

Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in 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

Peter Döinghaus
aus Lünen

Berichter:

Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Gerhard Hanswille
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Gerhard Sedlacek

Tag der mündlichen Prüfung: 21.12.2001

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar

Peter Döinghaus

**Zum Zusammenwirken
hochfester Baustoffe
in Verbundträgern**

INHALTSVERZEICHNIS

Bezeichnungen und Begriffe.....	IV-VII
1 Einleitung	1
2 Veranlassung und Zielsetzung.....	3
3 Stand der Kenntnisse	5
3.1 Allgemeines	5
3.2 Hochfeste Baustoffe.....	5
3.2.1 Hochfester Beton	5
3.2.2 Hochfester Stahl.....	11
3.3 Verbundmittel	12
3.3.1 Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton	13
3.3.2 Zum Kraftfluss im Push-Out Versuchskörper	14
3.3.3 Versuche mit Verbundmitteln.....	18
3.3.4 Berechnung der Dübeltraglasten nach EUROCODE 4 (1994).....	27
3.3.5 Berechnung der Dübeltraglasten nach OEHLERS und JOHNSON	28
3.3.6 Zusammenfassung.....	28
3.4 Verbundfuge	30
3.4.1 Verlauf des Schlupfes über die Trägerlängsachse	31
3.4.2 ARIBERT et al.....	32
3.4.3 BODE, BECKER et al.	32
3.4.4 JOHNSON et al.....	33
3.4.5 OEHLERS und SVED	34
3.5 Verbundträger im positiven Momentenbereich.....	36
3.6 Verbundträger im negativen Momentenbereich.....	38
3.6.1 Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach EC 4.....	38
3.6.2 Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Erreichen des vollplastischen Momentes	39
3.6.3 Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Erreichen einer ausreichenden Rotationsfähigkeit.....	41
4 Verbundmittel in hochfestem Beton – eigene Versuche	42
4.1 Allgemeines	42
4.2 Versuchsaufbau	43
4.2.1 Der Push-Out Standard-Test (POST) nach EC 4.....	43
4.2.2 Der Single Push-Out Test (SPOT).....	44
4.3 Versuchsprogramm	49
4.4 Werkstoffe.....	52
4.5 Versuchskörperherstellung, Versuchsdurchführung, Messtechnik.....	54
4.6 Vereinfachte Auswertung der Versuche nach EC 4	54

4.7	Versuchsergebnisse	55
4.7.1	Allgemeines	55
4.7.2	Serien 1, 2 und 3: POST KBD 19, 22 und 25 mm.....	55
4.7.3	Serien 9 und 10: SPOT KBD 19 und 22 mm.....	56
4.7.4	Serien 11, 12 und 13: POST KBD 19, 22 und 25 mm.....	57
4.7.5	Serien 14 und 27: POST KBD 19, Doppeldübel	58
4.7.6	Serie 20: SPOT KBD 19, Gummipolster 1	61
4.7.7	Serie 21: SPOT KBD 19, Gummipolster 2.....	62
4.7.8	Serie 22: SPOT KBD 22, Gummipolster 1	63
4.7.9	Serie 24: SPOT KBD, elliptisch (Querschnitt = 380 mm ²)	64
4.7.10	Serie 25: SPOT KBD 22, DMS	65
4.7.11	Serie 28: SPOT KBD 19, Polster Buche.....	67
4.7.12	Serie 29: SPOT KBD 19, Metallring und Gummipolster	68
4.7.13	Serien 32 und 33: POST und SPOT KBD 19, Hülse und Gummipolster....	69
4.7.14	Serien 34 und 35: POST und SPOT KBD 19, hochfest.....	71
4.8	Analyse der Versuchsergebnisse.....	73
4.9	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	76
4.10	Bemessungsansatz für Kopfbolzendübel in hochfestem Beton.....	77
4.10.1	Allgemeines	77
4.10.2	Statistische Analyse nach Anhang D des EUROCODE 1 (2000)	79
4.10.3	Zusammenfassung.....	87
5	Verbundmittel in hochfestem Beton – Berechnungen	89
5.1	Allgemeines	89
5.2	Das Tragverhalten des Push-Out Standard-Tests (POST)	89
5.3	Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens einzelner Dübel.....	95
5.3.1	Ergebnisse der FE-Berechnungen am einfachen Netz.....	97
5.3.2	Ergebnisse der FE-Berechnungen am aufwändigen Netz.....	100
6	Verbundträger aus hochfesten Baustoffen – eigene Versuche	104
6.1	Allgemeines	104
6.2	Versuchsprogramm	104
6.3	Zeitabhängiges Materialverhalten – Schwinden des Betons.....	107
6.4	Versuchsergebnisse – positive Momentenbeanspruchung	109
6.4.1	Last-Verformungsbeziehungen.....	109
6.4.2	Traglasten.....	111
6.4.3	Momenten-Krümmungsbeziehungen.....	114
6.4.4	Dehnungsverteilungen	116
6.4.5	Schlupf in der Verbundfuge.....	117
6.4.6	Zusammenfassung.....	118
6.5	Versuchsergebnisse – negative Momentenbeanspruchung	119
6.5.1	Last-Verformungsbeziehungen.....	119

6.5.2	Traglasten.....	121
6.5.3	Momenten-Rotations- und Momenten-Krümmungsbeziehungen	122
6.5.4	Nachrechnung der Momenten-Rotationsbeziehungen.....	125
6.5.5	Dehnungsverteilungen	128
6.5.6	Rissbildung und Rissverteilung	130
6.5.7	Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	131
7	Verbundträger aus hochfesten Baustoffen –Berechnungen	136
7.1	Parameterstudie zur plastischen Querschnittsberechnung im positiven Momentenbereich für vollverdübeltre Träger	136
7.2	Nachrechnung der Versuche mit einem Fasermodell.....	143
7.2.1	Fasermodell.....	143
7.2.2	Materialgesetze	146
7.2.3	Simulation der eigenen Versuche	147
7.2.4	Simulation von Versuchen mit Verbundträgern aus normalfestem Beton.....	153
7.2.5	Zusammenfassung und Beurteilung der FE-Simulationen	154
7.3	Schlupf in der Verbundfuge.....	155
7.4	Parameterstudien zum Mindestverdübungsgrad.....	160
7.4.1	Ergebnisse der Untersuchungen von ARIBERT, BECKER und JOHNSON	160
7.4.2	Eigene Vorgehensweise	162
7.4.3	Nachrechnung der Versuchsträger von BODE, KÜNZEL.....	164
7.4.4	Überprüfung der Mindestverdübungsgrade nach ARIBERT, BECKER und JOHNSON für normalfeste Baustoffe	168
7.4.5	Parameterstudie mit hochfesten Materialien.....	169
7.4.6	Besonderheiten bei der Bemessung der Verbundfuge	176
7.4.7	Zusammenfassung.....	177
8	Zusammenfassung	179
9	Literaturverzeichnis	182
A	Anhang.....	A1
A.1	Versuche mit Verbundträgern im negativen Momentenbereich.....	A2
A.2	Daten zu den Abscherversuchen SPOT und POST	A4
A.3	Statistische Auswertung der Abscherversuche	A12
A.4	Versuchsdatenblätter der Trägerversuche	A13
A.5	Moment-Maximalschlupf-Beziehungen der teilverdübeltre Träger.....	A22
A.6	Bemessungsbeispiel	A28
A.6.1	1. Beispielrechnung: Vollverdübeltre Verbundträger	A28
A.6.2	2. Beispielrechnung: Teilverdübeltre Verbundträger.....	A30
A.6.3	3. Beispielrechnung: Hochbelastete Verbundträger im Industriebau	A31

Bezeichnungen und Begriffe

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.

Kleine lateinische Buchstaben

b_c	[m]	Betongurtbreite des Verbundträgers
b_{eff}	[m]	effektive bzw. mitwirkende Plattenbreite
b_f	[mm]	Breite des Stahlträgerflansches
c_o	[mm]	Betondeckung der oberen Bewehrung
d	[mm]	Schaftdurchmesser eines Kopfbolzendübels
f	[mm]	Trägerdurchbiegung
f_c'	[N/mm ²]	Zylinderdruckfestigkeit des Betons im ACI
$f_c, f_{c,cyl}$	[N/mm ²]	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	Druckfestigkeit des Betons am 150 mm-Würfel
$f_{c,cube,150mm}$	[N/mm ²]	Druckfestigkeit des Betons am 150 mm-Würfel
$f_{c,cube,200mm}$	[N/mm ²]	Druckfestigkeit des Betons am 200 mm-Würfel
f_{cd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ck}	[N/mm ²]	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cube}$	[N/mm ²]	charakteristische Druckfestigkeit des Betons am 150 mm-Würfel
$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	effektive Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,m}$	[N/mm ²]	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons
$f_{c,pl}$	[N/mm ²]	abgeminderte Betondruckfestigkeit für die plastische Bemessung
f_{cu}	[N/mm ²]	Bruchfestigkeit des Betons
f_{sp}	[N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit des Betons
f_{yk}	[N/mm ²]	charakteristische Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit des Stahls
f_{uk}	[N/mm ²]	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Stahls
f_y	[N/mm ²]	Festigkeit des Stahls an der Streckgrenze
f_{yk}	[N/mm ²]	charakteristische Festigkeit des Stahls an der Streckgrenze
h	[mm]	Länge eines Kopfbolzendübels
h_a	[mm]	Gesamthöhe des Stahlträgers
h'	[m]	Gesamtquerschnittshöhe des Verbundquerschnitts abzüglich der oberen Betondeckung
h_c	[m]	Höhe des Betongurtes im Verbundträger
h_{comp}	[m]	Höhe des Verbundträgerquerschnitts
h_{Wulst}	[mm]	Höhe des Schweißwulstes von Kopfbolzendübeln
b_{Wulst}	[mm]	Breite bzw. Durchmesser des Schweißwulstes von Kopfbolzendübeln
k	[-]	Beiwert zur Erfassung von zugfestigkeitsmindernden Einflüssen bei der Bestimmung der Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
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.

k_{∞}	[-]	Fraktilefaktor des charakteristischen Wertes für den Fall, dass der zugehörige Variationskoeffizient unbekannt ist und die Anzahl der Versuchen gegen unendlich geht.
n	[-]	Exponent der Spannungs-Dehnungs-Parabel für Beton
r_a	[-]	vorhandene Rotationskapazität nach KEMP, DECKER (1991)
r_r	[-]	Mindestrotationskapazität nach KEMP, DECKER (1991)
s	[mm]	Schlupf in der Verbundfuge
s_c	[mm]	maximaler Schlupf nach OEHLERS, COUGHLAN (1986)
t_f	[mm]	Dicke des Stahlträgerflansches
t_{fo}	[mm]	Dicke des oberen Stahlträgerflansches
t_w	[mm]	Dicke des Stahlträgersteges
w	[mm]	Rissbreite
x_{pl}	[m]	plastische Druckzonenhöhe im Verbundträgerquerschnitt
z_{pl}	[m]	Lage der plastischen Nulllinie im Verbundträgerquerschnitt, gemessen von der oberen Bewehrungslage
z_{pl}^c	[m]	Lage der plastischen Nulllinie im Verbundträgerquerschnitt, gemessen von der Trägeroberkante
z_{i0}	[m]	vertikaler Abstand zwischen den Schwereachsen des ungerissenen, unbewehrten Betongurtes und des ungerissenen, unbewehrten Verbundquerschnitts

Große lateinische Buchstaben

A_c	[mm ²]	Betonquerschnitt
$A_{Dübel}$	[mm ²]	Dübelquerschnitt
A_p	[mm ²]	Projektionsfläche des Schweißwulstes eines Kopfbolzendübel
A_s	[mm ²]	Stahlquerschnitt, Bewehrungsquerschnitt
$A_{s,min}$	[mm ²]	Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
A_{ct}	[mm ²]	Betongurtfläche unter Zugbeanspruchung
D_{Gurt}	[kN]	aufnehmbare Druckkraft des unteren Stahlträgerflansches
E_a	[N/mm ²]	E-Modul des Baustahls
E_c	[N/mm ²]	E-Modul des Betons
E_{cm}	[N/mm ²]	Mittelwert des Sekantenmoduls des Betons
E_s	[N/mm ²]	E-Modul des Betonstahls
$F_{Dü}$	[kN]	maximale aufnehmbare Dübeltragkraft in der numerischen Simulation
L	[m]	Trägerlänge
$M_{a,pl}$	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment des Stahlträgers
M_{cr}	[kNm]	Rissmoment
M_{pl}	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment des Verbundträgers
$M_{pl,GG}$	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment des Verbundträgers bei Anwendung der Gleichgewichtsmethode
$M_{pl,Nenn}$	[kNm]	plastisches Widerstandsmoment des Verbundträgers bei Ansatz der Nennfestigkeiten
$M_{pl,Rd}$	[kNm]	Bemessungswert des plastischen Widerstandsmomentes des Verbundträgers
M_{Rd}	[kNm]	Bemessungswert des plastischen Widerstandsmomentes des Verbundträgers bei Anwendung der Korrekturfaktoren für hochfeste Baustoffe
M_u	[kNm]	tatsächliches Widerstandsmoment des Verbundträgers

$M_{u,Rd}$	[kNm]	Bemessungswert des tatsächlichen Widerstandsmomentes des Verbundträgers
N_{Ausr}	[kN]	plastische Normalkraft der Ausrundungen eines Stahlwalzprofils
N_{cr}	[kN]	Rissnormalkraft
N_{fo}	[kN]	plastische Normalkraft des oberen Flansches
$N_{pl,a}$	[kN]	plastische Normalkraft des Stahlträgers
N_{so}	[kN]	plastische Normalkraft in der oberen Betonstahlbewehrung des Verbundträgers
N_{su}	[kN]	plastische Normalkraft in der unteren Betonstahlbewehrung des Verbundträgers
N_{wo}	[kN]	plastische Normalkraft in der oberen Steghälfte des Stahlträgers
N_{wu}	[kN]	plastische Normalkraft in der unteren Steghälfte des Stahlträgers
P_{axial}	[kN]	Zugtragfähigkeit des Schaftes eines Kopfbolzendübels
$P_{Dübel}$	[kN]	Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels
$P_{Dübel,d}$	[kN]	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels
P_d	[kN]	Bemessungswert der Dübeltraglast
P_e	[kN]	experimentelle Dübeltraglast
P_f	[-]	Versagenswahrscheinlichkeit
P_{max}	[kN]	maximale Versuchslast im Abscherversuch
P_{Rd}	[kN]	Bemessungswert der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln
P_{Rk}	[kN]	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln
P_{Schaft}	[kN]	Tragfähigkeit des Schaftes eines Kopfbolzendübels
$P_{Schweißwulst}$	[kN]	Tragfähigkeit des Schweißwulstes eines Kopfbolzendübels
P_t	[kN]	theoretische Dübeltraglast
Q_{Schub}	[kN]	reiner Schubwiderstand eines Kopfbolzendübels
Q_u	[kN]	maximale aufnehmbare Schubkraft eines Kopfbolzendübels in der Verbundfuge
R_e, R_{el}	[N/mm ²]	Festigkeit des Stahls an der Streckgrenze
R_m	[N/mm ²]	Zugfestigkeit des Stahls
V_y	[mm]	Dübelverformung bei Beginn des Fließplateaus für die numerische Simulation
V_y	[mm]	Dübelverformung im Bruchzustand für die numerische Simulation
Z	[kN]	Zugbeanspruchung eines Kopfbolzendübels

Griechische Buchstaben

α	[-]	Verhältnis der integrierten Spannungs-Dehnungslinie zur Fläche des rechteckigen Spannungsblocks
α	[-]	Abminderungsfaktor bei Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks bei hochfestem Beton nach CEB (1995)
α	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Bolzenhöhe bei der Bestimmung der Dübeltragfähigkeit nach EC 4
α	[-]	Duktilitätsfaktor zur Bestimmung der Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit
β_1	[-]	Abminderungsfaktor bei Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks bei hochfestem Beton nach ACI (1999)
$\beta_{concrete}$	[-]	vorgeschlagener Abminderungsfaktor bei Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks bei hochfestem Beton

β_{pl}	[-]	Abminderungsfaktor für die plastische Bemessung bei Anwendung von hochfestem Stahl nach EC 4, Anhang H
β_{pl-neu}	[-]	vorgeschlagener Abminderungsfaktor für die plastische Bemessung bei Anwendung von hochfestem Stahl
δ	[mm]	Verformung der Verbundmittel im Abscherversuch
δ_u	[mm]	Wert des Verformungsvermögens der Verbundmittel im Abscherversuch nach EC 4
δ_{uk}	[mm]	charakteristischer Wert des Verformungsvermögens der Verbundmittel im Abscherversuch nach EC 4
ε	[‰]	Dehnung
ε_a	[‰]	Baustahldehnung
ε_c	[‰]	Betondehnung
$\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{c2}$	[‰]	Betondehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze
$\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{c2u}$	[‰]	Bruchdehnung des Betons
ε_s	[‰]	Betonstahldehnung
ε_{tu}	[‰]	Bruchzugdehnung des Betons
ε_v	[‰]	Stahldehnung bei Verfestigung
ε_y	[‰]	Stahldehnung an der Streckgrenze
φ_{el}	[-]	Verdrehwinkel bei Erreichen der plastischen Trägerverformungen
φ_{pl}	[-]	plastischer Verdrehwinkel
φ_{max}	[-]	maximaler Verdrehwinkel
φ_{rot}	[-]	Verdrehwinkel zur Beschreibung der Rotationskapazität
φ_s	[-]	Sehnenwinkel zur Bestimmung der Krümmung
φ_t	[-]	Tangentenwinkel zur Bestimmung der Krümmung
Φ_a	[-]	plastischer Anteil der Verdrehung nach KEMP, DECKER (1991)
Φ_e	[-]	elastischer Anteil der Verdrehung nach KEMP, DECKER (1991)
Φ_r	[-]	erforderliche Verdrehung nach KEMP, DECKER (1991)
γ_a	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl
γ_{mr}	[-]	Teilsicherheitsbeiwert nach KEMP, DECKER (1991)
γ_s	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
γ_v	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Kopfbolzendübel
η	[-]	Verdübelungsgrad
η_{Beton}	[-]	empirischer Beiwert zur Berücksichtigung des mehraxialen Tragverhaltens des Betons vor einem Kopfbolzendübel
κ	[-]	Krümmung
λ	[-]	Abminderungsfaktor bei Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks bei hochfestem Beton nach EC 2 (1999)
ρ, ρ_s	[-]	Bewehrungsgrad
σ_a	[N/mm ²]	Baustahlspannung
σ_c	[N/mm ²]	Betonspannung
σ_{st}	[N/mm ²]	Betonstahlspannung
σ_y	[N/mm ²]	Fließspannung
σ_{zul}	[N/mm ²]	zulässige Spannung

1 Einleitung

Werden Tragelemente des Stahlbetonbaus und des Stahlbaus miteinander verbunden, spricht man von Verbundbau. Diese Bauweise nutzt die positiven Eigenschaften der Komponenten Stahl und Beton sehr effizient. Die Verbindungsart der beiden Baustoffe und damit die Eigenschaften der Verbundfuge beeinflussen maßgebend das Trag- und Verformungsverhalten einer Verbundkonstruktion. Daher beschäftigt sich die Verbundbau-Forschung sowohl mit der Untersuchung ganzer Bauelemente als auch mit der Beschreibung des Verhaltens der Verbundfuge und deren Einflusses auf die Gesamtkonstruktion.

Die Entwicklung des Verbundbaus im deutschsprachigen Raum begann um 1900 mit den Kappendecken, die aus Stahlträgern und Ziegeln, Sandsteinplatten, später auch Beton bestanden. Mitte der dreißiger Jahre führten GRÜNING (1937) und ZENDLER (Bericht von 1950) erstmals Versuche an Verbundträgern für den Hochbau durch, es folgten weitere Versuche, z.B. von MAIER-LEIBNITZ (1941). Zur gleichen Zeit wurden die ersten Verbundbrücken ausgeführt (PASSER, 1938; KREBITZ, 1938). HOMBERG, LAUTZ, THÜMECKE und WIECHERT berichteten 1950 über die Ausführung von Verbundbrücken in der Zeit des Wiederaufbaus nach dem Krieg.

In der Schweiz wurde die Entwicklung des Verbundbaus von STÜSSI (1932, 1947) und ROS, ALBRECHT (1944) vorangetrieben, die als erste einen Abscherversuchskörper zur Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundmittel entwickelten.

In Kanada und den USA wurden bereits seit Beginn der zwanziger Jahre Verbundkonstruktionen hergestellt und zugehörige Versuche dokumentiert (vgl. VIEST, 1960). Nach dem zweiten Weltkrieg führten RICHART (1948), NEWMARK (1948) und SIESS (1948) innerhalb des *Concrete-Slab-Investigation*-Programms an der Universität von Illinois grundlegende Versuche und theoretische Untersuchungen zu Stahlbetonfahrbahnplatten auf Stahlträgern durch.

Bedingt durch die große Erdbebengefährdung konzipierte man bereits 1923, kurz nach dem Kanto-Erdbeben, eine Verbundbaunorm in Japan. Als Verbundbauweise werden bis heute vollständig einbetonierte Träger und Stützen bezeichnet, deren Gesamttragfähigkeit sich aus der Summe der Einzeltragfähigkeiten von Stahlprofil und Stahlbetonteilen errechnet (MORIYA, 1990).

In den fünfziger Jahren begann international die systematische Erforschung der Verbundbauweise, wobei als Schwerpunktthemen die Schubsicherung in der Verbundfuge, das zeitabhängige Materialverhalten sowie das Trag- und Verformungsverhalten von statisch bestimmten und statisch unbestimmten Systemen erkennbar wurden (LEONHARDT, 1950; ALBERS, 1950; EILERS, 1950; ESSLINGER, 1951; WALTER, 1952; GRAF, 1950, 1951). GRAF und BRENNER führten 1956 zahlreiche Versuche an Verbundträgern durch, die in den Berichten des Deutschen Ausschusses für Stahlbau beschrieben sind. Dies zeigt, dass sich der Stahlbau bereits sehr früh um das Fachgebiet Verbundbau bemühte.

HAMPE stellte bereits 1950 die Frage, ob die Festigkeiten der Stahlgüten St 37 und St 52 im Verbundbau ausreichend groß sind. KLINGENBERG verwies 1950 darauf, dass in Europa zumeist starre, in den USA vorwiegend verformungsweiche Dübel eingesetzt wurden. HEILIG (1953) und HOISCHEN (1954) untersuchten ein paar Jahre später den elastischen Verbund sowie eine unterbrochene Verdübelung. Das Forschungsprogramm in Illinois wurde von NEWMARK et al. (1951), SIESS et al. (1952) und VIEST et al. (1952) fortgesetzt. Umfangreiche Versuchsreihen mit Push-Out Versuchen an standardisierten Abscherkörpern sowie mit Balkenversuchen sind dokumentiert. In Europa stellte SATTLER 1954 und 1955 erste analytische Berechnungsansätze und -verfahren für Verbundträger vor.

Ebenfalls in den fünfziger Jahren wurde der Kopfbolzendübel als Verbundmittel entwickelt. VIEST erinnert sich 1992 daran: *“At the end of 1953, I received a phone call from Nelson Stud Welding of Lorain, Ohio. They informed me that one of their customers suggested that their product – the end-welded steel stud – may have application as a shear connector.”* Versuche von VIEST (1956) und THÜRLIMANN (1959) schlossen sich an. Daraufhin wurde auch in Europa der Kopfbolzendübel als Verbundmittel untersucht (SPARKES, CHAPMAN, CASSELL, 1960 und SATTLER, 1962). Heute ist der Kopfbolzendübel das am meisten verwendete Verbundmittel.

Die nach 1960 folgenden Untersuchungen und Entwicklungen mit Relevanz für die vorliegende Problematik werden im Verlauf dieser Arbeit genauer beschrieben. Neben der internationalen Standardisierung der Prüfformate für Abscherversuche wurde die Ausführung von Verbundbauwerken zunehmend durch Regelwerke vereinheitlicht. Weitere Entwicklungssprünge, wie sie der Kopfbolzendübel mit sich gebracht hat, ergaben sich bei Einführung der Verbunddecken sowie durch die Veränderung der Materialeigenschaften von Stahl und Beton. Hier sind der Leichtbeton, der hochfeste Stahl und der hochfeste Beton zu nennen.

Mit der Kombination des hochfesten Stahls und des hochfesten Betons in Verbundträgern des Hochbaus und ihren Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten beschäftigt sich diese Arbeit. Es werden Versuche und numerische Berechnungen zu Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton sowie zu Verbundträgern vorgestellt und Schlussfolgerungen für die Anwendung und Bemessung gezogen.

2 Veranlassung und Zielsetzung

Die Verwendung von hochfesten Baustoffen in Verbundkonstruktionen führt zu einer erheblichen Erhöhung des Bauteilwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Daraus folgt bei gleichbleibender Belastung eine Reduzierung der Querschnittsabmessungen und somit des Eigengewichtes. Dies stellt den bedeutendsten Vorteil des Einsatzes von hochfestem Beton und hochfestem Stahl in Verbundkonstruktionen dar.

Der gemeinsame Einsatz hochfester Materialien in Verbundkonstruktionen ist in den zurzeit gültigen Normen nur unzureichend geregelt. Für den Einsatz von hochfestem Stahl in Verbundkonstruktionen mit normalfestem Beton werden Empfehlungen in ANHANG H (1996) bzw. im neuesten Entwurf des Eurocode 4 (EN 1994, 2001) gegeben, in der neuesten Fassung von DIN 1045-1 (2000) wird der Einsatz hochfesten Betons in Stahlbetonkonstruktionen geregelt.

Um das Zusammenwirken der hochfesten Baustoffe zu untersuchen, wurden im Rahmen des Europäischen Forschungsvorhaben *Use of High Strength Steel S460* in den Jahren 1996 bis 1999 erstmals Versuche an Verbundträgern aus hochfestem Stahl S460 und hochfestem Beton C70/85 durchgeführt (EGKS, 2000). Die Erkenntnisse dieses Forschungsvorhabens führten zu einer weitergehenden experimentellen Untersuchung zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln in hochfestem Beton, die in den Jahren 1999 und 2000 von der Studiengesellschaft für Stahlanwendung und der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen gefördert wurde (AiF, 2000).

Diese zwei Forschungsprogramme bilden die Grundlage der vorliegenden Arbeit. Ergänzend zu den experimentellen Ergebnissen wurden theoretische und numerische Untersuchungen durchgeführt.

Innerhalb dieser Arbeit wird das Zusammenwirken der hochfesten Werkstoffe bei Verbundträgern aus dem Hochbau mit massiven Betongurten grundsätzlich untersucht, um folgende Ziele zu erreichen:

- Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton und Entwicklung eines mechanischen Modells zur Bestimmung der Dübeltraglasten. Dazu werden die durchgeführten Versuche statistisch ausgewertet und durch numerische Berechnungen mit dem dreidimensionalen Finite Elemente Programmsystem ORPHEUS ergänzt.
- Beschreibung des Tragverhaltens von Verbundträgern im positiven Momentenbereich und Überprüfung der anzusetzenden Spannungs-Dehnungs-Linien für den hochfesten Beton. Dazu werden die eigenen Versuchsergebnisse ausgewertet.
- Quantifizierung der Fehler einer plastischen Bemessung aufgrund der speziellen Materialgesetze für hochfesten Stahl und hochfesten Beton sowie Entwicklung von geeigneten Verfahren zur Korrektur. Dazu werden die Ergebnisse der elasto-plastischen und der plastischen Berechnung in einer Parameterstudie gegenübergestellt.

- Beschreibung des Tragverhaltens von Verbundträgern im negativen Momentenbereich und Überprüfung der Angaben zur Mindestbewehrung, damit die Grenztragfähigkeit erreicht, die Rotationsfähigkeit sichergestellt und die Nachweise im Grenzzustand der Rissbildung erfüllt werden können. Hierzu werden die bestehenden Ansätze mit den eigenen Versuchsergebnissen überprüft.
- Formulierung der Auswirkungen der Last-Verformungskurven von Verbundmitteln in hochfestem Beton und Entwicklung von Regeln zur erforderlichen Dübelverteilung und zum erforderlichen Verdübelungsgrad in Abhängigkeit von der Duktilität der Verbundmittel. Dazu werden Parameterstudien an typischen Verbundbauquerschnitten mit Hilfe eines numerischen nichtlinearen Fasermodells durchgeführt, das zuvor an den Versuchsergebnissen kalibriert wurde.

Da die vorliegende Thematik bisher nicht grundlegend untersucht wurde, ist es ein weiteres, übergeordnetes Ziel dieser Arbeit, die Themenschwerpunkte zu nennen, die einer weiteren Erforschung bedürfen. Hierzu erfolgte die Auswertung einer umfangreichen Literaturdatenbank zur Verbundbauforschung.

Die Arbeit beschreibt in Kapitel 3 den Stand der Kenntnisse bezüglich der hochfesten Baustoffe, der Verbundmittel (vorrangig Kopfbolzendübel) und des Einflusses der Verbundfugeigenschaften auf das Last-Verformungsverhalten von Verbundträgern. In Kapitel 4 werden die eigenen Versuche mit Kopfbolzendübeln vorgestellt und analysiert, um hieraus einen Bemessungsvorschlag abzuleiten. Kapitel 5 beschreibt die Ergebnisse der numerischen Finite Elemente Berechnungen zum Tragverhalten der Standard-Abscherversuchskörper und zum Last-Verformungsverhalten einzelner Dübel in hochfestem Beton. Die Trägerversuche werden in Kapitel 6 dokumentiert und ausgewertet, um in Kapitel 7 numerische Parameterstudien zur plastischen Bemessung sowie zum Mindestverdübelungsgrad bei Teilverdübelung anzuschließen. Im Anhang finden sich detailliertere Angaben zu den durchgeführten Versuchen und Berechnungen sowie einige Bemessungsbeispiele zur Anwendung der vorgeschlagenen Regeln und Verfahren.

Schließlich soll diese Arbeit verdeutlichen, dass der Stahlbau und der Stahlbetonbau in der Forschung verstärkt zusammenarbeiten müssen, damit die Erkenntnisse der beiden Fachgebiete dem Verbundbau zugute kommen.

3 Stand der Kenntnisse

3.1 Allgemeines

Im Rahmen der Verbundbauforschung, die seit 1960 verstärkt in Australien (BRIDGE, 1996), Deutschland (ROIK, 1996), Großbritannien (JOHNSON, 1996), Japan (MAEDA, 1996) und den Vereinigten Staaten (VIEST, 1996) vorangetrieben wurde, haben sich unterschiedliche Themenschwerpunkte entwickelt (Tabelle 3.1). Die aktuellen Forschungsergebnisse sind in den begleitenden Artikeln zu EUROCODE 4 (1994, EC 4) von BODE (1998) und von ROIK, BERGMANN, HAENSEL, HANSWILLE (1999) aufbereitet. Zusätzlich zu den für diese Arbeit wichtigen Ergebnissen der in Tabelle 3.1 markierten Punkte werden im Folgenden die Erkenntnisse über die hochfesten Baustoffe beschrieben.

Brandverhalten	
Ermüdungsverhalten	
Schwingungsverhalten	
Slim-Floor-Konstruktionen	
Verbindungen	
Verbundbrückenbau	
Verbunddecken	
Verbundmittel	✓
Bolzenschweißtechnik	✓
Nichtruhende Belastung	
Trag- und Verformungsverhalten	✓
Verbundstützen	
Verbundträger	✓
Einfluss des Herstellungsverfahrens	
Einfluss des Last-Verformungsverhaltens der Verbundfuge	✓
Kammerbeton	✓
Mindestbewehrung	✓
Profilbleche	
Querbewehrung	✓
Rissbildungsverhalten und Rissbreitenbeschränkung	✓
Rotations- und Umlagerungsverhalten, Fließgelenktheorie	✓
Teilverdübelung und Dübelverteilung	✓
Trag- und Verformungsverhalten	✓
Zeitabhängiges Materialverhalten	

Tabelle 3.1: Schwerpunkte der Verbundbauforschung

3.2 Hochfeste Baustoffe

3.2.1 Hochfester Beton

Hochfester Beton besitzt gegenüber normalfestem Beton verbesserte Eigenschaften bezüglich Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Dichtheit und wird daher auch als Hochleistungsbeton bezeichnet. Gleichzeitig weist er jedoch ein spröderes Materialverhalten auf, das in der Bemessung durch Ansatz festigkeitsabhängiger Spannungs-Dehnungslinien berücksichtigt wird.

Im Spannbetonbau und bei Stützen werden die hohen Festigkeiten besonders effizient eingesetzt. Die Anwendung in Verbundträgern und Verbundstützen ist dann wirtschaftlich, wenn auch der Stahl eine erhöhte Festigkeit aufweist und die Verbundmittel die hohen plastischen

Längskräfte übertragen können. Zusätzliche Anwendungsmöglichkeiten ergeben sich im Brückenbau, speziell in der relativ neuen Bauweise des Doppelverbundes (vgl. NATHER, 1997; SAUL, 2000), bei der in den negativen Momentenbereichen durchlaufender Träger zusätzlich unten liegende Betondruckgurte angeordnet werden.

Die Materialeigenschaften des Betons werden maßgeblich von den Komponenten Zementstein und Zuschlag bestimmt. Bis zu einer Festigkeit von etwa 55 N/mm^2 begrenzt in der Regel die Festigkeit des Zementsteins bzw. der Verbund zwischen Zementstein und Zuschlag die erreichbare Betonfestigkeit. Zur Erzielung von höheren Festigkeiten muss der Zementanteil erhöht, der Wasserzementwert durch Hochleistungsfließmittel verringert (bis zu Festigkeiten von etwa 75 N/mm^2) oder zusätzlich Mikrofüller, z.B. Mikrosilika, zugegeben werden. Überschreitet die Matrixfestigkeit die Zuschlagfestigkeit (bei etwa 100 N/mm^2), kann eine weitere Steigerung der Betonfestigkeit (bis 115 N/mm^2) nur durch Verwendung hochfester Zuschläge, z.B. Split, erreicht werden. Die aufnehmbaren Zugspannungen nehmen nur unterproportional zu, das gleiche gilt für den E-Modul. Durch den geringen w/z-Wert erlangt der Beton bei Raumtemperatur bereits nach 2 Tagen ca. 80% und nach 7 Tagen ca. 95% seiner 28-Tage-Festigkeit.

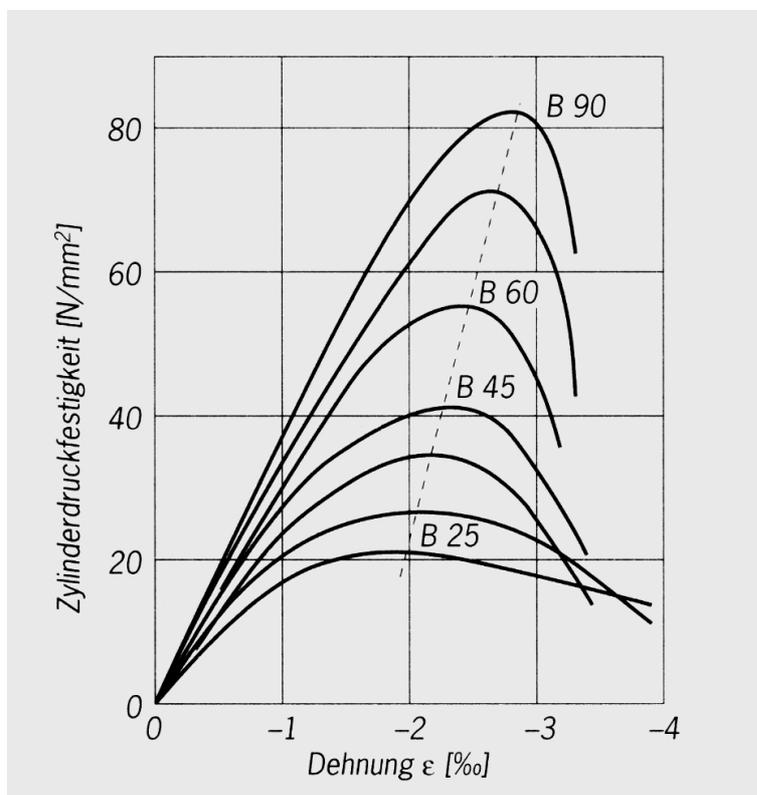


Bild 3.1 Spannungs-Dehnungslinien von Betonen (KÖNIG, GRIMM, 2000)

Der Beginn des Versagens durch die Bildung von Mikrorissen setzt bei hochfesten Betonen erst bei größeren Verformungen ein als bei normalfesten Betonen. Mit zunehmender Betonfestigkeit zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linie des hochfesten Betons eine steigende Dehnung bei Erreichen der Maximallast. Nach Überschreiten der Maximallast schließt sich ein steiler Abfall der aufnehmbaren Spannungen an. Hierdurch wird der Anteil der im Nachbruchbereich aufnehmbaren Energie bezogen auf die Gesamtenergie gegenüber normalfesten Betonen verringert, das Versagen ist schlagartig und spröde (Bild 3.1). Einen guten Überblick geben KÖNIG, GRIMM (2000).

Die veränderte Spannungs-Dehnungslinie des hochfesten Betons wirkt sich insbesondere auf die plastische Bemessung mit rechteckigem Spannungsblock aus. Im Stahlbetonbau wurde für

normalfesten Beton der Faktor 0,8 eingeführt, um den Integrationsfehler auszugleichen, im Verbundbau wird zurzeit vereinfacht mit dem Faktor 1,0 gerechnet, da die Überfestigkeiten des Stahls den Rechenfehler ausgleichen. Im aktuellen Entwurf zum EC 4 (EN 1994, 2001) wird der Faktor $\alpha = 0,85$ (zur Berücksichtigung der geringeren Dauerstandfestigkeit und anderer ungünstiger Wirkungen, die von der Art der Lasteintragung herrühren) ersatzlos gestrichen. Statt dessen wird ein Formbeiwert bei der plastischen Bemessung ebenfalls in der Größe von 0,85 wieder eingeführt.

Der Integrationsfehler bei der plastischen Bemessung nimmt mit steigender Betongüte zu, und muss daher für hochfeste Betone auch im Verbundbau explizit korrigiert werden. Ansätze zur Anpassung dieses Korrekturfaktors innerhalb der Stahlbetonbemessung finden sich bereits bei COLLINS, MITCHELL und MACGREGOR (1993), IBRAHIM und MACGREGOR (1997), deren Vorschlag in den ACI-Code übernommen wurde. Die Regelungen innerhalb der einzelnen Normen werden im Folgenden vorgestellt.

Hochfester Beton nach DIN 1045-1 (2000) und nach EUROCODE 2 (1999, EC 2)

Die besonderen Eigenschaften des hochfesten Betons sind in der neuen DIN 1045-1 (2000), die auf den Empfehlungen des Model Code 90 (CEB, 1991) basiert, berücksichtigt. Die zur Tragfähigkeitsermittlung anzusetzende Spannungs-Dehnungskurve des Betons wird in der allgemeinen Form

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für} \quad 0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c2} \quad (3.1)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für} \quad \varepsilon_{c2} \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c2u} \quad (3.2)$$

beschrieben. Dabei sind die festigkeitsabhängigen Einflussgrößen (Tabelle 3.2):

- n Exponent der Parabel;
- ε_{c2} Dehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze;
- ε_{c2u} Bruchdehnung.

f_{ck} [N/mm ²]	50	55	60	70	80	90	100
ε_{c2} [‰]	-2,00	-2,03	-2,06	-2,10	-2,14	-2,17	-2,20
ε_{c2u} [‰]	-3,50	-3,10	-2,70	-2,50	-2,40	-2,30	-2,20
n [-]	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,55

Tabelle 3.2: Materialkennwerte der Betone nach DIN 1045-1 (2000)

Die grafische Auswertung der Gleichungen 3.1 und 3.2 ist in Bild 3.2 dargestellt. Deutlich ist zu erkennen, dass der Fehler zwischen dem Ansatz eines plastischen, rechteckigen Spannungsblockes und der Integration der jeweiligen Kurve mit steigender Betonfestigkeit zunimmt. Im Stahlbetonbau wird dieser Fehler für normalfesten Beton mit einer Festigkeit bis 50 MPa mit dem pauschalen Faktor 0,8 bei der plastischen Berechnung berücksichtigt. Für höherfeste Betone ist die Bemessung mit rechteckigem Spannungsblock nicht vorgesehen. Die Berechnungshilfsmittel wie z.B. die Tabellen für die dimensionslosen Beiwerte wurden abhängig von der Betongüte auf der Grundlage der Spannungs-Dehnungslinien erstellt.

f_{ck} [N/mm ²]	50	55	60	70	80	90	100
λ [-]	0,80	0,79	0,78	0,76	0,74	0,72	0,70

Tabelle 3.3: Abminderungsfaktoren λ bei Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks für hochfesten Beton nach EUROCODE 2 (1999)

Im EC 2 sind neben diesen Werten für die Betonparameter zusätzlich Faktoren zur Abminderung der Druckzonenhöhe bei Verwendung des plastischen Spannungsblocks für hochfesten Beton angegeben (Tabelle 3.3). Der Einsatz hochfesten Betons ist im Verbundbau (EN 1994, 2001) bisher nicht geregelt.

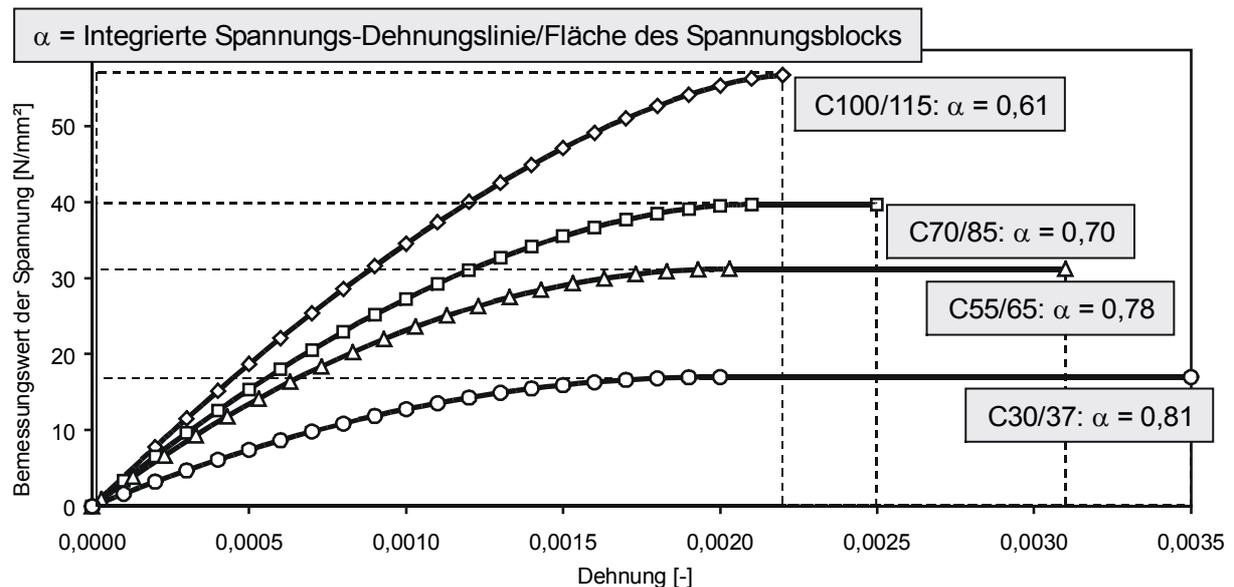


Bild 3.2: Spannungs-Dehnungslinien der Betone nach DIN 1045-1 (2000)

Hochfester Beton nach ACI Building Code 318-99 (1999)

In den USA stellen die einzelnen Staaten ihre Baunormen (*Building Codes* oder *Construction Codes*) auf der Grundlage von Vorschriften (*Model Codes*) und konkreten Regelungen (*Standards*) verschiedener Organisationen zusammen. In den allgemein gehaltenen *Model Codes* der drei großen regionalen Vereine zur normativen Regelung des Bauwesens (*BOCA National Codes* von *BOCA* für den Osten und den Mittleren Westen, 1999; *Uniform Codes* von *ICBO* für den Westen, 1997 und *Standard Codes* von *SBCCI* für den Süden, 1999) kann zur Konkretisierung auf die *Standards* (*Design Standards*, *Material Standards* und *Test Standards* unterschiedlichster Organisationen) verwiesen werden. Zurzeit gibt es verstärkte Anstrengungen, die Baunormung in den Vereinigten Staaten zu vereinheitlichen und auch die Entwicklung der *Standards* durch die öffentliche Hand zu koordinieren (*CABO, Council of American Building Officials*, 1997). Dazu wurde im Jahr 2000 der *International Building Code (IBC)* vom *International Code Council ICC* als Entwurf veröffentlicht, der für die Bemessungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbeton den *ACI 318-99: Building Code Requirements for Structural Concrete* (1999) übernommen hat.

Der ACI Building Code 318-99 (1999) stellt den von allen Model Codes anerkannten Standard zur Bemessung und Konstruktion von Stahl- und Spannbeton dar. Er schreibt keine Spannungs-Dehnungslinie für Beton vor, verweist aber darauf, dass es üblich sei, parabel-, trapez- oder rechteckförmige Verläufe anzunehmen. Die Bruchstauchung wird unabhängig von der Druckfestigkeit auf 3,0‰ begrenzt. Bei Verwendung des rechteckigen Spannungsblocks ist die Druckzonenhöhe auf

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{für } f_c' \leq 4000 \text{ psi} = 27,6 \text{ N/mm}^2, \quad (3.3)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot ((f_c' - 4000 \text{ psi})/1000 \text{ psi}) \quad \text{für } f_c' > 4000 \text{ psi} = 27,6 \text{ N/mm}^2, \quad (3.4)$$

jedoch nicht unter 0,65 abzumindern. Damit ergeben sich die Faktoren nach Tabelle 3.4. Angaben zur Verwendung der plastischen Bemessung mit hochfesten Betonen in Verbundkon-

struktionen werden nicht gemacht. Die amerikanischen Einheiten lassen sich nach Tabelle 3.5 umrechnen.

f_{ck} [N/mm ²]	50	55	60	70	80	90	100
β_1 [-]	0,69	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65

Tabelle 3.4: Abminderungsfaktoren zur Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks bei hochfestem Beton nach ACI Building Code 318-99 (1999)

amerik.	1 in.	1 ft	1 kip	1 ksi = 10 ³ psi = 1 kip/in. ²	8,851 in.-kips	0,738 ft-kips
ISO	2,54 cm	30,48 cm	4,448 kN	6,895 N/mm ²	1 kNm	1 kNm

Tabelle 3.5: Umrechnung der amerikanischen Einheiten in ISO-Einheiten

Hochfester Beton nach Model Code 90 (CEB, 1991) und CEB-Bulletin 228 (CEB, 1995)

Der erste europäische Model Code 1978 hatte die Aufgabe, die technischen Regeln in Europa zu aktualisieren und zu harmonisieren. Inzwischen wurde von den herausgebenden Organisationen CEB und FIP (heute zusammengefasst als fib) 1990 eine aktualisierte Fassung erstellt (CEB, 1991). Sie diente u.a. als Grundlage für die Entwicklung des EC 2. Für höherfeste Betone ergeben sich die Materialkennwerte nach Tabelle 3.6 zur Verwendung der Gleichungen 3.1 und 3.2. Hierbei ist ϵ_{c1} die Dehnung an der Festigkeitsgrenze und ϵ_{cu} die Bruchdehnung.

f_{ck} [N/mm ²]	50	55	60	70	80	90	100
ϵ_{c1} [‰]	-2,00	-2,03	-2,05	-2,10	-2,15	-2,20	-2,25
ϵ_{cu} [‰]	-3,50	-3,40	-3,30	-3,10	-2,90	-2,70	-2,50
n [-]	2,00	1,96	1,92	1,84	1,76	1,68	1,60
α [-]	0,80	0,78	0,76	0,72	0,68	0,64	0,60

Tabelle 3.6: Materialkennwerte für Beton nach CEB-Bulletin 228 und Abminderungsfaktoren zur Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks (CEB, 1995)

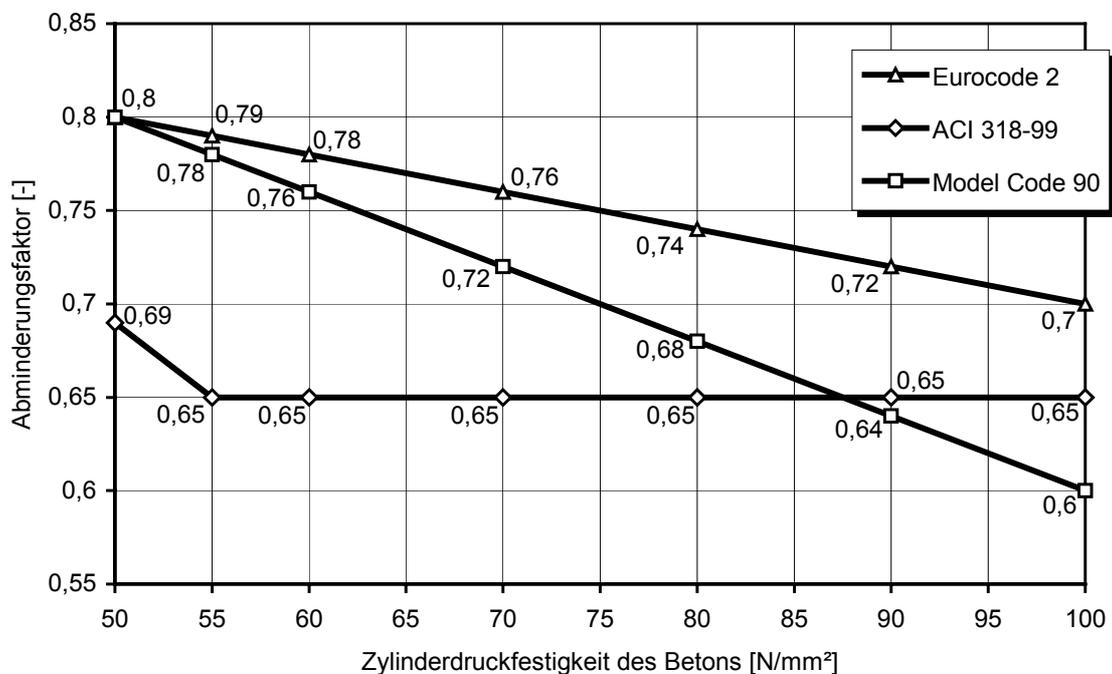


Bild 3.3: Vorschriften unterschiedlicher Normen zur Abminderung der Druckzonenhöhe (EC 2 und ACI), bzw. zur Abminderung der anrechenbaren Betonspannung (MC 90) beim Ansatz des rechteckigen Spannungsblocks für hochfeste Betone

Bei Anwendung des rechteckigen Spannungsblocks für diese Betonfestigkeitsklassen ist die anrechenbare Spannung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit um den Faktor $\alpha = 1 - f_{ck}/250$ zu reduzieren. Die verschiedenen Vorschriften der zitierten Normen zum Ansatz des rechteckigen Spannungsblocks sind in Bild 3.3 zusammengestellt.

Schwinden

Das chemische Schwinden tritt während der Hydratationsphase durch die Volumenänderung von Wasser und Zement im Vergleich zu den Hydratationsprodukten auf. Die Volumenreduktion beträgt bei üblichen Zementen etwa 6 cm^3 je 100 g Zement. Bei Wasserzementwerten unter $0,50$ kommt es während des Hydratationsvorgangs zu einem Absinken der Luftfeuchte und des Spaltdrucks, was zu messbaren Schwindverkürzungen der Betonbauteile führt. Dieser Vorgang, auch Selbstaustrocknung oder autogenes Schwinden genannt, wird durch erhöhte Hydratationstemperaturen und niedrige Wasserzementwerte verstärkt.

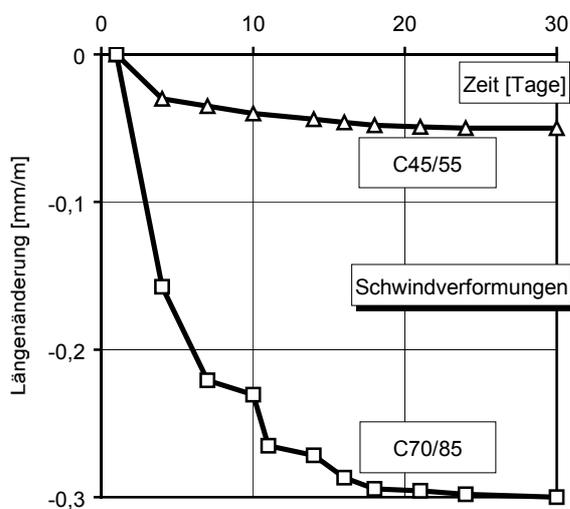


Bild 3.4: Schwindverformungen von Prüfkörpern mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten

Zur Ermittlung der in Bild 3.4 dargestellten Schwindverformungen eines C70/85 und eines C45/55 wurden innerhalb der eigenen Forschungsvorhaben kontinuierliche Messungen an einem Zylinder unter konstanten Klimabedingungen durchgeführt. In einem Verbundträger führt dies zu Spannungen (Zwang) und Dehnungen sowohl in Längsrichtung als auch über die Querschnittshöhe der Betonplatte (vgl. z. B. TROST, 1968).

