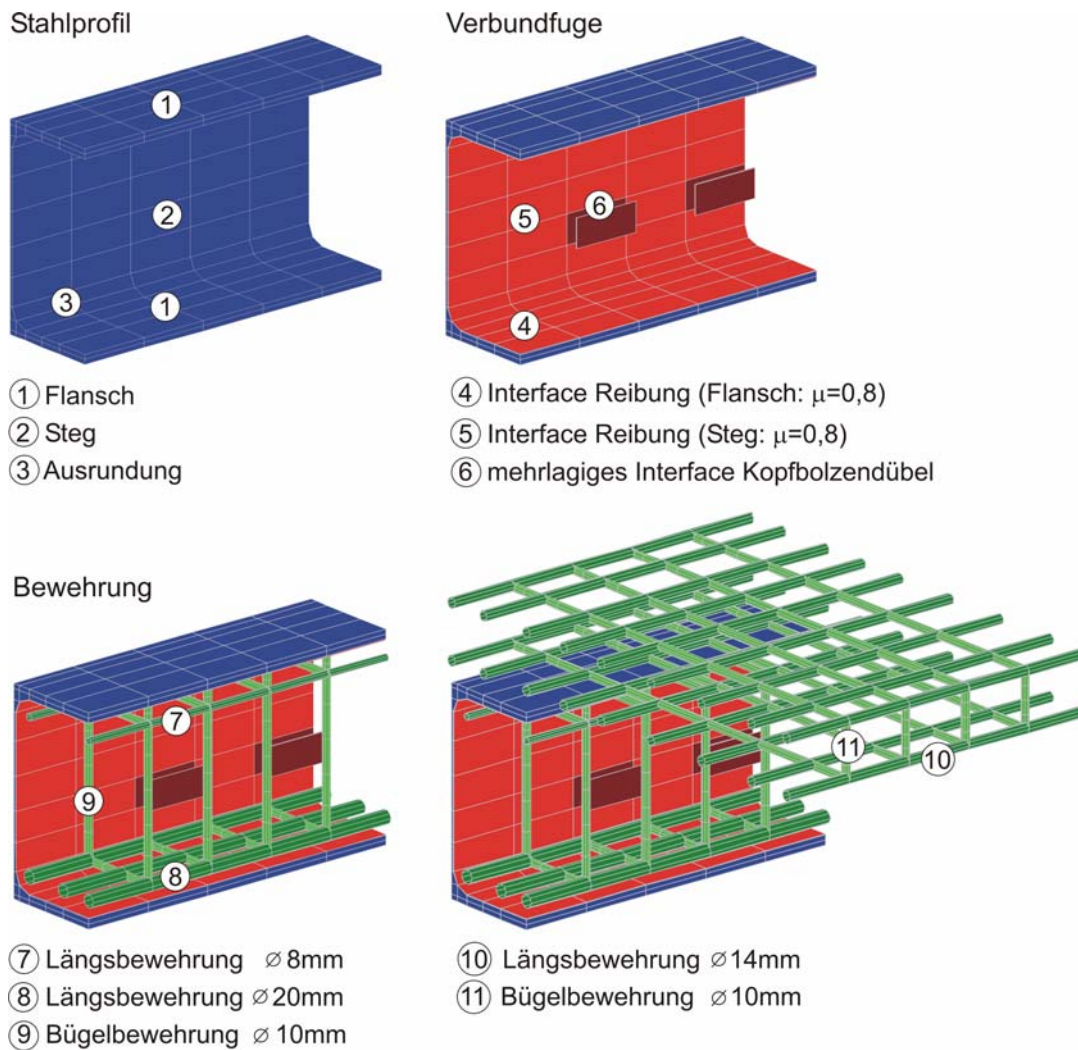


Bild 6.2: Aufbau des Finite-Elemente Modells

Auch die Stahlträger der Biegeversuche wurden mit einem idealen Stahlquerschnitt ohne Imperfektionen berechnet. Daher wurde der Traganteil des natürlichen Reibverbundes, wie er in den Abscherversuchen ohne Verbundmittel ermittelt wurde verschmiert über einen erhöhten Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,8$  abgebildet. Der Haftverbund wurde in den Simulationen nicht berücksichtigt, da dieser in den Versuchen infolge des zeitabhängigen Betonverhaltens und der Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau zu einem großen Teil aufgelöst wurde.

Anhand der Finite Elemente Berechnungen der Abscherversuche konnte das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln zur Verbundsicherung des Kammerbetons beschrieben und der Reibkrafttraganteil quantifiziert werden. Um das Zusammenwirken von Kammerbeton und Stahlprofil beim Biegeträger wirklichkeitsnah abbilden zu können, mussten zunächst die auftretenden Reibmechanismen benannt und unabhängig von einander numerisch untersucht werden.

## 6.3 Verbundmechanismen infolge Reibung

### 6.3.1 Experimentelle Quantifizierung der Reibkräfte beim Biegeträger

Anhand des in den Trägerversuchen experimentell ermittelten Schlupfverlaufes und den Scherkraft-Schlupfcurven der Abscherversuche wurden die wirkenden Dübelkräfte ermittelt. Zur Bestimmung der Scherkräfte wurden die gemessenen Schlupfwerte und die in Push-Out Versuchen an kammerbetonierten Profilen ermittelten Scherkraft-Schlupfcurven (Kap. 3.5) herangezogen.

Mit der experimentell ermittelten Dehnungsverteilung im Kammerbeton wurde die zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wirkende Längsschubkraft berechnet (Bild 6.3). Die Differenz der Längsschubkraft und der Summe der Scherkräfte der Dübel stellt den am Biegeträger auftretenden Reibkraftanteil dar, der in den Push-Out Versuchen an kammerbetonierten Stahlprofilen nicht erfasst wurde.

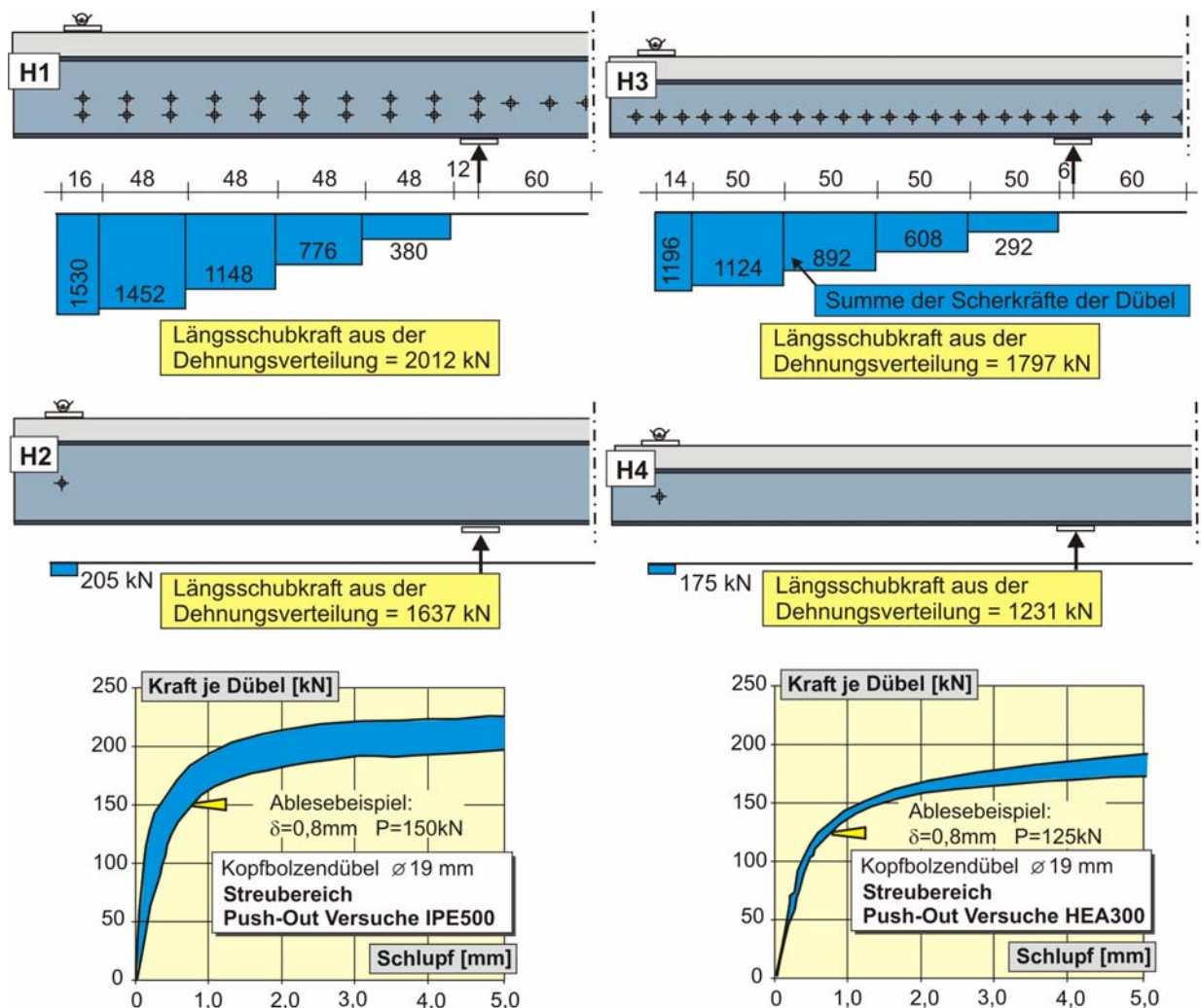
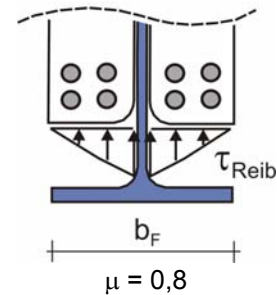


Bild 6.3: Längsschubkraftübertragung infolge Verbund und Reibkräften

Die Auswertung der Versuche unter negativer Momentenbeanspruchung, insbesondere der Versuche ohne Verdübelung des Kammerbetons (H2 und H4) bestätigt, dass ein nennenswerter Anteil der Längsschubkraft durch Reibkräfte übertragen wurde. Bis zu 90 % der aus den Dehnungsverteilungen berechneten Längsschubkräfte wurde durch Reibkräfte übertragen.

Die Auswertung der Versuche ergibt eine rechnerische Reibverbundkraft von bis zu  $t = 650 \text{ kN/m}$  in der Fuge zwischen den Flanschen und dem Kammerbeton. Unter der Annahme eines linearen Verlaufs entlang der Trägerachse und einer dreieckförmigen Spannungsverteilung über die Flanschbreite ergeben sich Verbundspannungen von bis zu  $6,5 \text{ MPa}$  (Tab. 6.1).

		H1	H2	H3	H4
Längsschubkraft S (aus Dehnungsverteilung)	kN	2012	1637	1797	1231
Verbundkraft infolge Reibung $T_{\text{Reib}}$	kN	482	1432	602	1086
Verbundkraft infolge Reibung $t_{\text{Reib}} = T_{\text{Reib}} / L_{\text{Fuge}}$	kN/m	219	650	273	493
Verbundspannung <sup>1)</sup> $\tau_{\text{Reib}} = T_{\text{Reib}} / (b_F / 2)$	MPa	2,2	6,5	2,0	3,5



<sup>1)</sup> Verbundspannung bei Annahme einer dreieckförmigen Spannungsverteilung (siehe Bild)

Tab. 6.1: Längsschubkraft je Kammer und Verbundspannungen zwischen Kammerbeton und den Flanschen des Stahlträgers bei 95 % der Bruchlast

In Bild 6.4 sind die in den eigenen Biegeversuchen ermittelten Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil den rechnerischen Werten nach Eurocode 4 [prEN1994] gegenübergestellt. Die Längsschubkräfte nach [prEN1994] wurden mit Materialkennwerten und plastischen Spannungsblöcken unter Annahme eines starren Verbundes berechnet. Die rechnerischen Werte weisen eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Werten auf. Für die Verbundträger unter positiver Momentenbeanspruchung sind die rechnerischen Werte größer, da beim Verfahren mit rechteckigen Spannungsblöcken vom Plastizieren der oberen Kammerbewehrung ausgegangen wird.

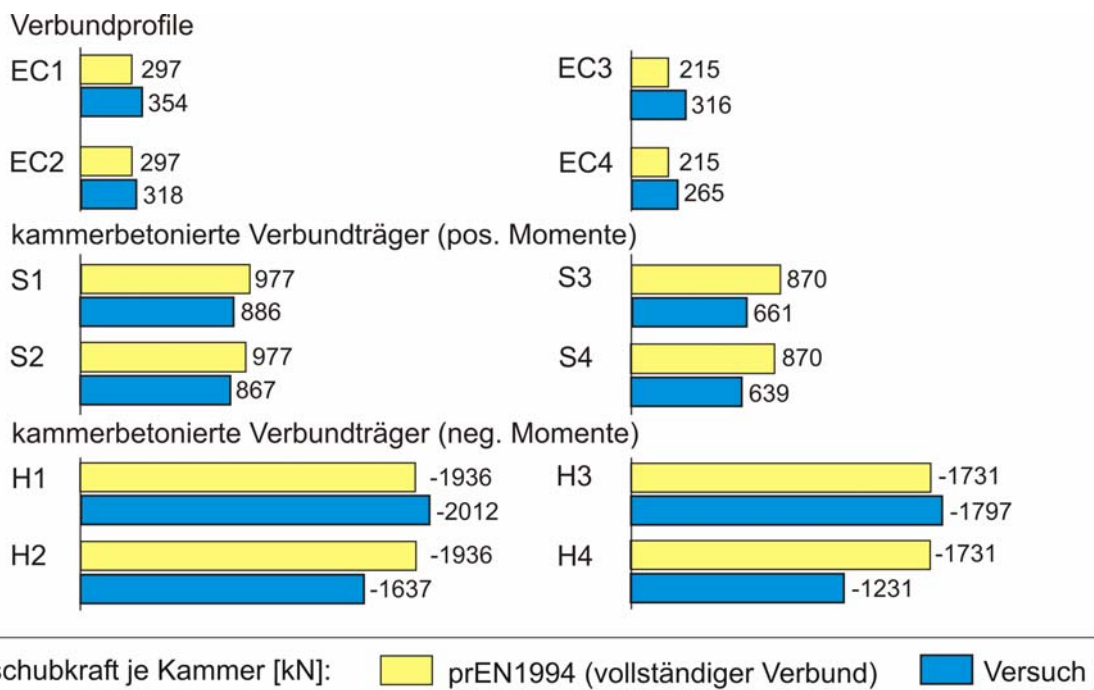


Bild 6.4: Rechnerische [prEN1994] und experimentelle Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil der eigenen Verbundträgerversuche



### 6.3.2 Mechanismen der Längsschubkraftübertragung

Push-Out Versuche an kammerbetonierten Profilen liefern eine untere Abschätzung der übertragbaren Reibverbundspannungen, wie eigene und Versuche in [Les2000], [Win1998], [Les1997], [Wiu1992], [Roi1983] belegen. Die Effekte aus Krümmung, Querkontraktion, Rissbildung und Reibung im Bereich von Lasteinleitungsstellen werden nämlich nicht erfasst (Bild 6.5).

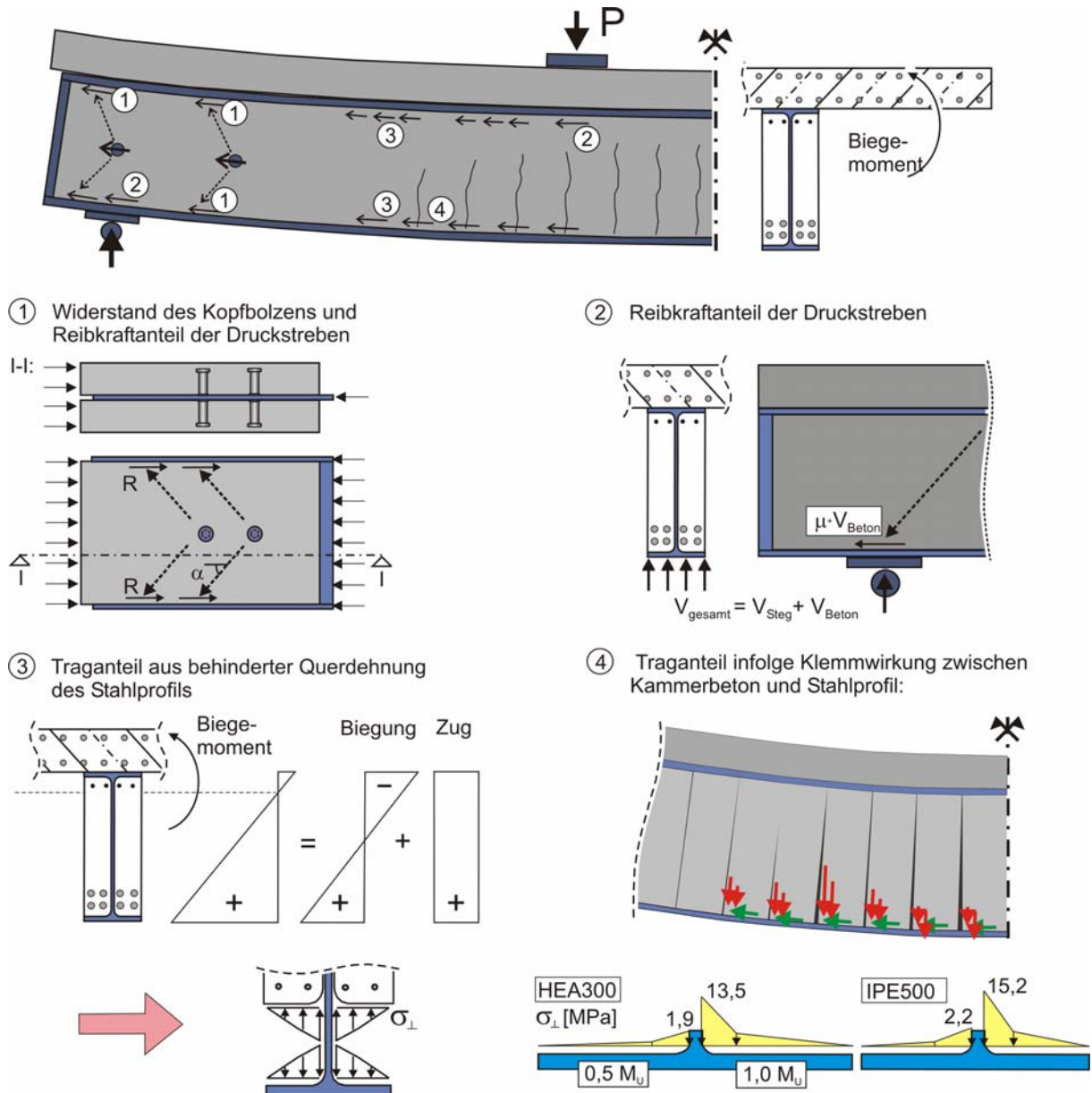


Bild 6.5: Mechanismen der Längsschubkraftübertragung zwischen Kammerbeton und Stahlträgerflansch infolge Reibung

Bei Biegeträgern ist grundsätzlich zwischen zwei Fällen zu unterscheiden:

- (A) Der Haftverbund wird nur lokal, z.B. im Bereich der Biegerisse überschritten: Es ist daher von einem bereichsweise „starran Verbund“ auszugehen.
- (B) Der Haftverbund wird in großen Bereichen überschritten: Die zur vollen Aktivierung des Kammerbetons erforderliche Längsschubkraft ist größer als die Haftverbundfestigkeit.



Da bei den eigenen Versuchen 25 Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau durchgeführt wurden, ist hier eher von Fall (B) auszugehen. Die Längsschubkraft kann durch mechanische Verbundmittel, Reibung infolge der Oberflächenrauigkeit und den in Bild 6.5 dargestellten Reibeffekte übertragen werden. In Tabelle 6.2 werden die einzelnen Reibeffekte dem positiven und negativen Momentenbereich zugewiesen.

positive Momente	negative Momente
(a) Reibkräfte infolge der Druckstreben zwischen Kopfbolzendübel und Flanschen;	(a) Reibkräfte infolge der Druckstreben zwischen Kopfbolzendübel und Flanschen;
(b) Reibkraft aus dem Querkraftabtrag des Kammerbetons an den Lasteinleitungsstellen;	(b) Reibkraft aus dem Querkraftabtrag des Kammerbetons an den Lasteinleitungsstellen;
(c) Reibkraft aus der behinderten Querkontraktion des Stahlprofils;	(c) Reibkraft aus der Querdehnung des plastizierenden Kammerbetons <sup>1)</sup> ;
(d) Reibkraft infolge Krümmung des Stahlprofils (Klemmwirkung);	(d) Reibkraft infolge Krümmung des Stahlprofils (Klemmwirkung);
(e) Reibkraft aus der Querbiegung des Betongurtes <sup>1)</sup>	(e) Reibkraft aus der Querbiegung des Betongurtes <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> experimentell nicht untersucht

Tab. 6.2: Mögliche Verbundmechanismen bei kammerbetonierten Profilen und Verbundträgern

Im Folgenden werden die einzelnen Mechanismen des Verbundes zwischen Kammerbeton und Stahlprofil beschrieben und numerische Voruntersuchungen durchgeführt.

#### (a) Reibspannungen aus der Druckstrebe zwischen Dübeln und den Flanschen

In den Abscherversuchen mit Kopfbolzendübeln betrug der auf die rechnerische Abscherlast nach [Döi2001] bezogene Reibanteil ca. 40 % (vgl. Kap. 3.6). Die Reibkräfte werden durch die von den Dübeln in Richtung der Flansche verlaufenden Druckstreben hervorgerufen und treten insbesondere im Bereich der Profilausrundung zwischen dem Steg und dem Flansch auf (Bild 6.6). Das Schwinden des Betons kann zu einer deutlichen Abnahme dieser Reibkräfte führen.

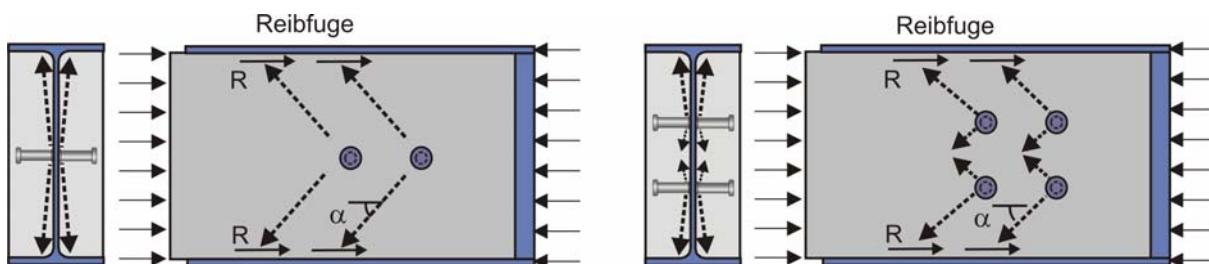


Bild 6.6: Reibkräfte infolge der Druckstreben zwischen den Dübeln und den Flanschen

#### (b) Reibspannungen infolge der Pressung an den Lasteinleitungsstellen

Im Auflagerbereich der Verbundträger werden Reibkräfte infolge der Druckspannungen zwischen Kammerbeton und Stahlflansch hervorgerufen (Bild 6.7). Anhand numerischer Simulationen konnte gezeigt werden, dass der Querkraftanteil des Kammerbetons  $V_{\text{Beton}}$  auf Traglastniveau vereinfacht mit dem Verhältnis des plastischen Querkraftwiderstandes des Steges und des Kammerbetons abgeschätzt werden kann (Bild 6.8). Die Vergleichsrechnungen wurden für den Stützquerschnitt und das Endauflager durchgeführt.

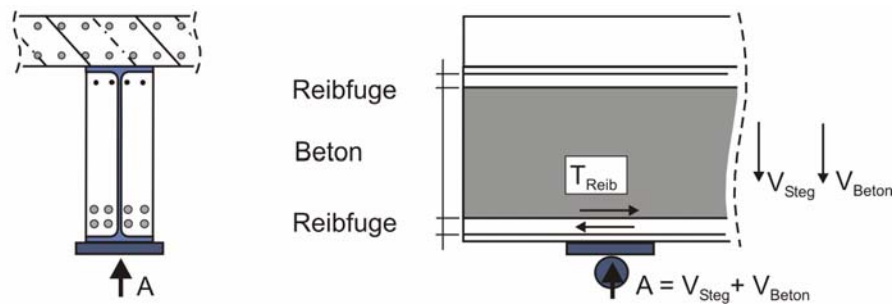
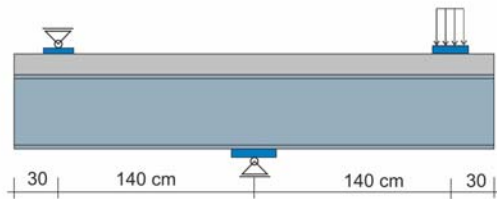
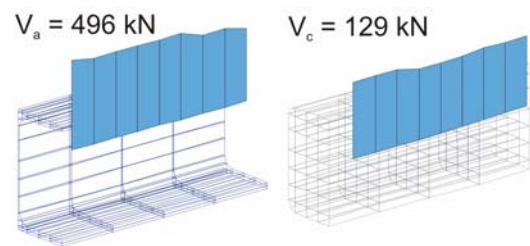


Bild 6.7: Aktivierung von Reibkräften am Auflager und einer Lasteinleitungsstelle

statisches System:

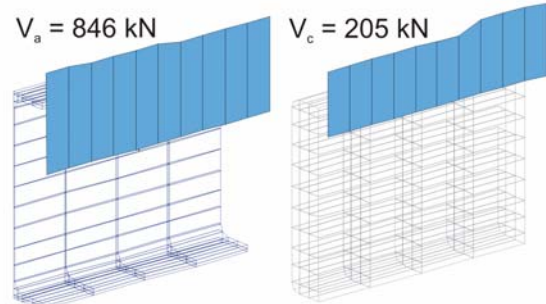
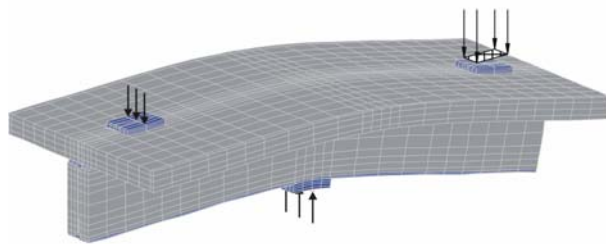


Querkraft im Stahlprofil und Kammerbeton:



HEA300:  $V_c / V_a = 129 / 496 = 0,26$

Biegelinie:



IPE500:  $V_c / V_a = 205 / 846 = 0,24$

Verhältnis der Querkrafttragfähigkeit [prEN1994]:

HEA300:  $V_{pl,c} / V_{pl,a} = 248 / 1157 = 0,21$

IPE500:  $V_{pl,c} / V_{pl,a} = 412 / 1823 = 0,22$

Bild 6.8: Bestimmung des Querkrafttraganteils des Stahlprofils und des Kammerbetons an einem Trägerausschnitt

### c) Reibspannungen infolge der Querkontraktion des Stahlprofils

Im positiven Momentenbereich erfährt das Stahlprofil eine Biege-Zugbeanspruchung. Nach dem Superpositionsprinzip kann diese in einen reinen Biegeanteil und einen Zuganteil aufgeteilt werden. Infolge der behinderten Querkontraktion des Steges durch den Kammerbeton entsteht die Druckspannung  $\sigma_{QK}$  (Bild 6.9). Mit zunehmender Zugbeanspruchung des Stahlprofils wird die Querkontraktion und damit die Querpressung des Kammerbetons erhöht.

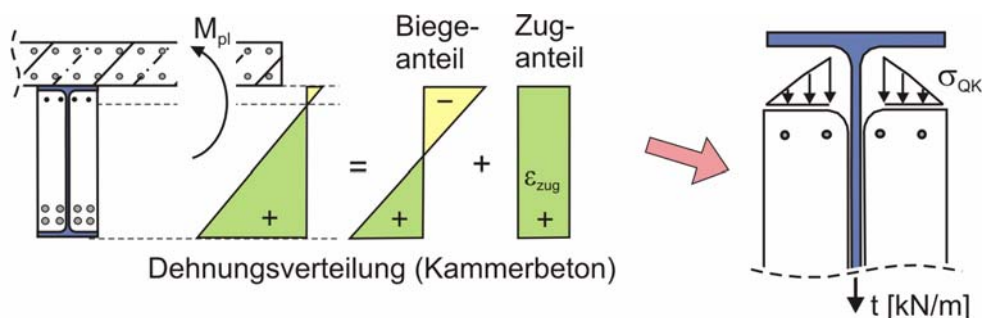


Bild 6.9: Reibkräfte infolge der behinderten Querkontraktion des Steges

Der Einfluss der Querkontraktion eines gezogenen Stahlträgers auf das Zusammenwirken von Stahlprofil und Kammerbeton wurde anhand eines Modellversuches numerisch untersucht (Bild 6.10). Die infolge der behinderten Querkontraktion in der Fuge zwischen Kammerbeton und Stahlprofil auftretende Druckkraft wurde in den Simulationen für eine Längszugspannung  $\sigma_s$  von 200 und 400 MPa berechnet.

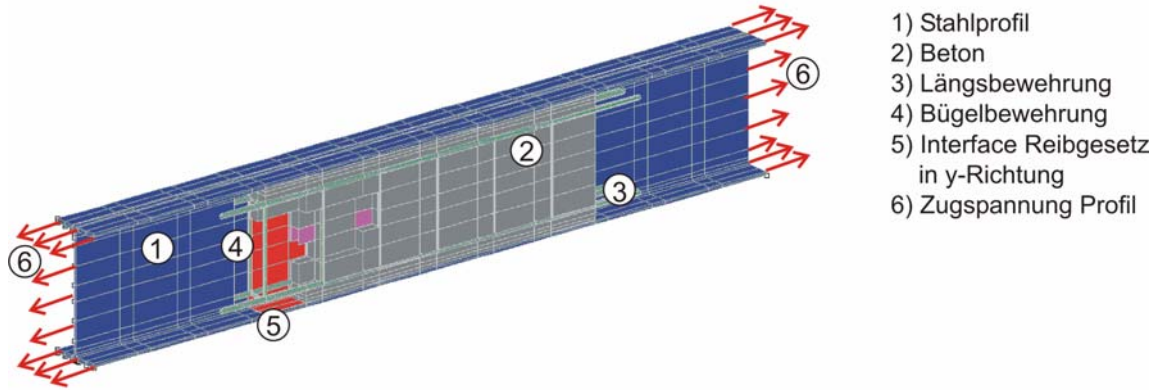
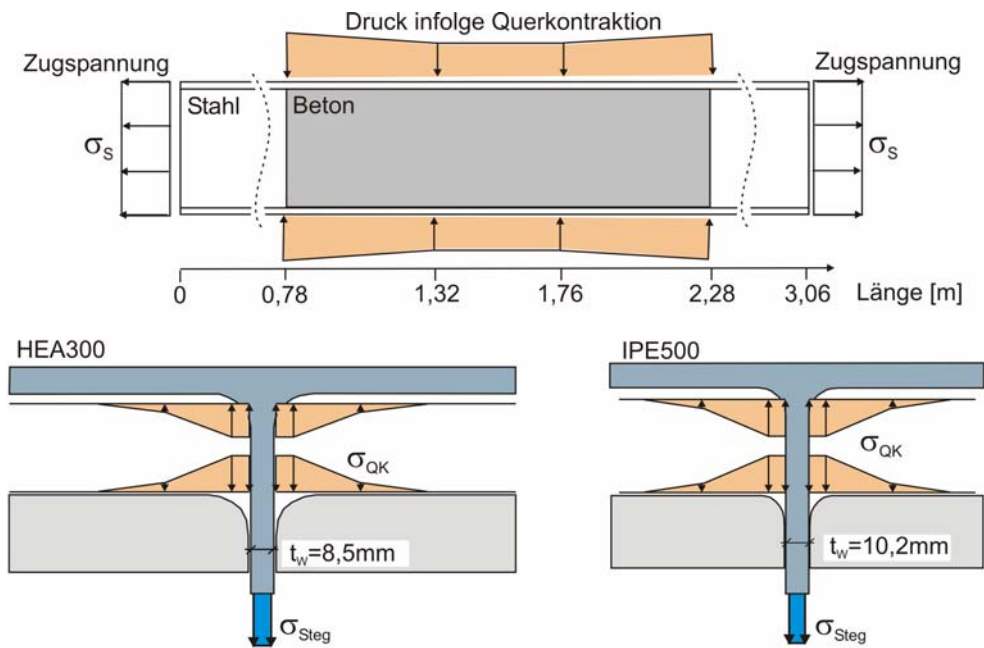


Bild 6.10: Finite Elemente Modell eines zentrisch gezogenen IPE500 Profils



vertikale Spannungen im Steg (IPE500):

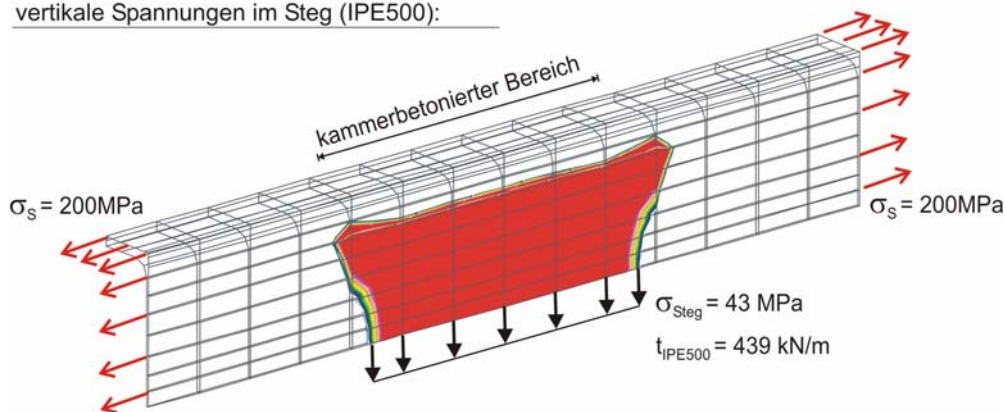
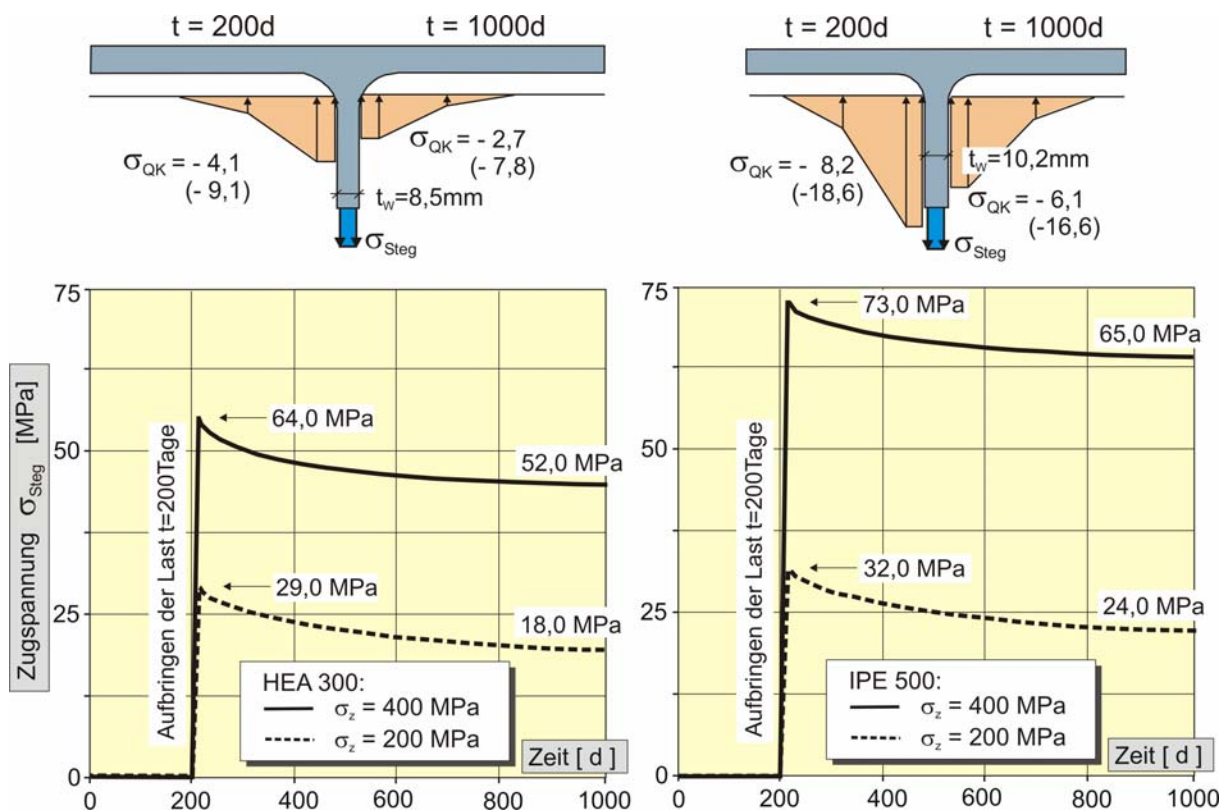


Bild 6.11: Rechnerische Zwangskraft im Steg des Stahlprofils infolge einer Längszugbeanspruchung des kammerbetonierten Profils

In Bild 6.11 ist der rechnerische Verlauf der Druckspannungen im Querschnitt und im Längsschnitt entlang der Trägerachse qualitativ dargestellt. Der Verlauf der Druckspannung über die Flanschbreite ist annähernd parabelförmig. Im Bereich der Abrundungen tritt der maximale Wert auf. Infolge der örtlich höheren Beanspruchung an den Enden des Betonkörpers wurden dort ca. 40 % größere Werte berechnet. Die Querpressung des Kammerbetons ist bei konstanter Querdehnzahl des Stahls ( $\nu = 0,3$ ) im elastischen und plastischen Bereich linear abhängig von der aufgetragenen Zugspannung und der Dicke des Steges. Die vertikale Zugkraft im Steg ist dabei ein Maß für die Einspannung des Kammerbetons zwischen den Flanschen des Stahlprofils. Für eine Zugspannung von 200 MPa beträgt die vertikale Zugkraft im Steg des HEA300 Profils  $t_{\text{HEA300}} = 332 \text{ kN/m}$ . Beim IPE500 Profil ist die Zwangskraft aufgrund des dickeren Steges und des höheren Profils größer ( $t_{\text{IPE500}} = 439 \text{ kN/m}$ ).

Anhand einer zeitabhängigen Berechnung wurde der Einfluss des Schwindens und Kriechens des Betons auf die Einspannung des Kammerbetons zwischen den Flanschen untersucht (Bild 6.12).



Längsschubkraft je Kammer:  $t_{\text{QK}} = \mu \cdot (\sigma_{\text{Steg}} \cdot t_w)$  [MN/m]; Pressung:  $\sigma_{\text{QK}} = (\sigma_{\text{Steg}} \cdot t_w) / ((b_F - t_w) \cdot k)$  [MN/m]

mit:  $\mu$  = Reibungskoeffizient,  $b_F$  = Flanschbreite,  $t_w$  = Stegdicke,  $\sigma_{\text{QK}}$  = Druckspannung  
 $k$  = numerisch ermittelter Integrationsfaktor (Parabel) = 0,2

Bild 6.12: Rechnerische vertikale Zugspannungen im Steg des Stahlprofils infolge einer Längszugspannung von  $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$  bzw.  $400 \text{ MPa}$  bei zeitabhängigem Betonverhalten

Hierzu wurde die Zugbeanspruchung bei einem Betonalter von 200 Tagen aufgebracht und dann bis 1000 Tage konstant gehalten. Das Schwind- und Kriechverhalten des Betons wurde vereinfachend nach [prEN1992] berücksichtigt. Durch das Schwinden des Betons entsteht ein Spalt zwischen dem Kammerbeton und den Stahlflanschen. Beim Aufbringen der Zugbeanspruchung schließt sich zunächst dieser Spalt bis schließlich eine Querpressung auf den



Kammerbeton wirkt. Die vertikale Zugkraft im Steg betrug bei einer Längszugbeanspruchung von  $\sigma_s = 200$  MPa und einem Belastungsalter von 200 Tagen 247 kN/m (HEA300) bzw. 326 kN/m (IPE500).

Nach Aufbringen der Zugbeanspruchung ( $t > 200$  Tage) treten weitere Verluste infolge Schwinden und Kriechen des Betons auf. Die rechnerische Abnahme der vertikalen Zugspannung im Steg  $\sigma_{\text{Steg}}$  ist in Bild 6.12 für den Zeitraum zwischen 200 und 1000 Tagen dargestellt. Bei einer Zugbeanspruchung von 200 MPa betrug die Abnahme der Querpressung des Kammerbetons ca. 30 %, sodass sich eine vertikale Zugkraft im Steg nach 1000 Tagen von 162 kN/m (HEA300) bzw. 245 kN/m (IPE500) ergab. Bei einer Zugbeanspruchung von 400 MPa betrug die Verluste zwischen 12 % (IPE500) und 18 % (HEA300). Die deutlich kleineren Verluste bei einer hohen Zugbeanspruchung deuten darauf hin, dass das Schwinden des Betons im Vergleich zum Kriechen einen überproportionalen Einfluss auf die Druckspannungen zwischen dem Kammerbeton und den Stahlflanschen hat. Für eine Zugspannung von 200 MPa und einen Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,5$  beträgt die rechnerische Verbundkraft je Kammer  $t_{\text{HEA300}} = 81$  kN/m bzw.  $t_{\text{IPE500}} = 122$  kN/m.

#### d) Reibkräfte infolge Krümmung des Verbundquerschnitts

Weitere Reibkräfte werden aktiviert, wenn sich der Beton in den Kammern des gekrümmten Stahlträgers verklemt. Die Verformungsfigur des Stahlbetonquerschnitt weist in der Berührungsfläche zum Flansch des Stahlprofils aufgrund der Rissbildung bereichsweise lineare Abschnitte auf, während die Biegelinie des Stahlflansches einen kontinuierlichen Verlauf besitzt. An den Biegerissen treten senkrecht zur Fuge zwischen Beton und Stahlflansch Druckspannungen auf und bei entsprechendem Schlupf werden Reibkräfte aktiviert. Die Reibkräfte infolge der Klemmwirkung sind abhängig von der Krümmung und der Querschnittsgeometrie des Verbundquerschnitts. Da diese Reibspannungen stets mit den Effekten aus der Querkontraktion oder Querdehnung überlagert werden, ist eine Berechnung zurzeit nur mit nicht-linearen Finite Elemente Berechnungen möglich (Bild 6.13).

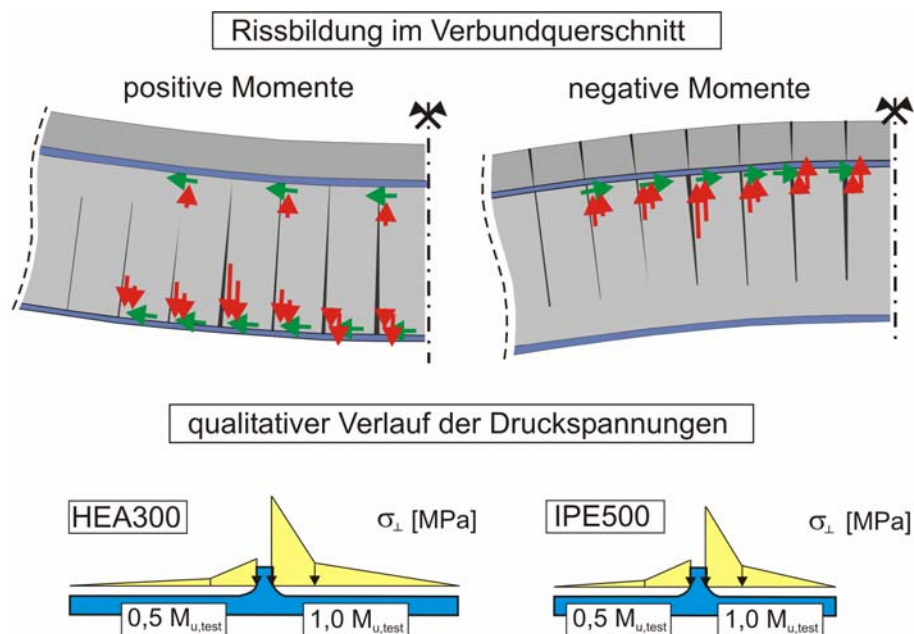


Bild 6.13: Reibkräfte infolge Krümmung des Verbundquerschnitts



### 6.3.3 Numerische Quantifizierung der Reibkräfte beim Biegeträger

In Bild 6.14 sind die in den eigenen Biegeversuchen und den Finite Elemente Berechnungen ermittelten Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil gegenübergestellt. Die rechnerischen Werte der Verbundquerschnitte mit verdübeltem Kammerbeton EC1/3, S1/3 und H1/3 weisen eine gute Übereinstimmung mit den anhand der experimentellen Dehnungsverteilung ermittelten Längsschubkräften auf.

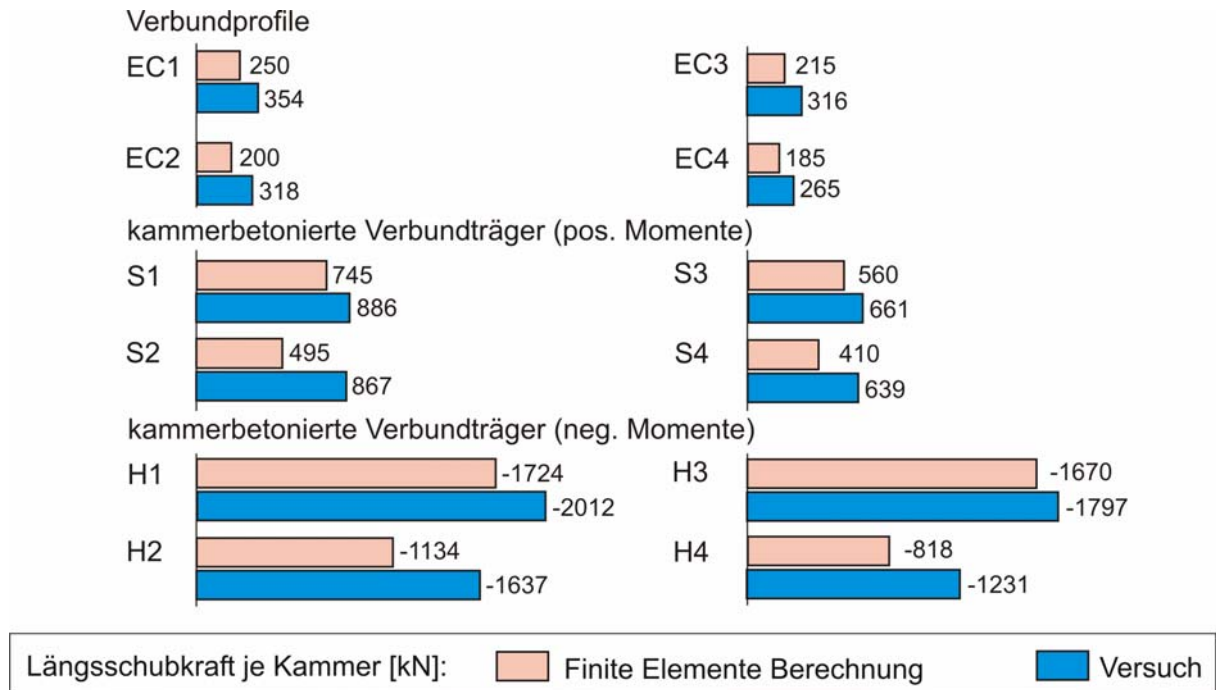


Bild 6.14: Längsschubkräfte zwischen Kammerbeton und Stahlprofil der eigenen Verbundträgerversuche und der Finite Elemente Simulationen

Für die Verbundquerschnitte mit unverdübeltem Kammerbeton EC2/4, S2/4 und H2/H4 wurden 45 bis 60 % der experimentellen Längsschubkräfte berechnet. Diese Längsschubkräfte wurden in der Simulation mit den in Kap. 6.3.2 beschriebenen Reibmechanismen übertragen. Die Berechnungen wurden für einen Reibbeiwert von  $\mu = 0,8$  und einem Stahlprofil ohne Imperfektion durchgeführt. Die Welligkeit der Flanschoberfläche und eine Veränderung des Flanschabstandes entlang der Stahlträgerachse rufen jedoch weitere Reibkräfte hervor (vgl. Kap. 4.6.3), die in der Berechnung nicht erfasst wurden. Die Berücksichtigung dieser Reibkräfte würde zu einer besseren Übereinstimmung mit den experimentellen Werten führen.

In Bild 6.15 ist der rechnerische Verlauf der Längsdruckkraft des Kammerbetons entlang der Verbundträgerachse für die Verbundträger H3/4 und S3/4 dargestellt. Bei den Trägern mit verdübeltem Kammerbeton wurde ca. 25 % der Längsschubkräfte mit Reibspannungen übertragen. Beim Träger H4 wird bis zum Auflagerbereich eine Schubkraft von ca. 220 kN/m infolge der Querschnittskrümmung und der Querdehnung des gedrückten Kammerbetons übertragen. Der Trägern S4 aktiviert infolge der Querschnittskrümmung und der Querkontraktion des gezogenen Stahlprofils eine Schubkraft von ca. 70 kN/m. Im Auflagerbereich werden bei beiden Trägern die Traganteile des Dübels, die Reibkräfte aus den Druckstreben

zwischen dem Dübel und den Flanschen sowie die Reibkraft infolge der Pressung am Auflager aktiviert.

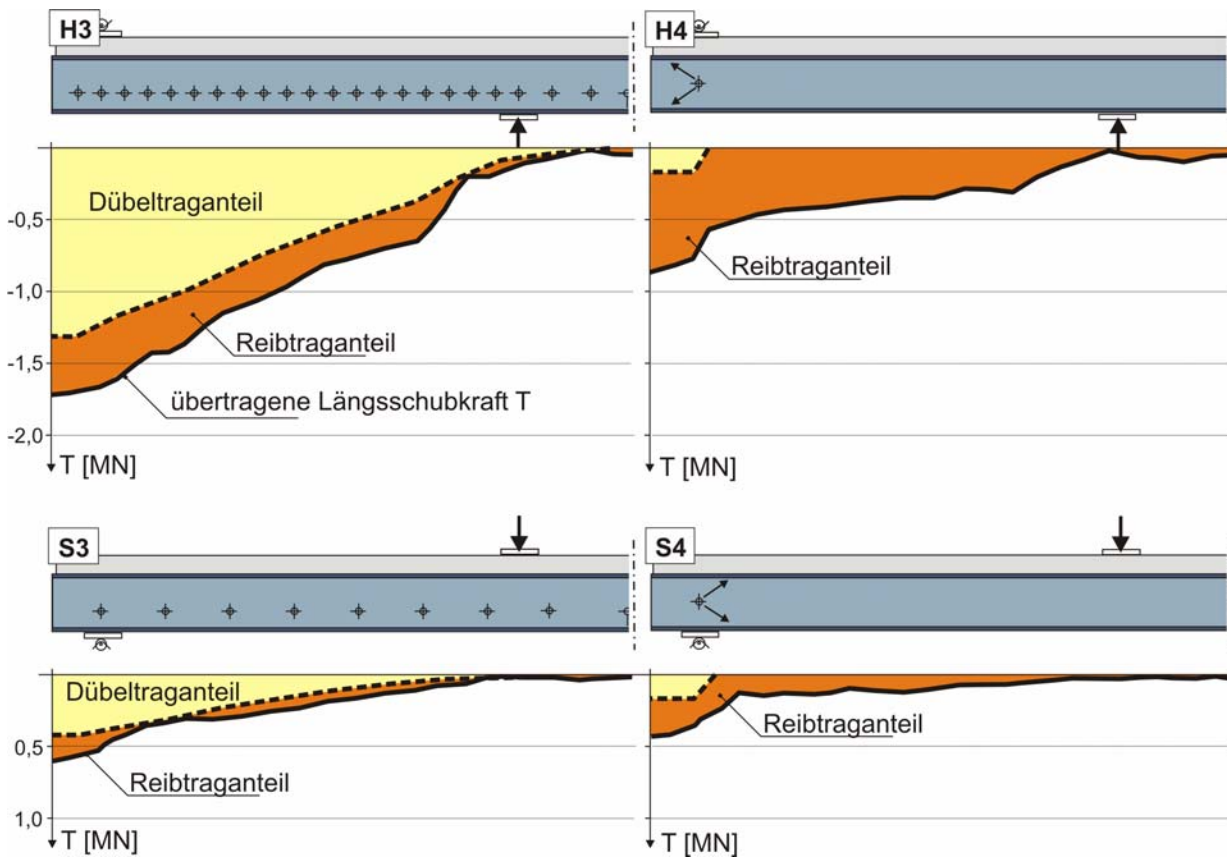


Bild 6.15: Rechnerischer Verlauf der Längsschubkraftübertragung vom Kammerbeton ins Stahlprofil (je Kammer)

## 6.4 Momenten-Rotationsverhalten

### 6.4.1 Einflussfaktoren auf die Rotationsfähigkeit

Das Rotationsvermögen wird zur Beurteilung der Verdrehfähigkeit eines Querschnitts im Fließgelenk herangezogen. In der Regel wird am Stützquerschnitt eines Durchlaufträgers das plastische Moment zuerst erreicht. Damit auch die plastische Querschnittstragfähigkeit im Feld ausgenutzt werden kann, muss am Stützquerschnitt eine ausreichende plastische Rotation (gegenseitige Verdrehung) stattfinden. Dabei darf der Widerstand des Stützquerschnittes das angesetzte plastische Moment nicht unterschreiten. Die Größe der erforderlichen Umlagerung ist von der Systemgeometrie, der Belastung und vor allem von dem Unterschied zwischen plastischem Feld- und Stützmoment abhängig. Bei Verwendung von Kammerbeton nimmt das Momentenverhältnis und damit die Größe des umzulagernden Momentes ab (Tab 6.3).

BEAM	ohne Kammerbeton <sup>1)</sup>		mit Kammerbeton				
	B100/B600	B100/B400	B200/B500 <sup>1)</sup>	DL1f/DL1s	DL2f/DL2s	S1/H1	S3/H3
Moment	Feld/Stütze	Feld/Stütze	Feld/Stütze	Feld/Stütze	Feld/Stütze	Feld/Stütze	Feld/Stütze
$M_{pl, test}$ [kNm]	1151/776	1151/860	1353/1226	1719/1891	3117/3292	3001/3116	1728/1850
$M_F/M_S$ [-]	1,48	1,34	1,10	0,90	0,90	0,96	0,93

<sup>1)</sup> Versuche aus [EGKS2000]

Tab. 6.3: Verhältnis aus plastischem Feld- zu Stützmoment ( $M_F/M_S$ ) vergleichbarer Versuchsträger

In Tabelle 6.4 sind die Einflussfaktoren auf die Rotationsfähigkeit auf der Grundlage der Untersuchungen von [Sed1997], [Fel1994], [Mau1992], [Sed1992], [Kem1991], [Kre1991], [Kem1990], [Roi1987], [Kuh1986], [Kem1985] und [Ans1984] dargestellt. Der Einfluss des statischen Systems auf den elastischen  $\varphi_{el}$  und plastischen Rotationsanteil  $\varphi_{pl}$  ist in Bild 2.16 dargestellt.

	Einflussfaktor	$\varphi_{el}$	$\Delta\varphi$
statisches System und Belastung	steiler Momentengradient, z.B. 3-Punkt-Biegeversuche	o	-
	Zunahme der Schlankheit (z.B. Erhöhung der Stützweite)	+	o
Querschnitt des Stahlprofils	Zunahme der Schlankheiten: Druckflansch b/t, Steg h/w	o	-
Bewehrung des Betongurtes	Bewehrungsgrad	-	+
	Konzentration der Bewehrung über dem Stahlprofil	o	+
Materialkennwerte Stahlprofil	Zunahme der Streckgrenze $f_y$	++	o
	Zunahme des Streckgrenzenverhältnisses $f_u / f_y$	o	++
Materialkennwerte Biegezugbewehrung	Zunahme der Streckgrenze $f_y$	++	o
	Zunahme des Streckgrenzenverhältnisses $f_u / f_y$	o	++

Anmerkung: - Abnahme; + Zunahme; o kein Einfluss

Tab. 6.4: Einflussfaktoren auf die Rotationskapazität im negativen Momentenbereich

### 6.4.2 Finite Elemente Simulation – Einfeldträger

In den Diagrammen (Bild 6.16 und 6.17) sind jeweils die Momenten-Rotationskurven der Finite Elemente Simulationen und bei den unverdübelten Trägern der Streubereich bei Variation des Reibungsbeiwertes  $\mu$  zwischen 0,4 und 0,8 dargestellt. Um einen Vergleich der rechnerischen und experimentellen Kurven nach Augenschein zu ermöglichen, wurde eine Skalierung der Achsen auf die maximalen Momente bzw. Rotationen der jeweiligen Versuche vorgenommen.

Das globale Tragverhalten, d.h. die Anfangssteifigkeit, der linear-elastische Bereich, das Plastizieren des Stahlträgers und die Bruchlast konnten in den Berechnungen der eigenen Biegeversuche mit Verbundprofilen und Verbundträgern zutreffend abgebildet werden.

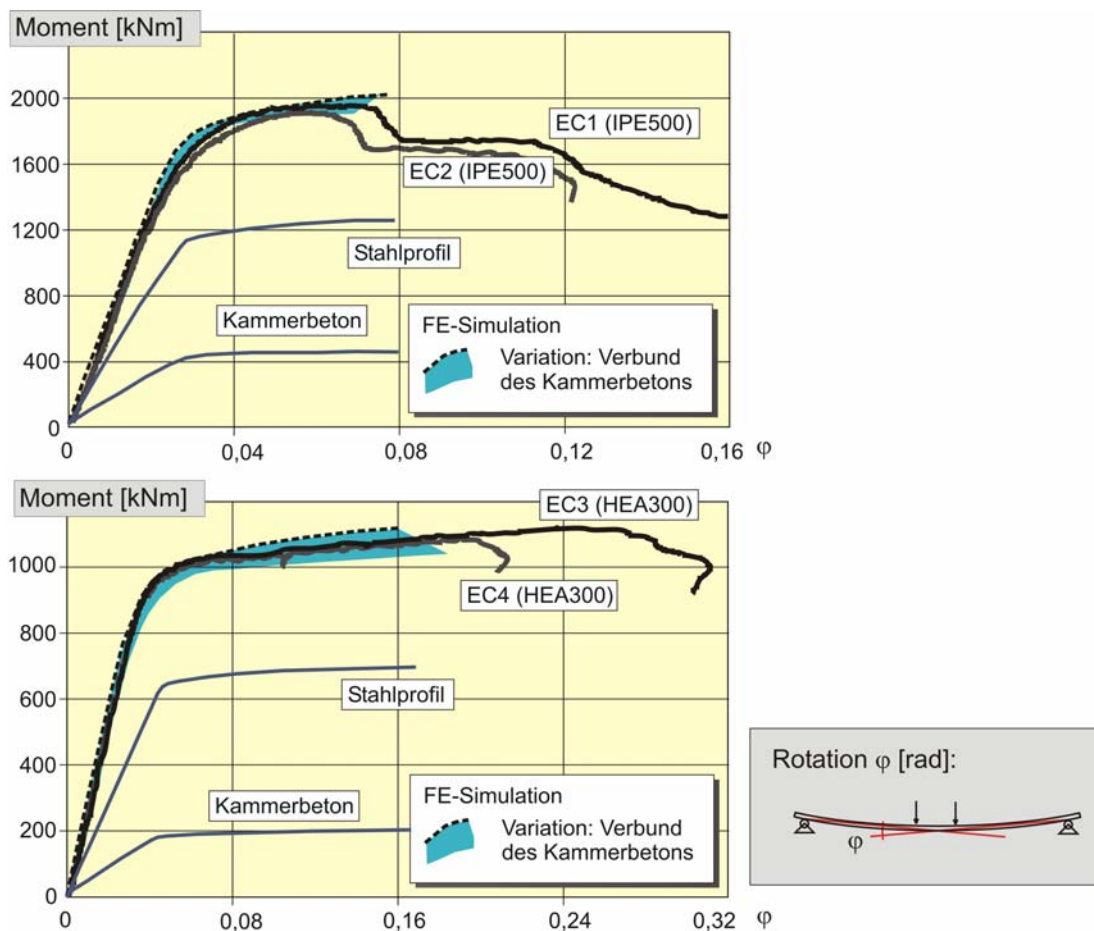


Bild 6.16: Momenten-Rotationsverhalten der eigenen Versuche an kammerbetonierten Profilen im Vergleich mit numerischen Simulationen

Bei den Verbundprofilen wird der Kammerbeton unabhängig von der Art der Verdübelung am Lastabtrag beteiligt. In Bild 6.16 sind die Traganteile des Stahlträgers und des Betonquerschnitts dargestellt. Da die Nulllinien des Stahlträgers und des Kammerbetons nahezu identisch sind, ist der Verbundtraganteil des Kammerbetons gering. In den Versuchen begann der Druckflansch in Trägermitte zu Beulen und es bildete sich ein Fließgelenk. Bei konstantem Moment konnte die Querschnittsrotation insbesondere bei den HEA-Profilen gesteigert werden. Die Berechnung divergierte, wenn die vom Umschnürungsgrad abhängige mehraxiale Betonbruchstauchung im Kammerbeton überschritten wurde.

Das Beulen des Stahlprofils konnte in den Berechnungen nicht abgebildet werden, da in der geometrisch-linearen Berechnung die Elementverformungen bei der Aufstellung des Lastvektors nicht berücksichtigt werden.

Die rechnerischen Momenten-Rotationskurven der Verbundträgerversuche S1 bis S4 sind in Bild 6.17 dargestellt. Mit zunehmender Querschnittshöhe und zunehmender Verdübelung des Kammerbetons divergiert die Berechnung im positiven Momentenbereich nach Erreichen des plastischen Astes frühzeitig. Die Querschnittsrotation der Versuche konnte im FE-Modell nicht erreicht werden, da die Berechnung bei einer maximalen Bruchstauchung  $\varepsilon_{cu} = -4,5\%$  des Betondruckgurtes in der Randfaser divergiert. In den Versuchen finden Spannungsumlagerungen in der Betondruckzone von der hoch beanspruchten Plattenmitte zu den Rändern hin statt. Diese Umlagerungen haben ein duktileres Bauteilverhalten und dadurch eine größere plastische Rotation zur Folge.

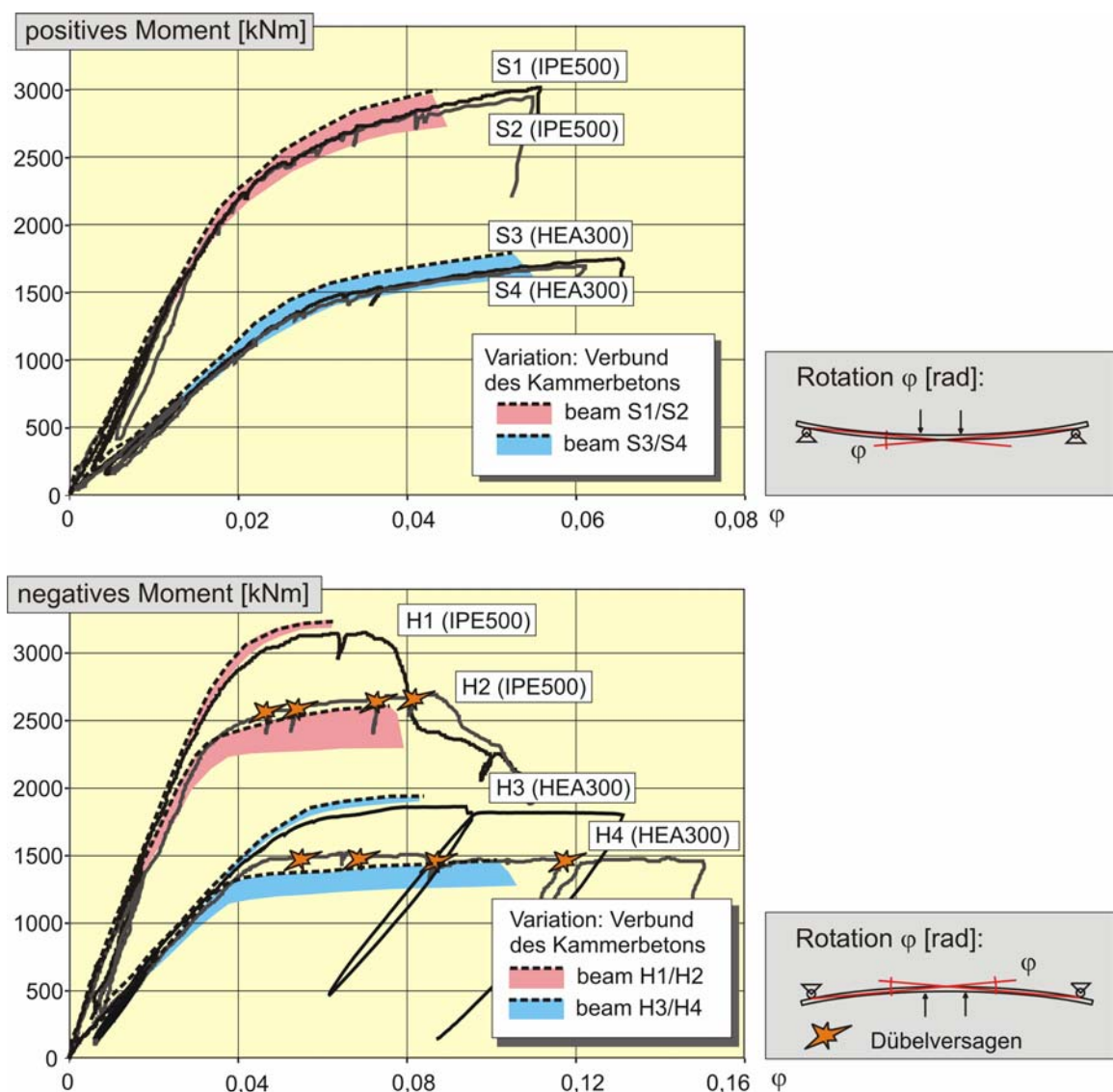


Bild 6.17: Momenten-Rotationsverhalten der Trägerversuche S1, S2 (IPE500) bzw. S3, S4 (HEA300) und H1, H2 (IPE500) bzw. H3, H4 (HEA300) im Vergleich mit numerischen Simulationen

Unter negativer Momentenbeanspruchung befindet sich die Druckzone im unteren Drittel des Verbundquerschnitts. Insbesondere bei vollständiger Verdübelung des Kammerbetons, d.h. die Dehnungsverteilung des Kammerbetons entspricht der des Stahlprofils, treten mit



zunehmender Querschnittsrotation Betonstauchungen oberhalb der einaxialen Bruchstauchung auf. Während im Versuch infolge des Beulens des Druckflansches große Querschnittsrotationen erreicht wurden, divergiert die Berechnung, wenn die vom Umschnürungsgrad abhängige mehraxiale Betonbruchstauchung überschritten wurde. Mit abnehmendem Verdübelungsgrad des Kammerbetons nehmen die plastischen Querschnittsrotationen zu, da der Kammerbeton mit zunehmendem Schlupf weniger stark beansprucht wird und dadurch geringere Betonstauchungen auftreten.