Hochfester Leichtbeton

Um das Eigengewicht der Verbundträger zu senken und gleichzeitig große Druckkräfte abtragen zu können, kann hochfester Leichtbeton im Verbundbau eingesetzt werden. Erste Untersuchungen dazu stammen von RODERICK, HAWKINS und LIM (1967), weitere von MCGARRAUGH und BALDWIN (1971), die sechs Einfeldträger mit normalfestem Leichtbeton (Festigkeiten zwischen 30 und 40 N/mm^2) prüften und ein mit Normalbeton vergleichbares Trag- und Verformungsverhalten konstatierten. Lediglich die Dübel zeigten ein besonderes Verhalten, was in den begleitenden Abscherversuchen deutlich wurde (vgl. Kapitel 3.2 und OLLGAARD, SLUTTER, FISHER, 1971).

In Deutschland untersuchte LIN 1996 das Trag- und Gebrauchstauglichkeitsverhalten von Verbundträgern mit Leichtbeton. Dazu entwickelte er ein physikalisch nichtlineares Finite Elemente Fasermodell, bei dem der Einfluss des Leichtbetons über entsprechend modifizierte Materialkennlinien für den Beton und die Dübel (nach OLLGAARD, SLUTTER und FI-

SHER, 1971) erfasst wird. Es wurden jedoch keine Parameterstudien zur Auswirkung der veränderten Dübelkennlinien durchgeführt.

KÖNIG und FAUST untersuchten 1997 bzw. 2000 das Tragverhalten von Verbunddecken aus Leichtbeton sowie von Kopfbolzendübeln in Leichtbeton. Als Ergebnis halten sie fest, dass trotz der Sprödigkeit des Betons ein ausgesprochen duktiler Bauteilverhalten beobachtet werden kann. Offen bleibt die Frage, ob bei Decken mit Leichtbeton hoher Festigkeiten die Duktilität des Druckgurtes ausreicht, um das plastische Moment der Decke zu erreichen, d.h. die Verbundbleche zum Fließen zu bringen und voll auszunutzen.

3.2.2 Hochfester Stahl

Im konstruktiven Ingenieurbau werden zurzeit die Standardstahlsorten S235 (bzw. St37, 80-90% im Hochbau) sowie S355 (St52, 50-60% im Brückenbau) angewendet. Höherfeste Stahlsorten wie S420, S460 und S690 sind in den letzten Jahren insbesondere im Verbundbau – und hier im Brückenbau - verstärkt eingesetzt worden (HUBO, 1999; MAGEE, GROSS, STOUT, 1996; WRIGHT, 1996). Damit hochfester Stahl gute Zähigkeitseigenschaften bei niedrigen Temperaturen und eine gute Schweißbarkeit aufweist, wurde Ende der achtziger Jahre der thermo-mechanische Walzprozess (*Thermomechanical Rolling, TM*) mit einem nachfolgenden Lösch- und Kühlvorgang (*Quenching and Self-Tempering, QST*) entwickelt, der normativ geregelt ist (STREIBELBERGER, 1991).

Diese Technologie, bei der sehr geringe Legierungsgehalte eingestellt werden können, ermöglicht die Produktion von Walzprofilen in der Qualität S460 mit einer Streckgrenze von 460 MPa für nahezu alle bekannten tabellierten Größen, die die oben genannten Eigenschaften besitzen und wie normalfester Stahl verarbeitet werden können. Bild 3.5 zeigt den Temperaturverlauf des Stahls während des Herstellungsprozesses und die jeweils zugehörige metallografische Struktur (PANUNZI, RASQUIN, DENGLER, WILMOTTE, 1990).

Für die Konstruktion mit hochfesten Stählen spielt vor allem die große Fließdehnung eine wichtige Rolle. Insbesondere bei Horizontaltraggliedern in Verbundkonstruktionen stellt sich die Frage, ob die hohe Fließdehnung erreicht und der Stahl wirtschaftlich ausgenutzt werden kann. Die plastische Bemessung von Verbundtragwerken mit hochfestem Stahl kann zu unsicheren Ergebnissen führen (BODE, KÜNZEL, 1990; HANSWILLE, SEDLACEK 1996; OEHLERS, NGUYEN, AHMED, BRADFORD, 1997; UY, SLOANE, 1998; EGKS, 2000).

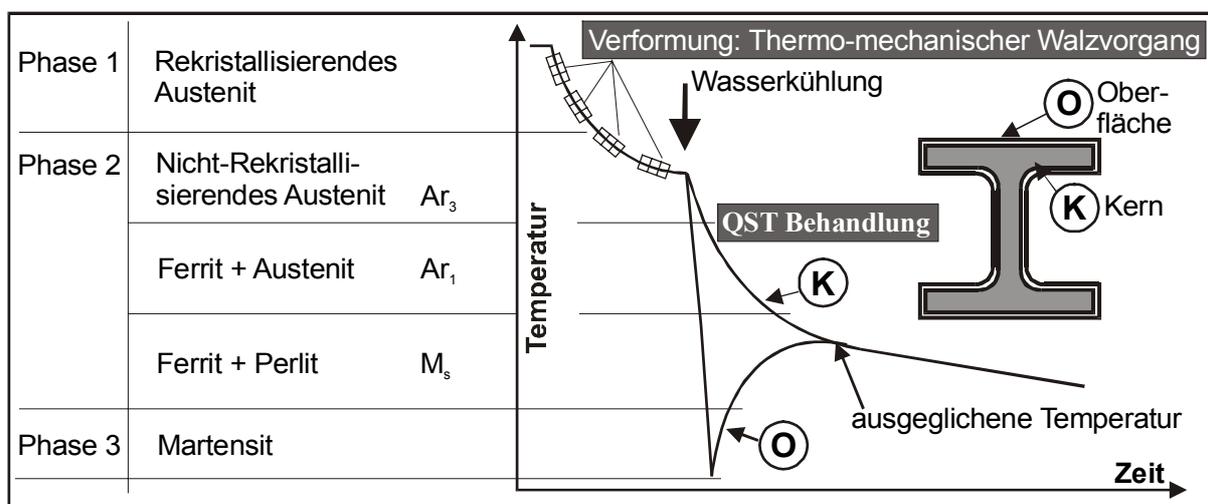


Bild 3.5: Herstellung des hochfesten Stahls durch Warmwalzen (TM) und sich anschließenden beschleunigten Kühlvorgang (QST)

Das Streckgrenzenverhältnis (Streckgrenze R_e bezogen auf die Zugfestigkeit R_m), das in der Literatur häufig als wichtiges Merkmal angesehen wird und das mit steigender Stahlfestigkeit abnimmt, wirkt in den meisten Bemessungsfällen nicht einschränkend (Streckgrenzenverhältnis für S355: 0,70 bis 0,85; für S460: 0,72 bis 0,90; für S690: 0,85 bis 0,96 nach LANGENBERG, NIEßEN, DAHL, 2000). Da es das Verfestigungsvermögen des Stahls kennzeichnet, das in den Berechnungen nicht berücksichtigt wird, und da die geringen Betonbruchstauchungen den Versagenszeitpunkt bestimmen, werden die Traglasten auch bei ungünstigen Streckgrenzenverhältnissen erreicht (SEDLACEK, SPANGEMACHER, DAHL, 1992; SEDLACEK, GOLEMBIEWSKI, 1997; EGKS, 2000). Bei zugbeanspruchten Stahlteilen bewirkt ein kleines Streckgrenzenverhältnis jedoch ein duktileres Versagen. Im Stahlbau gibt es für die Anwendung hochfesten Stahls inzwischen Bemessungsregeln. Weitere Problemstellungen beim Einsatz von hochfestem Stahl sind Stabilitätsphänomene sowie das Verformungsverhalten von Anschlüssen aus hochfestem Stahl (WAKABAYASHI, MINAMI, 1990; JUNGBLUTH, WINTER, 1990; BRIDGE, PATRICK, WEBB, 1997).

3.3 Verbundmittel

Im Rahmen der Arbeiten zum Entwurf des EC 4 wurde eine Vielzahl durchgeführter Abscherversuche mit Verbundmitteln – vorzugsweise Kopfbolzendübeln – zur statistischen Auswertung herangezogen (ROIK, HANSWILLE CUNZE-O.LANNA, 1988; STARK, VAN HOVE, 1991; JOHNSON, HUANG, 1995; OEHLERS, JOHNSON, 1987; JOHNSON, YUAN, 1998). Die dabei ermittelten Formeln zur Bestimmung der Traglast gelten jedoch nur für normalfesten Beton. Dasselbe gilt für die Regelungen zur Beurteilung der Duktilität von Verbundmitteln und den damit zusammenhängenden Vorschriften zu den Mindestverdübelungsgraden und zur Verteilung der Verbundmittel.

Nach EC 4 kann nur bei duktilen Verbundmitteln davon ausgegangen werden, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit das Verformungsvermögen der Verbundfuge ausreicht, um die Momententragfähigkeit in kritischen Schnitten vollplastisch berechnen zu können (EC 4, 6.2.1.2). Bei Verbundmitteln ohne ausreichende Duktilität müssen genauere Nachweise geführt werden. Diese Einschränkung ist im neuesten Entwurf zu EC 4 (EN 1994, 2001) aufgehoben. Auch die äquidistante Anordnung bei nicht konstantem Längsschubkraftverlauf sowie die Teilverdübelung erfordert ein ausreichendes Verformungsvermögen der Verbundmittel.

Verbundmittel gelten dann als duktil, wenn es sich um Kopfbolzendübel handelt, deren Höhe nach dem Aufschweißen größer ist als der 4-fache Durchmesser des Dübels und deren Schaftdurchmesser nicht kleiner als 16 mm und nicht größer als 22 mm ist. Zusätzlich müssen die Mindestverdübelungsgrade eingehalten werden (EC 4, 6.1.2). Da diese Bedingungen nur für normalfeste Betone gelten, sind Kopfbolzendübel in hochfestem Beton (und auch die Dübel mit einem größeren Durchmesser als 22 mm) nach EC 4, 6.1.2 (3) zurzeit wie *andere Verbundmittel* zu beurteilen, die nur dann als duktil gelten, wenn ihre aus Abscherversuchen ermittelte charakteristische Verformung mindestens 6 mm beträgt.

Im Folgenden soll auf die Einflussgrößen eingegangen werden, die für das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln in hochfestem Beton eine wichtige Rolle spielen. Der Schwerpunkt liegt dabei auf Verbundmitteln in massiven Betongurten, da bisher keine Versuche mit unterbrochenen Betongurten – d.h. mit quer oder längs zum Stahlträger verlaufenden Profilblechen – aus hochfestem Beton vorliegen.

3.3.1 Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton

Das am häufigsten zitierte Modell zum Lastabtrag bei Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten aus normalfestem Beton ist das von LUNGERSHAUSEN (1988). Er definierte vier Lastanteile der Bolzentragkraft (Bild 3.6):

- A: direkte flache Druckstreben auf den Schweißwulst;
- B: Biege- und Schubtragfähigkeit im unteren Dübelschaftbereich;
- C: Zugkraft Z im Dübelschaft;
- D: Reibungskräfte in der Verbundfuge.

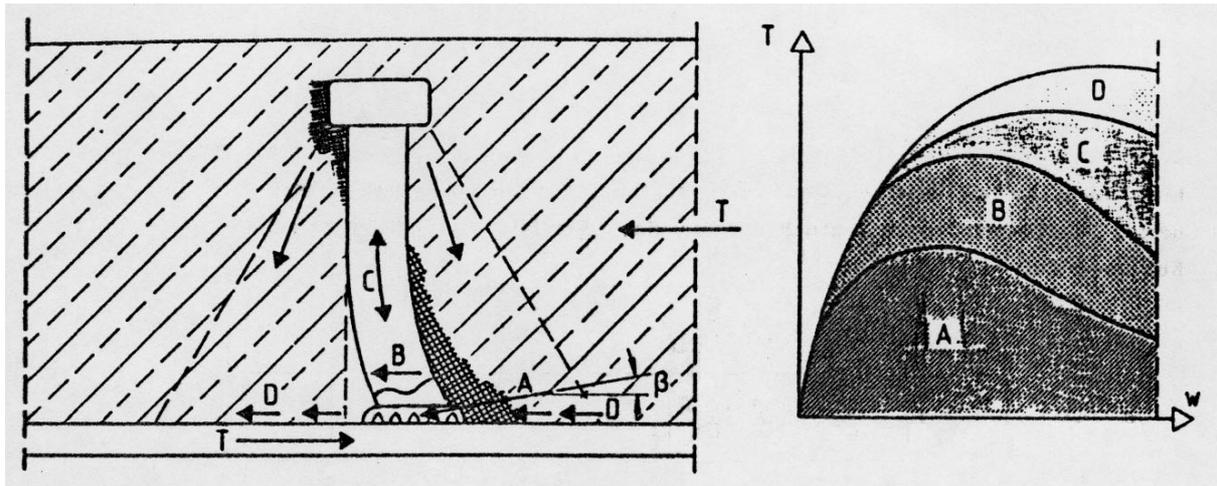


Bild 3.6: Traganteile eines Kopfbolzendübels in einer Vollbetonplatte nach LUNGERSHAUSEN (1988). Die Größe des Reibungsanteils D ist kritisch zu bewerten.

LUNGERSHAUSEN superponiert diese Anteile additiv, ohne dies mechanisch zu begründen. Es stellt sich die Frage, ob die vier Anteile tatsächlich unabhängig voneinander auftreten und der aufgebrachten Last T gemeinsam entgegenwirken. Da aufgrund dieser Modellvorstellung jedoch nie ein Bemessungsansatz entwickelt wurde, der alle genannten Anteile quantifiziert, handelt es sich eher um eine qualitativ-anschauliche Betrachtungsweise.

Der Traganteil aus der Reibung wird jedoch überschätzt: Der zerstörte Beton vor dem Dübelfuß kann keine Reibung auf den Stahlträger übertragen, die Fläche hinter dem Dübel, auf der eventuell Reibung übertragen wird, ist so klein, dass der Anteil vernachlässigt werden kann. Dies gilt vor allem für Träger mit konstanter Flächenlast, die grundsätzlich an jeder Stelle der Verbundfuge für einen Reibungsanteil sorgt, der den von LUNGERSHAUSEN definierten stark überschreitet. SCHEELE (1991) weist darauf hin, dass sich durch das entstehende Versatzmoment meistens sogar die Fuge hinter dem Dübel öffnet, so dass gar keine Reibung übertragen werden kann. Röntgenaufnahmen von STEINWEDEL (1989) bestätigen dies.

ROIK und HANSWILLE (1983) fassen das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton auf der Grundlage aller Erkenntnisse (insbesondere sind die Arbeiten von JOHNSON und OEHLERS zu nennen) besser zusammen:

>> Die Höhe der übertragbaren Schubkraft wird wesentlich durch das Verhalten des Betons bestimmt, der in der unmittelbaren Umgebung des Kopfbolzendübels – besonders jedoch am Bolzenfuß – mehraxial beansprucht wird. Ein beachtlicher Teil der zu übertragenden Schubkraft wirkt direkt auf den Schweißwulst am Bolzenfuß und sorgt damit für eine Entlastung im Bereich des eigentlichen Bolzenquerschnittes. Mit steigender Beanspruchung wird zunächst der Beton im Bereich des Bolzenfußes geschädigt; die Schubkrafteinleitung verlagert sich in

den oberen Bereich des Bolzens. Der Bolzen wird dann auf Biegung und Normalkraft beansprucht und versagt schließlich im schwächsten Querschnitt oberhalb des Schweißwulstes.<<

Für das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton gilt ein ähnliches Lastabtragungsmodell mit einem anderen Versagensverhalten, bei dem die Schubkraft vom Bolzenquerschnitt direkt über dem Schweißwulst aufgenommen wird und es zu einem nahezu reinen Schubversagen kommt. Das Modell wird in Kapitel 4.10 zur Auswertung der eigenen Versuche dargestellt.

Der im Beton gebettete Kopfbolzendübel wird von LUNGERSHAUSEN (1988) numerisch durch einen vertikalen, eingespannten Biegestab abgebildet, der zusätzlich im dreidimensionalen Raum durch Federn horizontal gehalten ist. Zur Simulation des mehraxialen Spannungsverhaltens des Betons in der unmittelbaren Dübelumgebung führt er Zugstäbe ein, die die auftretenden Spaltzugkräfte übernehmen. Diese elastische Bettung wird vor allem mit dem großen Aufwand für Rechenzeit und Speicherkapazität begründet. Weiterhin wird angegeben, dass die Annahme eines homogenen Werkstoffes Beton, bei dem die Korngröße der Zuschlagstoffe mit der Größe des Bolzendurchmessers korrespondiert, spekulative Ergebnisse erzeugen würde. Mit diesem Modell ließ sich jedoch die Kraftübertragung durch den Schweißwulst nicht simulieren. Die anderen Traganteile traten auf, da sie a priori durch Einführen entsprechender Finite Elemente existierten.

Aufgrund der Rechnerentwicklung der letzten Jahre bestehen die Kapazitätsprobleme heute nicht mehr – den inhomogenen Verhältnissen des Betons kann durch entsprechende Vorgehensweisen Rechnung getragen werden, so dass es möglich ist, eine echte dreidimensionale Simulation durchzuführen (vgl. dazu Kapitel 5).

3.3.2 Zum Kraftfluss im Push-Out Versuchskörper

Auch nach Einführung des Standard-Versuchskörpers durch den EC 4 setzte sich die Diskussion zum Kraftfluss vom Stahlträger über den Beton in die Auflager und die Eignung des Versuches zur Beschreibung des Dübeltragverhaltens in Verbundträgern fort. Dabei spielt vor allem die Lagerungsanordnung eine Rolle. Der EC 4 schreibt lediglich vor, dass ein Öffnen der Verbundfuge zu vermeiden ist. Vier Arten der Versuchsdurchführung kommen zur Anwendung (Bild 3.7).

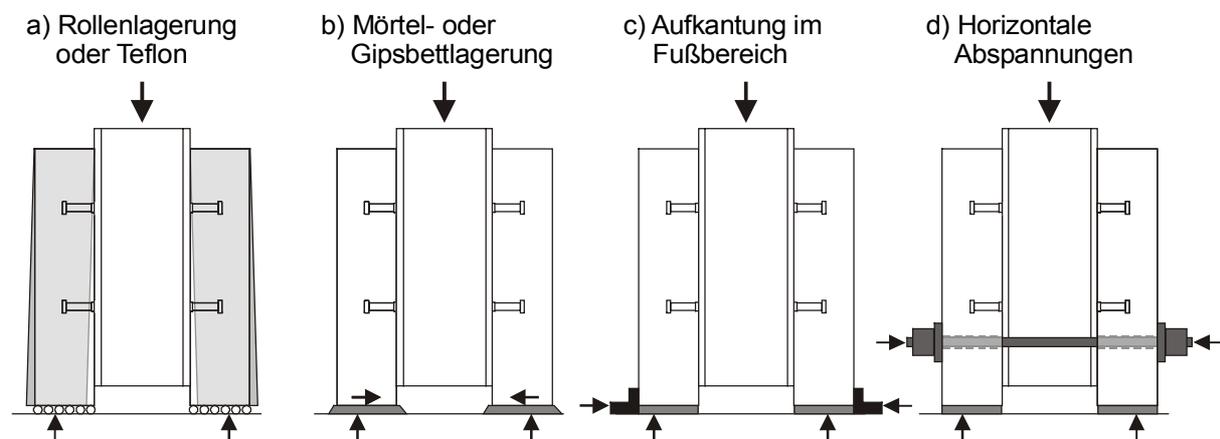


Bild 3.7: Unterschiedliche Lagerungsbedingungen des Standard Push-Out Versuches

Bei den Varianten a) und b) werden keine zusätzlichen horizontalen Lager vorgesehen. Bei Variante b) können die auftretenden Horizontalkräfte bis zu einem bestimmten Betrag durch die Reibung in der Aufstandsfläche aufgenommen werden. Es ist jedoch nicht sichergestellt,

dass die untere Dübellage keine zusätzliche Zugbeanspruchung in Achsrichtung erfährt. Bei den Varianten c) und d) werden die Horizontalkräfte in den Versuchskörper zurückgeleitet. Bei einer Anordnung der Zugstangen nahe den Dübeln entstehen Betonpressungen, die das Dübeltragverhalten positiv beeinflussen.

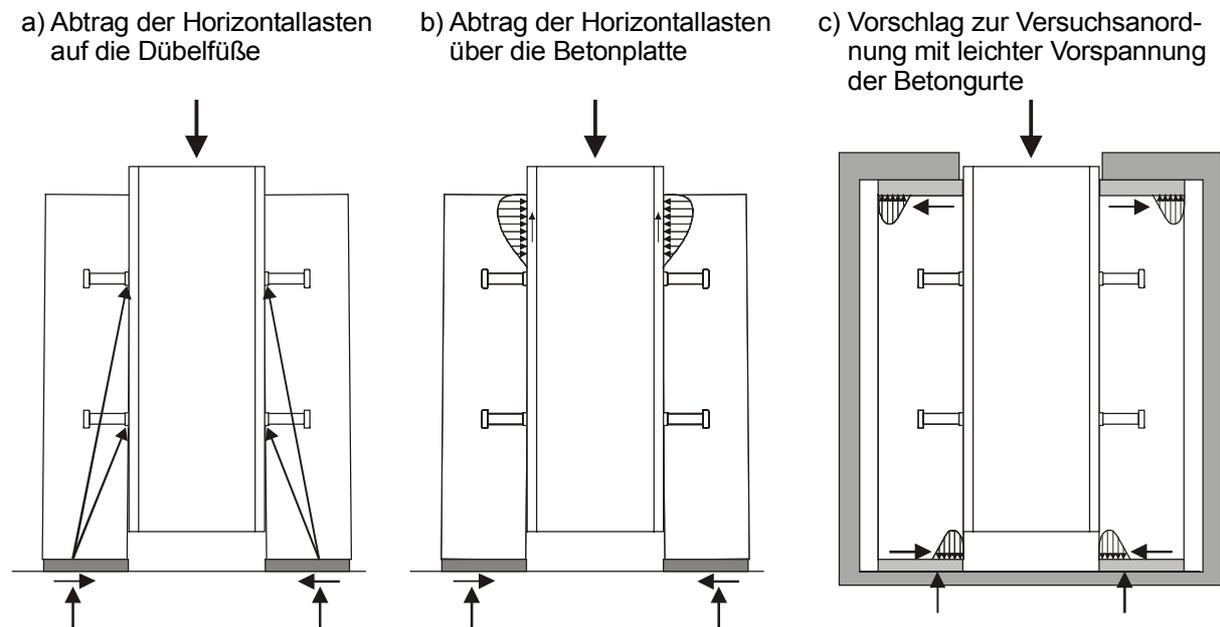


Bild 3.8: Möglicher Kraftfluss bei Abscherversuchskörpern, a) und b): mit horizontaler Auflagerung, c): Vorschlag eines neuen Versuchsaufbaus

Der Kraftfluss bei den horizontal gelagerten Versuchskörpern ist umstritten. LEONHARDT (1988) geht davon aus, dass sich diagonale Druckstreben zu den Dübelfüßen ausbilden, die für eine verfälschende Erhöhung der Dübeltraglast im Versuch sorgen (Bild 3.8a). ROIK (1989) bestreitet dies, da seiner Meinung nach die auftretenden Horizontalkräfte in den Steg des Stahlträgers eingeleitet werden müssen, was nicht von den auf den Flanschen aufgeschweißten Dübeln, sondern nur über den oberen Bereich der Betonplatte übernommen werden kann (Bild 3.8b). Daher verfälsche die Versuchsanordnung die Ergebnisse nicht. 1987 beschrieben ROIK und HANSWILLE den Kraftfluss als Kombination aus schiefen Hauptdruckkräften, die auf die Dübelfüße wirken und zusätzlichen horizontalen Betondruckkräften im oberen Bereich der Betongurte, die das aus der exzentrischen Lasteinleitung resultierende Moment aufnehmen und die Verbundfuge entlasten. Sie weisen darauf hin, dass die horizontalen Kräfte durch ein entsprechendes Zugband im unteren Bereich des Versuchskörpers aufgenommen werden müssen, damit durch die Abscherversuche das Verhalten der Verbundmittel im Verbundträger simuliert werden kann. Tatsächlich können jedoch durch diese Form der Einleitung der horizontalen Kräfte Zwangsspannungen im Versuchskörper hervorgerufen werden, die in dieser Form im Verbundträger nicht existieren.

Um das Tragverhalten der Verbundfuge eines Verbundträgers wirklichkeitsnah zu simulieren, muss eine ungestörte Relativverschiebung des Betongurtes gegenüber dem Stahlträger möglich sein. Sobald es zu einer Verdrehung des Betonkörpers relativ zum Stahlträger kommt, sinken die Traglasten, da die obere und die untere Dübellage unterschiedlich beansprucht werden. Dies wird durch eigene Versuche an verschiedenen Prüfkörperformaten bestätigt. Um eine wirklichkeitsnahe Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundfuge im Abscherversuch zu erreichen, wird daher zusätzlich zu dem in Kapitel 4 beschriebenen Einzelabscherversuch ein Versuchsaufbau nach Bild 3.8c vorgeschlagen, bei dem die Betonplatten geringfügig vorgedrückt werden. Dadurch kann das Verdrehen der Betongurte, das zusätz-

liche Zug- oder Druckspannungen in den Dübellagen bedeutet, vermieden werden, so dass sich eine ungestörte Verschiebung der Betongurte einstellt. Die auftretenden Betonpressungen wirken sich nicht verfälschend auf das Versuchsergebnis aus. Zur weiteren Erklärung des Kraftflusses in den verschiedenen Versuchskörpern werden in Kapitel 5 numerische Berechnungen durchgeführt.

Aufgrund der unterschiedlichen Reibungsanteile, die sowohl im Abscherversuch als auch im Verbundträger auftreten, jedoch nicht genau quantifiziert werden können, lassen sich nicht immer zutreffende Rückschlüsse von den Push-Out Versuchsergebnissen auf das Verhalten der Verbundfuge ziehen. Im Abscherversuch tritt Reibung in der Aufstandsfläche auf, bei Schiefstellung entsteht zusätzliche Reibung zwischen Betonoberkanten und Stahlträger. Im Verbundträger wird durch die senkrechte Belastung Reibung in der Verbundfuge aktiviert.

Es kann zurzeit nicht zuverlässig beurteilt werden, in welcher Korrelation die Dübeltraglasten aus einem Abscherversuch zur Traglast der Verbundfuge in einem Verbundträger stehen, da detaillierte Messungen zur Beanspruchung der Verbundmittel in Trägerversuchen nicht vorliegen.

WRIGHT, HARDING und EVANS berichteten 1985 über 24 Standard Push-Out Versuche mit Vollbetonplatten und acht begleitende Trägerversuche, bei denen Profibleche eingesetzt wurden. In den Trägerversuchen zeigten die Dübel eine um 25% höhere Tragfähigkeit sowie eine um 20% höhere Steifigkeit. Dadurch stieg der rechnerische Verdübelungsgrad von 50% auf 83% im Versuch an. Versuchsnachrechnungen von WRIGHT (1990) bestätigten dies.

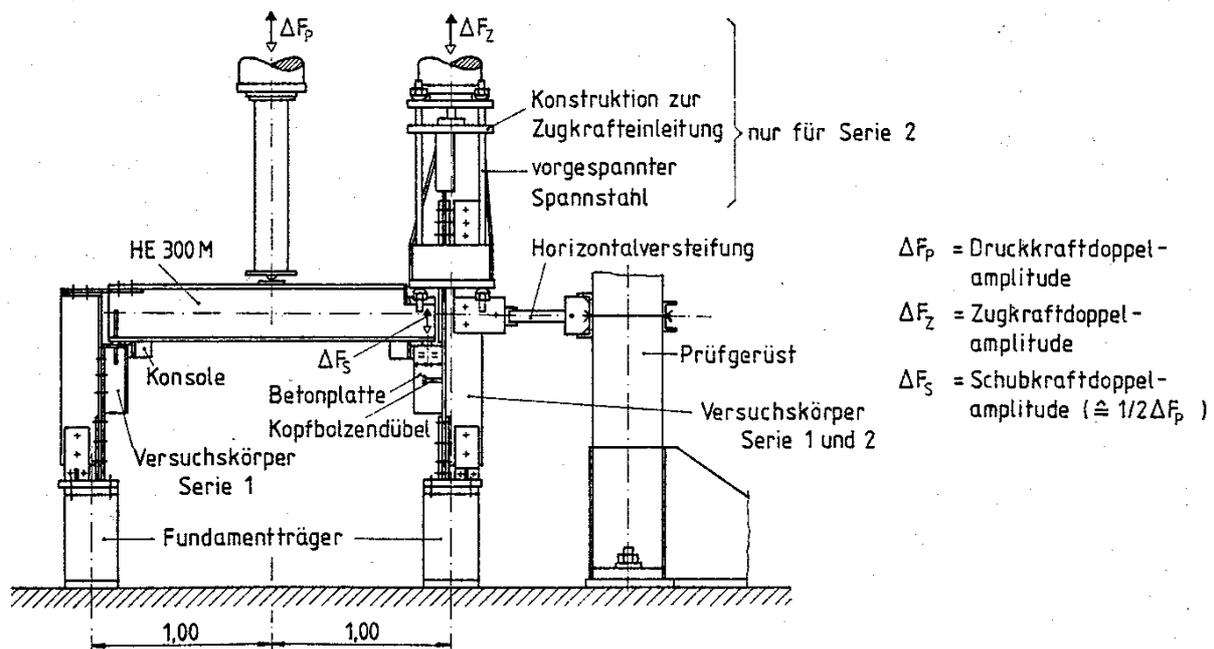


Bild 3.9: Versuchsanordnung zur Überprüfung von Verbundmitteln nach ROIK und HOLTkamp (1989)

Um die auftretenden Effekte besser zu erfassen, wurde der Abscherversuch von verschiedenen Forschern modifiziert. ROIK und HOLTkamp (1989) prüften Kopfbolzendübel unter Betriebsbeanspruchungen bei nahezu reiner Schubbeanspruchung (Bild 3.9). Die Kräfte aus Exzentrizität wurden über Druckkonsolen in den Betonkörper zurückgeleitet, was jedoch wiederum Reibung in der Verbundfuge erzeugt.

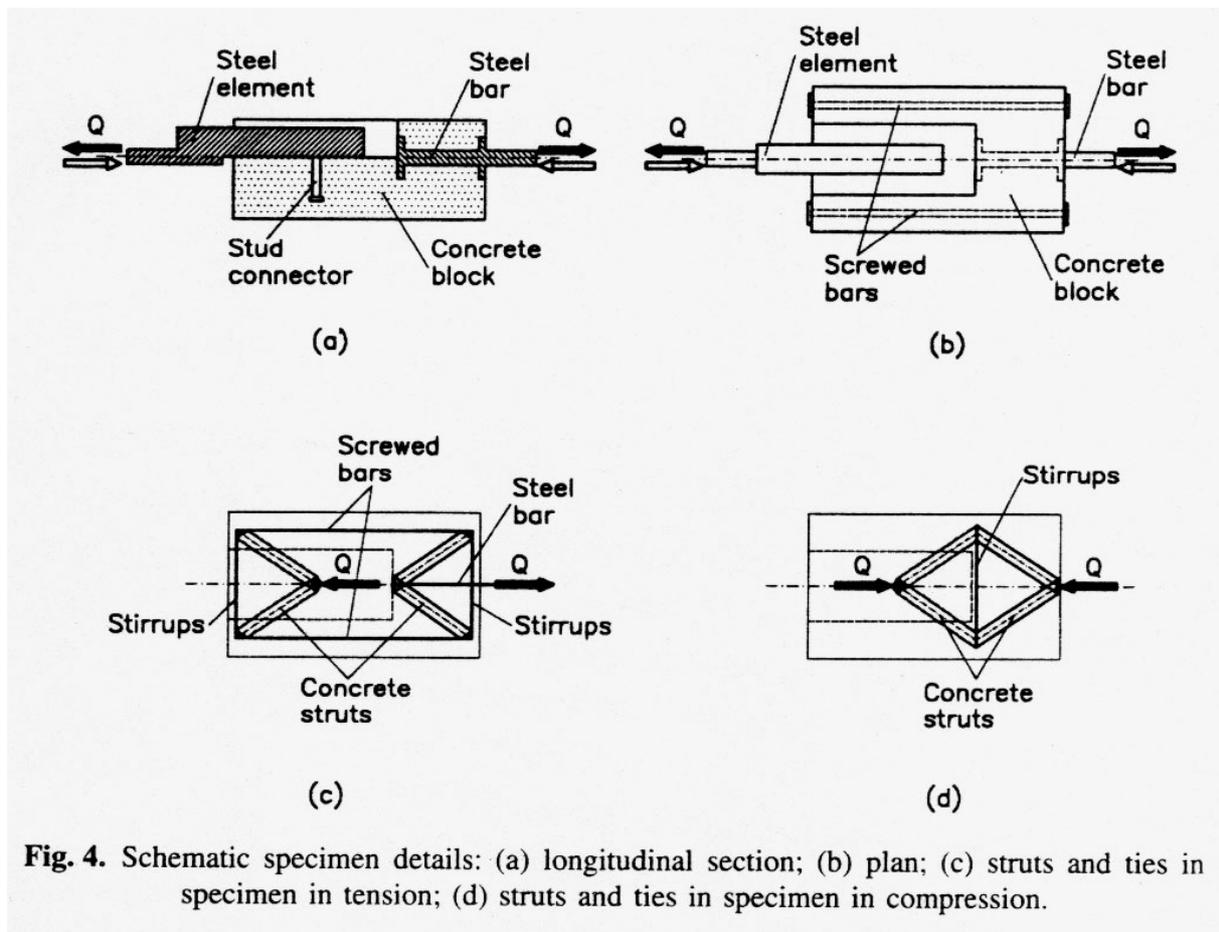


Bild 3.10: Einzel-Abscherversuch nach GATTESCO und GIURIANI (1996)

GATTESCO und GIURIANI (1996) entwickelten zur Untersuchung des Verhaltens von Kopfbolzendübeln unter zyklischer Belastung einen von ihnen so genannten *direct shear test* an einem Einzeldübel (Bild 3.10). Dieser Versuchsaufbau schließt Normalspannungen im Dübel aus, da eine reine Scherbeanspruchung aufgebracht wird. Der Versuchsaufbau eignet sich jedoch entgegen der Meinung der Autoren aufgrund seiner Geometrie und insbesondere wegen der Lasteinleitung in den Betonkörper nur für Versuche unter Gebrauchslastniveau, wie z.B. übliche Versuche mit zyklischer Beanspruchung. Im Traglastzustand entstand nämlich ein mehraxialer Spannungszustand im Betonkörper, der die aufnehmbaren Betonspannungen erhöhte und ähnlich wie bei höherfestem Beton zu einem spröden Versagen führte.

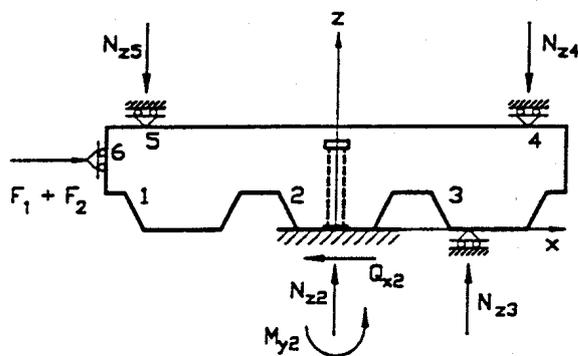


Bild 3.11: Versuchsanordnung zur Überprüfung von Verbundmitteln nach VAN DER SANDEN, STARK, SNIJDER und BENNENK (1997)

VAN DER SANDEN, STARK, SNIJDER und BENNENK (1997) entwickelten einen Test zur Überprüfung eines einzelnen Dübels in der Rippe eines Profilbleches (Bild 3.11). In ihrem Versuch zeigten Dübel in vorgelochten Profilen eine höhere Tragfähigkeit als durchgeschweißte Dübel, also ein im Allgemeinen unerwartetes Verhalten. Durch die Vertikallager entstehen allerdings zusätzliche Zwängungen, die das Ergebnis ihres Tests verfälschen können.

Einen vielversprechenden Versuchsaufbau präsentierten LAM (2000) und LAM, ELLIOTT, NETHERCOT (2000). Dabei wird ein Betongurt auf einen Stahlträger mit sechs Verbundmitteln betoniert und in horizontaler Lage abgeschert. Die Pressen stützen sich dabei auf dem über die Betongurtlänge hinausgehenden Stahlträger ab. Auf diese Weise werden ähnliche Verhältnisse wie im Verbundträger erzeugt, eine Anordnung von zusätzlichen Vertikallasten ist denkbar (Bild 3.12).

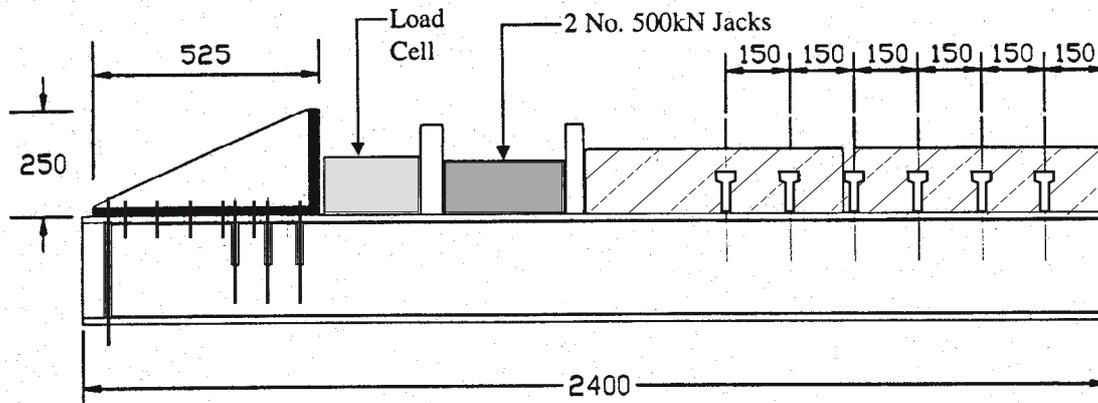


Bild 3.12: Versuchsanordnung zur Überprüfung von Verbundmitteln nach LAM (2000) und LAM, ELLIOTT, NETHERCOT (2000)

3.3.3 Versuche mit Verbundmitteln

Zum Vergleich von Versuchsdaten aus verschiedenen Literaturstellen werden die Betonfestigkeiten in Zylinderdruckfestigkeiten und alle Größen in europäische Einheiten umgerechnet (vgl. Tab. 3.5). Für die Zylinderdruckfestigkeit gilt die Beziehung:

$$f_{c,cyl} = (0,7618 + 0,0009 \cdot f_{c,cube,150mm}) \cdot f_{c,cube,150mm} \quad , \quad \text{mit } f_{c,cube,150mm} = \frac{1}{0,95} \cdot f_{c,cube,200mm} \quad (3.5)$$

Die Definition der Geometriedaten ist in Bild 3.13 dargestellt, die Verformungsangaben sind zum Teil grafisch aus den veröffentlichten Diagrammen ermittelte Werte:

- $\delta (P_{max})$: Verformung bei Erreichen der maximalen Versuchslast P_{max}
- $\delta (P_{Rk})$: Verformung bei Rückgang der Last auf $P_{Rk}=0,9 \cdot P_{max}$
- $\delta (P_u)$: letzter aufgenommener Verformungswert bei der Versagenslast P_u

Die ersten systematischen Versuche zu Verbundmitteln stammen von VIEST (1956), nach denen er vorschlägt, die Verbundmittel nur im elastischen Bereich zuzulassen. THÜRLMANN widerspricht dem 1959, da seiner Meinung nach eine plastische Bemessung der Träger auch eine plastische Bemessung der Verbundmittel sinnvoll macht. SLUTTER und DRISCOLL schlossen sich dem an und stellten in 1965 auf der Basis weiterer Versuche Bemessungsformeln zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf. Einen guten Überblick über die internationale Forschung zum Dübeltragverhalten in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts gibt DAVIES (1967). Im gleichen Jahr führte er selber Abscherversuche an kleinen Prüfkörpern durch, bei denen er u.a. den Einfluss der Dübelanordnung untersuchte. Bei hintereinandergeschalteten Kopfbolzendübeln war die Verformung im Vergleich mit nebeneinander angeordneten Kopfbolzendübeln bei gleichem Lastniveau größer, die Gesamtlast nahm deutlich ab. 1967 untersuchten MAINSTONE und MENZIES zur Überprüfung des *British Standard CP 117-1* in einer umfangreichen Versuchsreihe das Verhalten unterschiedliche Verbundmittel (darunter Kopfbolzendübel) unter statischer und dynamischer Belastung. 1969 betrachteten JOHNSON, GREENWOOD und VAN DALEN die Schubkraftübertragung im Bereich

negativer Momente bei gerissenem Betongurt – ebenfalls an speziellen Push-Out Versuchen. MENZIES fasste 1971 einen großen Teil der zum damaligen Zeitpunkt verfügbaren Versuchsergebnisse mit Normalbeton und Leichtbeton in Vorschlägen zur Bemessung für den CP 117-1 zusammen.

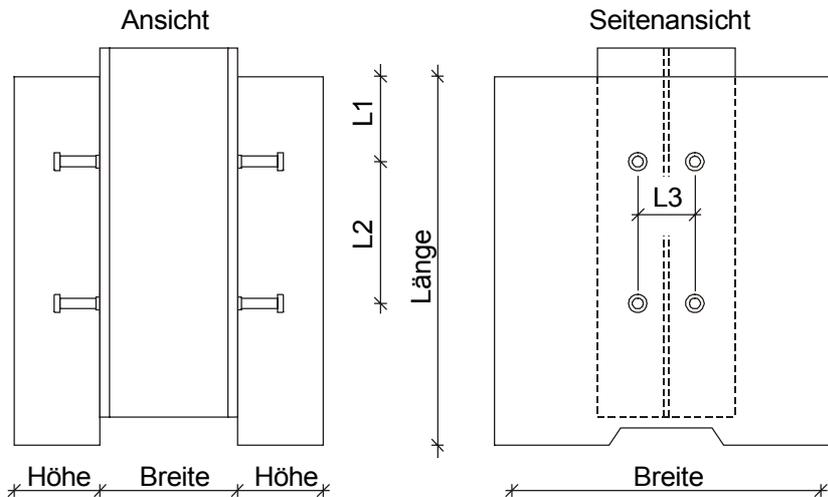


Bild 3.13: Definition der Geometriedaten für die dokumentierten Abscherversuche

1971 untersuchten OLLGAARD, SLUTTER und FISHER das Verhalten von Kopfbolzendübeln in Leichtbeton und Normalbeton. Die 48 Versuche am Standard Versuchskörper bei Betonfestigkeiten zwischen 18 und 35 N/mm² führten zu einer empirischen Formulierung der Dübeltragfähigkeit nach Gl. 3.6. Die Dübeltragfähigkeit wird dabei nicht berücksichtigt, obwohl die Gleichung auch für Stahlversagen gültig sein sollte und obwohl die Autoren selber feststellten, dass kleinere Dübel Durchmesser häufig größere Bruchspannungen besitzen.

$$Q_u = 1,106 \cdot A_s \cdot f_c^{0,3} \cdot E_c^{0,44} \quad (3.6)$$

- Q_u : Dübeltragfähigkeit in kips
- A_s : Dübelquerschnitt in in.²
- f_c : Zylinderdruckfestigkeit des Betons in ksi
- E_c : E-Modul des Betons in ksi

Für ISO-Einheiten ergibt sich mit den Zusammenhängen aus Tabelle 3.5:

$$Q_u \text{ [kN]} = 1,827 \cdot 10^{-3} \cdot A_s \text{ [mm}^2\text{]} \cdot f_c^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \cdot E_c^{0,44} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3.7)$$

Das Maximum der auftretenden Dübelkraft wurde mit:

$$Q_{u,max} = A_s \cdot f_u \quad (A_s: \text{Dübelquerschnitt, } f_u: \text{Bruchspannung des Dübelmaterials}) \quad (3.8)$$

ermittelt. Diese Formulierung wurde später auch in den Vorschriften des American Institute of Steel Construction (AISC) aufgenommen, obwohl sie streng genommen ein Zugversagen beschreibt. Bei entsprechenden charakteristischen Betondaten konnten diese Lasten in den Versuchen erreicht werden. Den Verlauf der Last-Schlupfbeziehung beschrieben OLLGAARD, SLUTTER und FISHER durch Gleichung 3.9, die bis heute mit variierenden Faktoren α und β Verwendung findet (ARIBERT, 1997; JOHNSON, MOLENSTRA, 1991; BULLO, DI MARCO, 1997). Die Kurve weist ein sehr weiches Anfangsverhalten auf und die Maximallast wird erst bei 6 bis 10 mm Verschiebung erreicht. Daher ist sie für Dübel in hochfestem Beton zu modifizieren.

$$Q = Q_u \cdot (1 - e^{-\beta \cdot \Delta})^\alpha \quad (3.9)$$

Q : Dübelschubtragfähigkeit in kN
 Q_u: Maximale Dübelschubtragfähigkeit in kN
 α: 0,4
 β: 0,709
 Δ: Schlupf in mm

Bei den zugehörigen Trägerversuchen von MCGARRAUGH und BALDWIN (1971) wurde festgestellt, dass die Traglasten der Verbundfuge größer waren als die reinen Dübelschubtraglasten aus den Abscherversuchen. Dies liegt einerseits an dem anderen Tragverhalten der Dübel im Verbundträger und zum anderen an dem Versuchsaufbau der Abscherversuche. Das Klaffen der Verbundfuge wurde nicht verhindert, zusätzliche Zugkräfte in der unteren Dübelschubtraglasten konnten die Dübelschubtragfähigkeit herabsetzen. Die Verformung der Dübel in den Abscherversuchen wurde durch Sägeschnitte dokumentiert (Bild 3.14).

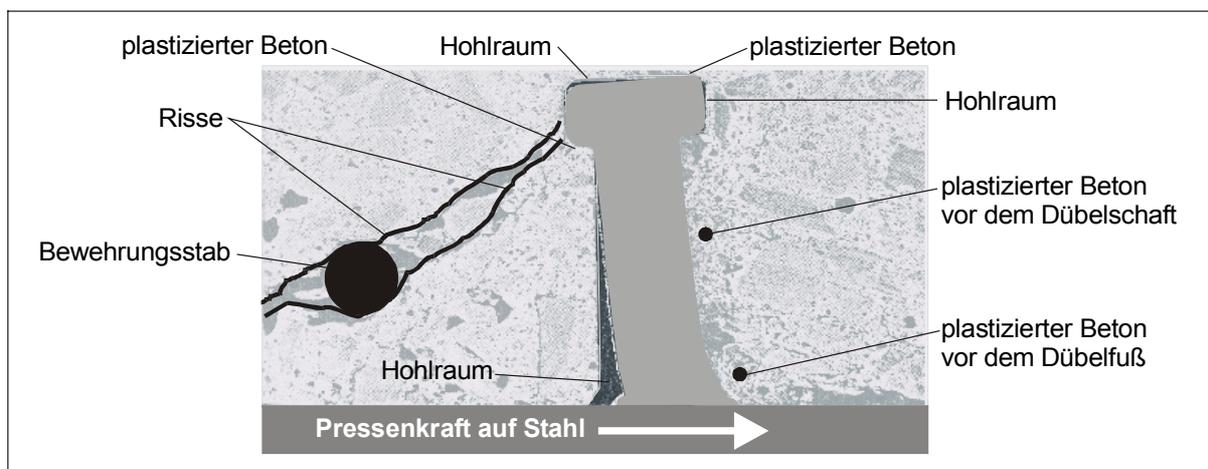


Bild 3.14: Verformter Dübel nach dem Versuch, Sägeschnitt durch den Versuchskörper aus Normalbeton (OLLGAARD, SLUTTER, FISHER, 1971)

Die großen auftretenden Schlupfwerte resultierten vor allem aus der Betonverformung vor dem Dübelfuß. Die Schweißwülste waren – wie üblich bei in Nordamerika geschweißten Dübeln – nur schwach ausgebildet. Der Ansatz für die Tragfähigkeit wurde von anderen Forschern immer wieder verändert und an zusätzliche Versuchsergebnisse angepasst (vgl. HAWKINS, 1973; HIRAGI, MATSUI, FUKUMOTO, 1990).

Ende der 70er Jahre begannen die umfangreichen Arbeiten von JOHNSON und OEHLERS zur systematischen Erforschung der Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Abscherversuchen (JOHNSON, OEHLERS, 1981; JOHNSON, OEHLERS, 1982; OEHLERS, 1980; OEHLERS, 1981; OEHLERS, 1986; OEHLERS, JOHNSON, 1987). Sie nennen als maßgebende Parameter:

- Flanschdicke des Stahlträgers,
- Dübeldurchmesser und Dübelschubhöhe
- Festigkeit des Dübelmaterials,
- Anordnung der Dübel,
- Betonfestigkeit und E-Modul des Betons,
- Menge, Anordnung und Verankerung der Querbewehrung,
- Betongurtbreite,
- Auflagerungsbedingungen des Versuchskörpers.

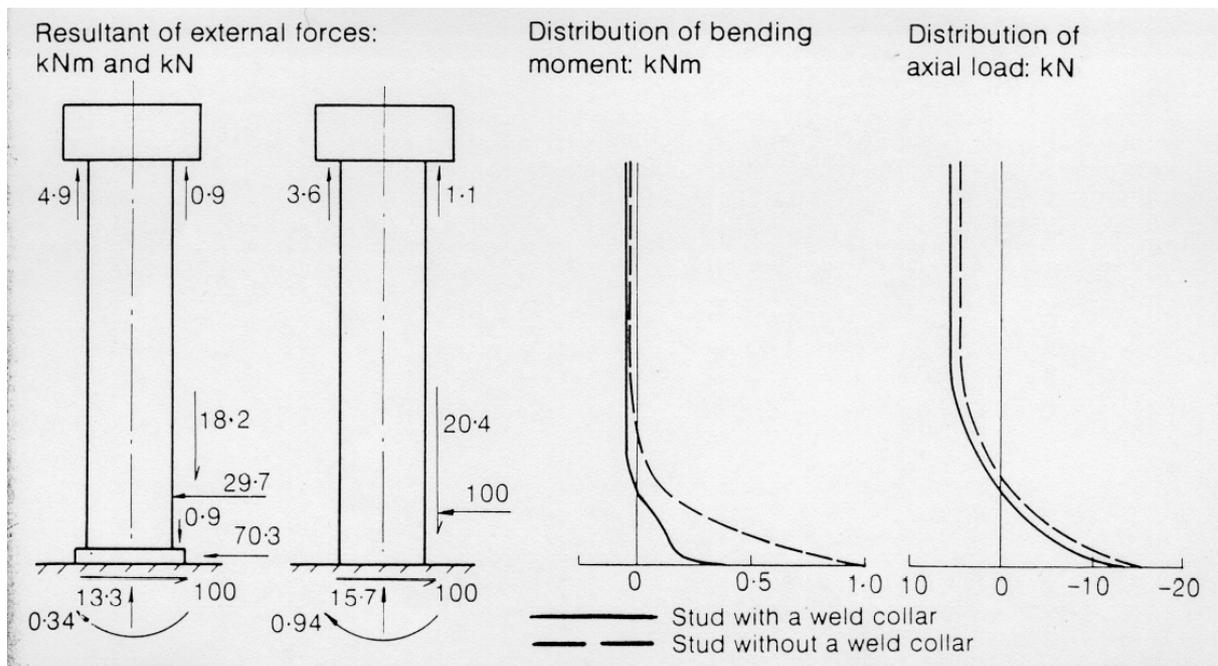


Bild 3.15: Resultierende Belastungen eines Dübels mit und ohne Schweißwulst bei Schubbeanspruchung nach JOHNSON und OEHLERS (1981)

Hinzu kommt ihrer Meinung nach die Form des Schweißwulstes, da dieser maßgeblich für das Tragverhalten der Kopfbolzendübel verantwortlich ist. Aufgrund zumeist fehlender Angaben zu den Schweißwulstabmessungen in den Versuchsberichten war eine statistische Auswertung jedoch schwierig. Daher führten sie zu den ihnen vorliegenden 125 Push-Out Versuchen noch 101 eigene durch. Auf der Grundlage dieser Versuche und begleitender numerischer Berechnungen stellten sie u.a. folgendes fest:

- Dübelschaft und Schweißwulst sind nicht monolithisch miteinander verbunden.
- Der Schweißwulst kann bis zu 70% der Schubkraft aufnehmen und vermindert das Biegemoment am Dübelfuß um zwei Drittel im Vergleich zu einem Dübel ohne Schweißwulst (vgl. Bild 3.15).
- Die Dübeltraglast ist von der Schweißwulstgröße abhängig.
- Für die Streuungen in den Versuchen sind in erster Linie die Betoneigenschaften vor dem Dübelfuß (Verdichtungsgrad, Störeinflüsse aus Zuschlägen, Hohlräume) sowie die Schweißwulstausbildung verantwortlich.
- Die optimale Schweißwulsthöhe beträgt zwischen 28 und 35% des Dübeldurchmessers.
- Wird bei den Standard-Abscherversuchen kein horizontales Auflager am Fuß der Versuchskörper angebracht, so sinkt die aufnehmbare Schubkraft um 11%.

Die statistische Auswertung führte zu dem bekannten Bemessungsmodell (vgl. Kapitel 3.2.5). JOHNSON und OEHLERS erweiterten ihre systematischen Untersuchungen auf Kopfbolzendübel mit Profilblechen (JOHNSON, YUAN, 1998) und Kopfbolzendübel unter zyklischer Belastung (OEHLERS, 1992 und 1995).

HANSWILLE weist 1983 ebenfalls darauf hin, dass die Abweichungen der Abscherversuche durch unterschiedliche Plattenbreiten sowie Auflagerbedingungen der Versuchskörper hervorgerufen werden. Weitere Gründe sind der bisher unzureichend beachtete Einfluss des Schweißwulstes und der des Betongefüges im unteren Bolzenbereich. Bei Dübeln mit üblichen Schweißwulstdurchmessern würden ca. 70% der übertragbaren Schubkraft direkt über den Schweißwulst abgetragen, mit zunehmender Höhe des Wulstes bis ca. $0,35 \cdot d$ sei stets eine Zunahme der übertragbaren Schubkraft festzustellen.

Bei Abscherversuchen mit Betongüten bis B 55 (ROIK, HANSWILLE, 1983) wurde bei Betondruckfestigkeiten über 35 N/mm² kein nennenswerter Anstieg der Tragfähigkeiten festgestellt (Tabelle 3.7). Dies steht im Widerspruch zu den eigenen Versuchsergebnissen.

Versuch	Beton			Stahl			Dübel	Versuchsergebnisse			
	E-Mod. [N/mm ²]	f _{c,cyl} [N/mm ²]	f _{sp} [N/mm ²]	E-Mod. [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]		P _{max} [kN]	δ(P _{max}) [mm]	δ(P _{RK}) [mm]	δ(P _U) [mm]
T3/1	k.A.	33,8	k.A.	k.A.	413,3	460,3	19	148,9	4,3	k.A.	
T3/2		33,8			413,3	460,3	19	145,1	5,7		
T4/1		33,8			413,3	460,3	19	137,3	7,3		
T4/2		33,8			413,3	460,3	19	133,6	6,4		
T4/3		33,8			413,3	460,3	19	137,6	5,2		
T5/1		45,2			368,5	471,8	22	176,3	5,7		
T5/2		45,2			368,5	471,8	22	176,3	4,5		
T6/1		43,8			368,5	471,8	22	177,5	7,4		
T6/2		43,8			368,5	471,8	22	166,6	7,6		
T6/3		43,8			368,5	471,8	22	159,9	7,6		
Versuch	Betonkörper			Dübel		Schweißwulst		Dübellage			Träger
	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	∅ [mm]	Höhe [mm]	∅ [mm]	Höhe [mm]	L ₁ [mm]	L ₂ [mm]	L ₃ [mm]	Breite [mm]
T3/T4	650	800	150	19	k.A.	24,8	5,0	150	200	100	300
T5/T6				22		29,2					

Tabelle 3.7: Versuchsdaten nach ROIK und HANSWILLE, 1983

Den großen Einfluss der Betonmatrix in unmittelbarer Umgebung des Dübelfußes auf das Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln wiesen KUHN und BUCKNER (1986) nach. Der Versuchsaufbau ermöglichte eine nahezu reine Schubbeanspruchung der Dübel (Bild 3.16).

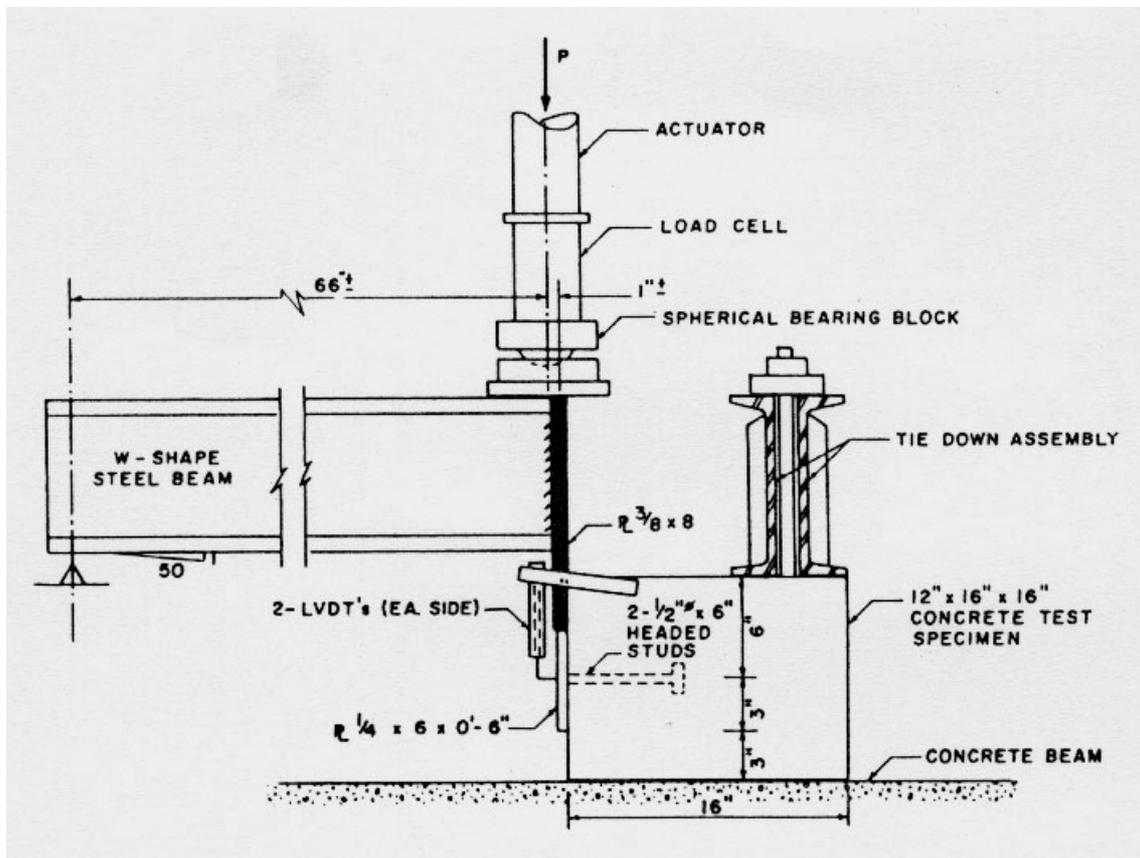


Bild 3.16: Versuchsaufbau nach KUHN und BUCKNER (1986)

Die Dübel wurden stehend, liegend, hängend betoniert sowie bei einer Variante nachträglich von oben in den Beton hineingedrückt. Die Dichtigkeit der Matrix nahm in derselben Reihenfolge ab. Erwartungsgemäß sanken auch die Traglasten (100% - 96% - 73% - 72%), und die maximalen Verformungen nahmen zu (100% - 100% - 123% - 131%).

AN und CEDERWALL (1991, 1996) führten Standard-Abscherversuche nach EC 4 mit Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton durch (Tabelle 3.8). Sie beobachteten einen Lastzuwachs von über 30% bei Steigerung der Betonfestigkeit von 38 auf 95 MPa. Das Versagen der Dübel in hochfestem Beton war spröde. Ein Vergleich der im hochfesten Beton erreichten Bruchlasten mit den Formeln nach EC 4 und nach OEHLERS und JOHNSON (1987) lieferte unbefriedigende Ergebnisse. Den Last-Schlupfverlauf in hochfestem Beton beschreiben sie in Abhängigkeit des Schlupfes s und der maximalen Dübeltragfähigkeit Q_u mit der Formel:

$$Q = Q_u \cdot \frac{4,44 \cdot (s - 0,031)}{1 + 4,24 \cdot (s - 0,031)} \quad (3.10)$$

Hieraus folgt, dass die Maximallast bei einem Schlupfwert von 5,03 mm erreicht wird (für Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm).

Versuch	Beton			Stahl			Dübel	Versuchsergebnisse			
	E-Mod. [N/mm ²]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	f_{sp} [N/mm ²]	E-Mod. [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	\emptyset [mm]	P_{max} [kN]	$\delta(P_{max})$ [mm]	$\delta(P_{RK})$ [mm]	$\delta(P_u)$ [mm]
NSC11	27100	30,77	3,22	207000	418	519	19	115,0	4,8	10,5	13,8
NSC12	27000	30,77	-					111,5	3,5	6,5	10,7
NSC21	27000	30,77	-					120,8	5,5	13,5	17,6
NSC22	27400	31,79	3,31					119,1	5,9	12,0	12,0
HSC11	34080	86,11	5,20					156,8	4,6	5,4	5,4
HSC12	34080	81,26	5,66					158,6	5,2	6,2	6,2
HSC21	34080	81,26	5,66					151,9	4,6	7,4	7,4
HSC22	34080	91,24	6,00					161,0	5,8	5,8	5,8
Versuch	Betonkörper			Dübel		Schweißwulst		Dübellage			Träger
	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	\emptyset [mm]	Höhe [mm]	\emptyset [mm]	Höhe [mm]	L_1 [mm]	L_2 [mm]	L_3 [mm]	Breite [mm]
alle	625	600	150	19	75	23,86	4,54	125	250	150	300

Tabelle 3.8: Versuchsdaten nach AN und CEDERWALL, 1991, 1996

SCHEELE (1991) optimierte die Bolzenkennlinien für 16 mm Kopfbolzendübel zur Verankerung dünnwandiger Stahlbehälter (Liner) innerhalb von Großbehältern aus Stahlbeton, da hier hohe Tragfähigkeiten und Anfangssteifigkeiten bei gleichzeitig großen Bruchverformungen benötigt werden. Die Verbundmittel wurden in einem speziellen Abscherversuch unter geringfügiger Vorspannung des Betonkörpers geprüft. SCHEELE untersuchte die Bettung des Dübels in Gummimaterial, den Ersatz des Betons um den Dübelfuß durch pyramidenförmige Formteile aus porenhaltigem Mörtel, Blähton und Stein sowie eine Fußpunktverstärkung des Dübelschaftes. Die weiche Bettung zeigte bei Anordnung von 10 mm über dem Fuß, einer Dicke zwischen 3 und 6 mm sowie einer Höhe vom Betrag des Dübeldurchmessers gute Ergebnisse bezüglich der Verformbarkeit. Dasselbe gilt für Formteile aus Vergussmörtel mit Blähton. Die Bruchlasten wurden durch die Störelemente zwar nicht herabgesetzt, jedoch erst bei großen Verformungen erreicht. Die besten Ergebnisse zeigten die Dübel mit Fußverstärkung (Vergrößerung des Durchmessers von 16 auf 22 mm auf einer Länge von 15 bzw. 25 mm), deren mittlere Traglast nur 15% unter der eines Dübels Durchmesser 22 mm lag bei mittleren Bruchverformungen von über 25 mm (Bild 3.17). Sie versagten unter kombinierter Schub-Zug-Beanspruchung, da sich der schwache Dübelquerschnitt oberhalb der Verstärkung, die hohe Betonpressungen erzeugte, durch Längsdehnung und Biegung der Last entzog.

Diese Lösung beschränkt sich allerdings auf die Anwendung bei normalfestem Beton, da auch ein Dübel mit dem Durchmesser 22 mm nicht in der Lage ist, einen hochfesten Beton ausreichend zu plastizieren.

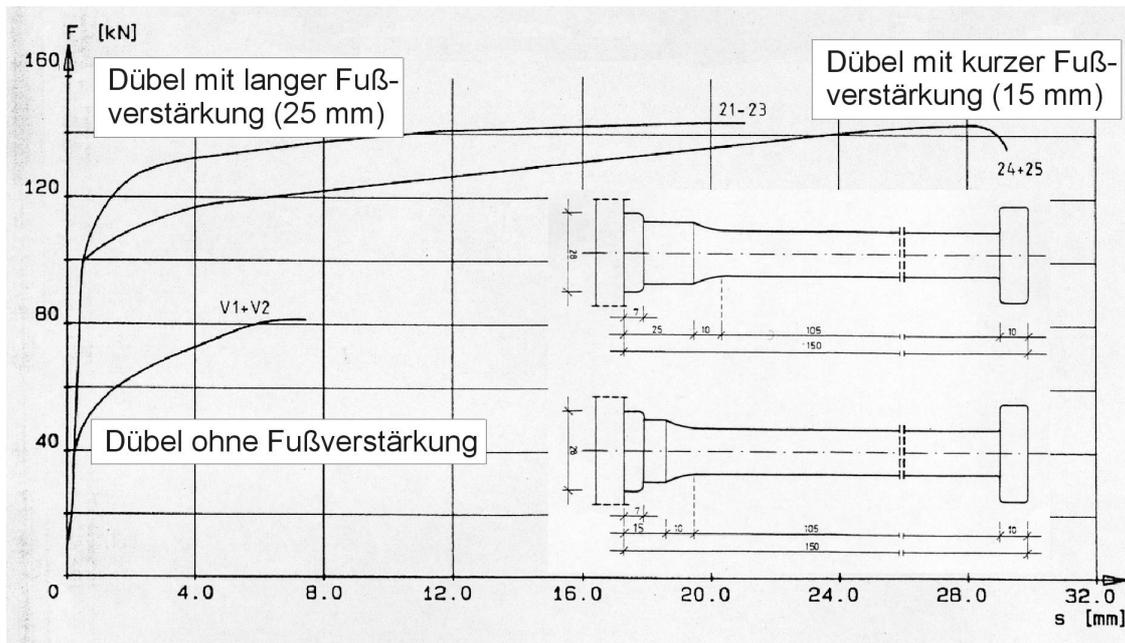


Bild 3.17: Dübel mit Fußverstärkung und ihre Last-Schlupf-Beziehungen (SCHEELE, 1991)

BODE und HU führten 1993 erneut eine statistische Auswertung von Abscherversuchen nach der gleichen Vorgehensweise wie ROIK, HANSWILLE, CUNZE-O.LANNA (1989) durch. Sie modifizierten die Formeln für Kopfbolzendübel in Vollplatten und in Gurten mit senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Stahlprofilen geringfügig. Ihr Ansatz berechnet das Stahlversagen mit 89% der reinen Zugtragfähigkeit des Dübels im Gegensatz zu 85% in EC 4.

Versuch	Beton			Stahl			Dübel Ø [mm]	Versuchsergebnisse											
	E-Mod. [N/mm ²]	f _{c,cyl} [N/mm ²]	f _{sp} [N/mm ²]	E-Mod. [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]		P _{max} [kN]	δ(P _{max}) [mm]	δ(P _{RK}) [mm]	δ(P _U) [mm]								
6019A	43110	48,56	4,4	k.A.	k.A.	495	19	148,3	4,6	7,8	k.A.								
6019B								147,6	4,31	k.A.									
6019C								163,1	4,28										
6025A								45644	79,93	5,8	k.A.	k.A.	495	25	189,1	2,88	k.A.		
6025B															256,2	4,84		7,5	9,9
6025C															252,7	4,99		k.A.	
8019A	45644	79,93	5,8	k.A.	k.A.	495	19	203,6	3,19	k.A.									
8019B								191,0	3,69		3,7	3,7							
8019C								180,9	3,79		k.A.								
8025A								45644	79,93	5,8		k.A.	k.A.	495	25	250,0	2,42		k.A.
8025B																293,2	4,2		
8025C											199,7					2,08	k.A.		
Versuch	Betonkörper			Dübel		Schweißwulst		Dübellage			Träger Breite [mm]								
	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Ø [mm]	Höhe [mm]	Ø [mm]	Höhe [mm]	L ₁ [mm]	L ₂ [mm]	L ₃ [mm]									
xx19ABC	460	300	150	19	80	k.A.	k.A.	205	-	k.A.	135								
xx25ABC				25	120														

Tabelle 3.9: Versuchsdaten nach BULLO und DI MARCO, 1991, 1996

BULLO und DI MARCO (1995) untersuchten Kopfbolzendübel mit 19 bzw. 25 mm Durchmesser in Betonen der Festigkeiten 30, 60 und 80 MPa (Tabelle 3.9). In hochfestem Beton

besaßen die Dübel hohe Festigkeiten und geringe Duktilitäten, die mit den bekannten Ansätzen rechnerisch nicht erfasst werden konnten. Die Tragfähigkeit wurde maßgeblich von der Betonfestigkeit und vom Dübeldurchmesser beeinflusst, woraus die Autoren einen Traganteil des Dübelschaftes und einen des Betons vor dem Schweißwulst ableiten. Die Last-Verformungskurven konnten mit dem Ansatz von OEHLERS und COUGHLAN (1986) gut beschrieben werden. Die Verformungen der Dübel nach den Versuchen mit hochfestem Beton ließen auf eine nahezu reine Scherbeanspruchung schließen, die für normalfesten Beton typischen Biegeverformungen waren nicht zu beobachten.

KALFAS, PAVLIDIS und GALOUSSIS (1995, 1997) stellten ein Finite Elemente Modell zur Nachrechnung von Abscherversuchen vor. Der Beton wurde vereinfacht mit Volumenelementen, der Stahlträger mit einem starren Stab und die Dübel mit Balkenelementen abgebildet. Da die Dübelgeometrie nicht wirklichkeitsgetreu diskretisiert wurde, war es nicht möglich, die Einflüsse des Schweißwulstes und der lokalen mehraxialen Spannungszustände im Beton in der direkten Umgebung des Dübelfußes zu erfassen. Die Berechnungen lieferten daher keine neuen Erkenntnisse zum Dübeltragverhalten.

Versuchsart	Versuchslast (Mittel)	Abweichung
PO mit Blech (ohne Reibung), mit Horizontallast	108 kN	100 %
PO ohne Blech (mit Reibung), mit Horizontallast	131 kN	121%
PO ohne Blech (mit Reibung), ohne Horizontallast	114 kN	106%

Tabelle 3.10: Versuche nach RAMBO-RODDENBERRY, MURRAY, EASTERLING (1997) zum Einfluss der Reibung in der Verbundfuge bei Abscherversuchen

Den Einfluss der Reibung zwischen Stahl und Beton bei Abscherversuchen überprüften RAMBO-RODDENBERRY, MURRAY und EASTERLING in 1997. Zur Eliminierung der Reibung wurde ein glattes Blech in die Verbundfuge einbetoniert. Zusätzlich wurden bei einem Teil der Versuche senkrecht zur Verbundfuge wirkende Horizontallasten in Höhe von 10% der Vertikallast aufgebracht. Die Ergebnisse der Versuchsreihe, bei der alle anderen Parameter unverändert waren, zeigten, dass die Reibung in der Verbundfuge einen erheblichen Einfluss auf die Abscherlasten besitzt (Tabelle 3.10).

Versuch	Beton			Stahl			Dübel ∅ [mm]	Versuchsergebnisse			
	E-Mod. [N/mm ²]	f _{c,cyl} [N/mm ²]	f _{sp} [N/mm ²]	E-Mod. [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]		P _{max} [kN]	δ(P _{max}) [mm]	δ(P _{PRK}) [mm]	δ(P _u) [mm]
I/1	29445	23,7	k.A.	k.A.	k.A.	464,4	25	179,5	5,27	14,06	28,25
I/2								183,0	5,40	13,32	25,48
I/3								180,4	5,03	12,09	24,77
I/4								183,1	5,08	14,05	27,53
I/5								178,6	5,32	11,30	28,29
Mittel								180,9	5,22		26,86
II/2	34687	41,3	k.A.	k.A.	k.A.	464,4	25	233,0	5,90	13,10	15,90
II/3								238,0	7,30	10,86	10,86
II/4								234,9	8,36	14,98	14,98
II/5								234,5	9,23	13,41	14,29
II/6								232,8	6,95	14,40	14,40
Mittel								234,6	7,55		14,09
Versuch	Betonkörper			Dübel		Schweißwulst		Dübellage			Träger
	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	∅ [mm]	Höhe [mm]	∅ [mm]	Höhe [mm]	L ₁ [mm]	L ₂ [mm]	L ₃ [mm]	Breite [mm]
alle	650	600	150	25	125	31,8	7,7	150	250	100	260

Tabelle 3.11: Versuchsdaten nach HANSWILLE, JOST, SCHMITT, TRILLMICH (1998)

Bei Abscherversuchen mit Kopfbolzendübeln des Durchmessers 25 mm stellten HANSWILLE, JOST, SCHMITT und TRILLMICH (1998) eine Übereinstimmung der Traglasten mit den Berechnungsvorschriften nach EC 4 fest, auch das Duktilitätskriterium $\delta_{uk} > 6\text{mm}$ wurde erfüllt (Tabelle 3.11).

Die neuesten Untersuchungen zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in Leichtbeton stammen von FAUST, LEFFER und MENSINGER (1999) und KÖNIG, FAUST (2000). Bei ihren Versuchen zum Ermüdungsverhalten wurden die Versuchskörper im unteren Bereich mit Zugstangen geklammert, um das Öffnen der Verbundfuge zu verhindern. In diesen Zugstangen traten im Bruchzustand (nach mehreren Hunderttausend Lastwechseln) Kräfte bis 20 kN auf. Da die Zugstangen an den Plattenrändern angeordnet waren, kann ein direkter Einfluss auf den Spannungszustand in der Dübelumgebung ausgeschlossen werden, jedoch werden in der Betonplatte zusätzlich Querbiegemomente erzeugt. KÖNIG und FAUST (2000) zeigen mit Hilfe radiologischer Untersuchungen nach STEINWEDEL (1989) und anhand der verformten Dübel, dass der verformte Bereich des Dübels mit steigender Betonfestigkeit und -steifigkeit kleiner wird (Bild 3.18, oben). In hochfestem Normalbeton liegt bis zum Erreichen der Maximallast eine reine Schubverformung vor, so dass kein zweites Fließgelenk entsteht (Bild 3.18, unten).

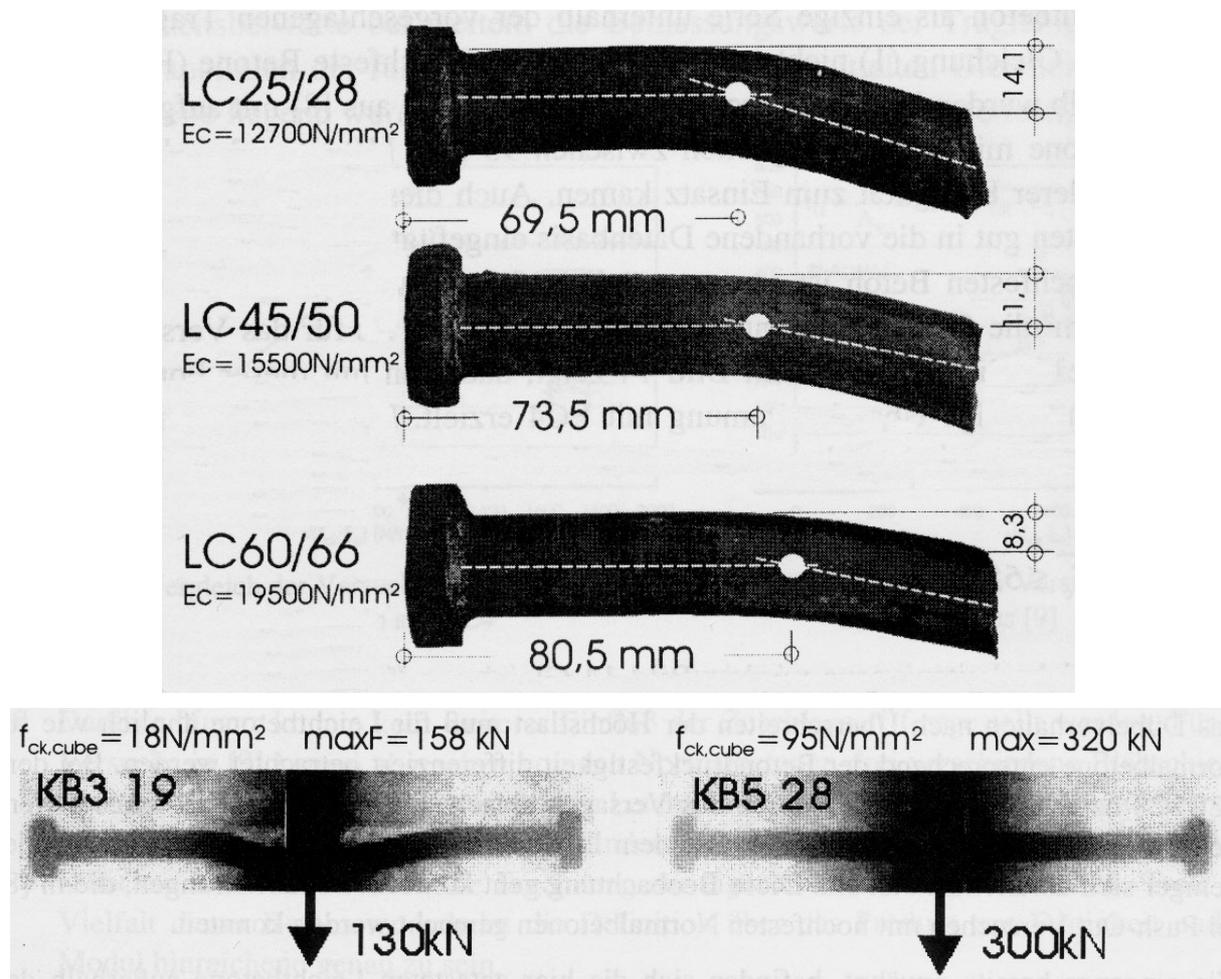


Bild 3.18: Verformte Kopfbolzendübel nach Versuchen mit Leichtbetonen unterschiedlicher Festigkeiten (oben) nach KÖNIG, FAUST (2000); Röntgenaufnahmen von Kopfbolzendübeln in normalfestem und hochfestem Normalbeton im Traglastzustand (unten) nach STEINWEDEL (1989)

GALJAARD und WALRAVEN untersuchten 1999, 2000 verschiedene Verbundmittel in Normalbeton, Leichtbeton und hochfestem Beton, teilweise unter Zugabe von Stahlfasern. Die Standard Push-Out Versuche wurden ohne vertikale Abspannung durchgeführt, die Lagerung erfolgte auf einer Teflonschicht mit geringem Reibungswiderstand. Daher konnten sie bei einigen Versuchen ein signifikantes Abheben der Betonplatten beobachten, so dass einige Dübel unter kombinierter Schub-Zug-Belastung versagten. Bei den Abscherversuchen mit Kopfbolzendübeln (\varnothing 19 mm) bei einer Würfeldruckfestigkeit des Betons am 150 mm Würfel von $f_{c,cube} = 99,2 \text{ N/mm}^2$ (C70/85) wurden Dübeltraglasten von 127 bzw. 129 kN und zugehörige Verformungen von 4,63 bzw. 3,19 mm gemessen. Die Traglasten liegen damit 10 bis 20% unter den eigenen Versuchsergebnissen und verdeutlichen, wie groß der Einfluss der Horizontalbewegung und damit der zusätzlichen Zugbeanspruchung ist.

3.3.4 Berechnung der Dübeltraglasten nach EUROCODE 4 (1994)

Der Eurocode legt den kritischen Schnitt direkt oberhalb des Schweißwulstes fest (wie auch die Verbundträgerrichtlinie, DIN, 1993). Die Tragfähigkeit des Wulstes wird nicht in Rechnung gestellt. Zusätzlich wird das Betonversagen überprüft. Der kleinere Wert ist maßgebend:

$$\max P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \leq 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (3.11)$$

- α : Faktor zur Berücksichtigung der Bolzenhöhe [-]
 $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1]$ für $3,0 \leq h/d \leq 4,0$; $\alpha = 1,0$ für $h/d > 4,0$
- d : Schaftdurchmesser des Dübels [mm]
- h : Gesamtlänge des Bolzens [mm]
- E_{cm} : Mittelwert des Sekantenmoduls des Betons [N/mm^2]
- f_{ck} : Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm^2]
- γ_v : Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel = 1,25 [-]
- f_u : Zugfestigkeit des Bolzenmaterials ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$) [N/mm^2]

Die Gleichungen sind nur für eine durchgehende Verbundfuge unter vorwiegend ruhender Belastung gültig. Die Berechnungen für unterbrochene Verbundfugen (Trapezbleche) werden hier nicht betrachtet. Für einen Beton C70/85 und eine Zugfestigkeit des Bolzenmaterials von 450 N/mm^2 ergeben sich folgende Tragfähigkeiten:

d [mm]	19	22	25**
Betonversagen [kN]	145,3	194,8	251,6
Stahlversagen [kN]	81,7	109,5	141,4

Tabelle 3.12: Bemessungslasten für Dübeltragfähigkeiten P_{Rd} nach EC 4 (**: Der Kopfbolzendübel \varnothing 25 mm ist nach EC 4 bisher nicht zugelassen.)

In einer ENV-Anmerkung wird empfohlen, Mindestabmessungen für normale Schweißwulste sowie Regelungen für das Bolzenschweißen in zukünftige Bezugsdokumente des CEN aufzunehmen. Bis zum Vorliegen eines europäischen Regelwerkes gelten für normale Schweißwulste die Anforderungen:

- Der Dübel muss durchgeschweißt sein und der Wulst eine regelmäßige Form aufweisen.
- Der Schweißwulstdurchmesser sollte mind. 25% größer als der Dübeldurchmesser sein.
- Die mittlere Höhe des Schweißwulstes sollte mind. 20% des Dübeldurchmessers betragen und an keiner Stelle kleiner als 15% des Durchmessers sein.

3.3.5 Berechnung der Dübeltraglasten nach OEHLERS und JOHNSON

Die empirische Formel nach OEHLERS und JOHNSON (1987) resultiert aus einer statistischen Analyse zahlreicher Abscherversuche von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton:

$$\max P_{Rd} = 4,16 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f_u \cdot \left(\frac{E_{cm}}{E_s} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{f_c}{f_u} \right)^{0,35} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (3.12)$$

- d : Schaftdurchmesser des Dübels [mm]
f_u : Stahlzugfestigkeit [N/mm²]
E_{cm} : Mittelwert des Sekantenmoduls des Betons [N/mm²]
E_s : E-Modul des Stahls [N/mm²]
f_c : Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²]
γ_v : Teilsicherheitsbeiwert = 1,25 [-]

Für normalfeste Betone liefert die Formel gute Ergebnisse, bei Verwendung hochfester Materialien werden die Werte unrealistisch groß.

3.3.6 Zusammenfassung

Zur Beurteilung der eigenen Untersuchungen sind folgende Ergebnisse festzuhalten:

- Bemessungsansätze zur Berechnung der Dübeltragfähigkeiten in hochfestem Beton liegen zur Zeit nicht vor. Die bestehenden Ansätze eignen sich bis zu einer Zylinderdruckfestigkeit von 40 bis 50 N/mm².
- Ein Ansteigen der Dübeltraglast in Betonfestigkeiten größer als 40 N/mm² wurde nur dann beobachtet, wenn der Dübel aufgrund seiner Geometrie- oder Materialeigenschaften entsprechend tragfähig war. Gleichzeitig nehmen die Anfangssteifigkeit zu, die Bruchverschiebung jedoch ab (BOOGAARD, STARK, 1974; BULLO, DI MARCO, 1995; CHAPMAN, 1964; JOHNSON, GREENWOOD, VAN DALEN, 1969; JOHNSON, OEHLERS, 1981; LUNGERSHAUSEN, 1988; MENZIES, 1971; OEHLERS, 1980, 1981; OEHLERS, COUGHLAN, 1986; OLLGAARD, SLUTTER, FISHER, 1971; VIEST, 1956).
- Neben der Betonfestigkeit spielt vor allem der Zustand des Betons in unmittelbarer Umgebung des Dübelfußes eine wichtige Rolle. Fehlstellen oder einzelne Zuschlagkörner beeinflussen das Tragverhalten signifikant (JOHNSON, OEHLERS, 1981; KUHN, BUCKNER, 1986; MACHIDA, TAJIMA, 1987). So nimmt die Streuung der Versuchsergebnisse mit steigendem Größtkorn zu. Versuche zur Verbesserung der Verformungseigenschaften durch das Einbringen künstlicher Fehlstellen stammen von TAN (1986). In diesem Zusammenhang ist auch die Betonierrichtung von großer Bedeutung, die nicht bei allen Versuchsdurchführungen dokumentiert wurde (AKAO, KURITA, HIRAGI, 1982). Stehend betonierte Abscherkörper weisen oft Hohlräume im belasteten Bereich vor dem Dübel auf.
- Schweißwulst und Dübelschaft sind nicht monolithisch miteinander verbunden. Der Schweißwulst besitzt einen erheblichen Anteil an der Dübeltragfähigkeit, die optimale Schweißwulsthöhe beträgt zwischen 28% und 35% des Dübeldurchmessers (JOHNSON, OEHLERS). Wird der Schweißwulst entfernt, kann eine Reduzierung der Bruchlast und der Verformung beobachtet werden (SCHEELE, 1991). Unregelmäßige und fehlerhafte Schweißwulste führen zu großen Streuungen in den Versuchsergebnissen. Obwohl der Traganteil des Schweißwulstes bekannt ist, wird er zurzeit in keinem Bemessungsansatz zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeit berücksichtigt.
- Um ein Herausziehen des Bolzens zu vermeiden, sollte seine Länge mindestens dem Vierfachen des Durchmessers entsprechen (JOHNSON, OEHLERS, 1981; MAEDA, MATSUI,

HIRAGI, 1983; OEHLERS, 1980; ROIK, HANSWILLE, 1983; SLUTTER, DRISCOLL, 1965).

- Die Bolzenzugfestigkeit bestimmt – wenn das Dübelversagen maßgebend wird – die Bruchlast, die Duktilität des Bolzenmaterials bestimmt das Verformungsvermögen, wie Versuche an normalgeglühten im Vergleich mit kaltverformten Bolzen zeigen (HAWKINS, 1973; TAN, 1986).
- Wird der Dübelabstand in Tragrichtung zu klein gewählt, nimmt die Maximallast der Bolzengruppe ab (DAVIS, 1967; HAWKINS, MITCHELL, 1984; RAMM, SCHEELE, 1989), dagegen hat der Abstand senkrecht zur Tragrichtung in der Regel keinen Einfluss (JOHNSON, OEHLERS, 1981; OEHLERS, 1980; RAMM, SCHEELE, 1989; VIEST, 1956).
- Ein Ausreißen des Dübels aus dem Stahlträgerflansch wird vermieden, wenn die Flanschdicke mindestens 37% des Dübeldurchmessers beträgt (GOBLE, 1968).
- Das Langzeitverhalten weist keine besonderen Eigenschaften auf. Die Verformungszunahme infolge Kriechen und Schwinden und eine daraus resultierende Steifigkeitsabnahme wird durch ein sehr steifes Verhalten bei Folgebelastrung ausgeglichen (SCHEELE, 1991).
- Der Einfluss einer kombinierten Schub-Zug-Beanspruchung wirkt sich auf die Verformung erst dann treibend aus, wenn die Zugkraft 10% der maximal aufnehmbaren Zugkraft überschreitet (RAMM, SCHEELE, 1987) und der Dübel zusätzlich zum Abschervorgang aus dem Beton herausgezogen wird. Die aufnehmbare Schubbelastung Q setzt sich aus dem reinen Schubwiderstand Q_u und einer Zugbeanspruchung Z wie folgt zusammen (JOHNSON, GREENWOOD, VAN DALEN, 1969; RAMM, SCHEELE, 1987, 1989):

$$Q = Q_{\text{Schub}} - \frac{Z}{\sqrt{3}} \quad (3.13)$$

Bei Versuchen von SCHEELE (1991) sank die Traglast unter Schub-Zug-Beanspruchung um 20%, das Verformungsvermögen stieg um den Faktor 1,5 an. In hochfestem Beton findet eine nahezu reine Scherbeanspruchung der Dübel statt (BULLO, DI MARCO, 1995; KÖNIG, FAUST, 2000; STEINWEDEL, 1989). Unter idealen Bedingungen entspricht die Schubtragfähigkeit der Dübel ihrer reinen Zugtragfähigkeit (Querschnittsfläche mal Bruchspannung) (OLLGAARD, SLUTTER, FISHER, 1971).

- Die statischen Bedingungen des Push-Out Standard-Versuchskörpers sind unbefriedigend, da sie die gemessenen Dübeltraglasten beeinflussen können (HANSWILLE, 1983; LEONHARDT, 1988; ROIK, 1989; ROIK, HANSWILLE, 1987). Ohne horizontales Auflager sinkt die Traglast um 11% (JOHNSON, OEHLERS).
- Der Reibungsanteil, der bei Verbundträgern in der Verbundfuge auftritt, kann durch die Versuche nicht zuverlässig abgebildet werden. Daher sind die Verdübelungsgrade in Verbundträgern – insbesondere wenn im Push-Out Versuch zusätzliche Zugkräfte auftreten (GALJAARD, WALRAVEN, 1999) – oft höher als auf Grundlage der begleitenden Abscherversuche berechnet (WRIGHT, HARDING, EVANS, 1985; MCGARRAUGH, BALDWIN, 1971; RAMBO-RODDENBERRY, MURRAY, EASTERLING, 1997).
- Es wurden wiederholt alternative Versuchskörper untersucht, um das Verhalten der Verbundmittel bzw. der Verbundfuge realitätsnah abzubilden. Allerdings hat sich bisher keiner dieser Versuchskörper international durchsetzen können.

3.4 Verbundfuge

Die Eigenschaften der Verbundmittel bestimmen das Tragverhalten der Verbundfuge und des Verbundträgers. Umlagerungen in der Verbundfuge sind nur bei einem ausreichenden Verformungsvermögen der Verbundmittel möglich. Sie sind dann erforderlich, wenn der Widerstand der Verbundfuge nicht an jeder Stelle des Verbundträgers der einwirkenden Größe der Längsschubkraft entspricht. Dies ist der Fall bei teilverdübelteten Trägern und bei Dübelanordnungen, die nicht analog zum Querkraftverlauf gewählt sind – z.B. äquidistante Verdübelungen bei Gleichstreckenbeanspruchung. 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 Seite existieren Grenzwerte zur Anwendung des Teilverbundes (Mindestverdübungsgrade in Abhängigkeit von Stützweite und Belastung) und der bereichsweisen Unterverdübelung (begrenzt einschneiden der Querkraft- bzw. Längsschubkraftlinie) (Bild 3.19). Im neuesten Entwurf zu EC 4 (EN 1994, 2001) wurden diese Regelungen modifiziert, indem zusätzlich die Festigkeit des Baustahls berücksichtigt wird (vgl. auch Kapitel 3.3.2).

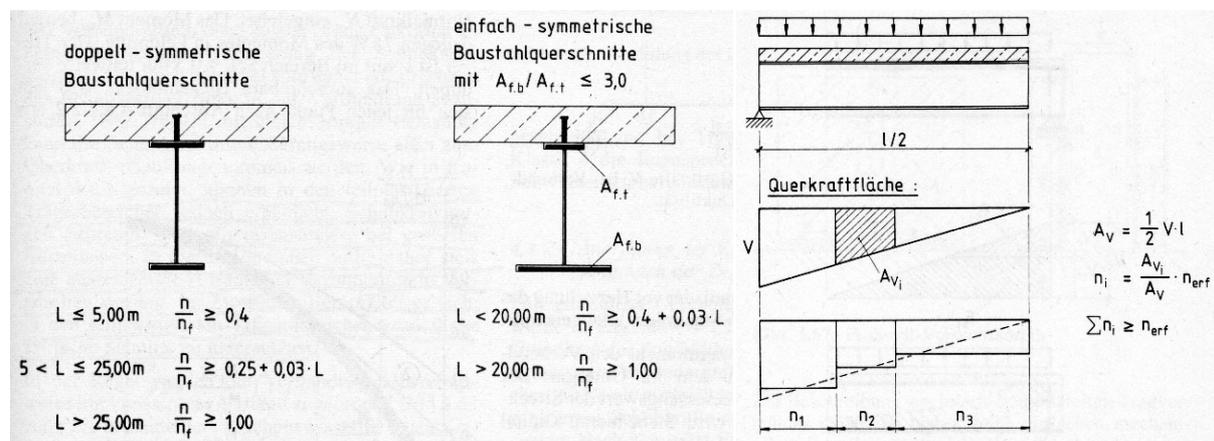


Bild 3.19: Angaben zum Teilverbund und zur Dübelverteilung nach EC 4

Versuche mit Verbundträgern (z.B. STARK, 1989), bei denen der Verdübungsgrad variiert, zeigen, dass erst mit sehr niedrigen Verdübungsgraden auch das Verformungsverhalten der Träger unter Gebrauchslasten beeinflusst wird. Bei teilverdübelteten Trägern mit Verkehrslastverbund (*unpropped*), bei denen das Verformungsvermögen der Dübel maßgebend wird, wurde festgestellt, dass die Bruchlasten – trotz größerer Verformungen im Gebrauchslastbereich als bei Trägern mit Eigengewichtsverbund (*propped*) – zunehmen, da die Dübel nicht durch das Eigengewicht beansprucht sind und daher auch geringere Gesamtverformungen aufweisen (Bild 3.20).

Bei den Untersuchungen zum Einfluss der Verbundfuge spielt vor allem die Anwendung numerischer Finite Elemente Modelle eine wichtige Rolle, da das Zusammenwirken der nichtlinearen Werkstoffe Stahl, Beton und Bolzenmaterial nur auf diese Weise realistisch erfasst werden kann. Einen guten Überblick zur Entwicklung der Numerik auf diesem Gebiet geben CUNZE-O.LANNA (1992) und LEON, VIEST (1996). Die zurzeit die besten Ergebnisse liefernden und am weitesten verbreiteten zwei numerischen Ansätze zur Nachrechnung von Verbundträgern sind zweidimensionale Fasermodelle und dreidimensionale Modelle mit Volumenelementen. Bei beiden Verfahren können das nichtlineare Materialverhalten berücksichtigt und die Verbundmittel durch diskret angeordnete Federn oder Interfacelemente abgebildet werden, denen ebenfalls beliebige Materialgesetze zugewiesen sind. Die Vorteile der 2D-Modelle sind ihre Geschwindigkeit und der geringe Bedarf an Speicherplatz, ihre einfache Handhabung und die Tatsache, dass mit ihnen alle Phänomene, die in Trägerlängsrichtung

entstehen, erfasst werden können. Die 3D-Modelle bedürfen in den meisten Fällen einer Verbesserung ihrer Materialgesetze, bieten darüber hinaus jedoch ein höheres Maß an Anschaulichkeit, sind in der Lage die auftretenden Effekte in Querrichtung, wie Querbiegung oder die Verteilung der Kräfte im Betongurt abzubilden und werden in Zukunft auch Stabilitätsprobleme in Verbindung mit Algorithmen für geometrische Nichtlinearitäten zuverlässig simulieren können.

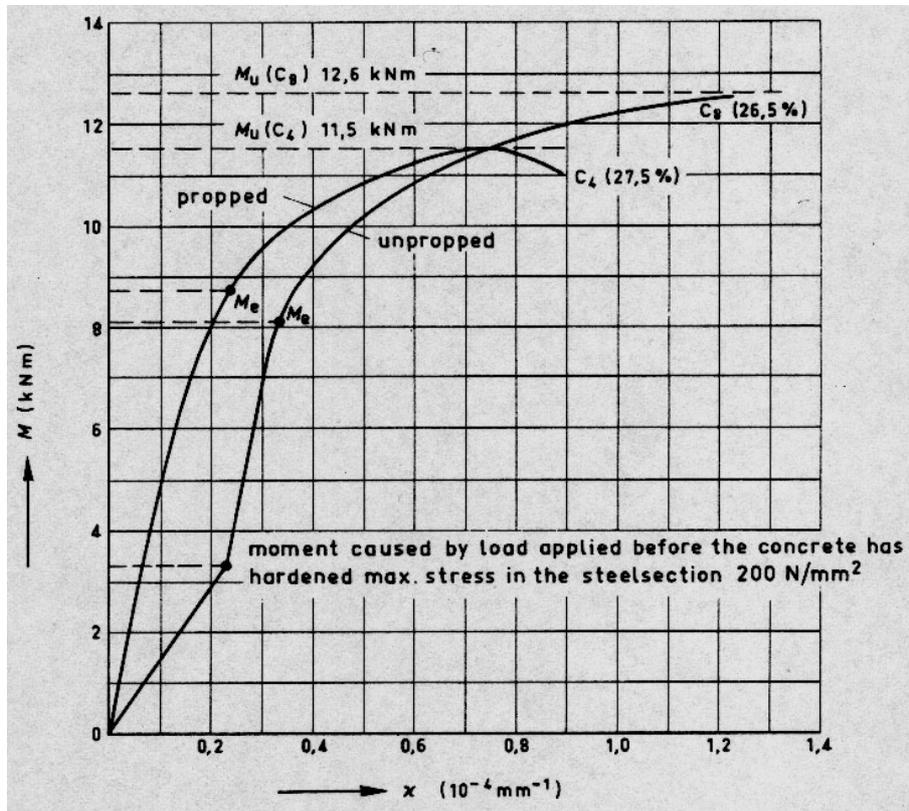


Bild 3.20: Last-Verformungskurven von Versuchsträgern in Abhängigkeit des Herstellverfahrens nach STARK (1989)

3.4.1 Verlauf des Schlupfes über die Trägerlängsachse

Nach der Elastizitätstheorie verhält sich der Längsschubkraftverlauf affin zum Querkraftverlauf. Aufgrund des Plastizierens stellen sich jedoch tatsächlich im Verbundträger davon abweichende Dübelkräfte ein. Längsschubkraftmaxima können dabei in der Umgebung der Feldmitte auftreten (Bild 3.21).

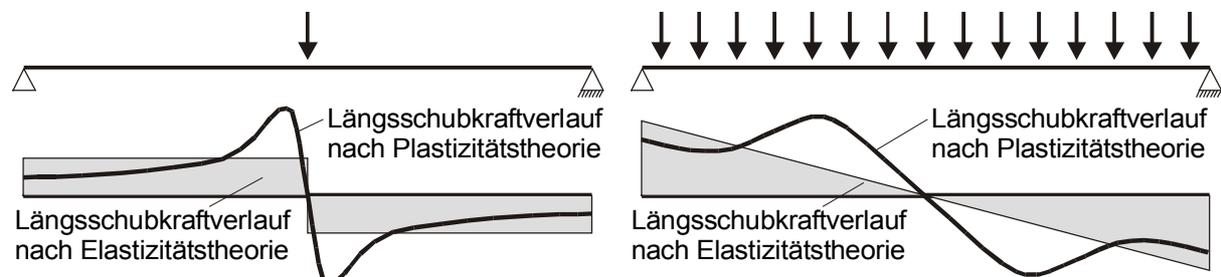


Bild 3.21: Schlupfverläufe nach der Elastizitäts- und der Plastizitätstheorie

Diese Schlupfverläufe werden von numerischen 2D- und 3D-Modellen ebenfalls errechnet, bei Gleichstreckenlast ist eine gleichmäßige Dübelauslastung und eine Reduzierung des Maximalschlupfes durch eine dem Längsschubkraftverlauf angepasste Dübelverteilung zu erzielen (ARIZUMI, HAMADA, 1981; BODE, SCHANZENBACH, 1989; BULLO, DI MARCO,

1997; GATTESCO, 1997, 1999; LIN, 1996; MENRATH, HAUFE, RAMM, 1999; VELJKOVIC, 1996). BODE und SCHANZENBACH (1989) erklären dies mit einem überproportionalen Anwachsen der Dübelkräfte in Bereichen, in denen der Stahlträger plastiziert. Die genaueren Ursachen und Zusammenhänge werden in Kapitel 7.3 erläutert.

3.4.2 ARIBERT et al.

Mit Hilfe eines numerischen 2D-Modells (ARIBERT, ABDEL AZIZ, 1985, 1986; ARIBERT, AL BITAR, 1989; ARIBERT, 1990; ARIBERT, ZHAO, 1991; ARIBERT, 1992) wurden Parameterstudien zur Abhängigkeit des Mindestverdübelungsgrades von der Stützweite durchgeführt. Die maximale Dübelverformung wurde für alle Dübeldurchmesser mit 5 mm angenommen. Im Rahmen der Validierung des Programms wird ein Versuch mit einem stark unterverdübelteten Träger beschrieben, der die Problematik des Teilverbundes verdeutlicht. Rechnerisch lag bei einem Bemessungswert für die Dübeltraglast von 81,7 kN ein Verdübelungsgrad von etwa 30% vor. Aufgrund der tatsächlich vorhandenen Tragkraft der Verbundfuge stellte sich jedoch ein Verdübelungsgrad von fast 40% ein. Laut der numerischen Berechnung und der Schlupfmessungen während des Versuches ertrug jeder Dübel etwa 112 kN. Dieser Wert wird annähernd auch von der Formel des EC 4 ohne Sicherheiten errechnet (108 kN). Aufgrund dieser Zusammenhänge setzte ARIBERT die Dübeltraglasten in seinen numerischen Berechnungen 20% höher an als in den begleitenden plastischen Handrechnungen, d.h. im FE-Modell wurde mit mittleren Dübeltraglasten gerechnet.

Die hohe Traglast von 565 kNm konnte im Versuch nur erreicht werden, da in Trägermitte bereits eine Verfestigung des Baustahls einsetzte. Eine plastische Querschnittsberechnung mit pauschaler Erhöhung der Stahlspannung ergibt für diese Last einen Wert von $\sigma_a = 290 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zur Fließspannung $\sigma_y = 270 \text{ N/mm}^2$. Dies bedeutet, dass die Stahlverfestigung eine große Rolle spielt, was sich für hochfesten Stahl mit seiner höheren Verfestigungsgrenze nachteilig auswirkt.

Nach anfänglich sehr progressiven Formulierungen für den Mindestverdübelungsgrad, die zusammen mit den Untersuchungen von JOHNSON und MOLENSTRA (1991) zu einer Absenkung der Mindestbewehrungsgrade in EC 4 führten (vgl. auch BODE, 1993), wurde 1996/1997 eine weitere umfangreiche Parameterstudie durchgeführt. Hierbei wurden auch die Stahlfestigkeiten variiert und die Grenzwerte insgesamt wieder erhöht. Für duktile Verbundmittel mit einem Verformungsvermögen von 6 mm werden folgende Grenzwerte angegeben:

$$1 \geq \eta_{\min} = 1 - \frac{355}{f_y} \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L) \geq 0,4 \quad (3.14)$$

Diese Formulierung wurde in den neuesten Entwurf von EC 4 (EN 1994, 2001) übernommen.

3.4.3 BODE, BECKER et al.

BODE und SCHANZENBACH (1989) stellten ebenfalls fest, dass die Rechenwerte der Dübeltragfähigkeit oft sehr deutlich von der tatsächlichen Tragfähigkeit der Verbundfuge abweichen, so dass Verbundträger, die in der Bemessung unterverdübelt sind, bei Ansatz der Ist-Tragfähigkeiten voll verdübelt sein können. BODE (1992) führt dies auf die Differenz zwischen mittleren und rechnerischen Dübeltraglasten sowie auf zusätzliche Anpresskräfte zwischen Stahlträger und Betongurt in den Trägerendbereichen zurück.

1989 veröffentlichte SCHANZENBACH erstmals über das Programm *ngverbund* (sic!). Es handelt sich um ein 2D-Fasermmodell, mit dem Verbunddurchlaufträger mit nachgiebiger Verdübelung physikalisch nichtlinear berechnet werden können. BODE, BECKER (1994) sowie

BECKER (1997) führten mit Hilfe des Programms *ngverbund* Parameterstudien zur Abhängigkeit des Mindestverdübelungsgrades von Trägergeometrie, Stützweite und Belastung durch. Dabei wurden Grenzwerte für das Verhältnis zwischen plastischem Widerstandsmoment des Stahlträgers und plastischem Widerstandsmoment des Verbundträgers zur Anwendbarkeit des Teilverbundes definiert:

$$0,46 < M_{a,pl} / M_{pl} < 0,7 \quad (3.15)$$

Als Mindestverdübelungsgrade ergaben sich für Dübel mit einer maximalen Verformbarkeit von 6 mm bei

- äquidistant verdübelten Trägern unter Gleichlast: $\min \eta = 0,6 + 0,02 \cdot L < 1$, (3.16)

- Trägern unter zwei Einzellasten: $\min \eta = 0,2 + 0,024 \cdot L < 1$. (3.17)

BODE, BECKER und KRONENBERGER wiesen 1994 darauf hin, dass zusätzlich zur Angabe eines Mindestverdübelungsgrades das Berechnungsverfahren genannt werden sollte, mit dem der Bauteilwiderstand bestimmt wird, da bei Anwendung der Gleichgewichtsmethode höhere Bauteilwiderstände bestimmt werden als mit dem Verfahren der linearen Interpolation. Gleiches gilt für die Art der Belastung und das Herstellungsverfahren, da bei Eigengewichtsverbund größere Dübelduktilitäten erforderlich sind.

3.4.4 JOHNSON et al.

Die Untersuchungen zum Teilverbund an der Universität Warwick (z.B. JOHNSON, MAY, 1975; JOHNSON, 1986) mündeten 1991 in eine umfangreiche numerische Parameterstudie (JOHNSON, MOLENSTRA, 1991), deren Ergebnisse zusammen mit denen von ARIBERT Eingang in die Regelungen des EC 4 fanden. Da sowohl bei den numerischen Berechnungen als auch bei den vergleichenden Handrechnungen nach der Interpolations- und der Gleichgewichtsmethode mit Teilsicherheitsbeiwerten gearbeitet wurde, fällt der direkte Vergleich mit den Ergebnissen schwer. Dies gilt insbesondere für den Ansatz der Dübeltragfähigkeiten. Die sehr viel konservativeren Ergebnisse der Untersuchung im Vergleich zu jenen von ARIBERT lassen jedoch vermuten, dass in den FE-Simulationen nicht mit mittleren Dübeltraglasten gerechnet wurde. Das Erreichen der rechnerischen Bruchlasten konnte nur durch die großen zulässigen Verformungen der Kopfbolzendübel (7 mm beim Durchmesser 19 mm im Vergleich zu 5 mm bei ARIBERT) sichergestellt werden.