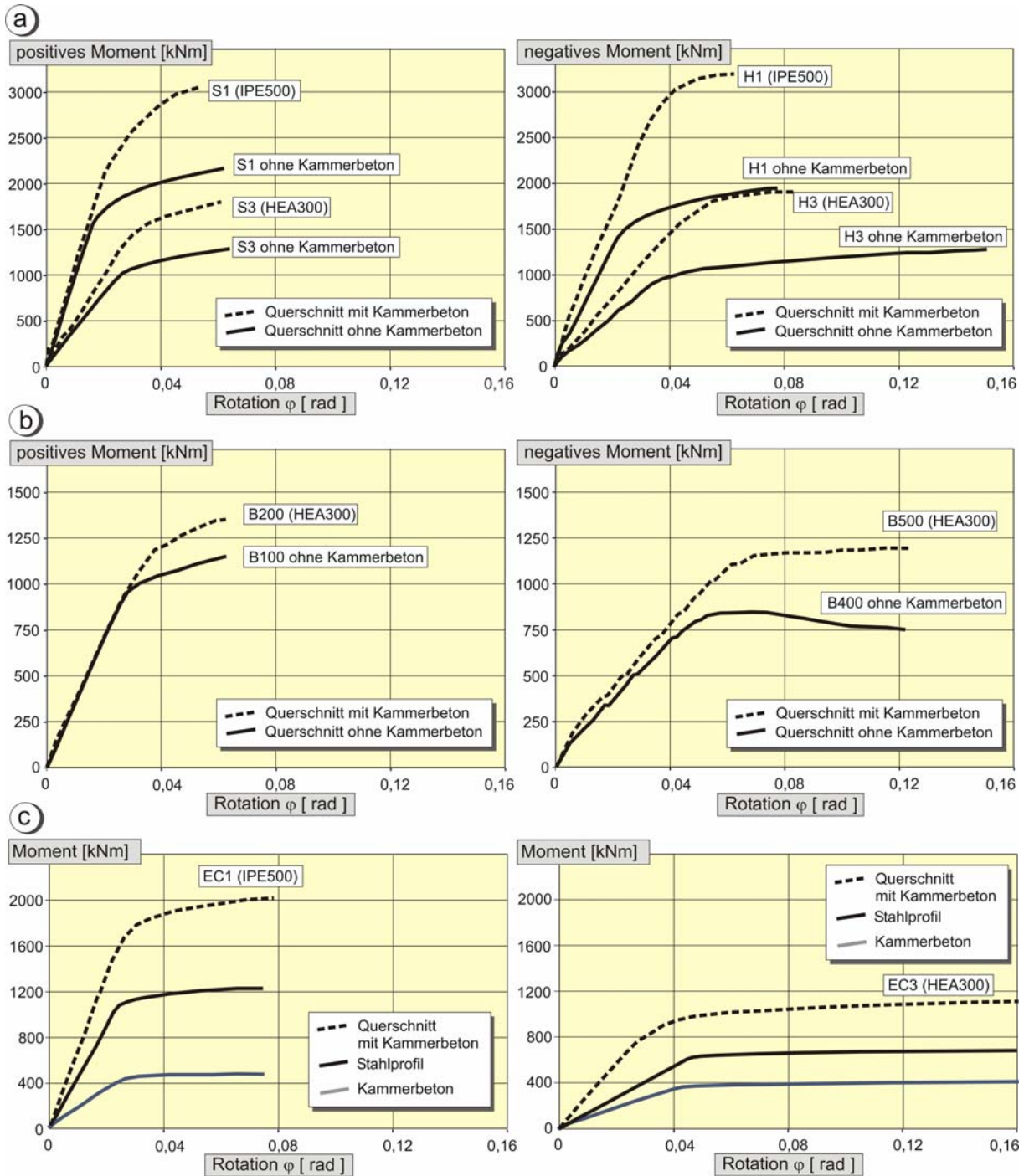


Bild 6.18: Einfluss des Kammerbetons auf das Momenten-Rotationsverhalten:  
 (a) rechnerische Momenten-Rotationskurven der eigenen Verbundträgerversuche  
 (b) experimentelle Momenten-Rotationskurven der Verbundträger aus [EGKS2000]  
 (c) rechnerische Momenten-Rotationskurven der eigenen Verbundprofilversuche

Zur Quantifizierung der Traglaststeigerung durch den hochfesten Kammerbeton wurden die eigenen Versuchsträger mit und ohne Kammerbeton nachgerechnet. Die Versuche aus [EGKS2000] erlauben einen direkten experimentellen Vergleich von Versuchsträgern mit Kammerbeton (B200 und B500) und Trägern ohne Kammerbeton (B100 und B400). Die in Bild 6.18 dargestellten Momenten-Rotationskurven verdeutlichen den Traglastgewinn unter positiver und insbesondere unter negativer Momentenbeanspruchung infolge des Kammerbetons. Im Stützbereich ist außerdem eine nennenswerte Zunahme der Steifigkeit unter Gebrauchslasten zu erkennen. Bei den kammerbetonierten Profilen (Verbundprofil) beträgt der Traglastgewinn infolge Verbund zwischen Kammerbeton und Stahlprofil lediglich 4 bis 10 %, da der innere Hebelarm des Stahlbetonquerschnitts nahezu mit dem des Verbundquerschnitts übereinstimmt.

Anhand der rechnerisch und experimentell ermittelten Momenten-Rotationskurven lassen sich die folgenden Aussagen für kammerbetonierte Profile und Verbundträger ableiten:

- Ein nennenswerter Anteil der Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wird durch Reibkräfte übertragen.

#### Kammerbetonierte Profile

- Die Biegesteifigkeit unter Gebrauchslasten ist unabhängig von der Verdübelung des Kammerbetons.
- Die rechnerische Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil kann durch Reibkräfte übertragen werden.
- Die Traglaststeigerung gegenüber einem Stahlprofil ohne Kammerbeton betrug für die gewählte Längsbewehrung des Kammerbetons 60 bis 70 %.
- Die Traglaststeigerung infolge Verbundwirkung betrug 4 bis 10 %.

#### Verbundträger - positive Momente

- Die Biegesteifigkeit unter Gebrauchslasten ist unabhängig von der Verdübelung des Kammerbetons.
- Die rechnerische Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil kann durch Reibkräfte übertragen werden.
- Die Traglaststeigerung gegenüber einem Verbundträger ohne Kammerbeton betrug für die gewählte Längsbewehrung des Kammerbetons 20 bis 40 %.
- Die Traglaststeigerung infolge Verbundwirkung betrug 5 bis 10 %.

#### Verbundträger - negative Momente

- Reduzierte Anfangssteifigkeit bei unverdübeltem Kammerbeton.
- Die rechnerische Längsschubkraft kann nur bei ausreichender Verdübelung des Kammerbetons ins Stahlprofil übertragen werden.
- Die Traglaststeigerung gegenüber einem Verbundträger ohne Kammerbeton betrug für die gewählte Längsbewehrung des Kammerbetons 60 bis 65 %.
- Die Traglaststeigerung infolge Verbundwirkung betrug ca. 50 %.

### 6.4.3 Finite Elemente Simulation - Durchlaufträger

Um die Lastniveaus für die Phasen (1) bis (5) der Durchlaufträgerversuche festzulegen wurden die Träger DL1 und DL2 berechnet. In Bild 6.19 ist die Verformungsfigur des Finite Elemente Modells am Beispiel des Trägers DL2 für den Bruchzustand des Feldquerschnitts dargestellt.

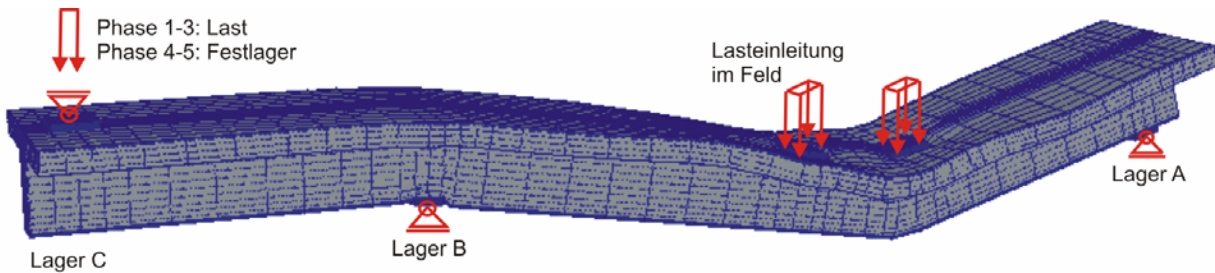


Bild 6.19: Berechnete Verformungsfigur des Versuchsträgers DL2 (IPE500) bei Erreichen der Bruchlast im Feld (Überhöhung der Verformung: 4:1)

Die Bruchlasten des Feld- und Stützquerschnitts, sowie die einzelnen Belastungsphasen wiesen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen auf [DFG2005]. Die Momentenumlagerung konnte aufgrund der geringeren Rotation (Bild 6.20) in der Simulation nur zu 80 % abgebildet werden. Mit dem Überschreiten der Bruchstauchung der Betonelemente des Betongurtes im Feld divergierte die Berechnung.

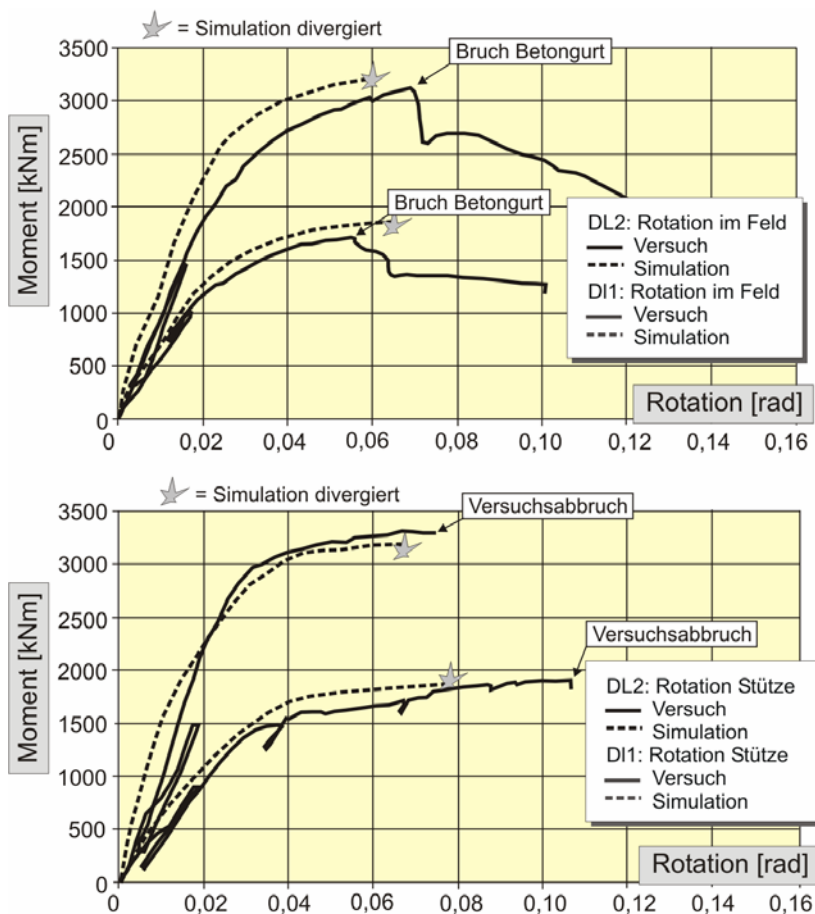


Bild 6.20: Vergleich der berechneten Querschnittsrotation des Feld- (oben) und des Stützquerschnitts (unten) mit den Momenten-Rotationskurven der Versuche DL2 und DL1

## 6.5 Duktilität der Verbundfuge

### 6.5.1 Allgemeines

Zur Aufnahme der Längsschubkraft in der Verbundfuge muss ein definierter Schlupf zwischen dem Kammerbeton und dem Stahlträger auftreten. Wenn der Verbundträger durch reine Biegung beansprucht wird, entspricht die Längsschubkraft der Normalkraft im frei geschnittenen Querschnitt des Kammerbetons und der Längsbewehrung. Bei vollständiger Verdübelung stimmt die Nulllinie des Kammerbetons mit der des Stahlträgers überein. An jeder Stelle  $x$  des Trägers steht die Summe der durch die Kopfbolzendübel und Reibkräfte übertragenen Längsschubkräfte mit der Normalkraft des Kammerbetons im Gleichgewicht. Wird der Kammerbeton nur für einen Teil der rechnerischen Längsschubkraft verdübelt stimmt die Nulllinie des Kammerbetons nicht mehr mit der des Stahlträgers überein. Der Verbundtrageanteil des Kammerbetons nimmt ab.

Damit die Verbundmittel äquidistant entlang des Stahlträgers angeordnet werden können, müssen Umlagerungen zwischen den einzelnen Kopfbolzendübeln stattfinden können. Dies erfordert insbesondere bei teilweiser Verdübelung eine bestimmte Duktilität der Verbundmittel.

### 6.5.2 Verformungsfähigkeit von Kopfbolzendübeln

Das Trag- und Verformungsverhalten von kammerbetonierten Verbundträgern wird durch die Scherkraft-Schlupfkurve der verwendeten Verbundmittel beeinflusst. Dabei bestimmt die elastische Verformung  $\delta_{el}$  den erforderlichen Schlupf bei dem die charakteristische Tragfähigkeit des Verbundmittels erreicht wird. Die plastische Verformung  $\delta_{u,pl}$  gibt den maximal möglichen Schlupf an, bei dem die charakteristische Tragfähigkeit wieder unterschritten wird. Demnach ist die rechnerische Tragfähigkeit der Verbundfuge für Schlupfwerte zwischen  $\delta_{el}$  und  $\delta_{u,pl}$  sichergestellt.

Das Scherkraft-Schlupfverhalten von Kopfbolzendübeln  $\varnothing 22$  mm in kammerbetonierten Profilen wurde von ROIK und HANSWILLE [Roi1983] als „...äußerst gutmütig mit sehr großen plastischen Deformationen“ beschrieben. Der eigene Referenzversuch PO II 10 (vgl. Kap. 3.5) bestätigt, dass dieses Verhalten im Wesentlichen auf den verwendeten normalfesten Beton B25 zurückzuführen ist.

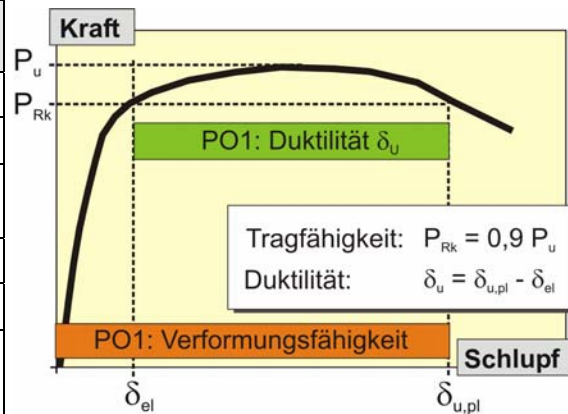
In hochfestem Beton weisen Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm eine vergleichsweise geringe Duktilität auf, wie es die statistische Auswertung der eigenen und der Versuche in [Döi2001] bestätigt. In den Abscherversuchen an kammerbetonierten Profilen wurde im Vergleich zum Push-Out Standard Test eine deutlich größere Verformungsfähigkeit  $\delta_{u,pl}$  und eine gesteigerte Duktilität  $\delta_u$  erzielt (Tab. 6.5). Jedoch ist der Fraktilwert der Duktilität  $\delta_u$  bei den kammerbetonierten Profilen aufgrund der größeren Streuung der Versuchsergebnisse kleiner.

Nach [prEN1994] gelten Verbundmittel welche das Duktilitätskriterium  $\delta_{uk} \geq 6$  mm erfüllen als duktil (vgl. Kap.3.2). Bei der Verdübelung des Kammerbetons gelten jedoch unter Umständen andere Duktilitätsanforderungen. Aufgrund des speziellen Tragverhaltens der Verbundmittel im Kammerbeton wurde der Einfluss der Scherkraft-Schlupfbeziehung auf das Momenten-Rotationsverhalten des Verbundträgers anhand numerischer Simulationen untersucht.

		Mittelwert <sup>1)</sup>	5 % Fraktil <sup>1)</sup>	Varianz <sup>1)</sup>
Abscherversuche [Döi2001], n = 11				
Duktilität $\delta_u$		4,83	3,39	0,74
Verformungsfähigkeit $\delta_{u,pl}$	[mm]	5,40	3,85	0,86
Abscherversuche [DFG2005], n = 23				
Duktilität $\delta_u$		5,33	2,71	3,54
Verformungsfähigkeit $\delta_{u,pl}$	[mm]	7,00	4,09	3,94

<sup>1)</sup> statistische Auswertung nach [prEN1990]

Tab. 6.5: Verformungsfähigkeit und Duktilität in Abscherversuchen mit kammerbetonierten Profilen [DFG2005] und im Push-Out Standard Test [Döi2001]



### 6.5.3 Einfluss auf das Momenten-Rotationsverhalten

Mit dem in Kapitel 6.2 vorgestellten Finite Elemente Modell wurden die Dübelverformungen der Biegeträger berechnet und ausgewertet. In Tabelle 6.6 sind die rechnerischen Dübelverformungen am Auflager  $\delta_{AL}$  und an der Lasteinleitung  $\delta_{LE}$  bei 95 % der rechnerischen Bruchlast aufgelistet.

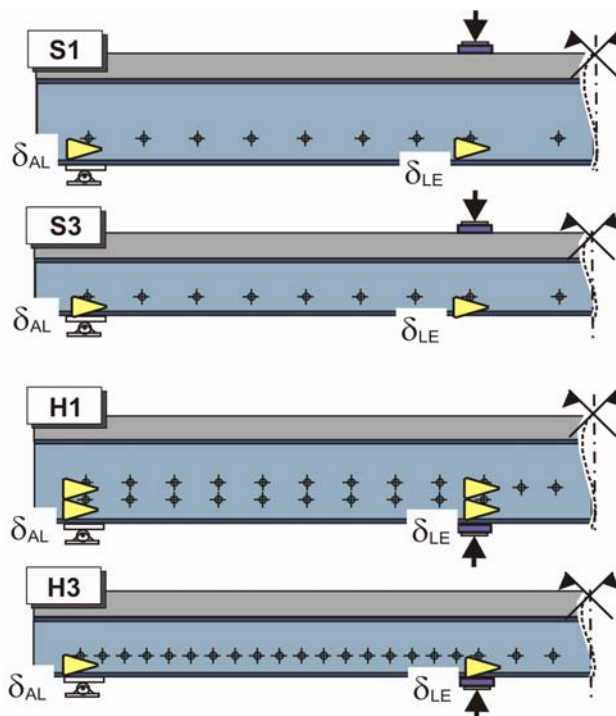
Versuch	$\delta_{AL}$ [mm] <sup>1)</sup>	$\delta_{LE}$ [mm] <sup>1)</sup>
Verbundprofile		
EC1 <sup>2)</sup>	+0,10 / -0,06	+0,13 / +0,04
EC2	+0,79	-
EC3	+0,1	+0,18
EC4	+0,28	-
Verbundträger (positive Momente)		
S1	-0,21	-0,24
S2	-1,10	-
S3	-0,14	-0,10
S4	-1,47	-
Verbundträger (negative Momente)		
H1 <sup>2)</sup>	+0,3 / +0,05	+0,40 / +0,12
H2	+11,2 <sup>3)</sup>	-
H3	+0,7	+0,8
H4	+11,2 <sup>3)</sup>	-

<sup>1)</sup> positive Werte: Kammerbeton bewegt sich relativ zum Stahlprofil nach außen

<sup>2)</sup> Dübelverformung der oberen / unteren Dübelreihe

<sup>3)</sup> maximale Dübelverformung im Abscherversuch  $\delta_{u,pl} = 11,2$  mm

Tab. 6.6: Rechnerische Dübelverformung  $\delta$  der eigenen Versuchsträger bei 95 % der rechnerischen Bruchlast



Aufgrund der kleinen Längsschubkraftübertragung wurden die Dübel in den Kammern der Verbundprofile lediglich gering beansprucht. Bei den Verbundträgern unter positiver Momentenbeanspruchung plastizierten die Dübel der unverdübelten Träger S2 und S4. Unter



negativer Momentenbeanspruchung wurden bei den Trägern H2 und H4 die maximalen Schlupfwerte der Abscherversuche überschritten.

In Bild 6.21 ist der Versagenszeitpunkt des Kopfbolzendübels am Auflager der Träger H2 und H4 in Abhängigkeit von der Verformungsfähigkeit  $\delta_{u,pl}$  im Momenten-Rotationsdiagramm dargestellt. Wird für die Verformungsfähigkeit des Dübels der Fraktilwert  $\delta = 4,1$  mm (Tab. 6.6) angesetzt ist ein Tragfähigkeitsverlust von ca. 7 % und eine deutlich reduzierte Rotationsfähigkeit im Vergleich zum Maximalwert der Abscherversuche von  $\delta = 11,2$  mm zu erwarten.

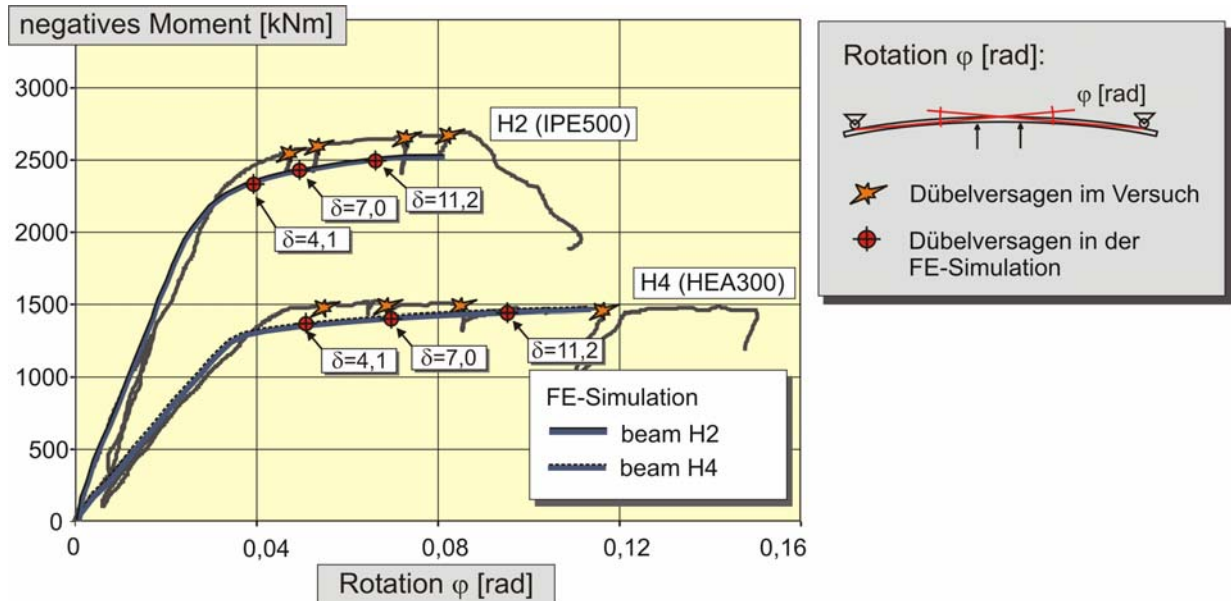


Bild 6.21: Zeitpunkt des Dübelsversagens für den Fraktilwert, Mittelwert und Maximalwert der Verformungsfähigkeit nach Tab. 6.6

## 6.6 Plastische Systemberechnung

### 6.6.1 Rechenverfahren zur Bestimmung der M- $\phi$ -Beziehung

Die Berechnung der Rotationsfähigkeit von Verbundträgern im negativen Momentenbereich erfordert eine möglichst genaue Abbildung des in der Fließzone auftretenden Beulmechanismus (Bild 6.22). Die Beulgeometrie von Stahlprofilen wird nach [Fel1994] in erster Linie von Streuungen in den Festigkeiten und in den Querschnittsabmessungen beeinflusst. Bei kammerbetonierten Verbundträgern sind für das lokale Beulen zusätzlich das Verhalten des Betongurtes, der Verbundfuge und des Kammerbetons von Bedeutung. Die Beulgeometrie und die Beullänge sind daher in der Regel nicht exakt vorhersehbar, sodass auf Versuchsergebnisse zurückgegriffen werden musste.

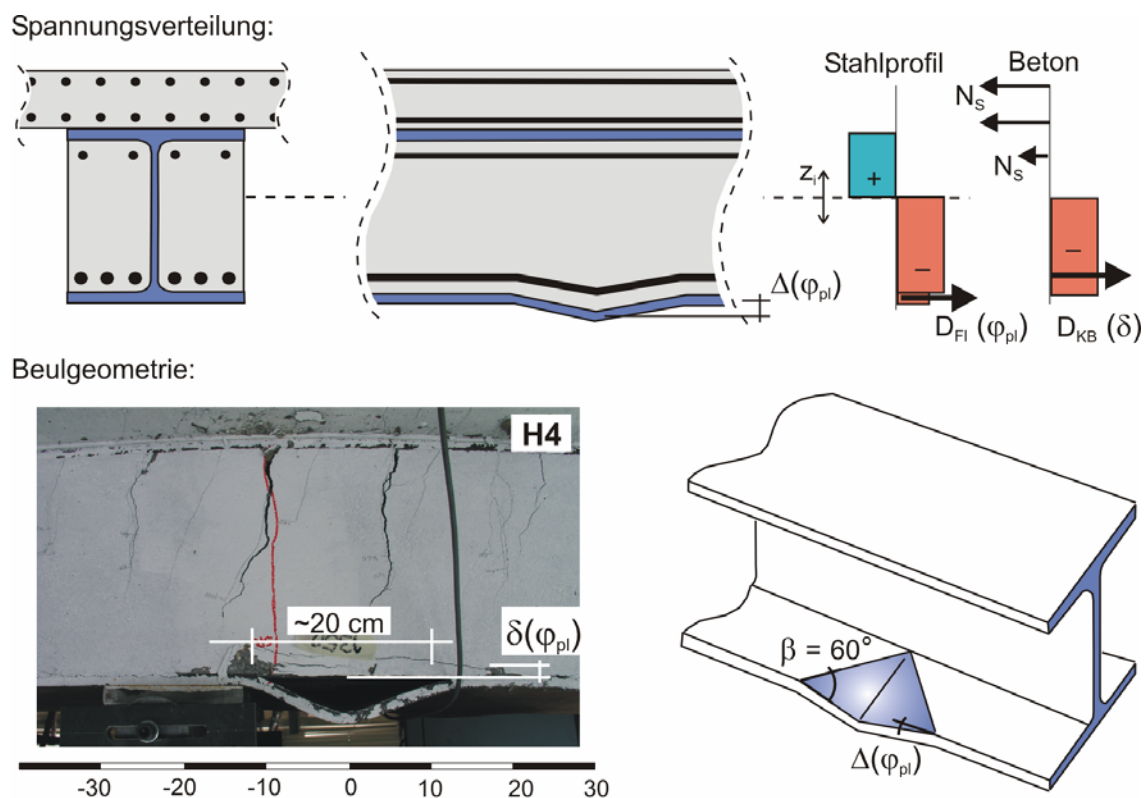


Bild 6.22: Spannungsverteilung des Verbundquerschnitts in Abhängigkeit vom beulenden Druckflansch  $D_{FI}(\varphi_{pl})$  und Beulform im Versuch H1

Zur Berechnung der Momenten-Rotationsbeziehung biegebeanspruchter symmetrischer Stahlträger wurde von FELDMAN [Fel1994] das Fließlinienverfahren entwickelt. Die Fließlinie stellt den Zusammenhang zwischen der Fließgelenkverdrehung  $\varphi_{pl}$  und der Beulhöhe  $\Delta$  her. Trägt man die rechnerische Beulhöhe  $\Delta$  über die plastische Verdrehung  $\varphi_{pl}$  auf, so beschreibt die Funktion eine Kreisbahn. Durch Linearisierung der Kreisfunktion wurde in [Fel1994] für symmetrische I-Profile unter reiner Biegebeanspruchung die Beulamplitude zu  $\Delta(\varphi_{pl}) = 2 \cdot h_a \cdot \varphi_{pl}$  berechnet. In der Herleitung wurde von einer vereinfachten Beulform mit einem Grundrisswinkel  $\beta = 45$  Grad ausgegangen. Die Berechnung der Druckkraft des beulenden Flansches erfolgt in Abhängigkeit von der Beulamplitude  $\Delta(\varphi_{pl})$  nach Gl. 6.1. Der zweite Summand berücksichtigt die Einspannwirkung des Steges  $t_w^3/h_a^2$ .

$$D_{FI} = b_f \cdot t_f \cdot f_y \cdot (1 - 0,25 \cdot \Delta(\varphi_{pl}) \cdot t_f^{-1}) + 0,8 \cdot b_f \cdot h_a^{-2} \cdot E_a \cdot t_w^3 \quad (\text{Gl. 6.1})$$

$$\Delta(\varphi_{pl}) = 0,3 \cdot h_a \cdot \varphi_{pl} \cdot (1 + 2 \cdot (z_{pl} - h_c) / h_a) \quad \text{mit: } h_c \leq z_{pl} \leq h_c + 0,5 \cdot h_a \quad (\text{Gl. 6.2})$$

$$\text{Fließlinie: } M(\varphi_{pl}) = D_{FI}(\varphi_{pl}) \cdot z_{FI} + D_{KB}(\delta) \cdot z_{KB} \sum N_i \cdot z_i \quad (\text{Gl. 6.3})$$

mit:	$b_f$	Flanschbreite	$t_f$	Flanschdicke	$h_a$	Stahlträgerhöhe	$t_w$	Stegdicke
	$f_y$	Fließspannung	$E_a$	Stahl-E-Modul	$h_c$	Betongurtdicke	$z_{pl}$	plastische Nulllinie
	$N_i$	Druckkräfte	$D_{FL}$	Druckkraft Flansch			$D_{KB}$	Druckkraft Kammerbeton
	$z_i$	Hebelarme	$z_{FI}$	Hebelarm Druckflansch			$z_{KB}$	Hebelarm Kammerbeton
	$\Delta(\varphi_{pl})$	Beulhöhe in Abhängigkeit von der plastischen Rotation						

Zur Berechnung der Momenten-Rotationsbeziehung kammerbetonierter Verbundträger wurde das Fließlinienverfahren [Fel1994] modifiziert. Für Verbundprofile und kammerbetonierte Verbundträger wird vorgeschlagen, die Beulamplitude nach Gl. 6.2 in Abhängigkeit von der plastischen Nulllinie zu berechnen. In Übereinstimmung mit den eigenen Versuchen wird eine vereinfachte Beulform mit einem Grundrisswinkel von  $\beta = 60$  Grad angenommen (Bild 6.22). Die Stegeinspannung wird weiter berücksichtigt, ihr Einfluss auf die vorhandene Druckkraft des beulenden Flansches  $D_{FI}$  ist bei kammerbetonierten Querschnitten jedoch deutlich kleiner als bei reinen Stahlprofilen.

Mit zunehmendem Beulen des Druckflansches geht die Umschnürung der Betondruckzone verloren, was im Versuch mit IPE Profilen einen plötzlichen Traglastabfall zur Folge hatte. Aus diesem Grund wurde die aufnehmbare Druckkraft des Kammerbetons und der Druckbewehrung bei Erreichen eines kritischen Öffnungswinkels  $\delta_{krit}(\varphi_{pl})$  der Beule abgemindert. Bei einer hoch beanspruchten Betondruckzone, wie sie bei den Verbundträgern unter negativer Momentenbeanspruchung auftrat, betrug der experimentell bestimmte kritische Öffnungswinkel 3,0 (H1) bzw. 3,5 Grad (H3). Bei einer weniger hoch beanspruchten Druckzone, wie sie bei den Verbundprofilen auftrat, betrug der experimentell ermittelte kritische Öffnungswinkel 10,5 (EC1) bzw. 13,0 Grad (EC3).

Zur Berechnung der Momenten-Rotationsbeziehung wird der Verlauf der  $M$ - $\varphi$ -Kurve in vier lineare Abschnitte aufgeteilt (Bild 6.23):

- (A-B) Die elastische Rotation  $\varphi_{el}$  in Feldmitte ist Abhängigkeit vom statischen System, der Belastung und der Querschnittsgeometrie. Für die Versuche H1 und H3 an Einfeldträgern ergibt sich  $\varphi_{el} = 3,4 \cdot M / EI_{el}$ . Dabei wird  $EI_{el}$  für den Zustand II berechnet.
- (B-C) Im Bereich des plastischen Plateaus, wird im Versuch das rechnerische plastische Moment überschritten. Der Übergang in den horizontalen Ast im Punkt B wird durch das rechnerische vollplastische Querschnittsmoment  $M_{pl}$  bestimmt. Die Länge des rechnerischen plastischen Plateaus wird durch die Parallelverschiebung der Fließlinie um den elastischen Rotationsanteil in Richtung der Abszisse festgelegt.
- (C-D) Der Druckkraftverlust der Betondruckzone und der Druckbewehrung tritt ein, wenn die Umschnürung des Kammerbetons in Abhängigkeit vom Öffnungswinkel der Beule  $\delta(\varphi_{pl})$  abnimmt.
- (A-E) Aufnehmbares Moment  $M(\varphi_{pl})$  nach Gl. 6.3 in Abhängigkeit von der plastischen Rotation  $\varphi_{pl}$  und der aufnehmbaren Druckkraft  $D_{FI}$  des beulenden Druckflansches.

Die rechnerische Momenten-Rotationskurve ergibt sich aus der Addition der elastischen und der plastischen Querschnittsverdrehung, d.h. die Fließlinie wird um den elastischen Anteil in Richtung der Abszisse parallel verschoben (Bild 6.23). Das Moment  $M(\varphi_{pl})$  berechnet sich in Abhängigkeit von der plastischen Verdrehung (Gl. 6.2) und wird durch das rechnerische plastische Moment  $M_{pl}$  begrenzt. Zur Berechnung der plastischen Momenten Tragfähigkeit wurden die tatsächlichen Festigkeitswerte der Materialprüfung und die Lage der plastischen Nulllinie des Stahlträgers für den vollständig plastizierten Querschnitt angesetzt.

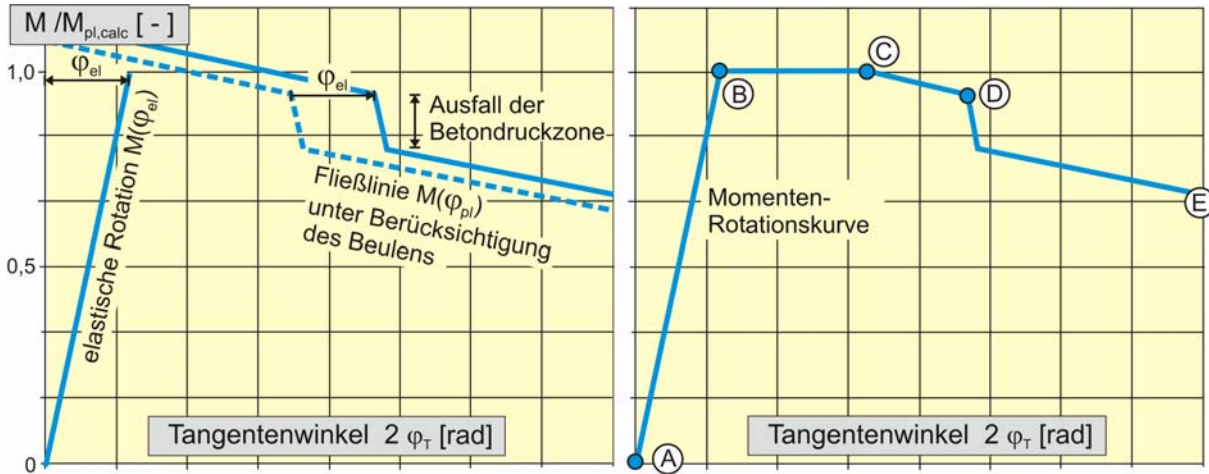


Bild 6.23: Berechnung der Momenten-Rotationsbeziehung (qualitativ)

Die Berechnungen weisen in der Anfangssteifigkeit und der Länge des horizontalen (stabilen) plastischen Astes eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen auf (Bild 6.24 bis 6.26). Die Versuchsträger verhalten sich im elastischen Bereich zwischen den Punkten (A) und (B) aufgrund des Mitwirkens des Betons in der Biege-Zugzone steifer. Ohne Berücksichtigung des Ausfalls der Betondruckzone bildet die Fließlinie den abfallenden Ast im Versuch H1 nicht ausreichend genau ab (Bild 6.24). Durch die Abminderung der Druckkraft des Kammerbetons wurde auch der abfallende Ast und die Resttragfähigkeit nach dem Versagen der Betondruckzone realitätsnah abgebildet (Bild 6.25 und 6.26).

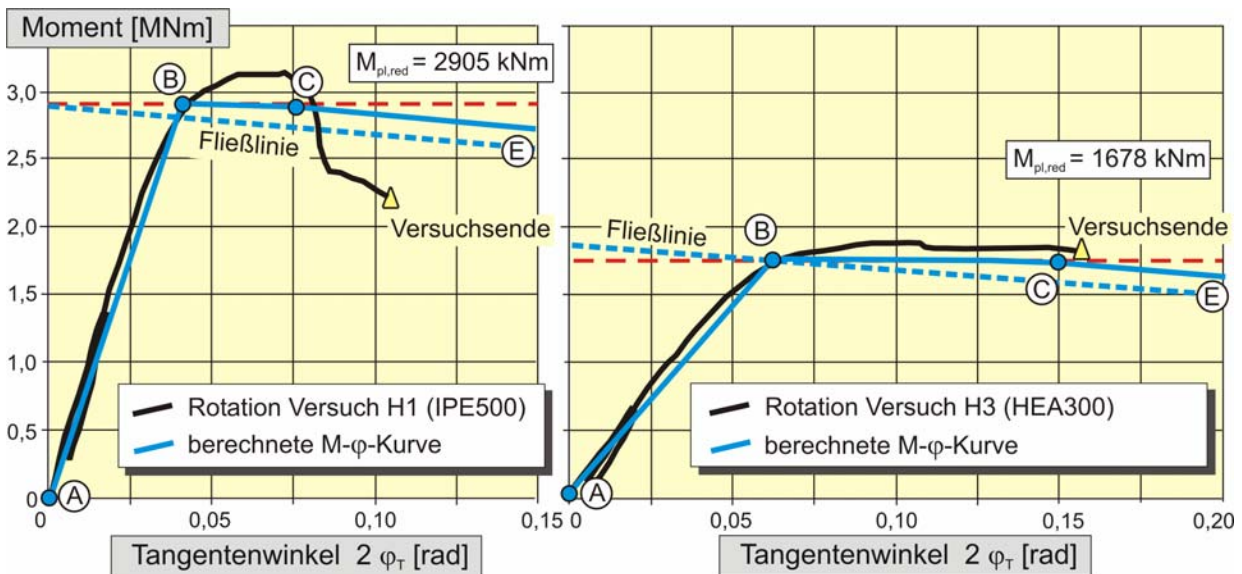


Bild 6.24: Rechnerische Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger H1 und H3 ohne Ausfall der Betondruckzone

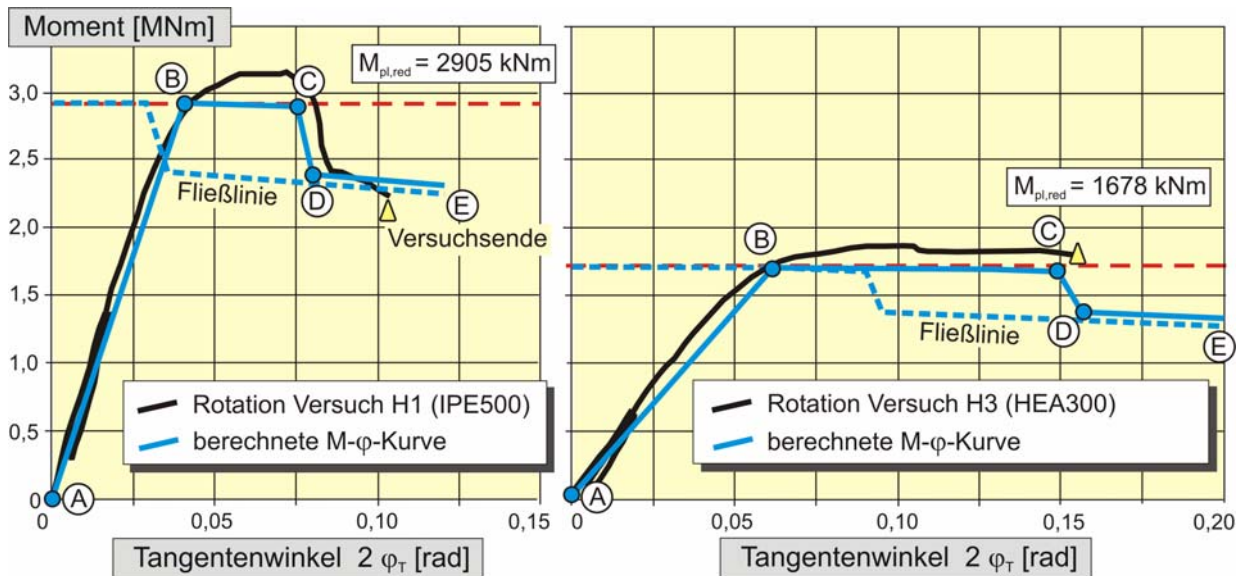


Bild 6.25: Rechnerische Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger H1 und H3 mit Berücksichtigung der Abnahme der Druckkraft des Kammerbetons  $D_{KB}(\delta)$

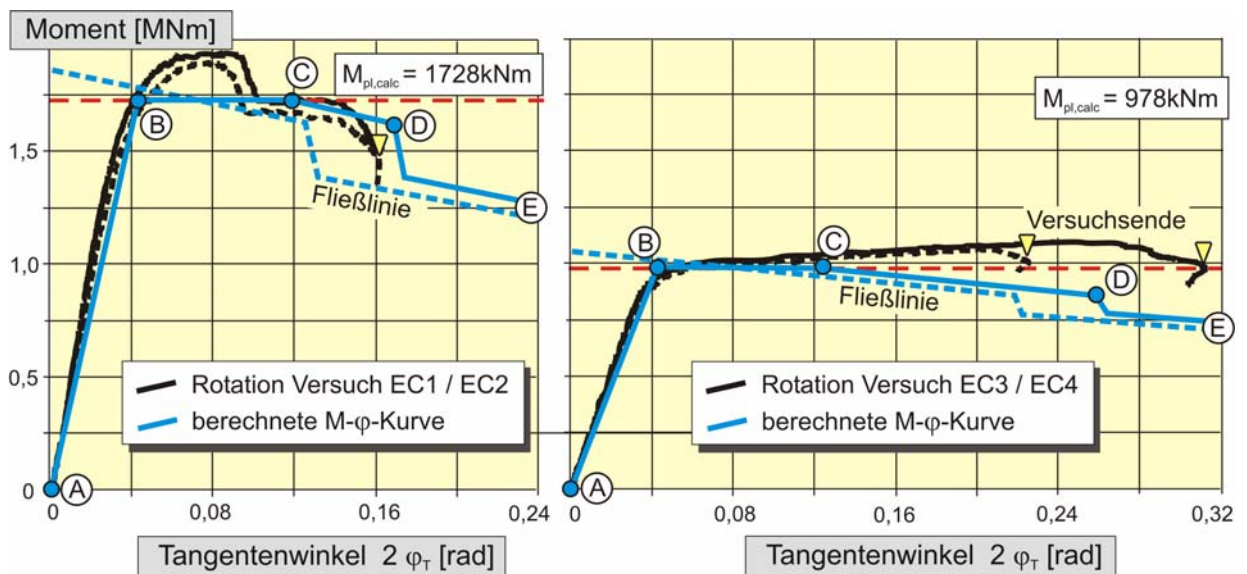


Bild 6.26: Rechnerische Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger EC1 und EC3 mit Berücksichtigung der Abnahme der Druckkraft des Kammerbetons  $D_{KB}(\delta)$

Das vorgestellte modifizierte Fließlinienverfahren eignet sich zur Berechnung der elastischen und plastischen Rotation von kammerbetonierten Verbundquerschnitten. Aufgrund der starken Abhängigkeit von der Querschnittsgeometrie und der Verdübelung des Kammerbetons ist eine weitere experimentelle Absicherung erforderlich.



### 6.6.2 Berechnung der plastischen Systemtraglast

HOFFMEISTER stellt in [Hof1998], [Sed1998] ein Verfahren zur Berechnung der Systemtraglast und des Last-Verformungsverhaltens von Durchlaufträgern unter Berücksichtigung der nichtlinearen Momentenumlagerung vor. Im Gegensatz zum Fließgelenkverfahren [prEN1994], das von einer uneingeschränkten Rotationsfähigkeit in den Fließgelenken ausgeht, verwendet HOFFMEISTER die tatsächlichen Momenten-Rotationsbeziehungen der untersuchten Querschnitte. Eine Einschränkung des Anwendungsbereichs, wie sie beim Fließgelenkverfahren aufgrund der Querschnitts- und Systemklassifikation nach [prEN1994] erforderlich ist, entfällt. Der Rechenweg ist in Bild 6.27 dargestellt.

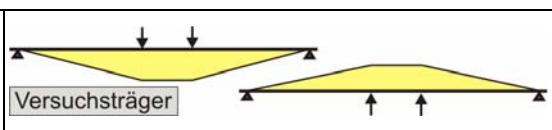
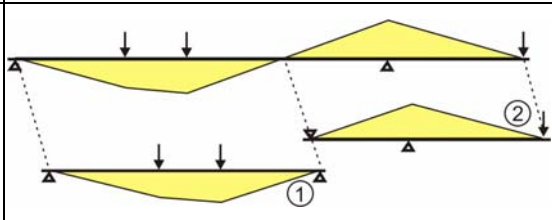
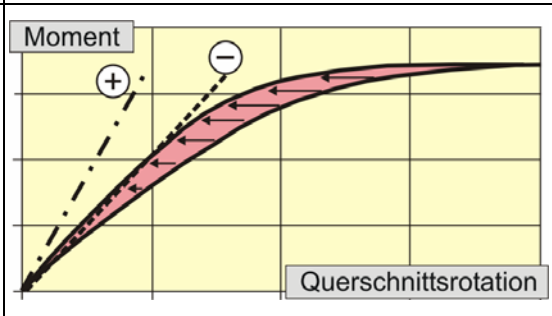
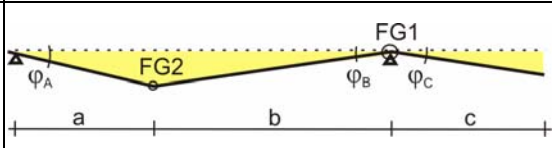
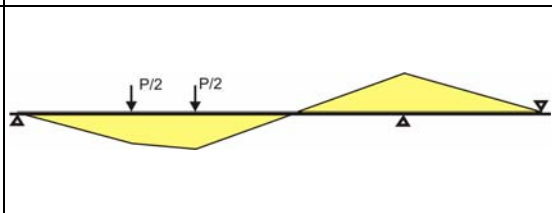
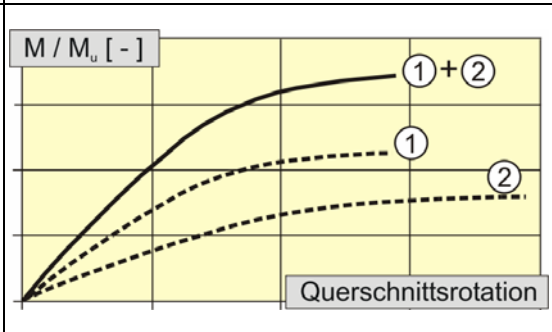
<p>Schritt 1: elastische Rotation</p>		<p>Bestimmung der elastischen Rotation der Versuchsträger: <math>\varphi_{el} = 3,4 \cdot M / EI_{II}</math></p>
<p>Schritt 2: Ersatz- träger</p>		<p>Zerlegen des Durchlaufträgers in Ersatz-Einfeldträger und Berechnung der elastischen Rotation der Ersatzträger: <math>\varphi_{el} = 2,7 \cdot M / EI_{II}</math> bzw. <math>\varphi_{el} = 1,8 \cdot M / EI_{II}</math></p>
<p>Schritt 3: plastische Rotation</p>		<p>(-) Von der M-φ-Kurve der Versuchsträger wird die elastische Rotation aus Schritt 1 abgezogen (+) und der elastische Rotationsanteil der Ersatzträger aus Schritt 2 wird hinzuaddiert.</p>
<p>Schritt 4: Verträglichkeit</p>		<p>Formulieren des geometrischen Zusammenhangs zwischen den Rotationsanteilen der Fließgelenke FG: z.B. <math>\varphi_A = b/a \cdot \varphi_B \rightarrow \varphi_{FG2} = 1,078 \cdot \varphi_{FG1}</math></p>
<p>Schritt 5: Gleichgewicht</p>		<p>Aufstellen eines Zusammenhangs zwischen Belastung P und dem Feld- bzw. Stützmoment. Im vorliegenden Fall wird das System der Phase 4 betrachtet: <math>P = k_F \cdot M_F + k_S \cdot M_S</math> <math>k_F = 0,89</math>, <math>k_S = 0,31</math></p>
<p>Schritt 6: Traglast- kurve</p>		<p>Skalieren der M-φ-Kurven der Versuchsträger: Skalieren der Rotation (x-Achse) des Feldquerschnitts FG2 mit dem in Schritt 4 ermittelten Faktor. Skalieren der Momente (y-Achse) mit dem in Schritt 5 ermittelten Faktor. Die Traglastkurve des untersuchten Systems ergibt sich durch die Addition der Momente (y-Achse) der skalierten Momenten-Rotationskurven Nr. (1) und (2)</p>

Bild 6.27: Berechnung der Systemtraglast der Versuchsträger DL1 und DL2 nach [Hof1998]

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des Verfahrens auf kammerbetonierte Verbundträger wurde die Traglastkurve der eigenen Durchlaufträgerversuche DL1 und DL2 aus den Momenten-Rotationsbeziehungen der Einfeldträgerversuche berechnet. Zunächst wurde die elastische Rotation aus den Momenten-Rotationskurven der Einfeldträgerversuche H1 und S1 sowie H3 und S3 berechnet (Schritt 1). Die Durchlaufträger wurden in Schritt 2 an den Momentennullpunkten in Ersatzinfeldträger zerlegt. Da die Ersatzinfeldträger in System und Belastung von den Versuchsträgern abwichen, mussten zunächst die elastischen Rotationsanteile der Versuchsträger korrigiert werden (Schritt 3). Dazu wurde von der Versuchskurve die experimentell ermittelte elastische Rotation abgezogen und die rechnerische elastische Rotation der Ersatzträger aufaddiert. Durch die Skalierung der  $M-\varphi$ -Kurven der Versuchsträger in Schritt 6 wurde das statische System und der Momentenverlauf der Träger DL1 und DL2 berücksichtigt. Zur Bestimmung des Skalierungsfaktors für die Rotationsanteile ( $x$ -Achse) wurden starre Stababschnitte zwischen den Fließgelenken angenommen und der geometrische Zusammenhang zwischen den Rotationsanteilen der Fließgelenke bestimmt (Schritt 4). Für das System der Phase 4 wurde schließlich der Zusammenhang zwischen der Belastung  $P$  und dem Stütz- und Feldmoment aufgestellt. Diese Gleichung enthält die Skalierungsfaktoren  $k_F$  und  $k_S$  der „ $y$ -Achse“ für die Einfeldträger unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung (Schritt 5). Die Traglastkurve des statisch unbestimmten Versuchsträgers ergibt sich aus der Addition der skalierten Rotationskurven der Einfeldträger (Schritt 6).

Die berechneten Traglastkurven weisen eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Momenten-Rotationskurven auf (Bild 6.28). Der in den Versuchskurven aufgrund des Systemwechsels vom Kragträger zum Durchlaufträger auftretende Sprung wird in der Berechnung nicht abgebildet, da bei der Ermittlung der Skalierungsfaktoren in Schritt 5 ausschließlich das System II (vgl. Kap. 5.6.1) betrachtet wurde.

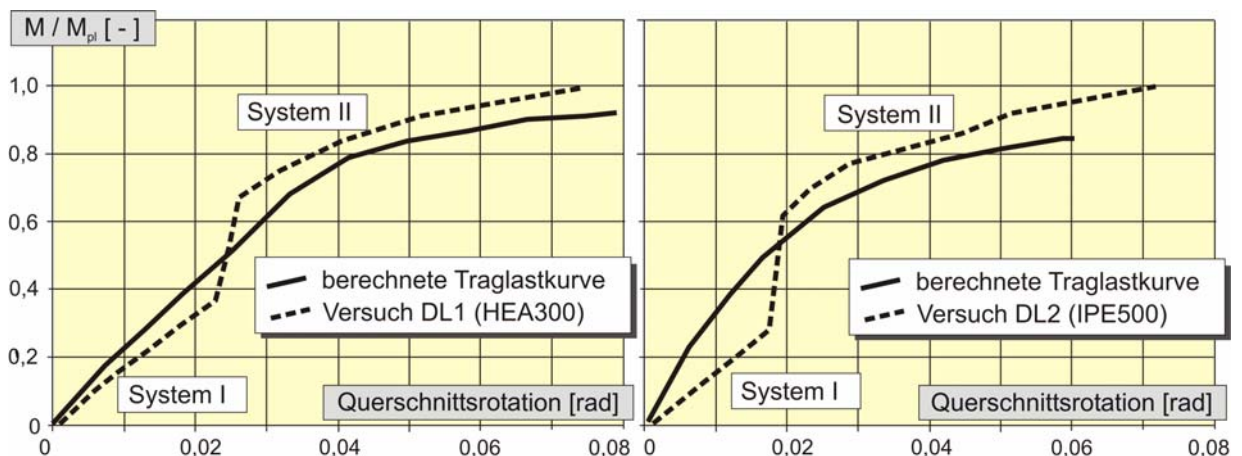


Bild 6.28: Vergleich der berechneten Traglastkurven mit den Versuchskurven

Das Verfahren von HOFFMEISTER ist geeignet, die plastische Systemtraglast hochfester kammerbetonierter Verbundträger zu berechnen. Ein expliziter Rotationsnachweis muss in diesem Fall nicht geführt werden, da das wirkliche Momenten-Rotationsverhalten der Fließgelenke und deren gegenseitige Abhängigkeit in die Berechnung eingehen.

## 6.7 Zusammenfassung

Anhand des entwickelten dreidimensionalen Finite Elemente Modells konnte das globale Tragverhalten der Versuchsträger abgebildet und lokale Reibkräfte ermittelt werden.

- Das globale Tragverhalten, bestehend aus Anfangssteifigkeit, linear-elastischem Bereich, Plastizieren des Stahlträgers und der Bruchtragfähigkeit konnte mit den Berechnungen zu den Biegeversuche an Verbundprofilen und Verbundträgern zutreffend abgebildet werden.
- Das Beulen des Stahlträgers wurde aufgrund der geometrisch linearen Berechnung nicht erfasst.
- Der Verlauf der Momenten-Rotationskurve wurde bei teilweiser Verdübelung des Kammerbetons in Abhängigkeit von der Duktilität des Verbundmittels bestimmt.
- Anhand des experimentell ermittelten Schupfverlaufes zwischen Kammerbeton und Stahlprofil konnte die von den Dübeln aufgenommene Längsschubkraft und der Reibkraftanteil quantifiziert werden.
- Es wurden im Einzelnen folgende Reibmechanismen lokalisiert und in Bemessungsmodellen beschrieben:
  - (a) Reibspannungen infolge der Druckstreben zwischen den Dübeln und den Flanschen;
  - (b) Reibspannungen infolge der Pressung an den Lasteinleitungsstellen;
  - (c) Reibspannungen infolge der Querkontraktion des Stahlprofils;
  - (d) Reibspannungen infolge der Krümmung des Verbundquerschnitts;
- Das für kammerbetonierte Verbundträger erweiterte Fließlinienverfahren [Fel1994] eignet sich zur Berechnung der elastischen und plastischen Rotation von kammerbetonierten Verbundquerschnitten.
- Das Verfahren von HOFFMEISTER [Hof1998] ist geeignet die plastische Systemtraglast hochfester kammerbetonierter Verbundträger ohne expliziten Rotationsnachweis zu berechnen.

## 7 Bewertung der Ergebnisse und Bemessungsvorschläge

### 7.1 Momententragfähigkeit bei vollständiger Verdübelung

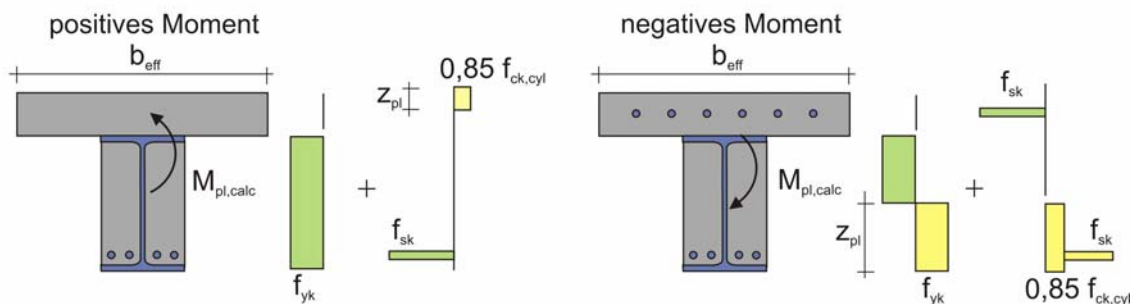
#### 7.1.1 Bewertung der Versuchsergebnisse

In Tabelle 7.1 wird die experimentelle Momententragfähigkeit der eigenen Verbundträger und der Versuche aus [EGKS2000] mit der rechnerischen vollplastischen Momententragfähigkeit nach dem Gesamtquerschnittsverfahren (Bild 7.1a) verglichen. Wenn der Querschnitt der Versuchsträger vollständig plastiziert, müssen in den Versuchen mindestens die rechnerischen Momententragfähigkeiten  $M_{pl,calc}$  unter Berücksichtigung der folgenden Rechenannahmen erreicht werden:

- Ansatz der Materialkennwerte aus den Baustoffprüfungen;
- Dauerstandsfaktor für Beton  $\alpha = 0,85$
- Vernachlässigung der Verfestigung des Stahls nach Überschreiten der Streckgrenze;
- Vernachlässigung der Druckbewehrung im Betondruckgurt bei positiven Momenten.

Der zutreffende Dauerstandsfaktors zur Nachrechnung der Versuche liegt zwischen 0,85 und 1,0. Aufgrund einer Belastungsdauer in den Versuchen von mehr als 60 Minuten oberhalb der Gebrauchslast wurde in der Parameterstudie progressiv mit  $\alpha = 0,85$  gerechnet (vgl. Kap. 5.4 und 5.5). Das rechnerische plastische Moment wurde in den Versuchen durch die Nachverfestigung des Stahlprofils und des Betonstahls knapp erreicht (Bild 7.1b). Die kammerbetonierten Verbundträger des EGKS-Forschungsvorhabens und die Träger mit unterverdübelttem Kammerbeton H2 und H4 erreichten das rechnerische plastische Moment nicht. Die rechnerische Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Nachverfestigung und der Druckbewehrung im Betongurt wurde in keinem der Versuche erzielt.

(a) Spannungsverteilung mit rechteckigen Spannungsblöcken [prEN1994]



(b) Spannungsverteilung mit Verfestigung des Baustahls und des Betonstahls

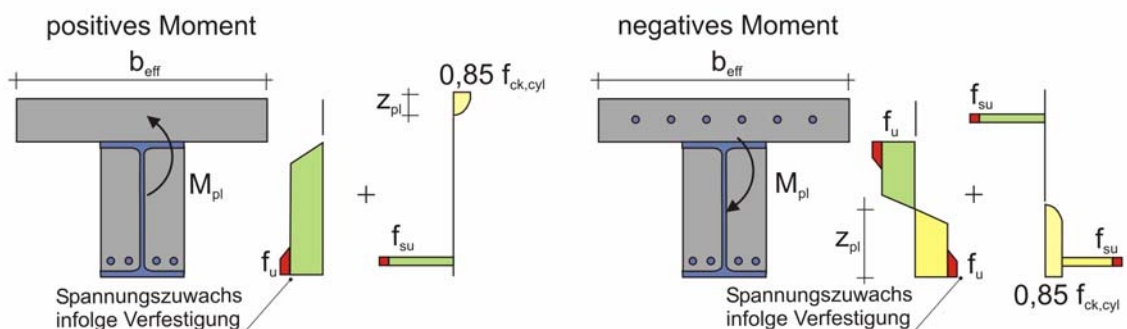


Bild 7.1: Plastische Spannungsverteilung bei positiver und negativer Momentenbeanspruchung

positive Momente								
BEAM	S1	S2	S3	S4	DL1f	DL2f	B200 <sup>2)</sup>	BT2 <sup>2)</sup>
$M_{pl,test}$	3001	2981	1723	1703	1719	3117	1353	1236
$M_{pl,calc}$ $\gamma_i = 1,0$ <sup>1)</sup>	2851	2811	1680	1666	1633	2747	1413	1235
$M_{pl,test} / M_{pl,calc}$ <sup>1)</sup>	1,05	1,06	1,03	1,02	1,05	1,13	0,96	1,00
negative Momente								
BEAM	H1	H2	H3	H4	DL1s	DL2s	B500 <sup>2)</sup>	BT4 <sup>2)</sup>
$M_{pl,test}$	3116	2689	1850	1498	1891	3292	1226	981
$M_{pl,calc}$ $\gamma_i = 1,0$ <sup>1)</sup>	2995	2971	1766	1772	1695	2869	1220	992
$M_{pl,test} / M_{pl,calc}$ <sup>1)</sup>	1,04	0,91	1,05	0,85	1,12	1,15	1,00	0,98

<sup>1)</sup>  $M_{pl,calc}$  mit  $\alpha = 0,85$ , Materialkennwerten ohne Verfestigung des Stahls und Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_i = 1,0$

<sup>2)</sup> Versuche aus [EGKS2000]

Tab. 7.1: Vergleich der rechnerischen plastischen Momententragfähigkeit mit den experimentellen Momententragfähigkeiten für eigene und Versuche aus [EGKS2000]

### 7.1.2 Parameterstudie

Mit einer Parameterstudie wurde das plastische Bemessungsverfahren mit rechteckigen Spannungsblöcken für kammerbetonierte Verbundquerschnitte unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung überprüft. Um den Anwendungsbereich über die Grenzen des EC4 hinaus zu erweitern, wurden Betonfestigkeiten bis C100/115 und Stahlgüten bis S690 betrachtet und ein Bemessungsverfahren für hochfeste kammerbetonierte Verbundträger unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung abgeleitet. Die Variation der Parameter Stahlprofil, Betongurtgeometrie, Bewehrungsgrad, Betonfestigkeit und Stahlgüte ist in Tabelle 7.2 dargestellt. Das plastische Moment ( $M_{pl}$ ) wurde mit einem Tabellenkalkulationsprogramm für einen vollplastischen Querschnitt mit rechteckigen Spannungsblöcken berechnet (Bild 7.1 a).

	Stahlprofil		Betongurt				Kammerbeton	Variation Anzahl
	Typ	Güte	$f_c$ [MPa]	h [cm]	b [cm]	$\rho$ [%]	$f_c$ [MPa]	
positive Momente	HEA300, HEA1000, IPE500, HEA300 ( $t_F=4\text{cm}$ )	S235 bis S690	48 bis 108	10 bis 30	100 bis 140	-	78	175
negative Momente	HEA300, HEA1000 IPE500, HEA300 ( $t_F=4\text{cm}$ )	S235 bis S690	48	10 bis 30	100 bis 140	1,0 bis 3,0	78 108	185

Tab. 7.2: Variation der Querschnittsparameter und Materialkennwerte

Das elastisch-plastische Moment  $M_u$  entspricht der Momententragfähigkeit, welche sich unter Ansatz der tatsächlichen nicht-linearen Werkstoffeigenschaften ergibt. Die Berechnung erfolgt mit einem zwei-dimensionalen Modell mit dem FE-Programm LIMFES. Bei dem iterativen Rechenverfahren werden die Teilquerschnitte der einzelnen Materialien in Querschnittspolygone des Zug- und Druckbereichs zerlegt. Diese Polygone werden mit dreieckigen Elementen gefüllt und mit einer Gauß-Integration die Elementspannungen bestimmt. In das Modell wurden wirklichkeitsnahe nicht-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen implementiert. Für das Stahlprofil und den Betonstahl wurden bi-lineare Materialgesetze gewählt. Da die Nachverfestigung des Stahls mit zunehmender Stahlgüte abnimmt, wurde



diese auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Zur Modellierung des Kammerbetons und des Betongurtes wurde ein nicht-lineares Materialgesetz nach [prEN1992] verwendet (Bild 7.2).