Die endgültigen Mindestteilverdübelungsgrade (vgl. auch Kapitel 7.4) gelten für die Anwendung der Gleichgewichtsmethode und eine maximale Dübelverformung s_c , die abhängig ist vom Dübeldurchmesser und durch eine empirisch ermittelte Formel (vgl. OEHLERS, COUGHLAN, 1986), die für Betonfestigkeiten zwischen 20 und 70 N/mm² gültig ist, berechnet werden kann:

$$1 \geq \eta_{\min} = \frac{1}{6} + \frac{1}{15} \cdot L \geq 0,5 \quad \text{bei der max. Dübelverf.: } s_c = (0,453 - 0,0018 \cdot f_{cu}) \cdot d \quad (3.18)$$

f_{cu} : Betonfestigkeit [N/mm²]

d : Dübeldurchmesser [mm]

Damit lassen sich für Dübeldurchmesser von 19 mm und die untersuchten Betonfestigkeiten zwischen 20 und 40 N/mm² mögliche Dübelverformungen zwischen 7,2 und 8 mm berechnen, für Dübel mit 22 mm Durchmesser entsprechend 8,3 bis 9,2 mm.

3.4.5 OEHLERS und SVED

Eine analytische Beschreibung des aufnehmbaren Momentes in Abhängigkeit des maximalen Dübelschlupfes bei Teilverdübelung entwickelten OEHLERS und SVED (1995). Ausgehend von einer plastischen Bemessung und einer Schlupfverteilung, die affin zum Querkraftverlauf ist, entwickelten sie zunächst eine Bestimmungsgleichung für den Maximalwert des Schlupfes, der bei ihrer Methode zwangsläufig immer am Trägerende auftritt:

$$s_{\max} = K_1 \cdot \int_{\text{span}} M \cdot dx - K_2 \cdot \int_{\text{span}} P_{\text{sh}} \cdot dx \quad (3.19)$$

$$K_1 = \frac{h_s + h_c}{(EI)_s + (EI)_c} \quad (3.20)$$

$$K_2 = \frac{(h_s + h_c)^2}{(EI)_s + (EI)_c} + \frac{1}{(EA)_s} + \frac{1}{(EA)_c} \quad (3.21)$$

mit:

- s_{\max} : Maximalwert des Schlupfes in [m]
- span: längerer Trägerabschnitt bis zum Momentenmaximum [m]
- M: Momentenverlauf [kNm]
- P_{sh} : Verlauf der Kräfte aus der Verdübelung [kN]
- h_s : Nulllinienlage im Stahlträger von der Verbundfuge aus [m]
- h_c : Nulllinienlage im Betongurt von der Verbundfuge aus [m]
- EI, EA: Steifigkeiten des Stahls bzw. des Betons, je nach Index [Nm², N]

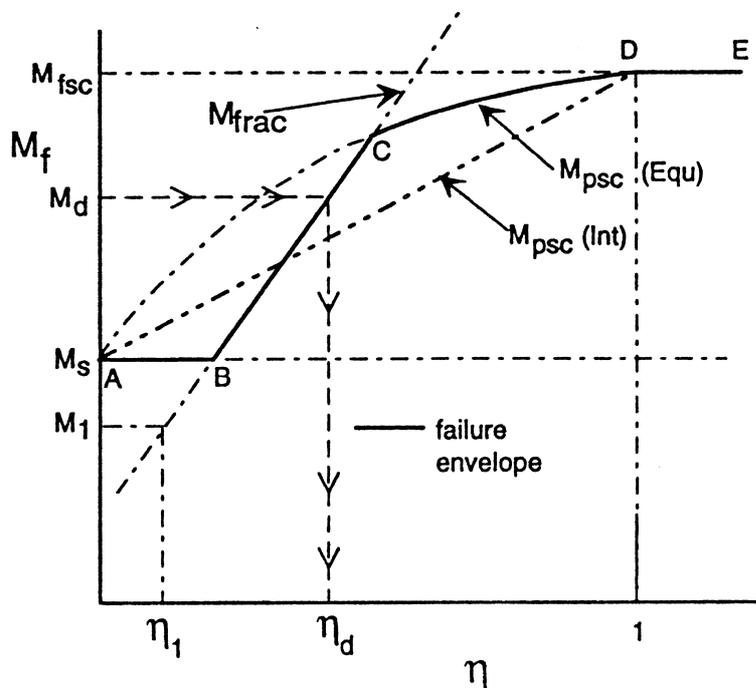


Bild 3.22: Aufnehmbare Momente bei ausreichendem Verformungsvermögen (CDE) und bei vorzeitigem Versagen der Dübel (BC) nach OEHLERS und SVED (1995)

Daraus kann für eine bekannte maximale Dübelverformung und einen bekannten Verdübelungsgrad das aufnehmbare Moment bestimmt werden, wenn Dübelversagen maßgebend

wird. Wird ein Einfeldträger mit äquidistanter Dübelverteilung und einer Streckenlast zugrunde gelegt, ergibt sich:

$$M_{\text{frac}} = 6 \cdot (EI)_{\text{SC}} \cdot \frac{s_u}{DL} + \frac{3 \cdot \eta \cdot P_{\text{fsc}}}{4} \cdot \left[\frac{D}{2} + \frac{2 \cdot (EI)_{\text{SC}}}{D \cdot (EA)_{\text{SC}}} \right] \quad (3.22)$$

mit:

$$(EI)_{\text{SC}} = EI_S + EI_C \quad (3.23)$$

$$(EA)_{\text{SC}}^{-1} = EA_S^{-1} + EA_C^{-1} \quad (3.24)$$

$$s_u = (0,36 - 0,0030 \cdot f_c) \cdot d_s \quad (3.25)$$

f_c : Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MN/m²]

d_s : Dübeldurchmesser [m]

EI, EA : Steifigkeiten des Stahls bzw. des Betons, je nach Index [Nm², N]

D : gesamte Trägerhöhe [m]

η : Verdübelungsgrad [-]

P_{fsc} : Erforderliche Dübelkraft in Feldmitte bei Vollverdübelung [kN]

L : Trägerspannweite [m]

Wird diese Gerade in das Teilverbunddiagramm eingetragen, so lässt sich erstens der sogenannte Übergangspunkt (*transition point*) bestimmen, der anzeigt, dass die Querschnittstragfähigkeit bei geringerer Verdübelung durch Dübelversagen bestimmt wird, und zweitens lässt sich die Querschnittstragfähigkeit in Abhängigkeit des Dübelversagens bei geringeren Verdübelungsgraden bestimmen (Bild 3.22).

Die Anwendung dieses Modells auf hochfeste Werkstoffe zeigt den Einfluss des Verformungsvermögens und der Stützweite auf den Mindestverdübelungsgrad. Da die Materialsteifigkeiten jedoch das Plastizieren der Materialien nicht berücksichtigen, ist diese analytische Berechnung lediglich für eine qualitative Aussage hinreichend genau (DIEDRICKS, UY, BRADFORD, OEHLERS, 2000): Mit steigender Stützweite, mit sinkender Bruchverformung der Dübel und mit einer Zunahme der Materialfestigkeiten steigt der erforderliche Mindestverdübelungsgrad (Bild 3.23). Für eine genaue Berechnung sind numerische Simulationen erforderlich (Kapitel 7.4).

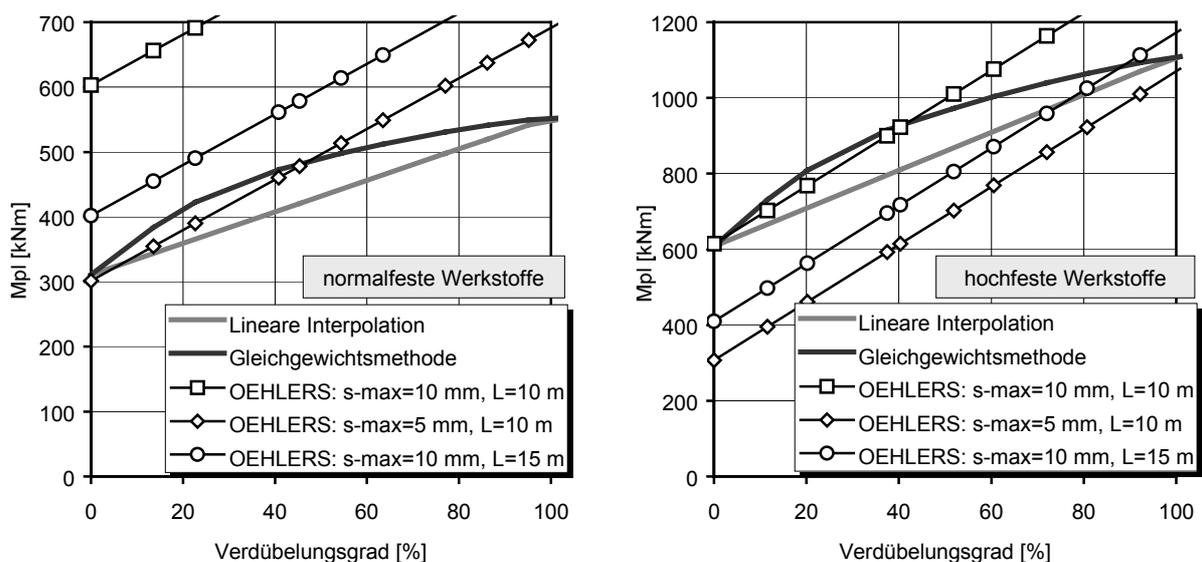


Bild 3.23: Teilverbunddiagramme und Anwendung der Formel für die Bruchmoment-Gerade nach OEHLERS, SVED (1995) für unterschiedliche Dübelverformungen und Stützweiten bei Verwendung normal- (links) und hochfester Werkstoffe (rechts)

3.5 Verbundträger im positiven Momentenbereich

Nach EC 4 darf die Querschnittstragfähigkeit bei Querschnitten der Klassen 1 und 2 vollplastisch ermittelt werden, wenn die Lage der plastischen Nulllinie, die das vollständige Fließen des Stahlträgers und das Erreichen der Verfestigungsgrenze beeinflusst, nicht zu weit in den Stahlträger absinkt. Dabei darf sie sich – entgegen den Ergebnissen von JOHNSON und HOPE-GILL (1976) – auch innerhalb des Steges befinden.

Für normalfeste Werkstoffe hat ANSOURIAN (1984) auf der Grundlage von EDV-Berechnungen (vgl. auch ANSOURIAN, RODERICK, 1978) ein theoretisches Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Rotationsverhaltens von Verbundträgern im positiven Momentenbereich entwickelt. Über geometrische Bedingungen sowie die Bruchdehnung des Betons und die Verfestigungsdehnung des Baustahls lässt sich feststellen, ob die Rotationsfähigkeit ausreicht, damit der Stahl-Untergurt verfestigt und das vollplastische Moment aufgebaut werden kann. Das Mindestmaß der Duktilität beschreibt er durch den Faktor χ , der wie folgt definiert und begrenzt sein sollte:

$$\chi = \frac{0,72 \cdot f_c \cdot b_c \cdot \varepsilon_{cu} \cdot h_{comp}}{A_s \cdot f_y \cdot (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_v)} > 1,40 \quad (3.26)$$

mit:

- f_c : Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²]
- b_c : Betongurtbreite [m]
- ε_{cu} : Bruchdehnung des Betons, $\varepsilon_{cu} = 4,1 - 0,0206 \cdot f_c$ [‰]
- h_{comp} : Höhe des Verbundträgers [m]
- A_s : Querschnitt des Stahlträgers [m²]
- f_y : Fließspannung des Stahlträgers [N/mm²]
- ε_v : Dehnung bei Stahlverfestigung [‰]

Zur Berücksichtigung der höheren Fließdehnung des hochfesten Stahls bei der Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit für Feldmomente wird in ANHANG H (1996) zu EC 4 der Abminderungsfaktor β_{pl} vorgeschlagen. In Abhängigkeit von der Lage der plastischen Nulllinie müssen die ermittelten plastischen Momente $M_{pl,Rd}$ abgemindert werden (Bild 3.24). Dieser Faktor gilt für Verbundkonstruktionen mit normalfestem Beton. Eine Verbesserung dieses Faktors sowie eine Erweiterung auf den Einsatz von hochfestem Beton erfolgt in Kapitel 7.1. In Analogie zur Definition der Lage der plastischen Nulllinie in Anhang H von EC 4 lässt sich die Formel nach ANSOURIAN mit der plastischen Druckzonenhöhe x_{pl} schreiben:

$$\frac{x_{pl}}{h_{comp}} \cdot \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_v}{\varepsilon_{cu}} < 0,605 \quad (3.27)$$

Wird der Maximalwert $x_{pl}/h_{comp} = 0,15$, bei dem eine unkorrigierte plastische Berechnung nach Anhang H zulässig ist eingesetzt, ist folgendes Dehnungsverhältnis erforderlich:

$$\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_{cu}} < 3,03 \quad (3.28)$$

Das kann von den hochfesten Stählen, deren Verfestigung zwischen 15 und 20% beginnt, in Kombination mit den verringerten Bruchstauchungen des hochfesten Betons auf keinen Fall erreicht werden, was durch die eigenen Versuche (Kapitel 6) und Berechnungen (Kapitel 7) bestätigt wird. Daher kann die plastische Berechnung bei Verwendung von hochfestem Stahl

und hochfestem Beton auch bei Berücksichtigung des Abminderungsfaktors β_{pl} zu unsicheren Ergebnissen führen.

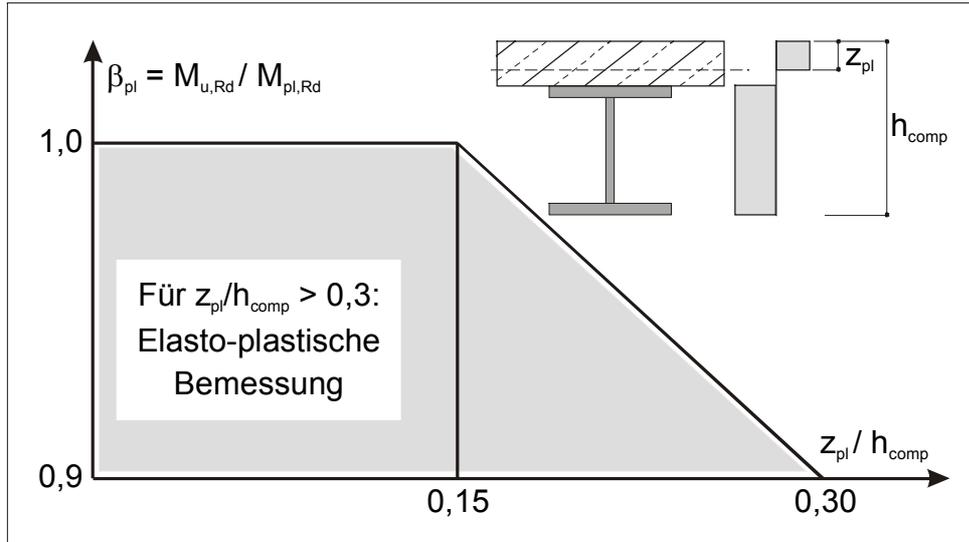


Bild 3.24: Abminderungsfaktor β_{pl} nach Anhang H zu EC 4 zur Berücksichtigung des hochfesten Stahls bei der plastischen Bemessung

3.6 Verbundträger im negativen Momentenbereich

Innerhalb dieser Arbeit werden drei eigene Versuche an Verbundträgern im negativen Momentenbereich dokumentiert und bewertet. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Überprüfung der unterschiedlichen Ansätze zur Mindestbewehrung. Dazu werden in Kapitel 6.5 vergleichend Versuchsergebnisse aus der Literatur herangezogen (vgl. Anhang A.1). Diese zeigen, dass die Längsbewehrung des Betongurtes bei Verbundträgern im negativen Momentenbereich drei Aufgaben übernimmt, die in der Vergangenheit zu folgenden Formulierungen für einen Mindestbewehrungsgrad geführt haben:

- (1) Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird die Rissbreite begrenzt.
- (2) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird das Erreichen des vollplastischen Querschnittsmoments des Verbundträgers sichergestellt.
- (3) Im Grenzzustand der Rotationsfähigkeit wird zur Anwendbarkeit der Fließgelenktheorie eine erhöhte Querschnitts- und Systemrotation ermöglicht.

Es ist weiterhin erkennbar, dass die jeweiligen Mindestbewehrungsmengen von den Geometrie- und Materialparametern sowie vor allem von den Eigenschaften des Tragsystems abhängig sind. Bisher existieren keine allgemeingültigen Ansätze zur Bestimmung der Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Rotationsfähigkeit, da die Einflussgrößen nicht statistisch unabhängig voneinander berücksichtigt werden können.

3.6.1 Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach EC 4

Die Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nach EC 4:

$$A_{s,\min} \geq \frac{k_c \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct}}{\sigma_{st}} \quad \text{mit: } k_c = \left(1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_{i0}}\right)^{-1} \geq 0,7 \quad (3.29)$$

$$\text{bzw. nach neuer Norm: } k_c = \left(1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_{i0}}\right)^{-1} + 0,3 \leq 1,0 \quad (\text{EN 1994, 2001})$$

$f_{ct,\text{eff}}$	nach EC 4, Teil 1, 5.3.2, (2): $f_{ct,\text{eff}} = k \cdot f_{ctm}$ mit $f_{ctm} > 3,0 \text{ N/mm}^2$ [N/mm ²]
$k=0,8$	nach ENV 1992-1-3, 3.1.2.4 [-]
A_{ct}	Querschnittsfläche des Betongurtes unter Zug [m ²]
σ_{st}	nach EC 4, Teil 1, 5.3.2, (3) [N/mm ²]
h_c	Dicke des Betongurtes [m]
z_{i0}	vertikaler Abstand zwischen den Schwerachsen des Betongurtes und des Verbundquerschnitts im Zustand I [m]

Der Beiwert k_c wird zur Erfassung des Spannungsverlaufes über die Höhe des Betongurtes unmittelbar nach Erstrissbildung eingeführt. Die effektive Betonzugfestigkeit $f_{ct,\text{eff}}$ entspricht der Zugfestigkeit, die der Beton beim Auftritt des maßgebenden Zwangs erreicht. Kann der Zeitpunkt der Erstrissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage nach dem Betonieren festgelegt werden, wird im EC 4 Teil 1, 5.3.2 (2) empfohlen, eine mittlere Mindestzugfestigkeit von $f_{ctm} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ anzunehmen. Für die eigenen Versuchsträger mit hochfestem Beton (C70/85) wurde die Zugfestigkeit nach REMMEL (1994) berechnet. Zugfestigkeitsmindernde Einflüsse sowie der Abfall der Normalkraft unter das Niveau der Rissnormalkraft N_{cr} werden durch den Faktor k berücksichtigt. Bei üblichen Verbundträgern im Hochbau gilt nach EC 4, Teil 1, 4.4.2.2 (3) $k = 0,8$. Die Betonfläche A_{ct} wird mit der Höhe der Betonplatte h_c und der vollen effektiven Plattenbreite b_{eff} angesetzt, da im Allgemeinen schon bei Biegemomenten in der Größenordnung des Rissmomentes M_{cr} über die gesamte Plattenhöhe

Zugspannungen auftreten. Die maximal zulässige Stahlspannung σ_{st} der Bewehrung unmittelbar nach der Rissbildung ist von dem gewählten Stabdurchmesser und den Anforderungen an die Rissbreite abhängig. Es sollte mindestens die Hälfte der erforderlichen Mindestbewehrung A_s in der durch größere Zugspannungen beanspruchten Hälfte des Betongurtes verlegt werden.

Zur Berechnung der Rissbreite stehen neben den Angaben in EC 4 bzw. EC 2 die Formeln von NOAKOWSKI (1985), HANSWILLE (1986), und MAURER (1992) zur Verfügung. Die lastabhängige Rissabstandsformel von HANSWILLE berücksichtigt die kontinuierliche Verdichtung der Risse. Alle anderen Formeln gehen von einem mittleren konstanten Rissabstand zu den entsprechenden Zeitpunkten aus. Die Formel nach Eurocode unterscheidet nicht zwischen dem Rissabstand zum Zeitpunkt der Erstrissbildung und der abgeschlossenen Rissbildung. Den Einfluss der Querbewehrung auf den Rissabstand berücksichtigt keine der Formeln. Es ist jedoch bekannt, dass die Querbewehrung immer den Erstrissabstand vorgibt. KRELLER (1991) stellt einen erweiterten Ansatz zur Berechnung des mittleren Rissabstandes unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Verbundverhaltens, der Streuung der Betonzugfestigkeit und des Einflusses der Querbewehrung vor.

3.6.2 Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Erreichen des vollplastischen Momentes

Mindestbewehrung nach ANHANG H (1996) zu EC 4

Die Querschnittstragfähigkeit unter negativer Momentenbeanspruchung darf für Querschnitte der Klasse 1 und Klasse 2 aus hochfestem Stahl vollplastisch ermittelt werden, wenn folgende Mindestbewehrung innerhalb der mittragenden Plattenbreite angeordnet wird:

$$A_{s,min} \geq \frac{f_{yk}}{235} \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c} \cdot A_{ct} \quad (3.30)$$

f_{yk} charakteristische Festigkeit des Baustahls an der Streckgrenze [N/mm²]

$f_{ct,m}$ Mittelwert der Betonzugfestigkeit [N/mm²]

f_{sk} charakteristische Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze [N/mm²]

In dem Ansatz nach Gleichung 3.30 wird die Bewehrungsmenge in Abhängigkeit von der Festigkeit des Baustahls bezogen auf einen Stahl der Güte S235 erhöht, da anhand von Berechnungen typischer Hochbauquerschnitte gezeigt werden konnte, dass die Betonstahlspannungen auf Traglastniveau von der Rotation bei Erreichen der Streckgrenze des Baustahls abhängen (HANSWILLE, SCHMITT, 1996).

Nach dem neuesten Entwurf zu EC 4 (EN 1994, 2001) wird die Mindestbewehrung für Querschnitte der Klasse 1 um 10% erhöht.

Der Wert k_c wird im Anhang H im Gegensatz zum EC 4, der einen Mindestwert von 0,7 fordert, nicht begrenzt. Nach der neuen Norm (EN 1994, 2001) wird er analog zu den Angaben in Gleichung 3.29 bestimmt.

Duktilitätsfaktor nach BODE und UTH (1987)

UTH (1987) gibt eine Bemessungsregel für die Anrechenbarkeit der Bewehrung bei der Traglastermittlung an, die die unterschiedlichen Duktilitätseigenschaften der Betonstähle berücksichtigt. Dafür wird die Lage der plastischen Nulllinie nach Bild 3.25 betrachtet, so dass die erforderliche Bewehrung von den Querschnittsverhältnissen abhängig ist:

naturharter Betonstahl bzw. Durchmesser > 8 mm: $\epsilon_s \leq \epsilon_{a,max} \rightarrow \frac{z'_{pl}}{h'} \leq 0,5$ (3.35)

kaltverformter Stahl bzw. Durchmesser ≤ 8 mm: $\epsilon_s \leq \frac{1}{3} \epsilon_{a,max} \rightarrow \frac{z'_{pl}}{h'} \leq 0,25$ (3.36)

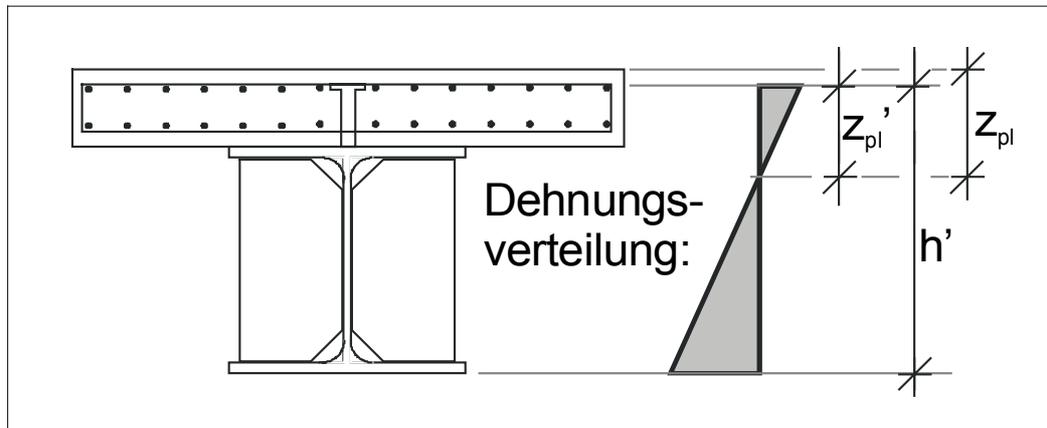


Bild 3.25: Zur Definition des Duktilitätsfaktors z'_{pl}/h' nach BODE, UTH (1987) und RAMM, ELZ (1995)

Die Unterscheidung nach Stabdurchmessern und Herstellungsart berücksichtigt, dass dünne, stärker ausgewalzte und kaltverformte Stäbe eine geringere Bruchdehnung aufweisen. Dünne Stäbe besitzen zusätzlich gute Verbundeigenschaften, die hohe Dehnungskonzentrationen im Riss bewirken und ein vorzeitiges Reißen hervorrufen können. Eine gemischte Bewehrung von Stabstahl und Mattenbewehrung sollte nach UTH (1987) vermieden werden, da bei Rissbildung wegen der unterschiedlichen Verbundeigenschaften eine Kraftumlagerung vom Stabstahl zur Matte stattfindet. Die Querbewehrung der geschweißten Matten wirkt wie eine Verankerung, so dass die Matte hoch beansprucht wird, während der Stabstahl nur gering ausgenutzt ist. Dies kann zu einem vorzeitigen Reißen der Mattenbewehrung führen.

Duktilitätsfaktor nach RAMM und ELZ (1995)

Auf der Grundlage ihrer Versuche und zusätzlicher numerischer Berechnungen wird von RAMM und ELZ (1995) der Duktilitätsfaktor α definiert, der ebenfalls die Lage der plastischen Nulllinie z'_{pl} in Bezug zur Gesamtquerschnittshöhe h' betrachtet (Bild 3.25). Es wird auch hier zwischen duktilen und weniger duktilen Stahlsorten unterschieden:

- für naturharten Betonstahl (z.B. Stabstahl) $z'_{pl}/h' \leq \alpha = 0,48$ (3.31)
- für kaltverformten Betonstahl (z.B. Mattenstahl) $z'_{pl}/h' \leq \alpha = 0,46$ (3.32)

Stahlgüte und Abmessungen der Flansche bzw. des Steges haben einen großen Einfluss auf den Duktilitätsparameter. Löst man die Bedingung $z'_{pl}/h' \leq \alpha$ nach der Bewehrungsmenge A_s auf, so erhält man die erforderliche Bewehrungsmenge zur Einhaltung des Duktilitätsfaktors α . Liegt die plastische Nulllinie z_{pl} im Steg, so ergibt sich für doppelsymmetrische Schweißprofile:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_{sk}} \left[N_{pl,a} + (h_c - c_o + t_{fo} - \alpha \cdot (h_a + h_c - c_o)) \cdot 2 \cdot f_{yk} / \gamma_a \cdot t_w - 2 \cdot N_{fo} \right] \quad (3.33)$$

Da die Formel sehr empfindlich auf Veränderungen in der Stahlträgergeometrie reagiert, muss für Walzprofile die Ausrundung berücksichtigt werden. Unter der Annahme, dass die plastische Nulllinie im Steg unterhalb der Ausrundungen des Walzprofils liegt, ergibt sich:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_{sk}} \left[N_{pl,a} + (h_c - c_o + t_{fo} - \alpha \cdot (h_a + h_c - c_o)) \cdot 2 \cdot f_{yk} / \gamma_a \cdot t_w - 2 \cdot N_{fo} - 2 \cdot N_{Ausr} \right] \quad (3.34)$$

h_c	Höhe der Betonplatte [m]
c_o	Betondeckung der oberen Bewehrung [m]
h_a	Gesamthöhe des Stahlträgers [m]
t_{fo}	Dicke des oberen Flansches [m]
t_w	Dicke des Steges [m]
f_{yk}	charakteristische Festigkeit des Baustahls [N/mm ²]
f_{sk}	charakteristische Festigkeit des Betonstahls [N/mm ²]
γ_a	Sicherheitsbeiwert, Baustahl $\gamma_a=1,1$
γ_s	Sicherheitsbeiwert, Betonstahl $\gamma_s=1,15$
α	Duktilitätsfaktor
N_{fo}	plastische Normalkraft des oberen Flansches [MN]
$N_{pl,a}$	plastische Normalkraft des gesamten Stahlprofils [MN]
N_{Ausr}	plastische Normalkraft der Ausrundungen des Stahlprofils [MN]

3.6.3 Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Erreichen einer ausreichenden Rotationsfähigkeit

Wird ein Verbundträger nach der Fließgelenktheorie bemessen, so müssen die angenommenen Fließgelenke eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen, um die erforderliche Schnittgrößenumlagerung zu ermöglichen. Zur Bestimmung der vorhandenen und der erforderlichen Rotationskapazität sei an dieser Stelle auf die Literatur verwiesen, da dies keinen Themenschwerpunkt der vorliegenden Arbeit darstellt (COUCHMAN, LEBET, JOSI, 1996; JOHNSON, 1992; JOHNSON, CHEN, 1991; KEMP, 1990; KEMP, DECLERCQ, 1985; KEMP, DEKKER, 1991; LI, CHOO, NETHERCOT, 1994; NETHERCOT, LI, CHOO, 1994; SPANGEMACHER, SEDLACEK, 1992). Anhand der eigenen Versuche sollen die unterschiedlichen Angaben der Mindestbewehrung zur Sicherstellung einer ausreichenden Rotationsfähigkeit untersucht werden.

Im EC 4 sind geometrische und werkstoffliche Einschränkungen angegeben. Bei Einhaltung dieser Grenzwerte ist eine ausreichende Rotationsfähigkeit sichergestellt. Auf einen expliziten Rotationsnachweis darf verzichtet werden. Die geforderten Einschränkungen der b/t-Verhältnisse können bei Verwendung von hochfesten Werkstoffen (Stahl S460) selbst bei dickwandigen Querschnitten kaum eingehalten werden. Das Verfahren benachteiligt Verbundquerschnitte mit schlanken Stahlprofilen und Stahlprofilen aus hochfestem Stahl. Die Arbeiten von FELDMANN (1994), HE (1991) und FICHTER (1986) haben jedoch gezeigt, dass auch schlanke Profile und Profile aus hochfestem Stahl ausreichende Rotationskapazitäten erzielen. Eine Modifikation der Regelung für die Verwendung von hochfestem Stahl ist daher erforderlich, um dessen wirtschaftlichen Einsatz im Verbundbau zu ermöglichen.

Um eine ausreichende Rotationsfähigkeit des Stützquerschnittes zur Anwendbarkeit der Fließgelenktheorie sicherzustellen, schränken RAMM und ELZ (1995) den Duktilitätsparameter für naturharte Bewehrungsstäbe weiter ein: $z_{pl}'/h' \leq \alpha = 0,30$. Die Verwendung kaltverformter Bewehrungsstähle wird nicht zugelassen.

4 Verbundmittel in hochfestem Beton – eigene Versuche

4.1 Allgemeines

Um das Verhalten der Verbundfuge bei Verbundträgern aus hochfesten Werkstoffen beschreiben zu können, wurden Abscherversuche mit verschiedenen Verbundmitteln in hochfestem Beton durchgeführt (AiF, 2000). Innerhalb dieser Arbeit werden die Versuche mit Kopfbolzendübeln vorgestellt.

Die ersten Abscherversuche mit Kopfbolzendübeln in dem Forschungsvorhaben *Use of High Strength Steel S460* (EGKS, 2000) zeigten, dass das Duktilitätskriterium nach EC 4 - der charakteristische Wert des Verformungsvermögens δ_{uk} muss mindestens 6 mm betragen - von keinem der geprüften Dübeldurchmesser erfüllt wurde. Andererseits wurde die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel in hochfestem Beton von den Bemessungsverfahren nach Eurocode erheblich unterschätzt. Die Tatsache, dass die Duktilität der Kopfbolzendübel nach den vorhandenen Richtlinien nicht ausreicht, um einen Ausgleich der Schubkräfte in der Verbundfuge zu ermöglichen und Schubkraftspitzen abzubauen, wird somit zurzeit durch die im Vergleich mit der Bemessung weit höheren tatsächlichen Traglasten aufgefangen. Lokale Unterverdübelungen aufgrund vereinfachender Annahmen bei der Längsschubkraftverteilung oder aufgrund von Teilverdübelung treten wegen der unterschätzten Dübeltragfähigkeiten tatsächlich nicht auf. Soll die Dübeltragfähigkeit jedoch weiter ausgenutzt werden, muss deren Duktilität erhöht werden.

Um eine größere Anzahl von Verbundmitteln testen zu können, wurde ein weniger aufwändiger Abschertest entwickelt, der die Überprüfung an einem einzelnen Kopfbolzendübel ermöglicht. Mit Hilfe dieses Versuchs können Favoriten erkannt und dann im standardisierten Push-Out Versuch nach EC 4 überprüft werden. Dieses Versuchsformat, bei dem die Verbundfuge eine reine Schubbeanspruchung erfährt, führte darüber hinaus zu Erkenntnissen bzgl. der ungünstigen Lastabtragung im Standard-Versuch, ermöglichte die Untersuchung der Dübel unter Ausschluss der negativen Effekte aus der Geometrie des Standard-Versuchskörpers und erlaubte eine genauere Bestimmung der Traglasten einzelner Dübel.

4.2 Versuchsaufbau

4.2.1 Der Push-Out Standard-Test (POST) nach EC 4

Die Dimensionierung des Push-Out Standard-Tests (POST) nach EC 4 ist auf normalfesten Beton abgestimmt. Bei Verwendung von hochfestem Beton verringert sich der geschädigte Bereich im Betongurt, was eine Verkleinerung des Versuchskörpers erlaubt. Aus Gründen der besseren Vergleichbarkeit wurde jedoch auch bei den eigenen Versuchen das Standard-Format verwendet. Der nach EC 4 vorgesehene Stahlträger HEB 260 wurde bedingt durch die Größe der Prüfmaschine durch ein Profil HEB 240 ersetzt (Bild 4.1).

Während des Versuchs wird der Stahlträger relativ zu den Stahlbetongurten verschoben, so dass die Verbundmittel auf Abscheren beansprucht werden. Dabei ist darauf zu achten, dass die Betonplatten nicht vom Stahlträger abheben. Horizontalkräfte zwischen den drei Bauteilen lassen sich aber in der Regel nicht vermeiden (Bild 4.2), so dass es zu einer kombinierten Schub-Zug-Beanspruchung der Dübel kommt. Aus diesem Grund wurden in der Vergangenheit teilweise zusätzliche Umschnürungen bzw. Aufkantungen im Fußbereich der Versuchskörper vorgesehen. Im EC 4 ist eine Einspannung des Fußbereiches nicht vorgeschrieben, unter Forschern wird sie kontrovers diskutiert (vgl. Kapitel 3.2.2).

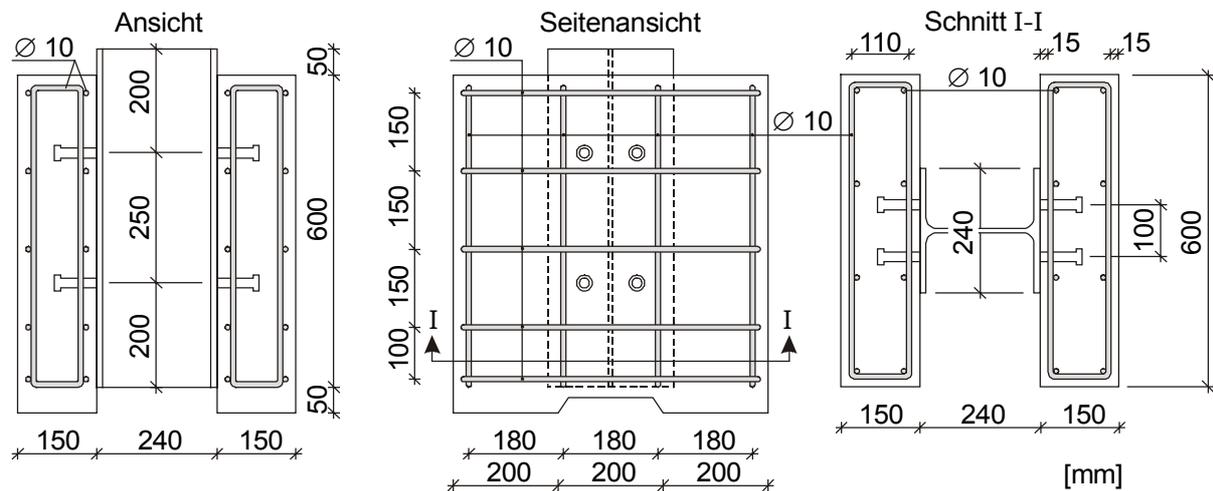


Bild 4.1: Push-Out Standard-Test (POST) mit vier Kopfbolzendübeln je Seite

Bei den vorliegenden Versuchen wurde keine Einspannung vorgesehen. Die Versuchskörper wurden in ein Gipsbett oder auf eine Filzplatte aufgesetzt, die durch Reibung einer Horizontalverschiebung entgegenwirken, sie jedoch nicht vollständig verhindern können. Bei keinem Versuch konnte eine Ablösung der Betonplatten von dem Stahlträger beobachtet werden. Die im Vergleich zu den Abscherversuchen mit einem einzelnen Dübel geringeren Traglasten lassen jedoch vermuten, dass eine zusätzliche Zugbeanspruchung der unteren Dübel stattgefunden hat.

4.2.2 Der Single Push-Out Test (SPOT)

Mit Hilfe des neu entwickelten Einzel-Abscherversuchs SPOT für hochfesten Beton kann die Last-Verformungs-Kennlinie eines Einzeldübels unter nahezu reiner Schubbeanspruchung der Verbundfuge bestimmt werden. Obwohl der Versuchskörper keinen symmetrischen Aufbau besitzt, bleibt er stabil, da die Wirkungslinien der äußeren Kräfte nahezu identisch sind. Das aus der geringen Ausmitte der Lasteinleitung resultierende, auf den Betonkörper einwirkende Moment wird von zwei zusätzlich am Stahlrahmen angebrachten Bügeln aufgenommen. Eine Verdrehung der Stahlschalen gegenüber dem Betonquader wird durch die Behinderung des horizontalen Ausweichens des Spannstahls ausgeschlossen: Sobald sich eine Verdrehung einstellt, stoßen die Spannstahlmutter gegen den oberen Bügel und bilden ein vertikales Gleitlager. Auf diese Weise bleibt das System kinematisch unverschieblich, und es können keine Dübelnormalkräfte entstehen (Bild 4.2). Der Versuchskörper ist einfach herzustellen, kann von einer Person in die Prüfmaschine eingebaut werden und benötigt kleinere Prüfkraft. Er ist aufgrund des begrenzten Betonvolumens speziell für hochfesten Beton geeignet (Bild 4.3).

Durch diesen Versuchsaufbau ist sichergestellt, dass sich eine reine Verschiebung des Betons gegenüber dem Stahlträger ergibt. Das bei den Standard-Versuchen – mit und ohne horizontale Lagerung – auftretende Moment kann hier nicht entstehen. Somit wird das Verhalten der Verbundfuge eines Verbundträgers genauer abgebildet. Der Versuchskörper ist das Ergebnis einer Reihe von Vorversuchen, bei denen unterschiedliche Prüfkörperperformate getestet wurden. Hierbei wurden das Verhalten des Prüfkörpers während des Versuchs (gegenseitiges Verdrehen der Stahl- und Betonkörper), die erreichten Prüflasten sowie das Aussehen der abgescherten Dübel zur Beurteilung einbezogen.

Der Prüfkörper ist aufgrund seiner geringen Abmessungen nicht für normalfesten Beton geeignet.

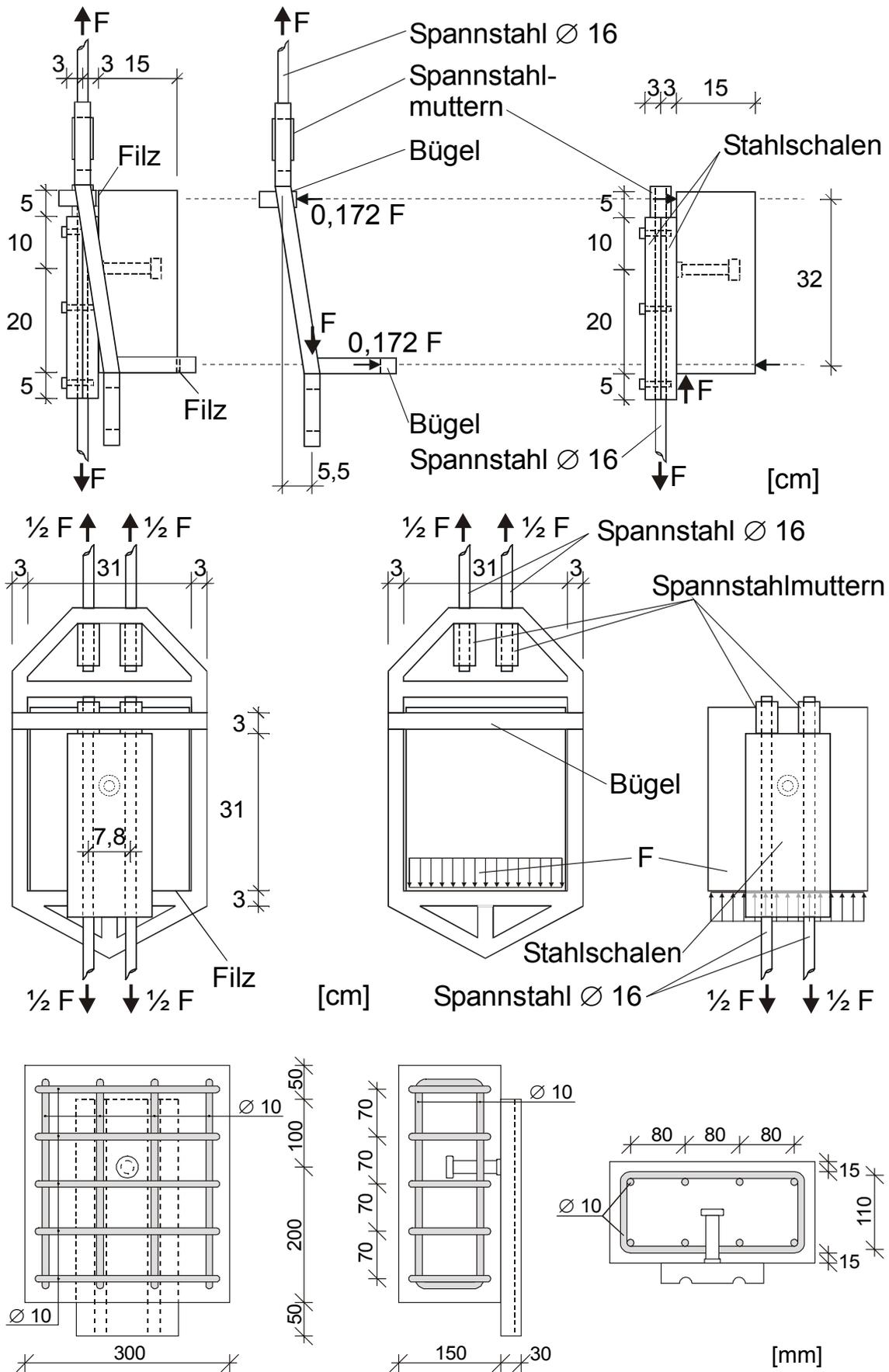


Bild 4.2: Einzel-Abscherversuch Single Push-Out Test (SPOT) mit einem Dübel

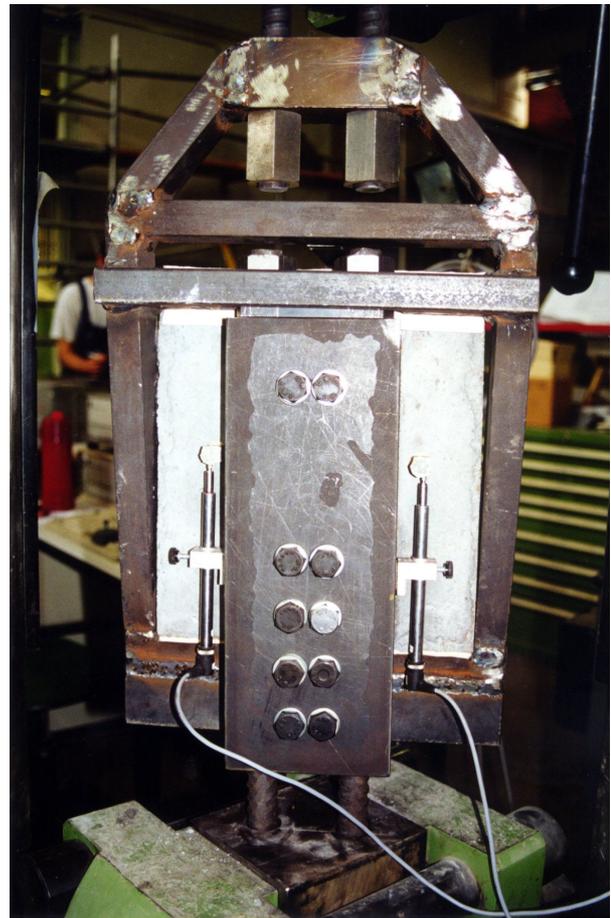
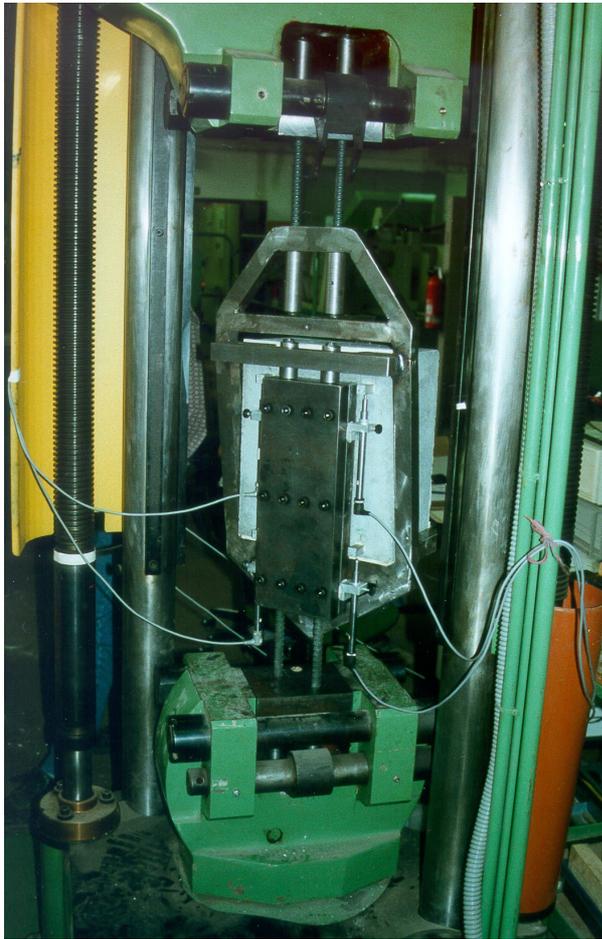


Bild 4.3: SPOT in Prüfmaschine, rechts unten: verstärkte Ausführung für Dübel \varnothing 25 mm

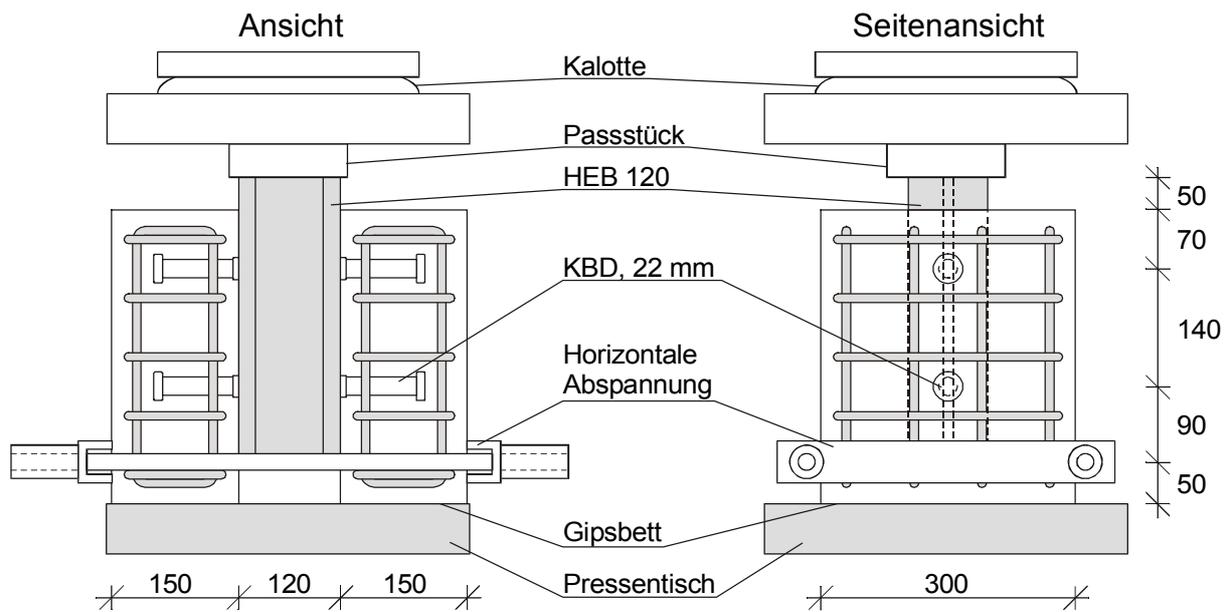


Bild 4.4: Verkleinerter Standard-Versuchskörper – Modifikation 1

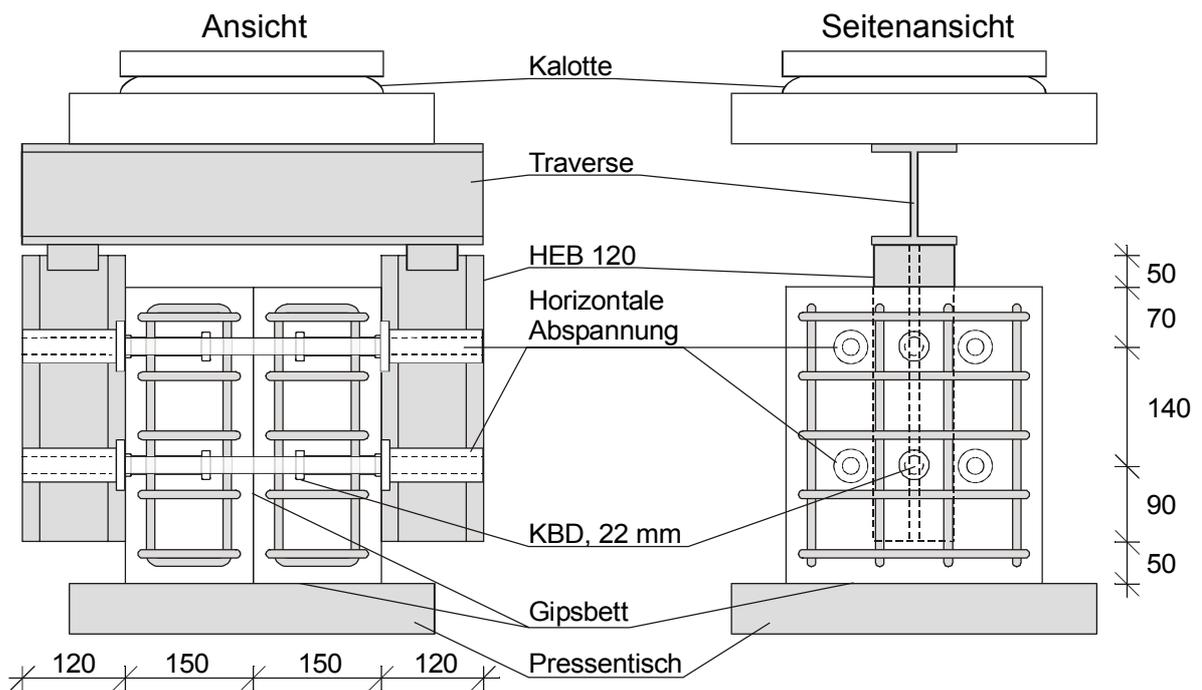


Bild 4.5: Verkleinerter Standard-Versuchskörper – Modifikation 2

Versuche mit einem verkleinerten Standard-Versuchskörper (Bild 4.4) zeigten ebenfalls negative Einflüsse aus der Schiefstellung der Betonplatten – sowohl bei den Versuchen mit als auch ohne horizontale Abspannung. Die oberen und unteren Dübel wurden unterschiedlich beansprucht, die Traglasten entsprachen etwa denen aus den Standard-Versuchen.

Modifizierte Versuchskörper, bei denen die Stahlträger außen angeordnet waren (Bild 4.5), zeigten keine gegenseitige Verdrehung von Stahl und Beton. Obere und untere Dübellage erfuhren die gleiche Beanspruchung. Daher wurden hohe Dübeltraglasten erreicht, die den mittleren Traglasten der SPOT-Versuchskörper entsprechen (Tabelle 4.1).

Die Voruntersuchungen (vgl. auch Bilder 4.6 und 4.7) ergaben, dass der SPOT-Versuchskörper mit einem vergleichsweise geringen Aufwand das Verhalten der Verbundfuge eines Verbundträgers am besten simuliert.