Die Festigkeit des Kammerbetons (78 MPa) wurde lediglich für die Untersuchungen im negativen Momentenbereich variiert, da der Einfluss des bei positiver Momentenbeanspruchung in der Zugzone liegenden Kammerbetons gering ist. In der Zugzone des Kammerbetons wurden bei den HEA Profilen drei Bewehrungsstäbe  $\varnothing 20$  mm und bei den IPE Profilen vier  $\varnothing 20$  mm je Kammer angeordnet. Unter negativer Momentenbeanspruchung wurde neben der Querschnittsgeometrie der Bewehrungsgrad des Betongurtes zwischen 1,0 und 3,0 % variiert. Insgesamt wurde die vollplastische und die elastisch-plastische Momententragfähigkeit von 140 Querschnitten unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung berechnet.

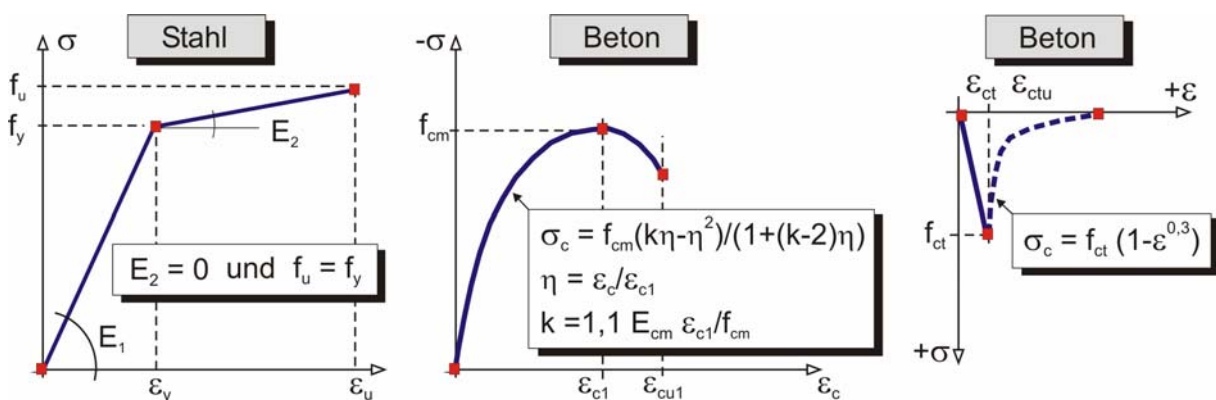


Bild 7.2: Materialgesetze für Bau-, Betonstahl und Beton des zwei-dimensionalen Modells zur Berechnung der Querschnittstragfähigkeit

### 7.1.3 Bemessungsvorschlag - Positive Momente

Unter positiver Momentenbeanspruchung wird insbesondere bei Anwendung von hochfestem Beton und hochfestem Stahl das Versagen durch die zulässige Betonstauchung der Betondruckzone bestimmt [Heg2003]. Mit zunehmender Betonfestigkeit weicht außerdem die Spannungs-Dehnungslinie immer deutlicher vom Parabel-Rechteckdiagramm für Normalbeton ab. In Eurocode 2 [prEN1992] wird dies durch eine Abminderung der anzusetzenden Betonspannung mit dem Faktor  $\eta$  sowie die Reduktion der effektiven Höhe der Betondruckzone mit dem Faktor  $\lambda$  ab einer Betonfestigkeitsklasse C50/60 berücksichtigt.

Im Gegensatz dazu wird der Beton nach Eurocode 4 [prEN1994] „plastisch“ bemessen, d.h. zwischen der Nulllinie und der gedrückten Randfaser des Querschnitts wird ein rechteckiger Spannungsblock angenommen, dessen Spannung dem 0,85-fachen „Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons“ entspricht. Auf eine Reduktion der rechnerischen Betondruckzonenhöhe  $z_{pl}$  wird in EC4 verzichtet, da die daraus resultierenden Einflüsse auf das plastische Moment bei Verwendung normalfester Betone vernachlässigbar sind.

Neben dem Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons bestimmt die Streckgrenze des Stahlprofils, ob sich im Verbundquerschnitt eine Dehnungsverteilung entsprechend der Annahme „rechteckiger Spannungsblöcke“ ausbildet. Das plastische Moment wird erreicht, wenn das Stahlprofil vollständig plastiziert, bevor die Betondruckzone versagt. Aufgrund der großen

erforderlichen Dehnung bis zum Erreichen der Streckgrenze bei Stahlgüten ab S420 wird das plastische Moment bei hochfesten Stählen mit dem Faktor  $\beta$  nach [prEN1994] in Abhängigkeit der bezogenen Druckzonenhöhe  $z_{pl}/h$  abgemindert (vgl. Kap. 2.3.2).

In Bild 7.3 sind die Verhältniswerte aus elastisch-plastischem Moment ( $M_u$ ) und plastischem Moment ( $M_{pl}$ ) in Abhängigkeit von der auf die Verbundträgerhöhe bezogenen plastischen Nulllinie  $z_{pl}/h$  dargestellt. Quotienten  $M_u/M_{pl}$  kleiner 1,0 bedeuten eine „unsichere“ Bemessung, d.h. das Verfahren mit rechteckigen Spannungsblöcken überschätzt die tatsächliche Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung nicht-linearer Materialgesetze.

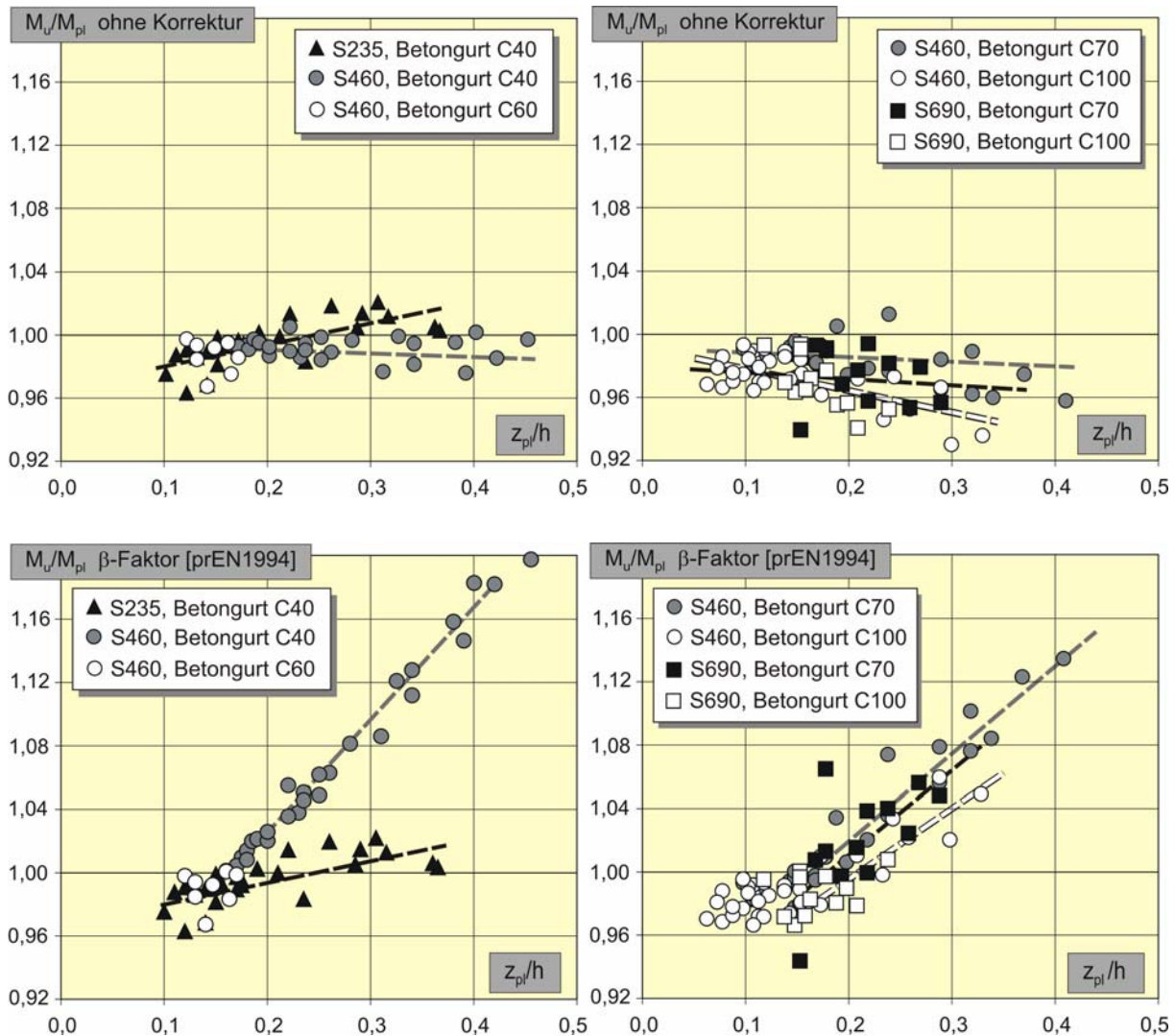


Bild 7.3: Quotient  $M_u / M_{pl}$  für kammerbetonierte Verbundquerschnitte unter positiver Momentenbeanspruchung in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe  $z_{pl}/h$

Die Ursache hierfür ist, dass bei Erreichen der Betonbruchstauchung in der Randfaser des Betongurtes Teilbereiche des Stahlquerschnitts und der Betonstahlbewehrung des Kammerbetons die Streckgrenze noch nicht erreicht haben, die plastische Berechnung jedoch von rechteckigen Spannungsblöcken ausgeht. Besonders kritisch ist die Kombination von hochfestem Baustahl und hochfestem Betongurt sowie eine Querschnittsgeometrie mit großer bezogener Druckzonenhöhe  $z_{pl}/h$ , d.h. kräftige Stahlprofile oder eine geringe Betongurtbreite.

In Bild 7.3 wurde eine Korrektur des plastischen Momentes mit dem  $\beta$ -Faktor nach [prEN1994] vorgenommen. Für kammerbetonierte Querschnitte wurde der Anwendungs-

bereich durch eine lineare Extrapolation auf  $z_{pl}/h \leq 0,5$  erweitert. Bei Anwendung des  $\beta$ -Faktors wird die Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts für große Druckzonenhöhen  $z_{pl}/h$  unterschätzt. Dagegen ergeben sich bei kleinem  $z_{pl}/h$  unsichere Werte, da die Spannungs-Dehnungslinie des Betons nicht richtig berücksichtigt wird. Die Parameteruntersuchung verdeutlicht außerdem, dass insbesondere für hochfeste Materialien bei kammerbetonierten Querschnitten auch für  $z_{pl}/h < 0,15$  eine Abminderung des vollplastischen Momentes erforderlich ist.

Aus diesem Grund wird vorgeschlagen, die spezielle Spannungs-Dehnungscharakteristik für Betone ab einer Festigkeitsklasse C50/60 mit dem Faktor  $\eta = 1 - (f_{ck} - 50)/200$  [prEN1992] zu erfassen und einen von der Querschnittsgeometrie abhängigen Korrekturfaktor  $\beta_{pl}$  entsprechend [Döi2001] einzuführen (Gl. 7.1 und 7.2). Für kammerbetonierte Querschnitte wurde der Anwendungsbereich von  $z_{pl}/h \leq 0,3$  bis auf  $z_{pl}/h \leq 0,5$  erweitert (Bild 7.4). Der Korrekturfaktor  $\beta_{pl}$  berücksichtigt den günstigen Einfluss eines im Verhältnis zur Verbundträgerhöhe  $h$  dickeren Betongurtes  $h_c$ . Bei kammerbetonierten Querschnitten sollte  $\beta_{pl}$  bei normal- und hochfesten Materialien angewandt werden.

$$\text{Betondruckkraft:} \quad F_c = z_{pl} \cdot b_{\text{eff}} \cdot \eta \cdot f_{ck} \quad (\text{Gl. 7.1})$$

$$\text{plastisches Moment:} \quad M_{\text{pl,red}} = \beta_{pl} \cdot M_{\text{pl}} \quad (\text{Gl. 7.2})$$

mit:

$z_{pl}$	plastische Druckzonenhöhe $z_{pl} \leq h_c$	$h_c$	Dicke des Betongurtes
$b_{\text{eff}}$	effektive Betongurtbreite	$\eta$	$1 - (f_{ck} - 50)/200$ Abminderungsfaktor [prEN1992]
$f_{ck}$	Betondruckfestigkeit	$\beta_{pl}$	Korrekturfaktor
$M_{\text{pl}}$	plastisches Moment unter Ansatz rechteckiger Spannungsblöcke		

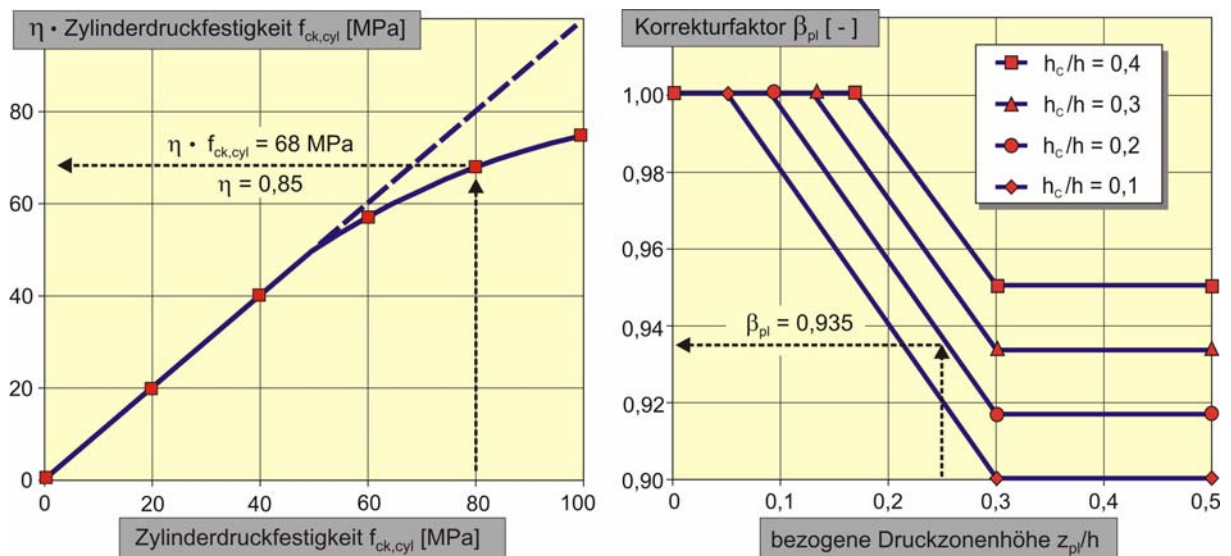


Bild 7.4:  $\eta$ -Faktor nach [prEN1992] und  $\beta_{pl}$ -Faktor [Döi2001] mit erweitertem Anwendungsbereich

Durch die vorgeschlagene Korrektur mit dem erweiterten  $\beta_{pl}$  [Döi2001] und dem  $\eta$ -Faktor [prEN1992] wird für Betonfestigkeitsklassen bis C100/115 und Stahlgüten bis S690 eine sicherere und wirtschaftlichere Bemessung erreicht. Wie in Bild 7.5 zu erkennen ist, wird in einigen Fällen beim Ansatz einer Stahlgüte S235 der Quotient  $M_u/M_{pl}$  kleiner eins. Da die Stahlgüte S235 einen ausgeprägten Verfestigungsbereich besitzt, welcher in den Berechnungen nicht angesetzt wurde, ist trotz der Unterschreitung des Grenzwertes nicht von einem Sicherheitsdefizit auszugehen.

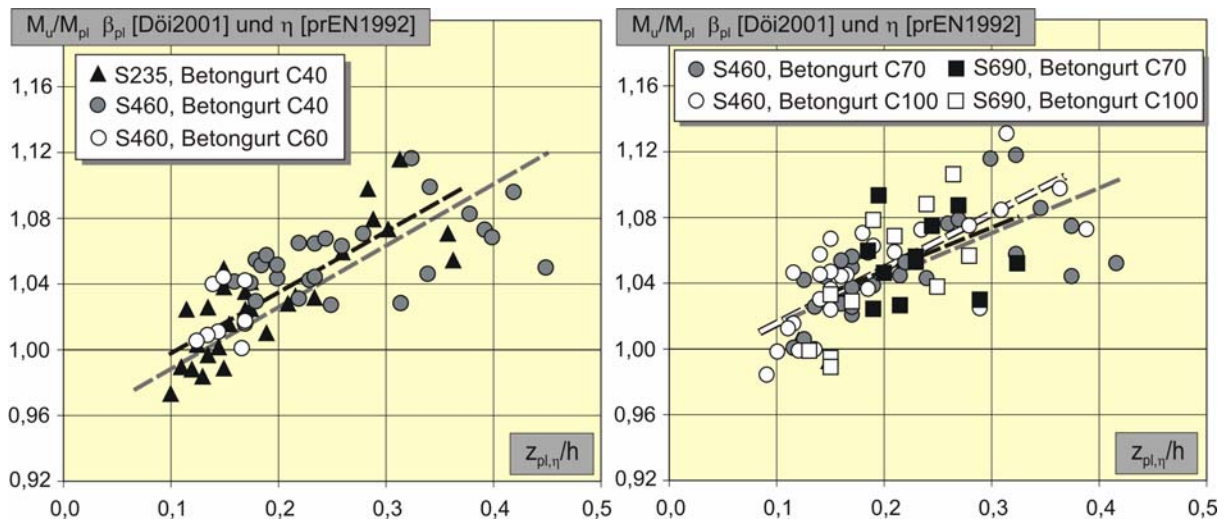


Bild 7.5: Quotient  $M_u / M_{pl}$  für kammerbetonierte Verbundquerschnitte unter positiver Momentenbeanspruchung in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe  $z_{pl}/h$  bei Korrektur mit  $\beta_{pl}$  [Döi2001] und  $\eta$  [prEN1992]

#### 7.1.4 Bemessungsvorschlag - Negative Momente

Nach EC4 [prEN1994] darf der Bemessungswert der Momententragfähigkeit des Stützquerschnitts für nicht beulgefährdete Querschnitte plastisch ermittelt werden. Im negativen Momentenbereich liegen der Kammerbeton und das Stahlprofil in einer Dehnungsebene der Druckzone. Insbesondere beim Einsatz hochfester Materialien kann der Fall eintreten, dass der Kammerbeton die Bruchstauchung erreicht, bevor das Stahlprofil vollständig plastiziert ist (Tab. 7.1).

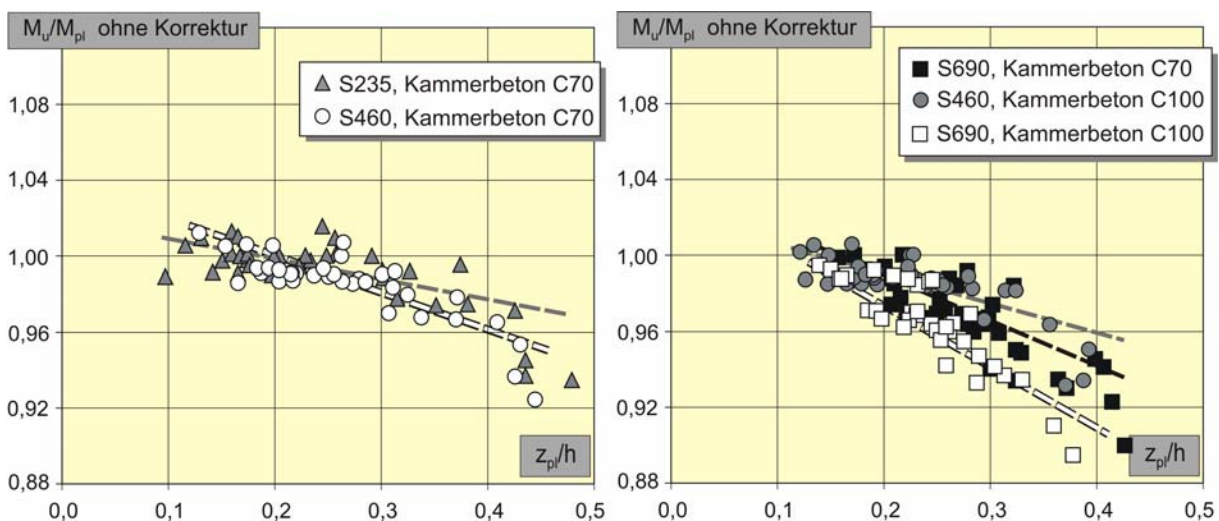


Bild 7.6: Quotient  $M_u / M_{pl}$  für kammerbetonierte Verbundquerschnitte unter negativer Momentenbeanspruchung in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe  $z_{pl}/h$

Das Verfahren mit rechteckigen Spannungsblöcken überschätzt die tatsächliche Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung nicht-linearer Materialgesetze insbesondere für hochfeste Materialien und große Druckzonenhöhen  $z_{pl}/h$  (Bild 7.6).

In einer Parameterstudie wurde zur Korrektur des plastischen Momentes  $M_{pl}$  der Korrekturfaktor  $\beta_{pl,mod}$  bestimmt (Gl. 7.3). In Abhängigkeit von der bezogenen Druckzonenhöhe  $z_{pl}/h$  wird das für rechteckige Spannungsblöcke berechnete plastische Moment  $M_{pl}$  abgemindert



(Bild 7.7). Eine Abminderung der Betondruckspannung des hochfesten Kammerbetons wird aufgrund des günstigen Einflusses der Umschnürung durch das Stahlprofil bei ausreichender Bügelbewehrung und Verbundversicherung nicht vorgenommen.

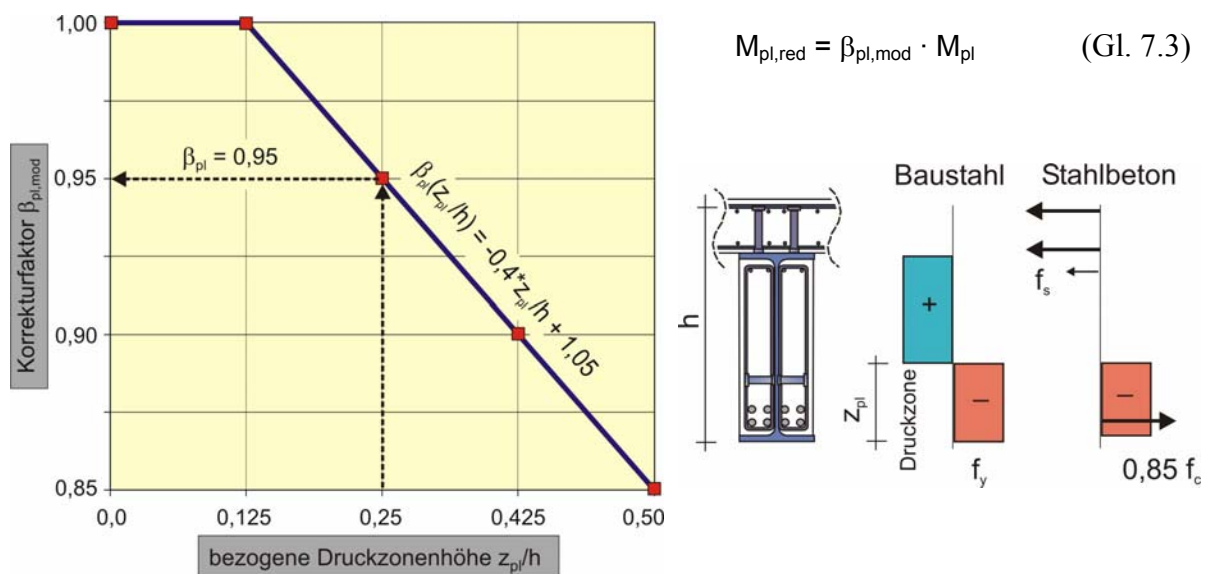


Bild 7.7: Korrekturfaktor  $\beta_{pl,mod}$  zur Bestimmung der plastischen negativen Momenten­tragfähigkeit  
 Durch die vorgeschlagene Korrektur mit  $\beta_{pl,mod}$  wird für Betonfestigkeitsklassen bis C100/115 und Stahlgüten bis S690 eine sichere Bemessung erreicht (Bild 7.8).

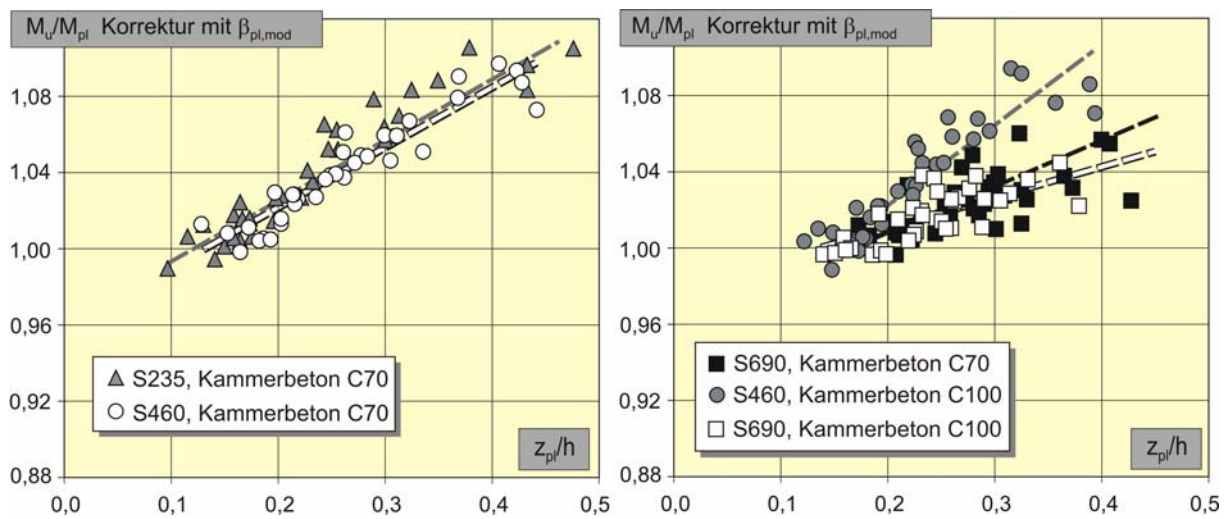


Bild 7.8: Quotient  $M_u / M_{pl}$  für kammerbetonierte Verbundquerschnitte unter negativer Momentenbeanspruchung in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe  $z_{pl}/h$  bei Anwendung des eigenen Korrekturfaktors  $\beta_{pl,mod}$



### 7.1.5 Mindestbewehrung - Negative Momente

Unter negativer Momentenbeanspruchung soll die Biegezugbewehrung des Betongurtes neben der Beschränkung der Rissbreiten im Gebrauchszustand, eine ausreichende Rotationsfähigkeit im Traglastzustand gewährleisten. In [Heg2001] werden die unterschiedlichen Arten der Mindestbewehrung in einer Parameterstudie für Verbundträger ohne Kammerbeton untersucht und diskutiert.

Nach [prEN1994] ist eine Mindestbewehrung für den Gebrauchs- (vgl. Kap. 2.3.3, Gl. 2.2) und den Traglastzustand (Gl. 7.4) nachzuweisen. Die Querschnittstragfähigkeit unter negativer Momentenbeanspruchung darf für Querschnitte der Klasse 1 und 2 plastisch ermittelt werden, wenn die erforderliche Rotationsfähigkeit durch die Mindestbewehrung nach (Gl. 7.4) sichergestellt wird.

$$A_{s, \min} \geq \delta \cdot \frac{f_{yk}}{235} \cdot \frac{f_{ct, m}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c} \cdot A_{ct} \quad (\text{Gl. 7.4})$$

$f_{ct, m}$  Mittelwert der Betonzugfestigkeit      $f_{yk}, f_{sk}$  charakteristische Festigkeit: Baustahl, Betonstahl  
 $\delta$      Beiwert zur Berücksichtigung der Querschnittsklasse; Klasse 1:  $\delta = 1,1$ ; bei Klasse 2:  $\delta = 1,0$   
 $k_c, A_{ct}$  entsprechend Gleichung 2.2

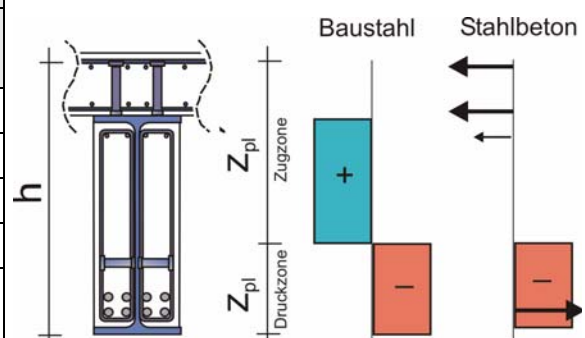
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) ist der Einfluss des Beiwertes  $k_c$  und der Betonzugfestigkeit  $f_{ct, m}$  grundsätzlich zu hinterfragen, da der Betongurt planmäßig reißt und die Betonstahlbewehrung fließt. Um das Erreichen des vollplastischen Momentes sicherzustellen wird in [Ram1995] ein „Duktilitätskriterium“ vorgeschlagen, welches die Höhe der Zugzone auf das 0,48-fache der Verbundträgerhöhe  $h$  begrenzt (vgl. Kap. 2.3.3). Bei kammerbetonierten Verbundträgern liegt die Nulllinie bei konstanter Biegezugbewehrung deutlich tiefer im Querschnitt. Aus diesem Grund ergeben sich nach dem Duktilitätskriterium unwirtschaftliche Bewehrungsmengen (Tab. 7.3).

Versuch	vorhAs	EC4		Duktilitätskriterium	
		SLS	ULS	$z_{pl}'/h < 0,48$ [Ram1995]	$z_{pl}'/h < 0,80$ <b>Vorschlag</b>
H1	60	20,4	33,7	117	<b>30</b>
H3	60	27,9	33,9	107	<b>33</b>
B500	24	15,8	29,0	66	<b>15</b>
Querschnitte ohne Kammerbeton					
H1* <sup>1)</sup>	-	16,9	32,8	26	kleiner $A_{s, \min}$ im SLS
H3* <sup>1)</sup>	-	14,3	30,0	24	
B500* <sup>1)</sup>	-	13,6	25,7	11	

<sup>1)</sup> Die Querschnitte entsprechen den jeweiligen Versuchsträgern, jedoch ohne Kammerbeton.

Tab. 7.3: Rechnerische Mindestbewehrungsmenge nach [Ram1995] und dem eigenen Vorschlag im Vergleich zu den Versuchsträgern unter negativer Momentenbeanspruchung

Das vollplastische Moment wird bei Anordnung einer duktilen Bewehrung dennoch erreicht, weil der Kammerbeton ein frühzeitiges Beulen des Druckflansches verhindert und die Fließzone vergrößert. Dadurch wird auch bei geringeren Bewehrungsgraden eine ausreichende



Querschnittsrotation ermöglicht, die das vollständige Plastizieren des Verbundquerschnitts gewährleistet (Bild 7.9). Ein frühzeitiges Reißen einer duktilen Biegezugbewehrung tritt nur bei einer Konzentration der Fließzone in einem kurzen Trägerabschnitt auf. Bei den eigenen Versuchsträgern H1 und H3 betrug die bezogene Höhe der plastischen Zugzone  $z_{pl}'/h = 0,7$ .

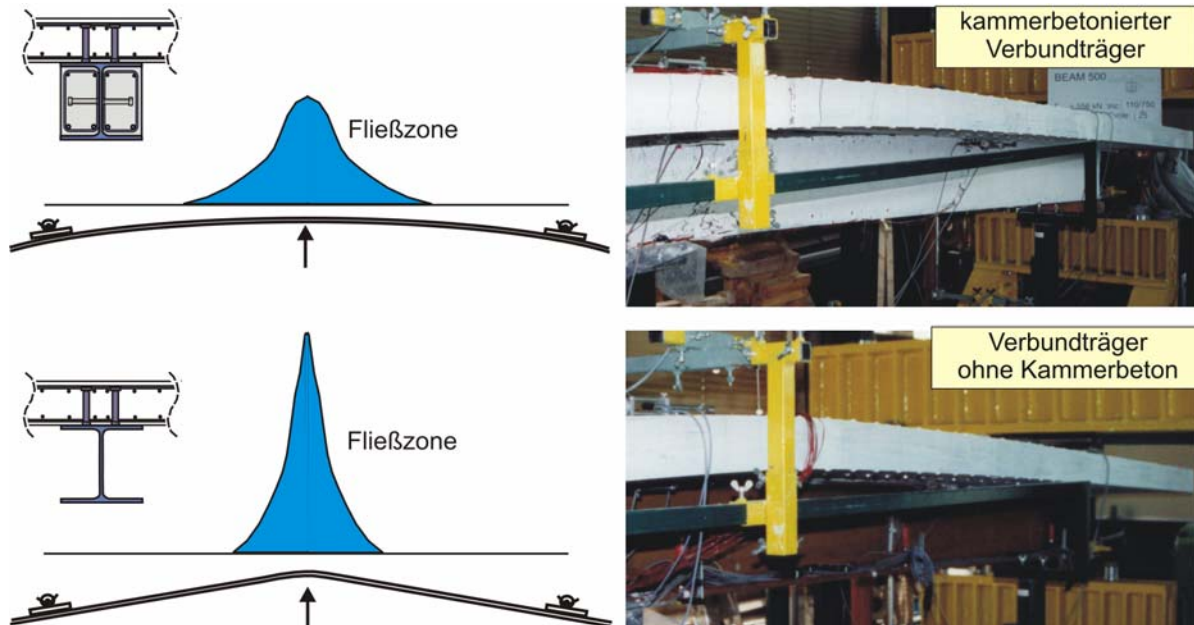


Bild 7.9: Fließzone und Verformungsfigur im Versuch für Verbundträger mit und ohne Kammerbeton

In einer Parameterstudie entsprechend Kapitel 7.1.4 wurde der Einfluss der bezogenen Zugzonenhöhe  $z_{pl}'$  und des Bewehrungsgrades auf den Quotienten  $M_u / M_{pl,red}$  überprüft. Danach wurden für  $z_{pl}'/h < 0,80$  sichere Werte erzielt. Mit abnehmendem Bewehrungsgrad ist eine Abnahme des Sicherheitsniveaus der vollplastischen Bemessung zu erkennen (Bild 7.10). Es wird daher vorgeschlagen die bezogene plastische Zugzone  $z_{pl}'/h$  auf Werte kleiner 0,80 zu begrenzen.

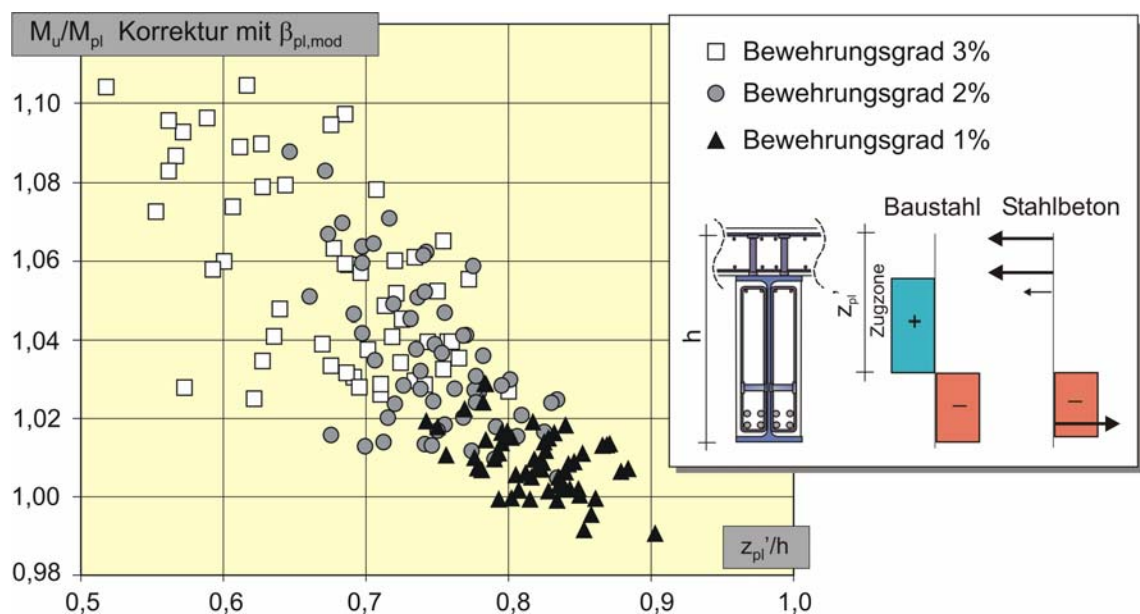


Bild 7.10: Quotient der Rechenwerte  $M_u / M_{pl,red}$  für kammerbetonierte Verbundquerschnitte unter negativer Momentenbeanspruchung für unterschiedliche Bewehrungsgrade des Gurtes

## 7.2 Verbundsicung kammerbetonierter Profile

### 7.2.1 Dübeltragfähigkeit - Kopfbolzen

Mit zunehmender Betonfestigkeit wird das Versagen des Kopfbolzendübels durch das Abscheren des Stahlschaftes bestimmt. Wenn Stahlversagen maßgebend wird, ist die Scherkraft des Dübels von der Zugfestigkeit und der Querschnittsfläche des Dübelschaftes abhängig (Gl. 7.5). Der empirische Faktor  $k$  berücksichtigt die Schubbeanspruchung des Bolzenschaftes im Beton. Für die Bemessungsgleichung in [prEN 1994] wurde  $k$  aufgrund der Untersuchungen in [Roi1989] für normalfesten Beton zu 0,8 festgelegt (vgl. Kap. 2.2.3).

$$\gamma_v \cdot P_d = k_{\text{mod}} \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (\text{Gl. 7.5})$$

Die Abscherversuche an Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton weisen gegenüber dem Bemessungsansatz nach [prEN1994] deutlich größere Dübeltragfähigkeiten auf. Die Darstellung in Bild 7.11 verdeutlicht weiter, dass die Beschränkung der rechnerischen Zugfestigkeit des Bolzens auf  $f_u < 500$  MPa nach [prEN1994] für die Praxis nicht zutreffend ist. Eine Erhöhung der zulässigen rechnerischen Zugfestigkeit  $f_u$  ist insbesondere im Hinblick auf die Entwicklung von Kopfbolzendübeln aus hochfestem Stahl zu überprüfen.

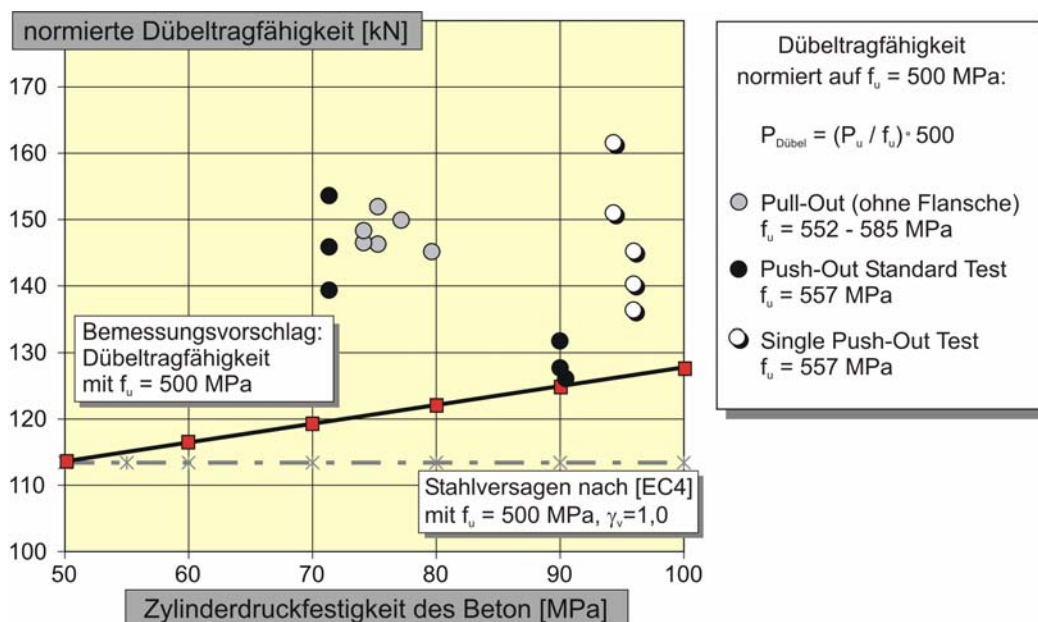


Bild 7.11: Vergleich der experimentellen Dübeltragfähigkeit von 19mm-KBD in Abscherversuchen ohne Flansche in [DFG2005] und [AIF2000] sowie [Heg2001a] mit dem Bemessungsansatz in [prEN1994] und dem eigenen Bemessungsvorschlag ( $\gamma_v = 1,0$ )

Aus diesem Grund wird vorgeschlagen den für Betonfestigkeiten kleiner C60/75 ermittelten empirischen Faktor  $k = 0,8$  in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit zu erhöhen. Für den in Bild 7.12 dargestellten Verlauf von  $k_{\text{mod}}$  ergibt sich eine deutlich verbesserte Anpassung der rechnerischen Dübeltragfähigkeit an die auf eine Zugfestigkeit von  $f_u = 500$  MPa normierten Versuchsergebnisse (Bild 7.11). Der Beiwert  $k_{\text{mod}}$  darf bei Kopfbolzendübeln, die nach dem Lichtbogenbolzenschweißverfahren mit Keramikring [DIN13918] und einer entsprechenden Schweißwulstausbildung hergestellt werden, angewandt werden.

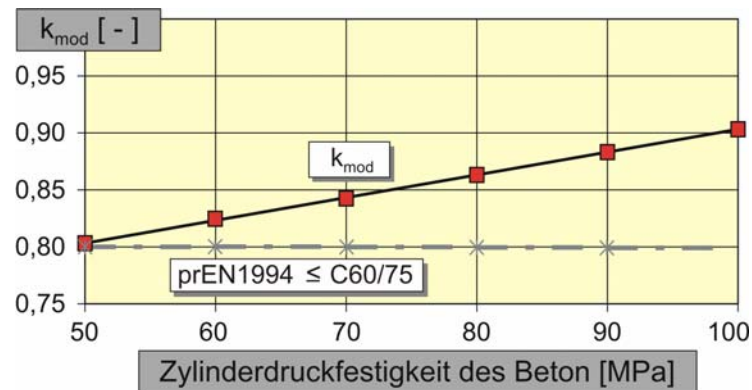


Bild 7.12: Eigener Vorschlag eines Faktors  $k$  zur Berücksichtigung der Scherbeanspruchung des Dübelschaftes im hochfesten Beton  $>C50/60$

Die eigenen Abscherversuche mit kammerbetonierten Stahlprofilen wurden statistisch nach [prEN1990] ausgewertet und der Reibkrafttraganteil infolge des Anpressdrucks aus den Spaltzugkräften ermittelt (Anhang A14). Für  $n = 23$  Versuche betrug der auf die Dübeltragfähigkeit nach dem eigenen Bemessungsvorschlag (Bild 7.12) bezogene charakteristische Reibkraftanteil 30 % (5 % Fraktile). In Bild 7.13 ist die auf eine Stahlspannung von 500 MPa normierte Tragfähigkeit je Dübel über die Betonfestigkeit aufgetragen.

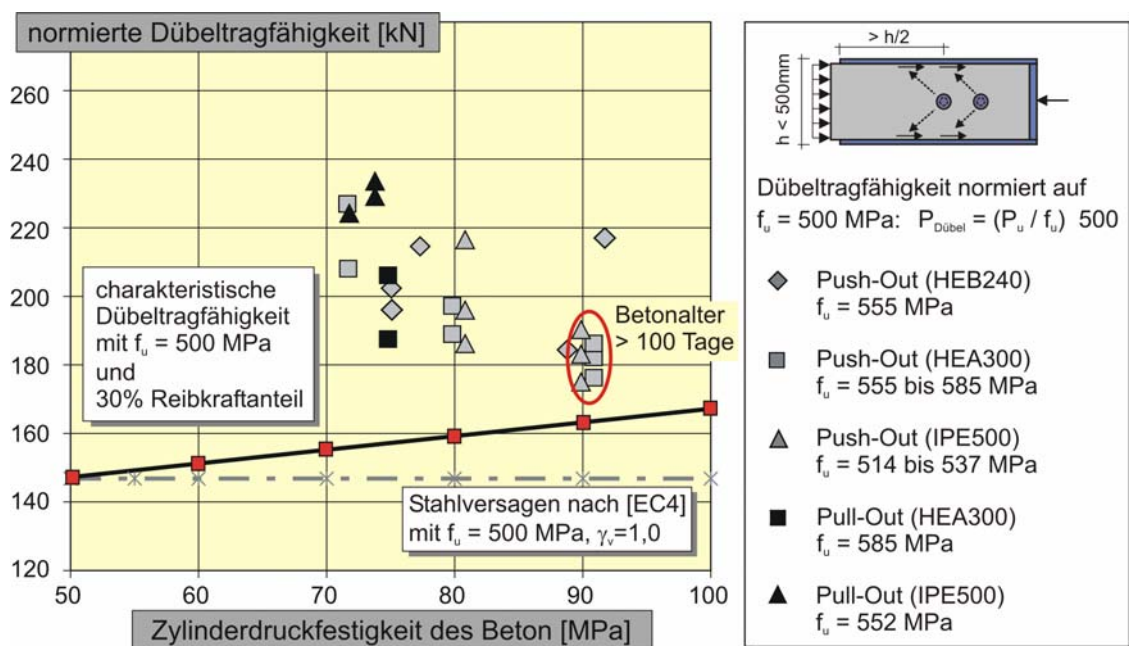


Bild 7.13: Vergleich der experimentellen Dübeltragfähigkeit von 19mm- KBD in Abscherversuchen an kammerbetonierten Stahlprofilen [DFG2005] mit dem Bemessungsansatz in [prEN1994] und dem eigenen Bemessungsvorschlag ( $\gamma_v = 1,0$ ) bei Annahme eines Reibkraftanteils von 30 % der reinen Dübeltragfähigkeit

Für den in den eigenen Versuchen verwendeten hochfesten Beton ist davon auszugehen, dass nach 15 Tagen bereits ca. 60 bis 80 % und bei einem Betonalter von mehr als 100 Tagen die Schwindverformungen weitgehend abgeschlossen sind (vgl. Kap. 3.9 und 3.10). Das gemessene Schwindmaß  $\epsilon_{cs}$  der in der Versuchshalle gelagerten ( $T \sim 20^\circ\text{C}$  und rel. RH  $\sim 50\%$ ) Versuchskörper betrug an der Betonoberfläche in Abhängigkeit von der Lage der Betonstahlbewehrung zwischen 0,2 ‰ und 0,5 ‰. Die sechs Versuche mit einem Betonalter von mehr als 100 Tagen stellen daher charakteristische Versuche zur Erfassung der Reibkraftverluste infolge des Betonschwindens dar.



Mit den in den Bildern 7.14 und 7.15 dargestellten Nomogrammen kann die Dübeltragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton mit und ohne Reibkraftanteil einfach ermittelt werden. Der Anwendungsbereich ist auf walzraue Stahlprofile, ohne Korrosionsschutz, mit einem Flanschabstand kleiner als 500 mm, einer einreihigen Dübelanordnung und den in den eigenen Versuchen verwendeten hochfesten Beton beschränkt. Um den Anwendungsbereich auf andere Betone zu erweitern sind umfangreichere Untersuchungen zum Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens erforderlich.

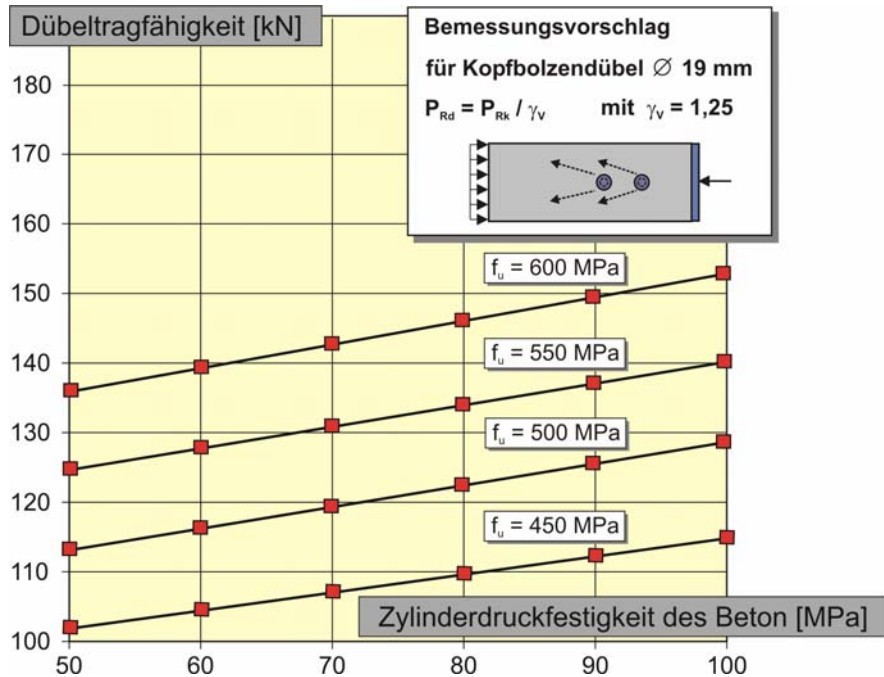


Bild 7.14: Nomogramm zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit für Kopfbolzendübel Ø19 mm ( $\gamma_v = 1,0$ )

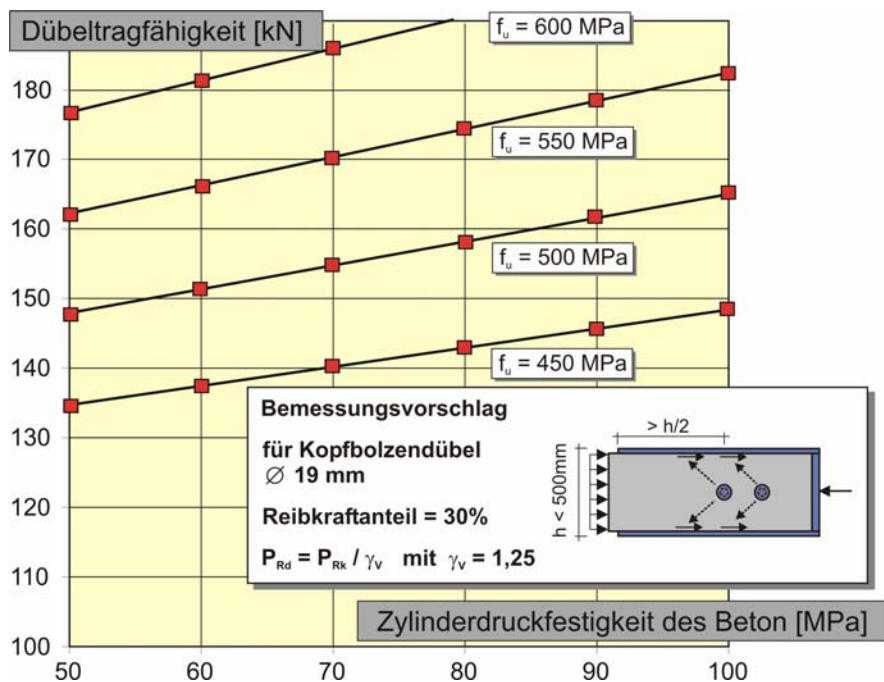


Bild 7.15: Nomogramm zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeit in kammerbetonierten, walzrauen Stahlprofilen unter Berücksichtigung eines Reibkraftanteils von 30 % des reinen Abscherwiderstandes für Kopfbolzendübel Ø19 mm ( $\gamma_v = 1,0$ )



### 7.2.2 Verbund im Abscherversuch ohne Verbundmittel

In den eigenen Abscherversuchen an kammerbetonierten Profilen ohne Verbundmittel und den Versuchen von [Win98] wurden in Abhängigkeit von der Imperfektion des Stahlprofils (Trichterform) stark streuende Verbundfestigkeiten ermittelt (vgl. Kap. 3.6). Die Verbundspannung wurde auf die Flanschfläche bezogen, da in den Berechnungen und den Versuchen ein Ablösen des Kammerbetons vom Steg festgestellt wurde und in der Fuge zum Steg keine Reibspannung übertragen wurde. Die in den eigenen Abscherversuchen an kammerbetonierten Walzprofilen ohne Verbundmittel ( $n=7$ ) bestimmte mittlere Haftverbundfestigkeit bezogen auf die Flanschfläche betrug  $\tau_{HV,m} = 0,38$  MPa. Der Mittelwert der Reibverbundspannung (Reibverbund) nach Überschreiten des Haftverbundes betrug  $\tau_{RV,m} = 0,24$  MPa. Das Betonalter betrug zum Zeitpunkt der Versuche 15 Tage.

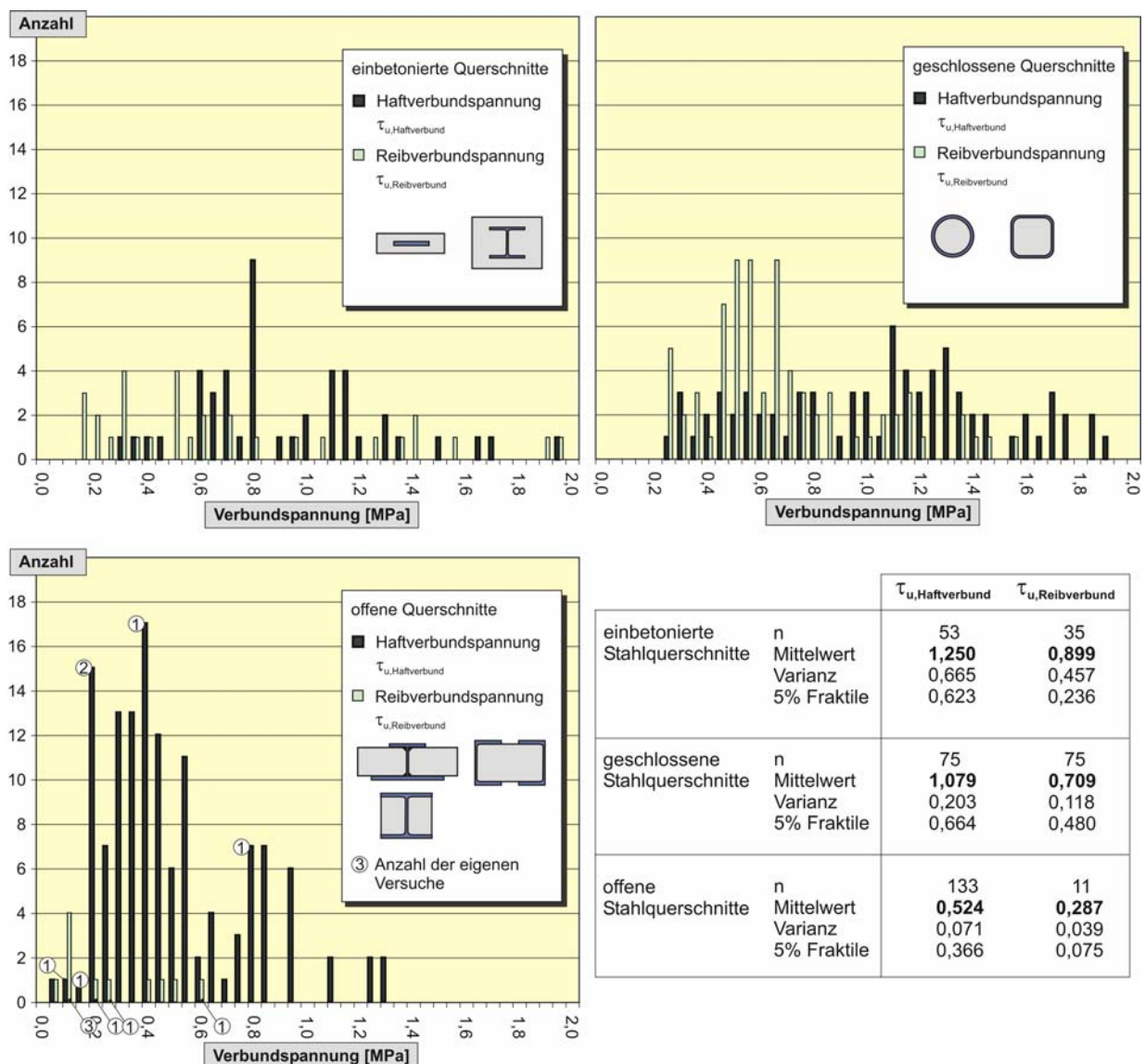


Bild 7.16: Histogramme der Haft- und Reib-Verbundspannungen bezogen auf die Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton nach Abscherversuchen ohne Verbundmittel

- einbetonierte Stahlquerschnitte
- geschlossene Profile, z.B. Rund- oder Rechteckprofil
- offene Profile, z.B. kammerbetoniertes I-Profil (walzrau)

Zur Verifizierung der eigenen Ergebnisse wurden die in Kap. 2.5.2 beschriebenen Abscherversuche ohne Verbundmittel statistisch ausgewertet. In Bild 7.16 ist die jeweils absolute Anzahl der Versuche für eine bestimmte Haftverbundspannung bzw. Reibverbundspannung angegeben. In den Darstellungen wurde eine Unterscheidung nach einbetonierten Stahlquerschnitten, ausbetonierten geschlossenen Profilen und ausbetonierten offenen Profilen vorgenommen. In den Versuchen der Literatur wurden überwiegend normalfeste Betone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C30/37 verwendet. Das Betonalter der Versuche variierte zwischen 10 und 600 Tagen. Im Vergleich zu den einbetonierten bzw. geschlossenen Profilen wiesen die ausbetonierten offenen Profile, wie z.B. kammerbetonierte Profile, deutlich geringere Haft- und Reibverbundfestigkeiten auf. Dies ist auf den Einfluss des Schwindens zurückzuführen, der bei den anderen beiden Gruppen weniger ausgeprägt ist. Bei den geschlossenen Profilen treten nahezu nur Schrumpferformungen auf, die bei normalfesten Betonen klein sind. Bei den einbetonierten Stahlquerschnitten haben die Schwindverkürzungen sogar teilweise einen traglaststeigernden Effekt, da sie Pressungen zwischen Beton und Stahlprofil hervorrufen.

Auffällig sind der große Streubereich und die teilweise unrealistisch großen Messwerte mit Verbundspannungen zwischen 1,0 und 2,0 MPa. Diese sind auf Imperfektionen des Stahlquerschnitts oder des Versuchsaufbaus zurückzuführen. Da die Gruppe der ausbetonierten offenen Profile lediglich sieben Versuche mit kammerbetonierten Profilen enthält ist die Aussage nicht repräsentativ.

In den eigenen Abscherversuchen mit Verbundmitteln wurde der Haftverbund durch die Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau aufgelöst. Die Reibverbundfestigkeit stellt in den Abscherversuchen mit Kopfbolzendübeln einen konstanten, additiven Traganteil dar. In den Nomogrammen zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeit (Bild 7.15) wurde der Widerstand infolge Reibverbund dem Reibkrafttraganteil der Dübel zugeordnet.

### 7.2.3 Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens

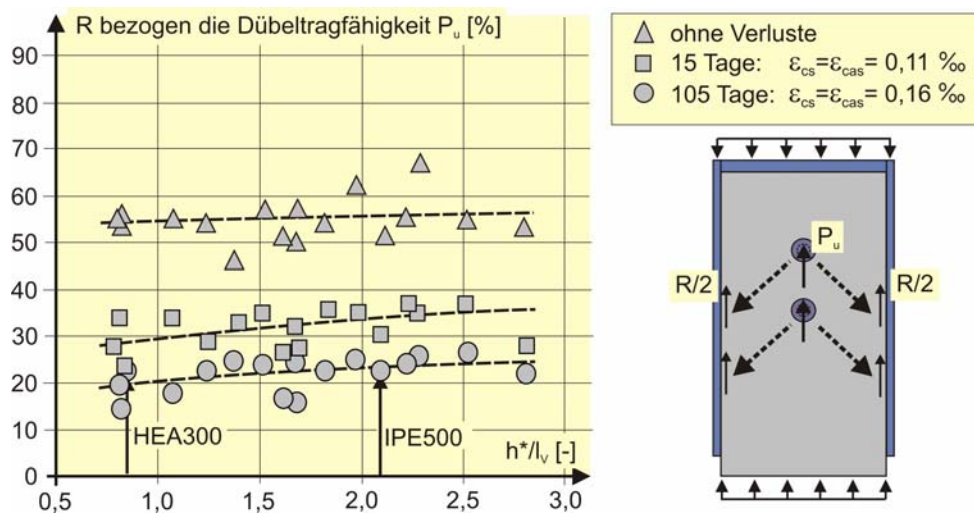
Die Finite Elemente Berechnung des Push-Out Versuchs PO III (vgl. Kap. 4.7) hat ergeben, dass die Reibkräfte aus den Druckstreben der Dübel infolge der Schwindverformungen des Betons auf ca. 40 % des ursprünglichen Wertes abnehmen können.

Um die Reibkraftverluste für die in der Praxis üblichen Stahlprofile zu verifizieren wurde eine Parameterstudie mit dem in Kapitel 4.7 beschriebenen Finite Elemente Modell durchgeführt. Die Parametervariation ist in Tabelle 7.4 angegeben. Für alle Berechnungen wurde lediglich der Anteil des Schrumpfung ( $\epsilon_{\text{cds}} = 0$ ) nach dem modifizierten Schwindansatz (vgl. Kap. 4.6.1) angesetzt. Die Materialeigenschaften von Beton und Stahl wurden in der nicht-linearen Berechnung nicht variiert. Für insgesamt 17 Profile wurde die Tragfähigkeit und der Reibkrafttraganteil aus den Druckstreben der Kopfbolzendübel mit zeitabhängigen Verlusten für ein Belastungsalter von 15 ( $\epsilon_{\text{cas}} = 0,11 \text{ ‰}$ ) und 105 Tagen ( $\epsilon_{\text{cas}} = 0,16 \text{ ‰}$ ) berechnet. Zum Vergleich wurde jeweils eine zeitunabhängige Berechnung durchgeführt, bei der sich die maximalen Reibkraftanteile ohne Verluste ergeben.

Stahlprofil		Bezeichnungen
IPE 240	HEA 450	
IPE 300	HEA 500	
IPE 400	HEA 550	
IPE 500	HEA 600	
IPE 600	HEA 700	
HEA 200	HEA 800	
HEA 240	HEA 900	
HEA 300	HEA 1000	
HEA 400		

Tab. 7.4: Geometrieparameter und untersuchte Stahlprofile

In Bild 7.17 sind die rechnerischen Reibkräfte aus den Druckstreben bezogen auf die Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom Belastungsalter und der Profilgeometrie dargestellt. Mit steigendem Verhältnis aus  $h^*/l_v$  nimmt der Reibkrafttraganteil  $R$  zu, da die Druckstreben des Sprengwerkes zunehmend flacher verlaufen und so die Verbundfuge stärker überdrückt wird. Mit abnehmender Flanschbreite nimmt die Biegesteifigkeit der Flansche und damit die Pressung zwischen Flansch und Kammerbeton zu.

Bild 7.17: Rechnerischer Reibkrafttraganteil  $R$  des Kammerbetons in Abhängigkeit vom Belastungsalter bezogen auf die reine Dübeltragfähigkeit

In Versuchen trat neben dem Reibkraftanteil der Druckstreben ein Reibkraftanteil aus dem natürlichen Reibverbund zwischen den Flanschen und dem Kammerbeton auf. Im linken Diagramm des Bildes 7.18 wurde der Reibkraftanteil des natürlichen Reibverbundes berücksichtigt. Unter Ansatz des Mittelwertes des natürlichen Reibverbundes von  $\tau_m = 0,29$  MPa entsprechend Bild 7.16 wird eine gute Übereinstimmung mit den eigenen Versuchen erreicht (Bild 7.18). Die rechnerischen Ergebnisse bestätigen den experimentell abgeleiteten charakteristischen Reibkrafttraganteil von 30 % der Dübeltragfähigkeit (vgl. Kap. 7.2.1).

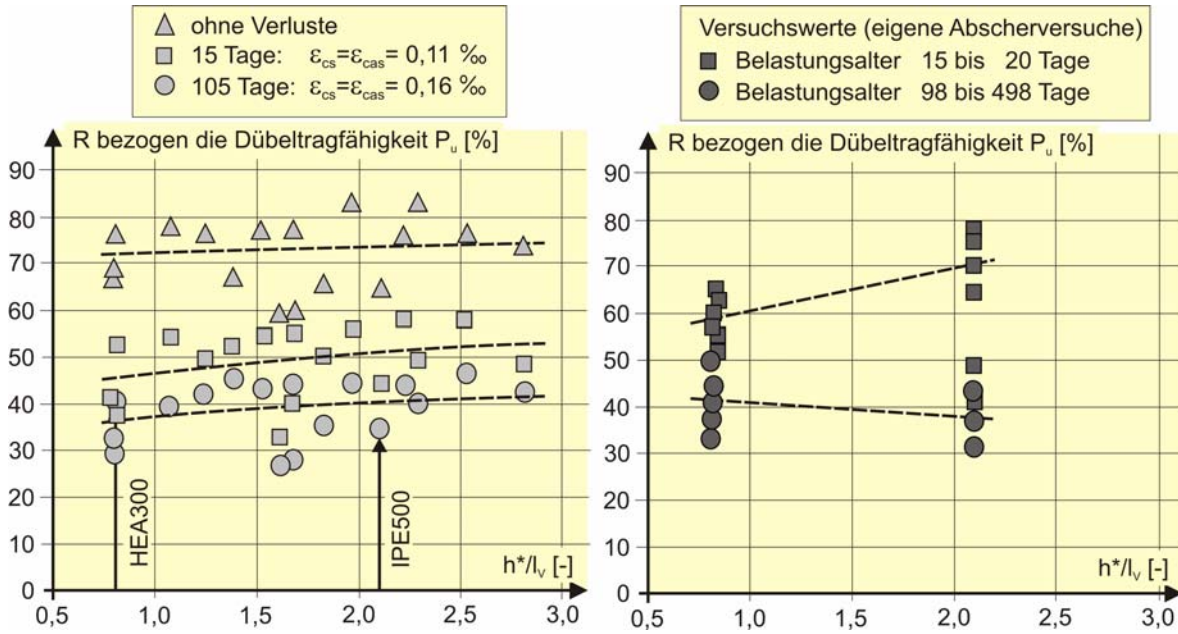


Bild 7.18: Rechnerische Reibkrafttraganteile R des Kammerbetons aus den Druckstreben und dem natürlichen Reibverbund bezogen auf die reine Dübeltragfähigkeit; links: Rechnerische Reibkräfte aus den Druckstreben und dem Mittelwert des natürlichen Reibverbundes von  $\tau_m = 0,29$  MPa; rechts: Reibkraftanteile in den eigenen Abscherversuchen

In Bild 7.19 wurden die rechnerischen zeitabhängigen Reibkrafttraganteile aus den Druckstreben der Kopfbolzendübel auf die Werte der zeitunabhängigen Berechnung bezogen. Auf diese Weise können die verbleibenden Reibkräfte für ein Schrumpfmaß von  $\epsilon_{cas} = 0,11$  ‰ und  $\epsilon_{cas} = 0,16$  ‰ berechnet werden.

Zur Verallgemeinerung der Ergebnisse auf andere Profilgeometrien, eine mehrreihige Dübelanordnung und andere Betonrezepturen sind weitere Parameteruntersuchungen unter Einbeziehung des Pull-Out Versuches sowie systematische experimentelle Untersuchungen zum natürlichen Haft- bzw. Reibverbund erforderlich.

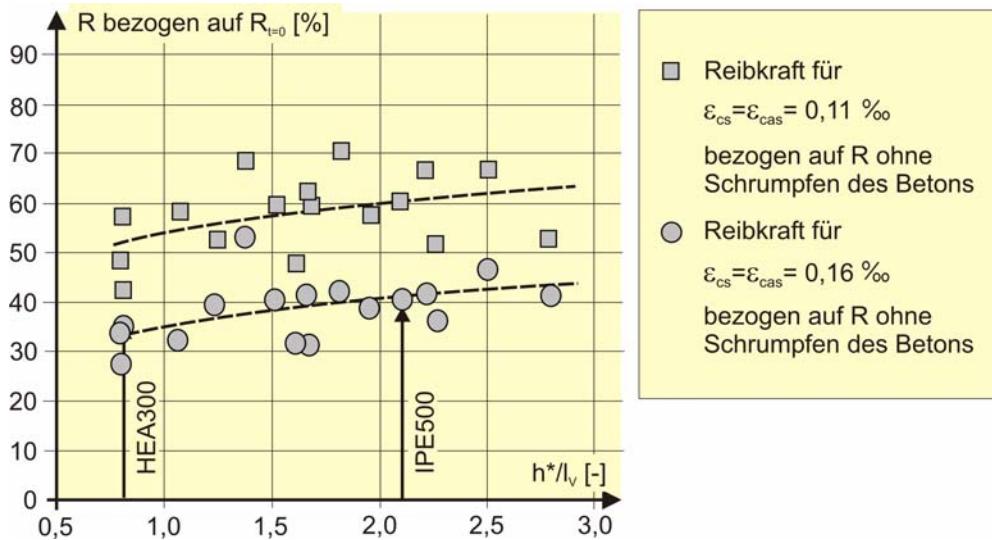
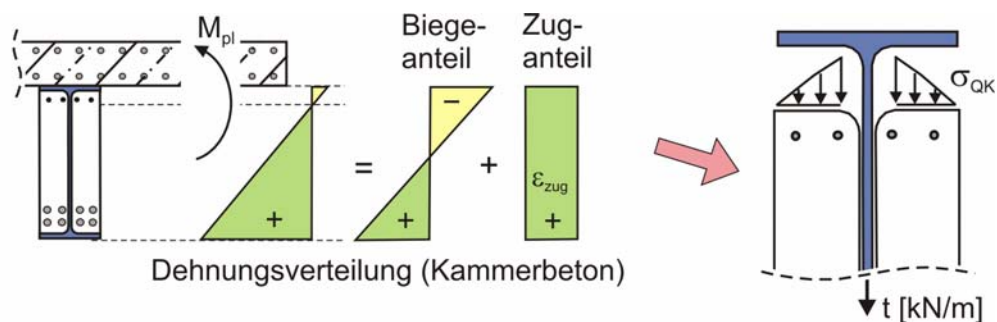


Bild 7.19: Diagramm zur Bestimmung der Reibkraftverluste infolge Schwindens des Betons

### 7.2.4 Verbund beim Biegeträger ohne Verbundmittel

Neben den in den Abscherversuchen ermittelten Reibkraftanteilen treten am Biegeträger die in Kap. 6.3.2 beschriebenen Reibkraftmechanismen auf. Anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden Ingenieurmodelle zur Berechnung der Reibkräfte infolge Querkontraktion des Stahlprofils und der Pressung am Auflager hergeleitet.

In Bild 7.20 ist die Entstehung der Verbundwirkung zwischen Kammerbeton und Stahlprofil infolge der behinderten Querkontraktion des Steges dargestellt. Die vertikale Zugkraft  $t$  im Steg ist ein Maß für die Einspannung des Kammerbetons zwischen den Flanschen. Bei konstanter Querdehnzahl des Stahls  $\nu = 0,3$  ist  $t$  linear abhängig von der Längszugdehnung  $\varepsilon_{\text{Zug}}$  und der Dicke  $t_w$  des Steges. Infolge des zeitabhängigen Betonverhaltens wird die vertikale Dehnung des Steges  $\nu \cdot \varepsilon_{\text{Zug}}$  reduziert. Die zeitabhängigen Verluste sind abhängig von den Kriech- und Schwindeigenschaften des Betons, dem Belastungsalter, der Geometrie und der Längszugdehnung (vgl. Kap. 6.3.2).



Zugkraft im Steg:  $t = E_a \cdot (\nu \cdot \varepsilon_{\text{Zug}} - \varepsilon_{\text{Verluste}}) \cdot t_w \quad [\text{kN/m}]$

mit:  $\varepsilon_{\text{Verluste}} = \varepsilon_{\text{elast}} + \varepsilon_{\text{CS}} + \varepsilon_{\text{Cp}}$

Verbundkraft je Kammer:  $t_{\text{QK}} = \mu \cdot t \quad [\text{kN/m}]$

mit:  $\mu$  Reibbeiwert  
 $E_a$  Stahl-E-Modul  
 $t_w$  Stegdicke

$\nu_s$  Querdehnzahl des Stahls  
 $\varepsilon_{\text{elast}}$  elastische Betonverformung  
 $\varepsilon_{\text{CS}}$  Schwindverformung  
 $\varepsilon_{\text{Cp}}$  Kriechverformung

Bild 7.20: Reibkräfte infolge der behinderten Querkontraktion des Steges

Unter negativer Momentenbeanspruchung werden Kammerbeton und Stahlprofil überwiegend gestaucht, sodass hier kein Reibanteil infolge der Querdehnung des Stahlprofils zu erwarten ist. Im Traglastbereich ( $\sigma_c > 0,8 \cdot f_{\text{ck}}$ ) nimmt allerdings die Querdehnzahl des gedrückten Kammerbetons stark zu (vgl. Kap. 3.8), die ebenfalls zu lokalen Zwangkräften zwischen dem Beton und den Stahlflanschen führen kann. Der Beitrag zur Verbundsicherung des Kammerbetons ist jedoch klein, da diese Kräfte nur im Bruchzustand auftreten und lokal auf den Bereich des maximalen Biegemomentes beschränkt sind.

Im Auflagerbereich und der Lasteinleitung großer Einzellasten werden Reibkräfte infolge der Druckspannungen zwischen Kammerbeton und Stahlflansch hervorgerufen (Bild 7.21). Die aktivierte Reibkraft  $T_{\text{Reib}}$  ist abhängig vom Reibkoeffizienten  $\mu$  und der durch den Kammerbeton abgetragenen Querkraft  $V_{\text{Beton}}$ . In Kap. 6.3.2 wurde mit numerischen Simulationen gezeigt, dass der Querkraftanteil des Kammerbetons bei großen Auflagerkräften vereinfacht mit dem Verhältnis des plastischen Querkraftwiderstandes des Steges und des



Kammerbetons abgeschätzt werden kann. Durch die Berechnung mit Bemessungswerten  $V_{Rd}$  und  $V_{pl,a,Rd}$  wird der Betontraganteil gegenüber dem Stahltraganteil überproportional abgemindert, sodass sich konservativere Werte für  $V_{Beton}$  ergeben.

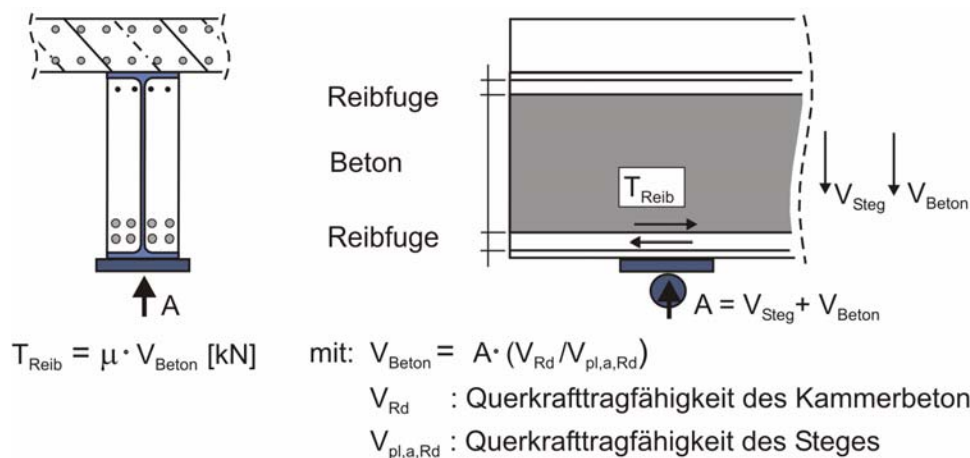


Bild 7.21: Aktivierung von Reibkräften am Auflager und einer Lasteinleitungsstelle

Anhand eines Bemessungsbeispiels wird in Anhang A18 die Berechnung der Verbundkräfte infolge Reibung erläutert und das Einsparpotential an Verbundmitteln aufgezeigt. Um die Anwendung auf beliebige kammerbetonierte Verbundquerschnitte zu erweitern sind weitere Parameteruntersuchungen mit Variation der Baustahl- und Betonquerschnitte sowie der Betoneigenschaften erforderlich.

Der Reibanteil aus der Klemmwirkung infolge der Krümmung des Verbundquerschnitts konnte bisher nicht in einem Ingenieurmodell ausgedrückt werden, da eine isolierte Untersuchung der Einflussparameter nicht möglich war.

In den Versuchen an so genannten ASB-Trägern [Däu2001] konnte die aufnehmbare Längsschubkraft durch das Aufbringen eines Querbiegemomentes um ca. 80 % gesteigert werden. Bei diesem Querschnitt wurde allerdings eine zusätzliche Reibkraft durch die direkte Einleitung der Querkraft-Druckstrebe  $F_q$  und der Biegedruckkraft  $F_d$  in den Füllbeton hervorgerufen (Bild 7.22). Bei kammerbetonierten Verbundträgern tritt an den Flanschaußenseiten eine Pressung  $\sigma_{QB}$  des Kammerbetons auf. Die Größe der Spannung ist abhängig vom Verdrehwinkel der Decke und der Geometrie des Stahlprofils. Zur Berücksichtigung dieses Effektes ist eine Systembetrachtung mit Ermittlung der Deckendrehwinkel erforderlich.

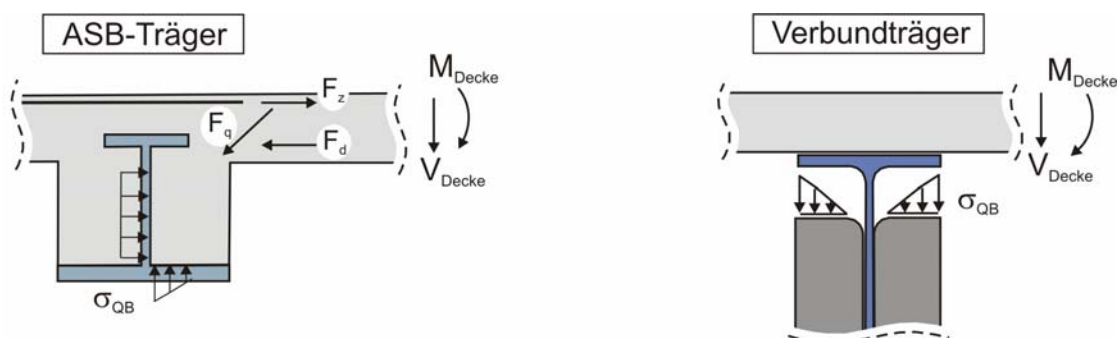


Bild 7.22: Reibkräfte infolge Querbiegung des Betongurtes

### 7.3 Momententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung

Der Einfluss der Duktilität der Verbundmittel auf die Querschnittstragfähigkeit und die Rotationsfähigkeit wurde in einer Parameterstudie mit dem in Kap. 6.2 beschriebenen Finite Elemente Modell genauer untersucht. Der Verdübelungsgrad des Kammerbetons wurde für die Querschnitte H1 und H3 zwischen 1 % und 100 % variiert. Die Dübel wurden mit zweilagigen Interfaceelementen modelliert und zwischen dem Auflager und der Lasteinleitung äquidistant angeordnet (Bild 7.23). Die Verbundwirkung infolge Reibung wurde nicht angesetzt ( $\mu = 0$ ). In Kapitel 6.5.3 wurde der Versagenszeitpunkt des am Auflager angeordneten Dübels im Momenten-Rotationsdiagramm in Abhängigkeit von der Verformungsfähigkeit des Dübels bestimmt. Mit abnehmender Verformungsfähigkeit des Dübels war in der Nachrechnung der eigenen Versuche eine Abnahme der Momententragfähigkeit und der Rotationsfähigkeit zu beobachten.

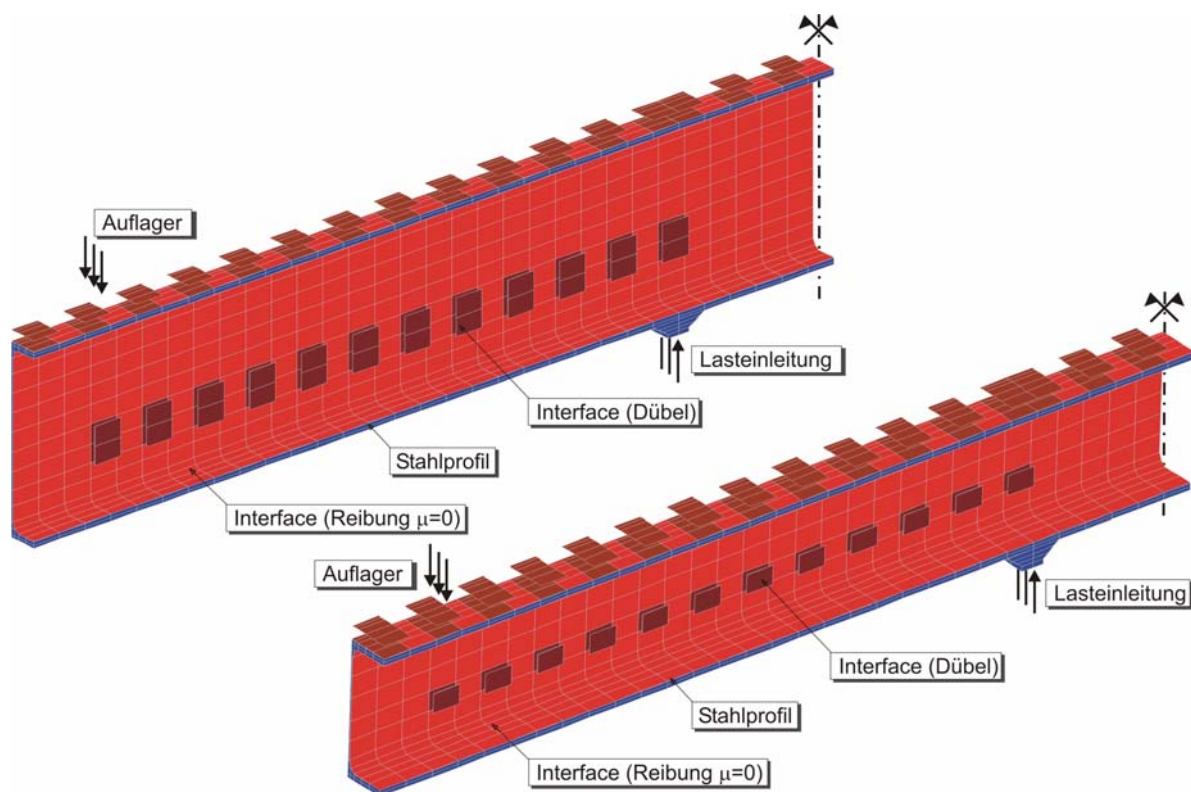


Bild 7.23: Anordnung der Interfaceelemente zur Übertragung der Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil

In Anlehnung an die Teilverbundtheorie für klassische Verbundträger [prEN1994] kann die Momententragfähigkeit des kammerbetonierten Verbundquerschnitts dann vollplastisch berechnet werden, wenn ausreichend duktile Verbundmittel verwendet werden. Für die Normalkraft des Kammerbetons ist ein reduzierter Wert  $N_{KB,red}$  anzunehmen, welcher aus dem vorhandenen Verdübelungsgrad berechnet werden kann (Gl. 7.6).

$$N_{KB,red} = \eta_{KB} \cdot N_{KB,pl} \quad (\text{Gl. 7.6})$$

mit:  $N_{KB,red}$  reduzierte Normalkraft des Kammerbetons  
 $\eta_{KB}$  Verdübelungsgrad des Kammerbetons  
 $N_{KB,pl}$  plastische Normalkraft des Kammerbetons bei vollem Verbund

Der rechnerische Zusammenhang zwischen dem vollplastischen Moment  $M_{Rd}$  und dem Verdübelungsgrad  $\eta_{KB}$  des Kammerbetons ist in Bildern 7.24 und 7.25 für den Stütz- und den Feldquerschnitt der eigenen Versuchsträger H2/4 und S2/4 dargestellt.

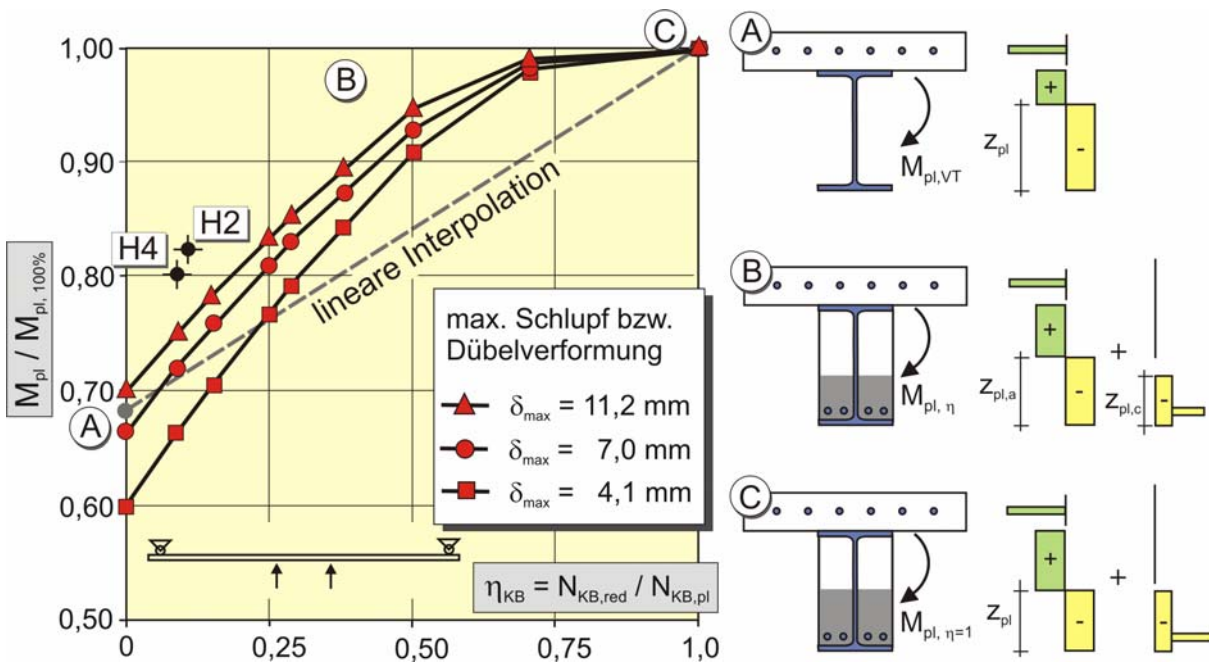


Bild 7.24: Teilverbunddiagramm für kammerbetonierte Verbundträger des Querschnitts H2 und H4 unter negativer Momentenbeanspruchung

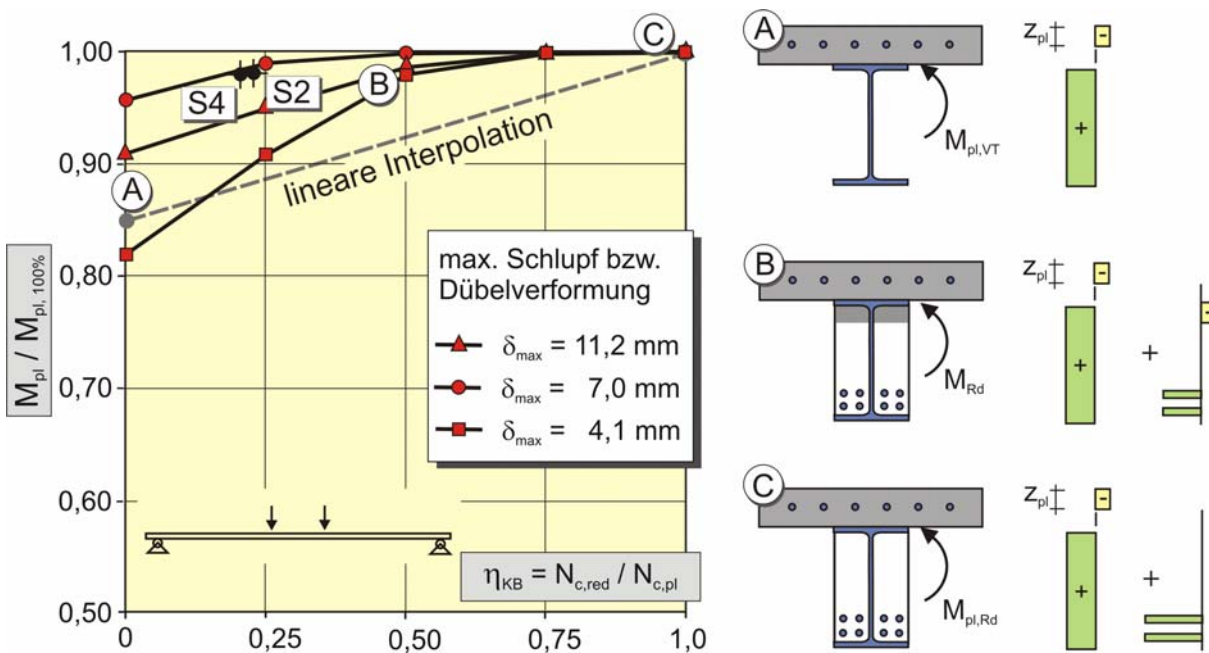


Bild 7.25: Teilverbunddiagramm für kammerbetonierte Verbundträger des Querschnitts S2 und S4 unter positiver Momentenbeanspruchung

Legt man bei der Anwendung des erstellten Teilverbunddiagramms die charakteristische Verformungsfähigkeit der Abscherversuche ( $\delta = 4,1$  mm) zugrunde, so werden mit dem vereinfachten linearen Ansatz ab einem Verdübelungsgrad von  $\eta = 25$  % sichere Werte erzielt.

In das Diagramm wurden die Versuchswerte der Verbundträger H2 und H4 eingetragen. Dazu wurde der Verdübelungsgrad mit Hilfe der in Push-Out ermittelten Dübeltragfähigkeit berechnet. Die große Momententragfähigkeit der Versuchsträger bei gleichzeitig geringem rechnerischen Verdübelungsgrad des Kammerbetons verdeutlicht, dass die in Kapitel 7.2.4 beschriebenen Reibeffekte zu einer nennenswerten Erhöhung des effektiven Verdübelungsgrades beitragen.

Im Feldbereich werden für eine charakteristische Verformungsfähigkeit von  $\delta = 4,1$  mm mit dem vereinfachten linearen Ansatz ab einem Verdübelungsgrad  $\eta$  von ca. 20 % sichere Werte erzielt. Für einen Verdübelungsgrad von 50 % wird nahezu die Momententragfähigkeit eines Querschnitts mit vollem Verbund erzielt. Die Versuche S2 und S4 verdeutlichen, dass die Verbundwirkung zu einem großen Teil durch Reibkräfte in der Verbundfuge sichergestellt werden kann.

Zur Ermittlung allgemeingültiger Aussagen zum Mindestverdübelungsgrad sind weitere Parameterstudien mit Variation der Querschnittsgeometrie, der Trägerlänge und der Belastungsart erforderlich.

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Obwohl sich hochfester Stahl im Stahlbau und hochfester Beton im Massivbau in vielen Anwendungsbereichen aufgrund technischer und wirtschaftlicher Vorteile gegenüber normalfesten Baustoffen durchgesetzt haben, wurden diese Materialien bisher nicht zusammen in kammerbetonierten Verbundträgern verwendet.

Durch den gezielten Einsatz von hochfestem Kammerbeton kann die Biege- und Querkrafttragfähigkeit von Verbundträgern nennenswert gesteigert werden. Die Verbundsicherung des Kammerbetons erfolgt i.d.R. mit auf den Steg aufgeschweißten Kopfbolzendübeln oder durch Steckbügel, die in Stegöffnungen angeordnet werden. Der natürliche Haftverbund zwischen Stahl und Beton sowie verschiedene Reibverbundmechanismen rufen eine zusätzliche Verbundwirkung hervor. Durch Schwinden und Kriechen des Betons kann der Traganteil infolge Reibung jedoch erheblich reduziert werden. Nur durch die rechnerische Quantifizierung der Reibkräfte in der Verbundfuge und der zeitabhängigen Verluste kann eine Berücksichtigung dieser Verbundmechanismen in der Bemessung erreicht werden.

Die traglaststeigernde Wirkung des Kammerbetons wurde bisher im Verbundträgerbau aufgrund fehlender mechanischer Modelle und Bemessungsregeln insbesondere bei hochfesten Baustoffen häufig nicht genutzt. Daher wurde das Zusammenwirken von Kammerbeton und Stahlprofil am Beispiel von Verbundträgern aus dem Hoch- und Brückenbau in der vorliegenden Arbeit systematisch untersucht. Hierzu wurden grundlegende experimentelle und theoretische Untersuchungen der Tragmechanismen kammerbetonierter Verbundträger unter Berücksichtigung der speziellen Materialeigenschaften von hochfestem Beton und hochfestem Baustahl durchgeführt.

Die Übertragung der Längsschubkraft zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wurde in Modellversuchen erforscht. Durch die Entwicklung eines neuen Abscherversuchs konnte die Wirkungsweise von Kopfbolzendübeln und Steckbügeln nicht nur im druck- sondern auch in zugbeanspruchtem Kammerbeton überprüft werden. Der Einfluss des Schwindens des Kammerbetons wurde durch die Variation des Belastungsalters und durch umfangreiche Schwindmessungen an den Prüfkörpern aufgezeigt.

Das Momenten-Rotationsverhalten hochfester kammerbetonierter Verbundprofile und Verbundträger wurde im Vierpunktbiegeversuch unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung untersucht. Neben der Überprüfung der plastischen Querschnittsbemessung wurde das Tragverhalten bei teilweiser Verdübelung des Kammerbetons ermittelt.

Das entwickelte dreidimensionale nicht-lineare Finite Elemente Modell kann das globale Momenten-Rotationsverhalten der Verbundträger sehr genau abbilden. Durch die Unterscheidung zwischen Interfaceelementen zur Abbildung des Reibverbundes und den entwickelten mehrlagigen Interfaceelementen zur Modellierung der Kopfbolzendübel konnten Verbundmechanismen lokalisiert werden, die experimentell nur mit großem messtechnischem Aufwand zu erfassen sind.

Innerhalb der Arbeit wurden gegenüber dem bisherigen Stand des Wissens die folgenden Erkenntnisse gewonnen:



- Die im EC 4 definierte Verformungsfähigkeit der Verbundmittel unterscheidet nicht zwischen der elastischen und plastischen Verformung.
- Erstmals konnten die bei der Verbundsicherung des Kammerbetons mit Kopfbolzendübeln auftretenden Reibmechanismen lokalisiert und quantifiziert werden. Zusätzlich zu dem Traganteil der Dübel tritt ein Reibkrafttraganteil infolge der von den Dübeln zu den Flanschen verlaufenden Druckstreben auf. Dabei wirken die Reibspannungen überwiegend im Bereich der steifen Ausrundung zwischen dem Steg und dem Flansch. Einen weiteren Traganteil stellt der natürliche Reibverbund infolge der Oberflächenwelligkeit und der Imperfektion des Stahlprofils dar.
- Im biegebeanspruchten Verbundträger treten infolge der Pressung zwischen Kammerbeton und Stahlprofil an der Lasteinleitung, der Querkontraktion des Stahlprofils und der Krümmung des Verbundquerschnitts weitere Verbundmechanismen auf, die erstmals quantifiziert wurden.
- Die zwischen Kammerbeton und dem Stahlprofil auftretenden Reibkräfte erhöhen den effektiven Verdübelungsgrad des Kammerbetons.
- Mit zunehmendem Betonalter ist ein Verlust der Reibkrafttraganteile infolge des zeitabhängigen Betonverhaltens festzustellen.
- Unter positiver Momentenbeanspruchung wird bei hochfesten kammerbetonierten Verbundträgern die Randfaser der Betondruckzone aufgrund der tiefer im Querschnitt liegenden Nulllinie stärker beansprucht. Bei der plastischen Bemessung mit rechteckigen Spannungsböcken müssen Korrekturwerte eingeführt werden, damit die Tragfähigkeit nicht überschätzt wird.
- Unter negativer Momentenbeanspruchung darf der Kammerbeton die Bruchstauchung nicht überschreiten bevor das Stahlprofil vollständig plastiziert. Bei der plastischen Bemessung ist insbesondere für hochfeste Materialien ein Korrekturfaktor für die nach dem Gesamtquerschnittsverfahren berechnete Momententragfähigkeit erforderlich.
- Bei einer teilweisen Verdübelung des Kammerbetons wird die Größe des plastischen Momentes durch das plastische Verformungsvermögen der Verbundmittel bestimmt.
- Im umschnürten Bereich des Kammerbetons entsteht unter Druckbeanspruchung ein mehraxialer Spannungszustand, der die aufnehmbare Spannung und Betonstauchung erhöht.
- Der Kammerbeton verhindert bei ausreichender Verdübelung ein Beulen des Stahlsteges. Bei schlanken Stahlprofilen kann jedoch der unverdübelte Kammerbeton vom beulenden Steg seitlich aus der Kammer herausgedrückt werden.
- Der Kammerbeton vergrößert die Fließzone des Stützquerschnitts und bewirkt im Vergleich zu einem entsprechenden Verbundträger ohne Kammerbeton eine größere plastische Rotation des Stützquerschnitts. Die Rotationskapazität vergleichbarer Verbundträger ohne Kammerbeton ist kleiner als bei den eigenen Versuchen mit Kammerbeton.
- Das Fließlinienverfahren [Fel1994] ist bei Anpassung für Verbundquerschnitte geeignet, das Momenten-Rotationsverhalten kammerbetonierter Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung vorherzusagen.

Mit den vorgestellten Regeln zur Bestimmung der plastischen Momententragfähigkeit und zur Verdübelung des hochfesten Kammerbetons lassen sich hochfeste kammerbetonierte Verbundträger einfach, sicher und wirtschaftlich bemessen. Die rechnerische Quantifizierung der Verbundanteile infolge Reibung ermöglicht es dem Ingenieur die Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge zwischen Kammerbeton und Stahlprofil wirklichkeitsnah zu berücksichtigen. Die Reduktion der Tragfähigkeit infolge Schwinden des Betons wurde bereits in den Bemessungsvorschlägen verankert, ist jedoch durch erweiterte Untersuchungen zu überprüfen.

Vielversprechende Einsatzgebiete sind hochbelastete Bauteile aus dem Industrie- und Brückenbau. Insbesondere bei schwingungsempfindlichen Konstruktionen kann das Ausbetonieren der Kammern zu einer deutlichen Versteifung des Systems führen. Dadurch werden filigrane und tragfähige Verbundkonstruktionen ermöglicht, die in Form von hybriden Tragstrukturen neue Möglichkeiten im Entwurf und in der Ausführung eröffnen. Des Weiteren kann für bestehende Konstruktionen eine erhöhte Tragfähigkeit rechnerisch nachgewiesen werden, sodass eine Erhöhung der Verkehrslasten möglich wird.

In Zukunft sollten die Auswirkungen des zeitabhängigen Betonverhaltens auf die Verbundmechanismen experimentell genauer untersucht werden. Außerdem ist noch die Verdübelung des Kammerbetons unter nicht-runder Belastung zu erforschen. Bei einer Schwell- oder Wechselbeanspruchung ist eine Reduktion der Reibkrafttraganteile infolge einer Glättung der Reibfuge zu erwarten. Bei der Suche nach neuen Verbundmitteln sollte die Verbundsicherung mittels Profilierung der Stahloberflächen untersucht werden. Besonders bei ein- oder ausbetonierten Stahlquerschnitten ist durch die Umschnürung eine hohe und dauerhafte Tragfähigkeit zu erwarten.

Im Bereich der numerischen Simulation wird schon bald aufgrund der schnell wachsenden Leistungsfähigkeit der Rechner eine immer genauere Modellierung komplexer Verbundquerschnitte mit dreidimensionalen Finite Elemente Systemen möglich sein.

Die an diesen Modellen gewonnenen Erkenntnisse tragen zum besseren Verständnis der Lastabtragungsmechanismen bei und bilden die Basis für die Entwicklung neuer Bemessungs- und Konstruktionsprinzipien im Verbundbau.

## 9 Literatur

### Normen und Anwendungsrichtlinien

- [ACI1999] ACI 318 (1999):  
American Concrete Institute, Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.
- [CEB1995] CEB (1995):  
Comité Euro-International du Béton: CEB Bulletin d'Information N° 228: High Performance Concrete, Recommended Extensions to the Model Code 90, Lausanne, Schweiz.
- [CEB1991] CEB (1991):  
Comité Euro-International du Béton: CEB Bulletin d'Information N° 213/214: CEB Fip Model Code 1990, Design Code, Lausanne, Schweiz.
- [DAfStb2003] DAfStb (2003):  
Erläuterungen zu DIN 1045-1, September 2003.
- [DAfStb1995] DAfStb (1995):  
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie für hochfesten Beton, Ergänzung zu DIN 1045 (07.88) für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115, Berlin.
- [DAfStb2003] DAfStb (2003):  
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Sachstandsbericht ultrahochfester Beton – Betontechnik und Bemessung. Ausgabe 24.04.2003, Berlin.
- [DASSt1994] DASSt (1994):  
Deutscher Ausschuss für Stahlbau: Richtlinie 104: Richtlinie zur Anwendung von ENV 1994, Teil 1-1, Stahlbauverlag, Ausgabe 02/1994. Auch in: Betonkalender 1999, Teil 2.
- [DIN1993] Deutsches Institut für Normung (1993):  
Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. Ausgabe März 1981 und Ergänzende Bestimmungen, Ausgabe März 1984: Dübeltragfähigkeit, Kopfbolzendübel bei Verbundträgern mit Stahlprofilblechen sowie Ergänzende Bestimmungen, Ausgabe Juni 1991: Neufassung des Abschnittes 9: Rißbreitenbeschränkung. In: Betonkalender 1993, Teil 2, Verlag Ernst&Sohn, Berlin, S. 227-246.
- [DIN488] DIN 488 (1986):  
Teil 3: Betonstahlprüfungen, Juni 1986.
- [DIN1045-1] DIN 1045-1 (2003):  
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe März 2003.
- [DIN1045] DIN 1045 (1988):  
Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Berlin-Köln, Beuth-Verlag. Ausgabe Juli 1988.

- [DIN1048] DIN 1048 (1991):  
Prüfverfahren für Beton, Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Ausgabe Juni 1991.
- [DIN4227] DIN 4227 (1996):  
Spannbeton. Ausgabe Dezember 1996.
- [DIN13918] DIN EN ISO 13918 (1998):  
Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenbolzenschweißen, Ausgabe Dezember 1998.
- [DIN10002] DIN EN 10002 (2001):  
Metallische Werkstoffe, Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Ausgabe Juli 2001.
- [DIN18800] E DIN 18800, Teil 5 (1999):  
Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Ausgabe Januar 1999.
- [DIN18800] DIN V 18800, Teil 5 (2004):  
Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Ausgabe November 2004.
- [DIN32500] DIN 32500, Teil 3 (1979):  
Bolzen für Bolzenschweißen mit Hubzündung, Betonanker und Kopfbolzen.
- [DS804] DS 804 (1996):  
Deutsche Bahn: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke(VEI), Ausgabe Juli 1996.
- [ICC2000] ICC (2000):  
International Code Council: International Building Code, Falls Church, Virginia, USA, 2000.
- [prEN1990] prEN 1990 (2001):  
Eurocode – Basis of structural design, Annex D: Design assisted by testing, July 2001.
- [prEN1992] prEN 1992 1-1 (2003):  
Eurocode 2 (Vornorm) – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, Ausgabe April 2003.
- [prEN1992a] prEN 1992 1-1 (1992):  
Eurocode 2 (Vornorm) – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, Ausgabe Juni 1992.
- [prEN1993] ENV 1993 Teil1-1 (1993):  
Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Ausgabe April 1993.

- [prEN 1994] prEN 1994 1-1 (2003):  
Eurocode 4 (Vornorm) – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, Ausgabe Oktober 2003 bzw. November 2004.
- [prEN 1994a] ENV 1994 Teil 1-1 (1994):  
Eurocode 4 (Vornorm) – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung: ENV 1994-1-1: 1992, Ausgabe Februar 1994.

## **Forschungsberichte**

- [AIF2000] AIF-FORSCHUNGSVORHABEN 12124 N/1 (2000):  
HEGGER, J.; SEDLACEK, G.: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton. In: Forschung für die Praxis P486, gemeinsames Forschungsvorhaben des Instituts für Massivbau und des Lehrstuhls für Stahlbau, beide RWTH Aachen, Studiengesellschaft für Stahlanwendung e.V., Düsseldorf.
- [AIF1984] AIF-FORSCHUNGSVORHABEN (1984)  
ROIK, K., BREIT, M., SCHWALBENHOFER, K.: Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton bei Stützenkonstruktionen. In: Forschung für die Praxis P51, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf.
- [DFG2005] DFG (2005):  
HEGGER J.; GORALSKI, C.: Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben: Trag- und Verformungsverhalten von kammerbetonierten Verbundträgern aus hochfestem Stahl und hochfestem Beton. Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [EGKS2000] EGKS (2000):  
SEDLACEK, G.; HANSWILLE, G.; HEGGER, J.: ECSC, PROJECT 7210-SA: Use of High Strength Steel S460, Reports, unpublished, Institut für Stahlbau, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau und Verbundbau, Bergische Universität Wuppertal, Lehrstuhl und Insitut für Massivbau, RWTH Aachen.



## Veröffentlichungen

- [Alb1950] ALBERS, K. (1950):  
Vorschlag für Schubsicherungen. In: Bauingenieur 25, Jg. 1950, Heft 3, S. 91-95.
- [And1996] ANDERSON, D., SEDLACEK, G., HANSWILLE, G. (1996):  
Second Draft of Annex H of Eurocode 4, Part 1-1, unveröffentlicht.
- [Ans1984] ANSOURIAN, P. (1984):  
Beitrag zur plastischen Bemessung von Verbundträgern. In: Bauingenieur 59, Jg. 1984, S. 267-272.
- [Ans1978] ANSOURIAN, P.; RODERICK, J.W. (1978):  
Analysis of composite beams. In: Journal of the Structural Division, Jg. 1978, Heft 10, S. 1631-1645.
- [Bas2002] BASKAR, K.; SHANMUGAN, N.E.; THEVENDRAN, V. (2002):  
Finite-Element Analysis of Steel-Concrete Composite Plate Girder. In: Journal of Structural Engineering Vol. 128, No. 9, Sept. 2002, S. 1159-1168.
- [Bau1950] 1. SONDERHEFT: STAHLVERBUND-BAUWEISE (1950):  
Arbeitstagung am 8. Dezember 1949 in Hannover. Bauingenieur 25, Heft 3, S. 73-112.
- [Bau1950] 2. SONDERHEFT: VERBUND-BAUWEISE (1950):  
Arbeitstagung am 20. und 21. April 1950 in Hannover. Bauingenieur 25, Heft 8, S. 269-324.
- [Baz2000] BAŽANT, Z.P.; PLANAS, J. (2000):  
Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials. CRC Press LLC.
- [Baz1995] BAŽANT, Z.P.; BAWEJA, S. (1995):  
Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3, erschienen unter SP194-1.
- [Bod1998] BODE, H. (1998):  
Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung, 2. Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf.
- [Bod1990] BODE, H.; KÜNZEL, R. (1990):  
Composite Beams of FE460 Quality, RPS Report, Fachgebiet Stahlbau Universität Kaiserslautern.
- [Bod1987] BODE, H.; FICHTER, W.; SCHANZENBACH, J.; UTH, H.-J. (1992):  
Traglast von Verbund-Durchlaufträgern für den Hoch- und Industriebau unter besonderer Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl, Düsseldorf.
- [Bri1997] BRIDGE, R.; PATRICK, M.; WEBB, J. (1997):  
High Strength Materials in Composite Construction. Composite Construction - Conventional and Innovative: International Conference Innsbruck, Austria, Sept. 16.-18.

- [Bri1996] BRIDGE, R.Q. (1996):  
Research on composite structures in Australia, 1960-1985. Veröffentlicht in: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14, S. 41-54.
- [Bry1962] BRYSON, J.O., MATHEY, R.G. (1962):  
Surface Condition Effect on Bond Strength of Steel Beams Embedded in Concrete. Journal of American Concrete Institute, Vol. 59, No. 3, S. 397-405.
- [Däu2001] DÄUWEL, T. (2001):  
Beitrag zum Tragverhalten von Slim-Floors unter Verwendung hoher Trapezprofilbleche, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Universität Kaiserslautern.
- [Dis1939] DISCHINGER, F. (1939):  
Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bodenbrücken. Bauingenieur 20, Heft 5/6, S. 54-63, Heft 21/22, S. 286-294, Heft 31/32, S. 426-437, Heft 47/48, S. 563-572.
- [Dis1937] DISCHINGER, F. (1937):  
Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. Bauingenieur 18, Heft 33, S. 487-520, S. 539-552.
- [Döi2001] DÖINGHAUS, P. (2001):  
Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern, Dissertation, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [Dör1960] DÖRNEN, K.; MEYER, A. (1960):  
Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund. Stahlbau 29, Heft 7, S. 199-206.
- [Fel1994] FELDMANN, M. (1994):  
Zur Rotationskapazität von I-Profilen statisch und dynamisch belasteter Träger. Dissertation am Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen.
- [Fic1986] FICHTER, W. (1986):  
Beitrag zur Traglastberechnung durchlaufender Stahlverbundträger für den Hoch- und Industriebau, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Universität Kaiserslautern.
- [Fuc1990] FUCHS, W. (1990):  
Tragverhalten von Befestigungen unter Querlasten im gerissenen Beton, Dissertation, Universität Stuttgart.
- [Gir1989] GIRALDI, D (1989):  
High strength concrete in Washington D.C.. In: Concrete International Heft 3, March 1989, S. 52-55.
- [Gor2005] GORALSKI, C. (2005):  
Hochfeste kammerbetonierte Verbundträger, Zusammenwirken von Kammerbeton und Stahlprofil unter Berücksichtigung von Reibkräften, 45. Forschungskolloquium des DAfStb, 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau, Wien, Austria, Oktober 2005, S. 73-76.

- [Gor2005] GORALSKI, C.; HEGGER, J. (2005):  
Interaction between Concrete Encasement and Structural Steel. Eurosteel 2005, 4<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures, Maastricht, The Netherlands, June 8 – 10, 2005, S. 4.3-115 – 4.3-122.
- [Gor2004] GORALSKI, C.; HEGGER, J. (2004):  
Structural Behavior of Partially Concrete Encased Composite Sections with High Strength Concrete, ECI, Composite Construction V, Mpumalanga, South Africa, July 18-23, 2004.
- [Gru1991] GRUBE, H. (1991):  
Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Habilitationsschrift, Düsseldorf, Beton-Verlag.
- [Grü1937] GRÜNING, G. (1937):  
Versuche zur Bestimmung der Verbundwirkung von Eisenbeton- und Massivdecken mit darin einbetonierten Walzträgern bei schwingenden Beanspruchungen. Heft 84 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst und Sohn.
- [Hae1976] HAENSEL, J. (1976):  
Kriechen und Schwinden des Betons in Stahlträger-Verbundkonstruktionen. Zerna-Festschrift, Düsseldorf, Werner-Verlag.
- [Hae1975] HAENSEL, J. (1975):  
Praktische Berechnungsverfahren für Stahlverbundkonstruktionen unter Berücksichtigung neuerer Erkenntnisse zum Betonzeitverhalten. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung, Nr. 75-2, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.
- [Ham1950] HAMPE, G. (1950):  
Anwendung und Bedeutung der Verbundträgerbauweise. In: Bauingenieur 25, Heft 3, S. 73-75.
- [Hana2000] HANAWA, Y.; BERGMANN, R. (2000):  
Analytical study on the shearing force share of I-shaped beam with reinforced concrete between the flanges. In: Stahlbau 69, Heft 3, S. 184-190.
- [Han2005] HANSWILLE, G.; SCHÄFER, M. (2005):  
Stahlbaunormen, B. Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion –Kommentar zu DIN V 18800-5, Ausgabe November 2004. In: Stahlbau Kalender 2005, S. 238-453.
- [Han2004] HANSWILLE, G.; PORSCHE, M. (2004):  
Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen. In Stahlbau 73, Heft 9, S. 676-682.
- [Han2000] HANSWILLE, G.; BERGMANN, R. (2000):  
Neue Verbundbaunorm E DIN 18800-5 mit Kommentar und Beispielen. In: Stahlbau Kalender 2000.
- [Han1986] HANSWILLE, G. (1986):  
Zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 86-1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum.

- [Haw1973] HAWKINS, N.M. (1973):  
Strength of Concrete-Encased Steel Beams. C.E. Transaction, Institute of Engineers Australia, Vol. CE15, No. 1 und 2, S. 39-45.
- [Hay2003] HAYASHI, K.; ONO, S.; NAKAMURA, S (2003):  
Experimental Studies on Retrofit by Partially Encased Concrete to Steel I-Girder subjected to Buckling Deformation. 19<sup>th</sup> US-Japan Bridge Engineering Workshop, Tsukuba, Japan, Oct. 27-29, 2003.
- [He1991] HE, S. (1991):  
Beitrag zur plastischen Bemessung durchlaufender Verbundträger. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 91-1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum.
- [Heg2005] HEGGER, J; GORALSKI, C. (2005):  
Finite Elemente Berechnungen im Verbundbau, Der Bauingenieur 80, Heft 6, S. 304-312.
- [Heg2004] HEGGER, J; GORALSKI, C.; RAUSCHER S.; KERKENI, N. (2004):  
Finite Elemente Berechnungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kopf-bolzendübeln. In: Stahlbau 73, Heft 1, S. 20 – 25.
- [Heg2003a] HEGGER, J.; GORALSKI, C.; SHERIF, A.; KERKENI, N. (2003):  
Shear Stud Connectors for Composite Structures of High Strength Steel and Concrete. ICPCM – A New Era of Building, Cairo, Egypt, Feb. 18 – 20, 2003, S. 108-118.
- [Heg2003] HEGGER, J.; DÖINGHAUS, P.; GORALSKI, C. (2003):  
Zum Einsatz hochfester Materialien bei Verbundträgern unter positiver Momentenbeanspruchung. In: Stahlbau 72, Heft 2, S. 102-108.
- [Heg2001a] HEGGER, J.; SEDLACEK, G.; DÖINGHAUS, P.; TRUMPF, H.; GORALSKI, C. (2001):  
Testing of Shear Connectors in High Strength Concrete. RILEM - Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, Germany, Sept. 9 - 12, 2001, S. 1025-1045.
- [Heg2001] HEGGER, J.; DÖINGHAUS, P.; GORALSKI, C. (2001):  
Zum Einsatz hochfester Materialien bei Verbundträgern unter negativer Momentenbeanspruchung. In: Stahlbau 70, Heft 7, S. 447-452.
- [Heg2000] HEGGER, J.; DÖINGHAUS, P. (2000):  
High Performance Steel and High Performance Concrete in Composite Structures. PCI/FHWA/FIB - International Symposium on High Performance Concrete, Orlando/Florida, Sept. 25 – 27, 2000, S. 494-505.
- [Heg2000] HEGGER, J.; DÖINGHAUS, P. (2000):  
High Performance Steel and High Performance Concrete in Composite Structures. UEF - Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta/Canada, May 28 – June 06, 2000.
- [Hof1998] HOFFMEISTER, B. (1998):  
Plastische Bemessung von Verbundkonstruktionen unter Verwendung realitäts-naher Last-Verformungsansätze, Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen.

- [Hoh2002] HOHN, B.; NASDALA, L.; SCHRÖDER, K.U.; ROTHERT, H. (2002):  
Zur FE-Modellierung von Verbundträgern. In: Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 9, S. 484-490.
- [Hor1991] HORDIJK, D.A. (1991):  
Local Approach to Fatigue of Concrete, Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands.
- [Hub1999] HUBO, R. (1999):  
Anwendung höherfester Stähle im Hoch- und Brückenbau, Bauen mit Stahl - Fachseminar und Workshop: Verbundbau 3, München, Germany, 25.-26. Nov. 1999.
- [Hun1991] HUNAITI, Y.M. (1991):  
Bond Strength in battened composite columns. Journal of Structural Engineering, ASCE, New York, Vol. 117, No. 3, S. 699-714.
- [Joh1998] JOHNSON, R.P.; YUAN, H. (1998):  
Existing rules and new tests for stud shear connectors in throughs of profiled sheeting. In: Proc. Instn. Civ. Engrs. Structs. & Blgs. 128, S. 244-251.
- [Joh1996] JOHNSON, R. P. (1996):  
Some research on composite structures in the U.K., 1960-1985. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14, S. 15-28.
- [Jun1990] JUNGBLUTH, O.; WINTER, S. (1990):  
Verbundbauteile aus hochfestem Baustahl und Stahlbeton. IABSE Symposium Mixed Structures including New Materials, Brüssel, Belgium, 1990. Veröffentlicht in: IABSE Reports Volume 60, S. 35-40.
- [Jun1990] JUNGBLUTH, O.; WINTER, S. (1990):  
Zur Verwendung hochfester Baustähle bei Verbundprofilstützen und -plattenbalken, Forschungsvorhaben AiF Nr. 7060, Abschlussbericht, Institut für Stahlbau und Werkstoffkunde, TU Darmstadt.
- [Kat1985] KATO, B.; OHTAKE, F. et.al. (1985):  
Composite beams using newly developed H-shaped steel with protrusions. IABSE-ECCS Symposium Luxembourg, Proceedings S. 309-316.
- [Kem1991] KEMP, A.; DEKKER, N.W. (1991):  
Available Rotation Capacity in Steel and Composite Beams. In: The Structural Engineer, Vol. 69, Heft 69, S. 88-97.
- [Kem1990] KEMP, A. (1990):  
Quantifying Limit-States of Rotation Capacity in flexural Members. In: Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Sept. 1990, 89, S. 387-406.
- [Kem1985] KEMP, A.; DE CLERCQ, H. (1985):  
Ductility in Support Regions of Continuous Composite Beams. In: IABSE-ECCS Symposium Luxemburg: Stahl im Hochbau, IABSE Report, Vol. 48, S. 187-194.
- [Ker2004] KERKENI, N. (2004):  
Programmbeschreibung LIMFES. H+P Ingenieure GmbH & Co. KG, Aachen.



- [Ker1999] KERKENI, N. (1999):  
Zur Anwendung der FE-Methode bei spritzbetonverstärkten Stützen. Dissertation, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [Kin2000] KINDMANN, R.; XIA, G. (2000):  
Erweiterung der Berechnungsverfahren für Verbundträger. Stahlbau 69, Heft 3, S. 170-183.
- [Kin1993] KINDMANN, R.; BERGMANN, R. (1993):  
Effect of Reinforced Concrete Between the Flanges of the Steel Profile of Partially Encased Composite Beams. In: J. Construct. Steel Research, S. 107-122.
- [Kin1992] KINDMANN, R. (1992):  
Anlage zum Versuchsbericht: Forschungsprogramm Verbundelemente – Trägerversuche. Bericht Nr. A-01/91-2, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum,.
- [Kli1950] KLINGENBERG, W. (1950):  
Schubsicherungen. In: Bauingenieur 25, Heft 3, S. 77-80.
- [Koe1905] KOENEN, M. (1905):  
Über die gefährlichen Abscherflächen in Beton eingebetteter Eisenstäbe. Beton und Eisen, Berlin, Heft VI S. 148-149.
- [Kön2001] KÖNIG, G.; TUE, N.V.; ZINK, M. (2001):  
Hochleistungsbeton - Bemessung, Herstellung und Anwendung, Ernst & Sohn Verlag, 2001
- [Kre1991] KRELLER, H. (1991):  
Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 409, Verlag Ernst & Sohn.
- [Kuh1986] KUHLMANN, U. (1986):  
Rotationskapazität biegebeanspruchter I-Profile unter Berücksichtigung des plastischen Beulens. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 86-5, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum.
- [Kup1973] KUPFER, H. (1973):  
Das nicht-lineare Verhalten des Betons unter mehraxialer Kurzzeitbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, Verlag Ernst & Sohn.
- [Lan2000] LANGENBERG, P.; NIESSEN, T.; DAHL, W. (2000):  
Bruch- und Verformungsverhalten von hochfesten Stählen mit Streckgrenzen von 690 bis 890 MPa. In: Stahlbau, Jg. 2000, H. 4, S. 283-291, 2000.
- [Leg1943] LEGRUM, R. (1943):  
Betondecken im Verbund mit Walzprofilträgern, Beton und Stahlbetonbau, Berlin 42, Heft 11, S. 92-97.
- [Leoh1951] LEONHARDT, F. (1951):  
Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen. In: Bautechnik, Jg. 1951, Heft 11, S. 283-291.

- [Les2000] LESKELÄ, M.V. (2000):  
Application of checkering in the shear interfaces of beams integrated in shallow floors. Report 40499/98, FinnSteel technology programme funded by the Technology Agency of Finland, 2000.
- [Les2000] LESKELÄ, M.V. (2000):  
Shallow floor integrated beams and their components: comparison of behaviour. In: Engineering Foundation Conference, Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Canada, May 2000.
- [Les1997] LESKELÄ, M.V. (1997):  
Slim floors – The Scandinavian Approach. DFG-Fachtagung: Verbundkonstruktionen, Kaiserslautern.
- [Les1997] LESKELÄ, M.V. (1997):  
Shallow floor integrated beams, Research on composite behaviour. Beitrag zur Festschrift zu Ehren von Prof. Bode: "Theorie und Praxis im Konstruktiven Ingenieurbau", Kaiserslautern, 1997.
- [Les1996] LESKELÄ, M.V. (1996):  
A Concrete T-Section – Steel U-Section Composite Beam. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14.
- [Mae1996] MAEDA, Y. (1996):  
Research and development of steel-concrete composite construction in Japan from 1950 to 1986. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14, S. 29-40.
- [Mag1996] MAGEE, A.B.; GROSS, J.H.; STOUT, R.D. (1996):  
Optimization of a 550-/690-MPa High-Performance Bridge Steel. Materials for the New Millenium, Proceedings of the 4th Materials Engineering Conference, Materials Engrg. Div./ASCE Annual Convention, Washington, D.C., USA, Nov. 10-14 1996.
- [Mai1941] MAIER-LEIBNITZ, H. (1941):  
Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken. Bautechnik 19, Heft 25, S. 265-270, Berlin.
- [Mar1981] MARTIN, H., NOAKOWSKI, P. (1981):  
Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319, Verlag Ernst & Sohn.
- [Mau1992] MAURER, R. (1992):  
Grundlagen zur Bemessung des Betongurtes von Stahlverbundträgern. Dissertation, Institut für Stahlbau und Werkstoffe im Bauwesen, TU Darmstadt.
- [Mis1954] MISES, VON R.; BIRKHOFF, G. (1954):  
Studies in mathematics and mechanics: presented to Richard von Mises by friends, colleagues and pupils. Academic Press, New York.

- [Mül2002] MÜLLER, H.S.; KVITSEL, V. (2002):  
Kriechen und Schwinden von Beton, Grundlagen der neuen DIN1045 und Ansätze für die Praxis, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 1, 2002, S. 8-19.
- [Noa1985] NOAKOWSKI, P. (1985):  
Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. In: Beton- und Stahlbeton 80, Jg. 1985, Heft 7 bzw. Heft 8, S. 185-190 bzw. S. 215-221.
- [Oeh1997] OEHLERS, D.J.; NGUYEN, N.T.; AHMED, U.A. (1997):  
Partial interaction in composite steel and concrete beams with full shear connection. In: Journal of Constructional Steel Research, Vol. 41, No. 2-3, S. 235-248.
- [Oeh1987] OEHLERS, D.J.; JOHNSON, R.P. (1987):  
The strength of stud shear connections in composite beams. In: The Structural Engineer, Vol. 65B, No. 2, 1987, S. 44-48.
- [Oeh1986] OEHLERS, D.J. (1986):  
A statistical analysis of the static strength of headed stud shear connectors with weld collars. Research Report, Department of Civil Engineering, University College, Cork, England.
- [Oeh1981] OEHLERS, D.J. (1981):  
Results of Tests on 101 Push-Out Specimens and 4 Composite T-Beams. Research Report CE8, Department of Engineering, University of Warwick, England.
- [Oeh1980] OEHLERS, D.J. (1980):  
Stud Shear Connectors for Composite Beams. Ph.D.-thesis, Department of Engineering, University of Warwick, England.
- [Ott1979] OTTOSEN, N.S. (1979): Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 105, EM1, S. 127-141.
- [Ott1977] OTTOSEN, N.S. (1977): A Failure Criterion for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 103, EM4, S. 527-535.
- [Pes1997] PESCH, A. (1997):  
Ein Beitrag zum zeitabhängigen Verhalten von hochfestem Beton und hochfestem Mörtel. Dissertation, Institut für Massivbau, TU Darmstadt.
- [Rac1996] RACKHAM, J.W. (1996):  
Report on Asymmetric Slim-Floor Beam Test, Steel-section: SF280B resp. SF300G. Document RT554 resp. RT 592, Version 01, Mai bzw. Dez. 1996.
- [Ram1995] RAMM, W.; ELZ, S. (1995):  
Tragverhalten und Rißbildung von Gurtplatten von Verbundträgern im Bereich negativer Momente, DAfStb-Forschungskolloquium 1995.
- [Rem1994] REMMEL, G. (1994):  
Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 444, Berlin, Beuth Verlag.

- [Roe1985] ROEDER, C.W. (1985):  
Bond Stress of Embedded Steel Shapes in Concrete. US-Japan Joint Seminar on Composite and Mixed Construction, Seattle/Washington, 18-20 July 1984, S. 227-240.
- [Roi1999] ROIK, K.; BERGMANN, R.; HAENSEL, J.; HANSWILLE, G. (1999):  
Verbundkonstruktionen - Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1. In: Betonkalender 1999, Teil 2, S. 373-510, Berlin, Verlag Ernst & Sohn.
- [Roi1996] ROIK, K. (1996):  
Review of the development of composite structures in Germany 1950-1990. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14 1996, S. 55-61.
- [Roi1989] ROIK, K.; HANSWILLE, G.; CUNZE-O.LANNA, A. (1989):  
Harmonisation of the European Construction Codes, Report an Eurocode 4 – Clause 6.3.2: Stud Connectors, Bochum.
- [Roi1988] ROIK, K.; HANSWILLE, G.; CUNZE-O.LANNE, A.J. (1988):  
Hintergrundbericht zum Eurocode 4: Bolzendübel (unveröffentlicht). Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.
- [Roi1987] ROIK, K.; KUHLMANN, U. (1987):  
Experimentelle Ermittlung der Rotationskapazität biegebeanspruchter Doppel-T-Profile. In: Stahlbau 56, Heft 12, S. 353-358.
- [Roi1984] ROIK, K., BREIT, M., SCHWALBENHOFER, K.:  
Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton bei Stützenkonstruktionen, Forschungsbericht Projekt 51 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V.
- [Roi1983] ROIK, K.; HANSWILLE, G. (1983):  
Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. In: Stahlbau 52, Heft 10, S. 301-308.
- [Roi1982] ROIK, K (1982):  
Verbundkonstruktion. Stahlbau-Handbuch, Köln, Stahlbau-Verlags-GmbH.
- [Sat1962] SATTLER, K. (1962):  
Betrachtungen über neue Verdübelungen im Verbundbau. In: Bauingenieur 37, Heft 1, S. 1-11 und Heft 2, S. 60-67.
- [Sed1998] SEDLACEK, G.; HOFFMEISTER, B. (1998):  
Ein neues Verfahren zur nichtlinearen statischen Berechnung von Tragwerken in Stahl-, Stahl-Betonverbund- und Massivbauweise unabhängig von der Querschnitts- und Systemklassifizierung. In: Stahlbau 67, Heft 7, S. 492-500.
- [Sed1997] SEDLACEK, G.; GOLEMBIEWSKI, D.G. (1997):  
Rotationskapazität von 3-Punkt-Biegeträgern unter Normalkraft aus hochfestem Stahl, Forschungsbericht P 235, Stiftung Stahlanwendungsforschung Essen und Studiengesellschaft für Stahlanwendung e.V., Düsseldorf.

- [Sed1992] SEDLACEK, G.; SPANGEMACHER, R.; DAHL, W.; ET AL. (1992):  
Untersuchung der Auswirkungen unterschiedlicher Streckgrenzenverhältnisse auf das Rotationsverhalten von I-Trägern, Forschungsbericht P 169, Stiftung Stahlanwendungsforschung Essen und Studiengesellschaft für Stahlanwendung e.V., Düsseldorf.
- [Sta1991] STARK, J.W.B.; VAN HOVE, B.W.E.M. (1991):  
Statistical Analysis of Push-out Tests on Stud Connectors in Composite Steel and Concrete Structures. TNO Building and Construction Research, Report BI, Delft, Netherlands, S. 91-163.
- [Str1991] STREISSELBERGEL, A.; ET AL. (1991):  
Verfahren zur TM-Behandlung mit beschleunigter Abkühlung zur Herstellung von Grobblechen aus Baustählen, In: Stahl und Eisen 111, Nr. 5, S. 65-73.
- [Tak2005] TAKAMI, K.; ISHII, N.; HAMADA, S. (2005):  
Shear Properties of Bonded T-Shaped Shear Connectors. Eurosteel 2005, 4<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures, Maastricht, The Netherlands, June 8 – 10, Volume B, S. 4.2-1 – 4.2-6.
- [Tri1997] TRILLMICH, R.; WELZ, W. (1997):  
Bolzenschweißen - Grundlagen und Anwendung. Fachbuchreihe Schweißtechnik, Düsseldorf, Deutscher Verlag für Schweißtechnik.
- [Uth1987] UTH, H.J. (1987):  
Durchlaufende Verbundträger im Hochbau – Lokale Instabilität im negativen Momentenbereich. Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Universität Kaiserslautern.
- [Uy1998] UY, B.; SLOANE, R.J. (1998):  
Behaviour of Composite T-Beams Constructed with High Strength Steel. In: Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, Nos. 1-3, Paper No. 106, S. 203-203.
- [Vie1996] VIEST, I.M. (1996):  
Studies of composite construction at Illinois and Lehigh, 1940-1978. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14, 1996, S. 1-14.
- [Vie1956] VIEST, I.M. (1956):  
Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams. In: ACI Structural Journal, Vol. 27, April, 1956, S. 875-891.
- [Wak1990] WAKABAYASHI, M.; MINAMI, K. (1990):  
Application of high strength steel to composite structures. IABSE Symposium Mixed Structures including New Materials, Brüssel, Belgium, 1990. In: IABSE Reports Volume 60, S. 59-64.
- [Wap1993] WAPENHANS, W. (1993):  
Zur Entwicklungsgeschichte des Stahlverbundbaus in Deutschland bis 1992. Dresden, Selbstverlag.
- [Win1998] WINTER, S. (1998):  
Untersuchungen zum Tragverhalten von Profilverbundstützen aus hochfestem Feinkornbaustahl StE 460 bei Normaltemperatur und im Brandfall. Dissertation, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, TU Darmstadt.



- [Wiu1992] WIUM, J.A. (1992):  
Force Transfer in Composite Columns, Part 1: Transfer Mechanism and Design Equation. Steel Construction SAIC, Johannesburg, South Africa, Vol. 16 N5, 1992.
- [Wiu1992] WIUM, J.A. (1992):  
Force Transfer in Composite Columns. Part 2: Experimental investigation. In: Steel Construction SAIC, Johannesburg, South Africa, Vol. 16 N4, 1992.
- [Wri1996] WRIGHT, W. (1996):  
Fabrication and Testing of High Performance Steel I-Girders Research in Progress. In: Materials for the New Millenium, Proceedings of the 4th Materials Engineering Conference, Materials Eng. Div./ASCE Annual Convention, Washington, D.C., USA, Nov 10-14 1996.
- [Xia1999] Xia, G. (1999):  
Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Verbundkonstruktionen unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverhaltens. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Stahl- und Verbundbau, Band 7, Ruhr-Universität Bochum.

## Industriepartner und Institute

- [ARBED] ARCELOR SECTIONS COMMERCIAL S.A. 66, rue de Luxembourg, L 4221 Esch-sur-Alzette.
- [KÖCO] Firma Köster & Co. GmbH, Bolzenschweißtechnik, Spreelerweg 32, D 58256 Ennepetal
- [UNION] Beton Union Werk 6, Im Ginster 2, 52078 Aachen-Brand.
- [IEHK] Institut für Eisen- und Hüttenkunde, RWTH Aachen, Intzestr. 1, 52072 Aachen.
- [IMB] Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Mies-van-der-Rohe Str. 1, 52074 Aachen.
- [LFS] Lehrstuhl für Stahl- und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, Mies-van-der-Rohe Str. 1, 52074 Aachen.