Parameter	Standard (POST)	Modifikation 1	Modifikation 2	Einzel (SPOT)
R_m - Dübel	530 N/mm ²	530 N/mm ²	530 N/mm ²	530 N/mm ²
f_{cd} (W150)	113 N/mm ²	119 N/mm ²	116 N/mm ²	116 N/mm ²
$P_{mittel,KBD}$	196 kN	222 kN	247 kN	242 kN

Tabelle 4.1: Versuchslasten von Kopfbolzendübeln \varnothing 22 mm in hochfestem Beton bei unterschiedlichen Prüfkörperformaten

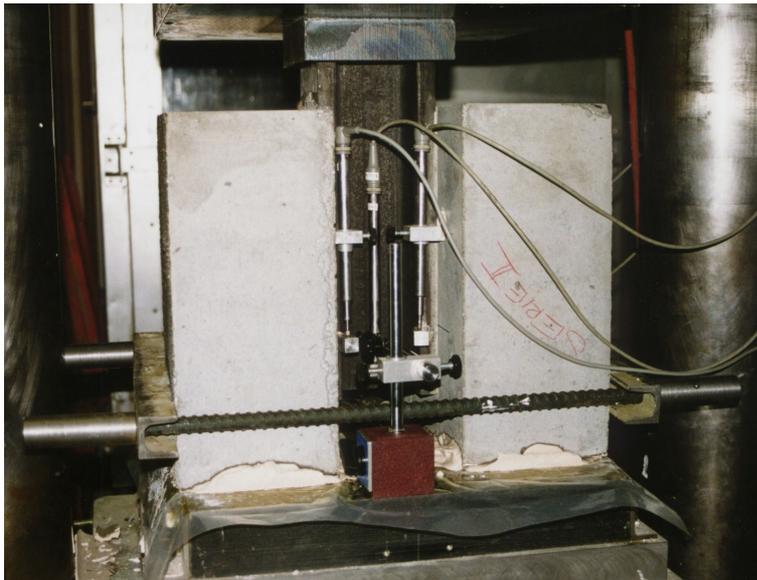


Bild 4.6: Versuchsaufbau der modifizierten und verkleinerten Standard-Versuchskörper mit Stahlträger in der Mitte (Modifikation 1)

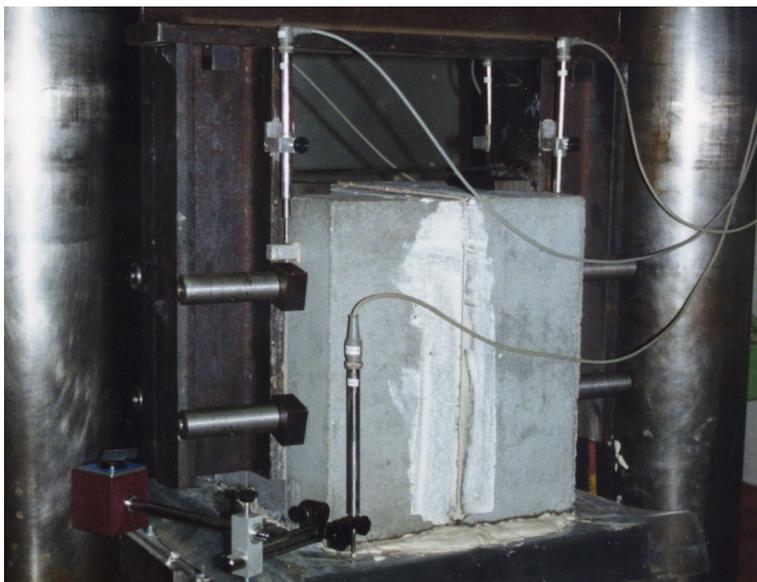


Bild 4.7: Versuchsaufbau der modifizierten und verkleinerten Standard-Versuchskörper mit zwei Stahlträgern außen, die über eine lose aufliegende Traverse belastet werden (Modifikation 2)

4.3 Versuchsprogramm

Das gesamte Versuchsprogramm zu Verbundmitteln in hochfestem Beton kann dem AiF-Forschungsbericht (AiF, 2000) entnommen werden. Ziel der Untersuchungen war es, die Trag- und Verformungseigenschaften von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton zu bestimmen, spezielle Verbundmittel für den Einsatz in hochfestem Beton zu finden und die Kopfbolzendübel so zu modifizieren, dass sie unter Beibehaltung ihrer hohen Traglast ein duktileres Verformungsvermögen aufweisen. Dabei sollten sie weiterhin eine hohe Anfangssteifigkeit besitzen, da ihre Tragfähigkeit im Verbundträger sonst zu spät erreicht wird. Im Folgenden werden die Versuche mit Kopfbolzendübeln vorgestellt (Tabelle 4.2) und ihre Modifikationen näher beschrieben.

Serie	Anzahl	Format	Verbundmittel	Charakteristik
1	3	POST	KBD 19 mm	nicht modifiziert
2	3	POST	KBD 22 mm	nicht modifiziert
3	3	POST	KBD 25 mm	nicht modifiziert
9	2	SPOT	KBD 19 mm	nicht modifiziert
10	3	SPOT	KBD 22 mm	nicht modifiziert
11	3	POST	KBD 19 mm	nicht modifiziert
12	3	POST	KBD 22 mm	nicht modifiziert
13	3	POST	KBD 25 mm	nicht modifiziert
14	3	POST	KBD 19 mm	Doppeldübel ohne Querbewehrung
20	3	SPOT	KBD 19 mm	1 Gummipolster (Variante 1)
21	3	SPOT	KBD 19 mm	2 Gummipolster (Variante 2)
22	3	SPOT	KBD 22 mm	1 Gummipolster (Variante 1)
24	3	SPOT	KBD 22 mm	elliptischer Dübelquerschnitt
25	3	SPOT	KBD 22 mm	mit Dehnungsmessstreifen (DMS)
27	3	POST	KBD 19 mm	Doppeldübel mit Querbewehrung
28	3	SPOT	KBD 19 mm	Hülse aus Buchenholz
29	3	SPOT	KBD 19 mm	Metallring mit Gummipolster
32	3	POST	KBD 19 mm	Metallhülse mit Gummipolster
33	3	SPOT	KBD 19 mm	Metallhülse mit Gummipolster
34	3	POST	KBD 19 mm	hochfestes Dübelmaterial
35	3	SPOT	KBD 19 mm	hochfestes Dübelmaterial
Σ	62 Versuche			

Tabelle 4.2: Durchgeführte Abscherversuche mit Kopfbolzendübeln (AiF, 2000)

Serien 14 und 27: Gruppierung der Dübel in Schubkrafttrichtung

Werden zwei Kopfbolzendübel so nah aneinander geschweißt, wie es der Schweißvorgang zulässt, ist eine Erhöhung der Duktilität bei gleichzeitiger Abnahme der Tragfähigkeit zu erwarten. Zwei oder mehr in Reihe wirkende Dübel besitzen einen größeren Widerstand, so dass die Betondruckzone vor dem ersten Dübel stärker plastiziert. Der Schlupf der Dübel ist zwar gleich groß, jedoch befinden sich die Verkrümmungen des zweiten und jedes weiteren Dübels in größerem Abstand vom Dübelfuß. Dies führt zu einer Kräfteumlagerung entlang des Schaftes nach oben. Da sich ein Betondruckkeil nur vor dem Schweißwulst des ersten Dübels ausbilden kann, ist mit einer Abnahme der Tragkraft zu rechnen. Es wurde je eine Versuchsreihe ohne (Serie 14) und mit (Serie 27) zusätzlicher Querbewehrung zwischen den Dübeln durchgeführt.

Serien 20, 21, 22 und 28: Polsterung des Dübelschaftes

Durch die Polsterung des unteren Dübelschaftes wird dem Dübel im Fußbereich eine zusätzliche Verformungsmöglichkeit gegeben. Die Duktilität kann dadurch theoretisch bis zu einem Versagen durch Biegung und Zug außerhalb der Wärmeeinflusszone gesteigert werden. Wird die Polsterung jedoch zu groß gewählt, wirkt sich dies negativ auf die Anfangssteifigkeit des Dübels aus. Eine optimierte Anordnung erzeugt unter Gebrauchslast eine geringe und unter Traglast eine hohe Verformung (Bild 4.8). Die Anordnungen 3 und 5 mit Gummipolstern wurden in das Versuchsprogramm aufgenommen.

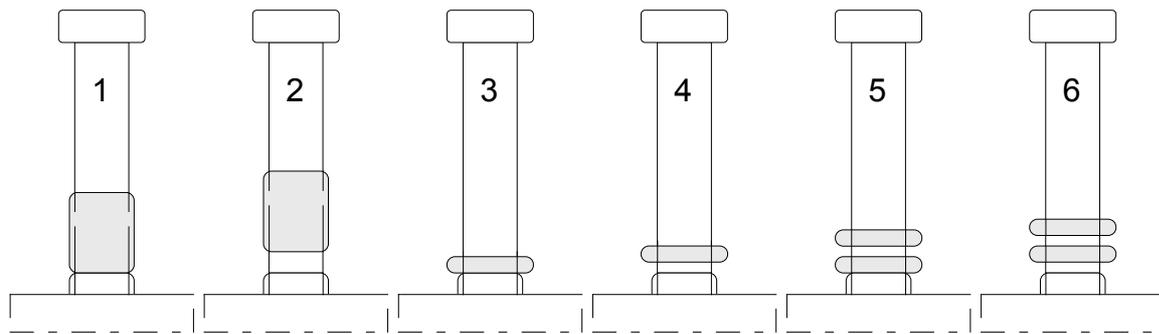


Bild 4.8: Mögliche Formen für Schaftpolster

Die Gummipolster stellten sich in allen getesteten Varianten als zu weich heraus. Der geringe Abstand der Fließgelenke im plastizierten Dübel führte zu einem vorzeitigen Versagen. Daher wurde die Höhe des Polsters vergrößert (Bild 4.8, Nr. 1) und zur Verbesserung der Steifigkeit ein Material mit höherem E-Modul gewählt (Hülse aus Buchenholz).

Serie 24: Dübel mit veränderter Querschnittsgeometrie

Durch eine Vergrößerung der Abmessungen des Kopfbolzendübels in Tragrichtung (elliptische Form), kann der Betondruck vor dem Schaft erhöht werden, so dass der Beton bis zum Erreichen der Dübeltraglast stärker plastiziert. Dadurch werden die aufnehmbaren Lasten gesteigert und die Duktilität erhöht. Nach Auskunft der Firma Köster&Co (KÖCO, o.J.), lassen sich die Querschnitte bis zu einem Längen-Breitenverhältnis von 5 zu 1 mittels Hubzündung aufschweißen, wenn die Querschnittsfläche eines Dübels Durchmesser 22 mm ($A_S=380 \text{ mm}^2$) nicht überschritten wird. Auch beliebige Querschnittsformen sind in der Lage, einen umlaufenden Wulst zu bilden. Für das Versuchsprogramm wurde ein Dübel Durchmesser 25 mm auf eine elliptische Form gefräst, so dass sich ein Querschnitt von 380 mm^2 ergab. Um die vorhandenen Keramikringe einsetzen zu können, wurde lediglich der Fußbereich zur Ausbildung des Schweißwulstes in der runden Form beibehalten.

Serie 29: Metallring mit Gummipolster

Um die Betondruckzone direkt vor dem Dübelfuß zu schwächen, gleichzeitig jedoch die Wärmeeinflusszone des Dübels zu verstärken, wurde in einer weiteren Variante ein spitz zulaufender Metallring über den Dübelfuß geschoben. Dieser führt durch die Konzentration der Lasten an seiner Spitze zu einer Schädigung und Spaltung des Betons vor dem Dübelfuß. Ein zusätzlicher Gummiring sollte dem durch den Metallring zerstörten und verdrängten Beton Raum geben und den Verformungsbereich des Dübels vergrößern.

Serien 32 und 33: Metallhülse mit Gummipolster

Bei dieser Variante wurde der Bereich direkt über dem Schweißwulst durch eine 15 mm hohe Stahlhülse mit 3,5 mm Wandstärke verstärkt. Gummiringe auf der Hülse sollten wiederum für die erforderliche Bewegungsfreiheit des Dübels sorgen. Es wurde erwartet, dass die Verformungen bei einer gleichzeitig großen Anfangssteifigkeit des Systems zunehmen, ohne dass es zu einem signifikanten Verlust der Tragfähigkeit kommt. Diese Lösung kommt einem Kopfbolzendübel mit Fußverstärkung sehr nahe (vgl. Kapitel 3.2.3). Allerdings werden durch die nachträglich aufgeschobene Hülse Spannungsspitzen im Dübel infolge eines Querschnittswechsels vermieden, und die Hülse ist nicht durch den Schweißvorgang geschwächt. Dübel-schaft und Hülse können sich unabhängig voneinander verformen, was die Duktilität des Systems zusätzlich erhöht.

Serien 34 und 35: Dübel mit höherer Materialfestigkeit

Zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit der Kopfbolzendübel wurden die Festigkeitswerte des Grundwerkstoffes verbessert.

4.4 Werkstoffe

Beton

Der Beton wurde für alle Versuchskörper nach derselben Rezeptur im eigenen Labor hergestellt (Tabelle 4.3). Als Zusatzstoff wurde die Silikasuspension “Elkem Microsilica (SF)” der Firma Elkem GmbH verwendet. Dabei betrug der Gewichtsanteil von Wasser und Silikastaub je 50% in der Suspension. Die Versuchskörper wurden entweder innerhalb der Versuchshalle – aufgrund von Platzmangel aber auch außerhalb – jeweils unter Folie gelagert.

Betonrezeptur C70/85 für alle Versuchskörper		Mengen pro 1 m ³
Zement CEM I 42,5R (Z)	[kg/m ³]	450
Anteil Silikastaub an Suspension (S _{fest})	[kg/m ³]	35
Anteil Wasser an Suspension (S _{flüssig})	[kg/m ³]	35
Wasser (W)	[kg/m ³]	103
Fließmittel Multifluid (FM)	[kg/m ³]	13
w/z = (S _{flüssig} + W + FM) / (Z + S _{fest})	[-]	0,31
Sand 0-2	[kg/m ³]	625
Kies 2-6	[kg/m ³]	787
Kies 8-16	[kg/m ³]	375
Summe Zuschlag	[kg/m ³]	1787

Tabelle 4.3: Betonrezeptur für alle Abscherversuche

Die Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube,Mittel}$ wurde jeweils aus mindestens drei Würfelproben (150 mm) ermittelt, die zusammen mit den Versuchskörpern gelagert wurden. Die Ergebnisse der Erhärtungsprüfungen finden sich in tabellarischer Form in Anhang A.2. Der E-Modul wurde stichprobenartig an Zylindern ermittelt. Es ergab sich immer ein Wert von ca. 43000 N/mm².

Kopfbolzendübel

Die Kopfbolzendübel wurden von der Firma Köster&Co. aus kaltverformten Rundstählen des Grundmaterials St 37-3 (S235 JR G2 nach DIN 17100) mit aufgestauchten Köpfen gefertigt und geschweißt. Nach DIN 32500 und EC 4 werden die in Tabelle 4.4 angegebenen Anforderungen an die Materialkennwerte verlangt.

Die mittlere Höhe der Schweißwulste lag zwischen 4 und 6 mm je nach Dübeldurchmesser. Die Wandstärke des Wulstes betrug zwischen 2 und 3 mm, ebenfalls abhängig vom Schaftdurchmesser bzw. von den verwendeten Keramikringen. In den Versuchen hat sich das Verhältnis Wulstabmessungen zum Dübeldurchmesser des Dübels Durchmesser 22 mm als am günstigsten erwiesen. Durch eine Veränderung der Keramikringe könnten auch die Wulsteigenschaften der anderen Dübeldurchmesser verbessert werden (Tabelle 4.5).

DIN 32500: Zugfestigkeit R _m	> 450 bis 600 N/mm ²
DIN 32500: Streckgrenze R _e	> 350 N/mm ²
DIN 32500: Bruchdehnung	> 15%
EC 4: Streckgrenzenverhältnis $\varepsilon_u/\varepsilon_y$	> 1,20
EC 4: Zugfestigkeit f _u	> 500 N/mm ²
EC 4: anrechenbare Zugfestigkeit f _u	< 500 N/mm ²
EC 4: Bruchdehnung	> 12%

Tabelle 4.4: Nach Norm erforderliche Materialeigenschaften für Kopfbolzendübel

Für das Verständnis des Tragmechanismus ist weiterhin von Bedeutung, dass der Dübel und der Schweißwulst keinen monolithischen Körper bilden, beide aber jeweils vollständig mit dem Trägermaterial verbunden sind (vgl. Kapitel 3.2).

Dübel-Ø	Höhe	Kopf-Ø	Kopf-Höhe	h_{Wulst}	b_{Wulst}	h_{Wulst}/d [-]	b_{Wulst}/d [-]
19 mm	80 mm	32 mm	10 mm	4 mm	2,0 mm	0,21	0,105
22 mm	100 mm	34 mm	10 mm	6 mm	2,5 mm	0,27	0,114
25 mm	120 mm	40 mm	12 mm	6 mm	3,0 mm	0,24	0,120

Tabelle 4.5: Abmessungen der Dübel nach dem Schweißen

Für die hochfesten Dübel (Versuchsserien 34 und 35) wurde auf vorhandene schweißbare Stähle zurückgegriffen. Ein kaltverfestigter Stahl S355 J2 G3 mit einem gegenüber einem herkömmlichen S235 JR G2 abgesenkten Phosphor- und Schwefelgehalt besitzt bereits höhere Materialfestigkeiten. Daher wurde ein Draht Ø 23 mm der Güte S355 J2 G3 auf einen Durchmesser von 18,85 mm kalt gezogen. Die dadurch erreichte Zugfestigkeit $R_m = 750 \text{ N/mm}^2$ entsprach etwa der angestrebten Materialfestigkeit. Die nach EC 4 geforderte Bruchdehnung von $\epsilon_u = 12\%$ und das erforderliche Streckgrenzenverhältnis von 1,2 konnten jedoch bei der Entwicklung und Fertigung der hochfesten Dübel nicht eingehalten werden.

Das Aufschiessen der Dübel erfolgte im Hubzündeverfahren (TRILLMICH, WELZ, 1997). Für Baustellenbedingungen liegt der Grenzdurchmesser dieses Verfahrens zurzeit bei ca. 23 mm. Unter Laborbedingungen können Dübel des Durchmessers 25 mm problemlos geschweißt werden.

4.5 Versuchskörperherstellung, Versuchsdurchführung, Messtechnik

Die Herstellung der Versuchskörper ist im EC 4 geregelt. Die Dübel standen während des Betoniervorgangs aufrecht. Aufgrund des symmetrischen Versuchsaufbaus sollte die Festigkeit des Betons der beiden Hälften am Tag der Prüfung identisch sein. Daher soll der Stahlträger zur Herstellung entlang des Steges aufgetrennt und beide Seiten gleichzeitig betoniert werden. Nach dem Ausschalen beider Hälften wird der Träger wieder zusammengeschweißt. Da der hochfeste Beton im Gegensatz zu normalfestem Beton jedoch nach 28 Tagen keine signifikanten Festigkeitszunahmen zeigt, konnten die zwei Seiten im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen nacheinander im Abstand eines Tages betoniert werden. Dabei wurden die Stahlflächen eingefettet, um einen zusätzlichen Reibungsverbund weitgehend auszuschießen. Nach dem Betonieren wurden die Prüfkörper mit feuchten Tüchern und Folie eingepackt und gelagert.

Wie im EC 4 vorgesehen, wurden zu Beginn des Abscherversuchs 25 Lastwechsel zwischen 5 und 40% der rechnerischen Bruchlast gefahren. Danach wurden die Prüfkörper weggesteuert bis zum Bruch belastet. Die Gesamtdauer eines Versuchs betrug mindestens 15 Minuten. Während des Versuchs wurde der auftretende Schlupf zwischen Beton und Stahlträger durch vier induktive Wegaufnehmer jeweils in der Mitte der Verbundfuge gemessen. Die Messdaten aller Wegaufnehmer wurden gemittelt.

4.6 Vereinfachte Auswertung der Versuche nach EC 4

Die Versuchsauswertung für Push-Out Versuche ist nach EC 4 wie folgt festgelegt:

- 1) Eine Versuchsserie besteht aus mindestens drei Versuchen.
- 2) Die maximalen Versuchslasten $P_{\max 1}$ bis $P_{\max 3}$ werden ermittelt, die kleinste wird auf 90% abgemindert: Dies ist die charakteristische Traglast P_{Rk} .
- 3) Weicht eine der drei Maximallasten $P_{\max, i}$ um mehr als 10% vom Mittelwert ab, müssen mindestens drei weitere Tests vorgenommen werden.
- 4) Eine horizontale Gerade für P_{Rk} schneidet die drei Kurven in jeweils zwei Punkten, es sei denn, das Verbundmittel versagt, bevor die Last wieder auf P_{Rk} gefallen ist. In diesem Fall gibt es nur den ersten Schnittpunkt.
- 5) Der zweite Schnittpunkt gibt das Verformungsmaß δ_u an. Liegt kein zweiter Schnittpunkt vor, wird der letzte erfasste Wert vor dem Versagen eingesetzt. δ_u wird für jeden Versuch einer Serie mit P_{Rk} aus 2) ermittelt. Der kleinste Wert δ_u ist maßgebend. Durch die Multiplikation mit dem Faktor 0,9 erhält man das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} .
- 6) Zur Bestimmung der Bemessungslast P_{Rd} wird P_{Rk} auf 80% reduziert.
- 7) Ein Verbundmittel darf hinsichtlich seiner Duktilität wie Kopfbolzendübel mit den im EC 4 spezifizierten Abmessungen beurteilt werden, wenn δ_{uk} größer als 6 mm ist.

4.7 Versuchsergebnisse

4.7.1 Allgemeines

Um einen Vergleich der Last-Schlupf-Diagramme der durchgeführten Versuche nach Augenschein zu ermöglichen, wurden die Hauptgitternetzlinien an das Probenformat angepasst: Für den Standard Versuch POST wurde ein Hauptintervall von 200 kN gewählt, für den Einzel-Abscherversuch SPOT ergibt sich ein Hauptintervall von 25 kN. Detailliertere Angaben zu den Versuchen finden sich im Anhang A.2.

4.7.2 Serien 1, 2 und 3: POST KBD 19, 22 und 25 mm

Die ersten drei Serien wurden innerhalb des EGKS-Vorhabens (2000) geprüft. Die Kopfbolzendübel mit den Durchmessern 19 mm und 22 mm konnten den kritischen Schlupf von 6 mm nicht erreichen. Die Dübel mit dem Durchmesser von 25 mm verfehlten das Verformungskriterium wegen der hohen Würfeldruckfestigkeit von 113,8 N/mm² knapp.

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
1	POST KBD 19 mm	110,1	550	125,82	100,7	4,51
2	POST KBD 22 mm	112,6	530	171,81	137,4	4,89
3	POST KBD 25 mm	113,8	450	203,41	162,7	5,98

Tabelle 4.6: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serien 1, 2 und 3

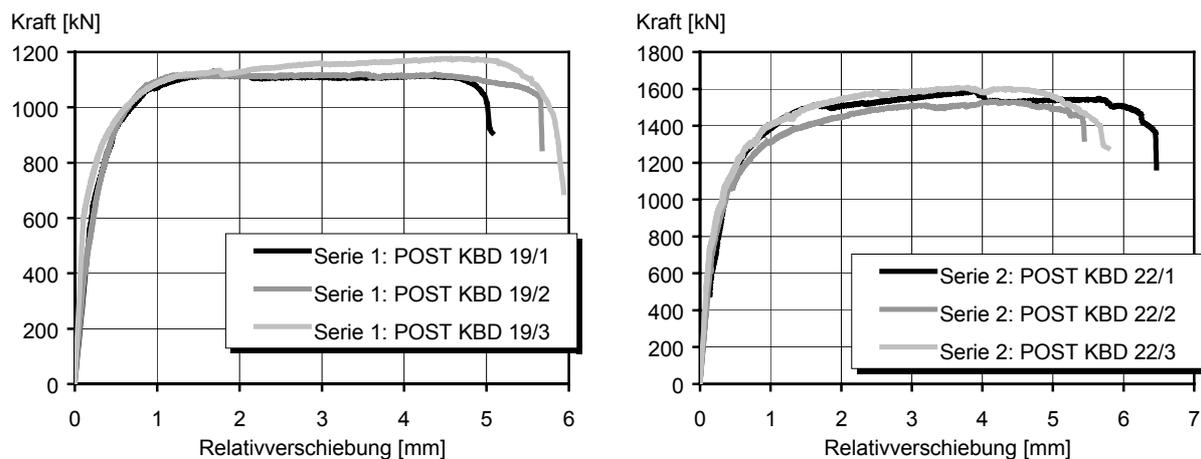


Bild 4.9: Versuchsergebnisse Serie 1 (links) und Serie 2 (rechts)

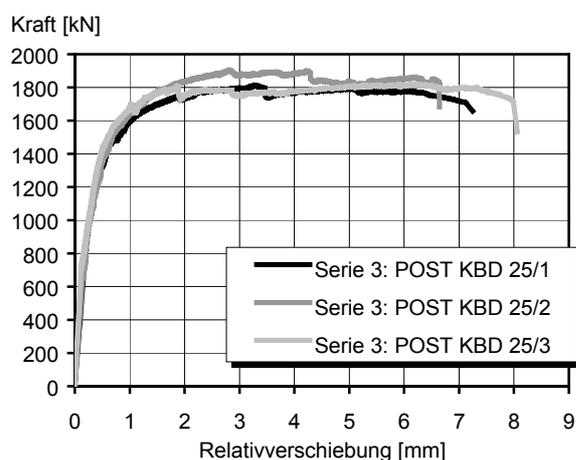


Bild 4.10: Versuchsergebnisse Serie 3



Bild 4.11: Dübel nach dem Versuch

4.7.3 Serien 9 und 10: SPOT KBD 19 und 22 mm

Bei dem Single Push-Out Test wird jeweils ein einzelner Dübel geprüft. Während des dritten Versuchs bei Serie 9 wies die Steuerung der Hydraulik eine Fehlfunktion auf, die zur Zerstörung der Probe führte. Die erreichten Traglasten liegen weit über denen des POST (Zunahme von 25,2% im Vergleich zu Serie 1). Da die Kurven das Tragverhalten eines Einzeldübel wiedergeben, können die Ursachen für eine ungewöhnliche Kurvencharakteristik zuverlässiger gefunden werden: Der SPOT KBD 19/2 besaß einen schlecht ausgebildeten Schweißwulst. Bei einer Relativverschiebung von etwa 1,1 mm weist die Kurve einen kurzen Lastabfall auf. Zu diesem Zeitpunkt riss der Wulst vermutlich aufgrund der tangentialen Zugspannung an seiner Rückseite. Der Traglastanteil des Wulstes ging hierbei fast vollständig verloren. Wird der zweite Versuch in der Auswertung vernachlässigt, ergibt sich eine charakteristische Tragkraft von 165,5 kN und eine Bemessungslast von 132,4 kN. Dieser Wert ist für die späteren Vergleiche mit den vorgenommenen Modifikationen relevant.

Die Serie 10 des SPOT bestätigte ebenfalls eine erhebliche Laststeigerung im Vergleich zum Standard-Versuch (etwa 23%). Dadurch, dass der Wulst des Dübels \varnothing 22 mm deutlich stärker und zuverlässiger ausgebildet war als der des Dübels \varnothing 19 mm, zeigen die Versuchsergebnisse nur geringe Abweichungen.

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
9	SPOT KBD 19 mm	115,4	557	151,4	121,1	4,19
10	SPOT KBD 22 mm	115,8	531	211,9	169,5	7,31

Tabelle 4.7: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serien 9 und 10

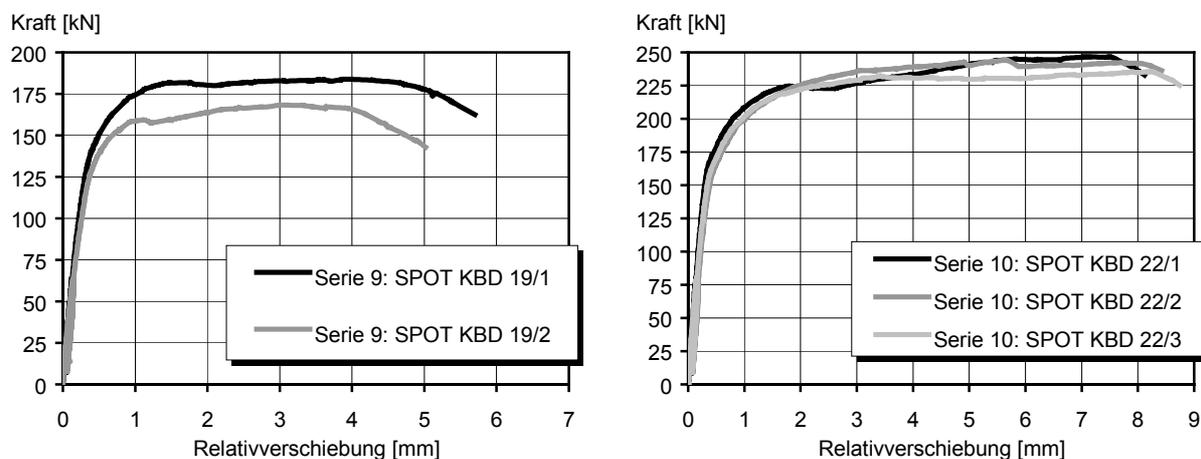


Bild 4.12: Versuchsergebnisse Serie 9 (links) und Serie 10 (rechts)

4.7.4 Serien 11, 12 und 13: POST KBD 19, 22 und 25 mm

Innerhalb des AiF-Forschungsvorhabens wurden die Standard-Versuche mit den üblichen drei Dübeldurchmessern wiederholt. Die Bruchlasten lagen für die \varnothing 19 und 22 mm höher als bei der ersten Versuchsreihe. Bei den Dübeln \varnothing 25 mm versagten zwei Versuchskörper relativ frühzeitig. Die Dübel mit den Durchmessern 22 mm und 25 mm erreichten bei diesen Versuchen das geforderte Verformungsvermögen von 6 mm. Der Grund ist die im Vergleich zu den Serien 1 bis 3 um 25% geringere Betonfestigkeit.

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
11	POST KBD 19 mm	86,1	557	139,7	111,8	5,68
12	POST KBD 22 mm	86,1	531	189,9	151,9	6,71
13	POST KBD 25 mm	88,1	452	189,8	151,8	7,62

Tabelle 4.8: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serien 11, 12 und 13

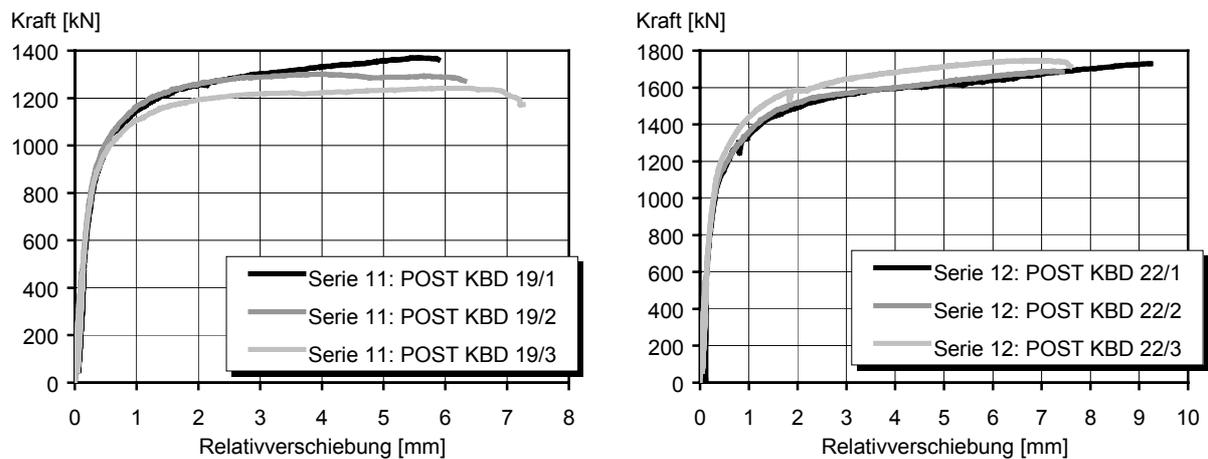


Bild 4.13: Versuchsergebnisse Serie 11 (links) und Serie 12 (rechts)

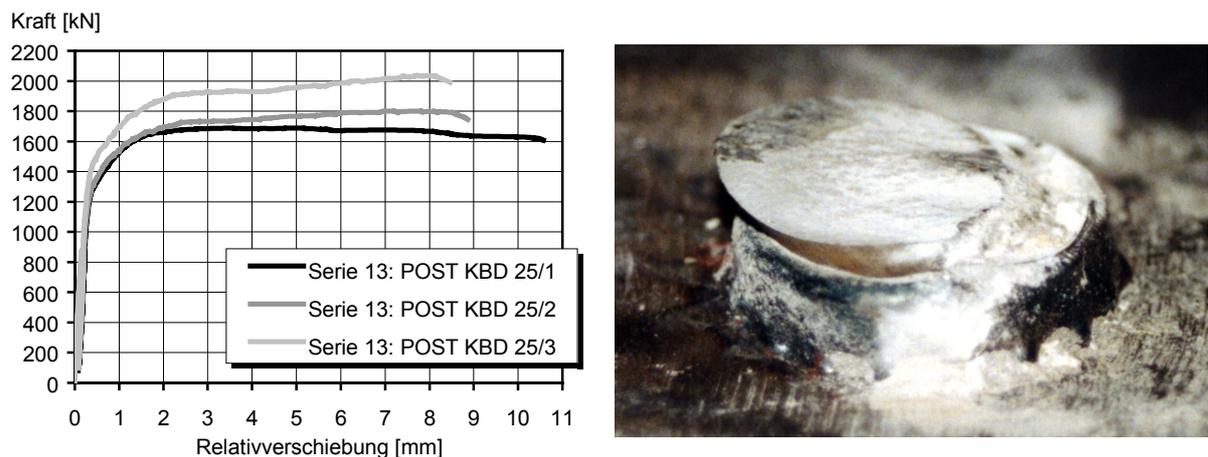


Bild 4.14: Versuchsergebnisse Serie 13 (links), Dübel nach Versagen (rechts)

4.7.5 Serien 14 und 27: POST KBD 19, Doppeldübel

Der Dübelabstand von 40 mm konnte nicht weiter verringert werden, da der verbleibende Raum zwischen den Dübelköpfen vom Greifer der Schweißpistole benötigt wurde. Ein Kontakt zum bereits verschweißten Dübel musste vermieden werden, da sich der Greifer im Stromkreislauf befindet.

Beim ersten Versuch wurde die charakteristische Traglast und damit die Oberlast für die 25 Lastwechsel zu hoch angenommen, so dass dieser Versuch unbrauchbar ist. Daher wird er bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Aus den Bruchbildern der Versuche **ohne** Querbewehrung ist zu erkennen, dass sich hinter dem zweiten Dübel ein Hohlraum gebildet hat, der in dieser Form auch beim Einzeldübel vorhanden ist (Bild 4.19). Hinter dem ersten Dübel der Gruppe entstand dieser Hohlraum nicht. Dies beweist, dass die beiden Kopfbolzendübel kraftschlüssig gekoppelt waren und gemeinsam auf den Beton unmittelbar vor der Gruppe eingewirkt haben. Weiterhin belegen die Bruchbilder, dass die untere Dübellege eine zusätzliche Zugbeanspruchung erfahren hat, da der obere der beiden Doppeldübel weit aus dem Beton herausgezogen wurde bevor er versagte. Im Vergleich zur Serie 11: POST KBD 19 ergab sich eine um 5,4% geringere Traglast, was dem abgeschirmten Dübel zuzuschreiben ist. Der erste Dübel konnte seine ganze Tragfähigkeit entfalten, während der zweite Dübel zu diesem Zeitpunkt nicht an der Grenze seiner Tragfähigkeit war. Das Duktilitätskriterium wurde erfüllt.

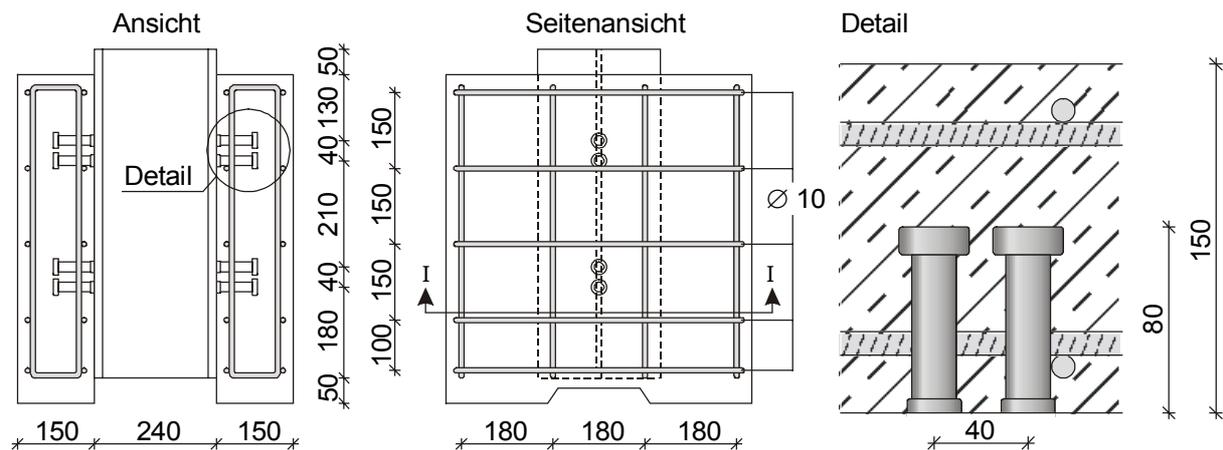


Bild 4.15: Versuchsanordnung Serie 14: Doppeldübel **ohne** Querbewehrung

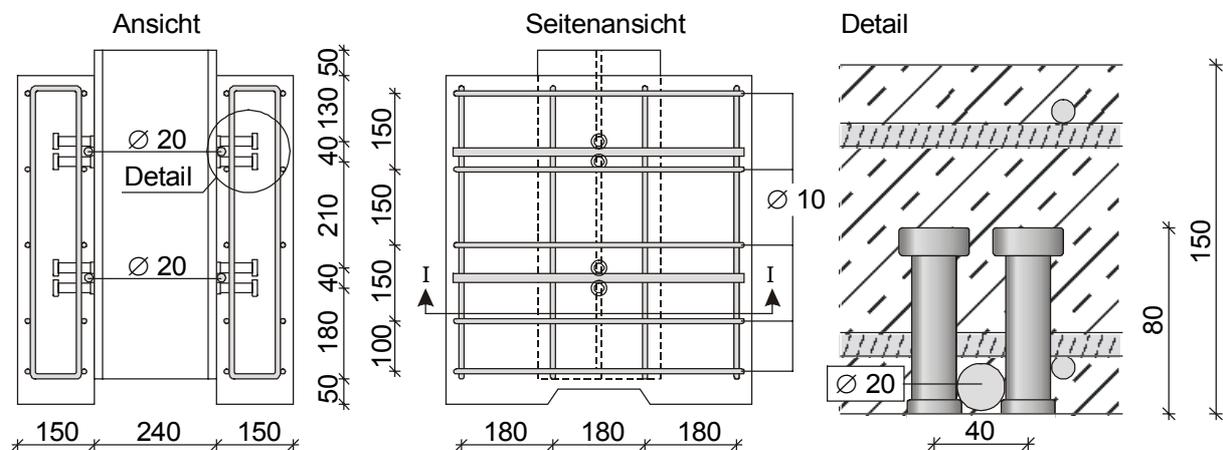


Bild 4.16: Versuchsanordnung Serie 27: Doppeldübel **mit** Querbewehrung

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
14	POST KBD 19 DD ohne Bew.	88,1	-	132,3	105,8	7,42
27	POST KBD 19 DD mit Bew.	95,7	557	124,7	99,7	5,95

Tabelle 4.9: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serien 14 und 27

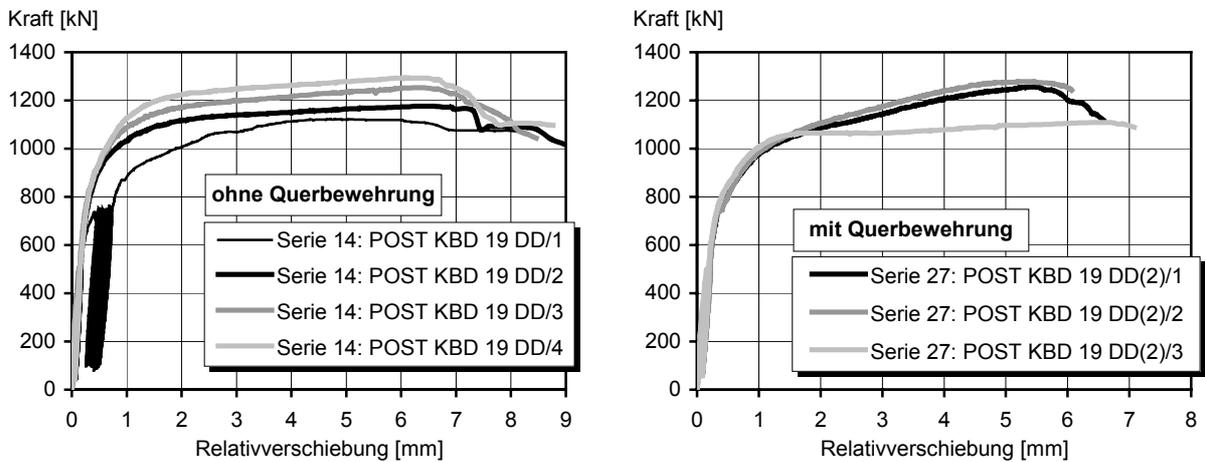


Bild 4.17: Versuchsergebnisse Serie 14: **ohne** Querbewehrung (links), Serie 27: **mit** Querbewehrung (rechts)



Bild 4.18: Doppeldübel **ohne** Querbewehrung nach dem Schweißen (links) und nach dem Versuch (rechts)

Die Auswertung der Versuche 1 und 2 der Serie **mit** Querbewehrung erfolgte nur an einer Seite mit zwei Wegaufnehmern, da sich der Versuchskörper während des Versuchs schief stellte. Die Anfangssteifigkeit war im Vergleich zu den Versuchen ohne Querbewehrung deutlich geringer. Dies lässt sich auf den störenden Einfluss des Bewehrungsstabes, der ein Entmischen bzw. eine Nesterbildung in der Betonmatrix zwischen den Schweißwülsten hervorruft, zurückführen. Da die Betondruckzone zwischen den Dübeln das Verformungsverhalten entscheidend bestimmt, sollte jeder störende Einfluss in diesem Bereich vermieden werden. Das Duktilitätskriterium wurde nicht erfüllt, da die Bewehrungsstäbe die Dübellasten vom Dübel weg in den Betongurt weiterleiten, so dass die lokalen Betonpressungen und –zerstörungen vor dem ersten Dübel abnehmen. Daher sollte auf die Anordnung zusätzlicher Bewehrungsstäbe unbedingt verzichtet werden.

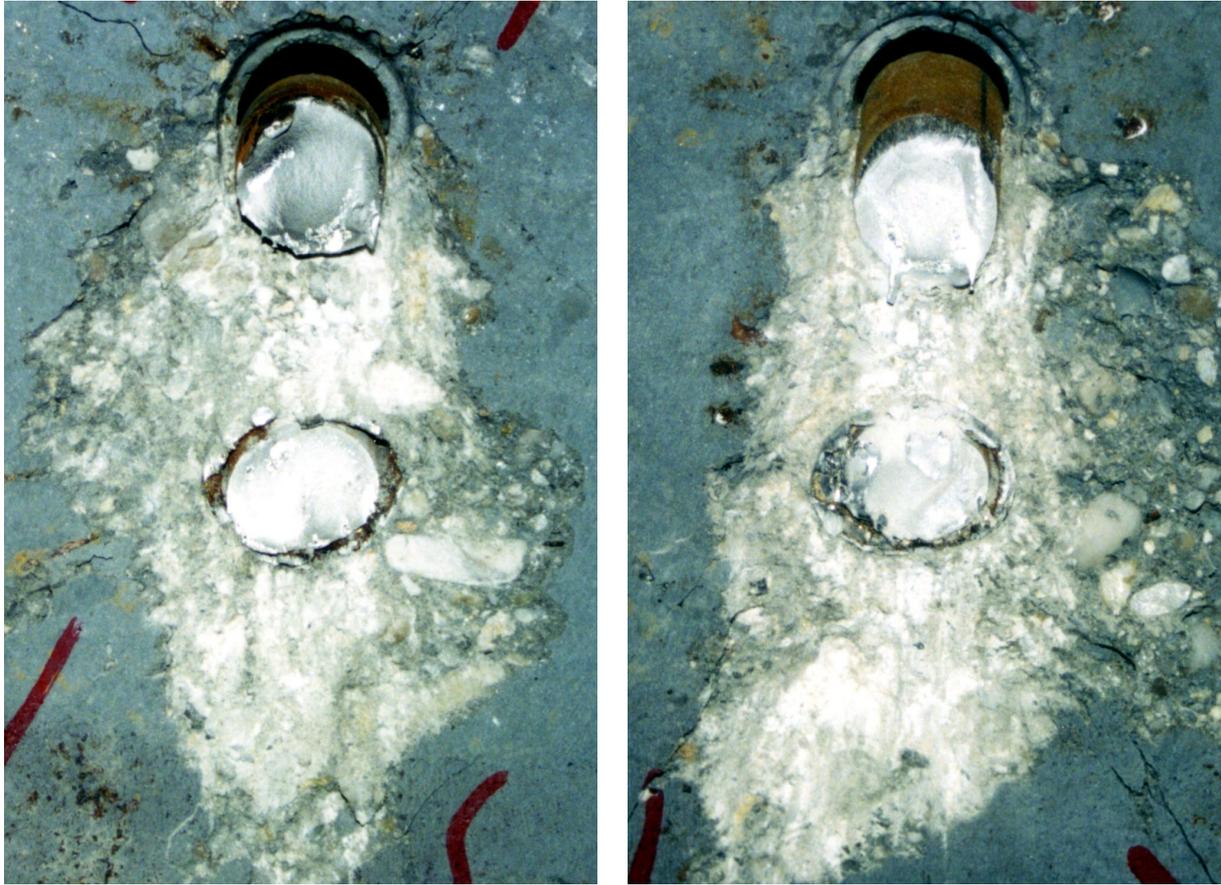


Bild 4.19: Doppeldübel **ohne** Querbewehrung: Dübel nach dem Versagen im Beton, obere Dübellage (links) und untere Dübellage (rechts)

4.7.6 Serie 20: SPOT KBD 19, Gummipolster 1

Bis zu einer Last von etwa 100 kN konnte bei dieser Variante mit Gummipolster die Kraft stetig gesteigert werden. Danach setzte der Verlust der Steifigkeit ein, da der Schaft plastizierte (Bild 4.21). Der stärkste Dübel dieser Serie erreichte 162,1 kN im Vergleich zur Maximallast von 183,9 kN bei den Dübeln ohne Polster in Serie 9, dies entspricht einem Verlust von etwa 12%. Die Duktilität war ausreichend, jedoch wurden die Maximallasten erst bei großen Verformungen erreicht. Dies bedeutet, dass die Verbundmittel innerhalb eines Verbundträgers eventuell bereits unter Gebrauchslasten fließen, was zu unerwartet hohen Trägerverformungen führen kann.

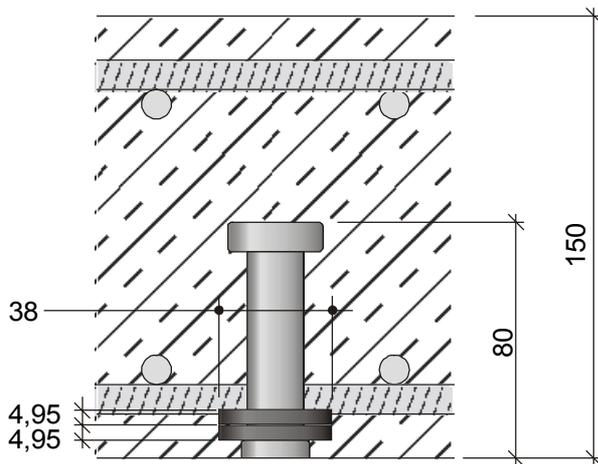


Bild 4.20: Polsteranordnung Serie 20: SPOT KBD 19, Gummipolster 1

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
20	SPOT KBD 19, Polster 1	101,9	499	136,5	109,2	7,96

Tabelle 4.10: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serie 20

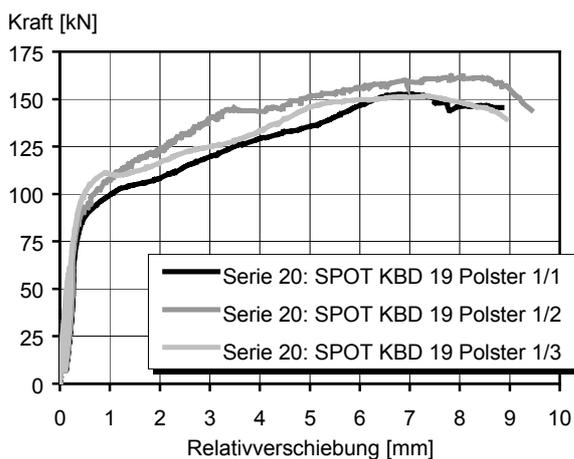


Bild 4.21: Versuchsergebnisse Serie 20 (links), verformter Dübel (rechts)

4.7.7 Serie 21: SPOT KBD 19, Gummipolster 2

Mit der zweiten Variante zur Anordnung der Gummipolster konnte die Last bis zum Verlust der Steifigkeit auf etwa 130 kN gesteigert werden. Die Maximallasten übertrafen die der ersten Polsteranordnung um 20 kN. Aufgrund des größeren Abstands der Fließgelenke erstreckten sich die Verformungen über den gesamten gepolsterten Bereich, und die lokalen Stahldehnungen verringerten sich bei gleicher Relativverschiebung. Die Gesamtverschiebungen waren in beiden Fällen mit 9 bis 10 mm gleich groß. Der dritte Versuch zeigte ein abweichendes Last-Verformungs-Verhalten, was durch eine Veränderung der Lage des Polsters während des Betoniervorgangs durch den Kontakt mit der Rüttelflasche oder eine nicht vollständige Ausfüllung zwischen den beiden Gummiringen mit Frischbeton erklärt werden kann.

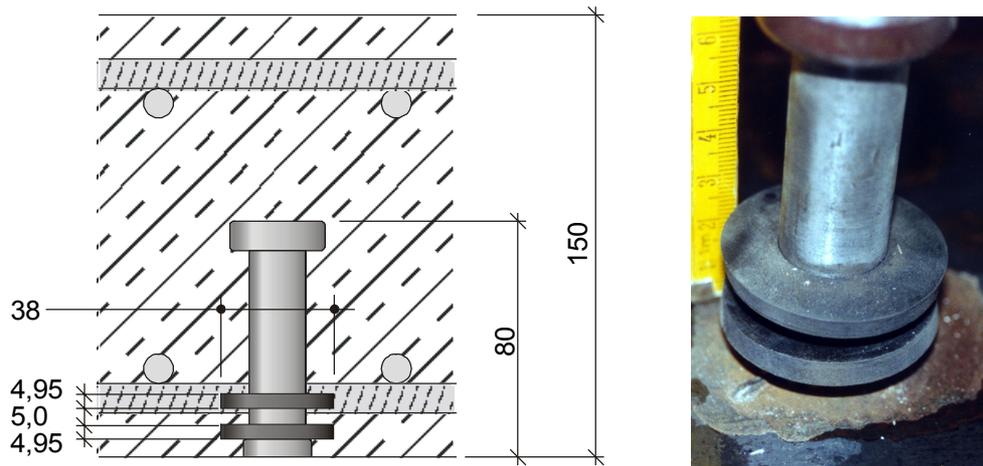


Bild 4.22: Polsteranordnung Serie 21: SPOT KBD 19, Gummipolster 2

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
21	SPOT KBD 19, Polster 2	101,9	499	154,1	123,3	7,07

Tabelle 4.11: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serie 21

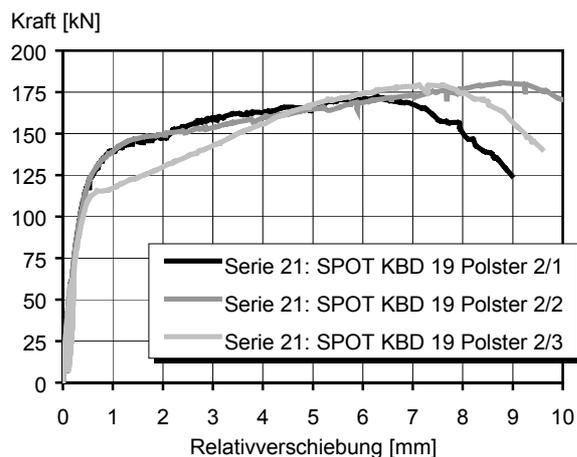


Bild 4.23: Versuchsergebnisse Serie 21 (links), verformter Dübel (rechts)

4.7.8 Serie 22: SPOT KBD 22, Gummipolster 1

Der Dübel $\varnothing 22$ mm zeigte ein ähnliches Trag- und Verformungsverhalten wie der Dübel $\varnothing 19$ mm mit Gummipolster. Die Traglast war deutlich geringer als die des nicht modifizierten Dübels und wurde erst nach großen Verformungen erreicht.