## Anwendungsbeispiele

- [Bau1997] BAUMGÄRTNER, H.; KRAMPE, A.; MUESS, H.; SAUERBORN, N. (1997): Die Stahlverbundbauweise – Erfolgreiche Anwendung bei der Goethe Galerie in Jena. In: Bauingenieur 72, S. 67-74.
- [Eic1996] EICHBORN, H.; KÜHN, B.; MUESS, H. (1996): Der Neubau der Siemens AG Verkehrstechnik in Berlin-Treptow. In: Stahlbau, Jahrgang 65, Heft 2, S. 34-40.
- [Fra1999] FRANKE, E.; LINDNER, J.; ET.AL. (1999): Haus B2 des Sony Centers am Potsdamer Platz. In: Stahlbau 68, Heft 12, S. 1007-1016.
- [Geh1987] GEHM, W.; MUESS, H.; SCHAUB, W. (1987): Neubau eines mehrgeschossigen Werkstattgebäudes in Stahlverbundbauweise für das Forschungs- und Ingenieurzentrum der Bayerischen Motorenwerke AG“. In: Bauingenieur, Jahrgang 62, S. 407-417.
- [Hau2001] HAUMER, W.; THIELE, T.; ET.AL. (2001): Gläserne Manufaktur Dresden. In: Bautechnik 78, Heft 4, S. 241-255.
- [Jös1992] JÖST, E.; HANSWILLE, G.; ET.AL.: Die neue Opel-Lackiererei in Eisenach in feuerbeständiger Verbundbauweise“. In: Stahlbau, Jahrgang 61, Heft 8, S. 225-233.
- [Kob1992] KOBARG, J. (1992): Das Münchener Order-Center für Sport und Mode“. In: Stahlbau, Jahrgang 61, Heft 7, S. 193-198.
- [Köp2004] KÖPPL, J. (2004): Neubau eines Produktionsgebäudes für die Automobilindustrie als Rahmenkonstruktion in brandsicherer Verbundbauweise. In: Stahlbau 73, Heft 5, S. 317-321.
- [Kro1999] KROHMER, R.; LINDNER, J.; ET.AL. (1999): Das Gebäude B1 – Filmhaus und Deutsche Mediathek – im Sony Center. In: Stahlbau 68, Heft 12, S. 1017-1021.

- [Lan1998] LANGE, J.; EWALD, K. (1998):  
Das Düsseldorfer Stadttor – ein 19geschossiges Hochhaus in Stahlverbundbauweise“. In: Stahlbau 67, Heft 7, S. 570-579.
- [Mas1990] MASCIONI, H.-W.; MUESS, J.; SCHMITT, H.; SEIDEL, U. (1990):  
Schraubenloser Verbundbau beim Neubau des Postamtes 1 in Saarbrücken. In: Stahlbau 59, Heft 3, S. 65-74.
- [Mue1998] MUESS, H.; SAUERBORN, N. (1998):  
Neues Terminal des Flughafens Hannover in Verbundbauweise. In: Stahlbau 67, Heft 7, S. 561-569.
- [Mue1996] MUESS, H. (1996):  
Interessante Tragwerkslösungen im Verbund. In: Stahlbau 65, Heft 10, S. 349-355.
- [Mue1985] MUESS, H.; SCHAUB, W. (1985):  
Feuerbeständige Stahlverbundfertigteile – Eine neue Bauweise für den mehrgeschossigen Industriebau. In: Stahlbau 54, Heft 3, S. 65-75.
- [Mue1982] MUESS, H. (1982):  
Anwendung der Verbundbauweise am Beispiel der neuen Opel-Lackiererei in Rüsselsheim. In: Stahlbau 51, Heft 3, S. 65-75.
- [Mue2004] MUESS, H.; SAUERBORN, N.; SCHMITT, J. (2004):  
Höhepunkte im modernen Verbundbau – eine beispielhafte Entwicklungsgeschichte. Stahlbau 73, Heft 10, S. 791-800.
- [Pic1998] PICHLER, G.; GUGGISBERG, R. (1998):  
Deutsches Technikmuseum Berlin – Technik der Zukunft verbindet sich mit Geschichte der Technik. In: Stahlbau 67, Heft 7, S. 580-591.
- [Sch2000] SCHMITT, J. (2000):  
Von der Autostadt Wolfsburg zur Gläsernen Manufaktur Dresden. In: Architekten und Ingenieure bauen mit Stahl, Dokumentation 656, Vortragsreihe III, Deutscher Stahlbautag 2000, S. 25-33.
- [Spa1986] SPANG, D.; HAß, R. (1986):  
Das Doppelinstitut IWF/IPK in Berlin“. In: Stahlbau 55, Heft 9, S. 257-262.
- [SuF03] OHNE VERFASSER (2003):  
Stahl und Form. Ausgabe zur Gläsernen Manufaktur Dresden.

# **ANHANG**

„Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern“

von Claus Goralski





## A1 Beispiele aus der Praxis

In Deutschland wurden in der Vergangenheit einige Bauvorhaben mit kammerbetonierten Verbundträgern realisiert. Anhand der durchgeführten Literaturrecherche wurden die Gründe für die Anwendung des Kammerbetons analysiert. In Tabelle A1.1 und A1.2 werden die wichtigsten Anwendungen vorgestellt.

Werkstattgebäude BMW, München, 1984 [Geh1987]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	[DIN1993], Gutachten	Kammerbeton < B45	Schweißprofil St37/St52
Steifigkeit, Begrenzung der Verformung und Schwingungsverhalten, Brandschutz F90			
Münchener Order Center für Sport & Mode, 1991 [Kob1992]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	[DIN1993], Gutachten	KB: k.A.	Schweißprofil St52-3
Nachweis des lokalen Stegbeulens und des Montagezustandes, Brandschutz F90			
Opel-Lackiererei Eisenach, 1991 [Jös1992]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	[DIN1993]	KB: k.A.	Schweißprofil k.A.
Steifigkeit, Begrenzung der Verformung, Brandschutz F90			
Siemens AG Verkehrstechnik Berlin-Treptow, 1991 [Eic1996]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	k.A.	KB: < B45	Schweißprofil St52-3
Brandschutz			
Goethe Galerie Jena, 1995 [Mue1996], [Bau1997]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke oder Filigrandecke	[DIN1993] [prEN1994a]	KB: k.A.	Schweißprofil St52-3
Bewehrung des Kammerbetons im Kaltzustand angesetzt, Brandschutz F90			
Postamt 1 Saarbrücken, 1989 [Mas1990]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	[DIN1993]	KB: < B45	Schweißprofil St52-3
Brandschutz F90			
Deutsches Technikmuseum Berlin, 1996 [Pic1998]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	k.A.	KB: < B45	Walzträger St52-3
Brandschutz F90			
Gläserne Manufaktur Dresden, 1999-2000 [Sch2000], [Hau2001], [SuF2003]			
kammerbetonierte Verbundträger mit Ortbetondecke	[DIN1993] [prEN1994a]	KB: < B55	Schweißprofil k.A.
Schwingungsverhalten, Brandschutz F90			

Tab. A1.1: Ausführungsbeispiele kammerbetonierter Verbundträger

Terminal C Flughafen Hannover, 1996-1997				[Mue1998]
kammerbetonierte Verbundträger mit Ortbetondecke	[DIN1993]	KB: k.A.	Schweißprofil k.A.	
Brandschutz F90				
Düsseldorfer Stadttor, 1995				[Lan1998]
kammerbetonierte Verbundträger mit Verbunddecke	k.A. Gutachten	KB: < B45	Schweiß-/Walzprofil k.A.	
Begrenzung der Verformung, Brandschutz F90				
Sony Center Berlin, 1998-1999				[Kro1999], [Fra1999]
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	k.A. Gutachten	KB: k.A.	Schweiß-/Walzprofil S355	
Brandschutz F90				
Doppelinstitut IWF / IPK Berlin, 1986				[Spa1986]
kammerbetonierte Verbundträger mit Filigran- und Ortbetondecke	[DIN1993] Gutachten	KB: < B55	Walzprofil St52	
Brandschutz F90				
Fertigungshalle BMW Motorrad, 1982				[Mue1982]
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	[DIN1993] Gutachten	KB: < B35	Walzprofil St52	
Brandschutz F90				
Erweiterungsbau 10.5 im Werk 1.1 BMW München, 1983				[Mue1985]
kammerbetonierte Verbundträger mit Trapezblech-Verbunddecke	[DIN1993] Gutachten	KB: < B45	Schweißprofil St52	
Brandschutz F90				
Autostadt Wolfsburg Konzernforum und Zeithaus, 1998-2000				[Sch2000]
kammerbetonierte Verbundträger mit Ortbetondecke	k.A.	KB: k.A.	Schweißprofil k.A.	
Brandschutz F90				
Erweiterungsbau der Lackiererei BMW Dingolfing, 2000-2001				[Köp2004]
kammerbetonierte Verbundträger mit Ortbetondecke	[prEN1994a]	KB: < C40/45	Schweißprofil S355/FE510	
Bewehrung des Kammerbetons im Kaltzustand angesetzt, plastische Bemessung, Brandschutz F90				

Tab. A1.2: Ausführungsbeispiele kammerbetonierter Verbundträger

## A2 Versuche in der Literatur

Versuch/Variation	Profil	Haftreibung	Gleitreibung	Zusammenfassung
		Mittelwert [MPa]		
ROIK (1984): Push-Out Versuche ohne Verbundmittel				
PO: n = 24 mit Vorbelastung	Rundrohr	1,14	0,90	Die Haftreibung unterlag sehr großen Streuungen. Die Versuchskörper mit Vorbelastung aus Biegeversuchen zeigten größere Verbundfestigkeiten. Die Push-Out Versuche ohne Vorbelastung lieferten eine untere Abschätzung der übertragbaren Verbundspannungen. Einbetonierte Stahlprofile wiesen im Vergleich zu den Rohren eine geringe Verbundfestigkeit auf.
PO: n = 33 mit Vorbelastung	Rechteckrohr	0,99	0,61	
PO: n = 24 ohne Vorbelastung	Rundrohr 140mm Schmierfilm	1,14 0,12	0,64 0,08	
PO: n = 3 ohne Vorbelastung	Quadratrohr 120mm	1,33	0,68	
PO: n = 3 ohne Vorbelastung	einbetonierte HEB200	0,80	0,52	
PO: n = 6 mit Anstrich ( $\mu\text{m}$ )	einbetonierte HEB200	20 $\mu\text{m}$ : 0,70 60 $\mu\text{m}$ : 1,40	20 $\mu\text{m}$ : 0,19 60 $\mu\text{m}$ : 0,34	
PO: n = 16 statisch	einbetonierte Stahlscheiben Variation: Betondeckung	c=3cm: 0,45 c=5cm: 0,64 c=8cm: 0,80 c=12cm: 1,06	c=3cm: 0,26 c=5cm: 0,41 c=8cm: 0,60 c=12cm: 0,8	Mit zunehmender Betonüberdeckung (3 bis 12 cm) und Bügelbewehrung nehmen die aufnehmbaren Verbundspannungen zu.
HUNAITI (1991)				
PO: n = 135 Variation: Querschnitt Betonalter Kontaktlänge Prüftemperatur	ausbetoniertes U-Profil: 100x50 120x55 140x60	t = 14 - 60 d 0,60 bis 1,13 0,42 bis 0,72 0,45 bis 0,64	k.A.	Mit zunehmendem Betonalter nahm die Verbundfestigkeit um bis zu 30 % ab. Geschlossene Profile erzielten im Vergleich zu U- oder I-Profilen deutlich höhere Verbundfestigkeiten. Mit zunehmender Prüftemperatur nahm die Verbundfestigkeit zu.
ROEDER (1985)				
PO: n = 19 Variation: Stahlprofil (gestrahlt) Betonfestigkeit Kontaktlänge Betonüberdeckung	einbetoniertes Stahlprofil: W6x15, W8x48	W6x15: 0,62 bis 1,65 nur Flansche: 0,97 bis 2,41 W8x48: 0,62 bis 1,72 nur Flansche: 0,97 bis 2,55	k.A.	Ermittlung des Verlaufs der Verbundspannungen. Eine erneute Belastung nach Überschreiten der Haftverbundgrenze führte zu 30 bis 45 % kleineren Verbundspannungen. Stahlprofile mit Flugrost und Profile ohne Korrosion erreichten 65 % der Verbundspannungen von sand-gestrahnten Profilen.
HAWKINS (1973)				
PO: n = 22 statisch Oberfläche: ohne Korrosion	einbetoniertes Stahlprofil: W6, 8, 10	0,7 bis 1,1  ohne Ansatz des Steges: 1,3 bis 2,1	k.A.	Vertikal betonierte Versuchskörper zeigten größere Haftverbundspannungen. Eine große Verbundlänge hatte kleinere Verbundspannungen zur Folge. Eine Umschnürungsbewehrung erhöht die Gleitreibspannungen.
BRYSON (1962)				
PO: n = 9 statisch Variation: Oberfläche	einbetoniertes Stahlprofil: W14 Steg vom Beton isoliert	2,1 bis 3,4	k. A.	Die Haftverbundspannung bei Variation der Oberfläche nahm mit Zunahme der Oberflächenrauigkeit zu: sand-gestrahlt > rostig > Flugrost > ohne Korrosion

Tab. A2.1: PO-Versuche an ein- und ausbetonierten Stahlquerschnitten

Versuch/Variation	Profil	Haftreibung	Gleitreibung	Zusammenfassung
		Mittelwert [MPa]		
WIUM (1992)				
PO: n = 5 Betondeckung	einbetonierte HEB200	0,55 bis 1,3	0,6 bis 0,86	Es wurde eine Abnahme der übertragbaren Verbundspannungen bei großen Profilen festgestellt. Ca. 50 % der Reibkraft wurde in der Fuge zwischen den Flanschen und dem Füllbeton übertragen. Das Schwinden des Betons bewirkte eine Abnahme der Verbundfestigkeit um ca. 15 %.
PO: n = 6, Abkleben der Flansche (außen)	einbetonierte HEB200	k.A.	0,4 (nur Innen)	
PO: n = 10, Abkleben der Flansche (außen)	einbetonierte HEB400	0,31 bis 0,61	0,2 bis 0,5	
PO: n = 9 Betonalter	einbetonierte HEB200/400	k.A.	0,5 bis 0,76	
LESKELÄ (1997) und (2000), * bezogen auf die Stegfläche				
PO: n = 6 glatter Steg	geschweißtes I-Profil	1,5 *	1,1 *	Durch eine Profilierung der Stegoberfläche wurde die Verbundfestigkeit nennenswert gesteigert.
PO: n = 8 aufgerauter Steg	geschweißtes I-Profil	1,1 bis 1,75 *	1,0 bis 2,7 *	
LESKELÄ (1996)				
PO: n = 9 rautenförmige Profilierung 1,6 mm	Rechteck- Hohlprofil C30/37	1,5 bis 5,8	k.A.	Eine rauteförmige Profilierung der Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton führte zur Steigerung der Verbundfestigkeit. Mit abnehmender Wandstärke nahm die Verbundfestigkeit ab.
TAKAMI (2005) * bezogen auf die gesamt Stahlfläche				
PO: n = 3 monotone und zyklische Belastung	geschweißtes T-Profil	1,0 bis 1,56	k.A.	Eine zyklische Beanspruchung führte zu einer Abnahme der Verbundspannungen von ca. 15 %. Durch das Aufbringen eines horizontalen Anpressdrucks wurde die Verbundspannung von 1,0 auf 1,5 MPa gesteigert.
ROIK (1983): Push-Out Versuche mit Kopfbolzendübel				
PO: n = 6 n = 14 n = 10	HEB300, 1-reihig HEB300, 2-reihig HEB600, 4-reihig	k.A.	k.A.	Es wurden Reibkräfte infolge des Anpressdrucks aus den Spaltzugkräften festgestellt. Dübel in normalfestem Beton zeigten ein duktileres Tragverhalten. Zehn Monate alte Proben wiesen keine verminderte Traglast auf.
WINTER (1998)				
PO: n = 1 ohne VM n = 7, mit VM	kammer- betoniertes HEA300	0,16 k.A.	0,21 0,16 bis 0,3	Steckbügel stellten eine Alternative zu Kopfbolzendübeln da. Angeschweißte Stäbe hingegen waren wenig duktil. Nach dem Versagen blieb eine nennenswerte Resttragfähigkeit infolge Reibung erhalten.

PO: Push-Out Versuch; VM: Verbundmittel; KBD: Kopfbolzendübel

Tab. A2.2: PO-Versuche an einbetonierten Stahlprofilen mit und ohne Verbundmittel

Versuch	Profil	Variation / Besonderheit	Reibung $\tau_R$ [MPa]	Zusammenfassung
ROIK (1984) * rechnerisch nach DIN 18806				
BV n = 20	einbetonierte HEA160	Variation: Betondeckung	3,53* 1,76* (Schalöl)	Eine Endplatte bewirkte eine vollständige Verdübelung. Ohne Endplatte wurden 85-95 % von $M_{pl}$ erreicht.
BODE (1987), FICHTER (1987)				
BV n = 3  neg. M n = 1	einbetonierte HEA240 mit Betongurt;  kb VT	Längs- bewehrung	nicht ermittelt	Der unverdübelte Kammerbeton wurde am Lastabtrag beteiligt. Die Rotationskapazität der Stützquerschnitte wurde als ausreichend bezeichnet. Es trat kein frühzeitiges Beulen oder Stabilitätsversagen auf.
KINDMANN (1992), (1993)				
BV n = 8	kb Profil HEA400	Verdübelung	nicht ermittelt	$M_{pl}$ wurde zu 96 bis 106 % erreicht. Die kammerbetonierten Profile wiesen jedoch eine eingeschränkte Rotationsfähigkeit auf.
BV n = 4	kb VT, HEA400	Verdübelung	nicht ermittelt verdübelt	
HEGGER, SEDLACEK im Rahmen von EGKS (2000)				
BV n = 2	kb VT HEA300	Beton C70/85 Stahl S460 pos./neg. Moment	Kammerbeton und Betongurt vollverdübelt (Kopfbolzendübel)	$M_{pl}$ wurde zu 105 bzw. 113 % erreicht. Die kammerbetonierten Verbundträger wiesen insbesondere bei negativer Momentenbeanspruchung ein duktiler Versagen auf.
HANSWILLE im Rahmen von EGKS (2000)				
BV n = 2	kb VT HEA300	Beton C70/85 Stahl S460 pos./neg. Moment	Kammerbeton und Betongurt vollverdübelt (Kopfbolzendübel)	$M_{pl}$ wurde zu 108 bzw. 109 % erreicht. Die kammerbetonierten Verbundträger wiesen insbesondere bei negativer Momentenbeanspruchung ein duktiler Versagen auf.
HAYASHI (2003)				
BV n = 2	geschweißtes Profil (kb) $h_s = 900$ mm $b_f = 200$ mm	Beton C40/50 Stahl ~ S355	Kammerbeton voll verdübelt (angeschweißte Bügelbewehrung, bereits vorhandene Steifen).	Vorgehen: Stahlträger wurden vorbelastet, bis lokal ein Beulen des Druckflansches und des Steges auftrat (plastischer Bereich der Last-Verformungskurve). Nun wurde das deformierte Profil zwischen den Flanschen ausbetoniert. Ergebnis: Das Ausbetonieren der Flansche der vorbelasteten Träger führte zu einer Traglaststeigerung von 2,1 bis 2,9 gegenüber dem Stahlprofil.

VT: Verbundträger; BV: Biegeversuch; kb: kammerbetoniert;  $M_{pl}$ : rechnerisches plastisches Moment

Tab. A2.3: Trägerversuche zum Verbund- und Momenten-Tragverhalten aus- und einbetonierter Stahlprofile



Versuch	Profil	Variation	Reibung $\tau_R$ [MPa]	Zusammenfassung
RACKHAM (1996)				
BV n = 2	„ASB-Träger“ HEB280 HEB300	Querschnitt Querbewehrung	1,15** (HEB280) 0,85** (HEB300)	$M_{pl}$ des reinen Stahlprofils wurde um 50 % überschritten. Trotz dynamischer Vorbelastung ist eine Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton vorhanden.
LESKELÄ (1997), (2000)				
BV n=3	geschweißtes I-Profil	Profilierung des Steges	nicht ermittelt	$M_{pl}$ wurde zu 85 % erreicht, dies entspricht einer Steigerung von 25 % gegenüber dem reinen Stahlprofil.
BV n=3	geschweißtes I-Profil	glatter Steg	nicht ermittelt	$M_{pl}$ wurde zu 70 % erreicht, dies entspricht einer Steigerung von 6 % gegenüber dem reinen Stahlprofil.
DÄUWEL (2001)			** rechnerisch für einen linearen Schubkraftverlauf	
BV n = 2 n = 3 n = 1	„ASB-Träger“ ASB100, h=280 ASB136, h=280 Decke: 10cm	Querbiegung Profilierung des Flansches	mit Querbiegung 0,79** ohne 0,36 bis 0,48**	$M_{pl}$ wurde zu 80 bis 92 % erreicht, dies entspricht einer Steigerung von 30 bis 40 % gegenüber dem reinen Stahlprofil. Für unterschiedliche Reibspannungseffekte wurden mechanische Modelle zur Beschreibung hergeleitet.

VT: Verbundträger; BV: Biegeversuch; kb: kammerbetoniert;

$M_{pl}$ : rechnerisches plastisches Moment des Verbundquerschnitts

Tab. A2.4: Trägerversuche zu Slim-Floor Deckensystemen

### A3 Versuchsmatrix der eigenen Versuche

Name	Datum	Beton- alter [d]	Profil	Beton <sup>1)</sup> $f_{c,cube}$ [MPa]	Verbundmittel je Kammer	Längsbew. je Kammer	Bügelbew. je Kammer	Länge Profil [mm]	Beton- länge <sup>2)</sup> [mm]
Push-Out Versuche an HEB240-Profilen									
PO I 1	08.01.02	35/36	HEB240	103	4 Steckbgl. $\varnothing 10$	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO I 2	17.12.01	14/15	HEB240	88	4 Steckbgl. $\varnothing 10$	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO I 3	04.01.02	31/32	HEB240	108	2 KBD $\varnothing 19/80$	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO I 4	18.12.01	15/16	HEB240	90	2 KBD $\varnothing 19/80$	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO I 5	18.12.01	15/16	HEB240	90	2 KBD $\varnothing 19/80$	2 $\varnothing 6$ 2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO I 6	19.12.01	16/17	HEB240	93	2 $\varnothing 19/80$ exz.	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO I 7	04.01.02	31/32	HEB240	108	keine	keine	keine	650	600
PO I 8	12.02.04	155/156	HEB240	111	2 KBD $\varnothing 19/80$	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
Push-Out Versuche an HEA300-Profilen									
PO II 1	24.01.02	13/14	HEA300	86	2 KBD $\varnothing 19/125$	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO II 2	24.01.02	13/14	HEA300	86	2 KBD $\varnothing 19/125$	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO II 3	25.01.02	14/15	HEA300	86	keine	keine	keine	650	600
PO II 4	25.01.02	14/15	HEA300	86	keine	4 $\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO II 5	16.05.02	98/99	HEA300	106	2 KBD $\varnothing 19/125$	2 $\varnothing 6$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO II 6	16.05.02	98/99	HEA300	106	2 KBD $\varnothing 19/125$	2 $\varnothing 6$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO II 7	16.12.04	416/417	HEA300	112	2 KBD $\varnothing 19/125$	2 $\varnothing 6$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO II 8	17.12.04	417/418	HEA300	112	2 KBD $\varnothing 19/125$	2 $\varnothing 6$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
PO II 9	17.12.04	417/418	HEA300	112	2 KBD $\varnothing 19/125$	2 $\varnothing 6$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/7,5$ cm	650	600
PO II 10	01.09.05	14/15	HEA300	31 <sup>2)</sup>	2 KBD $\varnothing 22/120$	2 $\varnothing 10$ +2 $\varnothing 10$	$\varnothing 8/15$ cm	650	600
Push-Out Versuche an IPE500-Profilen									
PO III 1	10.02.04	104/105	IPE500	107	2KBD $\varnothing 19/80$	2 $\varnothing 10$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/10$ cm	650	600
PO III 2	10.02.04	104/105	IPE500	107	2KBD $\varnothing 19/80$	2 $\varnothing 10$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/10$ cm	650	600
PO III 3	11.02.04	105/106	IPE500	107	2KBD $\varnothing 19/80$	2 $\varnothing 10$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/7$ cm	650	600
PO III 4	23.03.04	12/13	IPE500	96	2KBD $\varnothing 19/80$	2 $\varnothing 10$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/10$ cm	650	600
PO III 5	23.03.04	12/13	IPE500	96	2KBD $\varnothing 19/80$	2 $\varnothing 10$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/10$ cm	650	600
PO III 6	24.03.04	13/14	IPE500	96	2KBD $\varnothing 19/80$	2 $\varnothing 10$ +2 $\varnothing 20$	$\varnothing 8/10$ cm	650	600

<sup>1)</sup> Rezeptur C80/95

<sup>2)</sup> effektive Länge der Reibfuge zwischen Stahlprofil und Beton

<sup>3)</sup> Rezeptur C25/30 [UNION]

Tab. A3.1: Versuchsmatrix der Push-Out Versuche an kammerbetonierten Stahlprofilen

Name	Datum	Beton- alter [d]	Profil	Beton <sup>1)</sup> $f_{c,cube}$ [MPa]	Verbundmittel je Kammer	Längsbew. je Kammer	Bügelbew. je Kammer	Länge Profil [mm]	Beton- länge <sup>2)</sup> [mm]
Push-Out Versuche mit Längsdruck an HEA300-Profilen									
POCT II 1	29.03.04	18/19	HEA300	106	2 KBD $\varnothing$ 19/120	4 $\varnothing$ 8 mm	6 $\varnothing$ 8 mm	650	600
POCT II 2	30.03.04	19/20	HEA300	106	2 KBD $\varnothing$ 19/120	4 $\varnothing$ 8 mm	6 $\varnothing$ 8 mm	650	600
POCT II 3	31.03.04	20/21	HEA300	106	2 KBD $\varnothing$ 19/120	4 $\varnothing$ 8 mm	6 $\varnothing$ 8 mm	650	600
Push-Out Versuche mit Längsdruck an IPE500-Profilen									
POCT III 1	01.04.04	21/22	IPE500	106	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4 $\varnothing$ 8 mm	6 $\varnothing$ 8 mm	650	600
POCT III 2	02.04.04	22/23	IPE500	106	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4 $\varnothing$ 8 mm	6 $\varnothing$ 8 mm	650	600
POCT III 3	05.04.04	25/26	IPE500	106	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4 $\varnothing$ 8 mm	6 $\varnothing$ 8 mm	650	600

1) Rezeptur C80/95

2) wirksame Länge der Reibfuge zwischen Stahlprofil und Beton

Tab. A3.2: Versuchsmatrix der Push-Out Versuche mit Längsdruck an kammerbetonierten Stahlprofilen

Name	Datum	Beton- alter [d]	Profil	Beton <sup>1)</sup> $f_{c,cube}$ [MPa]	Verbundmittel je Kammer	Längsbew. je Kammer	Bügelbew. je Kammer	Länge Profil [mm]	Beton- länge <sup>2)</sup> [mm]
Pull-Out Versuche an Stegblechen (ohne Flansche)									
POT 2 1	01.02.02	21/22	Blech 300	92	2 KBD $\varnothing$ 19/125	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	900	600
POT 2 2	04.02.02	24/25	Blech 300	94	2 KBD $\varnothing$ 19/125	4 $\varnothing$ 16mm	$\varnothing$ 8/7,5cm	900	600
POT 2 3	21.02.02	41/42	Blech 300	97	2 KBD $\varnothing$ 19/125	4 $\varnothing$ 16mm	$\varnothing$ 8/7,5cm	900	600
POT 3 1	29.01.02	18/19	Blech 500	92	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	900	600
POT 3 2	31.01.02	20/21	Blech 500	91	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	900	600
POT 3 3	31.01.02	20/21	Blech 500	91	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	900	600
Pull-Out Versuche an HEA300 Profilen									
POT II 1	12.04.02	16/17	HEA300	89	keine	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	700	650
POT II 2	11.04.02	15/16	HEA300	89	keine	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	700	650
POT II 3	23.05.02	23/24	HEA300	93	2 KBD $\varnothing$ 19/125	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	650	600
POT II 4	24.05.02	24/25	HEA300	95	2 KBD $\varnothing$ 19/125	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	650	600
Pull-Out Versuche an IPE500 Profilen									
POT III 1	10.04.02	14/15	IPE500	89	keine	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	800	700
POT III 2	15.04.02	41/42	IPE500	103	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	800	700
POT III 3	21.05.02	21/22	IPE500	91	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	800	700
POT III 4	21.05.02	21/22	IPE500	91	2 KBD $\varnothing$ 19/80	4x F15	$\varnothing$ 8/7,5cm	800	700

1) Rezeptur C80/95

2) wirksame Länge der Reibfuge zwischen Stahlprofil und Beton

Tab. A3.3: Versuchsmatrix der Pull-Out Versuche an Stegblechen und Walzprofilen

Name POC	Datum	Beton- alter [d]	Beton <sup>1)</sup>				Profil	Verbundmittel je Kammer	Kammerbewehrung		Länge Beton [mm]
			$f_{c,cube}$	$f_{c,cyl}$	$f_{ct,sp}$	$E_c$			längs	Bügel	
HEA300 mit ausbetonierter Kammer											
1-1 A	09.04.02	12	91	73	5,2	40533	HEA300	2 KBD $\phi$ 19/125	keine	keine	400
1-1 B	10.04.02	13	82	80	5,4	40450	HEA300	2 KBD $\phi$ 19/125	keine	keine	400
1-2 A	09.04.02	14	91	75	5,3	40366	HEA300	keine	keine	keine	400
1-2 B	09.04.02	14	83	80	5,4	40450	HEA300	2 KBD $\phi$ 19/125	keine	keine	400
1-3 A	15.05.02	15	82	67	5,1	39106	HEA300	keine	4 $\phi$ 6mm	5 $\phi$ 8mm	400
1-3 B	15.05.02	16	87	71	5,1	37871	HEA300	keine	4 $\phi$ 6mm	5 $\phi$ 8mm	400
1-4 A	14.05.02	14	81	66	5,0	39187	HEA300	keine	4 $\phi$ 6mm	5 $\phi$ 8mm	400
1-4 B	14.05.02	15	86	70	5,1	37767	HEA300	keine	4 $\phi$ 6mm	5 $\phi$ 8mm	400
Referenzkörper, ohne Umschnürung durch das Stahlprofil											
1-5	13.06.02	10	79	67	5,1	39150	-	keine	4 $\phi$ 6mm	5 $\phi$ 8mm	400
1-6	13.06.02	10	79	67	5,1	39150	-	keine	4 $\phi$ 6mm	5 $\phi$ 8mm	400
1-7	13.06.02	10	79	67	5,1	39150	-	keine	keine	keine	400
1-8	13.06.02	10	79	67	5,1	39150	-	keine	keine	keine	400

<sup>1)</sup> Rezeptur C80/95

Tab. A3.4: Versuchsmatrix der Kompressionsversuche

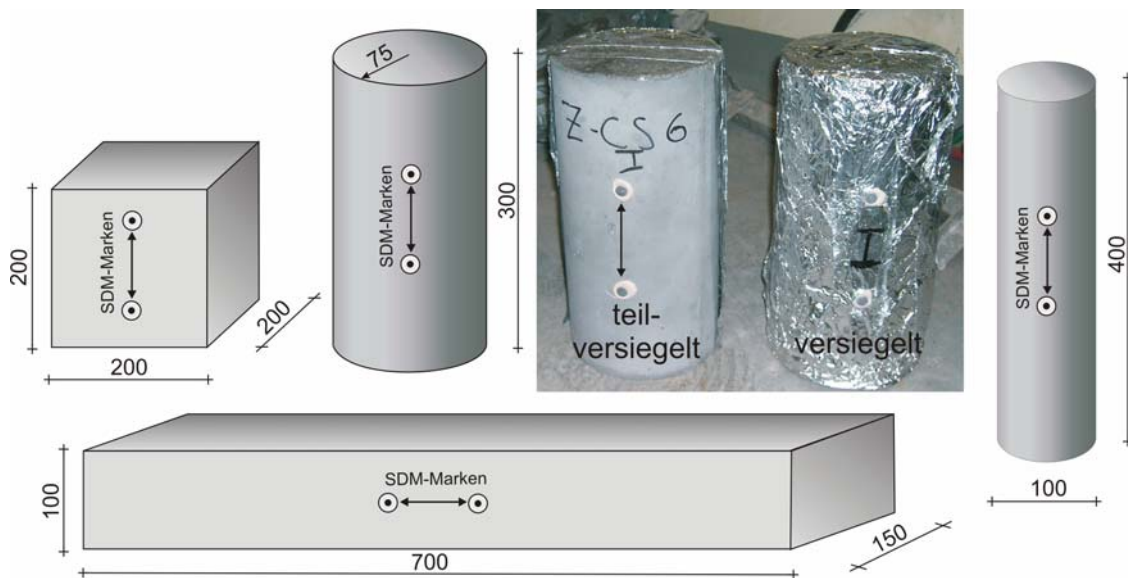


Bild A3.1: Prüfkörpergeometrie und Anordnung der Messmarken zur Schwindmessung

### A4 Betonrezepturen und Materialkennwerte

C80/95	1,0 m <sup>3</sup>	
Zement (Z) CEM I 42,5 R	450	kg/m <sup>3</sup>
Wasser (Zugabe + im Zuschlag) (W)	103	kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel (FM) max. möglich	13,3	kg/m <sup>3</sup>
Verzögerer (VZ) max. möglich	0,0	kg/m <sup>3</sup>
Silikasuspension Elkem MS	70,0	kg/m <sup>3</sup>
Luftporen	13,0	l/m <sup>3</sup>
Sieblinie (gesamt)	1786	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 0 - 0,2	89	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 0,2 - 1	304	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 1 - 2	232	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 2 - 3	357	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 4 - 6	429	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 8 - 12	0	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 8 - 16	375	kg/m <sup>3</sup>
w = W+FM+VZ+MS (flüssig)	148,90	l/m <sup>3</sup>
z = Z+SF (fest)	485	kg/m <sup>3</sup>
w/z	0,31	(Darren)

Tab. A4.1: Betonzusammensetzung der Modellversuche: PO, POCT, POT, POC

C70/85	M1 0,167m <sup>3</sup>		M2 0,167m <sup>3</sup>		M3 0,167m <sup>3</sup>	
CEM I 52,5 R	75,00	kg	75,00	kg	90	kg
Wasser (W)	16,00	kg	16,00	kg	20,60	kg
Fließmittel	2,40 (FM6)	kg	2,40 (FM34)	kg	3,40 (FM34)	kg
Silikasuspension Elkem (MS)	11,67	kg	11,67	kg	14,00	kg
Luftporen	2,17	dm <sup>3</sup>	2,17	dm <sup>3</sup>	2,60	dm <sup>3</sup>
Sieblinie	298,84	kg	298,84	kg	356,38	kg
Körnung 0 – 0,2	14,94	kg	14,94	kg	17,82	kg
Körnung 0,2 - 1	50,80	kg	50,80	kg	60,58	kg
Körnung 1 – 2	38,85	kg	38,85	kg	46,33	kg
Körnung 2 – 3	59,77	kg	59,77	kg	71,28	kg
Körnung 4 – 6	71,72	kg	71,72	kg	85,53	kg
Körnung 8 – 12	0,00	kg	0,00	kg	0,00	kg
Körnung 8 – 16	62,76	kg	62,76	kg	74,84	kg
w = W+FM+VZ+MS (flüssig)	23,80	dm <sup>3</sup>	24,10	dm <sup>3</sup>	30,39	dm <sup>3</sup>
z = Z+SF (fest)	80,83	kg	80,80	kg	97,00	kg
w/z	0,294	[ - ]	0,298		0,313	[ - ]
AM	43	cm	44		41	cm

Tab. A4.2: Betonzusammensetzung der Schwind-Versuchskörper, Mischung: M1, M2 und M3

C70/85 (Sorten-Nr. 24856601)	M4 0,150m <sup>3</sup>		C20/25	M5 0,150m <sup>3</sup>	
Zement (Z) CEM I 42,5 R	56,50	kg	Zement (Z) CEM I 32,5 R	45,00	kg
Flugasche EFA	10,00	kg	Flugasche EFA	0,00	kg
Silikasuspension EMSAC500 DOZ	10,20	kg	Silikasuspension	0,00	kg
Wasser (Zugabe)	6,00	kg	Wasser (W)	27,00	kg
Verzögerer max.	0,11	kg	Verzögerer max.	0,00	kg
Fließmittel (FM) max.	1,425	kg	Fließmittel (FM62)	0,200	kg
Luftporen	1,000	l/m <sup>3</sup>	Luftporen	2,30	dm <sup>3</sup>
Sieblinie	268,00	kg	Sieblinie	279,10	kg
Körnung 0 – 2	86,00	kg	Körnung 0 – 0,2	26,90	kg
Körnung 2 - 8	38,00	kg	Körnung 0,2 - 1	75,10	kg
Körnung 8 – 16 Diabaszuschlag	144,00	kg	Körnung 1 – 2	32,20	kg
			Körnung 2 – 3	37,60	kg
			Körnung 4 – 6	53,70	kg
			Körnung 8 – 16	53,70	kg
w = W+FM+VZ+MS (flüssig)	190,57	l/m <sup>3</sup>	w = W+FM+VZ+MS flüssig	27,18	l
b = Z+0,4xSFA +1,0xSilika	63,50	kg	z = Z+SF (fest)	45,00	kg
w/z	0,300	[ - ]	w/z	0,604	[ - ]
Eigenfeuchte der Zuschläge	6,562	kg			

Tab. A4.3: Betonzusammensetzung der Schwind-Versuchskörper, Mischung: M4 und M5

C80/95	1,0 m <sup>3</sup>		
Zement (Z) CEM I 42,5 R		450	kg/m <sup>3</sup>
Wasser (Zugabe + im Zuschlag) (W)		103	kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel (FM) max. möglich		13,3	kg/m <sup>3</sup>
Verzögerer (VZ) max. möglich		0,0	kg/m <sup>3</sup>
Silikasuspension Elkem MS		70,0	kg/m <sup>3</sup>
Luftporen		13,0	l/m <sup>3</sup>
Sieblinie		1786	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 0 - 0,2	5%	89	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 0,2 - 1	17%	304	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 1 - 2	13%	232	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 2 - 3	20%	357	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 4 - 6	24%	429	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 8 - 12	0%		kg/m <sup>3</sup>
Körnung 8 - 16	21%	375	kg/m <sup>3</sup>
w = W+FM+VZ+MS (flüssig)		148,90	l/m <sup>3</sup>
z = Z+SF(fest)		485	kg/m <sup>3</sup>
w/z		0,307	(Darren)

Tab A4.4: Betonzusammensetzung der Verbundprofile EC1 bis EC4



			pos. Momente			neg. Momente		
			Betongurt		KB	Betongurt		KB
			S1+S3	S2+S4	S1-S4	H1+H3	H2+H4	H1-H4
Hersteller			Beton Union		IMB	Beton Union		IMB
Bezeichnung			B55 KP	B55 KP	C80/95	B55 KP	B55 KP	C80/95
Zementart CEM			I 42,5 R		I 52,5 R	I 42,5 R		I 52,5 R
Zement (Z)		kg/m <sup>3</sup>	432	431	450	431	431	450
Wasser (Zugabe)		kg/m <sup>3</sup>	92	106	103	106	106	103
Eigenfeuchte der Zuschläge		kg/m <sup>3</sup>	96	74	0	74	74	0
Wasser gesamt (W)		kg/m <sup>3</sup>	187	180	103	180	180	103
Verflüssiger (BV)		kg/m <sup>3</sup>	2,16	2,15	0,00	2,15	2,15	0,00
Fließmittel (FM)		kg/m <sup>3</sup>	0,44	0,00	8,33	0,4	0,4	8,33
Verzögerer (VZ)		kg/m <sup>3</sup>	0,00	1,21	1,80	1,21	1,21	1,80
Silica-Suspension (SF)		kg/m <sup>3</sup>	0	0	70	0	0	70
Luftporen (LP)		l/m <sup>3</sup>	14,91	10,25	13,00	10,25	10,25	13,00
Sieblinie (ohne Eigenfeuchte)		kg/m <sup>3</sup>	1756	1756	1793	1756	1756	1793
Körnung 0 - 2	34%	kg/m <sup>3</sup>	597	597		597	597	
Körnung 2 - 8	28%	kg/m <sup>3</sup>	492	492		492	492	
Körnung 8 - 16	38%	kg/m <sup>3</sup>	667	667		667	667	
Körnung 0 - 0,2	5%				90			90
Körnung 0,2 - 1	17%				305			305
Körnung 1 - 2	13%				233			233
Körnung 2 - 3	20%				359			359
Körnung 4 - 6	24%				430			430
Körnung 8 - 16	21%				377			377
w = W+FM+VZ + MS		l/m <sup>3</sup>	188	182	146	182	182	146
z = Z + SF (fest)		kg/m <sup>3</sup>	432	431	485	431	431	485
w/z			0,436	0,422	0,302	0,422	0,422	0,302

Tab. A4.5: Betonzusammensetzung der Versuchsträger S1 bis S4 und H1 bis H4

		Betongurt				Kammerbeton	
		DL1		DL2		DL1/DL2	
<b>Hersteller</b>		Beton Union		Beton Union		IMB	
Bezeichnung		B55 KP		B55 KP		C80/95	
Zementart		CEM I 42,5 R		CEM I 42,5 R		CEM I 52,5 R	
Zement (Z)		429	kg/m <sup>3</sup>	432	kg/m <sup>3</sup>	450	kg/m <sup>3</sup>
Wasser (Zugabe)		106	kg/m <sup>3</sup>	103	kg/m <sup>3</sup>	103	kg/m <sup>3</sup>
Eigenfeuchte der Zuschläge		54	kg/m <sup>3</sup>	57	kg/m <sup>3</sup>	0	kg/m <sup>3</sup>
Wasser gesamt (W)		160	kg/m <sup>3</sup>	160	kg/m <sup>3</sup>	103	kg/m <sup>3</sup>
Verflüssiger (BV)		2,16	kg/m <sup>3</sup>	2,16	kg/m <sup>3</sup>	0,00	kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel (FM)		1,00	kg/m <sup>3</sup>	0,73	kg/m <sup>3</sup>	8,33	kg/m <sup>3</sup>
Verzögerer (VZ)		0,00	kg/m <sup>3</sup>	0,00	kg/m <sup>3</sup>	1,80	kg/m <sup>3</sup>
Silicasuspension (SF)		0,00	kg/m <sup>3</sup>	0,00	kg/m <sup>3</sup>	70	kg/m <sup>3</sup>
Luftporen (LP)		20,50	l/m <sup>3</sup>	20,50	l/m <sup>3</sup>	13,00	l/m <sup>3</sup>
Sieblinie (ohne Eigenfeuchte)		1765	kg/m <sup>3</sup>	1815	kg/m <sup>3</sup>	1793	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 0 - 2	34%	600	kg/m <sup>3</sup>	640	kg/m <sup>3</sup>		
Körnung 2 - 8	28%	475	kg/m <sup>3</sup>	495	kg/m <sup>3</sup>		
Körnung 8 - 16	38%	690	kg/m <sup>3</sup>	680	kg/m <sup>3</sup>		
Körnung 0 - 0,2	5%					90	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 0,2 - 1	17%					305	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 1 - 2	13%					233	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 2 - 3	20%					359	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 4 - 6	24%					430	kg/m <sup>3</sup>
Körnung 8 - 16	21%					377	kg/m <sup>3</sup>
w = W+FM+VZ + MS		162	l/m <sup>3</sup>	162	l/m <sup>3</sup>	146	l/m <sup>3</sup>
z = Z + SF (fest)		429	kg/m <sup>3</sup>	432	kg/m <sup>3</sup>	485	kg/m <sup>3</sup>
w/z		0,38		0,37		0,30	

Tab. A4.6: Betonzusammensetzung der Versuchsträger DL1 und DL2

## Beton [DIN1048]:

Die Baustoffprüfungen an den Betonproben wurden nach [DIN1048] durchgeführt. Die angegebenen Materialkenngrößen wurden aus jeweils mindestens 3 Proben ermittelt. Die Gütewürfel wurden sieben Tage im Wasserbad bei 20°C und danach 21 Tage bei 20°C und 65 % Luftfeuchte im Klimaraum gelagert. Die Erhärtungsproben zur Bestimmung der Betonfestigkeiten und des Elastizitätsmoduls zu den Versuchen wurden stets direkt bei den Versuchskörpern gelagert und am Tag des Versuchs geprüft.

## Betonstahl [DIN488]:

Die Streckgrenze  $R_{p0,2} = f_y$ , die Zugfestigkeit  $R_m = f_u$  und der Elastizitätsmodul  $E$  wurden an jeweils 3 Zugproben nach [DIN488] bestimmt.

Baustahl [DIN EN 10002]:

Die Streckgrenze  $R_{el}$  und  $R_{eH}$  sowie die Zugfestigkeit  $R_m$  und der Elastizitätsmodul  $E$  wurden an jeweils 3 Zugproben nach [DIN EN 10002] bestimmt. Die Zugproben wurden aus Rückstellproben in der mechanischen Werkstatt des IMB bzw. am [IEHK] hergestellt.

Name	Würfel- druckfestigkeit $f_{c,cube}$ [MPa]	Zylinder- druckfestigkeit $f_{c,cyl}$ [MPa]	E-Modul $E_{cm}$ [MPa]	Biege- zugfestigkeit $f_{bz}$ [MPa]	Spalt- zugfestigkeit $f_{sz}$ [MPa]
PO I 1	103,8	-	-	-	-
PO I 2	88,2	-	-	-	-
PO I 3	108,1	-	-	-	-
PO I 4	90,2	-	-	-	-
PO I 5	90,2	-	-	-	-
PO I 6	92,9	-	-	-	-
PO I 7	108,1	-	-	-	-
PO I 8	111,2	92,0	41400		4,48
PO II 1	86,3	-	-	-	-
PO II 2	86,3	-	-	-	-
PO II 3	86,3	-	-	-	-
PO II 4	86,3	-	-	-	-
PO II 5	106	79,7 / 79,7	38200 / 38200	-	-
PO II 6	106	79,7 / 79,7	38200 / 38200	-	-
PO II 7	112	90,0 / 92,0	39300	-	5,75
PO II 8	112	90,0 / 92,0	39300	-	5,75
PO II 9	112	90,0 / 92,0	39300	-	5,75
PO II 10	30,4	25,8	28600	-	2,21
PO III 1	107	91,7 / 88,8	39600 / 40400	-	-
PO III 2	107	91,7 / 88,8	39600 / 40400	-	-
PO III 3	107	91,7 / 88,8	39600 / 40400	-	-
PO III 4	96,1	80,6	38200	6,71	4,32
PO III 5	96,1	80,6	38200	6,71	4,32
PO III 6	96,1	80,6	38200	6,71	4,32
POCT II-1	106,2	86,4	40200	7,5	4,37
POCT II-2	106,2	86,4	40200	7,5	4,37
POCT II-3	106,2	86,4	40200	7,5	4,37
POCT III-1	106,2	86,4	40200	7,5	4,37
POCT III-2	106,2	86,4	40200	7,5	4,37
POCT III-3	106,2	86,4	40200	7,5	4,37

Tab. A4.7: Materialkennwerte der Push-Out Versuche

Name	Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ [MPa]	Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ [MPa]	E-Modul $E_{cm}$ [MPa]	Biegezugfestigkeit $f_{bz}$ [MPa]	Spaltzugfestigkeit $f_{sz}$ [MPa]
POT 1-1.1	91,8	75,2	40000	-	-
POT 1-1.2	90,4	74,1	-	-	-
POT 1-1.3	90,4	74,1	-	-	-
POT 1-2.1	91,8	75,2	-	-	-
POT 1-2.2	94,1	77,1	-	-	-
POT 1-2.3	97,1	79,6	-	-	-
POT 1-3.1	88,0	77,7 / 79,8	40199 / 40450	-	-
POT 1-3.2	88,6	76,4 / 79,8	40282 / 40450	-	-
POT 1-3.3	93,2	73,0 / 76,7	38300 / 39163	-	-
POT 1-3.4	94,5	73,4 / 76,7	39726 / 39031	-	-
POT 1-4.1	88,7	75,2 / 71,0	40366 / 39950	-	-
POT 1-4.2	102,8	71,1 / 73,8	38579 / 39211	-	-
POT 1-4.3	91,0	72,2 / 76,9	35600 / 39427	-	-
POT 1-4.4	91,0	72,2 / 76,9	35600 / 39427	-	-

Tab. A4.8: Materialkennwerte der Pull-Out Versuche

Name	Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ [MPa]	Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ [MPa]	E-Modul $E_{cm}$ [MPa]	Biegezugfestigkeit $f_{bz}$ [MPa]	Spaltzugfestigkeit $f_{sz}$ [MPa]
POC 1-1 A	90,5	72,7	40533	-	-
POC 1-1 B	82,1	79,8	40450	-	-
POC 1-2 A	91,3	75,2	40366	-	-
POC 1-2 B	82,9	79,8	40450	-	-
POC 1-3 A	82,1	67,2	39106	-	-
POC 1-3 B	87,0	70,5	37871	-	-
POC 1-4 A	80,7	66,1	39187	-	-
POC 1-4 B	85,8	69,5	37767	-	-
POC 1-5	78,9	67,2	39150	-	-
POC 1-6	78,9	67,2	39150	-	-
POC 1-7	78,9	67,2	39150	-	-
POC 1-8	78,9	67,2	39150	-	-

Tab. A4.9: Materialkennwerte der Kompressionsversuche

	EC1	EC2	EC3	EC4
Beton C70/85 Kammer A/B [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}^*$	64,1/61,4	60,1/61,3	70,5/73,6	71,9/73,8
$f_{c,cube}^{**}$	72,5/73,5	76,8/73,5	85,1/89,9	89,0/89,3
E-Modul $E_c$	37100/37900	37000/37000	40600/37500	39300/39100
Betonstahl S500 Ø8 [MPa]				
Streckgrenze $f_y$	613,8	613,8	613,8	613,8
Zugfestigkeit $f_u$	690,8	690,8	690,8	690,8
E-Modul $E_s$	198815	198815	198815	198815
Betonstahl S500 Ø20 [MPa]				
Streckgrenze $f_y$	572,3	572,3	572,3	572,3
Zugfestigkeit $f_u$	639,0	639,0	639,0	639,0
E-Modul $E_s$	200405	200405	200405	200405
Baustahl S460 Probe 1 und (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]				
Streckgrenze $R_{eH}$	611 (584)	611 (584)	549 (521)	549 (521)
Streckgrenze $R_{eL}$	563 (553)	563 (553)	519 (504)	519 (504)
Zugfestigkeit $R_m$	651 (650)	651 (650)	632 (628)	632 (628)
E-Modul $E_a$	-	-	-	-

\* Mittelwert aus mindestens 2 Zylindern ( $h/d = 300 / 150$  mm), Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

\*\* Mittelwert aus mindestens 3 Probewürfeln (Kantenlänge 150 mm)

Tab. A4.10: Materialkennwerte der Verbundprofile EC1 bis EC4

	S1	S2	S3	S4
Beton C50/60 [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}$	53,5*	49,1*	47,5*	46,0*
$f_{c,cube}$	68,7	64,4	65,9	60,3
E-Modul $E_c$	32000	29900	32400	29400
Beton C80/95 Kammer V/H [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}^*$	89,5/89,0	87,3/88,4	84,9/84,9	92,1/79,5
$f_{c,cube}^{**}$	109,9/110,3	104,8/103,3	108,0/106,1	111,5/111,3
E-Modul $E_c$	42400/40900	40400/40900	40500/40500	41600/39600
Betonstahl S500 [MPa]				
Ø20 $f_y / f_u / E_s$	529 / 659 / 198962		529 / 659 / 198962	
Ø10 $f_y / f_u / E_s$	565 / 641 / 204122		565 / 641 / 204122	
Ø8 $f_y / f_u / E_s$	619 / 688 / 201614		619 / 688 / 201614	
Kopfbolzendübel				
Ø19/80: $R_{eL} / R_m$	492 / 513		-	
Ø19/125: $R_{eL} / R_m$	555 / 576		555 / 576	
Baustahl S460 Probe 1 und Probe (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]				
Streckgrenze $R_{eH}$	IPE500:	611 (584)	HEA300:	549 (521)
Streckgrenze $R_{eL}$		563 (553)		519 (504)
Zugfestigkeit $R_m$		651 (650)		632 (628)
E-Modul $E_a$		-		-

\* Mittelwert aus mindestens 2 Zylindern ( $h/d = 300 / 150$  mm), Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

\*\* Mittelwert aus mindestens 3 Probewürfeln (Kantenlänge 150 mm)

Tab. A4.11: Materialkennwerte der Verbundträger S1 bis S4

	H1	H2	H3	H4
Beton C50/60 [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}^*$	56,9	57,2	54,6	53,8
$f_{c,cube}^{**}$	73,1	73,1	73,3	74,6
E-Modul $E_c$	32000	33200	32500	33800
Beton C80/95 Kammer V/H [MPa]				
Festigkeit $f_{c,cyl}^*$	91,3/92,0	93,4/91,8	82,6/88,1	89,1/88,0
$f_{c,cube}^{**}$	115,4/114,0	115,6/115,8	107,0/112,0	110,1/108,9
E-Modul $E_c$	39400/42000	44100/42700	39400/40100	42900/43100
Betonstahl S500 [MPa]				
Ø20 $f_y / f_u / E_s$	522 / 642 / 200419		522 / 642 / 200419	
Ø14 $f_y / f_u / E_s$	553 / 631 / 205077		553 / 631 / 205077	
Ø10 $f_y / f_u / E_s$	565 / 641 / 204122		565 / 641 / 204122	
Ø8 $f_y / f_u / E_s$	619 / 688 / 201614		619 / 688 / 201614	
Kopfbolzendübel				
Ø19/80: $R_{el} / R_m$	492 / 513		-	
Ø19/125: $R_{el} / R_m$	555 / 576		555 / 576	
Baustahl S460 Probe 1 und Probe (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]				
Streckgrenze $R_{eH}$	IPE500:	611 (584)	HEA300:	549 (521)
Streckgrenze $R_{el}$		563 (553)		519 (504)
Zugfestigkeit $R_m$		651 (650)		632 (628)
E-Modul $E_a$		-		-

\* Mittelwert aus mindestens 2 Zylindern ( $h/d = 300 / 150$  mm), Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

\*\* Mittelwert aus mindestens 3 Probewürfeln (Kantenlänge 150 mm)

Tab. A4.12: Materialkennwerte der Verbundträger H1 bis H4

	DL1	DL2
Betongurt: C50/60 [MPa]		
Festigkeit $f_{c,cyl}$ ; $f_{c,cube}$	43,6* ; 57,8**	44,6* ; 60,9**
E-Modul $E_c$	30500*	30100*
Kammerbeton C80/95 [MPa]		
Festigkeit $f_{c,cyl}$ ; $f_{c,cube}$	81,8* / 84,3* ; 97,8** / 100,4**	81,6* / 86,3* ; 96,2** / 100,4**
E-Modul $E_c$	40700* / 41300*	38600* / 38200*
Betonstahl S500 [MPa]		
Ø20 $f_y / f_u / E_s$	591 / 722 / 197192	591 / 722 / 197192
Ø14 $f_y / f_u / E_s$	528 / 619 / 199340	528 / 619 / 199340
Ø10 $f_y / f_u / E_s$	509 / 631 / 203085	509 / 631 / 203085
Kopfbolzendübel		
$R_{el} / R_m$ [MPa]	Ø19/80mm: 500 / 514 ; Ø19/125mm: 545 / 575 ; Ø22/125mm: 510 / 523	
Baustahl S460 Probe 1 und Probe (2) [MPa] – Prüfung durch [IEHK]		
$R_{eH} / R_{el} / R_m / E_a$	549 (521) / 519 (504) / 632 (628) / 189450 (-)	

\* Mittelwert aus mindestens 2 Zylindern ( $h/d = 300 / 150$  mm), Zylinder wurden durch die E-Modulprüfung mit 30 %  $f_{c,cube}$  vorbelastet.

\*\* Mittelwert aus mindestens 3 Probewürfeln (Kantenlänge 150 mm)

Tab. A4.13: Materialkennwerte der Verbundträger DL1 und DL2



## A5 Ergebnisse der Push-Out Versuche

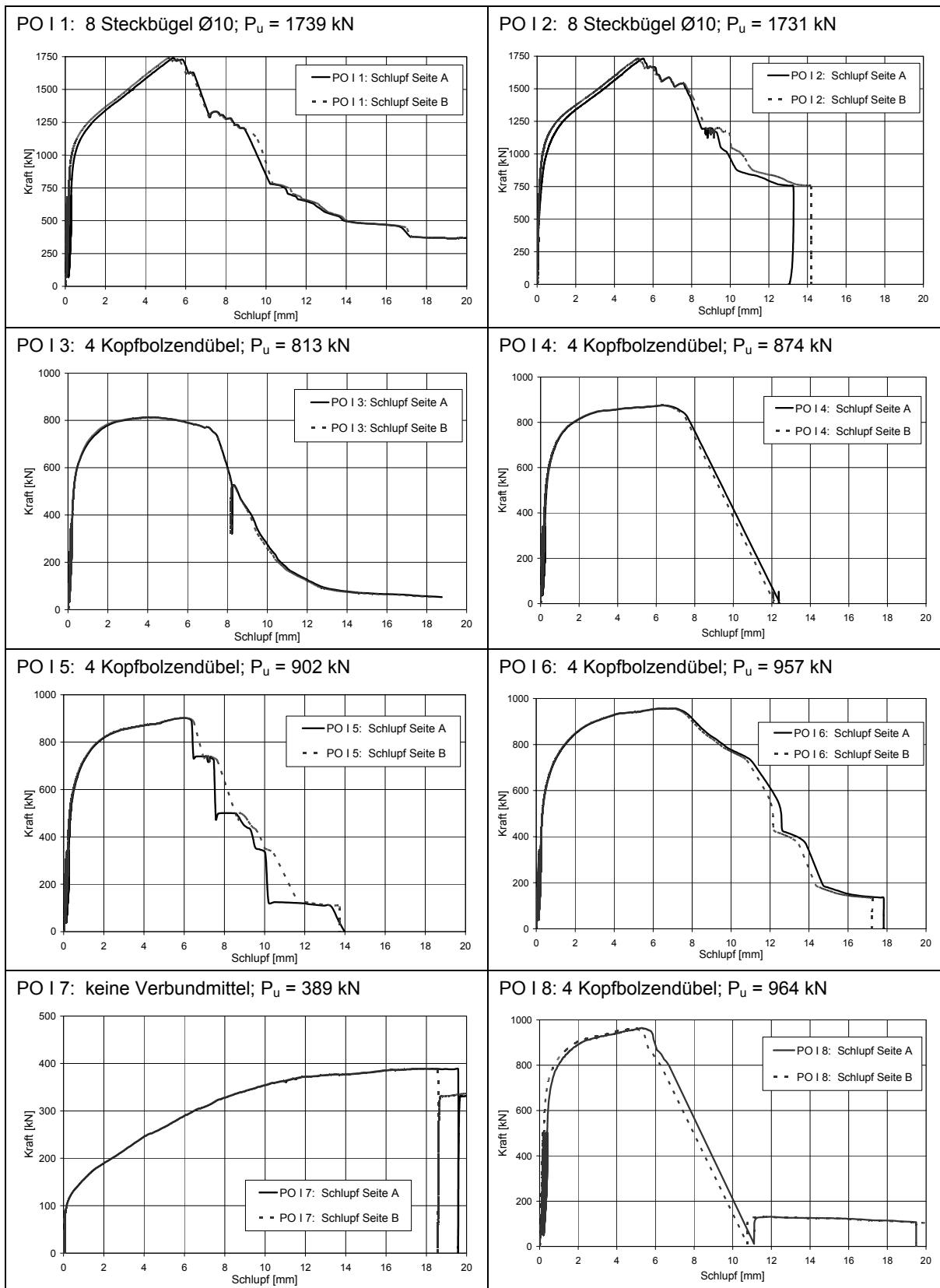
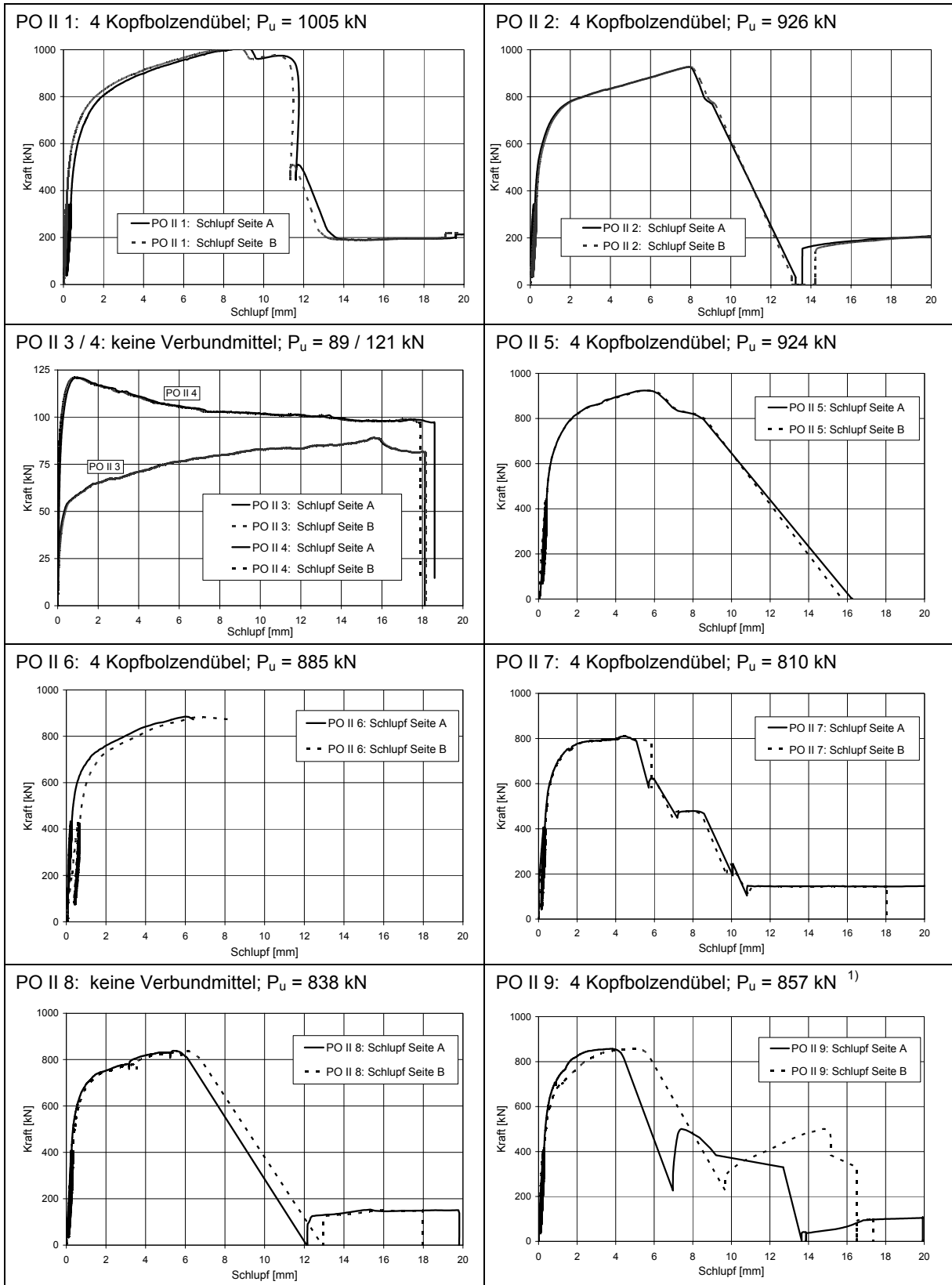


Bild A5.1: Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche Serie I (HEB240)



<sup>1)</sup> unsymmetrische Belastung der Kammer A und B

Bild A5.2: Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche Serie II (HEA300)

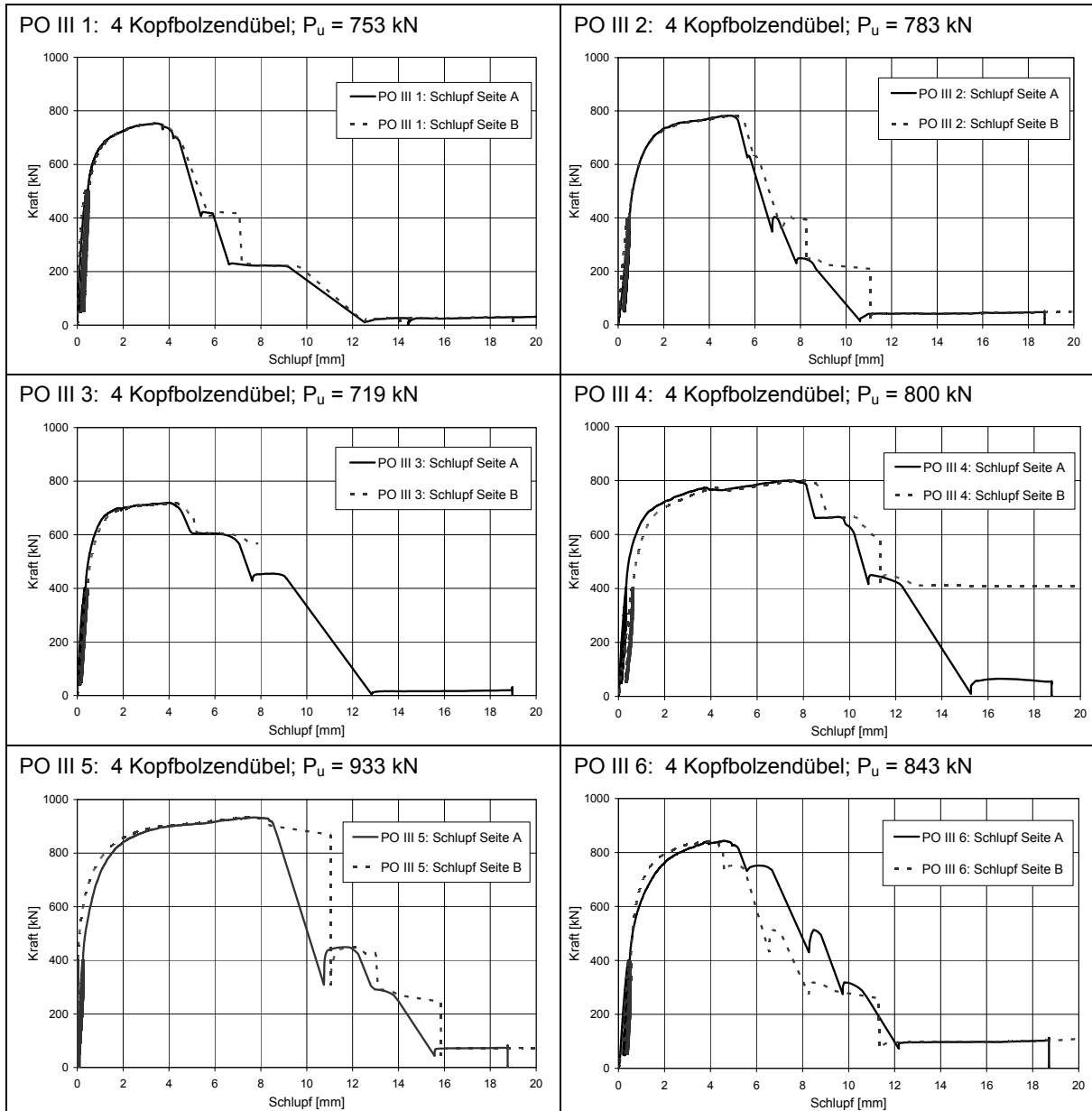
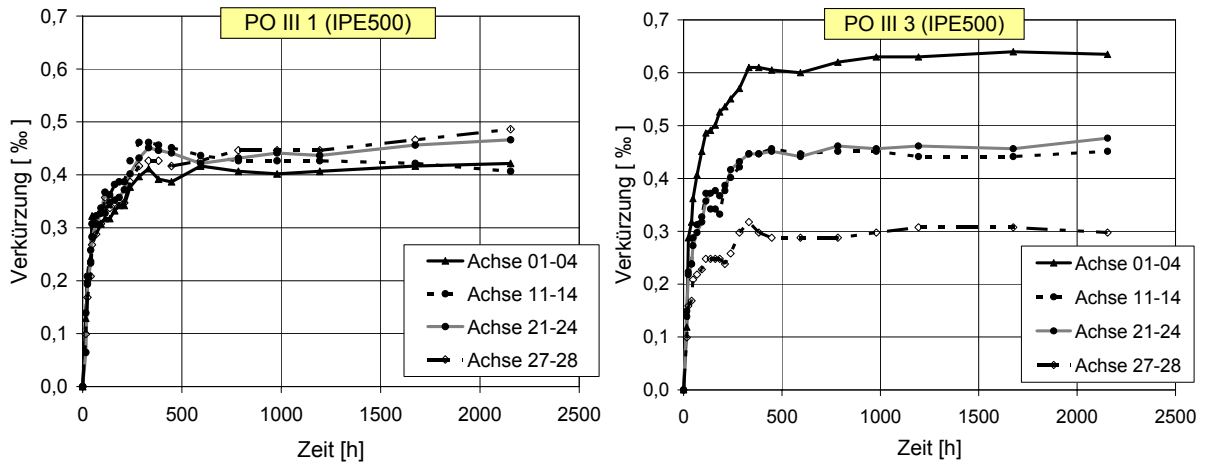


Bild A5.3: Scherkraft-Schlupfcurven der Push-Out Versuche Serie III (IPE500)



1) Messmarken im Bereich der Dübel angeordnet

Bild A5.4: Horizontale Schwindverformungen der Versuchskörper PO III 1 und III 3<sup>1)</sup> (IPE500)

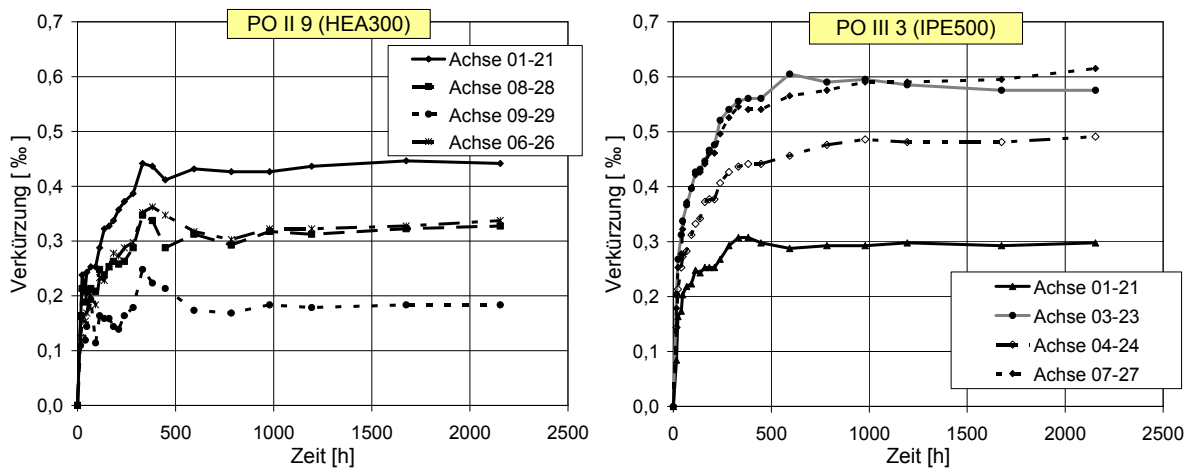


Bild A5.5: Vertikale Schwindverformungen der Versuchskörper PO II 9 (HEA300) bzw. PO III 3 (IPE500)

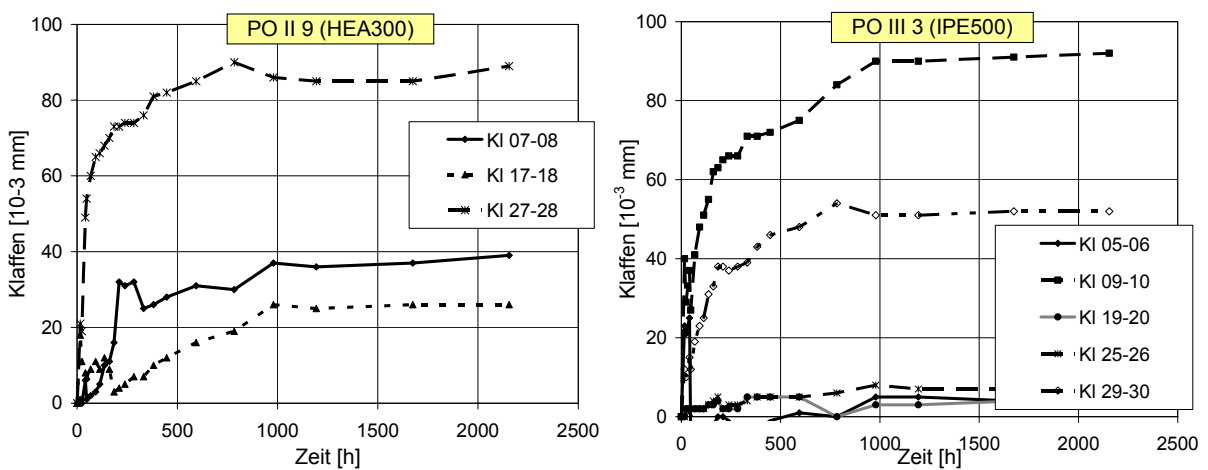


Bild A5.6: Öffnen der Fuge zwischen Flansch und Kammerbeton beim Versuchskörper PO II 9 (HEA300) bzw. PO III 3 (IPE500)

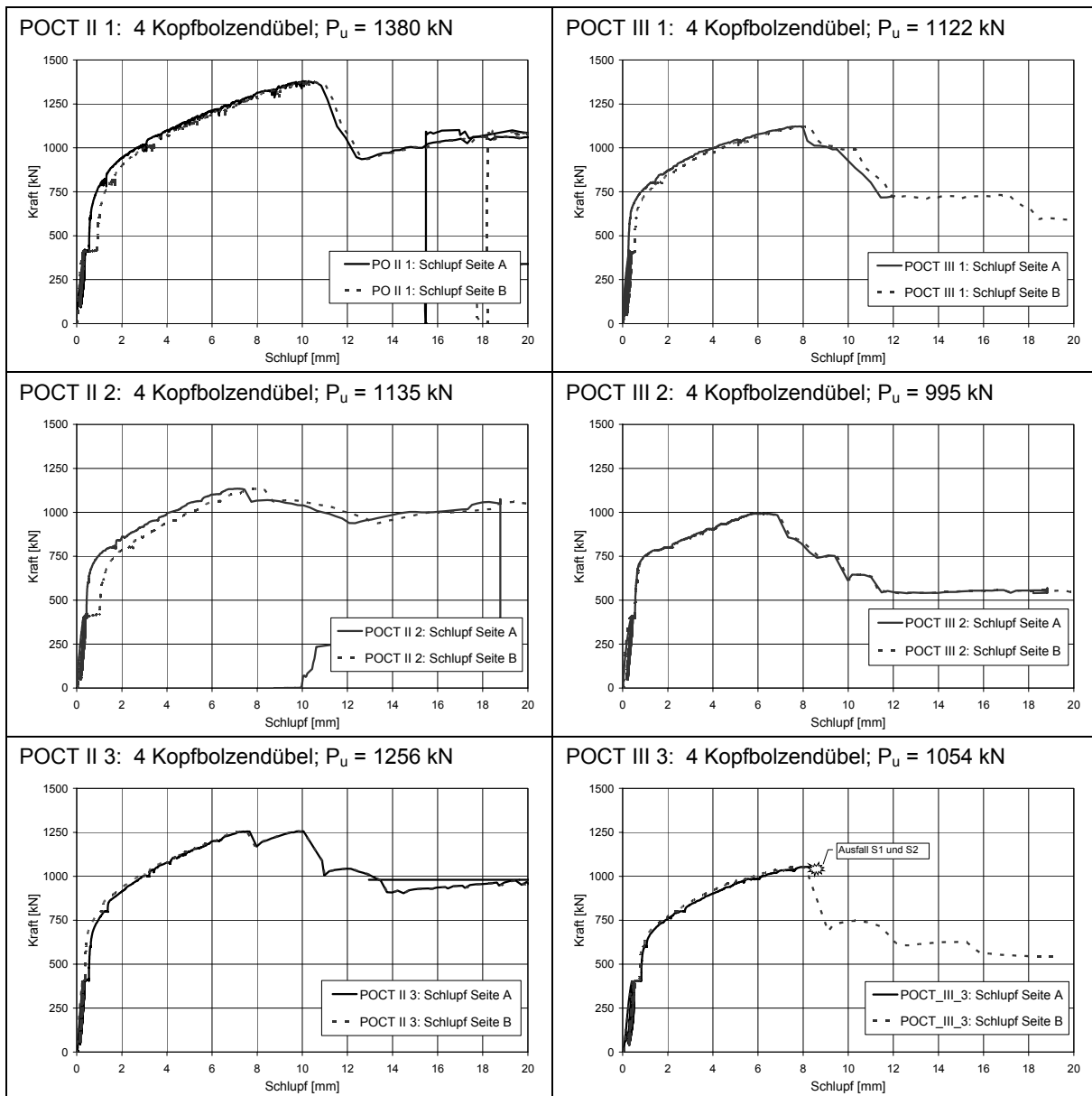


Bild A5.7: Scherkraft-Schlupfkurven der Push-Out Versuche mit Längsdruck

## A6 Ergebnisse der Pull-Out Versuche

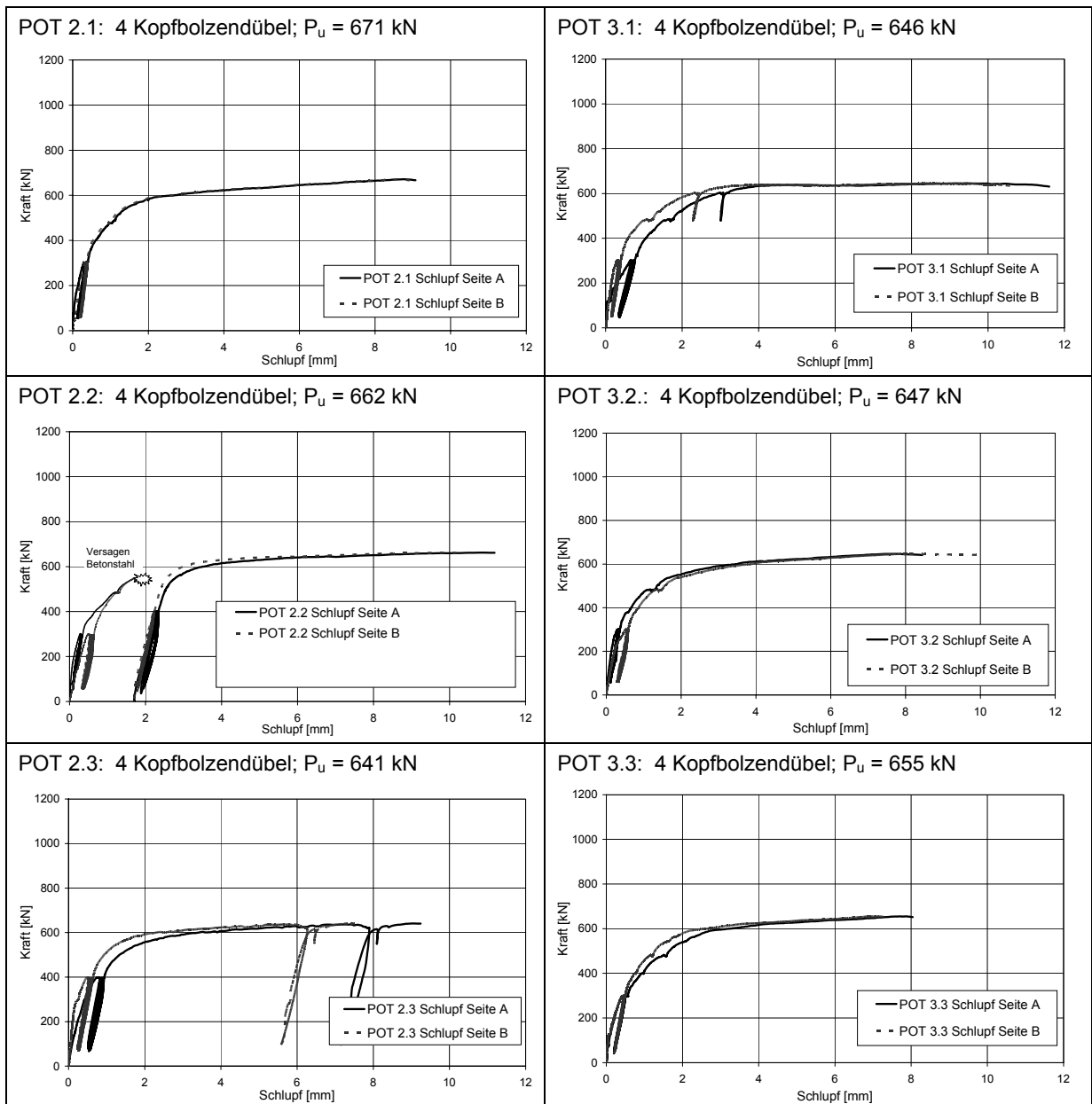


Bild A6.1: Scherkraft-Schlupfcurven der Pull-Out Versuche an Stegblechen ohne Flansche



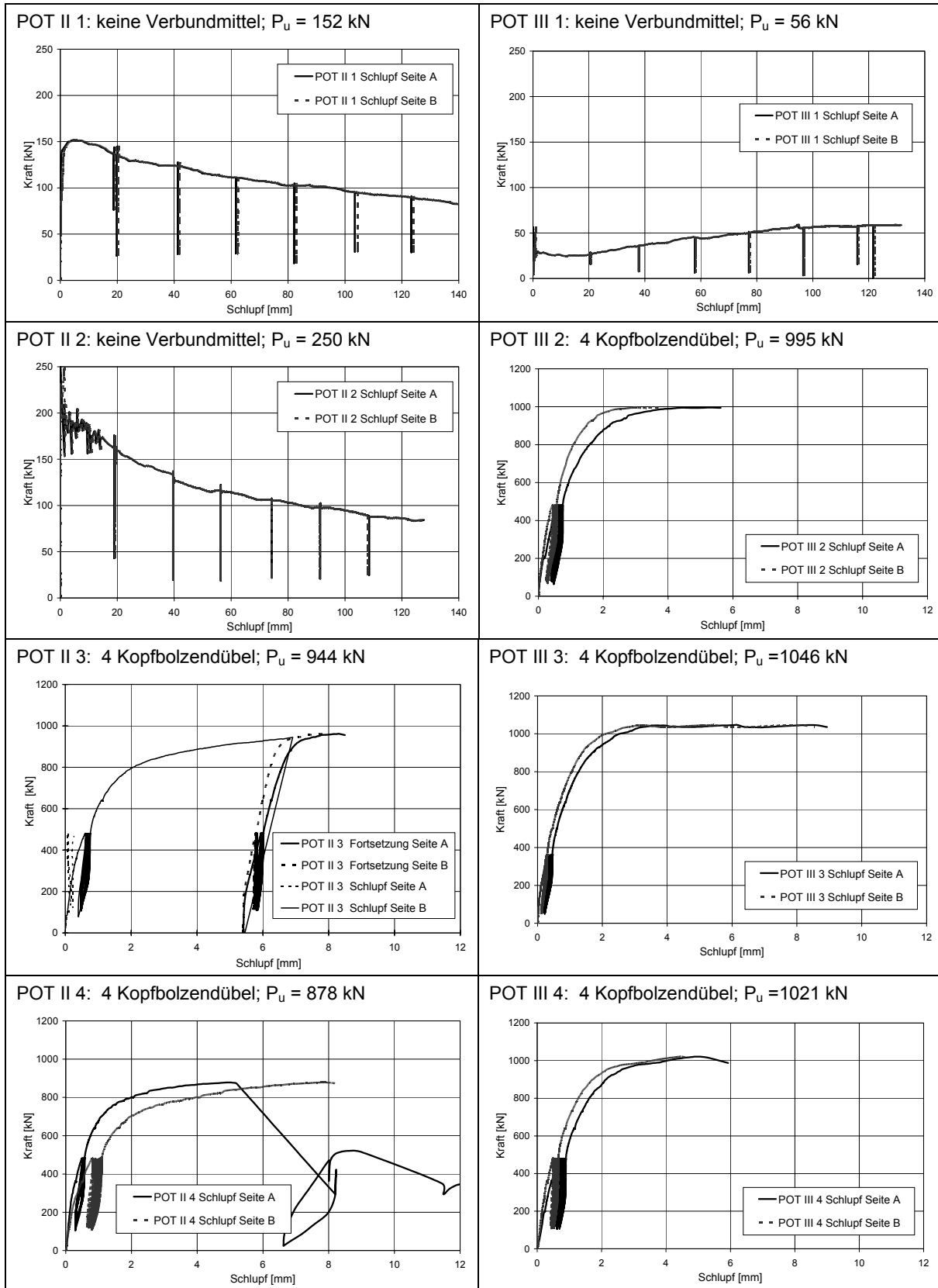


Bild A6.2: Scherkraft-Schlupfkurven der Pull-Out Versuche an Walzprofilen HEA300 und IPE500

**A7 Ergebnisse der Kompressionsversuche**

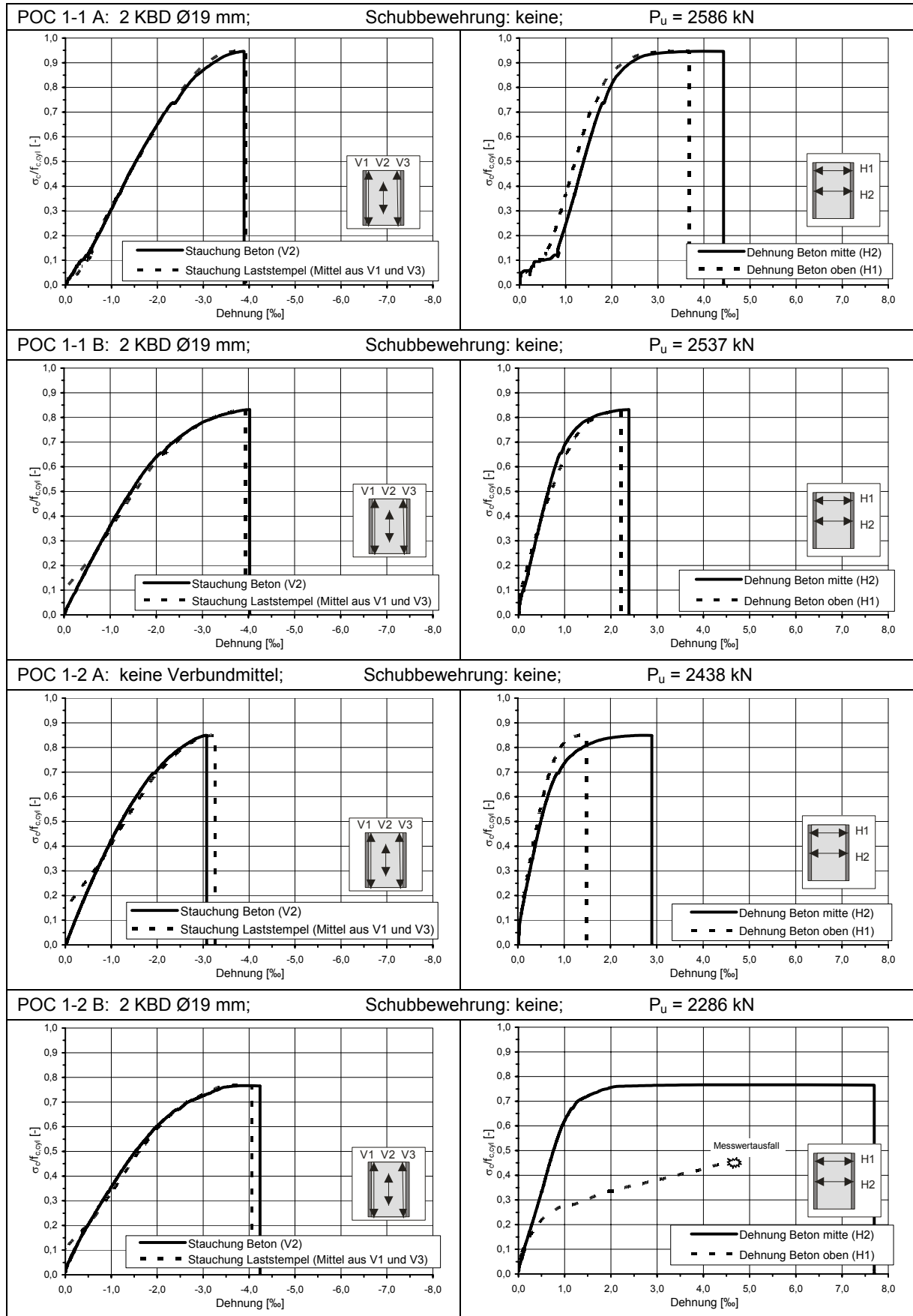


Bild A7.1: Verbundprofil, vertikale Betonstauchung (links) und horizontale Betondehnung (rechts)

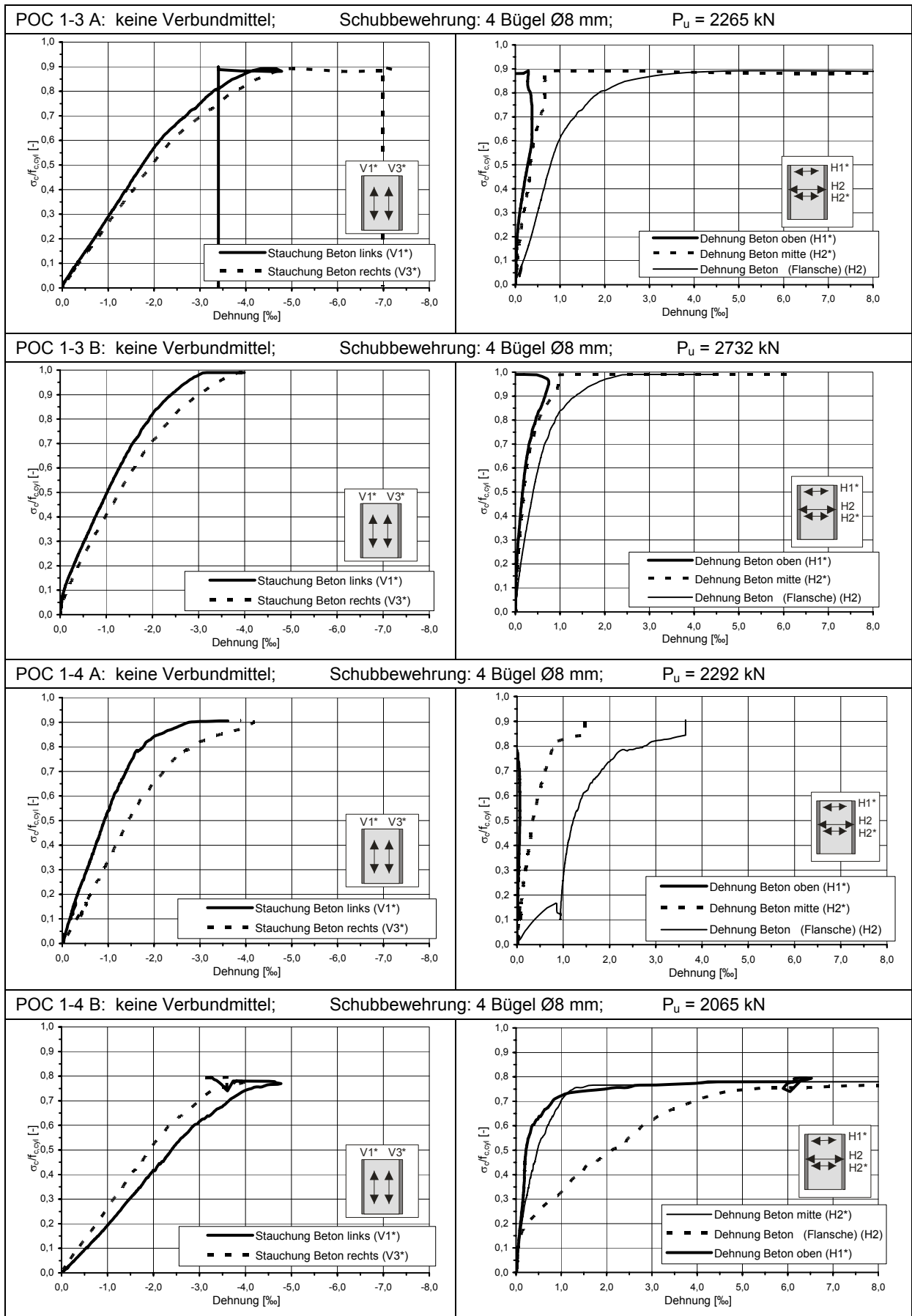


Bild A7.2: Verbundprofil: vertikale Betonstauchung (links) und horizontale Betondehnung (rechts)

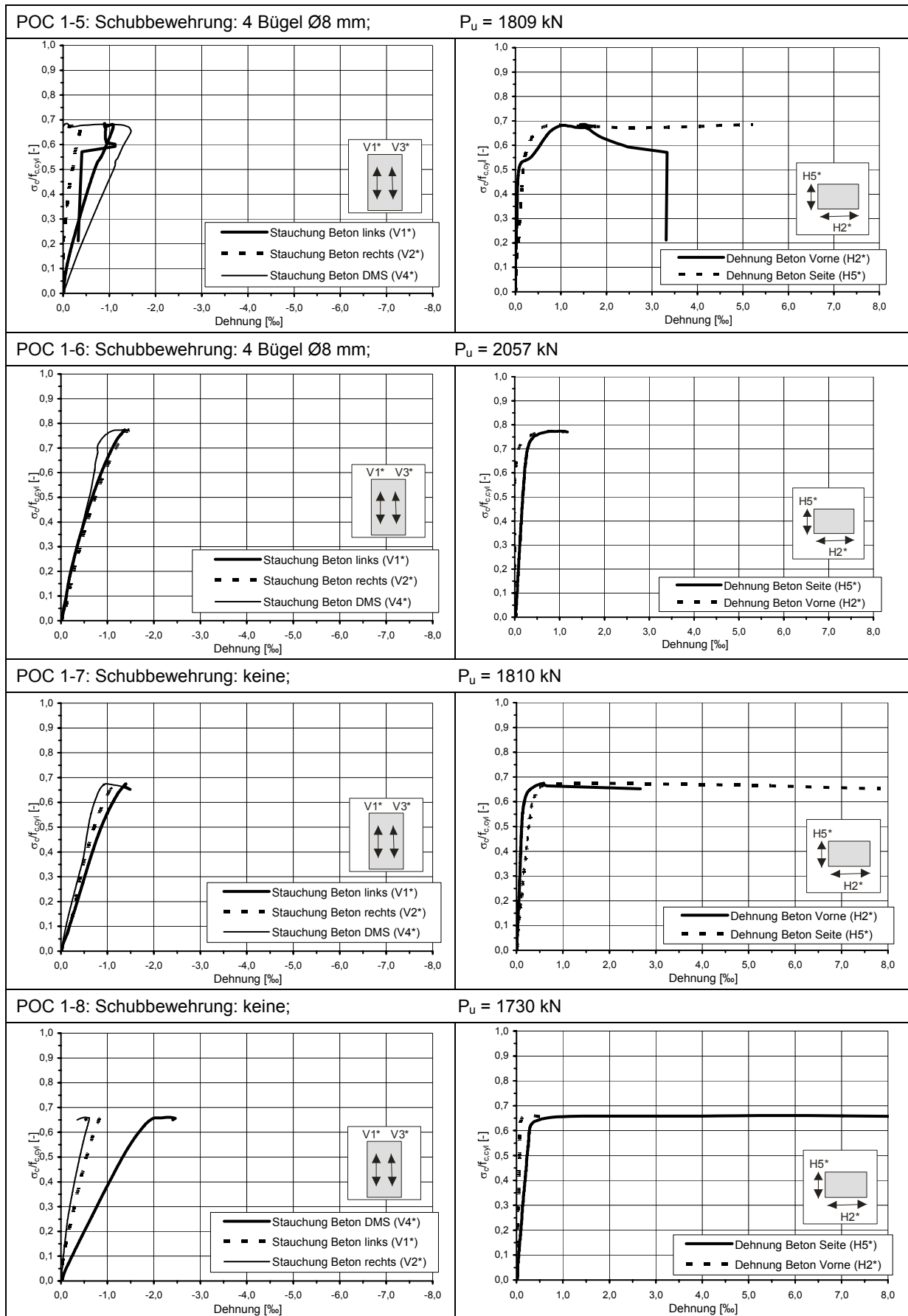


Bild A7.3: Referenzkörper, vertikale Betonstauchung (links) und horizontale Betondehnung (rechts)



Bild A7.4: Charakteristische Versagensbilder der Kompressionskörper



### A8 Bewehrungspläne und Messtechnik der Verbundträgerversuche

Draufsicht S1 und S2:

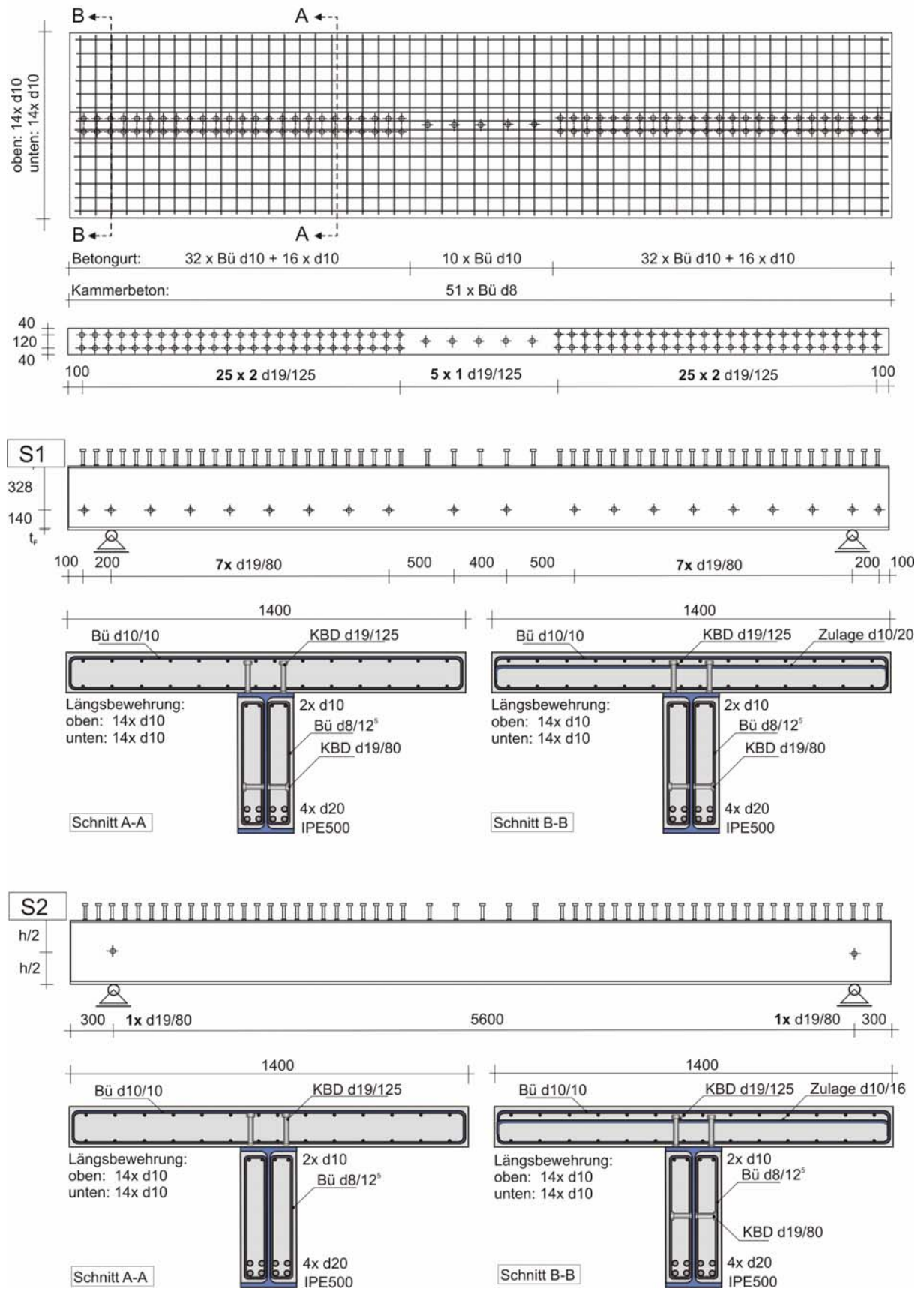


Bild A8.1: Konstruktions- und Bewehrungspläne der Verbundträger S1 und S2



Draufsicht S3 und S4:

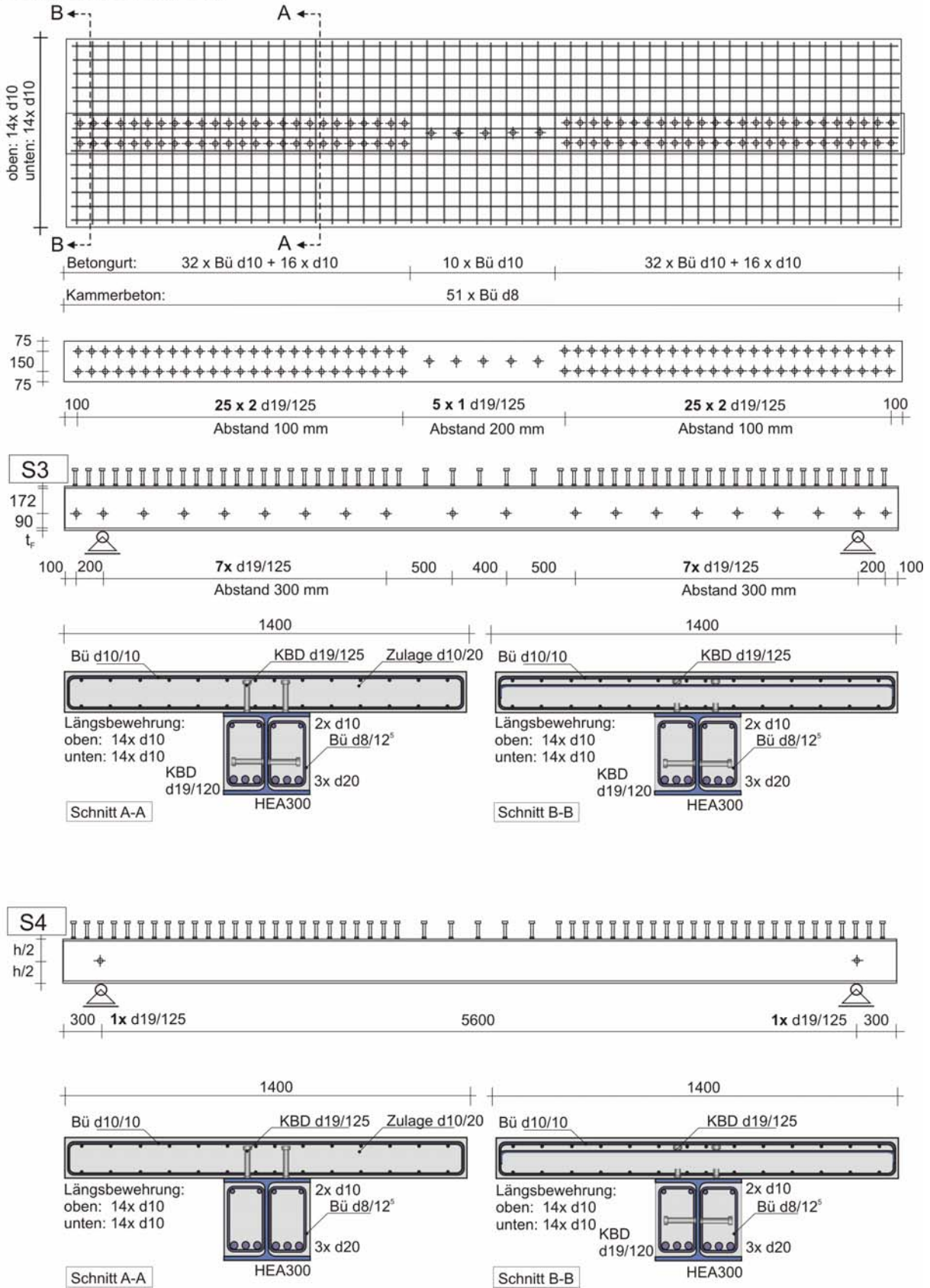


Bild A8.2: Konstruktions- und Bewehrungspläne der Verbundträger S3 und S4

Draufsicht H1 und H2:

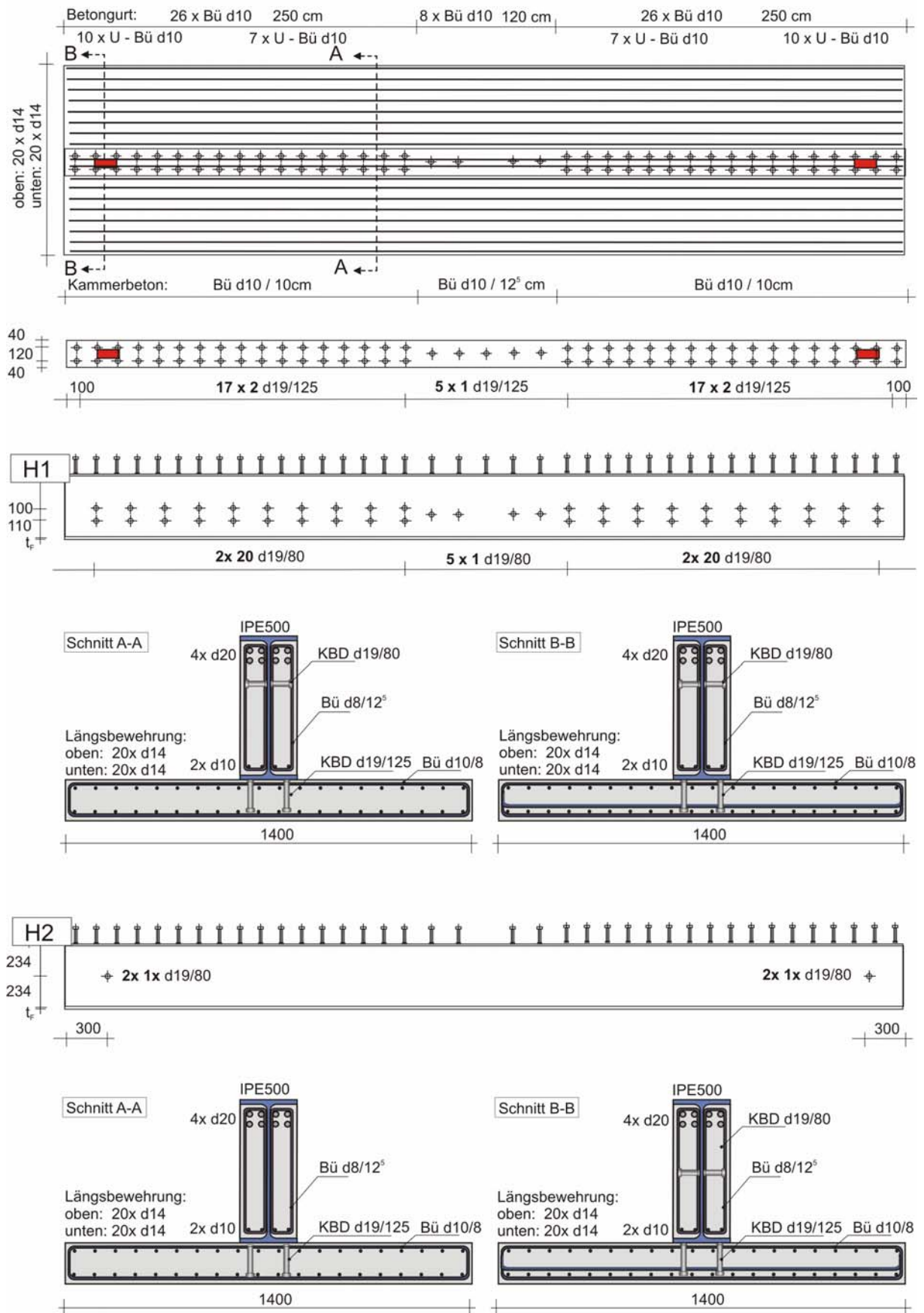


Bild A8.3: Konstruktions- und Bewehrungspläne der Verbundträger H1 und H2

**Draufsicht H3 und H4:**

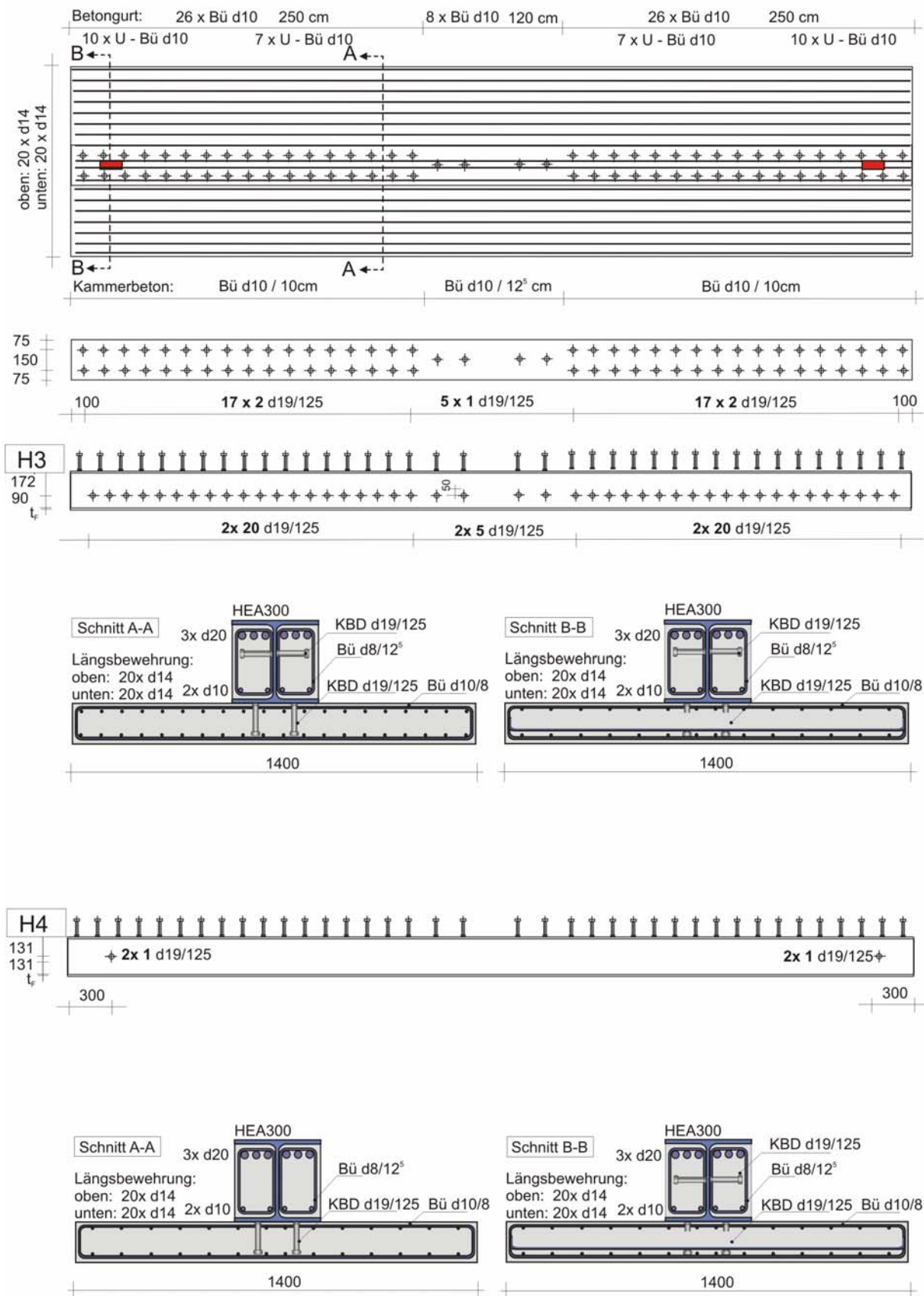
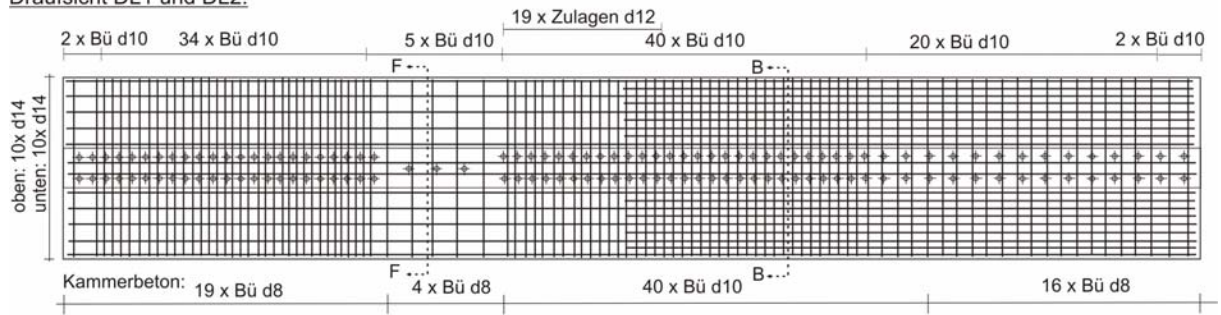
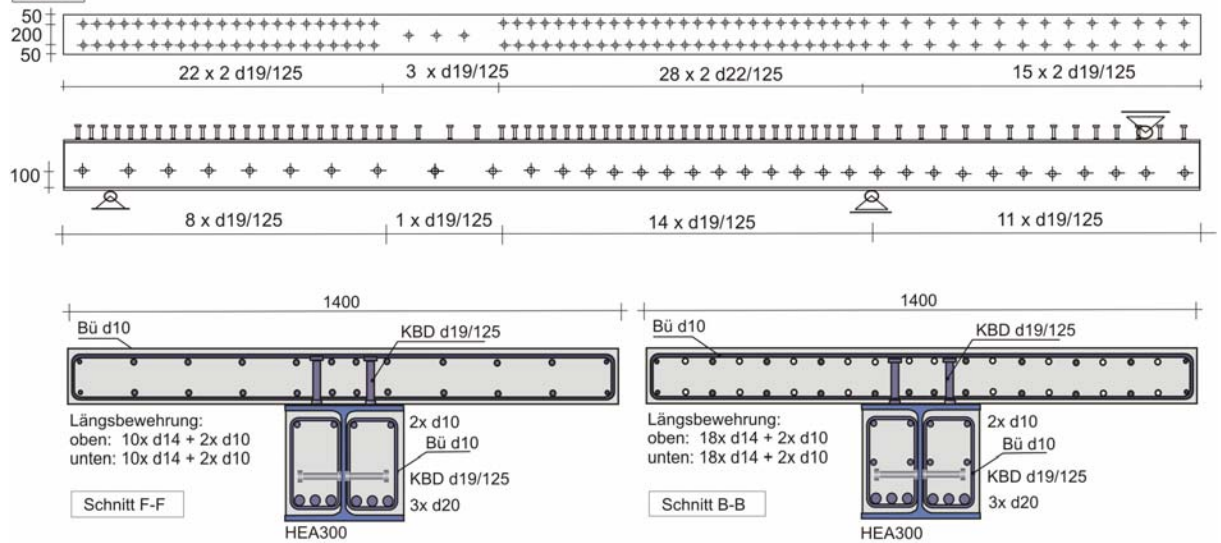


Bild A8.4: Konstruktions- und Bewehrungspläne der Verbundträger H3 und H4

Draufsicht DL1 und DL2:



DL1



DL2

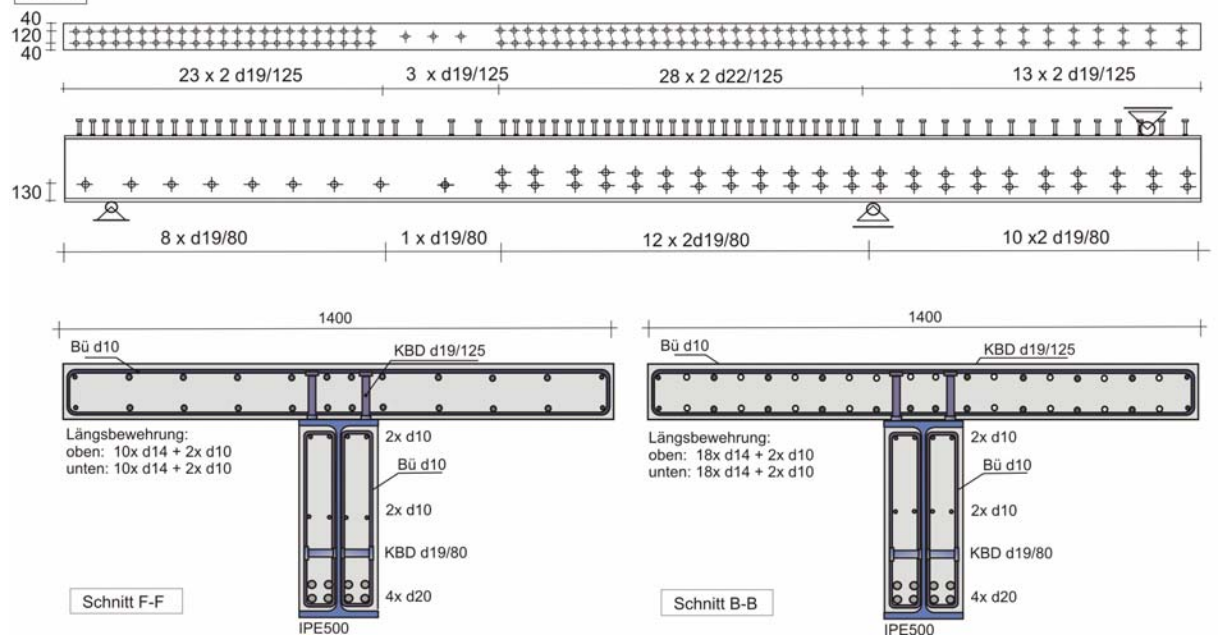


Bild A8.5: Konstruktions- und Bewehrungspläne der Verbundträger DL1 und DL2



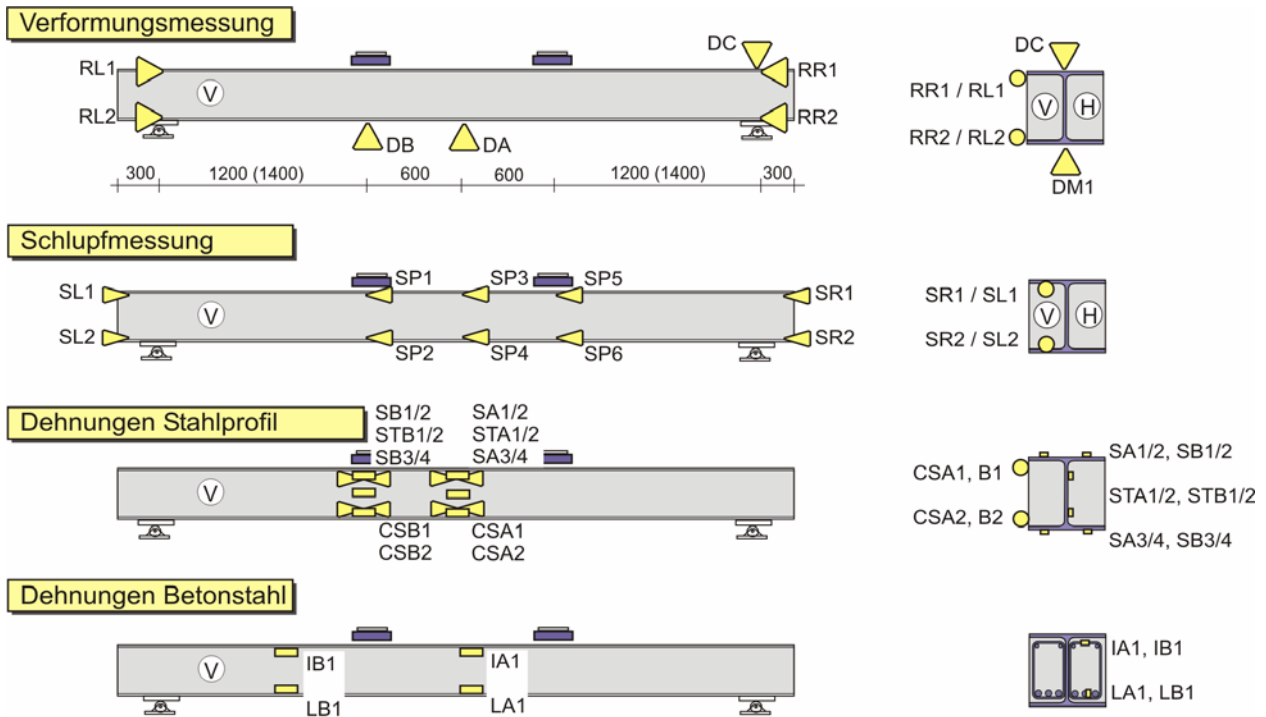
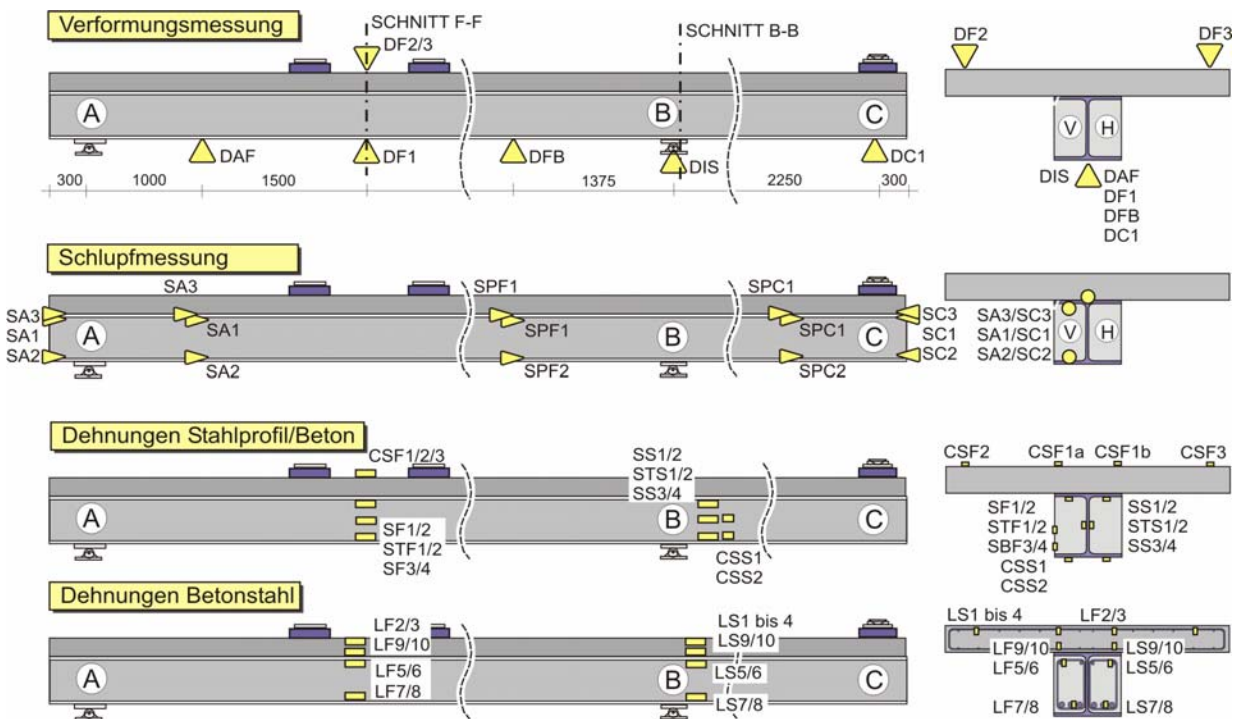


Bild A8.6: Prinzipielle Darstellung der Messeinrichtung für die Verbundprofile



Bestimmung der Querschnittsrotation an der Stütze B anhand eines Polynoms 7-ter Ordnung:

$$w(x) = A + B \cdot x + C \cdot x^2 + D \cdot x^3 + E \cdot x^4 + F \cdot x^5 + G \cdot x^6 + H \cdot x^7$$

Randbedingungen:  $w(x=0) = 0$ ;  $w(x=1,0) = DAF$ ;  $w(x=2,5) = DF1$ ;  $w(x=4,375) = DFB$ ;  
 $w(x=5,75) = 0$ ;  $w(x=8,0) = DC1$ ;  $\kappa(x=0) = 0$ ;  $\kappa(x=5,75) = 0$

Bild A8.7: Prinzipielle Darstellung der Messeinrichtung für die Durchlaufträger

**A9 Versuchsergebnisse – Verbundprofile**

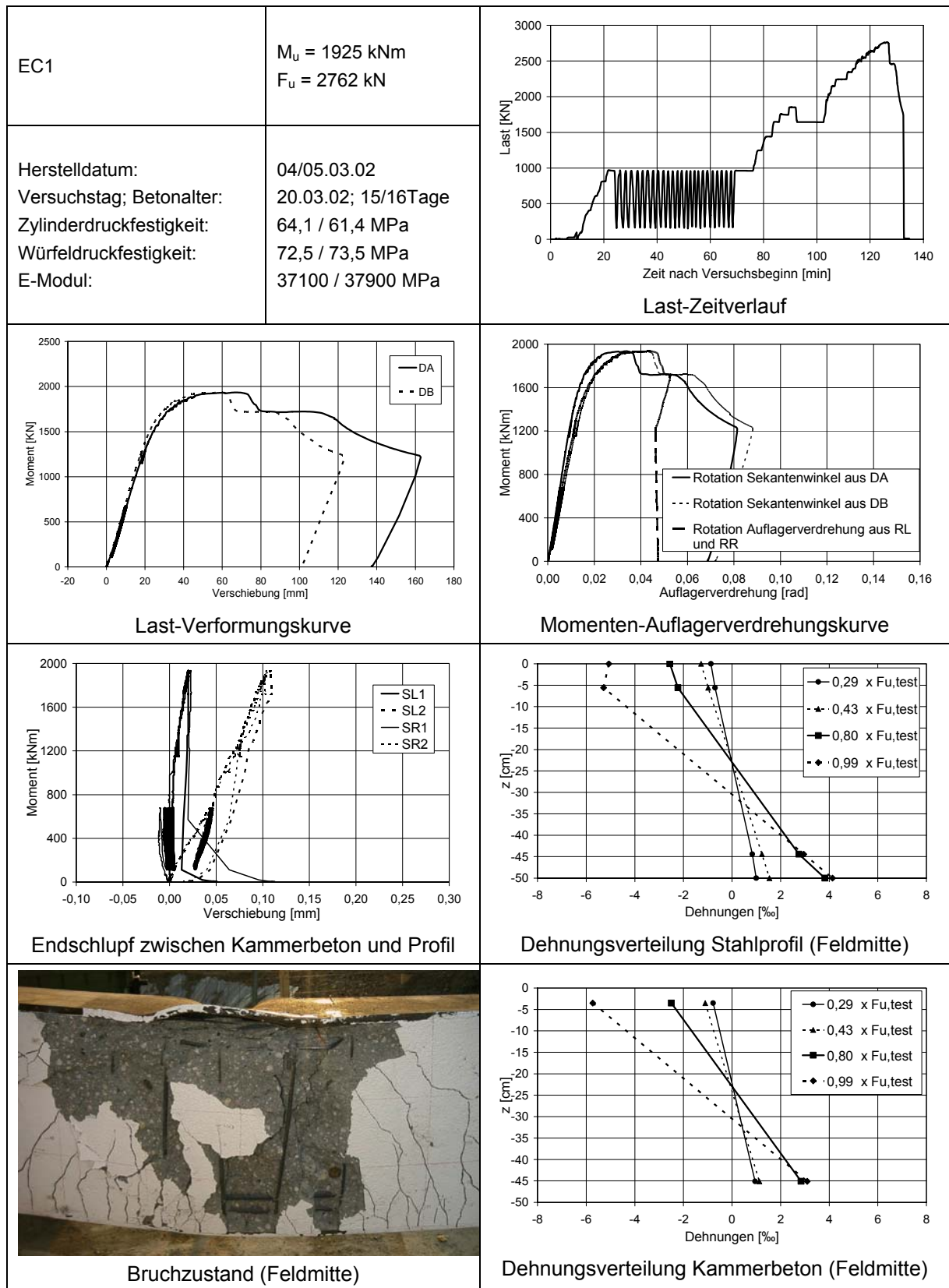


Bild A9.1: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs EC1 (IPE500 Profil, verdübelt)



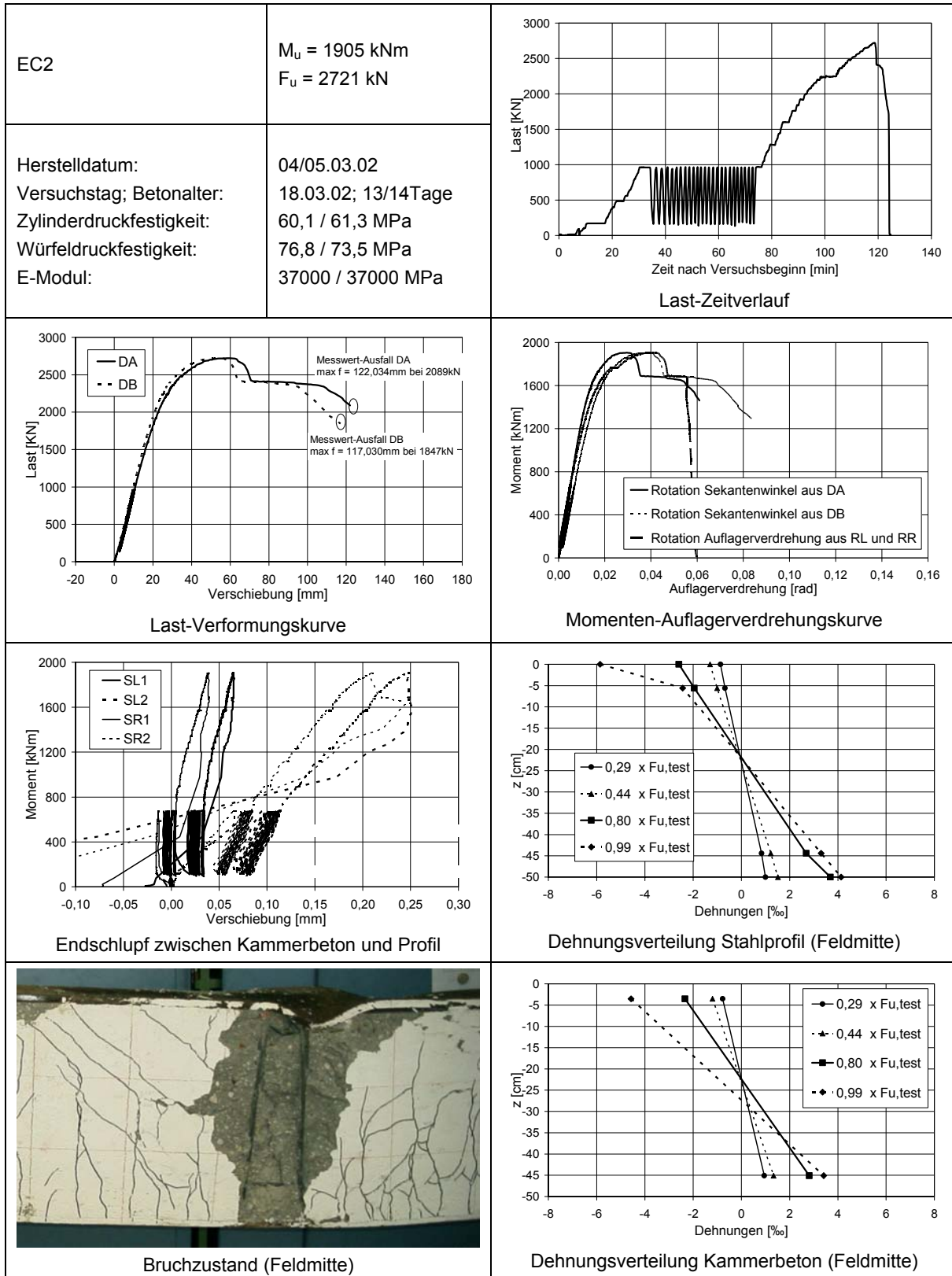


Bild A9.2: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs EC2 (IPE500 Profil, unverdübelt)