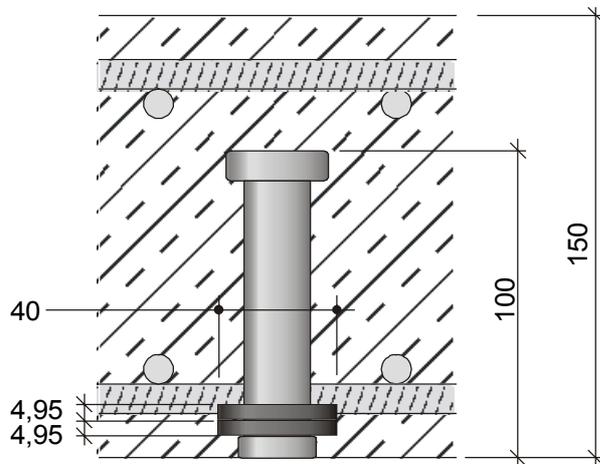


Bild 4.24: Polsteranordnung Serie 22: SPOT KBD 22, Gummipolster 1

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{RK}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
22	SPOT KBD 22, Polster 1	101,9	554	226,6	181,3	10,9

Tabelle 4.12: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serie 22

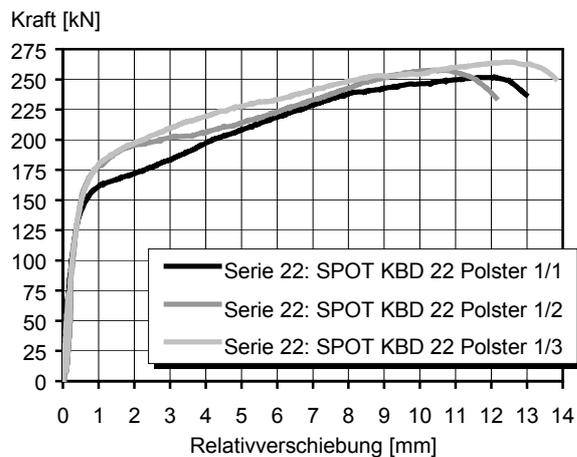


Bild 4.25: Versuchsergebnisse Serie 22 (links), verformter Dübel (rechts)

4.7.9 Serie 24: SPOT KBD, elliptisch (Querschnitt = 380 mm²)

Für diese Serie wurde aus einem Dübel $\varnothing 25$ mm ein elliptischer Querschnitt gefräst. Um die vorhandenen Keramikringe verwenden zu können, wurde dessen kreisförmige Querschnittsfläche in der Schweißzone erhalten, so dass die Wulstabmessungen denen eines Dübels $\varnothing 25$ mm entsprachen. Der einer Ellipse angenäherte Schaftquerschnitt besaß wie der Dübel $\varnothing 22$ mm eine Querschnittsfläche von 380 mm² (Bild 4.26). Die Schweißbarkeit dieses Dübels war unzureichend, da das aufgeschmolzene Schweißgut nicht ausreichend gegen den Zutritt von Luft geschützt werden konnte, so dass es während des Brennvorgangs zum Aufspritzen der Schmelze kam. Die Wulste waren dadurch sehr ungleichförmig ausgebildet. Trotzdem fand in allen drei Versuchen das Versagen oberhalb des Wulstes statt. Da die Querschnittsform an der Oberkante des Wulstes scharfkantig auf den Kreisquerschnitt wechselte, lag dort eine Spannungsspitze vor, die ein vorzeitiges Versagen verursachte. Der Tragkraftverlust gegenüber dem Dübel $\varnothing 22$ mm beträgt etwa 11%, was aber durch die Materialdaten erklärt werden kann. Der verwendete Dübel $\varnothing 25$ mm besaß eine Zugfestigkeit von 453 N/mm², der zum Vergleich herangezogene $\varnothing 22$ aus Serie 10 hingegen 531 N/mm².

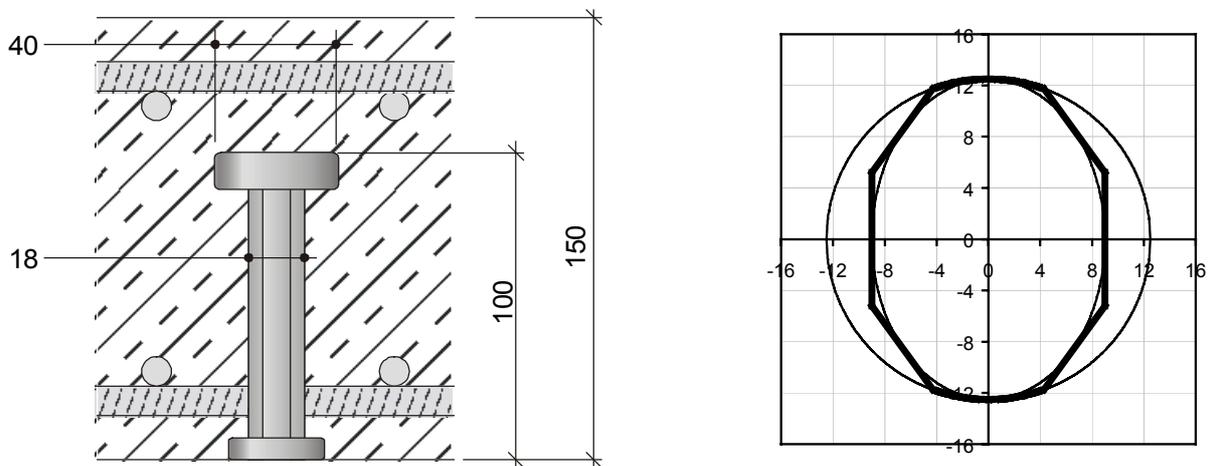


Bild 4.26: Versuchsanordnung Serie 24 (links) und Querschnitt (rechts)

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
24	SPOT KBD, elliptisch	107,0	453	189,3	151,4	5,17

Tabelle 4.13: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serie 24

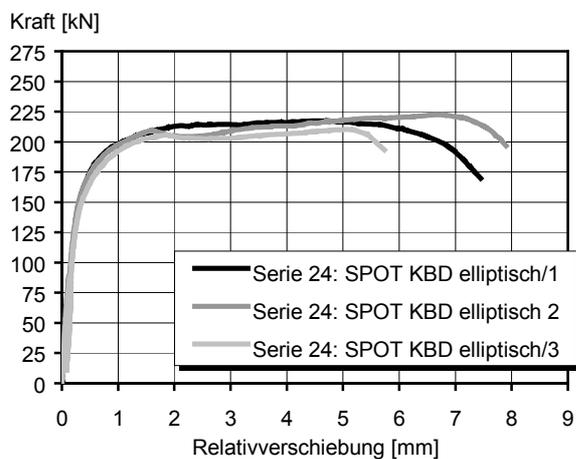


Bild 4.27: Versuchsergebnisse Serie 24 (links), verformter Dübel (rechts)

4.7.10 Serie 25: SPOT KBD 22, DMS

Dieser Dübel erzielte eine niedrigere Traglast als es die Materialkennwerte erwarten lassen. Die Schwächung ist auf die Messstelle „vorne unten“ zurückzuführen. Der Dehnungsmessstreifen (DMS) besitzt inklusive Vergussmasse eine Höhe von etwa 4 mm. Das Kabel wird durch einen Schlauch vor Feuchtigkeit geschützt, in dessen Innenraum neben dem Kabel auch Luft eingeschlossen bleibt, was zu einer Schwächung des Betons führt.

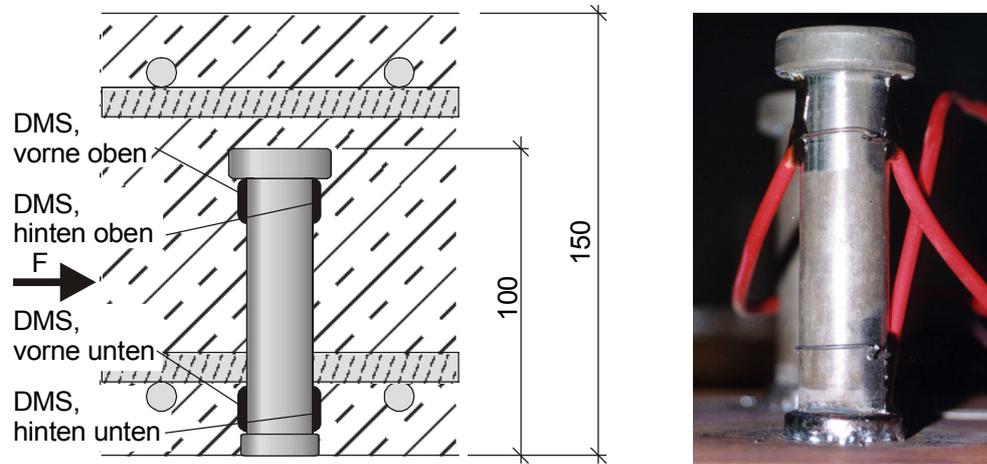


Bild 4.28: Versuchsordnung Serie 25 (links) und Lage der DMS (rechts)

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
25	SPOT KBD 22, DMS	107,0	554	194,7	155,7	5,55

Tabelle 4.14: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serie 25

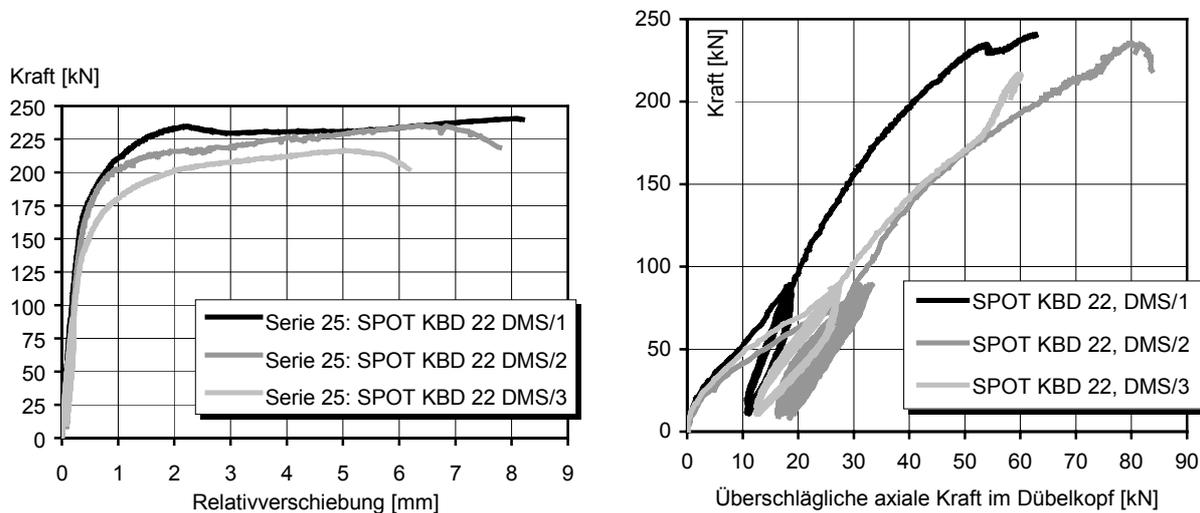


Bild 4.29: Versuchsergebnisse Serie 25 (links), überschläglich aus den gemessenen Dehnungen berechnete axiale Kraft am Dübelkopf (rechts)

Von den Messungen vorne unten (Bild 4.30, links) lieferte nur der dritte Versuch brauchbare Messwerte, da die DMS der anderen Versuche zerstört wurden. Die Messungen an der Rückseite oberhalb des Schweißwulstes lieferten zuverlässige Ergebnisse, da sich der DMS während des Versuches in einem Hohlraum befand (Bild 4.30, rechts). Der dritte Versuch, der die kleinste Maximallast aufwies, zeigte an dieser Stelle die stärkste Stauchung. Dadurch wird bestätigt, dass eine lokale Konzentration der Verformungen die Traglasten senkt. Die Mes-

sungen unter dem Dübelkopf zeigen, dass der erste Versuch die größte Anfangssteifigkeit besaß (Bild 4.31). Die Einspannung im Beton wurde am geringsten gestört, daher waren auch die axialen Kräfte, die bis zum Kopf weitergeleitet wurden, am kleinsten (Bild 4.29, rechts). Die axialen Dübelkräfte direkt unterhalb des Dübelkopfes wurden näherungsweise berechnet. Sie betragen etwa 25% der angreifenden Schubkraft und entstehen als Reaktion auf die nahezu reine Schubverformung des Dübels im Fußbereich.

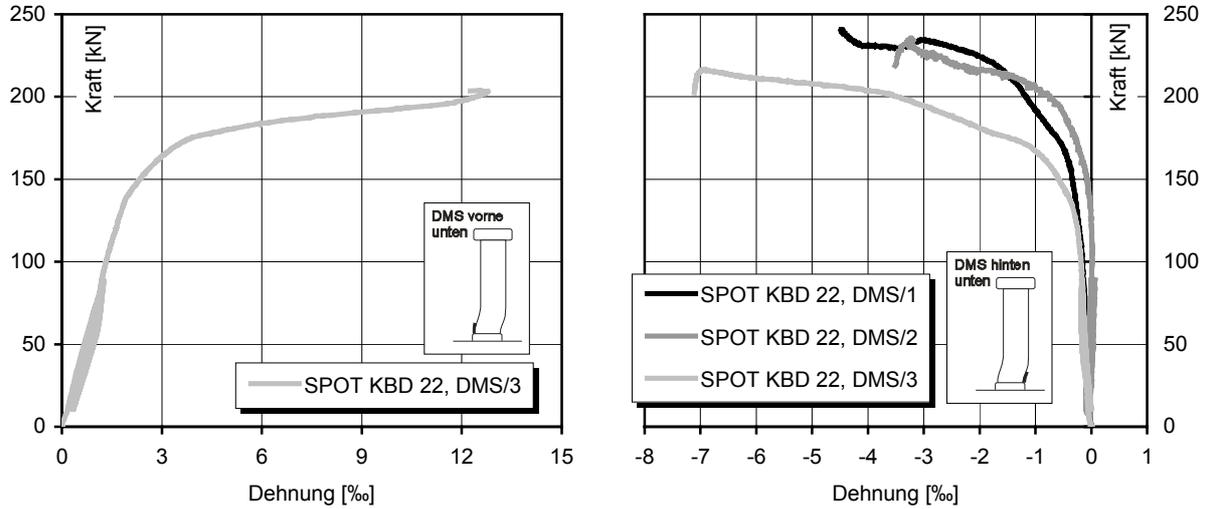


Bild 4.30: Messergebnisse der DMS vorne unten (links) und hinten unten (rechts)

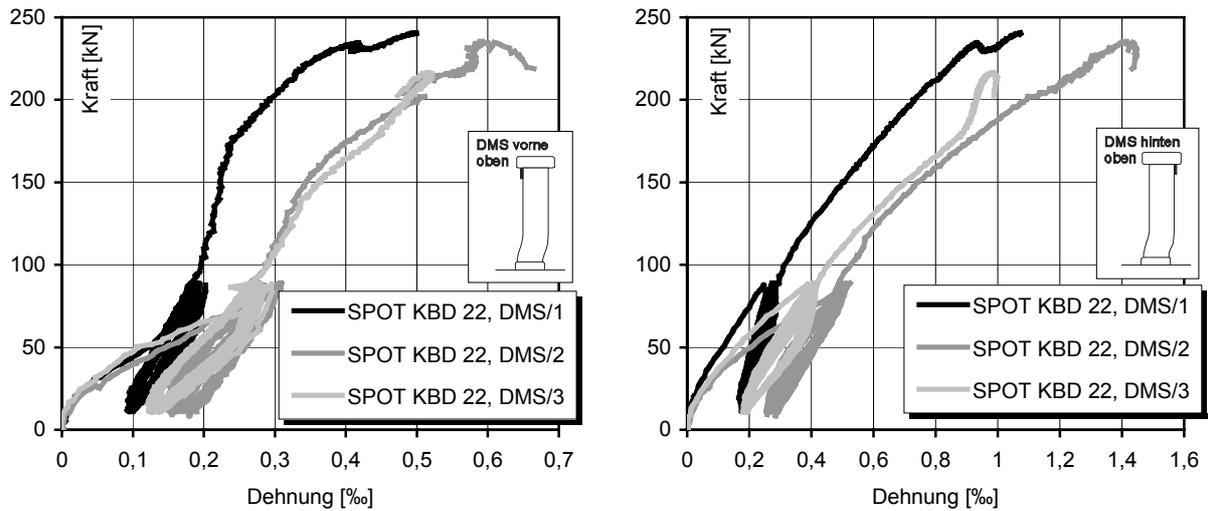


Bild 4.31: Messergebnisse der DMS vorne oben (links) und hinten oben (rechts)

4.7.11 Serie 28: SPOT KBD 19, Polster Buche

Auch das Polster aus Buchenholz führte zu einer geringen Anfangssteifigkeit, da der E-Modul des Buchenholzes zu gering war. In Anlehnung an das Verhalten in normalfestem Beton sollte der E-Modul des Polstermaterials zwischen 15000 N/mm² und 20000 N/mm² betragen. Das Material darf nicht spröde sein, da es sonst während der Bauphase leicht beschädigt wird. Werkstoffe wie Kunstharz, alkalibeständige Kunststoffe oder Glasfaserbeton kommen dafür in Frage. Die Traglasten lagen in der Größenordnung der Versuche mit dem Gummipolster 1 (etwa 85% der Traglasten des nicht modifizierten Kopfbolzendübel mit dem Durchmesser 19 mm). Auch die Verformungsfiguren waren sehr ähnlich.

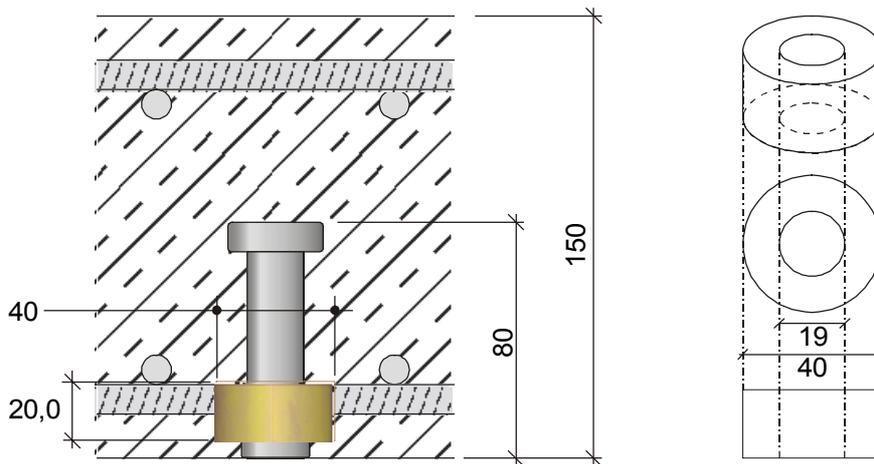


Bild 4.32: Polsteranordnung Serie 28: SPOT KBD 19, Polster Buche

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
28	SPOT KBD 19, Polster Buche	99,9	557	133,7	107,0	8,15

Tabelle 4.15: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serie 28

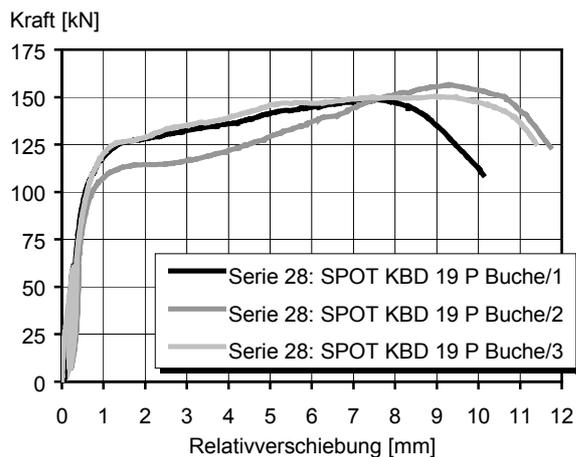


Bild 4.33: Versuchsergebnisse Serie 28 (links), verformter Dübel (rechts)

4.7.12 Serie 29: SPOT KBD 19, Metallring und Gummipolster

Unter Berücksichtigung der Materialkennwerte sind die Traglasten bei dieser Dübelvariante genauso groß wie die des nicht modifizierten Dübels $\varnothing 19$ mm, ihr Last-Verformungsverhalten ist deutlich besser als das jeder anderen Polsteranordnung. Die Form des Metallrings sollte jedoch verbessert werden, da das Duktilitätskriterium nur knapp erfüllt wurde. Um den Schaft besser zu unterstützen, kann die Dicke des Ringes vergrößert werden. Sie sollte mindestens 10 mm betragen, damit die Dübelverformungen weit genug vom Dübelfuß auftreten. Das unterschiedliche Verformungsverhalten der drei Versuche ist auf Schweißrückstände am Dübelschaft und eine unregelmäßige Form der Wulstoberkanten zurückzuführen, wodurch die Höhenlage des Metallrings beeinflusst wurde. Bei den Versuchen 1 und 3 lag der Metallring nicht direkt auf dem Wulst auf und war daher nicht so wirkungsvoll wie bei Versuch 2.

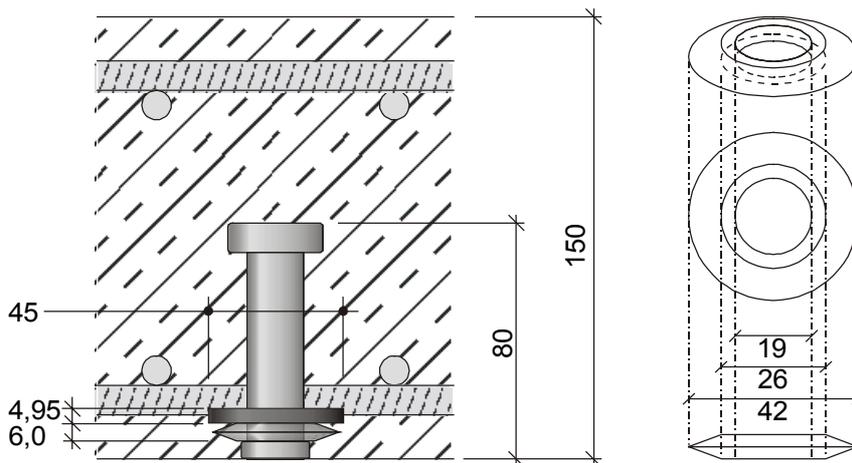


Bild 4.34: Anordnung des Metallrings mit Gummipolster bei Serie 29

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
29	SPOT KBD 19, Metallring und Polster	91,4	557	153,4	122,7	6,52

Tabelle 4.16: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serie 29

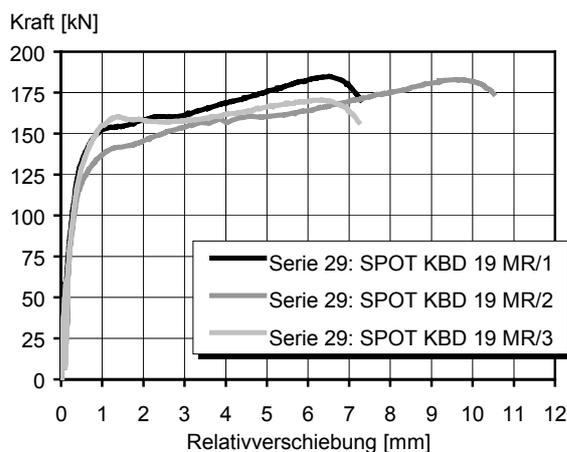


Bild 4.35: Versuchsergebnisse Serie 29 (links), Bruchfläche im Beton (Mitte) und verformter Dübel (rechts)

4.7.13 Serien 32 und 33: POST und SPOT KBD 19, Hülse und Gummipolster

Die Tragfähigkeiten der Standard-Versuche POST lagen bei dieser Variante etwa 10% über denen der nicht modifizierten Dübel desselben Durchmessers. Die Anfangssteifigkeit war wie erwartet hoch. Das Duktilitätskriterium wurde mit einer Ausnahme von allen Versuchskörpern gut erreicht. Die Bruchbilder erklären dies: Die Dübel zeigten eine große Duktilität, wenn die Hülse direkt über dem Schweißwulst angebracht war, was jedoch wegen des ungleichmäßigen Randes der Schweißwülste nicht immer möglich war (Bild 4.38, rechts). Befanden sich die Hülsen einige Millimeter über dem Schweißwulst, so wurde der verformte Bereich frühzeitig überbeansprucht und versagte. Anhand der Bruchbilder wurde zudem wieder bestätigt, dass die untere Dübellage im Standard-Versuch höher beansprucht wird als die obere Dübellage.

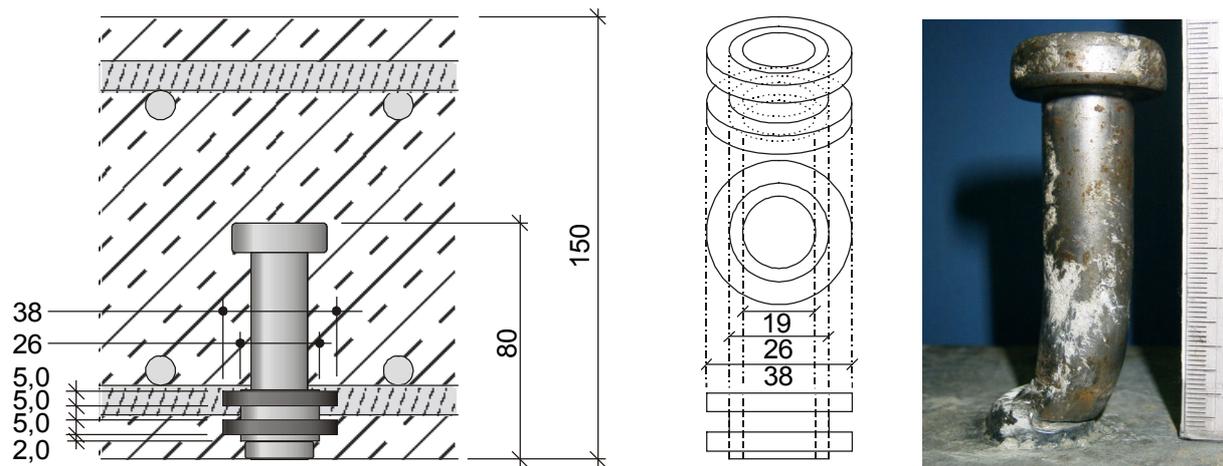


Bild 4.36: Anordnung der Hülse mit Gummipolstern bei den Serien 32 und 33 (links), verformter Dübel (rechts)

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
32	POST KBD 19, Hülse und Polster	93,0	558	149,3	119,5	7,11
33	SPOT KBD 19, Hülse und Polster	92,7	558	152,8	122,2	6,30

Tabelle 4.17: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serien 32 und 33

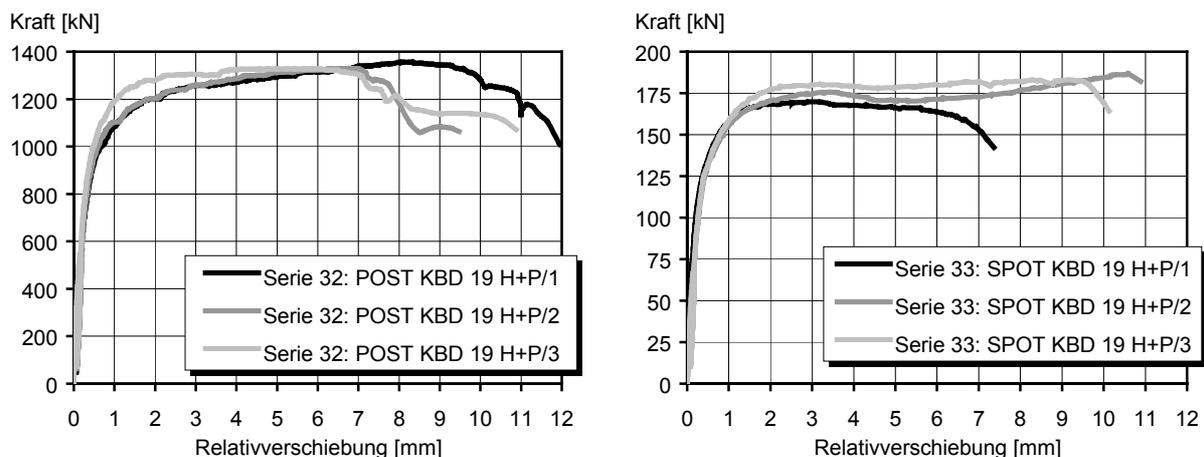


Bild 4.37: Versuchsergebnisse Serie 32 (links) und Serie 33 (rechts)

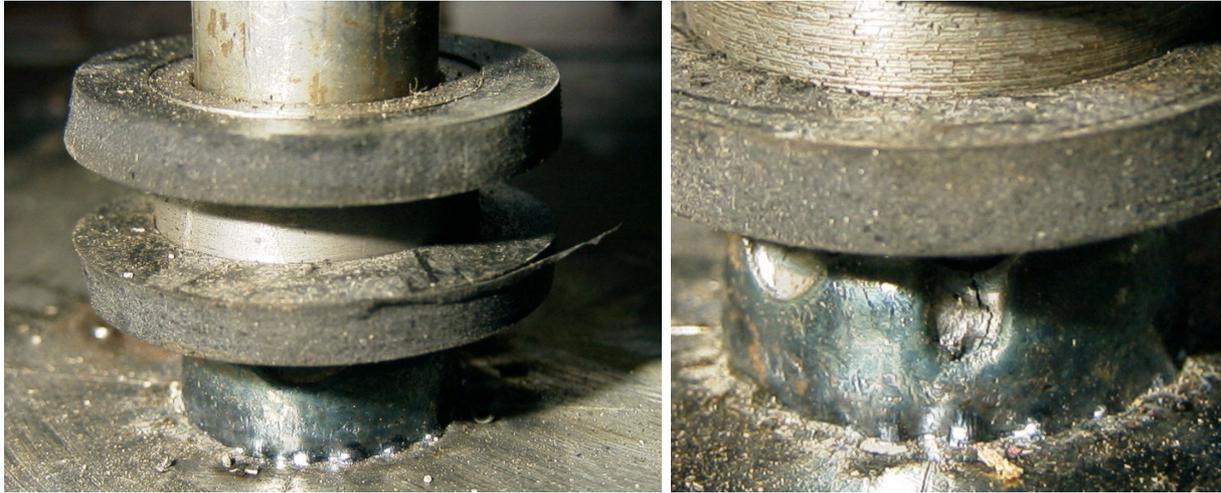


Bild 4.38: Dübel mit Hülse und Polster vor dem Betonieren (links), größerer Abstand zur Stahloberfläche durch Unregelmäßigkeiten des Schweißwulstes (rechts)



Bild 4.39: Dübel im Beton nach Versuch 1 (links) und nach Versuch 2 (rechts)

Auch bei den Einzel-Abscherversuchen SPOT entsprachen die Versuchslasten denen der unmodifizierten Dübel mit $\varnothing 19$ mm. Lediglich ein Versuchskörper versagte vorzeitig und erreichte eine zu geringe Verformung, was wiederum auf die ungenaue Platzierung der Metallhülse zurückzuführen ist. Bild 4.39 zeigt die Lage der Hülse des Versuchskörpers 33/1 im Vergleich zu derjenigen des Versuchskörpers 33/2. Günstig für Traglast und Duktilität ist eine Anordnung direkt über dem Wulst. Das Verhältnis der Versuchslasten des Standard Versuchs und des Einzel-Abscherversuches beträgt bei Vernachlässigung des Ausreißers SPOT 33/1 im Mittel 90,4%. Dies entspricht den Annahmen in Kapitel 4.10 zur Vergleichbarkeit der Traglasten aus Standard- und Einzel-Abscherversuchen. Der Einfluss des Polsters war bei dieser Variante gering. Maßgebend für die gute Verformungsfähigkeit war die exakte Position der Hülse über dem Schweißwulst. Diese Verstärkung ist deshalb so wirkungsvoll, da die nachträglich aufgeschobene Hülse keine Spannungsspitzen hervorruft, und selbst nicht durch den Schweißvorgang geschwächt ist.

4.7.14 Serien 34 und 35: POST und SPOT KBD 19, hochfest

Die Versuchsanordnungen waren identisch zu den Serien 1 bzw. 9. Die drei Standard-Versuche zeigten nahezu identische Last-Verformungskurven (der Abfall der Traglast bei Versuch 2 resultierte aus dem plötzlichen Versagen eines Dübels). Dies kann auch auf die hervorragende Qualität der Schweißwulste zurückgeführt werden (Bild 4.41). Die Traglasten konnten jedoch nicht in dem Maße, in dem die Bruchspannung des Stahls erhöht wurde, gesteigert werden. Das Verformungsvermögen war deutlich geringer als das der normalfesten Dübel. Für beide Nachteile ist die geringe Bruchdehnung des Dübelmaterials verantwortlich. Diese Problematik wurde bereits kurz vor der Versuchsdurchführung beim Vergleich der Materialkennwerte aus den Zugversuchen der Zieherei und den Zugversuchen gemäß DIN EN 10002 erkannt. Die von der Zieherei durchgeführten Zugproben wurden am Draht mit dem Durchmesser 18,85 mm durchgeführt. Die Zugproben nach Norm erfolgten am Probekörper mit einem Durchmesser von 8,0 mm. Die unterschiedlichen Ergebnisse sind in Tabelle 4.19 dargestellt. Die Prüfungen nach DIN ergaben geringe Streckgrenzenverhältnisse, und die infolge Kaltverformung hochfesten Dübel versagten bereits kurz nach Erreichen der Fließgrenze schlagartig.

Serie	Versuch	$f_{c,cube}$	f_u	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_{uk}
		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	mm
34	POST KBD 19, hochfest	91,6	744	159,1	127,3	3,62
35	SPOT KBD 19, hochfest	96,1	744	172,4	137,9	2,71

Tabelle 4.18: Materialkennwerte und Versuchsergebnisse Serien 34 und 35

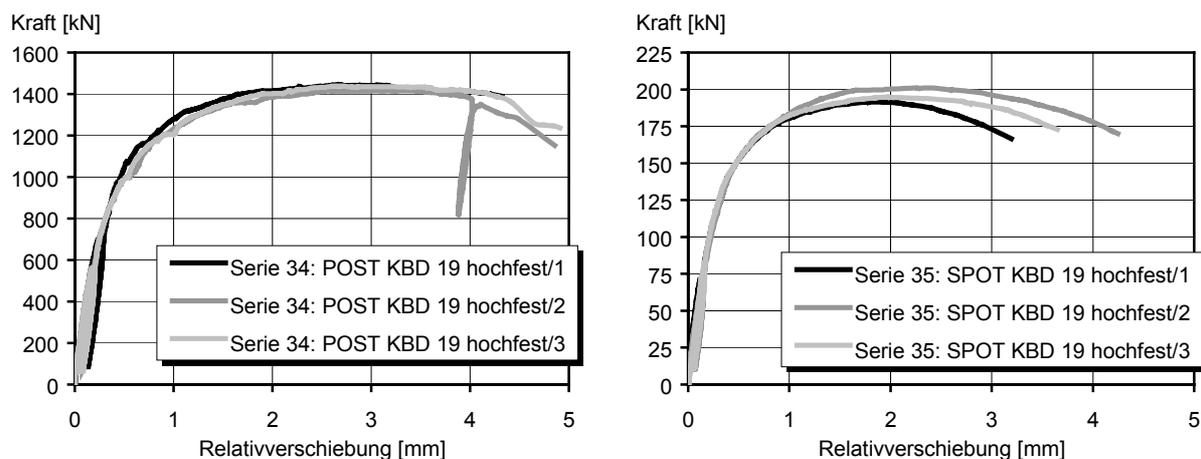


Bild 4.40: Versuchsergebnisse Serie 34 (links) und Serie 35 (rechts)

Materialkennwert	R_m	R_{el}	ϵ_u
Am ganzen Draht \varnothing 18,85 mm	750 N/mm ²	675 N/mm ²	14,5%
Nach DIN EN 10002 \varnothing 7,97 mm	754,4 N/mm ²	718,4 N/mm ²	9,9%
Nach DIN EN 10002 \varnothing 7,98 mm	744,5 N/mm ²	723,5 N/mm ²	9,4%
Nach DIN EN 10002 \varnothing 7,99 mm	741,7 N/mm ²	720,2 N/mm ²	10,7%

Tabelle 4.19: Ergebnisse der Zugversuche an den hochfesten Dübeln



Bild 4.41: Hochfester Dübel nach dem Schweißen

Das Verhältnis der Traglasten aus dem Standard-Versuch zu den Traglasten des Einzel-Abscherversuches betrug im Mittel 91,4% (vgl. Kapitel 4.10). Die Bruchbilder zeigen deutlich das entkoppelte Tragverhalten von Wulst und Schaft (Bild 4.42).

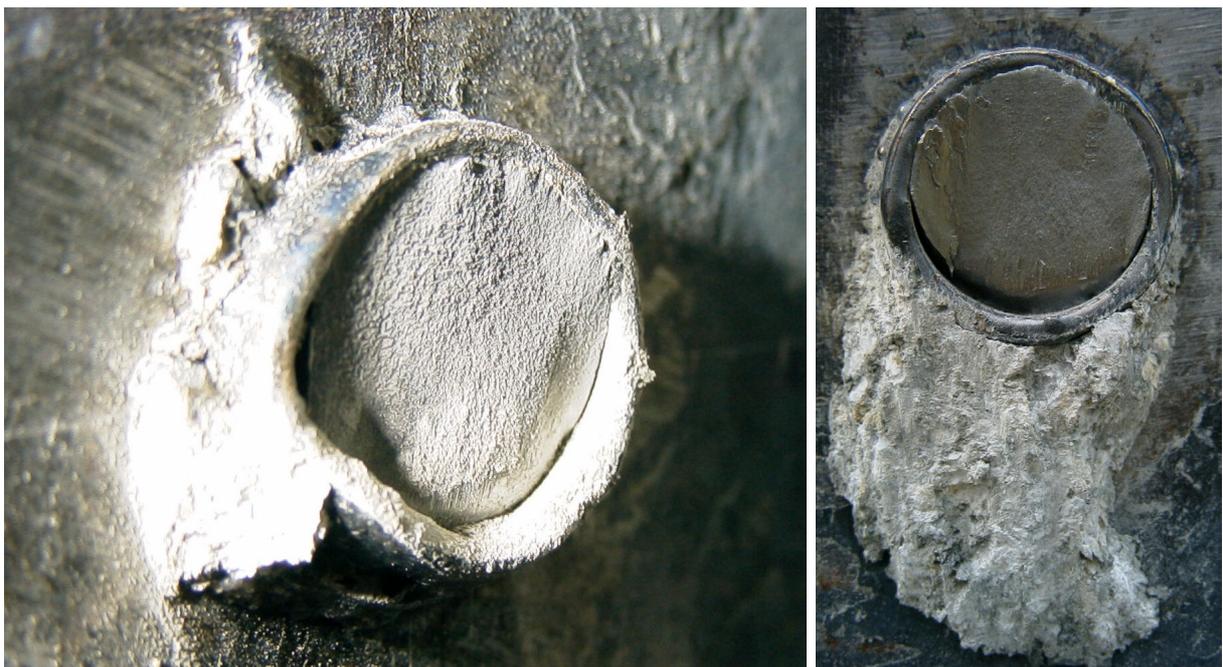


Bild 4.42: Hochfester Kopfbolzendübel nach dem Versagen

4.8 Analyse der Versuchsergebnisse

Die Tragkraft eines Kopfbolzendübels in hochfestem Beton setzt sich aus der Scherkraft des Dübels und der Scherkraft des Schweißwulstes bzw. einer Betondruckkeilkraft vor dem Schweißwulst zusammen. Die in der Gleitfläche des Betonkeils wirkende Reibung zwischen dem Keil und dem relativ zum Keil sich verschiebenden Betonkörper erlaubt die additive Superposition dieser zwei Anteile.

Zusätzlich zur Bereitstellung eines eigenen Traganteils behindert der Schweißwulst die Verformung des Dübelschaftes im Fußbereich. Der Dübelschaft wird im vorderen Bereich abgeschirmt, im hinteren Bereich kann er sich an den Wulst anlegen und auf ihm abstützen. Dadurch verlagert der Schweißwulst die starken Verformungen des Schaftes aus der direkten Schweißzone heraus. Ist der Wulst eines Dübels schwach, unzureichend groß oder teilweise zerstört, kann auch der Dübelschaft seine Schubtragfähigkeit nicht voll entfalten. Zwar beträgt der direkte Traganteil des Wulstes nur etwa 10%, indirekt ist er jedoch unter Umständen für mehr als 50% der gesamten Dübeltraglast verantwortlich (vgl. Kapitel 3.2.3).

Dieser Mechanismus ist nur deshalb möglich, da Schaft und Wulst nicht monolithisch miteinander verbunden sind. Der Schnitt durch den Schweißwulst eines Dübels (hier mit Profilblech) und die Bruchbilder bestätigen dies (Bild 4.43): Bei den versagten Dübeln ist zwischen Wulst und Schaft ein Hohlraum zu erkennen.

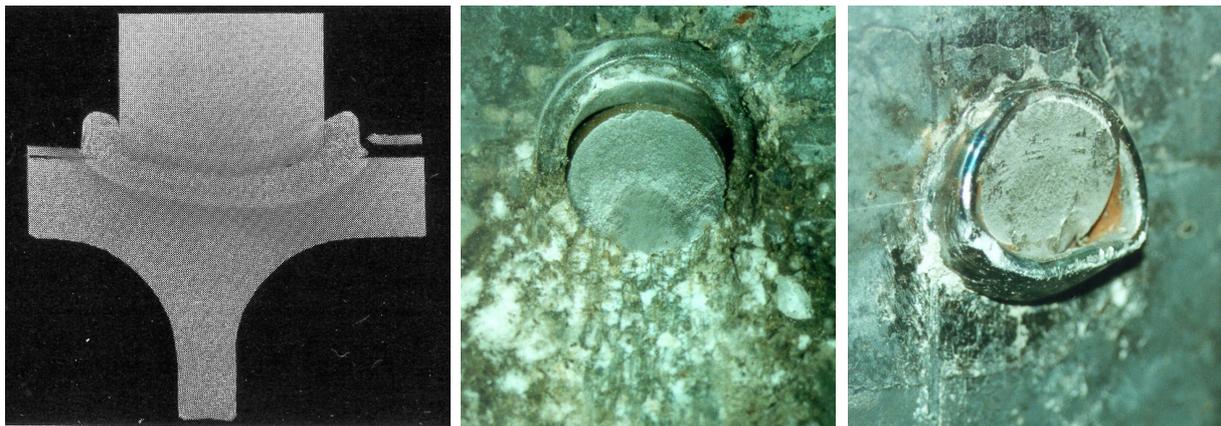


Bild 4.43: Schnitt durch den Schweißwulst eines Kopfbolzendübels (hier mit Profilblech) nach TRILLMICH, WELZ (1997) und Bruchbilder eines Dübels $\varnothing 22$ mm aus den eigenen Versuchsreihen

Bei Belastung bis zum Bruch ist der folgende Ablauf zu beobachten, der sich von den Modellen für Dübel in normalfestem Beton unterscheidet (Bild 4.44): Direkt vor dem Schweißwulst bildet sich eine Betondruckkraft aus (a). Bei einer Laststeigerung konzentriert sich diese Kraft innerhalb eines Druckkeils, der später in den Bruchbildern der Versuche erkennbar sein wird (b). Der Schweißwulst übernimmt zunächst den größten Teil der Last. Eine Querpressung, die den Widerstand des Betons im Vergleich zu seiner einaxialen Festigkeit um ein Vielfaches erhöht, ist bereits nach einer geringen Aufweitung der Verbundfuge nicht mehr vorhanden. Der Beton plastiziert bei etwa dem 1,5-fachen Wert der einaxialen Druckfestigkeit. Die Verformungen des Dübels finden lediglich direkt (bis ca. 10 mm) über dem Schweißwulst statt. Der hochfeste Beton sorgt für eine sehr starre Einspannung des Dübels oberhalb dieser Verformungszone, so dass der Dübel dort keine weitere Verformung erfährt. Dies bestätigen die verformten Dübel nach dem Versuch sowie Sägeschnitte durch Abscherversuchskörper nach dem Versagen (Bild 4.45).

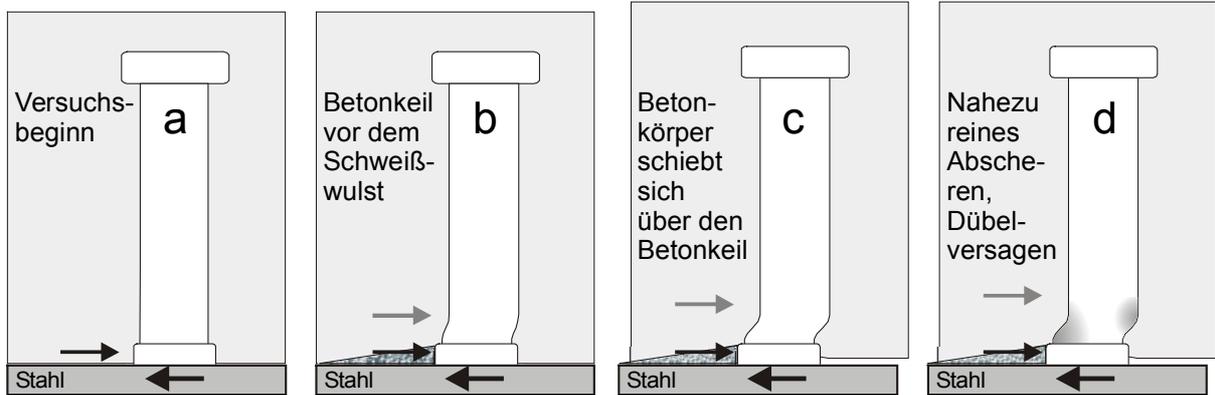


Bild 4.44: Versagensmechanismus beim Kopfbolzendübel in hochfestem Beton

Mit fortschreitender Relativverschiebung schiebt der Wulst einen Keil aus zerstörtem und wieder verdichtetem Beton vor sich her, der zum Teil in die entstandenen Hohlräume ausweicht (Bild 4.46). Der Keil erhält einen nahezu konstanten Gegendruck aufrecht, der zur Tragkraft des Dübels beiträgt. Der restliche Betonkörper schiebt sich über den Betonkeil hinweg, so dass auch oberhalb des Schweißwulstes Kräfte vom Dübel aufgenommen werden. Aufgrund der großen Reibungskräfte in der geneigten Abscherebene zwischen Betonkeil und nahezu intaktem Betonkörper addieren sich diese Kräfte zu denjenigen im Betonkeil.

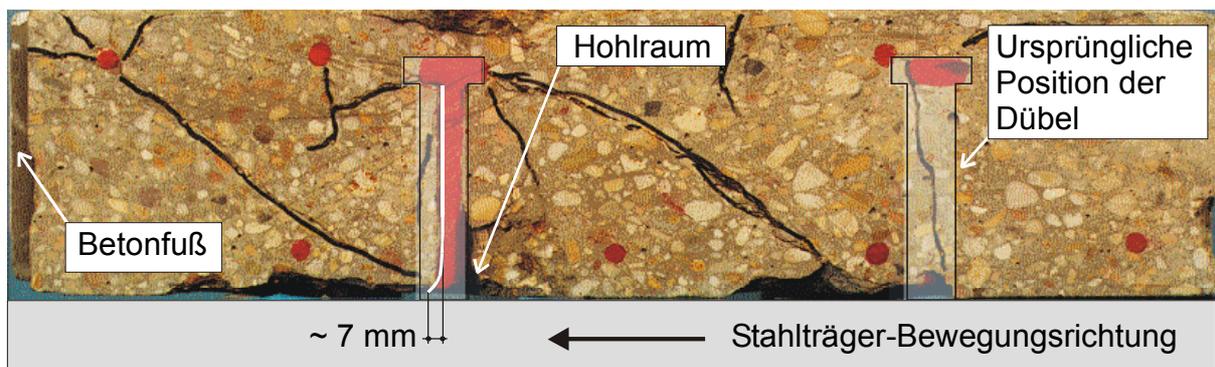


Bild 4.45: Sägeschnitt durch einen Standard-Abscherversuchskörper nach dem Versuch mit Dübeln \varnothing 22 mm; links: unterer Dübel; rechts: oberer Dübel

Der Keil wird dabei so stark verdichtet, dass seine Form nach dem Versagen der Probe noch intakt ist. Mit einem geringen Fingerdruck lässt er sich auflösen und auch die Scherflächen des Zuschlags sind erkennbar (Bild 4.47).

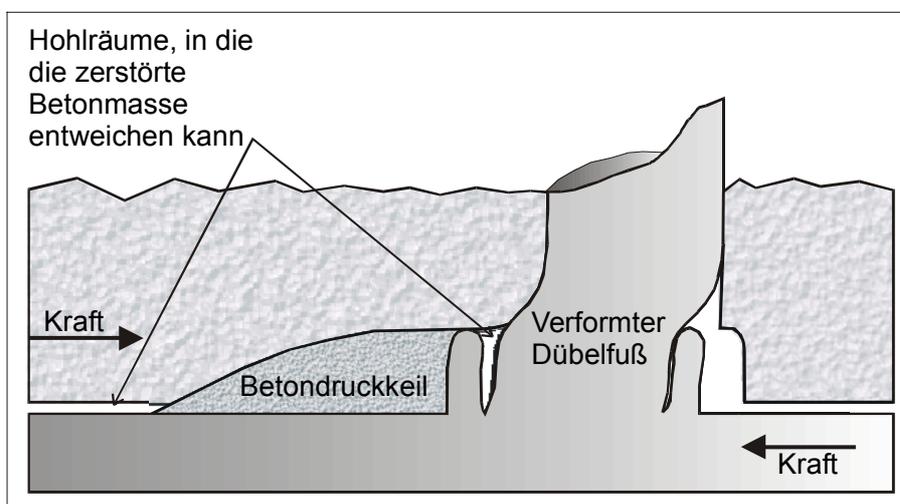


Bild 4.46: Scherfläche im Beton und aufgeschobener Keil

Wird die Last weiter gesteigert, so schiebt sich der restliche Betonkörper über den Druckkeil hinweg (Bild 4.44 c). Das Material des plastizierten Betonkeils wird teilweise in die neuen Hohlräume verdrängt und wieder verdichtet. Weiterhin wird Kraft über den Betonkeil und den Dübelfuß übertragen, da in der Fuge zwischen dem Keil und dem Betonkörper hohe Reibungskräfte wirksam sind. Diese Entwicklung führt also erstens zu einer Fuge zwischen Beton und Stahlplatte und damit zweitens zu einer Verzerrung des Dübels im Fußbereich (d). Das Versagen tritt direkt über dem Schweißwulst auf. Die Wahrscheinlichkeit, dass es zu einem Versagen des Schweißwulstes kommt, nimmt ab einer Betondruckfestigkeit von 90 N/mm^2 zu. Daher ist bei hohen Betondruckfestigkeiten besonders auf die Qualität des Wulstes zu achten. Bei diesem Tragmechanismus entsteht im Abscherversuch kein Anpressdruck zwischen Betonplatte und Stahlträger, es ist also auch keine Reibung vorhanden. Im Verbundträger kommt es zu einem zusätzlichen Traganteil der Verbundfuge durch Reibungskräfte, da der Betongurt in der Regel durch die äußere Belastung auf den Stahlträger gepresst wird. Diese zusätzlichen Verbundkräfte sind jedoch nicht ursächlich auf die Verbundmittel zurückzuführen.



Bild 4.47: Aufgeschobener Betonkeil vor dem Schweißwulst mit Abscherfläche

Im normalfesten Beton würde bei der entsprechenden Belastung eine Verdrehung des Betonkörpers stattfinden, und der Dübel würde zusätzlich zur Scher- auch eine Biegebeanspruchung erfahren.

4.9 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Die Versuchsauswertung führt zu folgenden Erkenntnissen:

- Im Einzel-Abscherversuch werden immer größere Dübeltragfähigkeiten gemessen. Der Unterschied zwischen den gemessenen Traglasten im Standard-Versuch und im Einzel-Abscherversuch beträgt zwischen 10 und 25%.
- Mit steigender Betonfestigkeit werden zwei Traganteile der Kopfbolzendübel deutlich erkennbar und quantifizierbar: ein Betontraganteil vor dem Schweißwulst und ein Traganteil des Dübelschaftes, die aufgrund der Reibung in der Abscherfläche additiv superponiert werden dürfen.
- Die weiche Polsterung des Fußbereiches der Kopfbolzendübel sollte vermieden werden, da sie eine Verringerung der Anfangssteifigkeit der Dübel bewirkt. Zusätzlich werden die Traglasten erst nach großen Verformungen erreicht, was im Bauwerk zu unerwartet großen Durchbiegungen führen kann.
- Zum Erreichen besserer Duktilitätseigenschaften sollte der Schweißwulst in dem Maße wie es der Schweißvorgang erlaubt vergrößert werden. Eine Verbreiterung der Wulste um 0,5 mm und eine Erhöhung um 1 mm bei den Dübeln mit \varnothing 19 mm (bisher $h/b = 4 \text{ mm}/2 \text{ mm}$) und \varnothing 22 mm (bisher $h/b = 6 \text{ mm}/2,5 \text{ mm}$) kann bereits erhebliche Verbesserungen der Verformungsfähigkeit bewirken. Werden die optimalen Schweißwulsthöhen nach JOHNSON, OEHLERS (1981) angesetzt, die 28 bis 35% des Dübeldurchmessers betragen, so ergibt sich für den Dübel mit \varnothing 19 mm eine Wulsthöhe zwischen 5,3 und 6,6 mm sowie für den Dübel mit \varnothing 22 mm eine Wulsthöhe zwischen 6,2 und 7,7 mm.
- Zusätzlich zur Verbesserung der Duktilitätseigenschaften kann eine Verstärkung der Schweißwulste deren vorzeitiges Versagen in hochfestem Beton verhindern. Dies gilt insbesondere für den Dübel \varnothing 19 mm, dessen kleiner Schweißwulst zurzeit das Versagen einleitet.
- In diesem Zusammenhang sollten Anforderungen an eine zuverlässige Ausführung des Schweißwulstes und entsprechende Mindestmaße in der Norm formuliert werden, wie dies in der ENV-Anmerkung zum EC 4 bereits angeregt ist (vgl. Kapitel 3.2.4). Dies ist auch für normalfesten Beton sinnvoll.
- Die Doppeldübel ohne Querbewehrung und das Verstärken des Dübels mit einer Hülse im Fußbereich sind zurzeit die am besten geeigneten Möglichkeiten zur Sicherstellung eines ausreichenden Verformungsvermögens von 6 mm bei gleichzeitig hohen Traglasten.
- Vielversprechend erscheinen Dübel aus hochfestem Stahl, z.B. S460.
- Bei Last-Verformungskurven mit ausgeprägtem abfallenden Ast kann das Duktilitätskriterium erfüllt werden, wenn als charakteristische Traglast ein reduzierter Wert P_{Rk} angenommen wird. Dies bedeutet, dass sich bei der Trägerbemessung implizit höhere Verdübelungsgrade ergeben. Bei dieser Vorgehensweise werden die Dübel jedoch nicht wirtschaftlich ausgenutzt.