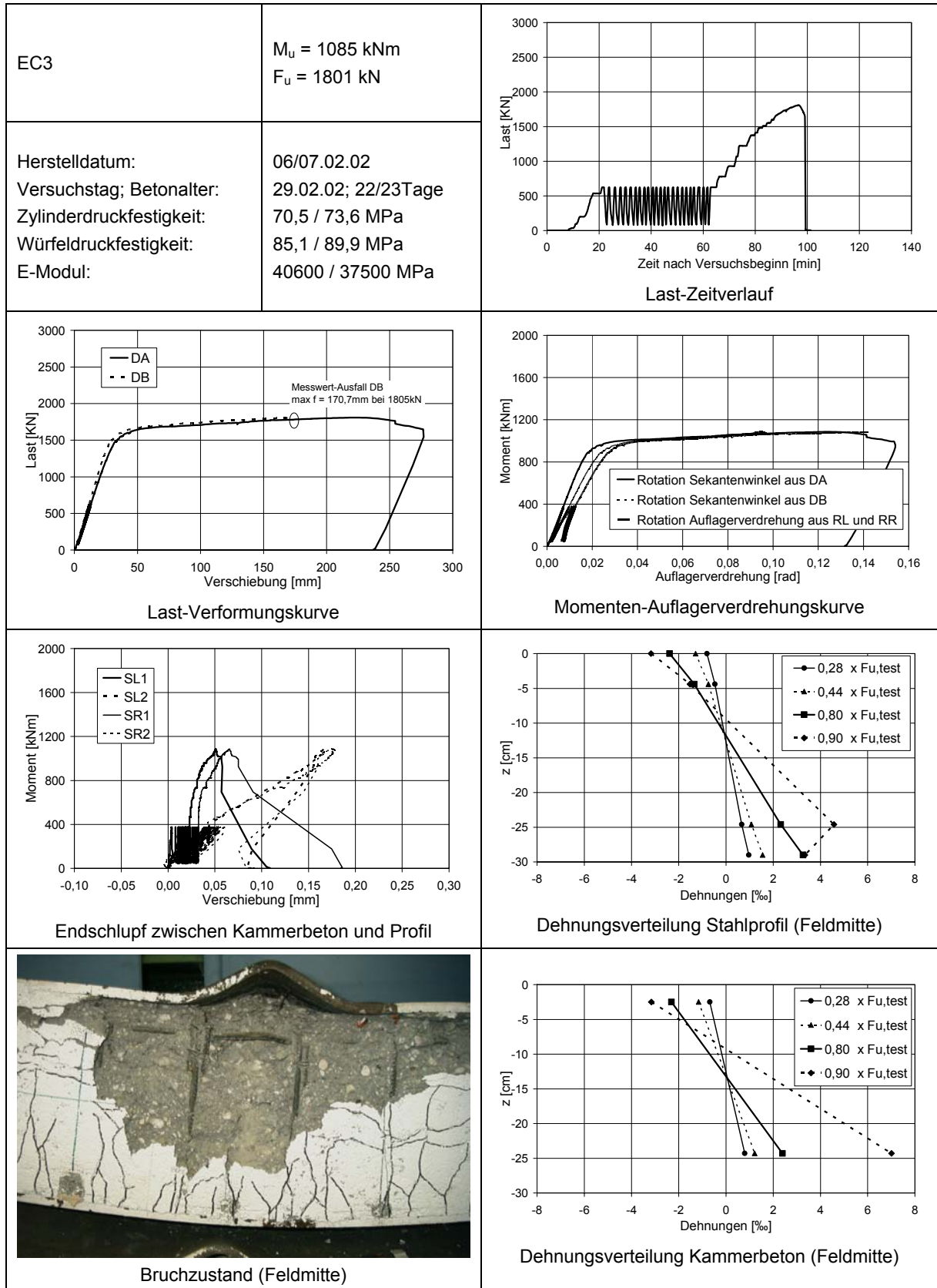


Bild A9.3: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs EC3 (HEA300 Profil, verdübelt)

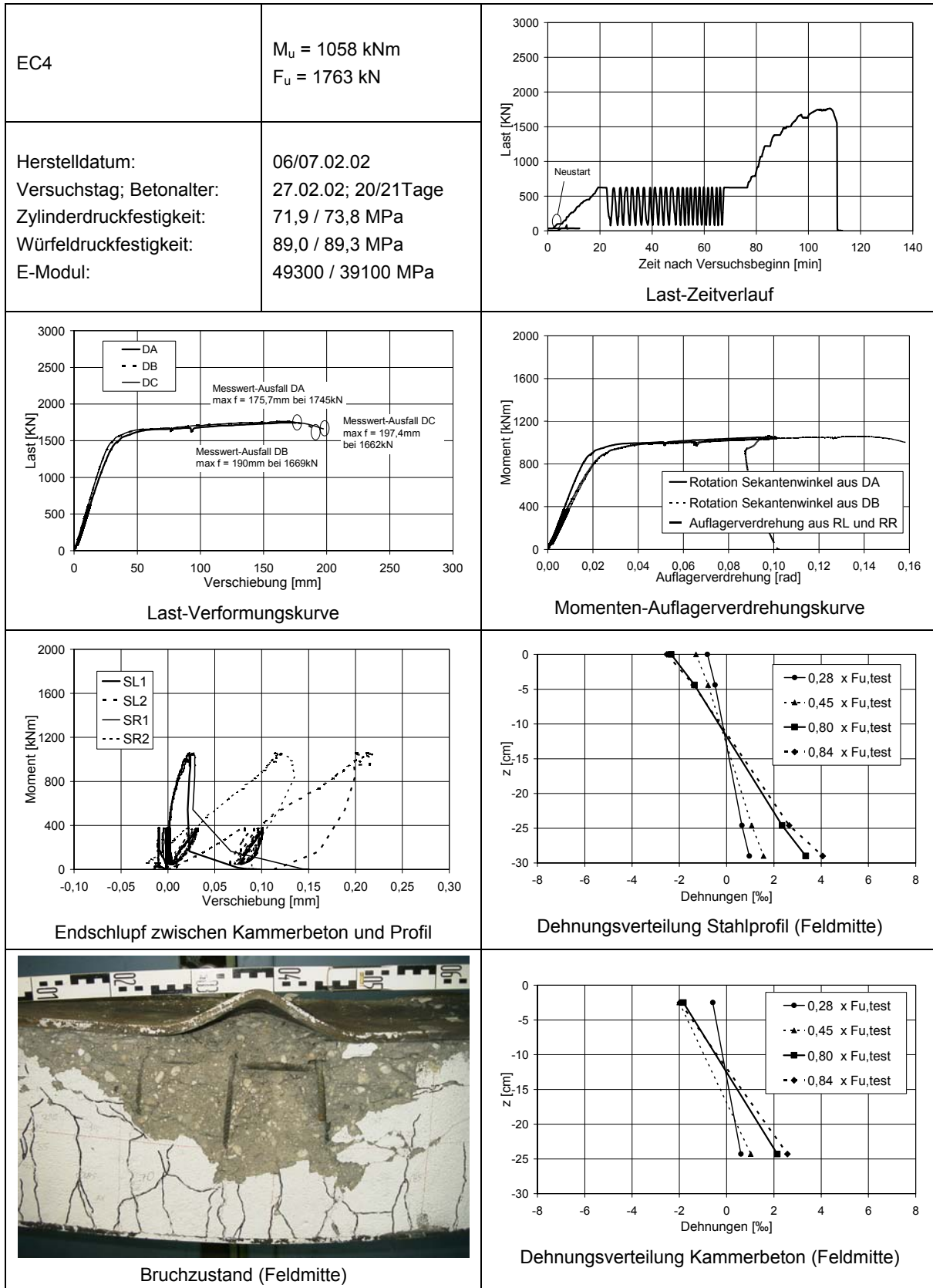


Bild A9.4: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs EC4 (HEA300 Profil, unverdübelt)

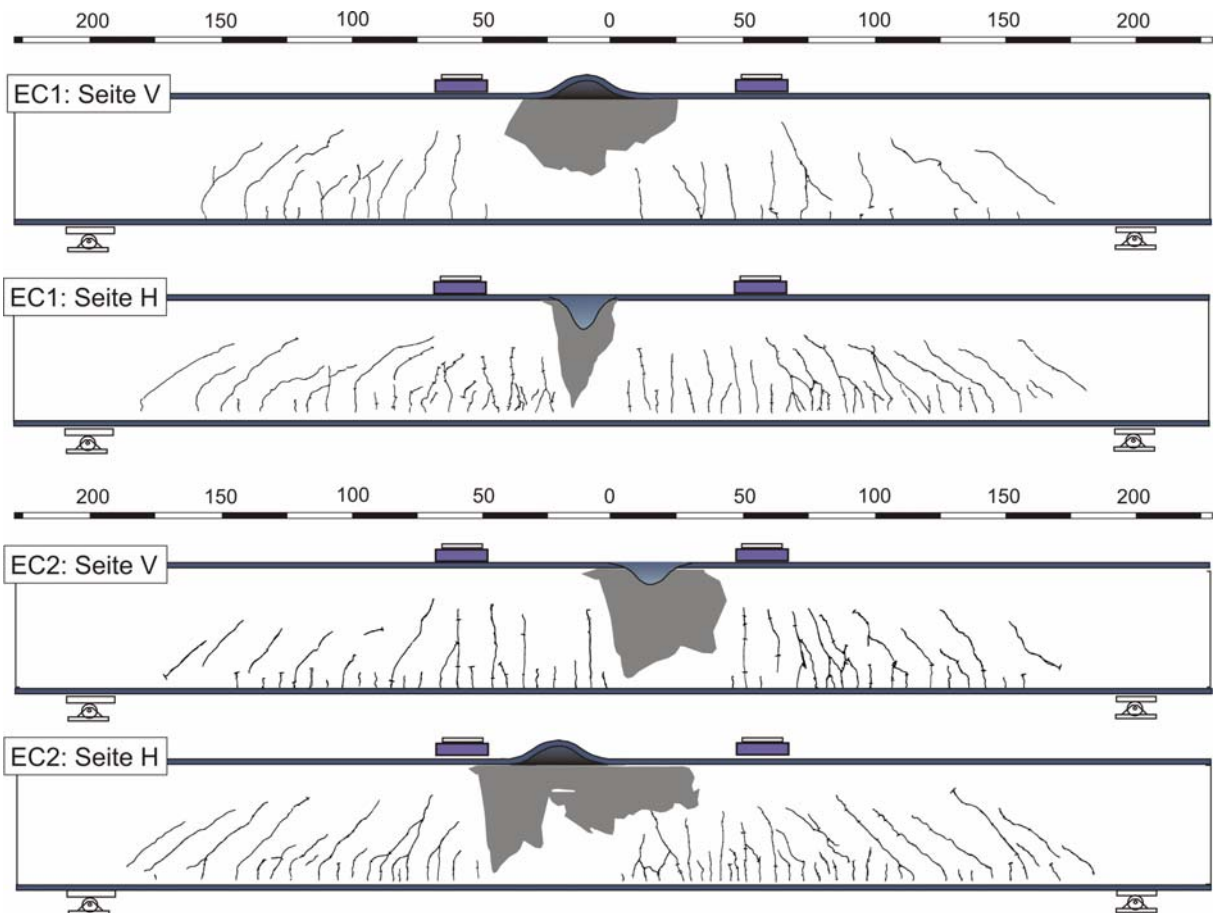


Bild A9.5: Rissbilder der Versuchsträger EC1 und EC2 (IPE500)

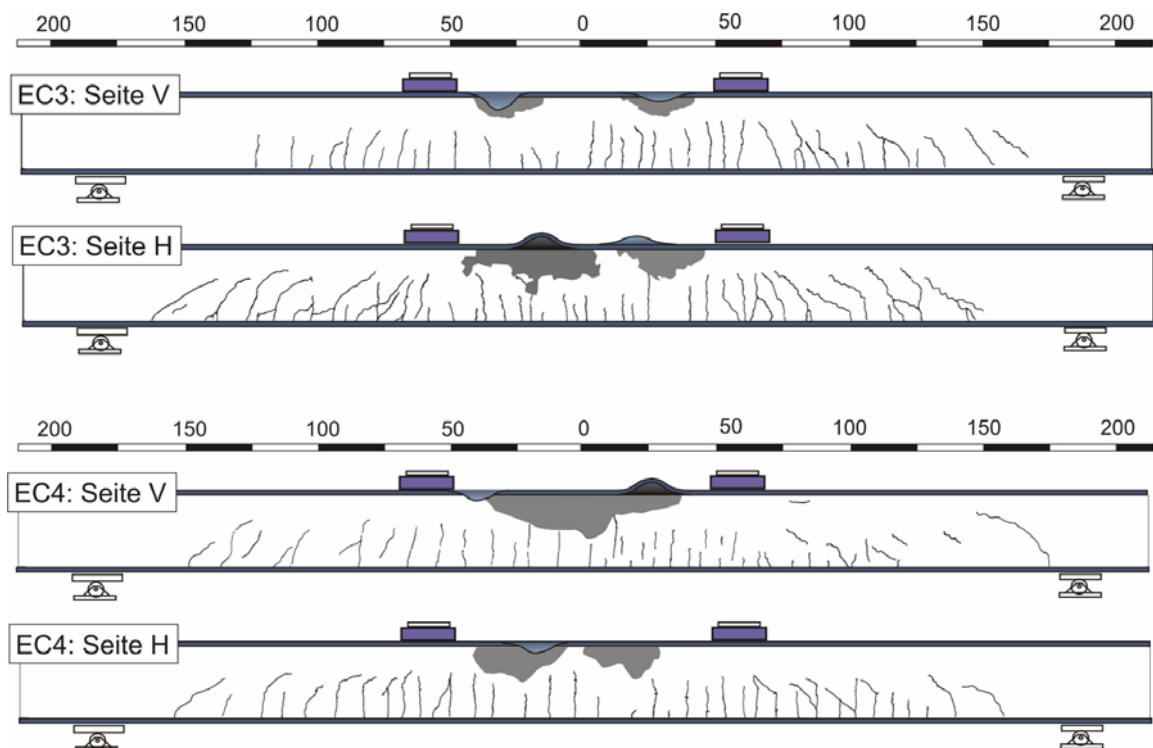


Bild A9.6: Rissbilder der Versuchsträger EC3 und EC4 (HEA300)

**A10 Versuchsergebnisse – Verbundträger positive Momente**

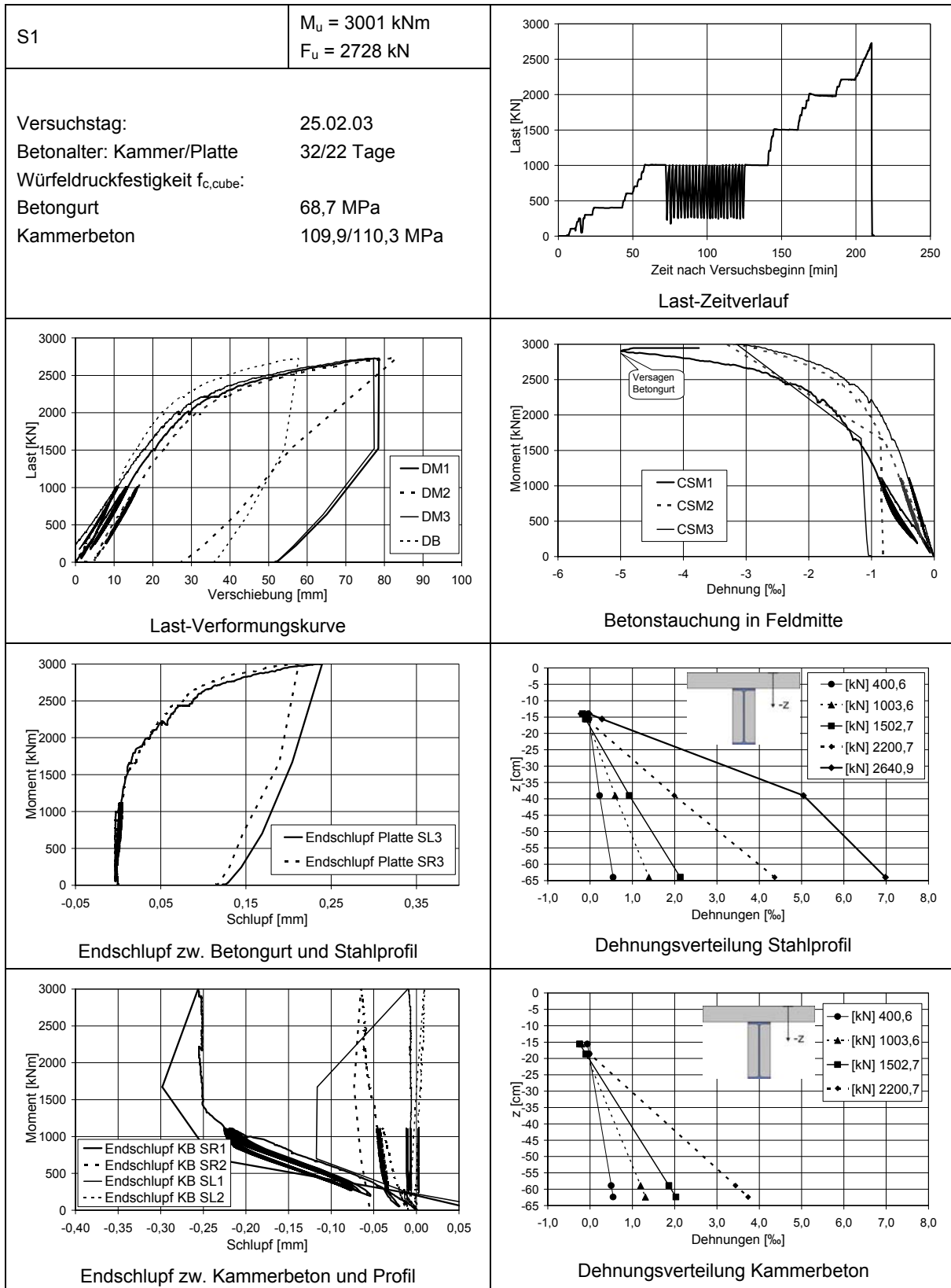


Bild A10.1: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs S1 (IPE500 Profil)

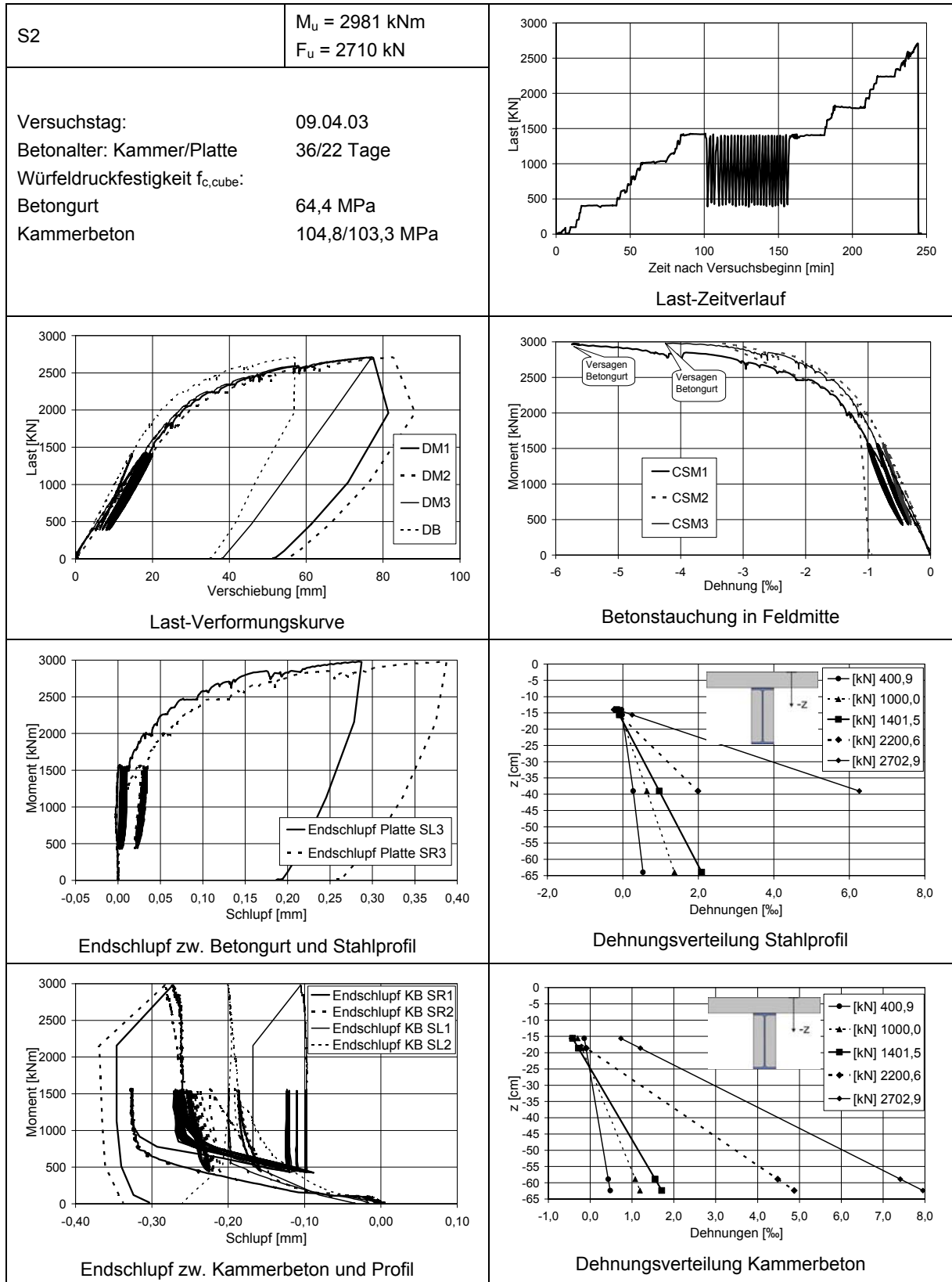


Bild A10.2: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs S2 (IPE500 Profil)



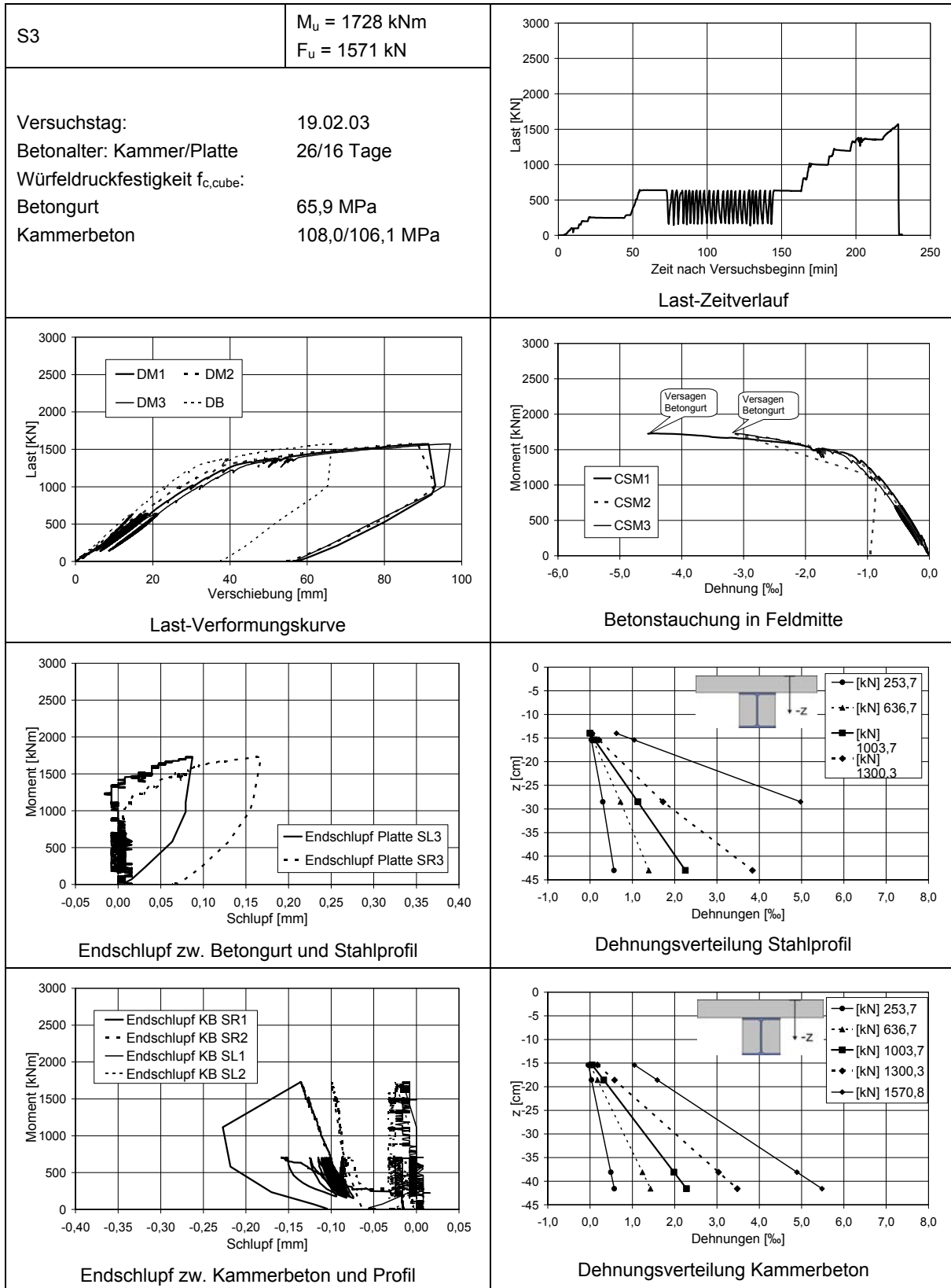


Bild A10.3: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs S3 (HEA300 Profil)

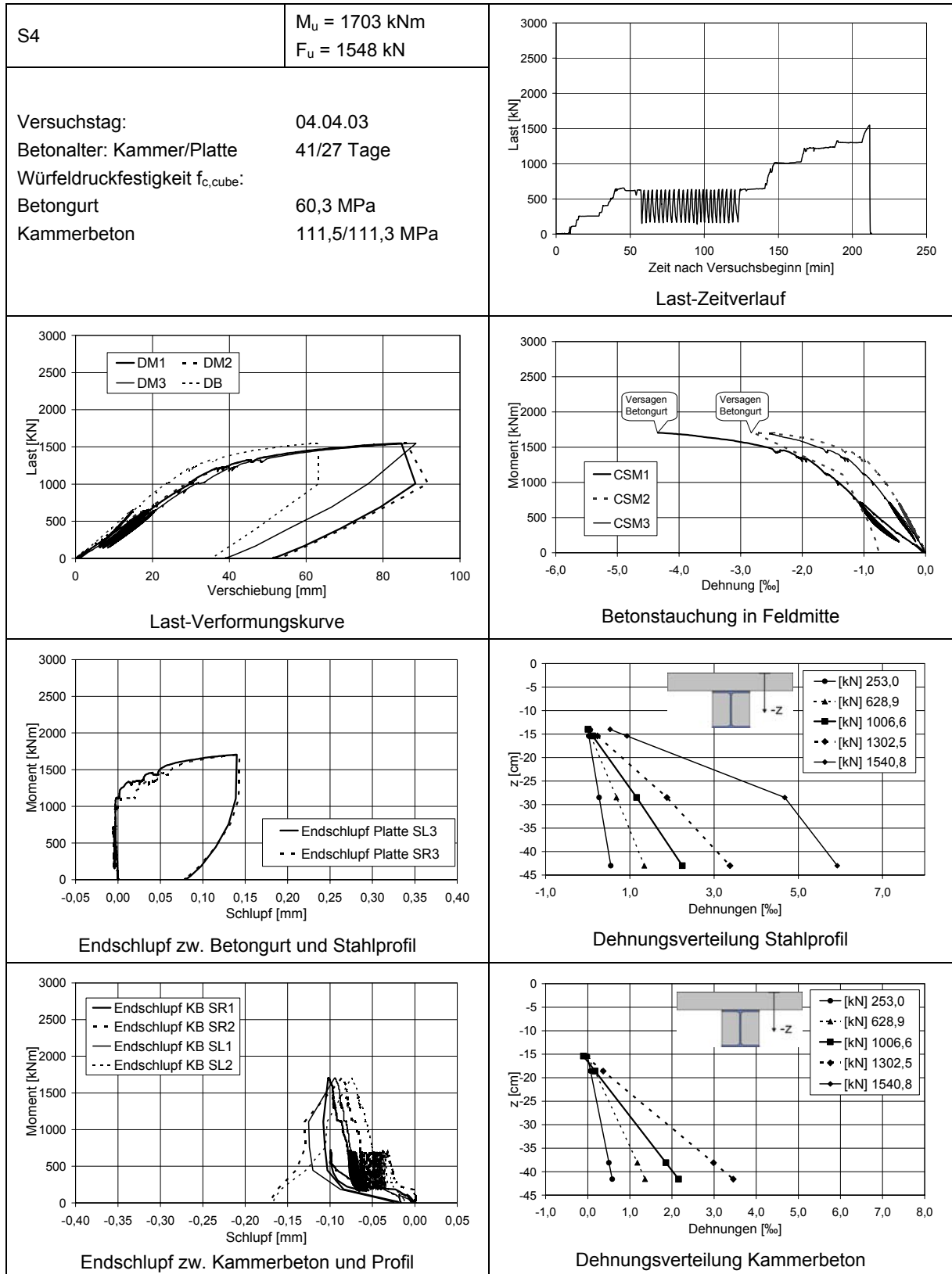


Bild A10.4: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs S4 (HEA300 Profil)

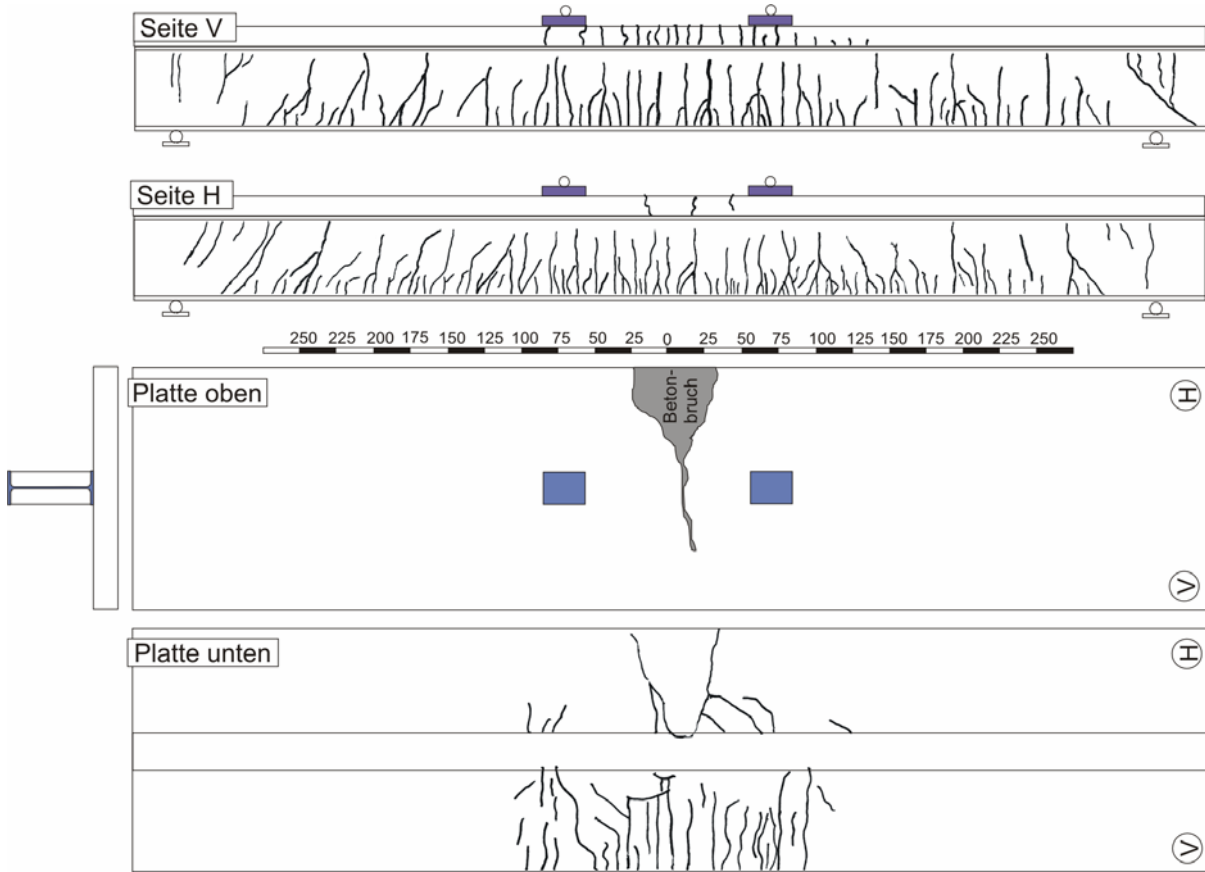


Bild A10.5: Rissbild des Verbundträgers S1

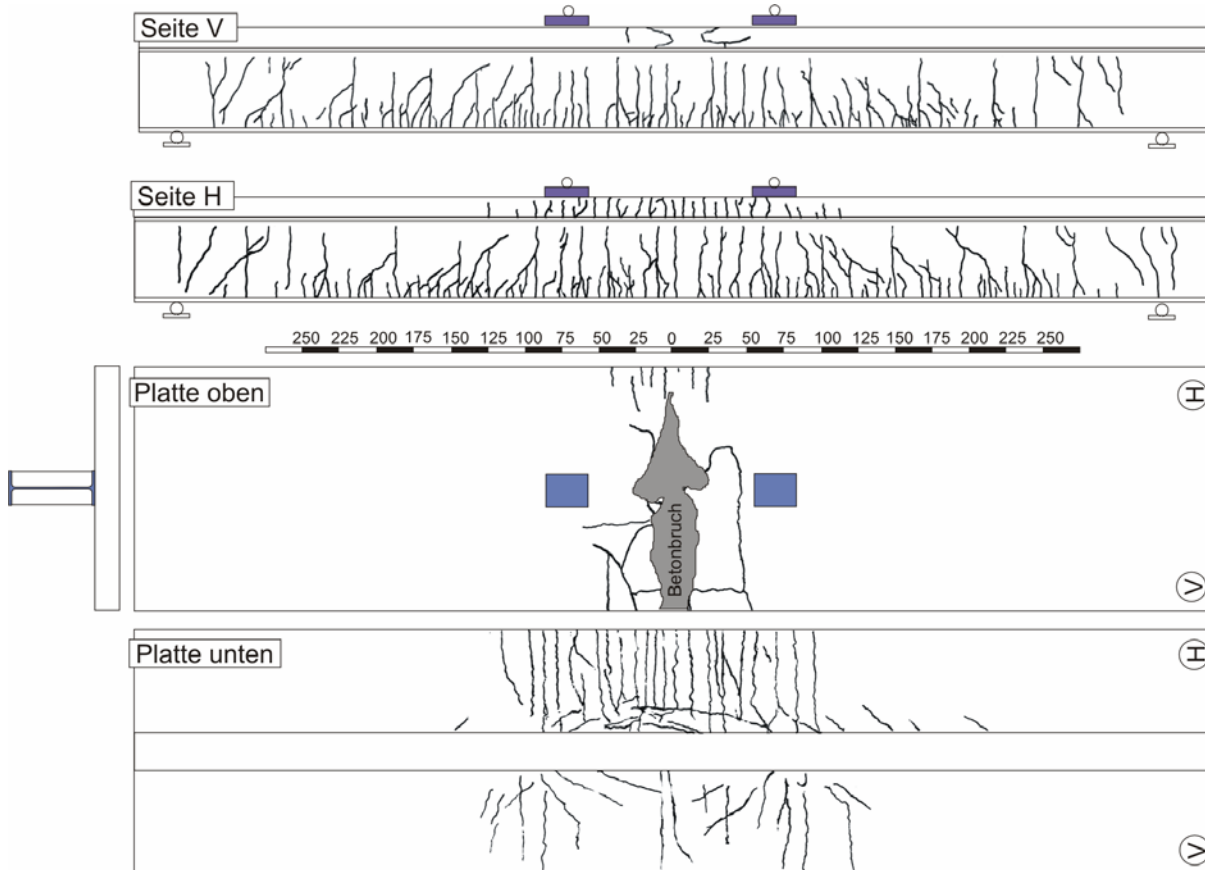


Bild A10.6: Rissbild des Verbundträgers S2



Bild A10.7: Rissbild des Verbundträgers S3

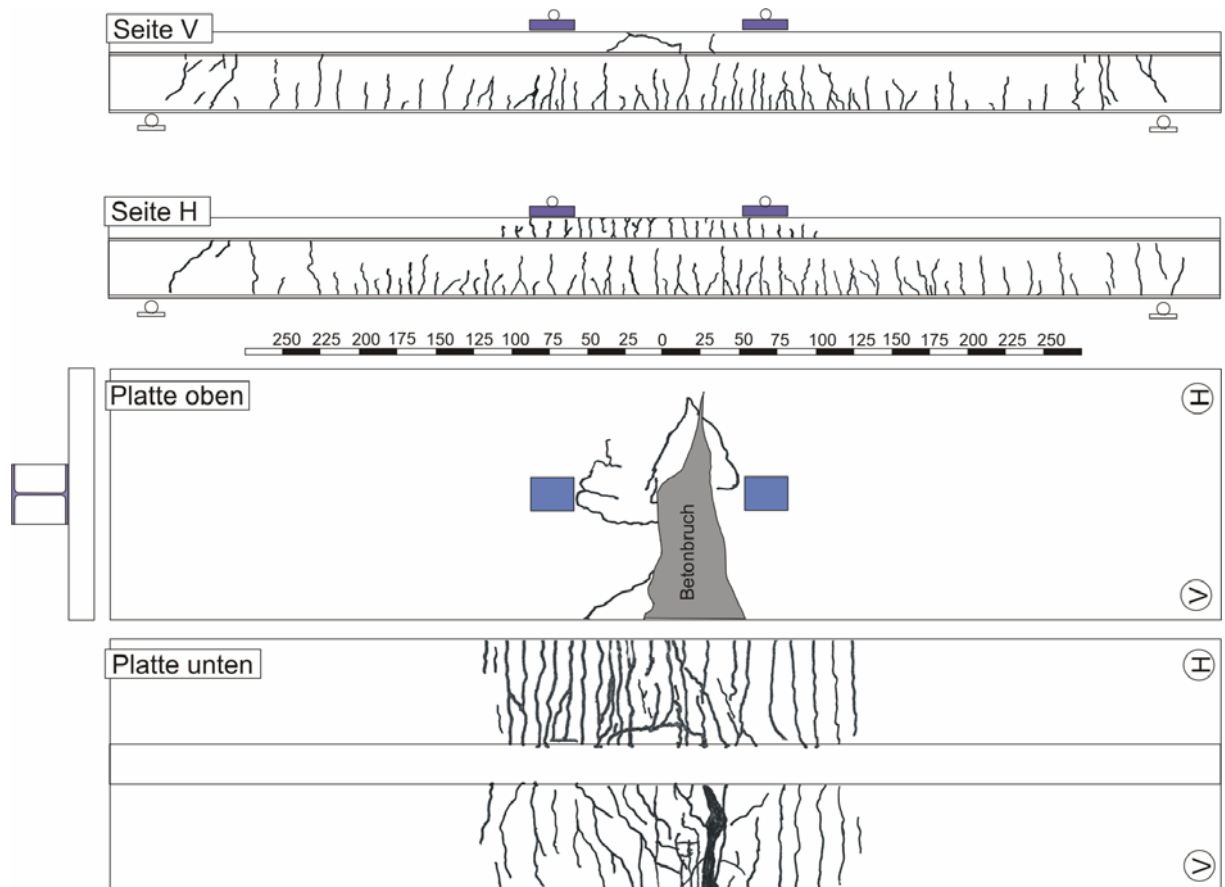


Bild A10.8: Rissbild des Verbundträgers S4

**A11 Versuchsergebnisse – Verbundträger negative Momente**

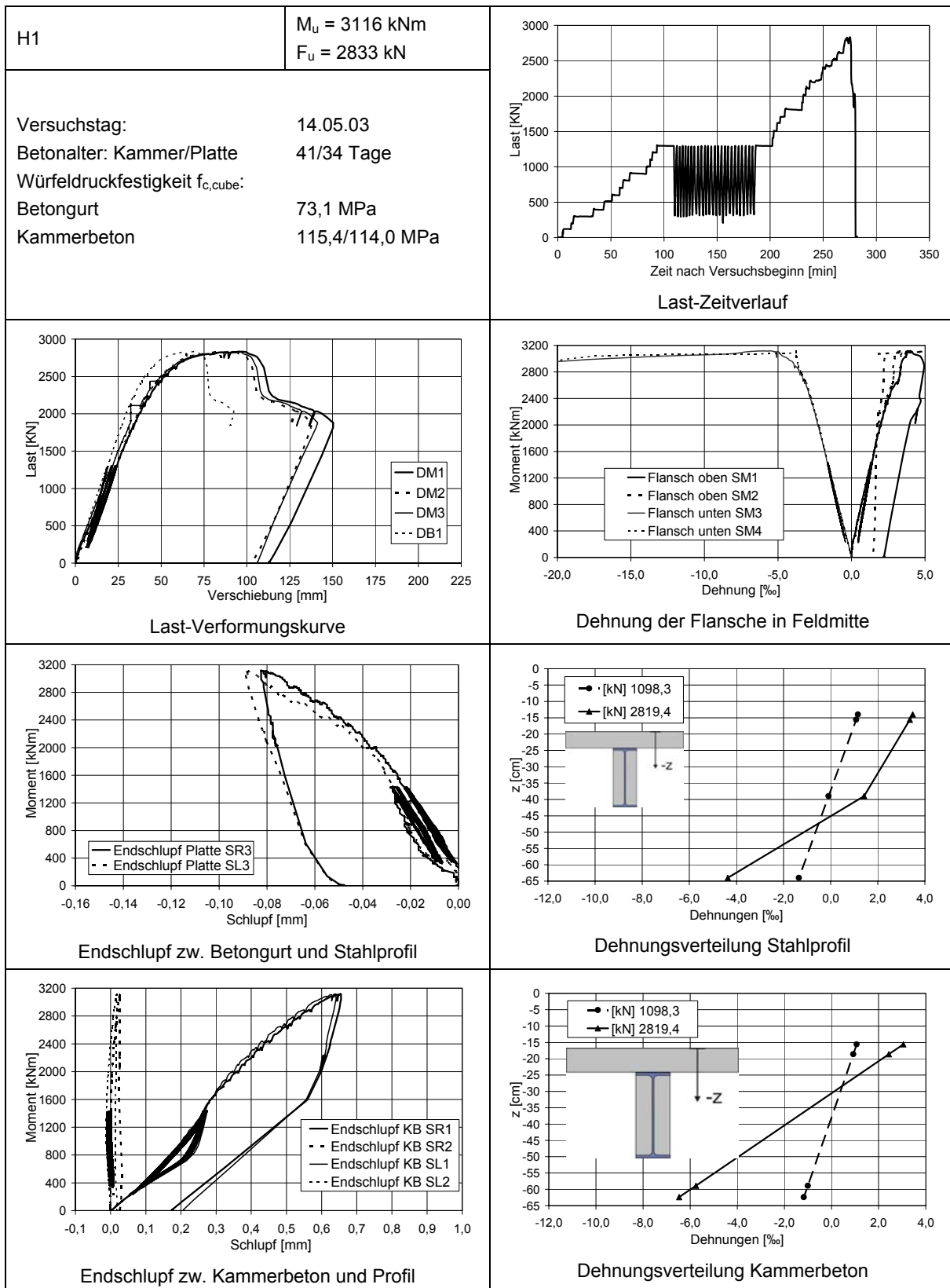


Bild A11.1: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs H1 (IPE500 Profil)

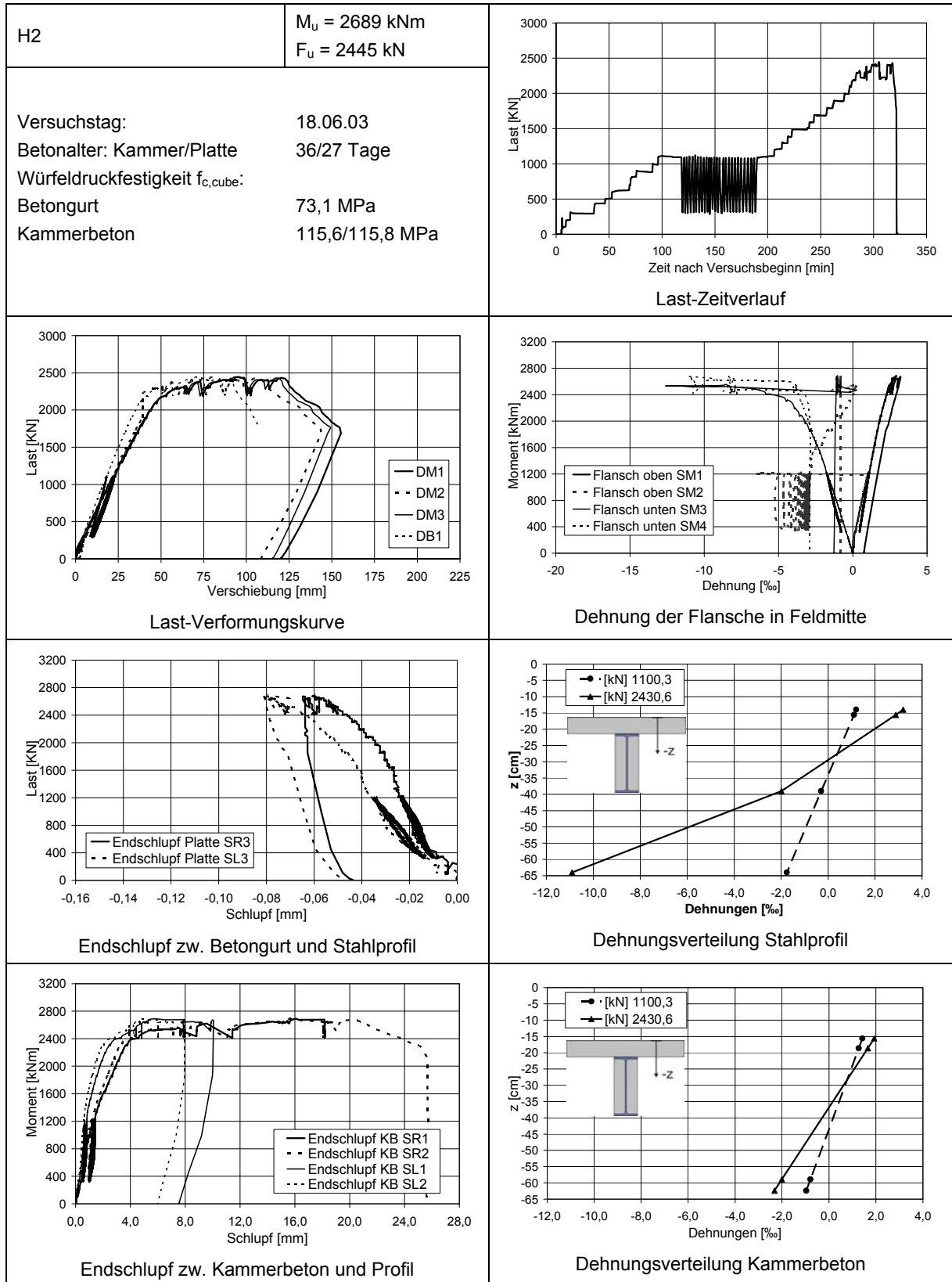


Bild A11.2: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs H2 (IPE500 Profil)



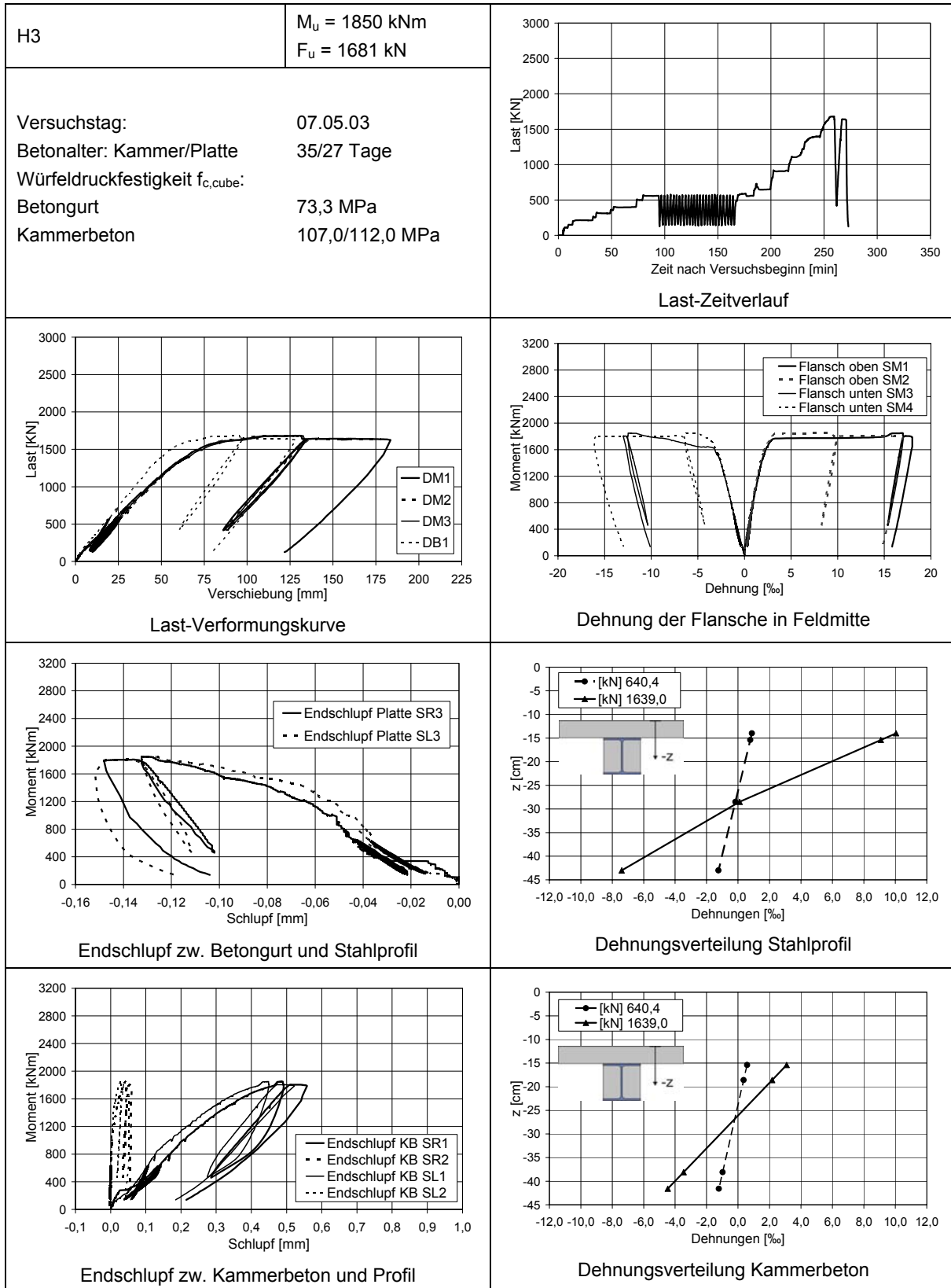


Bild A11.3: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs H3 (HEA300 Profil)

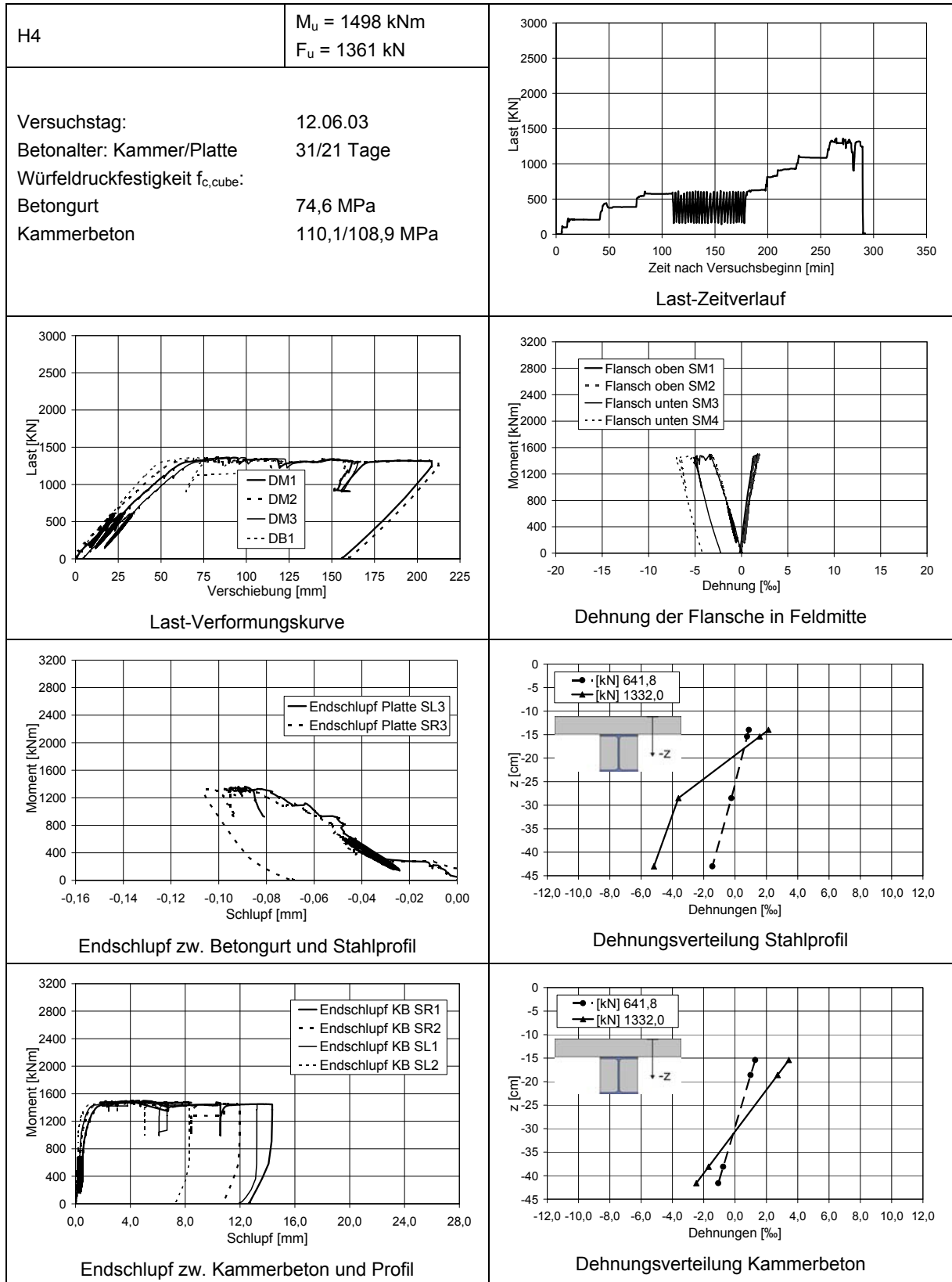


Bild A11.4: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs H4 (HEA300 Profil)

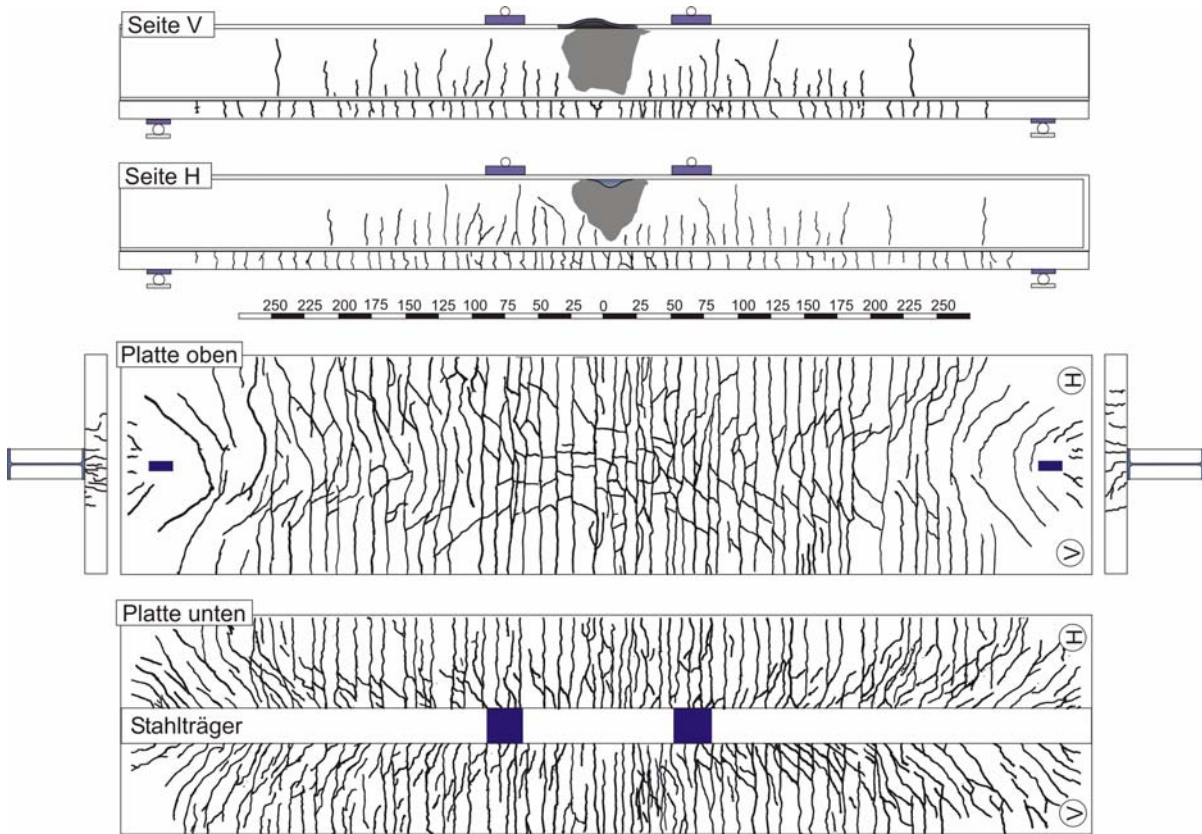


Bild A11.5: Rissbild des Verbundträgers H1

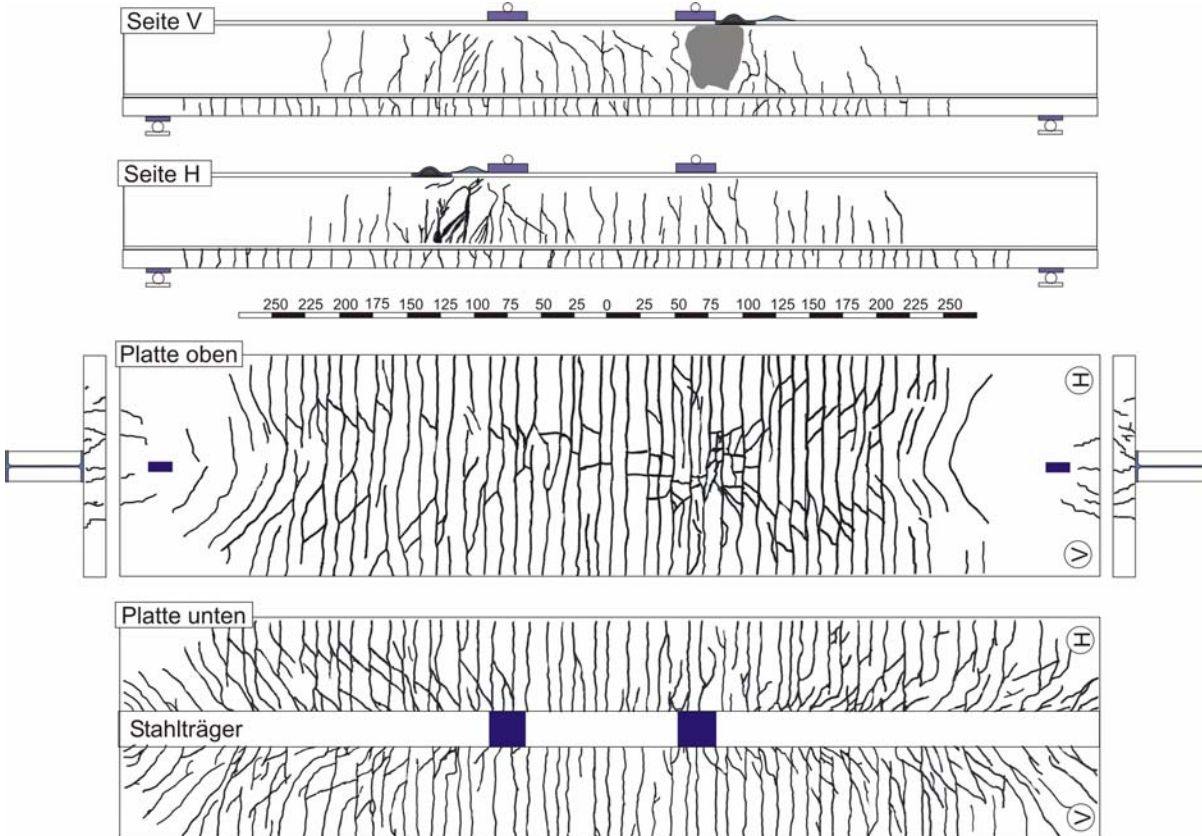


Bild A11.6: Rissbild des Verbundträgers H2

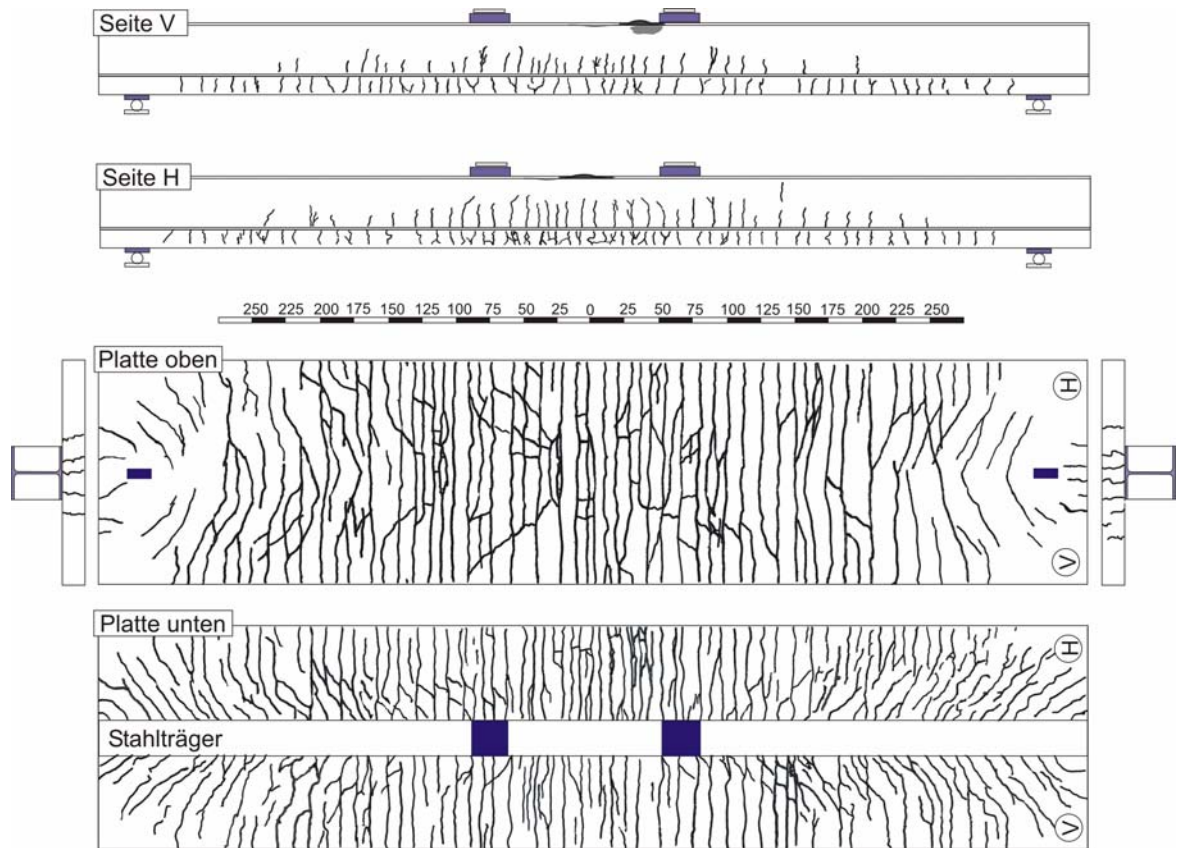


Bild A11.7: Rissbild des Verbundträgers H3

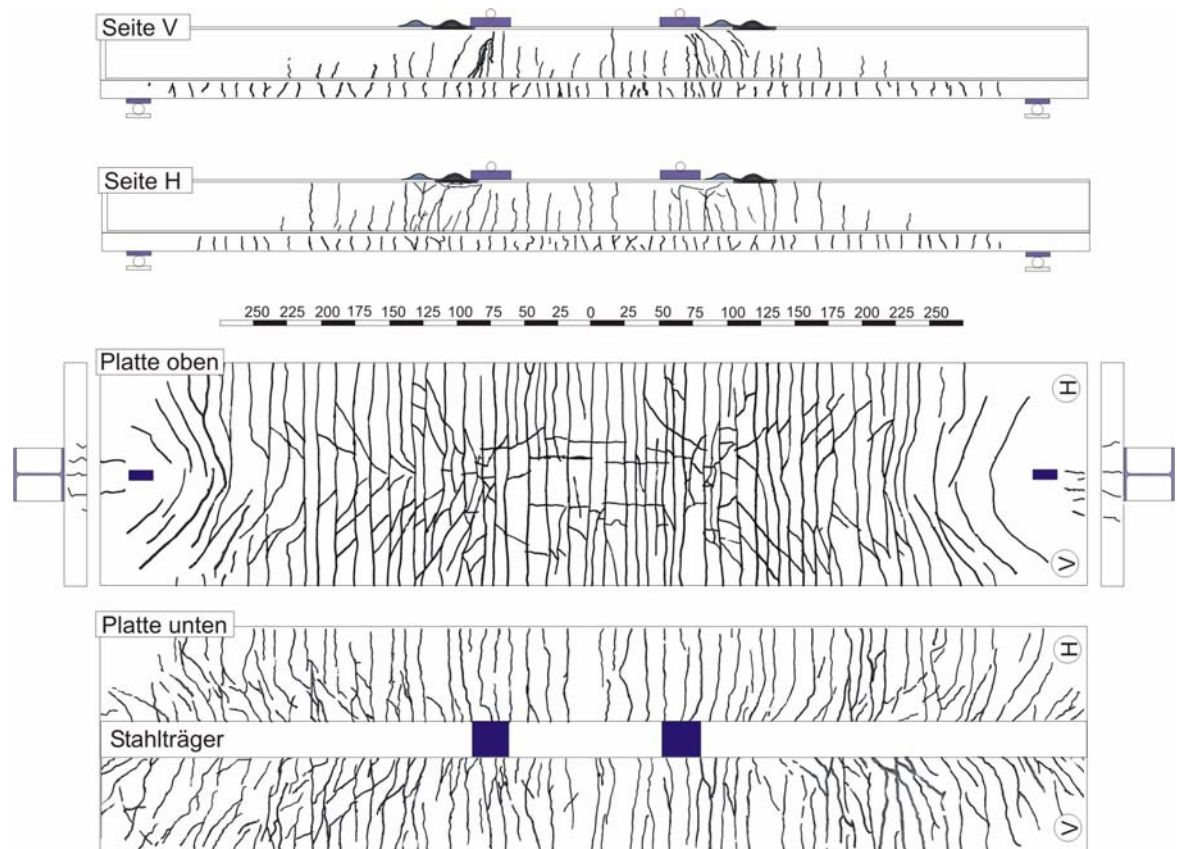


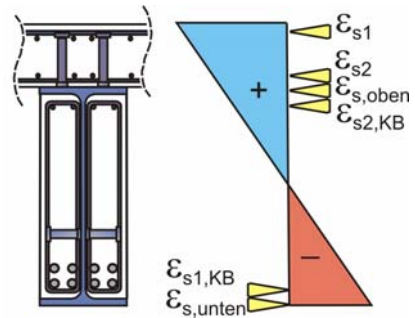
Bild A11.8: Rissbild des Verbundträgers H4

		H1	H2	H3	H4	B500 <sup>2)</sup>
mittlere Dehnung der oberen / unteren Betongurtbewehrung (95 % M <sub>u</sub> )						
$\epsilon_{s1}$ Betongurt	‰	4,0	4,0	6,5	4,0	9,5
$\epsilon_{s2}$ Betongurt	‰	3,5	2,6	5,5	3,5	4,7
mittlere Dehnung Kammerbeton und Stahlprofil (95 % M <sub>u</sub> ) *						
$\epsilon_{s,oben}$ <sup>1)</sup>	‰	3,5	2,7	3,5	2,0	3,0
$\epsilon_{s2,kb}$ <sup>1)</sup>	‰	3,0	2,2	3,1	3,5	k.A.
$\epsilon_{s1,kb}$ <sup>1)</sup>	‰	-6,5	-2,3	-4,5	-2,5	k.A.
$\epsilon_{s,unten}$ <sup>1)</sup>	‰	-7,2	-9,0	-7,6	-8,8	-9,0
Krümmung $\kappa$ in [1/1000]						
Kammerbeton	m <sup>-1</sup>	23	10	37	28	-
Stahlprofil	m <sup>-1</sup>	23	25	42	41	46

<sup>1)</sup> im Versuch gemessene Dehnungen

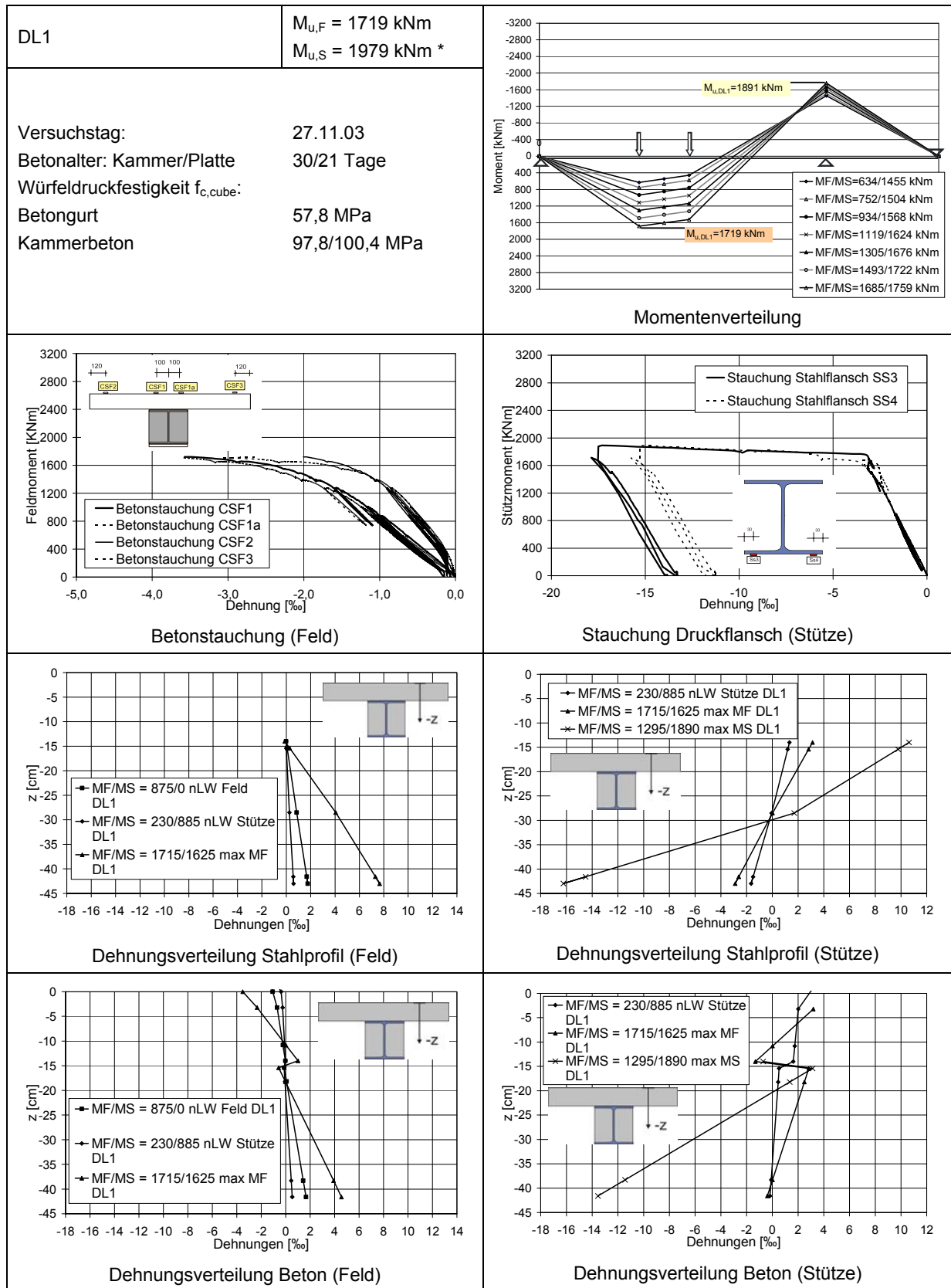
<sup>2)</sup> Drei-Punktbiegeträger aus [EGKS2000]

Tab. A11.1: Gemessene Dehnungsverteilung der Verbundträger bei 95 % des Bruchmomentes





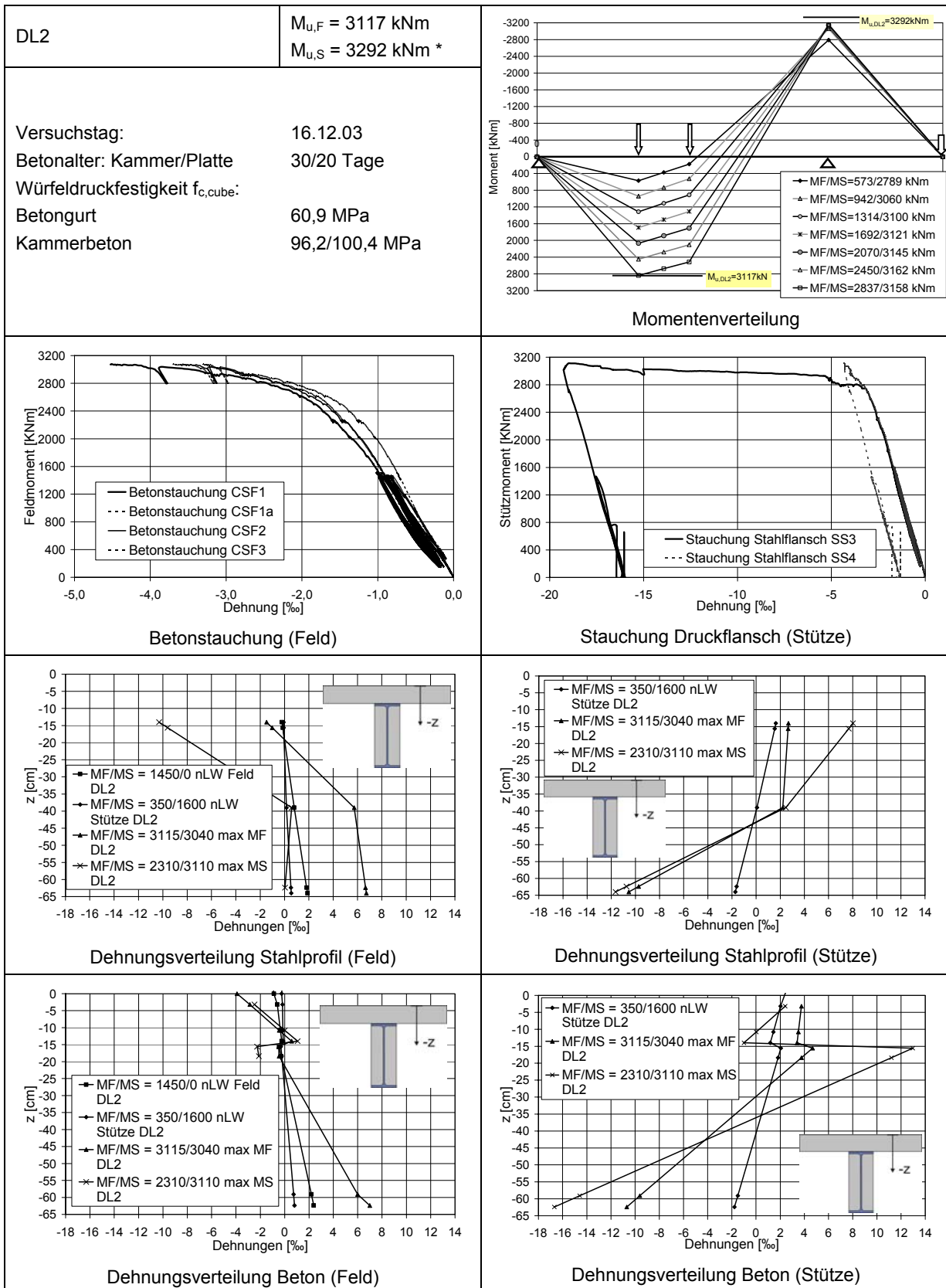
**A12 Versuchsergebnisse – Zweifeldträger**



\* das Bruchmoment des Stützquerschnitts  $M_{u,S}$  wurde im Versuch der Phase (5) erreicht

Bild A12.2: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs DL1 (HEA300 Profil)





\* das Bruchmoment des Stützquerschnitts  $M_{u,S}$  wurde im Versuch der Phase (5) erreicht

Bild A12.3: Ausgewählte Messergebnisse des Versuchs DL2 (IPE500 Profil)

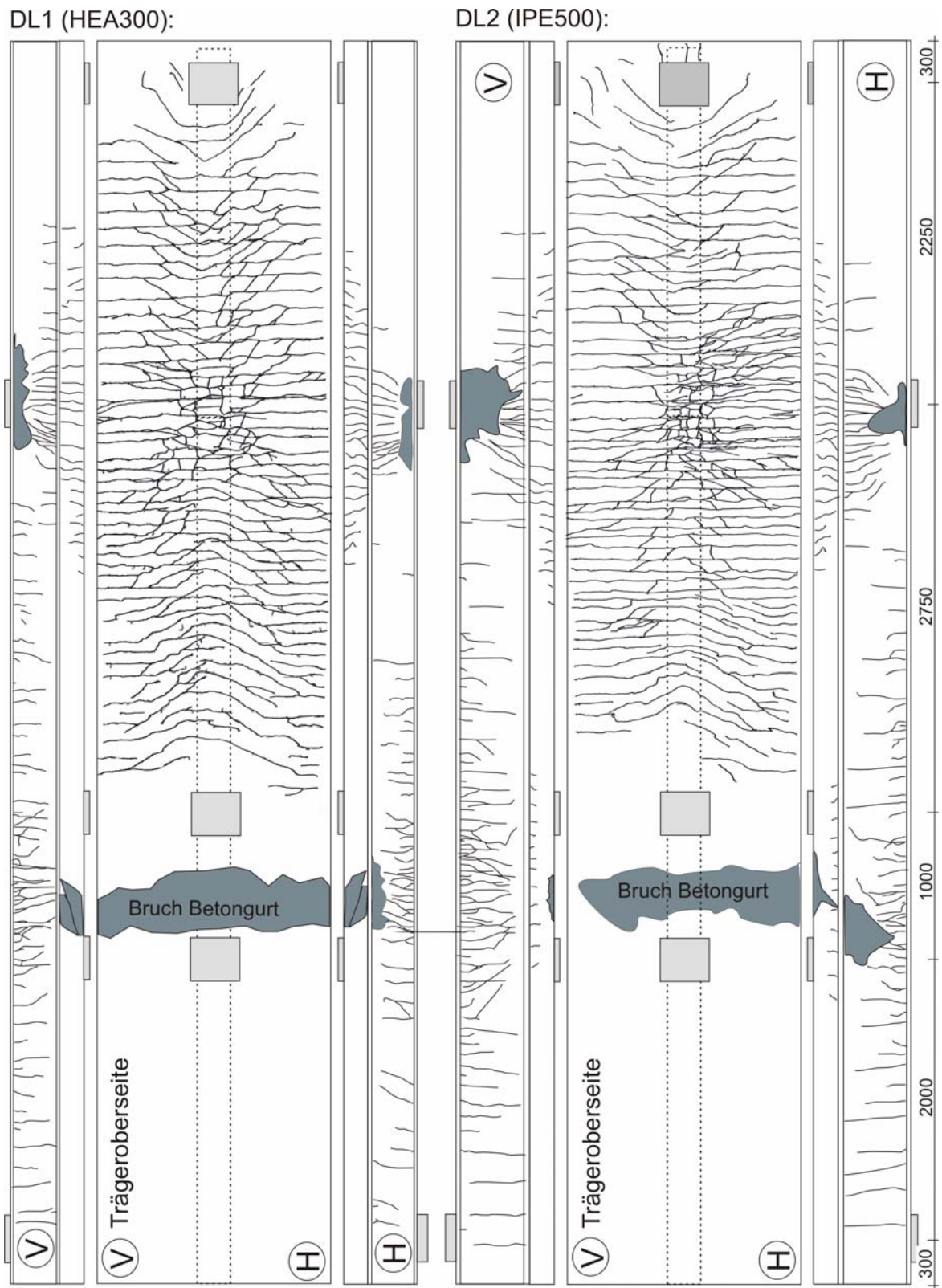


Bild A12.4: Rissbilder der Verbundträger DL1 (HEA300) und DL2 (IPE500)

### A13 Kenngrößen der ausgewerteten Trägerversuche

	Moment pos./neg.	statisches System	Stützweite [m]	Belastung	Profil	Bewehrung KB oben / unten [mm]
<b>[DFG2005]</b>						
EC1	ohne Gurt	Einfeldträger	4,0	Doppellast (a = 1,2 m)	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
EC2	ohne Gurt	Einfeldträger	4,0	Doppellast (a = 1,2 m)	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
EC3	ohne Gurt	Einfeldträger	3,6	Doppellast (a = 1,2 m)	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
EC4	ohne Gurt	Einfeldträger	3,6	Doppellast (a = 1,2 m)	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
S1	pos.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
S2	pos.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
S3	pos.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
S4	pos.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
H1	neg.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
H2	neg.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
H3	neg.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
H4	neg.	Einfeldträger	5,6	Doppellast (a = 1,2 m)	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
DL1 Feld	pos./neg.	Zweifeldträger	5,75 + 2,25	Doppellast (a = 1,0 m)	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
DL1 Stütze	pos./neg.	Zweifeldträger	5,75 + 2,25	Einzellast	HEA300 S460	o: 2Ø10 u: 3Ø20
DL2 Feld	pos./neg.	Zweifeldträger	5,75 + 2,25	Doppellast (a = 1,0 m)	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
DL2 Stütze	pos./neg.	Zweifeldträger	5,75 + 2,25	Einzellast	IPE500 S460	o: 2Ø10 u: 4Ø20
<b>[EGKS2000]</b>						
BEAM 200	pos.	Einfeldträger	6,0	Einzellast	HEA300 S460	o: 2Ø8 u: 3Ø20
BEAM 500	neg.	Einfeldträger	6,0	Einzellast	HEA300 S460	o: 2Ø8 u: 2Ø8
T-beam 2	pos.	Einfeldträger	6,0	Einzellast	HEA300 S460	o: 2Ø8 u: 3Ø20
T-beam 4	neg.	Einfeldträger	6,0	Einzellast	HEA300 S460	o: 2Ø8 u: 2Ø8
BEAM400	neg.	Einfeldträger	6,0	Einzellast	HEA300 S460	-
BEAM600	neg.	Einfeldträger	6,0	Einzellast	HEA300 S460	-
<b>[Kin1992], [Kin1993]</b>						
V2	ohne Gurt	Einfeldträger	3,6	Doppellast (a = 1,4 m)	HE400AA S355	o: 2Ø8 u: 4Ø25
V3	ohne Gurt	Einfeldträger	3,6	Doppellast (a = 1,4 m)	HE400AA S355	o: 2Ø8 u: 4Ø25

Tab. A13.1: Übersicht der wichtigsten Kenngrößen der ausgewerteten Versuche

	Betongurt			Zylinderdruckfestigkeit		Verdübelung		Tragfähigkeit	
	$h_c$	$b_c$ [m]	$\rho_{\text{Platte}}$	Betongurt	Kammerbeton	Betongurt	Kammerbeton	$M_u / M_{pl,calc}$	$M_{\text{Test}}$
	[m]	[m]	[%]	[Mpa]	[Mpa]			[-]	[kNm]
<b>[DFG2005]</b>									
EC1	-	-	-	-	61	-	KBD	110%	1925
EC2	-	-	-	-	61	-	ohne	108%	1925
EC3	-	-	-	-	1	-	KBD	113%	1085
EC4	-	-	-	-	72	-	ohne	111%	1058
S1	0,14	1,40	1,20	50	90	100%	KBD	105%	3001
S2	0,14	1,40	1,20	50	90	100%	ohne	106%	2981
S3	0,14	1,40	1,20	50	90	100%	KBD	103%	1723
S4	0,14	1,40	1,20	50	90	100%	ohne	102%	1703
H1	0,14	1,40	3,10	50	90	100%	KBD	104%	3116
H2	0,14	1,40	3,10	50	90	100%	ohne	91%	2689
H3	0,14	1,40	3,10	50	90	100%	KBD	105%	1850
H4	0,14	1,40	3,10	50	90	100%	ohne	85%	1498
DL1 Feld	0,14	1,40	2,90	50	90	100%	KBD	105%	1719
DL1 Stütze	0,14	1,40	2,90	50	90	100%	KBD	112%	1891
DL2 Feld	0,14	1,40	2,90	50	90	100%	KBD	113%	3117
DL2 Stütze	0,14	1,40	2,90	50	90	100%	KBD	115%	3292
<b>[EGKS2000]</b>									
BEAM 200	0,1	1,00	2,00	70	70	100%	KBD	105%	1353
BEAM 500	0,1	1,20	1,00	70	70	100%	KBD	113%	1226
T-beam 2	0,1	1,50	0,41	35	35	100%	KBD + Haken	108%	1245
T-beam 4	0,1	1,50	0,41	35	35	100%	KBD + Haken	109%	890
BEAM400	0,1	1,20	2,00	70	-	100%	-	102%	860
BEAM600	0,1	1,20	1,00	70	-	100%	-	95%	776
<b>[Kin1992], [Kin1993]</b>									
V2	-	-	-	-	30	-	ohne	100%	1168
V3	-	-	-	-	30	-	KBD + Haken	106%	1173

Tab. A13.2: Übersicht der wichtigsten Kenngrößen der ausgewerteten Versuche

	Versagensart	Ziel der Untersuchung	Besonderheiten
<b>[DFG2005]</b>			
EC1	Beulen des Druckflansches	Tragfähigkeit	-
EC2	Beulen des Druckflansches	Tragfähigkeit	-
EC3	Beulen des Druckflansches	Tragfähigkeit	-
EC4	Beulen des Druckflansches	Tragfähigkeit	-
S1	Ausfall der Betondruckzone	Tragfähigkeit	Abplatzung am Betongurt nur zu einer Seite
S2	Ausfall der Betondruckzone	Tragfähigkeit	Abplatzung am Betongurt nur zu einer Seite
S3	Ausfall der Betondruckzone	Tragfähigkeit	Abplatzung am Betongurt nur zu einer Seite
S4	Ausfall der Betondruckzone	Tragfähigkeit	Abplatzung am Betongurt nur zu einer Seite
H1	Beulen Flansch	Tragfähigkeit	Beulen zwischen Lasteinleitung
H2	Beulen Flansch	Tragfähigkeit	Beulen nur an einer Lasteinleitung
H3	seitliches Ausweichen	Tragfähigkeit	Kalottenlager an den Lasteinleitungen
H4	Beulen Flansch	Tragfähigkeit	Beulen an beiden Lasteinleitungen
DL1 Feld	Ausfall der Betondruckzone		-
DL1 Stütze	Beulen Flansch	Tragfähigkeit	-
DL2 Feld	Ausfall der Betondruckzone	und Rotationsfähigkeit	-
DL2 Stütze	Beulen Flansch + Steg		-
<b>[EGKS2000]</b>			
BEAM 200	Ausfall der Betondruckzone	Tragfähigkeit	-
BEAM 500	F+S Beulen, Fließen Bew.	Tragfähigkeit	-
T-beam 2	-	Anwendbarkeit pl. Bemessung	-
T-beam 4	-	Rotationskapazität	-
BEAM400	Beulen des Druckflansches	Mindestbewehrung/Rotation	-
BEAM600	Beulen des Druckflansches	Mindestbewehrung/Rotation	Dehnung der Biegezugbewehrung > 2%
<b>[Kin1992], [Kin1993]</b>			
V2	Betondruckversagen	Mitwirkung des Kammerbetons	Flanschbeulen tritt nach Maximallast auf
V3	Beulen Flansch oben	Mitwirkung des Kammerbetons	-

Tab. A13.3: Übersicht der wichtigsten Kenngrößen der ausgewerteten Versuche

	$\varphi_{el}$ [rad]	$\varphi_{max}$ [rad]	$\varphi_{rot}$ [rad]	$\Delta\varphi$ [rad]	R [-]	Bemerkung
kammerbetonierte Profile						
EC1	0,032	0,084	0,130	0,098	<b>3,06</b>	
EC2	0,034	0,077	0,092	0,058	<b>1,71</b>	
EC3	0,036	0,201	0,312	0,276	<b>7,67</b>	Versuch bei maximalem Zylinderweg abgebrochen
EC4	0,037	0,248	0,225	0,188	<b>5,08</b>	
HEA400 V2 <sup>4)</sup>	0,024	0,044	0,047	0,023	<b>0,96</b>	4-Punkt-Biegeversuch, Schubschlankheit $l/h = 2,75$ Rotationen als Sekantenwinkel abgelesen
HEA400 V3 <sup>4)</sup>	0,021	0,040	0,058	0,037	<b>1,76</b>	
kammerbetonierte Verbundträger – positive Momente						
S1	0,029	0,077	-	0,048	<b>1,66</b>	
S2	0,030	0,075	-	0,045	<b>1,50</b>	
DL2 Feld	0,025	0,068	-	0,043	<b>1,72</b>	
S3	0,040	0,088	-	0,048	<b>1,20</b>	
S4	0,042	0,083	-	0,041	<b>0,98</b>	
DL1 Feld	0,032	0,060	0,062	0,030	<b>0,94</b>	
B200 <sup>3)</sup>	0,038	0,058	-	0,020	<b>0,53</b>	
TB 2 <sup>3)</sup>	0,038	0,080	-	0,042	<b>1,11</b>	
kammerbetonierte Verbundträger – negative Momente						
H1	0,034	0,072	0,080	0,046	<b>1,35</b>	Versuch bei maximalem Zylinderweg abgebrochen
H2 <sup>1)</sup>	0,027	0,088	0,115	0,088	<b>3,26</b>	
DL2 Stütze	0,028	0,069	-	0,041	<b>1,46</b>	
H3	0,053	0,112	0,154	0,101	<b>1,91</b>	seitliches Ausweichen des Trägers im Bruchzustand
H4 <sup>1)</sup>	0,033	0,081	0,180	0,147	<b>4,45</b>	Versuch bei maximalem Zylinderweg abgebrochen
DL1 Stütze	0,037	0,106	0,106	0,069	<b>1,86</b>	Versuch bei maximalem Zylinderweg abgebrochen
B500 <sup>3)</sup>	0,042	0,125	-	0,083	<b>1,98</b>	Versuch bei maximalem Zylinderweg abgebrochen
TB 4 <sup>3)</sup>	0,052	0,170	0,204	0,152	<b>2,92</b>	Materialien: S460, C30/37, Bewehrungsgrad 1 %
Verbundträger ohne Kammerbeton – negative Momente						
B400 <sup>3)</sup>	0,047	0,075	0,107	0,060	<b>1,28</b>	0,96 $M_{pl,calc}$ erreicht
B600 <sup>2) 3)</sup>	0,050	0,069	0,095	0,045	<b>(0,90)</b>	

<sup>1)</sup> Rotation wurde für das rechnerische Moment  $M_{pl,calc}$  eines Trägers ohne Kammerbeton bestimmt

<sup>2)</sup> rechnerische Traglast wurde nicht erreicht, sodass die Rotation für die Nennfestigkeiten bestimmt wurde

<sup>3)</sup> Versuche aus [EGKS2000]

<sup>4)</sup> Versuche aus [Kin1992]

Tab. A13.4: Rotationskapazitäten kammerbetonierter Stahlprofile und Verbundträger



### A14 Statistische Auswertung der Abscherversuche [prEN1990]

Bestimmung des 5 % Fraktilwertes:  $X_d = \eta_d / \gamma_m \cdot \exp[m_y - k_n \cdot s_y]$   
 $m_y = 1/n \sum \ln(x_i)$  und  $s_y = [1/(n-1) \sum (\ln(x_i) - m_y)^2]^{0,5}$

Dübeltragfähigkeit nach Kap. 7.3.1	Traglast je Dübel im Versuch	Reibkrafttraganteil 1 + R	Mittelwert R = 0,552 Anzahl n = 23
[kN]	[kN]	[ - ]	
146	203	1,392	
142	219	1,542	
142	226	1,592	
142	239	1,680	
147	241	1,640	
141	251	1,786	
141	232	1,646	
151	231	1,531	
151	221	1,466	
152	203	1,333	
152	210	1,379	
152	214	1,410	
136	188	1,389	
136	196	1,444	
136	180	1,326	
139	200	1,440	
139	233	1,680	
139	211	1,518	
149	239	1,599	
149	220	1,470	
140	249	1,776	
141	259	1,843	
141	254	1,807	
		$m_y =$	0,43
		$k_n =$	1,75
		$\eta_d =$	1,00
		$s_y^2 =$	0,01
		$s_y =$	0,10
		$V_x =$	0,23
		$\gamma X_d =$	<b>1,30</b>

Tab. A14.1: Statistische Auswertung zum Reibkrafttraganteil der Abscherversuche mit Flansche

### **A15 Hinweise für die Anwendung kammerbetonierter Verbundträger**

Kammerbetonierte Verbundprofile und Träger besitzen im Vergleich zum reinen Stahlträger bzw. üblichen Verbundträger eine größere Steifigkeit unter Gebrauchslasten sowie eine deutlich größere Trag- und Rotationsfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Durch die verbesserte Charakteristik der Momenten-Rotationskurven können eine Reihe traglaststeigernder und konstruktiv günstiger Effekte erzielt werden.

- Durch den gezielten Einsatz von Kammerbeton und hochfesten Materialien kann die Momenten- und Querkrafttragfähigkeit gesteigert werden.
- Da der Kammerbeton im Stützquerschnitt in der Biege-Druckzone liegt, ist der Einsatz hochfester Betone sinnvoll.
- Durch die größere plastische Rotation im Vergleich zu Verbundträgern ohne Kammerbeton führt eine plastische Systembemessung zu wirtschaftlicheren Lösungen.
- Durch die Erhöhung der Biegesteifigkeit gegenüber dem reinen Stahlprofil können die Durchbiegungen im Bau- und Endzustand reduziert werden.
- Durch die Verwendung von Verbundprofilen anstelle von Stahlträgern können im Bauzustand Hilfsstützen eingespart werden. Auf diese Weise ist eine geschossweise Herstellung nicht mehr zwingend erforderlich.

Zur Verbundsicherung des Kammerbetons können mechanische Verbundmittel, wie z.B. Kopfbolzendübel, Steckbügel, an den Steg geschweißte Bügel oder die Reibspannungen zwischen Stahlprofil und Beton angesetzt werden. Anhand der eigenen Versuche und der ausgewerteten Literatur können folgende Aussagen getroffen werden:

- Kopfbolzendübel zeichnen sich durch hohe Traglasten und ein duktilen Verhalten im Bruchzustand aus.
- Neben der Schubkraftübertragung verhindern die Kopfbolzendübel das frühzeitige Beulen des Steges im Stützbereich. Durch die Verdübelung des gesamten Beulfeldes tritt auch bei schlanken Stegen ein Beulen erst bei sehr großen Querschnittsrotationen auf. Wird der Kammerbeton im Stützbereich nicht verdübelt, so kann dieser mit einsetzendem Stegbeulen seitlich aus der Kammer herausgedrückt werden.
- Eine Alternative stellen in Bohrungen im Steg angeordnete Steckbügel dar, sodass das Aufschweißen der Kopfbolzendübel entfällt. Als Nachteile sind der größere Aufwand zur Herstellung der Stegbohrungen und die geringe Duktilität im Bruchzustand zu nennen.
- Die rechnerische Berücksichtigung der Reibkräfte beim Einsatz von Kopfbolzendübeln führt zu einer nennenswerten Einsparung an Verbundmitteln.
- Die Berücksichtigung des natürlichen Haft- bzw. Gleitreibungsverbandes sollte in der Berechnung jedoch nicht angesetzt werden, da diese Werte erheblich streuen und außerdem eine deutliche Abnahme der Verbundfestigkeit infolge Schwinden des Betons und zyklischen Beanspruchungen festgestellt wurden.

### A16 Hinweise zur Herstellung der Verbundträger im Fertigteilwerk

Aus der Herstellung der Versuchsträger am Institut für Massivbau konnten Empfehlungen für die Arbeitsabläufe abgeleitet werden:

- Das Schweißen von Kopfbolzendübeln mit Hubzündung erfordert spezielle technische Geräte und Fachpersonal.
- Bei der Herstellung der Bewehrungskörbe sollte bereits die Position der Verbundmittel berücksichtigt werden.
- Beim Ausbetonieren der Kammern erfährt das Walzprofil eine Biegebeanspruchung um die „schwache Achse“. Daher ist auf eine ausreichende Anzahl an Unterstützungen zu achten.
- Um den Verbundträger zwischen den einzelnen Betonvorgängen der Kammern und der Platte um seine Längsachse zu drehen, wurde am Institut für Massivbau eine „Drehvorrichtung“ konstruiert (Bild A16.1). Die Drehachse sollte mit dem Schwerpunkt des Querschnitts übereinstimmen.

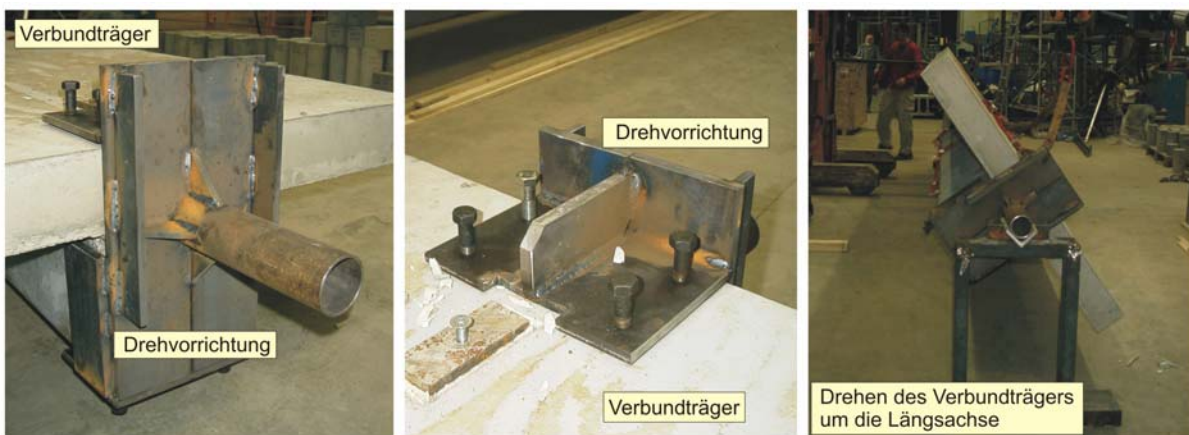


Bild 16.1: Drehvorrichtung für Verbundträger

### A17 Konstruktionsdetails

In Gebäuden für Produktionsanlagen, wie z.B. der Automobilindustrie und der chemischen Industrie, sind oft Umbaumaßnahmen erforderlich. Dabei werden Maschinen und Fertigungseinrichtungen häufig direkt an dem Verbundträger montiert (Bild A17.1). Das Zurücksetzen des Kammerbetons oder der Einsatz von Leisten beim Ausbetonieren der Kammern am unteren Flansch können die gewünschte Flexibilität bei der Montage erhöhen.

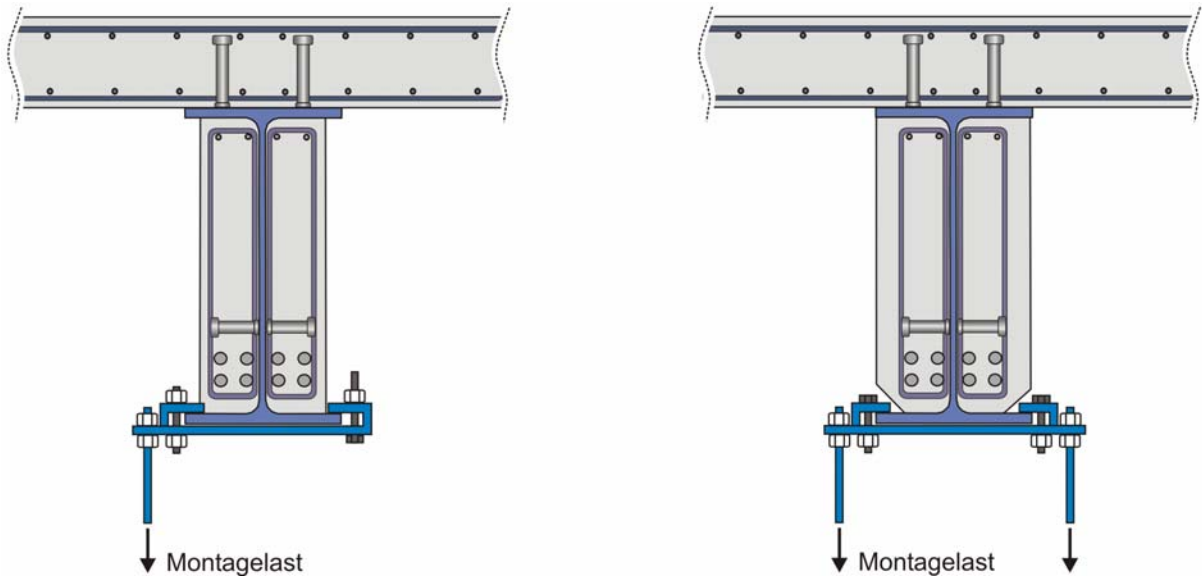


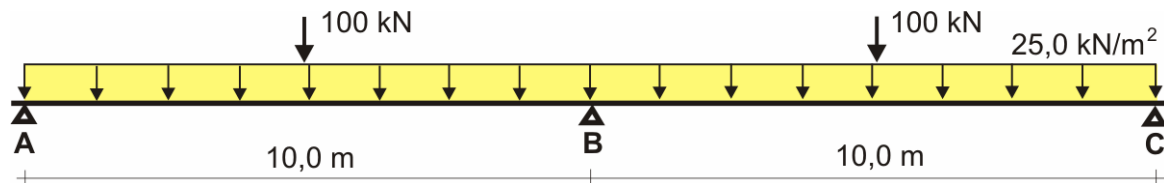
Bild A17.1: Zurückgesetzter Kammerbeton und Aussparungen zur Montage

## A18 Bemessungsbeispiel

Die Anwendung der in dieser Arbeit entwickelten Rechenverfahren zur Verbundsicherung des Kammerbetons und zur plastischen Bemessung für kammerbetonierte Verbundträger aus hochfesten Baustoffen wird im Folgenden anhand von Beispielen erläutert.

### Statisches System und Belastung:

Gegeben ist ein Deckenträger eines Industriebaus mit 10,0 m Stützweite, einer Gleichstreckenbelastung von 25 kN/m<sup>2</sup> und einer Einzellast in Feldmitte von je 100 kN (Bild A18.1).



Achsabstand der Verbundträger in y-Richtung:  $a_y = 5,0$  m

Bild A18.1: Statisches System und Belastung

Die Bemessungsschnittgrößen wurden mit einer linear elastischen Berechnung mit den rechnerischen Steifigkeiten des Stütz- und Feldquerschnitts im gerissenen Zustand ( $EI_2$ ) ermittelt.

### Variante I - mit hochfesten Baustoffen und Kammerbeton

Zunächst wird eine Materialkombination entsprechend der eigenen Trägerversuche gewählt. Die Tabelle A18.1 fasst die Querschnitts und Materialeigenschaften der Variante I zusammen.

Maßgebenden Einwirkungen für den Feld- und Stützquerschnitt der Variante I:

$$M_{Ed,F} = 2451 \text{ kNm} \quad M_{Ed,S} = -2602 \text{ kNm} \quad V_{Ed,S} = 1463 \text{ kN}$$

Bei Annahme eines vollständigen Verbundes zwischen Beton und Stahlprofil ergibt sich die Lage der plastischen Nulllinie für den Feld- bzw. Stützquerschnitt vom Plattenrand:

$$z_{pl,F}/h = 0,156 \quad z_{pl,S}/h = 0,70 \quad (\text{bezogenen Druckzonenhöhe: } z_{pl,S}/h = 0,30)$$

Variante I - mit hochfesten Baustoffen und Kammerbeton	
Stahlträger	IPE550, S460
Betongurt	C50/60, $h_c = 20$ cm, $b_c = 250$ cm, Stütze $A_{s,eff} = 68$ cm <sup>2</sup>
Kammerbeton	C80/95, 4 Ø 25mm je Kammer
Verdübelung Betongurt	KBD Ø19mm, $P_{Rd} = 90,4$ kN, 400 Dübel/Träger
Verdübelung Kammerbeton	KBD Ø19mm, $P_{Rd} = 126,8$ kN, 108 Dübel/Träger
Momenten Tragfähigkeit (Feld)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl} \cdot M_{pl} = 3340$ kNm $\geq M_{Ed} = 2451$ kNm
Momenten Tragfähigkeit (Stütze)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl,mod} \cdot M_{pl} = 2635$ kNm $\geq M_{Ed} = 2602$ kNm
Querkrafttragfähigkeit (Stütze)	$V_{pl,Rd} = 2089$ kN $\geq V_{Ed} = 1463$ kN
Bemerkung	Feldquerschnitt wird nicht ausgenutzt

Tab. A18.1: Ergebnisse der plastischen Verbundträgerbemessung Variante I

**Widerstandsmoment im Feld nach Kap. 7.1.3 für  $z_{pl,F}/h = 0,156$  und  $h_c/h = 0,27$ :**

$$M_{pl,red} = M_{pl} \cdot \beta_{pl} = 3375 \cdot 0,99 = 3340 \text{ kNm} \quad \geq \quad M_{Ed,F} = 2451 \text{ kNm}$$

**Widerstandsmoment des Stützquerschnitts nach Kap. 7.1.4 für  $z_{pl,S}/h = 0,30$ :**

$$M_{pl,red} = M_{pl} \cdot \beta_{pl,mod} = 2821 \cdot 0,93 = 2635 \text{ kNm} \quad \geq \quad M_{Ed,S} = 2602 \text{ kNm}$$

**Verbundsicherung zw. Betongurt bzw. Kammerbeton und Stahlprofil nach Kap. 7.2.1:**

Die Dübeltragfähigkeit wurde mit dem eingeführten Beiwert  $k_{mod}$  berechnet. Für die Dübel ( $f_u = 500 \text{ MPa}$ ) im Kammerbeton wurde ein Reibkrafttraganteil von 30 % der rechnerischen Dübeltragfähigkeit angesetzt.

Betongurt - Feld:	$T_{Ed} = 7374 \text{ kN}$	Betongurt - Stütze:	$T_{Ed} = 3216 \text{ kN}$
	$P_{Rd} = 90,7 \text{ kN}$		$P_{Rd} = 90,7 \text{ kN}$
	$n_F = 82 \text{ Stück}$		$n_S = 36 \text{ Stück}$
je Kammer - Feld:	$T_{Ed} = 887 \text{ kN}$	je Kammer - Stütze:	$T_{Ed} = 1659 \text{ kN}$
	$P_{Rd} = 126,8 \text{ kN}$		$P_{Rd} = 126,8 \text{ kN}$
	$n_F = 7 \text{ Stück}$		$n_S = 13 \text{ Stück}$

Bei einer Berechnung der Dübeltragfähigkeit nach EC4 ohne Reibkrafttraganteil ( $P_{Rd,EC4} = 90,7 \text{ kN}$ ) ergibt sich eine Erhöhung der Dübelanzahl zur Verbundsicherung des Kammerbetons auf  $n_{KB} = 156$  Dübel je Zweifeldträger. Dies bedeutet einen Anstieg um 44 Dübel je Zweifeldträger.

**Querkraftwiderstand des Verbundträgers nach Kap. 2.3.4 [prEN1994]:**

$$V_{pl,a,Rd} = 1747 \text{ kN} \quad V_{Rd} = 320 \text{ kN} \quad (a_{sw} = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$V_{pl,Rd} = 2066 \text{ kN} \quad \geq \quad V_{Ed,B} = 1463 \text{ kNm}$$

**Momentenquerkraftinteraktion:**

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot (V_{pl,a,Rd} / V_{pl,Rd}) = 1236 \text{ kN}$$

Abminderung der Streckgrenze des Steges bei Momenten-Querkraftinteraktion:

$$(1 - (2V_{a,Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2) \cdot f_{yd} = 0,962 \cdot f_{yd}$$

Die Reduktion der plastischen Momenten Tragfähigkeit  $M_{pl,red}$  des Stützquerschnitts infolge einer Momenten-Querkraftinteraktion ist kleiner 1 %.

Die Bemessung der massiven Betonplatte in Querrichtung bei einem Trägerabstand von 5,0 m, einer Belastung durch Eigengewicht und einer Verkehrsflächenlast von 20,0 kN/m<sup>2</sup> ergibt eine Bewehrung von 19 cm<sup>2</sup>/m und einen ausreichenden Widerstand im Grenzzustand der Verformung.

**Variante II - mit normalfesten Baustoffen (S235, C30/37) und Kammerbeton**

Bei Verwendung normalfester Baustoffe muss aufgrund der geringeren Festigkeiten ein kräftigeres Stahlprofil gewählt werden und die Biegezugbewehrung an der Stütze um ca. 15 % erhöht werden. Die Tabelle A18.2 fasst die Ergebnisse der Verbundträgerbemessung mit normalfesten Baustoffen zusammen.



Variante II - mit normalfesten Baustoffen und Kammerbeton		
Stahlträger	HEB600, S235	
Betongurt	C30/37, $h_c = 20$ cm, $b_c = 250$ cm, Stütze $A_{s,eff} = 59$ cm <sup>2</sup>	
Kammerbeton	C30/37, 4 Ø 20mm je Kammer	
Verdübelung Betongurt	KBD Ø19mm, $P_{Rd} = 82,1$ kN,	416 Dübel/Träger
Verdübelung Kammerbeton	KBD Ø19mm, $P_{Rd} = 106,7$ kN,	96 Dübel/Träger
Momententragfähigkeit (Feld)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl} \cdot M_{pl} = 2889$ kNm	$\geq M_{Ed} = 2557$ kNm
Momententragfähigkeit (Stütze)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl,mod} \cdot M_{pl} = 2570$ kNm	$\geq M_{Ed} = 2412$ kNm
Querkrafttragfähigkeit (Stütze)	$V_{pl,Rd} = 1688$ kN	$\geq V_{Ed} = 1467$ kN
Bemerkung	Feldquerschnitt wird nicht ausgenutzt	

Tab. A18.2: Ergebnisse der plastischen Verbundträgerbemessung Variante II

### Variante III - mit normalfesten Baustoffen (S235, C30/37), ohne Kammerbeton

Durch den Wegfall des Kammerbetons ist eine weitere Vergrößerung des Stahlquerschnitts und des inneren Hebelarms erforderlich. Aus diesem Grund wurde ein HEA800 Profil ausgewählt. Im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung (Auflagerstellen) sind zur Stabilisierung des Steges Steifen anzuschweißen. Die Tabelle A18.3 fasst die Ergebnisse der Verbundträgerbemessung mit normalfesten Baustoffen ohne Kammerbeton zusammen.

Variante III - mit normalfesten Baustoffen, ohne Kammerbeton		
Stahlträger	HEA800, S235	
Betongurt	C30/37, $h_c = 20$ cm, $b_c = 250$ cm, Stütze $A_{s,eff} = 59$ cm <sup>2</sup>	
Kammerbeton	-	
Verdübelung Betongurt	KBD Ø19mm, $P_{Rd} = 82,1$ kN,	376 Dübel/Träger
Verdübelung Kammerbeton	-	
Momententragfähigkeit (Feld)	$M_{pl,Rd} = 3113$ kNm	$\geq M_{Ed} = 2472$ kNm
Momententragfähigkeit (Stütze)	$M_{pl,Rd} = 2619$ kNm	$\geq M_{Ed} = 2513$ kNm
Querkrafttragfähigkeit (Stütze)	$V_{pl,Rd} = 1712$ kN	$\geq V_{Ed} = 1450$ kN
Bemerkung	Feldquerschnitt wird nicht ausgenutzt	

Tab. A18.3: Ergebnisse der plastischen Verbundträgerbemessung Variante III

### Variante IV - mit hochfesten Baustoffen (S690, C100/115) und Kammerbeton

Infolge der hochfesten Materialien kann ein sehr kompakter Querschnitt mit geringer Höhe gewählt werden. Aufgrund der geringen Querschnittshöhe und dem dadurch kleineren inneren Hebelarm treten große Längsschubkräfte auf. Die Tabelle A18.4 fasst die Ergebnisse der Verbundträgerbemessung mit hochfesten Baustoffen mit Kammerbeton zusammen.

Variante IV - mit hochfesten Baustoffen und Kammerbeton		
Stahlträger	HEB360, S690	
Betongurt	C50/60, $h_c = 20$ cm, $b_c = 250$ cm, Stütze $A_{s,eff} = 68$ cm <sup>2</sup>	
Kammerbeton	C100/115, 4 Ø 20 mm je Kammer	
Verdübelung Betongurt	KBD Ø22 mm, $P_{Rd} = 102,1$ kN,	472 Dübel/Träger
Verdübelung Kammerbeton	KBD Ø19 mm, $P_{Rd} = 132,7$ kN,	92 Dübel/Träger
Momententragfähigkeit (Feld)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl} \cdot M_{pl} = 3384$ kNm	$\geq M_{Ed} = 2497$ kNm
Momententragfähigkeit (Stütze)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl,mod} \cdot M_{pl} = 2671$ kNm	$\geq M_{Ed} = 2503$ kNm
Querkrafttragfähigkeit (Stütze)	$V_{pl,Rd} = 2424$ kN	$\geq V_{Ed} = 1460$ kN
Bemerkung	Feldquerschnitt wird nicht ausgenutzt; hohe Beanspruchung der Verbundfuge: KBD Ø 22mm !	

Tab. A18.4: Ergebnisse der plastischen Verbundträgerbemessung Variante IV

### Bewertung

Die Beispielrechnungen verdeutlichen den Einfluss der Querschnittswahl und der Materialkombination auf die Momententragfähigkeit und die Beanspruchung der Verbundfuge. In Bild A18.2 sind die untersuchten Querschnitte für das betrachtete System dargestellt.

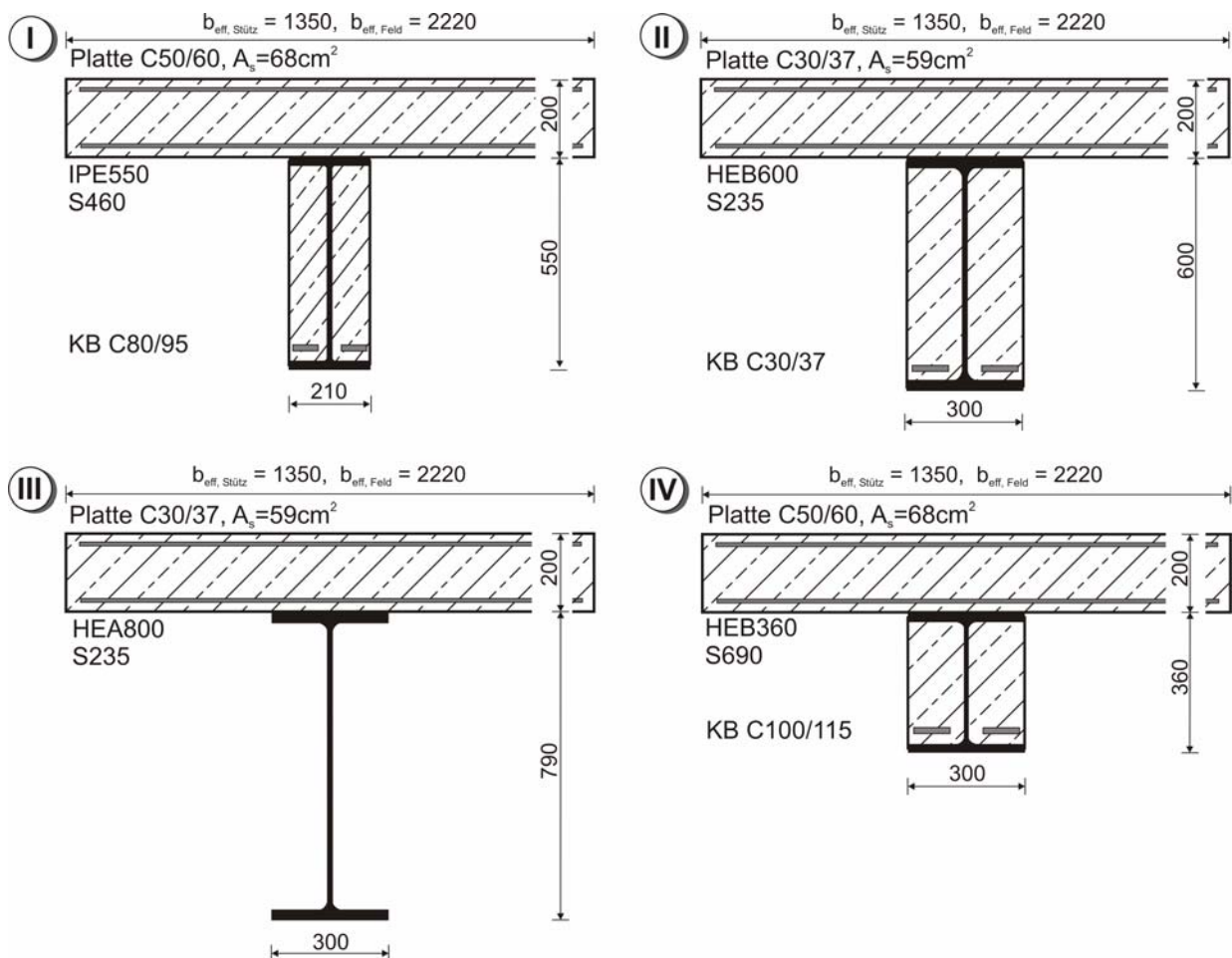


Bild A18.2: Verbundquerschnitte im Stützbereich für das betrachtete System

Die Querschnittswahl kann an unterschiedliche Anforderungen gekoppelt sein. Während die Optimierung des Materialeinsatzes hohe, schlanke und hochfeste Querschnitte zur Folge hat, kann eine Reduktion der Konstruktionshöhe nur durch kompakte Querschnitte unter großem Materialeinsatz erreicht werden. Zur Dimensionierung eines Verbundträgers lassen sich die folgenden Regeln ableiten:

- Die Dicke des Betongurtes ergibt sich aus der Bemessung in Querrichtung.
- Die Wahl des Stahlprofils hängt von der vorgegebenen Konstruktionshöhe ab:
  - Je größer der innere Hebelarm desto geringer ist der Materialeinsatz und die Beanspruchung der Verbundfuge.
  - Hochfeste Materialien und Kammerbeton führen bei gleicher Querschnittshöhe zu einer nennenswerten Steigerung der Querschnittstragfähigkeit.
- Für eine wirtschaftliche Bemessung ist in der Regel eine Berücksichtigung der Momentenumlagerung vom Stützquerschnitt zum geringer ausgenutzten Feldquerschnitt erforderlich (vgl. Kap. 6.6)
- Um das umzulagernde Moment und die dazu erforderliche Rotationskapazität zu minimieren, sollte die Querschnittstragfähigkeit des Stützquerschnitts gegenüber dem Feldquerschnitt vergrößert werden. Dies kann durch die Kombination von hochfestem Kammerbeton und normalfestem Gurtbeton erreicht werden

### Variante V – Optimierung

Die Tabelle A18.5 stellt einen hinsichtlich des Materialeinsatzes optimierten Querschnitt dar. Um einen großen inneren Hebelarm zu erzielen wurde ein schlankes IPE500 Profil der Stahlgüte S690 ausgewählt. Die hohe Tragfähigkeit des Stützquerschnitts wird durch die Verwendung von Kammerbeton C100/115 und einer kräftigen Biegezugbewehrung des Gurtes erzielt.

Variante V - mit optimiertem Einsatz hochfester und normalfester Baustoffen	
Stahlträger	IPE500, S690
Betongurt	C30/37, $h_c = 20$ cm, $b_c = 250$ cm, Stütze $A_{s,eff} = 68$ cm <sup>2</sup>
Kammerbeton	C100/115, 4 Ø 25 mm (Stütze) 2 Ø 20 mm (Feld) je Kammer
Verdübelung Betongurt	KBD Ø19 mm, $P_{Rd} = 82,1$ kN, 424 Dübel/Träger
Verdübelung Kammerbeton	KBD Ø19 mm, $P_{Rd} = 132,7$ kN, 52 Dübel/Träger <sup>1)</sup>
Momententragfähigkeit (Feld)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl} \cdot M_{pl} = 2614$ kNm $\geq M_{Ed} = 2407$ kNm
Momententragfähigkeit (Stütze)	$M_{pl,Rd} = \beta_{pl,mod} \cdot M_{pl} = 2807$ kNm $\geq M_{Ed} = 2763$ kNm
Querkrafttragfähigkeit (Stütze)	$V_{pl,Rd} = 2464$ kN $\geq V_{Ed} = 1477$ kNm
Bemerkung	Feld- und Stützquerschnitt sind hoch ausgenutzt

<sup>1)</sup> Reibverbundmechanismen wurden teilweise angesetzt

Tab. A18.5: Ergebnisse der plastischen Verbundträgerbemessung Variante III

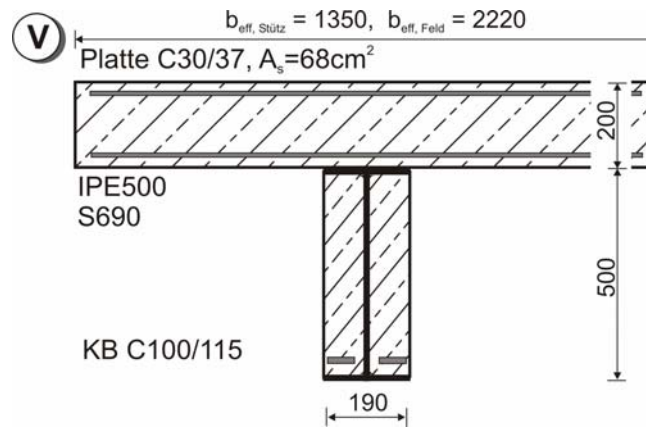


Bild A18.3: Optimierter Verbundquerschnitt für das betrachtete System

### Verbundsicherung zwischen Kammerbeton und Stahlprofil nach Kap. 7.2:

Die Dübeltragfähigkeit wurde mit dem eingeführten Beiwert  $k$  berechnet. Für die Dübel ( $f_u = 500$  MPa) im Kammerbeton wurde ein Reibkrafttraganteil von 30 % der rechnerischen Dübeltragfähigkeit angesetzt.

je Kammer - Feld: $T_{Ed} = 340$ kN	je Kammer - Stütze: $T_{Ed} = 1746$ kN
$P_{Rd} = 132,7$ kN	$P_{Rd} = 132,7$ kN
$n_F = 3$ Stück	$n_S = 13$ Stück

### Berücksichtigung der Reibkraftmechanismen am Biegeträger (vgl. Kap. 7.3.3):

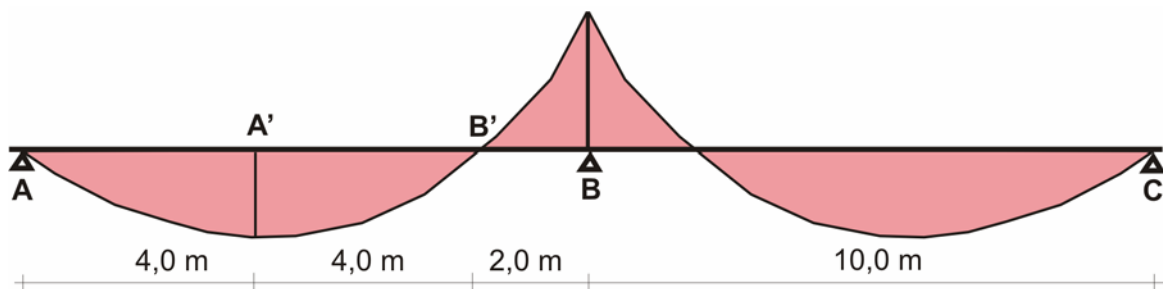


Bild A18.4: Momentenverlauf

Im Feld:

Am Endauflager werden Reibkräfte infolge der Druckspannungen zwischen Kammerbeton und Stahlflansch hervorgerufen. Die Größe der daraus resultierenden Verbundkraft ist abhängig vom Reibbeiwert  $\mu$  und der vom Kammerbeton aufgenommenen Querkraftkomponente. Der Querkrafttraganteil des Kammerbetons wird vereinfacht mit dem Verhältnis des Querkraftwiderstandes des Steges und des Kammerbetons abgeschätzt.

$$A = C = 585 \text{ kNm} \quad (1,0\text{-fache Auflagerkräfte})$$

$$V_{Ed,A,KB} = A \cdot (V_{Rd}/V_{pl,a,Rd}) = 585 \cdot (390/2105) = 109 \text{ kN}$$

Verbundtragfähigkeit infolge Reibung je Kammer:

$$T_{Rd,A} = 0,5 \cdot V_{Ed,A,KB} \cdot \mu = 27,5 \text{ kN}$$

Im Feldbereich werden Verbundspannungen infolge der behinderten Querkontraktion des Stahlprofils hervorgerufen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird im gezogenen Flansch des Stahlprofils die rechnerische Streckgrenze  $f_{yd} = 627$  MPa überschritten. Die zugehörige

Druckzonenhöhe beträgt  $z_{pl} = 0,21$  m. Die Biegezugbeanspruchung des Stahlprofils lässt sich in eine reine Biege- und eine Zugbeanspruchung ( $f_{a,Zug} = 300$  MPa) zerlegen. Die Einspannung des Kammerbetons an der Stelle des maximalen Momentes zum Zeitpunkt 1000 d berechnet sich nach Kap. 6.3.2 zu:

Zugkraft im Steg infolge Querkontraktion:  $t_a = (\sigma_{Steg} \cdot t_w) = 42 \cdot 0,0102 = 428$  kN/m

Bei Annahme eines linearen Momentenverlaufs zwischen  $M_{max}$  und dem Momentennullpunkt (sichere Seite) ergibt sich die mittlere aufnehmbare Schubkraft zu:

$t_{Rd,QK} = \mu \cdot (\sigma_{Steg} \cdot t_w) = 0,5 \cdot 428$  kN/m = 214 kN/m

Nachweis der Längsschubkraft je Kammer zwischen A und A':

$T_{Ed} = 340$  kN <  $T_{Rd} = 27,5$  kN +  $214$  kN/m  $\cdot$  4 m = 883 kN → keine Dübel erforderlich

Nachweis der Längsschubkraft je Kammer zwischen A' und B':

$T_{Ed} = 340$  kN <  $T_{Rd} = 214$  kN/m  $\cdot$  4 m = 856 kN → keine Dübel erforderlich

An der Stütze:

Um ein frühzeitiges Beulen des Stützquerschnitts und das seitliche Herausdrücken des Betons aus der Kammer zu verhindern werden Kopfbolzendübel im Stützbereich angeordnet. Die Reibverbundkräfte aus den Druckstreben zwischen den Dübeln und den Flanschen werden angesetzt. Die Verbundwirkung infolge der Querschnittskrümmung wird vernachlässigt, da bisher noch kein Handrechenverfahren zur Verfügung steht. Es werden 13 KBD Ø19 mm beidseitig je Kammer angeordnet:

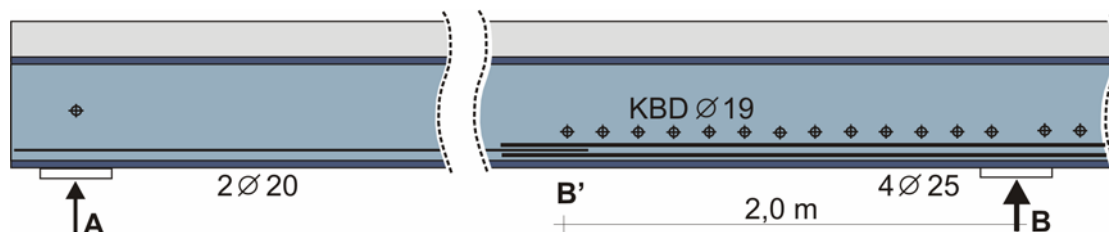


Bild A18.5: Verbundsicherung des Kammerbetons und Dübelanordnung

Insgesamt werden 52 KBD Ø19 mm zur Verbundsicherung des Kammerbetons angeordnet. Bei einer Berechnung der Dübeltragfähigkeit nach EC4 ohne Reibkrafttraganteil ( $P_{Rd,EC4} = 90,7$  kN) ergibt sich eine Erhöhung der Dübelanzahl zur Verbundsicherung des Kammerbetons von  $n_{KB} = 52$  auf 112 Dübel je Zweifeldträger. Dies bedeutet einen Anstieg um 60 Dübel (115 %) je Zweifeldträger. Konstruktiv wird am Endauflager A und C jeweils ein KBD Ø19 mm angeordnet.

Claus Goralski  
Auf der Hörn 56  
52074 Aachen  
Tel.: 0176-211 77 810  
e-mail: [cgoralski@huping.de](mailto:cgoralski@huping.de)

## **Lebenslauf**

### **Persönliche Daten**

Vor- und Familienname : Claus Robert Goralski

Geburtstag: 2. Oktober 1973

Geburtsort: Leverkusen

### **Schulbildung**

1980 bis 1984: Städtische Gemeinschaftsgrundschule Herderstraße in Leverkusen

1984 bis 1990: Werner Heisenberg Schule, Städtisches Gymnasium in Leverkusen

1990 bis 1993: Lise Meitner Gymnasium Schule, Städtisches Gymnasium in Leverkusen

### **Berufsausbildung**

Oktober 1993 bis März 1999: Studium des Bauingenieurwesens an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule in Aachen mit dem Schwerpunkt Konstruktiver Ingenieurbau. Abschluss des Diploms mit der Gesamtnote: gut

März 2000 bis 2005 Promotion

### **Zivildienst**

April 1999 bis März 2000: Zivildienst im Sozialen-Dienst der Arbeiterwohlfahrt in Aachen

### **Berufstätigkeit**

März 1993 bis Oktober 1997: freier Mitarbeiter der Firma RUBA Bausysteme in Leverkusen

Oktober 1997 bis März 2000: freier Mitarbeiter der Firma HSB Bausatzhäuser in Wiel

März 2000 bis Dezember 2005: Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH in Aachen

März 2000 bis Dezember 2005: freier Mitarbeiter im Ingenieurbüro Hegger und Partner in Aachen

Seit Januar 2006: Projektingenieur im Ingenieurbüro Hegger und Partner in Aachen