4.10 Bemessungsansatz für Kopfbolzendübel in hochfestem Beton

4.10.1 Allgemeines

Die Ergebnisse des Single Push-Out Tests (SPOT) zeigen, dass die Tragfähigkeit der Dübel und auch das duktile Vermögen durch die Geometrie des Push-Out Standard-Tests (POST) beeinflusst werden. Des Weiteren ist eine statistische Auswertung des Push-Out Standard-Tests (POST) verfälschend, da die Ergebnisse bereits die Bildung eines Mittelwertes aus acht Dübeln (bzw. vier Dübeln, wenn davon ausgegangen wird, dass die unteren Dübel das Versagen bestimmen) beinhalten. Die Standardabweichung vom Mittelwert dreier Versuche spiegelt somit eine geringere Streuung wieder, die nicht vorhanden ist.

Auf der Grundlage des vorgestellten mechanischen Tragmodells für Kopfbolzendübel in hochfestem Beton wird nachfolgend ein Bemessungsansatz entwickelt. Bei der Traglastberechnung wird davon ausgegangen, dass sowohl der Dübel als auch der Schweißwulst zur Gesamttragfähigkeit des Dübels beitragen, und dass beide Traganteile wegen der Reibung in der Abscherfläche des Betondruckkeils additiv überlagert werden dürfen. Da der Dübel in hochfestem Beton eine nahezu reine Schubbeanspruchung erhält, wird dessen Schubtragfähigkeit – wie bei früheren Ansätzen auch (vgl. Kapitel 3.2) – mit der vollen Bruchspannung berechnet. Die vor dem Wulst aktivierte Betonkraft ist abhängig von der Projektionsfläche des Schweißwulstes und von der Betonfestigkeit. Aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes können höhere Betondruckspannungen als die reine einaxiale Betonfestigkeit aus der Materialprüfung erreicht werden. Der Erhöhungsfaktor wird empirisch aus den Versuchsdaten abgeleitet.

Die maximal mögliche Traglast eines Kopfbolzendübels unter Annahme einer Volleinspannung des Schaftes im Beton kann folgendermaßen bestimmt werden (Beispielrechnung für Serie 10: SPOT KBD 22 mm):

- Aufnehmbare Scherkraft des Schaftes direkt über dem Wulst:

$$P_{\text{Schaft}} = f_u \cdot A_S = 531 \text{ N/mm}^2 \cdot 380 \text{ mm}^2 = 201,78 \text{ kN} \quad (4.1)$$

f_u : Zugfestigkeit des verwendeten Dübelmaterials
 A_S : Querschnittsfläche des Dübelschaftes

- Vom Wulst aktivierte Betondruckkraft im Betonkeil vor dem Dübel:

$$P_{\text{Schweißwulst}} = A_P \cdot \eta_{\text{Beton}} \cdot f_{c,\text{cube}} = 6 \text{ mm} \cdot 27 \text{ mm} \cdot 1,5 \cdot 115,8 \text{ N/mm}^2 = 28,14 \text{ kN} \quad (4.2)$$

A_P : Projektionsfläche des Wulstes (6 mm hoch, 27 mm Durchmesser)
 $\eta_{\text{Beton}} = 1,5$: empirischer Beiwert zur Erfassung der mehraxialen Tragwirkung des Betons vor einem Kopfbolzendübel
 $f_{c,\text{cube}}$: Würfeldruckfestigkeit am 150 mm Würfel

- Aufnehmbare Schubkraft des Dübels:

$$P_{\text{Dübel}} = P_{\text{Schaft}} + P_{\text{Schweißwulst}} = 201,78 + 28,14 = 229,9 \text{ kN} \quad (\text{Versuch: } 235 \text{ bis } 246 \text{ kN}) \quad (4.3)$$

Diese Last kann nur erreicht werden, wenn eine Volleinspannung des Dübels sichergestellt ist und die angreifende Schubkraft der Hauptspannungsrichtung entspricht. Das ist bei dem Einzel-Abscherversuch SPOT mit hochfestem Beton, in Standard-Abscherversuchen mit horizontaler Abspannung und in Verbundträgern der Fall.

Sobald sich der Schaft jedoch verkrümmt, ändert sich die Hauptspannungsrichtung. Dies passiert im Standard-Versuch POST, wenn keine horizontale Abspannung vorgesehen wird. Auf-

grund der exzentrischen Lasteinleitung werden die oberen Dübel zusätzlich auf Druck und die unteren Dübel zusätzlich auf Zug beansprucht. Der Vergleich der Bruchbilder der oberen und unteren Dübel nach den eigenen Standard-Abscherversuchen bestätigt dies. Daher werden die nach den Gleichungen 4.1 bis 4.3 berechneten Traglasten in den eigenen Standard-Versuchen nicht erreicht.

Im Allgemeinen werden in Abscherversuchen mit horizontaler Abspannung, wenn keine zusätzlichen Zugkräfte auf die Dübel wirken, höhere Dübeltraglasten ermittelt. Dies gilt auch für Verbundträger, in denen zwar Vertikalkräfte aus dem räumlichen Fachwerk zur Einleitung der Längsschubkräfte entstehen. Diese werden in der Regel jedoch von den äußeren Lasten überdrückt.

Die Zugbeanspruchung $Z_{\text{Dübel}}$ der unteren Dübel im Standard-Abscherversuch ohne horizontale Abspannung kann im Traglastzustand zu 20% der tatsächlich vorhandenen, verminderten Tragfähigkeit $P_{\text{Schaft,vermindert}}$ des Dübelschaftes angenommen werden:

$$Z_{\text{Dübel}} = 0,20 \cdot P_{\text{Schaft,vermindert}} \quad (4.4)$$

Eigene Messungen mit Dehnungsmessstreifen im Standard-Versuch und die Bruchbilder bestätigen dies. Ein Einfluss der kombinierten Schub-Zug-Beanspruchung wirkt sich auf die Verformung zudem erst dann treibend aus, wenn die auftretende Zugkraft 10% der maximal aufnehmbaren Zugkraft überschreitet (RAMM, SCHEELE, 1987).

Die tatsächlich vorhandene, verminderte Tragfähigkeit des Dübelschaftes $P_{\text{Schaft,vermindert}}$ setzt sich aus dem reinen Schubwiderstand des Dübelschaftes P_{Schaft} nach Gleichung 4.1 und der auftretenden Zugbeanspruchung $Z_{\text{Dübel}}$ wie folgt zusammen (vgl. Kapitel 3.2.6, Gleichung 3.13 sowie JOHNSON, GREENWOOD, VAN DALEN, 1969; RAMM, SCHEELE, 1987, 1989):

$$P_{\text{Schaft,vermindert}} = P_{\text{Schaft}} - \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot Z \quad (4.5)$$

Dann ergibt sich mit Gleichung 4.4:

$$P_{\text{Schaft,vermindert}} = P_{\text{Schaft}} - \frac{0,2 \cdot P_{\text{Schaft,vermindert}}}{\sqrt{3}} \quad (4.6)$$

$$\Rightarrow P_{\text{Schaft,vermindert}} = 0,90 \cdot P_{\text{Schaft}} \quad (4.7)$$

Für die Tragfähigkeit eines einzelnen Dübels $P_{\text{Dübel}}$ in der unteren Lage eines Standard-Abscherversuchskörpers lässt sich damit der Zusammenhang schreiben:

$$\Rightarrow P_{\text{Dübel}} = 0,90 \cdot P_{\text{Schaft}} + P_{\text{Schweißwulst}} \quad (4.8)$$

Diese Gleichung berücksichtigt die Geometrie des Standard-Versuchs ohne zusätzliche horizontale Abspannungen. Da die unteren Dübel maßgebend für das Versagen sind, liefert sie ein Achtel der gesamten Versuchslast. Der Wert von 90% wird durch den Vergleich der Lasten aus den Push-Out Standard-Versuchen mit den Lasten aus den Einzelabscherversuchen, bei denen eine reine Scherbeanspruchung vorliegt, bestätigt.

Für Versuche mit zuverlässiger Verhinderung einer Zugbeanspruchung der unteren Dübel, für die Einzel-Abscherversuche und für Dübel in Verbundträgern muss diese Abminderung nicht vorgenommen werden. Die im Standard-Abscherversuch ermittelten Dübeltragfähigkeiten liegen damit auf der sicheren Seite.

4.10.2 Statistische Analyse nach Anhang D des EUROCODE 1 (2000)

Zur Durchführung der statistischen Analyse wurden die folgenden eigenen Versuche herangezogen (Tabelle 4.20). Die anderen Versuche wurden aussortiert, da die Modifikationen das Tragverhalten negativ oder positiv beeinflussten, so dass der Bemessungsansatz nicht uneingeschränkt zutreffen kann. Die Auswertung erfolgt nach dem Verfahren aus EUROCODE 1, Anhang D (2000).

Serie	Anzahl	Versuchsformat	Verbundmittel	Charakteristik
1	3	Standard (POST)	KBD 19 mm	nicht modifiziert
2	3	Standard (POST)	KBD 22 mm	nicht modifiziert
3	3	Standard (POST)	KBD 25 mm	nicht modifiziert
9	2	Einzel (SPOT)	KBD 19 mm	nicht modifiziert
10	3	Einzel (SPOT)	KBD 22 mm	nicht modifiziert
11	3	Standard (POST)	KBD 19 mm	nicht modifiziert
12	3	Standard (POST)	KBD 22 mm	nicht modifiziert
13	3	Standard (POST)	KBD 25 mm	nicht modifiziert
24	3	Einzel (SPOT)	KBD 22 mm	elliptischer Dübelquerschnitt
25	3	Einzel (SPOT)	KBD 22 mm	mit Dehnungsmessstreifen
29	3	Einzel (SPOT)	KBD 19 mm	Metallring und Gummipolster
Σ	32 Versuche			

Tabelle 4.20: Für die statistische Analyse ausgewählte eigene Versuche

Schritt 1: Entwicklung eines Bemessungsmodells

Das Bemessungsmodell geht von folgender Formulierung zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton aus, die in der Bezeichnungsweise des Anhang D der Form $r_t = g_{rt}(\underline{X})$ entspricht:

$$P_{\text{Dübel}} = f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h_{\text{Wulst}} \cdot b_{\text{Wulst}} \cdot \eta_{\text{beton}} \cdot f_{c,\text{cube}} \quad (4.9)$$

Schritt 2: Vergleich der experimentellen und theoretischen Werte

Werden die Dübelkräfte nach dieser Formel mit allen gemessenen Basisvariablen berechnet (Werte r_{ti}) und den gemessenen Traglasten (Werte r_{ei}) gegenübergestellt, so ergibt sich das Diagramm nach Bild 4.48. Dabei wurden die rechnerischen Werte zum Vergleich mit den Standard-Versuchen nach Gleichung 4.8 abgemindert.

Schritt 3: Schätzung der Mittelwertkorrektur b

Die Mittelwertabweichung b als Minimum der Abweichungsquadrate ergibt sich dann zu:

$$b = \frac{\sum r_c \cdot r_t}{\sum r_t^2} = 1,0131 \quad (4.10)$$

Schritt 4: Schätzung des Variationskoeffizienten der Streugröße δ

Die Streugröße δ_i kann für jeden Versuchswert r_{ei} bestimmt werden über:

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{b \cdot r_{ti}} \quad (4.11)$$

Dann ist mit den Formulierungen:

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (4.12)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta_i = -0,00234 \quad (4.13)$$

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 = 0,00420 \quad (4.14)$$

der Variationskoeffizient V_{δ} für die Streugröße δ :

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2 - 1)} = 0,06491 \quad (4.15)$$

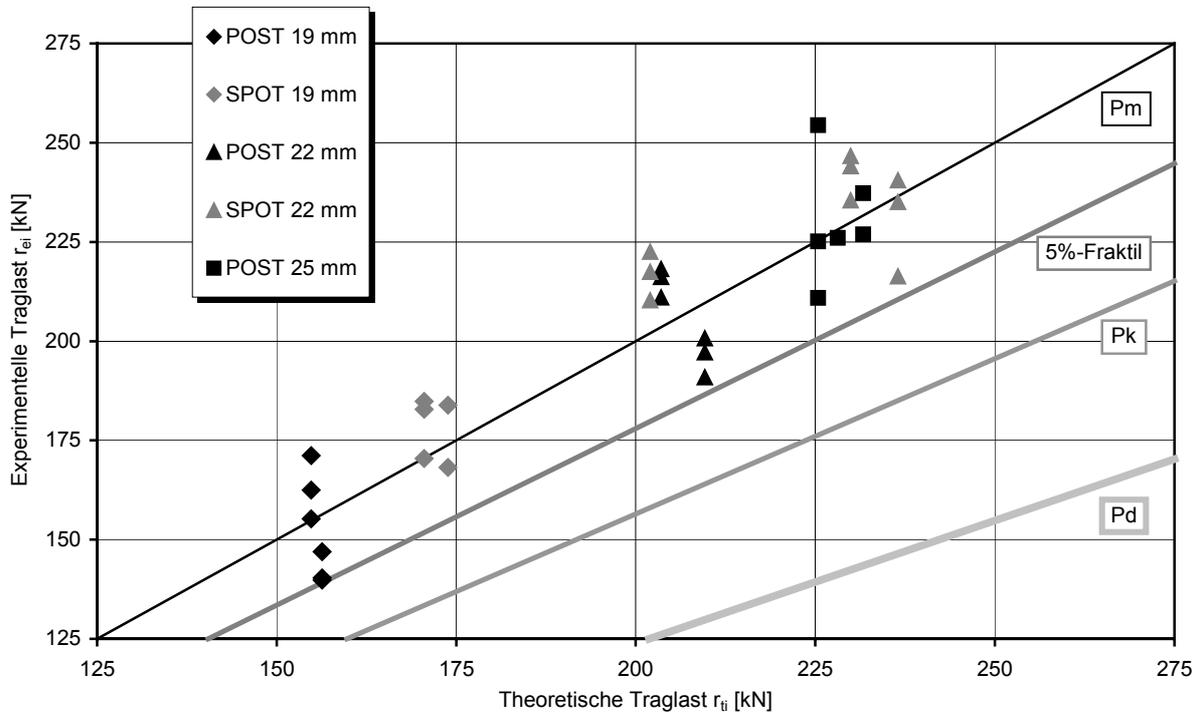


Bild 4.48: Gegenüberstellung der theoretisch und experimentell ermittelten Tragfähigkeiten $r_{t,i}$ und $r_{e,i}$ (Die Traglasten der Dübel \varnothing 25 mm liegen aufgrund ihrer geringen Materialfestigkeiten und der Abminderung zur Berücksichtigung der Geometrie des POST nahe an denen der Dübel \varnothing 22 mm.)

Schritt 5: Verträglichkeitsprüfung

Die Streuung der Versuchsergebnisse ist in dem vorliegenden Fall so gering, dass keine Maßnahmen zu ihrer Verkleinerung durchzuführen sind.

Schritt 6: Bestimmung der Variationskoeffizienten V_{X_i} der Basisvariablen

Die Variationskoeffizienten der Basisvariablen werden in der Regel – und so auch hier – aufgrund von Vorinformationen bestimmt. Sie werden folgendermaßen nach ROIK, HANSWILLE, CUNZE-O.LANNA (1988) angenommen:

f_u	d	h_{Wulst}	b_{Wulst}	η_{Beton}	f_c
0,05	0,03	0,2	0,2	0,1	0,2

Tabelle 4.21: Variationskoeffizienten der Basisvariablen

Schritt 7: Bestimmung des charakteristischen Wertes r_k der Widerstandsfunktion

Da die Streuung der Versuchsergebnisse und der Werte der Basisvariablen gering ist, darf im Folgenden die Näherung

$$V_r^2 = V_{\delta}^2 + V_{rt}^2 \quad (4.16)$$

verwendet werden. Die Form der Widerstandsfunktion ist

$$r = b \cdot r_t \cdot \delta = b \cdot g_{rt} (X_1, \dots, X_j) \quad (4.17)$$

mit dem Mittelwert

$$E(r) = b \cdot g_{rt} (E(X_1), \dots, E(X_j)) = b \cdot g_{rt} (\underline{X}_m) \quad (4.18)$$

und dem Variationskoeffizienten

$$V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \cdot \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \cdot \sigma_i \right)^2 = 0,00575 \quad (4.19)$$

Die einzelnen Ableitungen $\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i}$ ergeben sich zu:

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial f_u} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (4.20)$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial d} = f_u \cdot \frac{\pi \cdot d}{2} \quad (4.21)$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial h_{Wulst}} = b_{Wulst} \cdot \eta_{Beton} \cdot f_{c,cube} \quad (4.22)$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial b_{Wulst}} = h_{Wulst} \cdot \eta_{Beton} \cdot f_{c,cube} \quad (4.23)$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial \eta_{Beton}} = h_{Wulst} \cdot b_{Wulst} \cdot f_{c,cube} \quad (4.24)$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial f_{c,cube}} = h_{Wulst} \cdot b_{Wulst} \cdot \eta_{Beton} \quad (4.25)$$

und die Standardabweichungen σ_i zu $V_i \cdot X_i$.

Da die Versuchsanzahl kleiner ist als 100, kann der charakteristische Wert der Widerstandsfunktion bestimmt werden über:

$$r_k = b \cdot g_R(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_\infty \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2) \quad (4.26)$$

mit:

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} \quad (4.27)$$

$$Q_\delta = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)} \quad (4.28)$$

$$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad (4.29)$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \quad \text{Wichtungsfaktor für } Q_{rt} \quad (4.30)$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} \quad \text{Wichtungsfaktor für } Q_\delta \quad (4.31)$$

k_n : Fraktilefaktor des charakteristischen Wertes für den Fall V_x unbekannt, der hier bei 32 Versuchen 1,73 beträgt.

k_{∞} : Wert des Fraktilefaktors k_n für $n \rightarrow \infty$, der hier 1,64 beträgt.

Schritt 8: Bestimmung des Bemessungswertes r_d der Widerstandsfunktion

Es wird prinzipiell so verfahren wie in Schritt 7, jedoch nach folgender Form

$$r_d = b \cdot g_r(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2), \quad (4.32)$$

wobei:

$k_{d,n}$: Fraktilefaktor des Bemessungswertes für den Fall V_x unbekannt, der hier bei 32 Versuchen 3,44 beträgt.

$k_{d,\infty}$: Wert des Fraktilefaktors $k_{d,n}$ für $n \rightarrow \infty$, der hier 3,04 beträgt. Dieser Wert beruht auf der Annahme, dass der Bemessungswert dem Produkt $\alpha_R \cdot \beta = 0,8 \cdot 3,8 = 3,04$ entspricht und X normalverteilt ist. Damit ist also der in EC 1, Anhang A geforderte Zuverlässigkeitsindex eingehalten, der einer Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f = 7,2 \cdot 10^{-5}$ entspricht.

Schritt 9: Bestimmung der Sicherheitsbeiwerte

Mit Hilfe der berechneten Größen, die in Anhang A.3 für alle Versuche zusammengestellt sind, können die Sicherheitsbeiwerte bestimmt werden. Der Sicherheitsbeiwert γ_m ist:

$$\gamma_m = \frac{r_k}{r_d} = 1,26. \quad (4.33)$$

Zur Bestimmung der rechnerischen Lasten bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte muss die Formel zur Berechnung der Dübeltraglast mit dem Faktor

$$\frac{r_d}{r_t} = 0,62 \quad (4.34)$$

abgemindert werden, so dass sich für die Bemessungslast eines Einzeldübels ergibt:

$$P_{\text{Dübel,d}} = 0,62 \cdot \left(f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h_{\text{Wulst}} \cdot b_{\text{Wulst}} \cdot \eta_{\text{Beton}} \cdot f_{c,\text{cube}} \right). \quad (4.35)$$

Um diese Formel in die bekannte Form mit dem Sicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,25$ zu bringen, wird umgestellt und mit dem Faktor $\eta_{\text{Beton}} = 1,50$ zur Berücksichtigung der mehraxialen Tragwirkung des Betons verrechnet, so dass sich ergibt:

$$P_{\text{Dübel,d}} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot \left(0,78 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h_{\text{Wulst}} \cdot b_{\text{Wulst}} \cdot 1,16 \cdot f_{c,\text{cube}} \right). \quad (4.36)$$

Die Empfindlichkeit der statistischen Berechnung bezüglich der verwendeten Variationskoeffizienten ist in Tabelle 4.22 ersichtlich. Dargestellt sind die Ergebnisse der statistischen Berechnung für verschiedene Variationskoeffizienten.

Eingangsgrößen/Variante	1	2	3	4	5	6	7
Stahlfestigkeit f_u [N/mm ²]	450	450	450	450	450	450	450
zug. Variationskoeffizient V_{f_u}	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,05	0,05
Dübeldurchmesser d [mm]	19	22	25	19	19	19	19
zug. Variationskoeffizient V_d	0,03						
Schweißwulsthöhe h_{Wulst} [mm]	4	6	6	4	4	4	4
zug. Variationskoeffizient $V_{h_{Wulst}}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	0,2	0,2
Schweißwulstbreite b_{Wulst} [mm]	23	27	31	23	23	23	23
zug. Variationskoeffizient $V_{b_{Wulst}}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	0,2	0,2
Mehraxiale Tragwirkung des Betons η_{Beton} [-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
zug. Variationskoeffizient V_η	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,5	0,1
Betondruckfestigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	85	85	85	85	85	85	85
zug. Variationskoeffizient $V_{f_{c,cube}}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,4
Ergebnisse der Statistik							
V_{rt}^2	0,005754	0,005901	0,00582	0,012044	0,007243	0,007455	0,006605
V_r^2	0,004246	0,004248	0,004247	0,004358	0,004266	0,004269	0,004257
Q_{rt}	0,075747	0,076705	0,076181	0,109418	0,084951	0,086184	0,081136
Q_δ	0,064842	0,064842	0,064842	0,064842	0,064842	0,064842	0,064842
Q	0,065096	0,065109	0,065102	0,065947	0,065244	0,065268	0,065176
α_{rt}	1,163614	1,178106	1,170187	1,659189	1,302049	1,320475	1,244864
α_δ	0,996102	0,995902	0,996012	0,983253	0,993845	0,993482	0,994874
r_k/r_t	0,782423	0,779587	0,78114	0,672227	0,754298	0,750386	0,766191
r_d/r_t	0,619276	0,615124	0,617396	0,467504	0,578672	0,573125	0,595687
γ_m	1,26	1,27	1,27	1,44	1,30	1,31	1,29

Tabelle 4.22: Einfluss der Variationskoeffizienten auf die statistische Berechnung

Werden die charakteristischen Werte der Materialkenngrößen verwendet, so wird auch deren Streuverhalten mit in die Berechnung einbezogen, das wie folgt angenommen wird (siehe Schritt 6, oben):

$$\text{Betonfestigkeit: } f_{ck,cube} = f_{c,cube} - 8 \quad (4.37)$$

$$\text{Stahlfestigkeit: } f_{uk} = (1 - k_\infty \cdot V_{f_u}) \cdot f_u \quad (\text{mit } V_{f_u} = 0,05 \text{ und } k_\infty = 1,64) \quad (4.38)$$

Gleichung 4.9 muss dann mit dem Faktor:

$$\frac{r_k}{r_t} = 0,78 \quad (4.39)$$

abgemindert werden, so dass sich für die Bemessungslast eines Einzeldübels ergibt

$$P_{\text{Dübel,tk}} = 0,78 \cdot \left(f_{uk} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h_{Wulst} \cdot b_{Wulst} \cdot \eta_{Beton} \cdot f_{ck,cube} \right) \quad (4.40)$$

Zur Bestimmung des Bemessungswertes müssen die statistischen Streuungen der Materialkennwerte mit einbezogen werden. Über die Beziehung:

$$\Delta k = \frac{r_{tk}}{r_t} = \frac{f_{uk} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h \cdot b \cdot \eta \cdot f_{ck,cube}}{f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h \cdot b \cdot \eta \cdot f_{c,cube}} = \frac{0,92 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h \cdot b \cdot \eta \cdot (f_{c,cube} - 8)}{f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h \cdot b \cdot \eta \cdot f_{c,cube}} \cong 0,92 \quad (4.41)$$

kann der Sicherheitsbeiwert

$$\gamma_{m^*} = 0,92 \cdot \gamma_m = 0,92 \cdot 1,26 = 1,16 \quad (4.42)$$

bestimmt werden, mit dem dann gilt:

$$P_{\text{Dübel,d}} = \frac{1}{1,16} \cdot 0,78 \cdot \left(f_{\text{uk}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h_{\text{Wulst}} \cdot b_{\text{Wulst}} \cdot \eta_{\text{Beton}} \cdot f_{\text{ck,cube}} \right). \quad (4.43)$$

Wird dies in die bekannte Form mit dem Sicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,25$ gebracht, ergibt sich:

$$P_{\text{Dübel,d}} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot \left(0,85 \cdot f_{\text{uk}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + 1,25 \cdot h_{\text{Wulst}} \cdot b_{\text{Wulst}} \cdot f_{\text{ck,cube}} \right). \quad (4.44)$$

Wird dieselbe statistische Auswertung für die Versuche durchgeführt, ohne dass die rechnerischen Traglasten der Push-Out Standard-Versuche wegen ihrer ungünstigen Geometrierandbedingungen abgemindert werden, so ergibt sich für den Vergleich der experimentell und theoretisch ermittelten Traglasten eine ungünstigere Situation. Der Sicherheitsbeiwert γ_m lautet dann 1,27 und mit charakteristischen Materialkennwerten gerechnet, ergibt sich analog zur oben durchgeführten Vorgehensweise für den Sicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,25$:

$$P_{\text{Dübel,d}} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot \left(0,77 \cdot f_{\text{uk}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + 1,15 \cdot h_{\text{Wulst}} \cdot b_{\text{Wulst}} \cdot f_{\text{ck,cube}} \right). \quad (4.45)$$

Da die Abweichungen der Traglasten aus den Einzelabscherversuchen und den Standard-Versuchen sehr zuverlässig in derselben Größenordnung (die Lasten der Standard-Versuche waren mindestens um 10% geringer) auftraten, wird der statistischen Auswertung unter Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen der Vorzug gegeben (Gleichung 4.44).

Abschließend muss die Würfeldruckfestigkeit des 150 mm Würfels $f_{\text{c,cube}}$ in die Zylinderdruckfestigkeit f_c umgerechnet werden. Für hochfeste Betone gilt auf Grundlage der Festigkeitsangaben in den Normen:

$$f_c = (0,80 \dots 0,86) \cdot f_{\text{c,cube}}. \quad (4.46)$$

Wird mit einem mittleren Wert von 0,83 gerechnet, so ergibt sich die folgende Bemessungsformel:

$$P_{\text{Dübel,d}} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot \left(0,85 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + 1,50 \cdot h_{\text{Wulst}} \cdot b_{\text{Wulst}} \cdot f_c \right). \quad (4.47)$$

Um zu überprüfen, ob die Grundgleichung auch für Betone mit Zylinderdruckfestigkeiten zwischen 55 N/mm² und 80 N/mm² gültig ist, wurden die Versuchsergebnisse, von ROIK, HANSWILLE, CUNZE-O. LANNA (1988); AN, CEDERWALL (1996); BULLO, DI MARCO (1995) und HANSWILLE, JOST, SCHMITT, TRILLMICH (1998) überprüft (vgl. Kapitel 3.2.3).

Die Geometrierandbedingungen wurden für die fremden Versuche nicht berücksichtigt, da nicht immer der Versuchsaufbau eindeutig dokumentiert war. Die rechnerischen Traglasten liegen also auf der sicheren Seite.

Es ist zu erkennen, dass auch diese Versuchsergebnisse von der Bemessungsformel sehr gut erfasst werden (Bild 4.49). Die zwei Datenpunkte außerhalb des 5%-Fraktil-Bereiches können als Ausreißer angesehen werden. Beide wurden von BULLO, DI MARCO (1995) ermittelt und unterscheiden sich signifikant von ihren vergleichbaren Versuchsergebnissen.

Der Mittelwert der Abweichungen beträgt für die Gesamtheit der eigenen und fremden Versuche 1,010 im Vergleich zu 1,015 für die eigenen Versuche alleine. Die Varianz beträgt für alle Versuche 8,9% im Vergleich zu 6,6%, wenn nur die eigenen Versuche betrachtet werden.

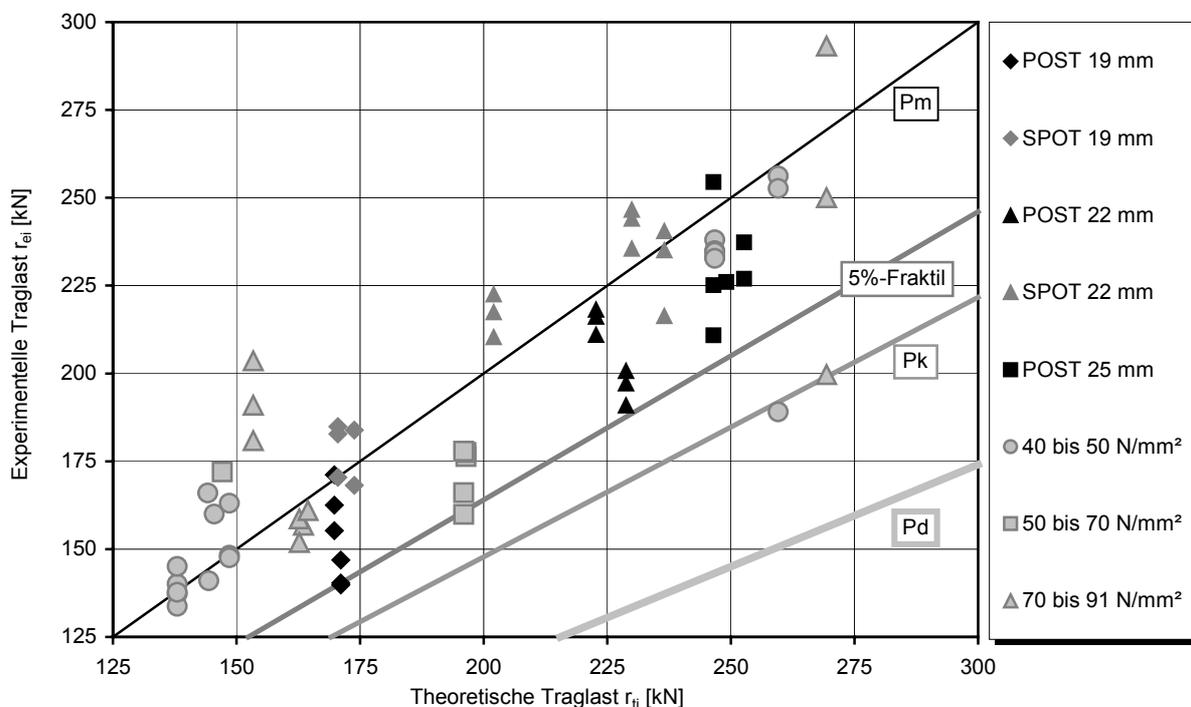


Bild 4.49: Gegenüberstellung der experimentellen Tragfähigkeiten r_{ei} und der rechnerischen Werte nach Gleichung 4.9 r_{ti} für 33 eigene und 35 fremde Versuche. Der Geometriefaktor wurde lediglich bei den eigenen Versuchen berücksichtigt.

Wird für die Gesamtheit der eigenen und fremden Versuche eine statistische Auswertung nach Anhang D des Eurocode 1 vorgenommen, so ergeben sich die charakteristischen Werte nach Tabelle 4.23. Dabei muss beachtet werden, dass die unter Umständen ungünstig wirkende Geometrie der Abscherkörper für die fremden Versuche nicht berücksichtigt wurde.

Die Auswertung der Formeln führt hierbei zu etwas geringeren Vorfaktoren in der Bemessungsgleichung 4.47 (0,824 statt 0,85 für den Dübelschaft und 1,489 statt 1,50 für den Schweißwulst). Obwohl innerhalb der fremden Versuche sowohl Betonfestigkeiten unterhalb von 50 N/mm² geprüft wurden als auch eventuell zusätzliche Zugkräfte in den unteren Dübeln

auftraten, weicht die statistische Auswertung aller Versuche nicht signifikant von derjenigen auf Grundlage der eigenen Versuche ab.

Dübeldurchmesser d [mm]	19	22	25
Stahlfestigkeit f_u [N/mm ²]	450	450	450
zug. Variationskoeffizient V_{fu}	0,05	0,05	0,05
Dübeldurchmesser d [mm]	19	22	25
zug. Variationskoeffizient V_d	0,03	0,03	0,03
Schweißwulsthöhe h_{Wulst} [mm]	4	6	6
zug. Variationskoeffizient V_{hWulst}	0,2	0,2	0,2
Schweißwulstbreite b_{Wulst} [mm]	23	27	31
zug. Variationskoeffizient V_{bWulst}	0,2	0,2	0,2
Mehraxiale Tragwirkung des Betons η_{Beton} [-]	1,5	1,5	1,5
zug. Variationskoeffizient V_η	0,1	0,1	0,1
Betondruckfestigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	gemittelt/sichere Seite: 80		
zug. Variationskoeffizient $V_{fc,cube}$	0,2	0,2	0,2
Ergebnisse der Statistik			
V_{rt}^2	0,005738	0,005856	0,00582
V_r^2	0,007682	0,007684	0,007683
Q_{rt}	0,075641	0,076411	0,076181
Q_δ	0,087294	0,087294	0,087294
Q	0,087481	0,087489	0,087487
α_{rt}	0,86465	0,873383	0,870778
α_δ	0,997863	0,997775	0,997801
r_k/r_t	0,770053	0,768381	0,768881
r_d/r_t	0,605432	0,602998	0,603725
γ_m	1,27	1,27	1,27

Tabelle 4.23: Ergebnisse der statistischen Auswertung für 33 eigene und 35 fremde Versuche. Der Geometriefaktor wurde lediglich bei den eigenen Versuchen berücksichtigt.

4.10.3 Zusammenfassung

Die eigenen und fremde Versuche wurden nach Anhang D des EC 1 statistisch ausgewertet. Werden die unterschiedlichen geometrischen Randbedingungen der Standard-Versuchskörper und der Einzel-Abscherversuchskörper berücksichtigt, so ergibt sich der eigene Ansatz im Vergleich mit den bestehenden Ansätzen nach der statistischen Auswertung wie folgt (Bild 4.50):

Nach Eurocode 4:

$$P_d = 0,29 \cdot d^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_c} \cdot \frac{1}{1,25} \quad (4.48)$$

$$P_d = 0,8 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f_u \cdot \frac{1}{1,25} \quad (4.49)$$

Nach Oehlers und Johnson:

$$P_d = 4,16 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f_u \cdot \left(\frac{E_{cm}}{E_s}\right)^{0,40} \cdot \left(\frac{f_c}{f_u}\right)^{0,35} \cdot \frac{1}{1,25} \quad (4.50)$$

Nach dem eigenen Ansatz:

$$P_d = \left(0,85 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} + h_{Wulst} \cdot b_{Wulst} \cdot 1,50 \cdot f_c\right) \cdot \frac{1}{1,25} \quad (4.51)$$

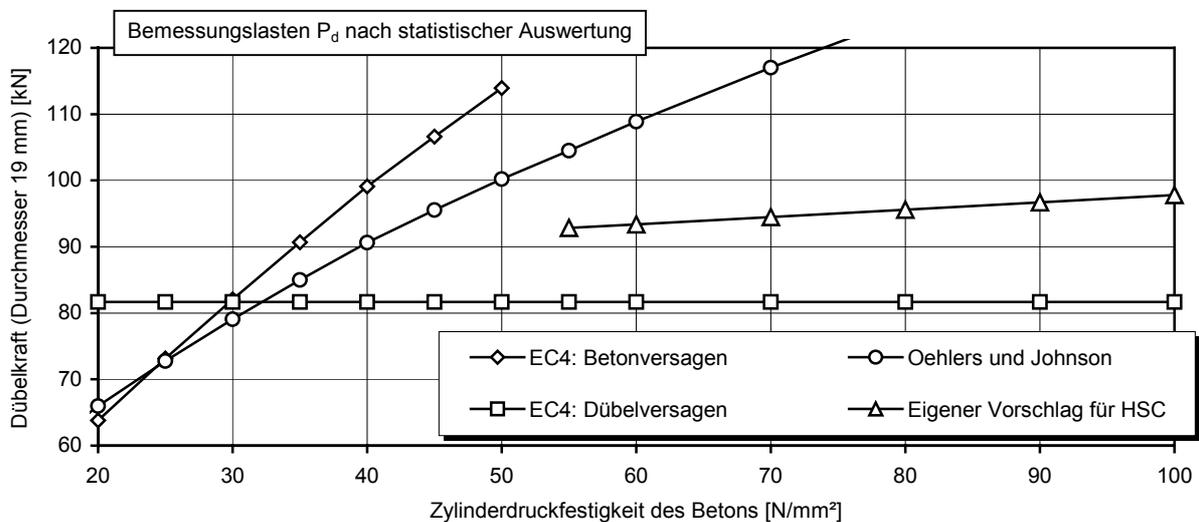


Bild 4.50: Vergleich der Bemessungslasten P_d für Dübel (\varnothing 19 mm) in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und des gewählten Bemessungsansatzes

Für mit dem Hubzündeverfahren geschweißte Kopfbolzendübel können dabei folgende Wulstabmessungen angenommen werden:

Dübeldurchmesser	Schweißwulstdurchmesser	Schweißwulsthöhe
19 mm	23 mm	4 mm
22 mm	27 mm	6 mm
25 mm	31 mm	6 mm

Tabelle 4.24: Schweißwulstabmessungen mit dem Hubzündeverfahren geschweißter Dübel

Die Anwendung des eigenen Ansatzes nach Gleichung 4.51 auf verschiedene Dübeldurchmesser mit Wulstabmessungen nach Tabelle 4.24 zeigt Bild 4.52. Im Anhang A.6 werden die Formeln innerhalb einiger Bemessungsbeispiele angewendet.

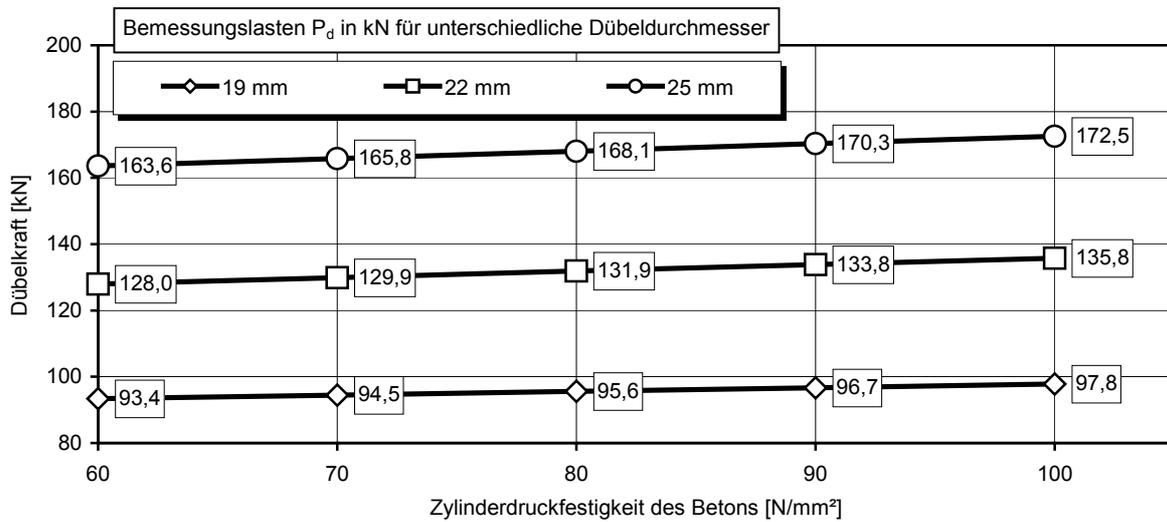


Bild 4.52: Bemessungstraglasten für Kopfbolzendübel in hochfestem Beton nach Gl. 4.51

5 Verbundmittel in hochfestem Beton – Berechnungen

5.1 Allgemeines

Mit dem Finite Elemente Programmsystem ORPHEUS (2001) wurden dreidimensionale, physikalisch nichtlineare Berechnungen durchgeführt. Diese tragen zum besseren Verständnis der mechanischen Zusammenhänge bei der Lastabtragung bei und können zur Überprüfung der Annahmen, die bei der Aufstellung des Bemessungsmodells getroffen wurden, dienen. Um den Speicherplatz- und Rechenzeitbedarf der Berechnungen in einem wirtschaftlichen Rahmen zu halten, wurden sie in zwei Abschnitten durchgeführt:

Der erste Abschnitt umfasst Berechnungen zum statischen System des Push-Out Standard-Versuchskörpers (POST). Es wird gezeigt, dass bei nicht horizontal gelagerten Abscherversuchen Zugkräfte in der unteren Dübellage auftreten. Werden die Versuchskörper horizontal verspannt, treten zusätzliche Zwangbeanspruchungen auf.

Im zweiten Abschnitt werden die Single Push-Out Versuche (SPOT) nachgerechnet. Hierbei wird nicht die Statik des Versuchskörpers betrachtet – hierzu wäre ein geometrisch nichtlineares FE-Programm erforderlich – sondern das Tragverhalten des Dübels im hochfesten Beton. Es wird gezeigt, dass sich ein entkoppeltes Tragverhalten des Schweißwulstes und des Dübelschäftes einstellt.

5.2 Das Tragverhalten des Push-Out Standard-Tests (POST)

Unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen wurde bei der Erstellung des Finite-Elemente Netzes ein halber Push-Out Standard-Versuchskörper abgebildet. Das Netz besteht aus etwa 1200 Elementen mit einer Kantenlänge von 25 mm. In der Symmetrieachse ist es horizontal unverschieblich, in der Aufstandsfläche vertikal unverschieblich gelagert. Zusätzlich können in der Aufstandsfläche Reibungskräfte berücksichtigt und die horizontalen Lagerungen am Fuß des Versuchskörpers, in Höhe der unteren Dübellage und an der Betonoberseite abgebildet werden.

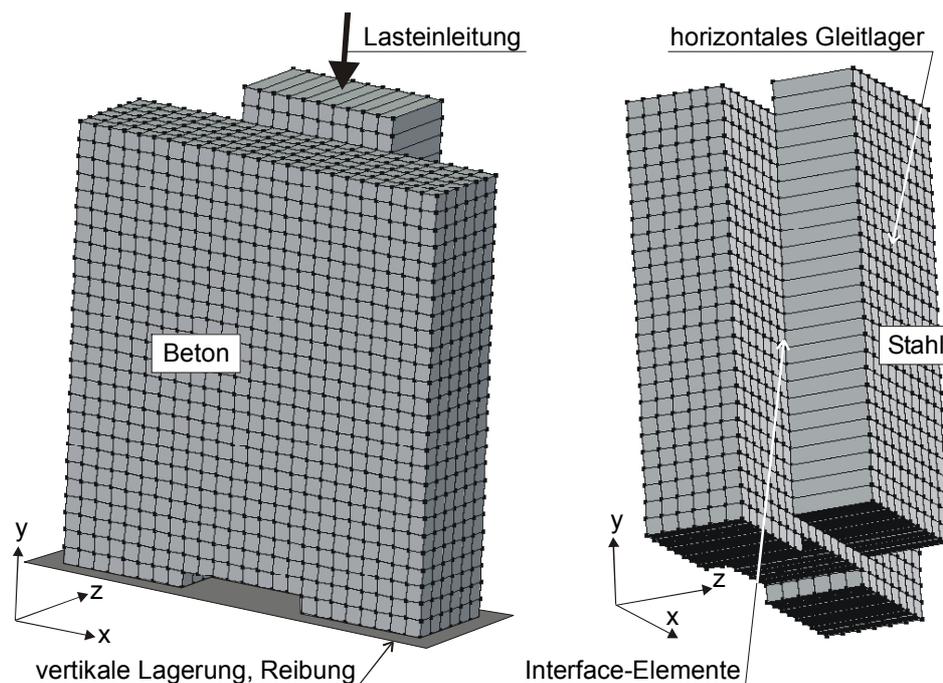


Bild 5.1: Finite Elemente Netz zur Simulation des globalen Last-Verformungsverhaltens des Push-Out Standard-Versuchskörpers (POST)

In der Verbundfuge wurden zwischen gegenüberliegenden Stahl- und Betonelementen Interface-Elemente vorgesehen, die Zug-, Druck- und Schubspannungen übertragen können. Die Verbundwirkung der Dübel wurde ebenfalls durch Interface-Elemente erfasst, deren Steifigkeiten der Dübeltragfähigkeit entsprechen. Da diese Berechnungen die Statik des Versuchsaufbaus simulieren sollen, war hierbei eine diskrete Abbildung der Dübel nicht erforderlich (Bild 5.1).

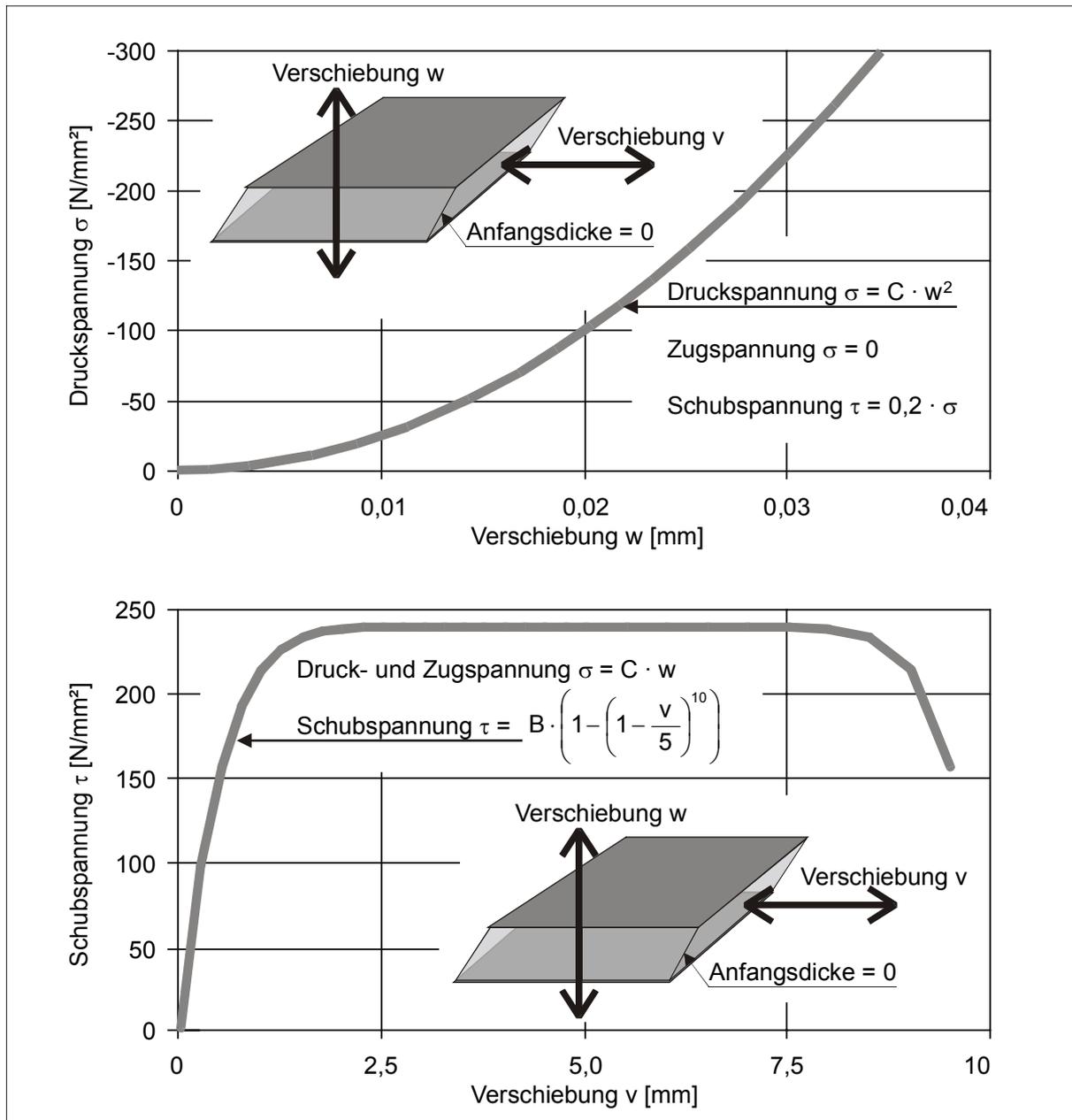


Bild 5.2: Materialgesetze für die Interface-Elemente; oben: zur Abbildung der Reibung zwischen Stahl und Beton; unten: zur Abbildung der Dübel

Zur Erfassung des globalen Trag- und Verformungsverhaltens des Versuchskörpers konnten vereinfachte Materialgesetze angenommen werden:

Die Verformungen des Stahlträgers spielen in diesem Fall eine untergeordnete Rolle. Es wird davon ausgegangen, dass die Flansche während des Versuchs keine signifikanten Biegeverformungen erfahren. Daher kann der Stahlträger vereinfacht als Hexaeder mit sehr hohen Festigkeitswerten abgebildet werden.

Die Rissbildung im hochfesten Beton ist für das Tragverhalten von untergeordneter Bedeutung. Maßgebend für das Versagen bei Verwendung von hochfestem Beton ist immer die Dübeltragfähigkeit. Lediglich das Plastizieren des Betons in der direkten Umgebung des Dübelfußes hat Auswirkungen auf das Last-Verformungsverhalten. Daher kann der hochfeste Beton durch ein elastisch-plastisches Materialgesetz mit den charakteristischen Materialeigenschaften des Betons erfasst werden.

Die Materialgesetze der Interface-Elemente zwischen Beton- und Stahlkörper, die Reibung und Druckkräfte übertragen können, sind in Bild 5.2, oben dargestellt. Ihr Schubwiderstand ist linear abhängig von der Druckbeanspruchung. Die Interface-Elemente zur Abbildung der Dübel sind unter Druck- und Zugbeanspruchung linear abhängig von der Verformung in der Normalenrichtung (Bild 5.2, unten). Für den Parameter C ergibt sich bei einem E-Modul von 200000 N/mm² und einer Dübellänge von 100 mm der Wert 2000 N/mm³. Bei Schubbelastung reagieren die Dübel-Interfaces in Abhängigkeit von der Schubverformung exponentiell nach Bild 5.2, unten und erreichen ihr Maximum bei einer Schubverformung von 5 mm. Bei einer maximal aufnehmbaren Scherkraft von etwa 150 kN und einer Einflussfläche der Interface-Elemente von 25x25 mm² ergibt sich der Parameter B = 240 N/mm².

Da die Berechnung lediglich physikalisch nichtlinear, jedoch geometrisch linear rechnet, werden Effekte aus der Theorie II. Ordnung nicht erfasst. Es ist daher zu erwarten, dass die in der Realität auftretenden Schiefstellungen der Versuchskörper ungünstiger, d.h. größer sind als die berechneten.

Untersucht wurden vier verschiedene Push-Out Standard-Versuchsanordnungen (Bild 5.3):

- Ohne Behinderung der horizontalen Verformung, lediglich Ansatz eines Reibungsbeiwertes von 0,2: POST-Standard
- Mit Behinderung der horizontalen Verformung durch eine Festhaltung (Aufkantung) am Fußbereich des Betonkörpers in Höhe von etwa 5 cm: POST-Aufkantung
- Mit Behinderung der horizontalen Verformung durch eine horizontale Abspannung auf Höhe der unteren Dübellege: POST-Abspannung
- Mit in Vertikalrichtung vorgeprägten Betonkörpern, so dass deren Verdrehung eingeschränkt wird: POST-Vorschlag

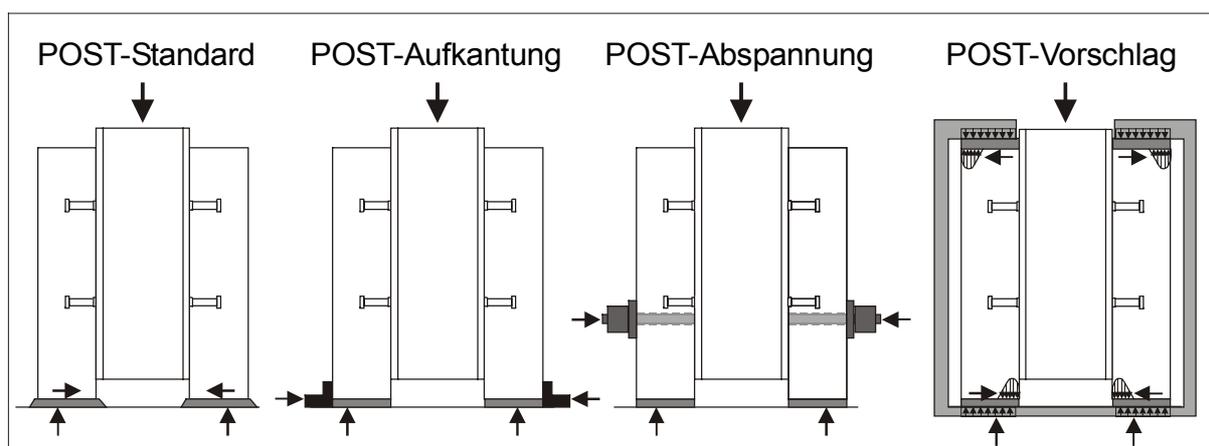


Bild 5.3: Untersuchte Push-Out Versuchskörper

Aufgrund der Modellierung der Kopfbolzendübel durch Interface-Elemente war eine gute Übereinstimmung der berechneten Last-Verformungskurven mit den Versuchskurven zu erwarten (Bild 5.4). Nur die Maximallast der Variante mit vorgeprägtem Betongurt weicht von den anderen berechneten Traglasten ab (etwa 4%). Diese Tendenz war aufgrund der vorge-

drückten Betongurte zu erwarten und entspricht besser den Verhältnissen im Verbundträger. Der Schwerpunkt dieser Untersuchung liegt jedoch auf den berechneten Verformungen und Spannungen in horizontaler Richtung.

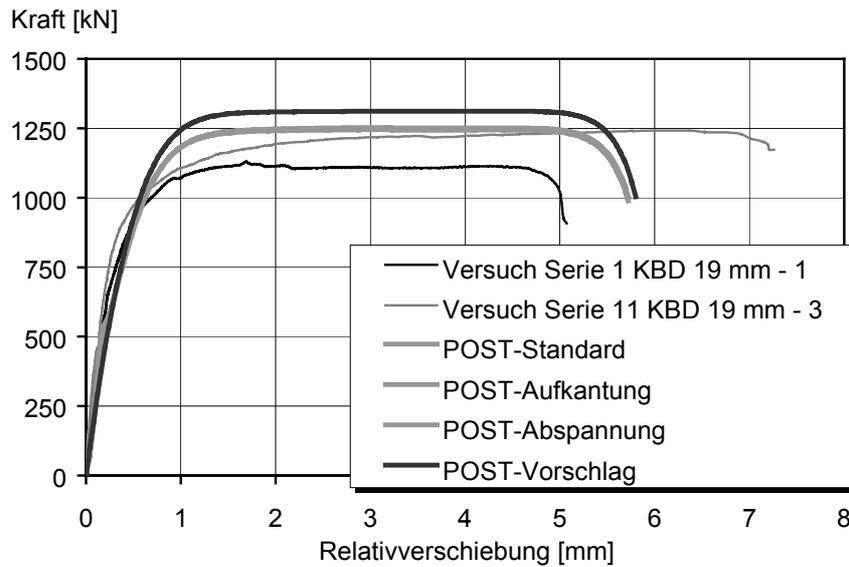


Bild 5.4: Berechnete Last-Verformungskurven der unterschiedlichen Versuchsanordnungen
 Im oberen Teil von Bild 5.5 sind die Verformungsfiguren überhöht dargestellt und im unteren Teil die Verschiebungen in horizontaler Richtung als Isoflächen mit Graustufenskala bei einer Vertikalverschiebung von 5 mm.

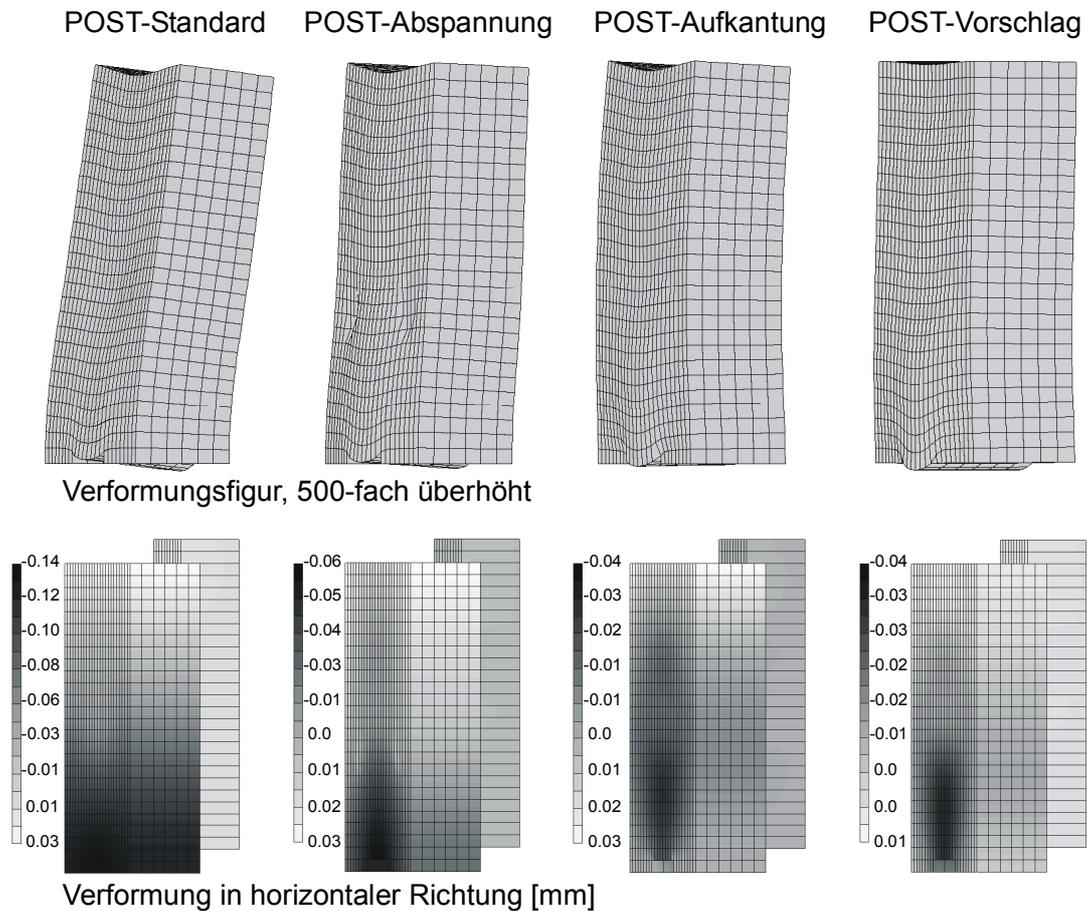


Bild 5.5: Verformungen der Versuchskörper bei einer Vertikalverschiebung von 5 mm

Deutlich ist das Abstützen der oberen Betonkante am Stahlträger zu erkennen (positive Verformungswerte), d.h. die horizontalen Kräfte werden – wie auch bei den Versuchen zu erkennen ist – nicht nur über die Dübelfüße sondern auch über die lokalen Betonpressungen abgetragen. Diese Belastung kann zur Betonzerstörung am oberen Rand der Gurte führen und entspricht nicht den Kräfteverhältnissen in einem Verbundträger. Wird eine Aufkantung vorgesehen oder werden die Betongurte eingespannt, nehmen die Auswirkungen dieses Effektes ab. Bei dem vorgeschlagenen Versuchsaufbau wird die Verformung der Betongurte am wirkungsvollsten verhindert. Das Abheben der Betonplatte bleibt auf einen geringen Bereich beschränkt. Die Wirksamkeit der Maßnahmen verdeutlichen auch die Spannungen in horizontaler Richtung bei einer Vertikalverschiebung von 5 mm (Bild 5.6). Integriert man diese Spannungen über die Einflussfläche eines Dübels so ergeben sich folgende Kräfte:

Versuchsaufbau	Standard	Abspannung	Aufkantung	Vorschlag
obere Dübellage	≈ 0 kN	≈ 0 kN	≈ 0 kN	≈ 0 kN
untere Dübellage	17,5 kN	4,4 kN	7,5 kN	6,3 kN

Tabelle 5.1: Horizontalkräfte in einem Dübel, berechnet aus den über die Einflussfläche eines Dübels integrierten Spannungen bei 5 mm Vertikalverschiebung

Beim Abscherversuch ohne horizontale Verformungsbehinderung entstehen im Traglastzustand sogar Kräfte bis zu 35 kN pro Dübel, was etwa 22% der Abscherkraft eines Dübels entspricht und die in Kapitel 4 getroffenen Annahmen bestätigt.

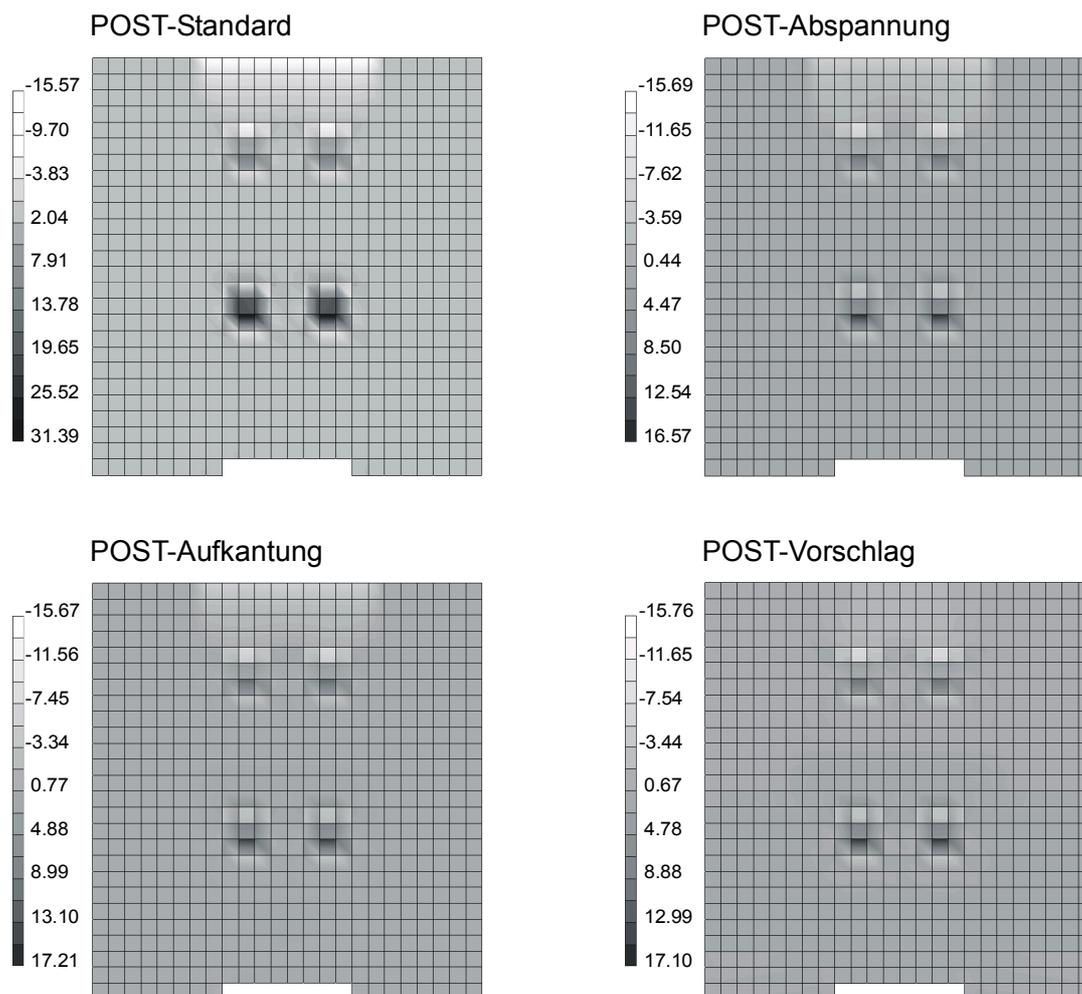


Bild 5.6: Spannungen in horizontaler Richtung im Bruchzustand [N/mm²]

Hinsichtlich der Gesamtverformung der Betongurte, des Aufweitens der Verbundfuge und der in der unteren Dübellage auftretenden Zugkräfte erscheint der vorgeschlagene Versuchsaufbau, bei dem die Betongurte vorbelastet und eingespannt werden, die Lastabtragung in einem Verbundträger am besten wiederzugeben. Die Vorbelastung eines Betongurtes betrug in der Simulation etwa 35% der Traglast des halben Systems. Dabei ergaben sich mittlere Betonpressungen in der Betongurtaufstandsfläche von 7 bis 10 N/mm². Es ist zu erwarten, dass bei Verwendung dieses Versuchsformates ähnlich hohe Dübeltraglasten wie beim Einzelabscherversuch ermittelt werden. Die Verformungsfiguren im Bruchzustand zeigt Bild 5.7.

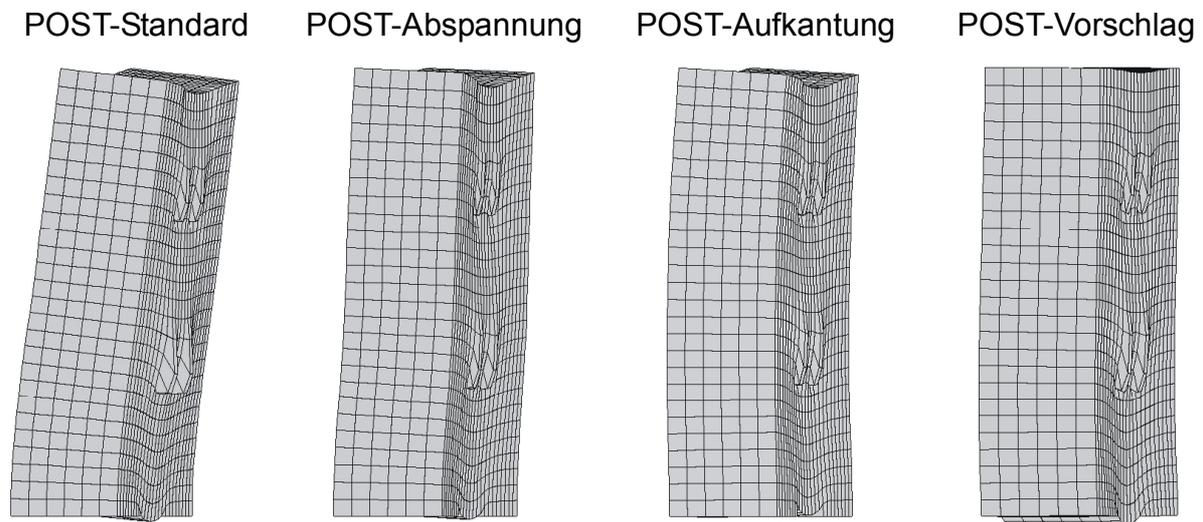


Bild 5.7: Verformungsfiguren im Bruchzustand, 500-fach überhöht

Die numerischen Berechnungen bestätigen, dass die Lagerungsbedingungen für die Beurteilung der Ergebnisse von Abscherversuchen von großer Bedeutung sind. Daher ist auf eine sorgfältige Dokumentation dieser Randbedingungen zu achten. Es ist anzustreben, dass die Lastverhältnisse im Abscherversuch denen im Verbundträger entsprechen. Daher sollten zusätzliche Längs- oder Zwangskräfte ausgeschlossen werden. In der Vergangenheit wurde argumentiert, dass durch das Anpressen der Gurte im oberen Bereich des Versuchskörpers, das mit dem Abheben der Betongurte im unteren Bereich einhergeht, zusätzliche Reibungskräfte in Vertikalrichtung aktiviert werden, die den Tragkraftverlust infolge der mehraxialen Dübelbeanspruchung in der unteren Dübellage ausgleichen und den entstehenden Fehler korrigieren. Dieser Argumentation kann auf Grundlage der eigenen Versuchsergebnisse nicht zugestimmt werden, da die Betonkante im Bereich der oberen Pressung während der eigenen Versuche geschädigt wurde und daher nicht ausreichend tragfähig war, um Reibung übertragen zu können.

5.1 Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens einzelner Dübel

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens einzelner Dübel in hochfestem Beton wurde der Single Push-Out Test (SPOT) mit der Methode der Finiten Elemente nachgerechnet. Zwei verschiedene Netzgeometrien wurden erzeugt. Ein vereinfachtes Finite-Elemente Netz, bei dem der Kopfbolzendübel mit einem Rechteckquerschnitt abgebildet wurde, diente zur schnellen Berechnung und Einstellung der Einflussgrößen an die Versuchsergebnisse. Mit einem zweiten aufwändigeren Netz wurden anschließend genauere Berechnungen durchgeführt. Diese dauerten aufgrund der hohen Elementanzahl etwa 100 Stunden.

Das größere Netz mit einem Dübel $\varnothing 22$ mm besitzt etwa 5000 Elemente mit Kantenlängen von 5 bis 22 mm. In der Symmetrieachse ist ein horizontales Gleitlager angesetzt, die Bodenfläche ist vertikal unverschieblich gelagert. Der Dübelfuß ist mit Wulst und Schaft voll eingespannt. Die weggesteuerte Lasteinleitung erfolgt ähnlich wie im Versuch über einen 6 cm hohen Streifen (Bild 5.8).

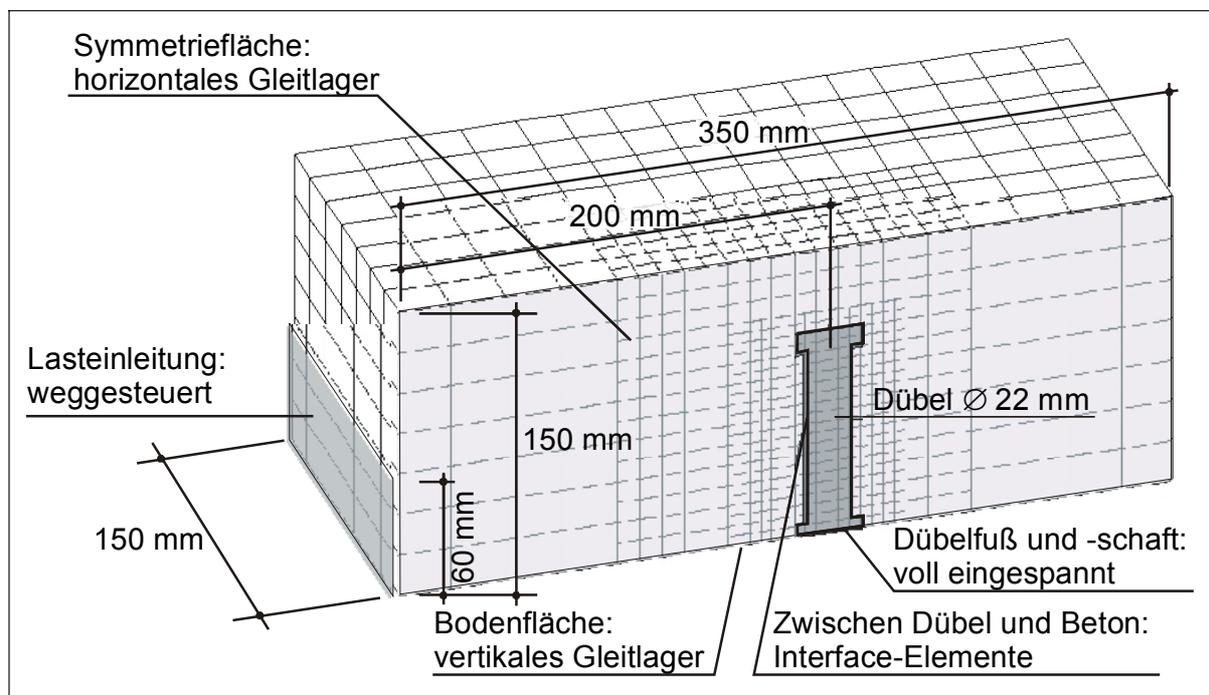


Bild 5.8: Einfaches Finite Elemente Netz zur Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzendübeln $\varnothing 22$ mm im Single Push-Out Test (SPOT)

Das feinere Netz mit einem Dübel $\varnothing 19$ mm besitzt etwa 10000 Elemente mit Kantenlängen zwischen 1 und 25 mm. Die Randbedingungen wurden so wie bei dem größeren Netz angesetzt (Bild 5.9).

In beiden Modellen sind der Dübel und der umgebende Beton über Interface-Elemente, deren Eigenschaften im weiteren Verlauf näher erläutert werden, miteinander verbunden. Dasselbe gilt bei einigen Berechnungen auch für die Flächen zwischen dem Schweißwulst und dem Dübelschaft.

Für den Dübel wurde ein elastisch-plastisches Materialgesetz mit Verfestigung und der Fließbedingung nach VON MISES (1919, 1948, 1954) verwendet. Die Einflussgrößen sind hierbei der E-Modul E_a , die Querdehnzahl ν_a , die Fließspannung f_y , der Verfestigungsparameter K sowie die äquivalente plastische Verzerrung ϵ_p , die den Versagenszeitpunkt bestimmt.

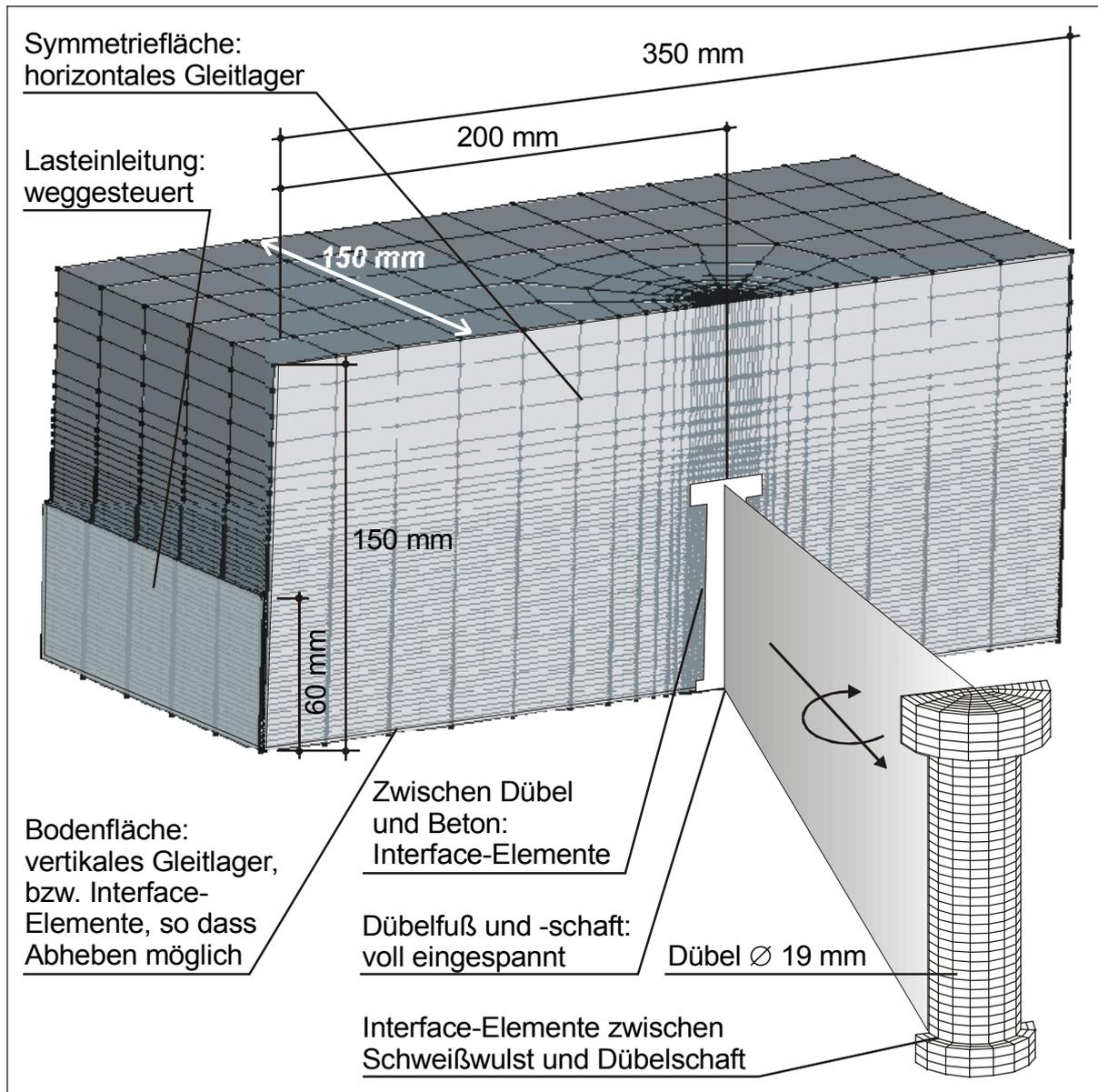


Bild 5.9: Genaues Finite Elemente Netz zur Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzendübeln im Single Push-Out Test (SPOT)

Der Beton wurde sowohl durch das Betonmodell nach OTTOSEN (1977, 1979) als auch durch ein elastisch-plastisches Materialmodell mit den oben genannten Eingangsparametern beschrieben. Die Einflussgrößen für das Modell nach OTTOSEN waren der Anfangs-Modul E_{c0} , die Zylinderdruckfestigkeit f_c , die Zugfestigkeit f_{ct} , die Querdehnzahl ν_c , die Bruchdehnung ε_c , der Nachbruchparameter D (zwischen Null und Eins), der Schubabminderungsfaktor (wahlweise für die Schubabminderungsmodelle nach Kolmar, Cedolin oder Al Mahaidi) und die Bruchenergie G_f . Aufgrund des komplexen Versagensmechanismus führten die Berechnungen mit dem Betonmodell nach OTTOSEN jedoch nicht zum Ziel. Eine exakte Abbildung des Materialverhaltens vor dem Dübel müsste in der Lage sein, die folgenden Versagenszustände abzubilden (Bild 5.10):

- Plastizieren des Betons mit Wiederverdichtung des zerstörten Materials;
- mehraxiale Tragwirkung des wiederverdichteten Materials;
- Abscheren in der Fuge zwischen dem Keil aus zerstörtem und wiederverdichtetem Beton bei gleichzeitiger Aufnahme von Reibungskräften.

An dieser Stelle wird oft der Einwand erhoben, für eine realitätsnahe Nachrechnung sollte bei der Diskretisierung des Betons zwischen Matrix und Zuschlagkörnern unterschieden werden. Trotz des unbestrittenen Einflusses einzelner Zuschlagkörner auf das Tragverhalten (vgl. Kapitel 3) ist dies jedoch nicht erforderlich, wenn das Finite Elemente Netz ausreichend fein ist und die Materialkenngrößen innerhalb sinnvoller Grenzen zufällig verteilt werden.

Das größere Problem stellt jedoch die Tatsache dar, dass es zurzeit kein Materialmodell gibt, das alle oben genannten Versagensformen abbilden kann und gleichzeitig für ein Problem der vorliegenden Größe einsetzbar ist. Ein Kompromiss wäre die explizite Abbildung der Fuge zwischen dem plastizierten Betonkeil und dem Restkörper im FE-Netz. Dadurch wird das Ergebnis jedoch stark beeinflusst.

Um die Einflüsse der Dübelmodifizierungen dennoch numerisch zuverlässig nachrechnen zu können, wurde für den Beton ein elastisch-plastisches Materialgesetz gewählt. Hierdurch kann das Fließen des Betons in hochbelasteten Bereichen abgebildet werden. Da bei den Versuchskörpern aus hochfestem Beton lediglich eine Mikrorissbildung stattfindet, kann diese im vorliegenden Modell gut durch plastische Verformungen berücksichtigt werden, eine diskrete Rissbildung tritt nicht auf. Um das Versagen des Betons vor dem Dübelfuß realistisch abzubilden, wurden zusätzlich Interface-Elemente eingeführt, die den Kopfbolzendübel umgeben und deren Einflussgrößen anhand der Versuche mit nicht modifizierten Dübeln kalibriert wurden.



Bild 5.10: Betonversagen vor dem Schweißwulst: Plastizieren und Abscheren

5.3.1 Ergebnisse der FE-Berechnungen am einfachen Netz

Bei den FE-Berechnungen mit dem einfachen Netz wurden elastisch-plastische Materialgesetze sowohl für den Stahl als auch für den Beton angesetzt. Die Auflagerbedingung in der Verbundfuge ließ kein Abheben der Betonplatte zu. Zur Abbildung der Betonschädigung vor dem Dübel wurde der Materialparameter der den Dübel umgebenden Interface-Elemente, der deren Last-Verformungsverhalten unter Druckbeanspruchung beeinflusst, anhand eines Versuches kalibriert und für die nachfolgenden Berechnungen so beibehalten. Die Interface-Elemente können keine Zug- und Schubkräfte übertragen. Unter Druckbeanspruchung reagieren sie wie die Interface-Elemente zur Abbildung der Reibung in Kapitel 5.1 (Bild 5.2, oben) und simulieren die Betonzerstörung in den hochbelasteten Bereichen: Bei Erreichen der maßgebenden Betonfließspannung vor dem Dübelfuß tritt eine Verformung der Interface-Elemente auf, die dafür sorgt, dass die Lasten vom Dübelfuß zum Dübelkopf umgelagert werden. Gleichzeitig erlaubt die Interface-Verformung dem Betonkörper eine Relativverschiebung zum Dübelfuß, die eine Dübelverformung bewirkt. Im weiteren Verlauf der Laststeigerung bestimmt das Verhältnis von Betonfestigkeit zu Dübelfestigkeit zusammen mit dem konstant gehaltenen Interface-Parameter C die Höhe der Traglast und die Verformungsfigur des Dübels. Bereits mit diesen einfachen Berechnungen konnten die Last-Verformungskurven der Single Push-

Out Tests (SPOT) gut simuliert werden (Bild 5.11): Mit zunehmender Betonfestigkeit steigt die Traglast, und die Verformungen nehmen ab. Werden Schaft und Wulst voneinander getrennt, so sinkt die Traglast bei zunehmender Verformung.

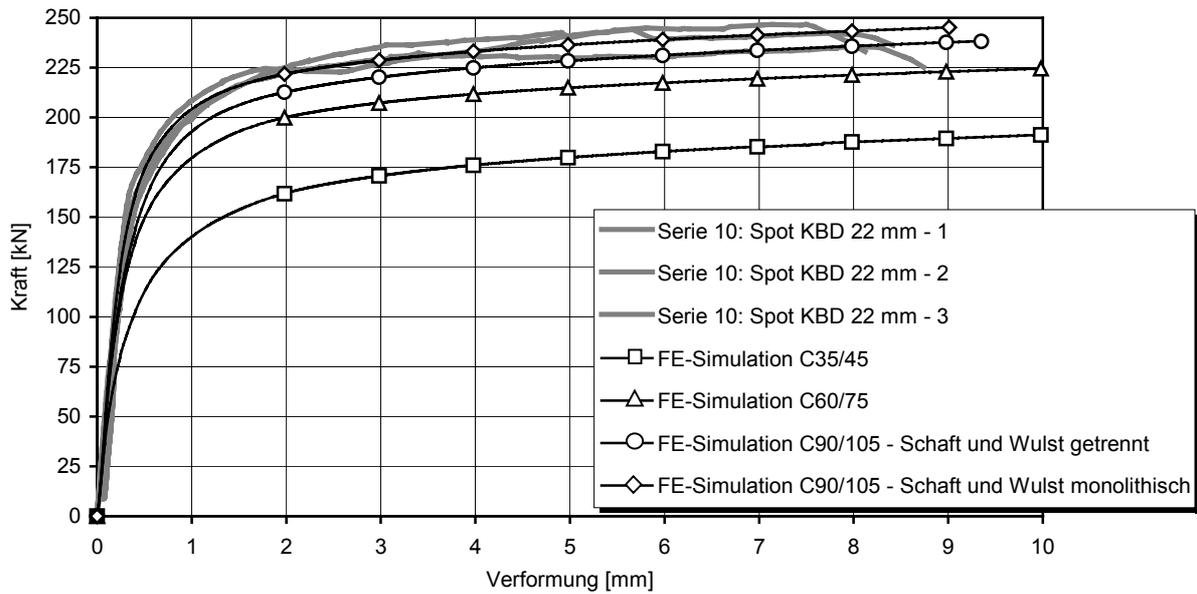


Bild 5.11: Mit dem einfachen FE-Modell berechnete Last-Verformungskurven im Vergleich zu den Versuchskurven (SPOT), Dübel \varnothing 22 mm

Eine Veränderung der Betonfestigkeit ergab die Dübelverformungen in Bild 5.12. Die rechnerischen Bruchlasten nach dem in Kapitel 4.10 vorgestellten Bemessungsmodell wurden jeweils gut abgebildet. Auch der Einfluss des entkoppelten Tragverhaltens von Schweißwulst und Dübelschaft ist erkennbar. Mit abnehmender Betonfestigkeit wird der verformte Dübelbereich größer.

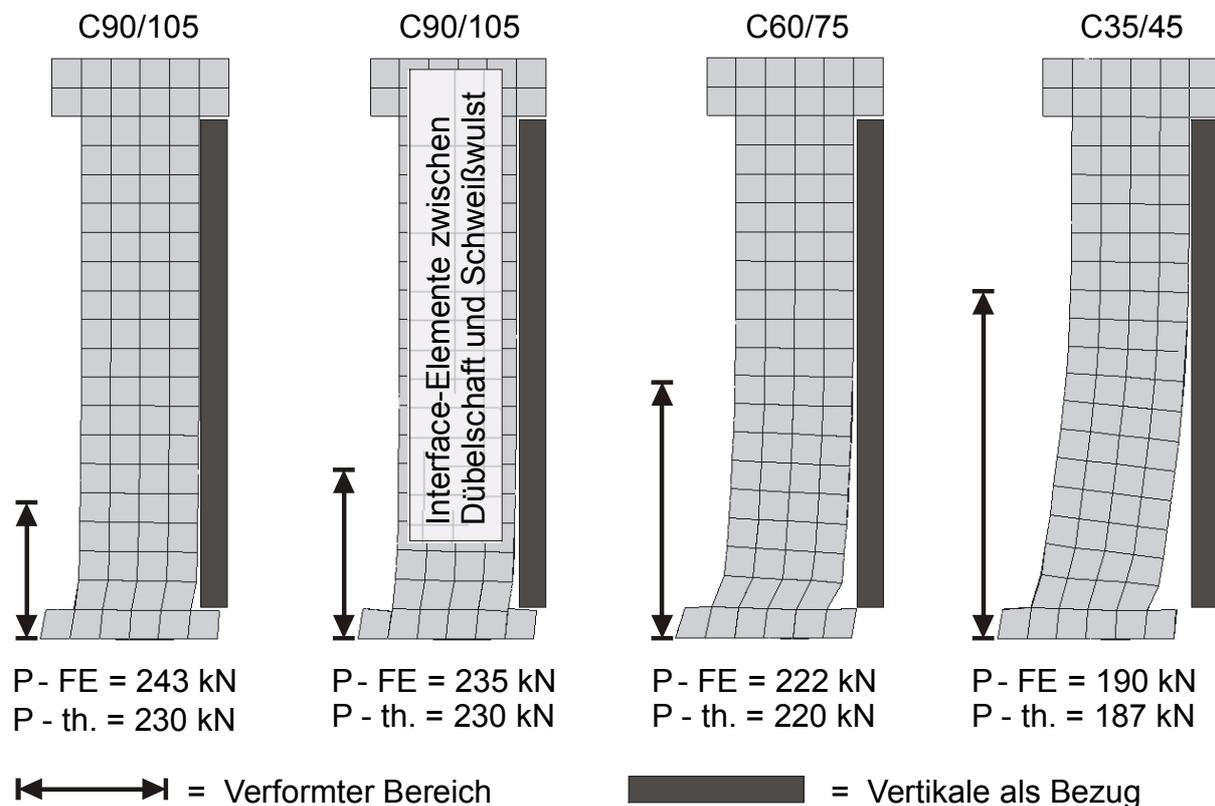


Bild 5.12: Verformungsfiguren der Kopfbolzendübel bei unterschiedlichen Betonfestigkeiten

Aufgrund der Auflagerbedingung in der Verbundfuge, die kein Abheben der Betonplatte zulässt, wird die Dübelverformung für normalfesten Beton jedoch nicht richtig erfasst. Die hohe Lage der resultierenden Kraft auf den Dübel in normalfestem Beton verursacht neben der Scherbeanspruchung eine zusätzliche Biegeverformung. Daher ist der Kopf der verformten Dübel in normalfestem Beton nicht nur verschoben sondern zusätzlich verdreht, was wiederum zu einer lokalen Rotation des umgebenden Betons führt. Die Randbedingungen, die für das Tragverhalten in hochfestem Beton gelten, lassen diese Rotation nicht zu.

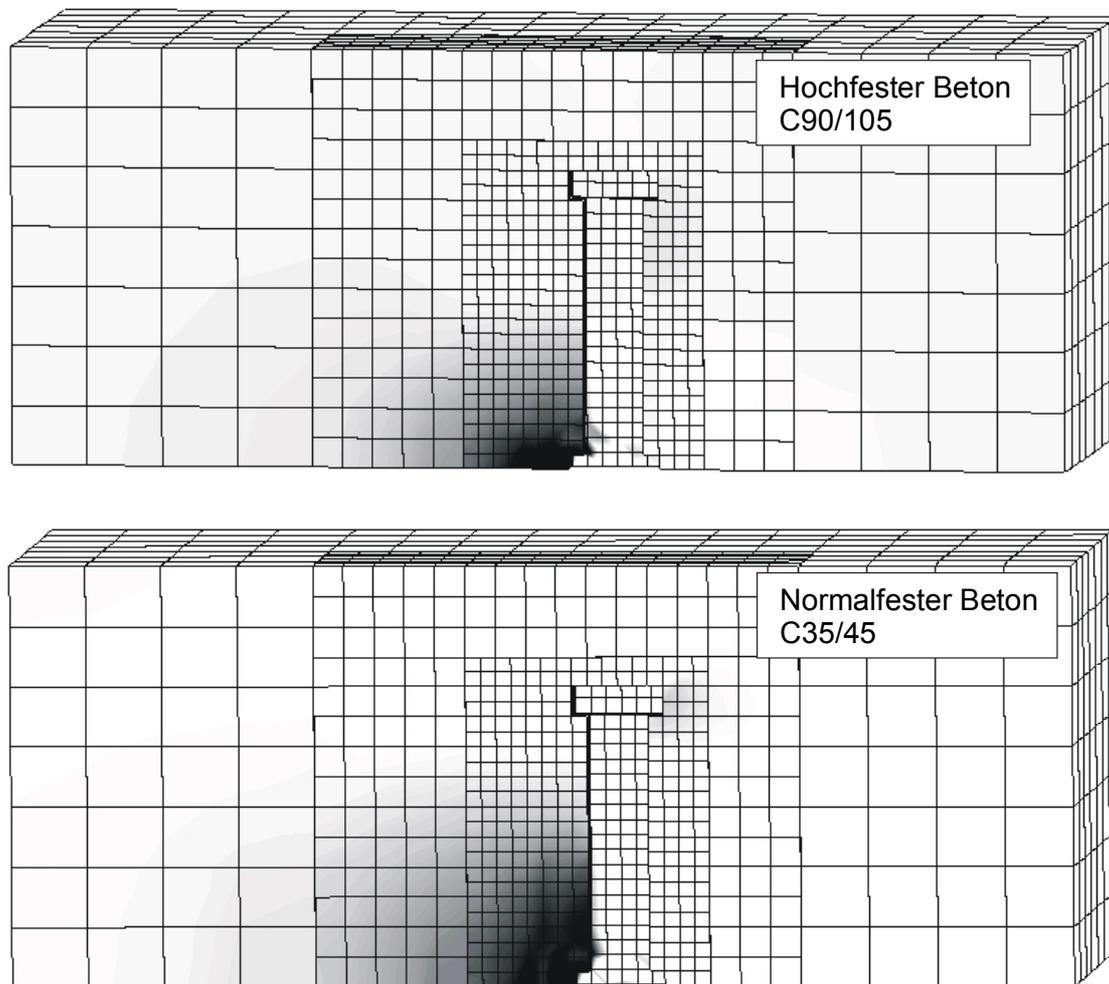


Bild 5.13: Spannungen in Belastungsrichtung im Traglastzustand für zwei Betonfestigkeiten. (maximale Druckspannungen schwarz, Dübel ist ausgeschnitten)

Die Verteilungen der Spannungen in Belastungsrichtung zeigen ebenfalls, dass mit sinkender Betondruckfestigkeit die Belastungshöhe des Dübels wächst (Bild 5.13). Dadurch werden die Dübel in normalfesten Betonen auf Abscheren und Biegung beansprucht, mit steigender Betonfestigkeit sinkt der Anteil aus Biegung. Bei Würfeldruckfestigkeiten des Betons über etwa 90 N/mm^2 kommt es zu einem reinen Abscheren.

5.3.2 Ergebnisse der FE-Berechnungen am aufwändigen Netz

Die Materialgesetze wurden für das feinere Netz beibehalten. Die Netzgeometrie bildet exakt einen Kopfbolzendübel mit dem Durchmesser 19 mm ab. Untersucht wurden die folgenden Varianten (Bild 5.14):

- A: Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm mit einer Schweißwulsthöhe von 4 mm;
- B: Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm mit einer Schweißwulsthöhe von 6 mm;
- C: Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm mit einer Schweißwulsthöhe von 6 mm, bei dem das Abheben des Betonkörpers zugelassen wird;
- D: Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm mit einer Schweißwulsthöhe von 6 mm und einer zusätzlichen Stahlhülse um den unteren Bereich des Schaftes;
- E: Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm mit einer Schweißwulsthöhe von 6 mm und zwei weichen Polstern um den unteren Bereich des Schaftes.

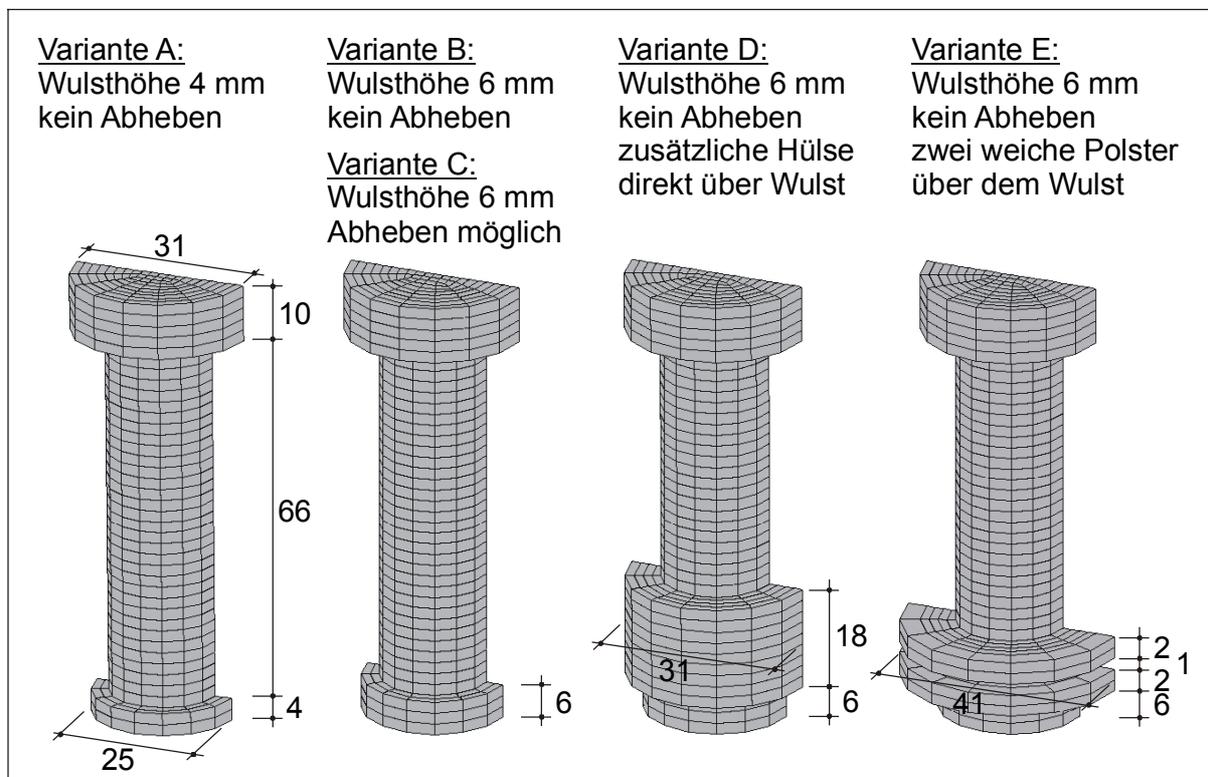


Bild 5.14: Unterschiedliche Varianten des Single Push-Out Tests SPOT mit einem Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm in hochfestem Beton für die FE-Berechnungen

Die Materialparameter für die Interface-Elemente zwischen Beton und Dübel wurden aus den Berechnungen mit dem einfachen Netz übernommen und für alle fünf Variationsrechnungen beibehalten. Die Interface-Elemente können lediglich Druckkräfte übertragen (vgl. Bild 5.2, oben). Die Kennwerte für den Stahl und den Beton wurden aus den zugehörigen Versuchen übernommen. Für die Variante mit Hülse wurden zusätzliche Interface-Elemente zwischen der Hülse und dem Dübelschaft eingeführt, die eine nahezu unendliche Steifigkeit in Druckrichtung aufweisen und zusätzlich Reibung in der Verbundfläche übertragen können (vgl. Bild 5.2, oben). Die berechneten Last-Verformungskurven im Vergleich mit den Versuchsergebnissen sind in Bild 5.15 und 5.16 dargestellt.

Bild 5.17: Überhöhte Verformungsfiguren der berechneten Varianten im Bruchzustand

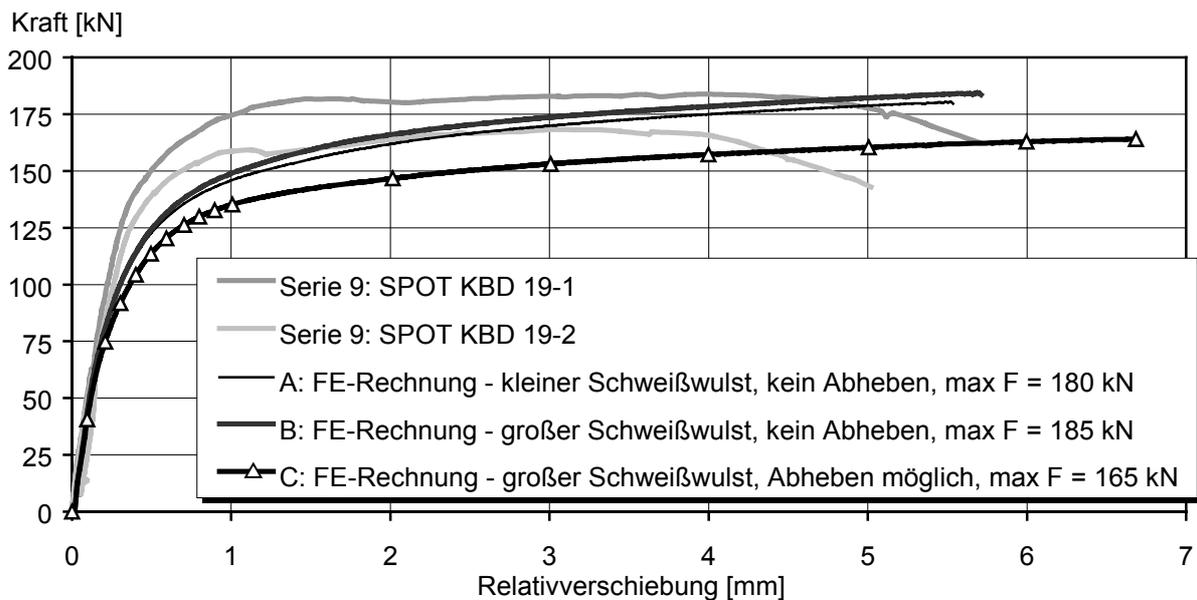


Bild 5.15: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Last-Verformungskurven: Varianten A, B und C

Die Differenz der Traglast von etwa 2,8% bei den zwei unterschiedlichen Schweißwulsthöhen fällt nicht so hoch wie erwartet aus. Nach dem in Kapitel 4.10 vorgeschlagenen Bemessungsverfahren errechnet sich eine Abnahme der Traglast um etwa 9 kN, dies entspricht 6%.

Die Berechnung, bei der das Abheben des Betonkörpers vom Stahlträger zugelassen wurde, zeigt eine Bruchlast von nur 165 kN. Dies entspricht 89% des Wertes bei der Berechnung ohne die Möglichkeit zur Aufweitung der Verbundfuge. Die geringere Traglast ist durch die zusätzliche Zugbelastung des Dübels zu erklären. Im Einzelabscherversuch SPOT wird das Öffnen der Verbundfuge durch den Versuchsaufbau, der sich selber stabilisiert, nicht zugelassen. Bei dem Standard-Abscherversuch POST kann sich – wenn keine zusätzlichen horizontalen Auflager vorgesehen werden – die Verbundfuge öffnen, und es treten zusätzliche Zugspannungen in der unteren Dübellage auf. In Kapitel 4 wurde gezeigt, dass die aufnehmbare Traglast des Standard-Versuches aufgrund dieses Effektes auf etwa 90% der Traglast des Einzel-Abscherversuches reduziert wird. Die numerischen Berechnungen bestätigen diesen Wert.

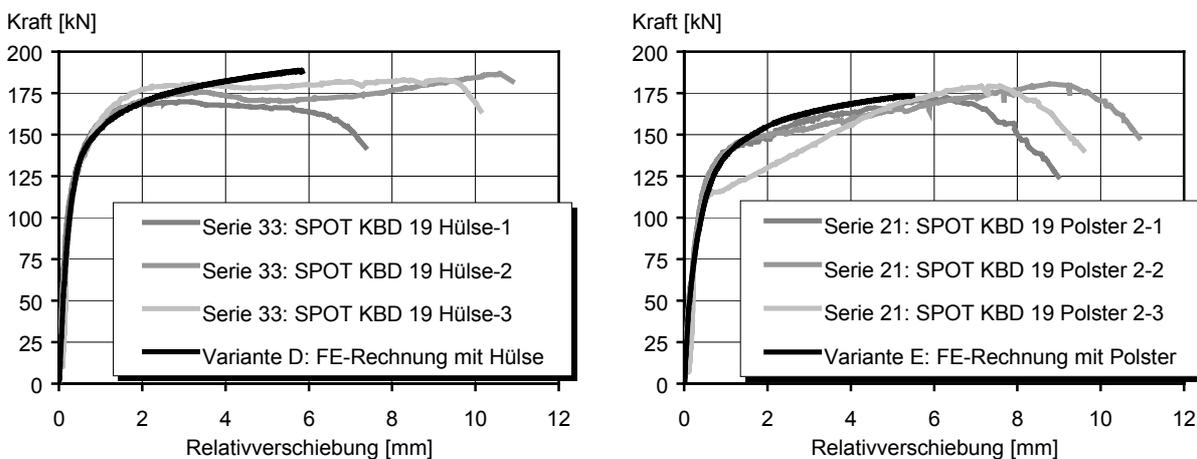


Bild 5.16: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Last-Verformungskurven: Varianten D (links) und E (rechts)

Die FE-Berechnungen an den modifizierten Dübeln lieferten nicht zufriedenstellende Ergebnisse, da das entstehende plastische Plateau und die Zunahme der Verformungsfähigkeit nicht abgebildet werden konnten. Auf eine weitere Anpassung der Materialeinflussgrößen wurde verzichtet.

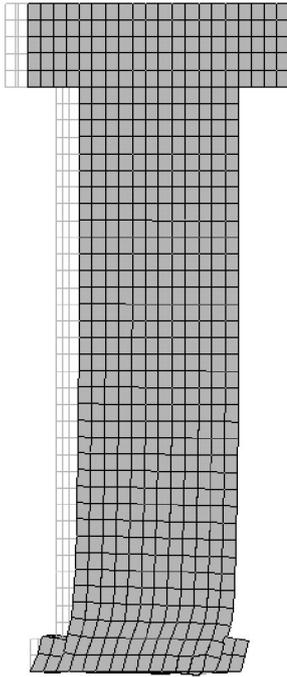
Die lastverteilende Wirkung der Hülse bei Variante D konnte in der Berechnung nicht nachvollzogen werden, auch die Verformungsbilder (Bild 5.17) weisen darauf hin. Während der Dübel nach dem Versuch deutliche Verformungen oberhalb des Bereiches, der durch die Hülse geschützt war, zeigt, gleichen die berechneten Verformungen denen der nicht modifizierten Dübel. Somit wurde die Dübelbeanspruchung in der numerischen Berechnung nicht in die oberen Bereiche des Schaftes umgelagert, sondern es trat derselbe Versagensvorgang wie bei den unverstärkten Dübeln auf. Lediglich die Traglast nahm geringfügig zu.

Bei der Variante E mit Polster wurde das Verdrängen des plastizierten Betons in die Polsterbereiche nicht simuliert. Zwar nahm die Traglast im Vergleich zur nicht modifizierten Variante ab, aber der zusätzliche Bewegungsspielraum hatte auf die Berechnungsergebnisse keinen Einfluss. Daher brach auch hier die Berechnung zu früh ab.

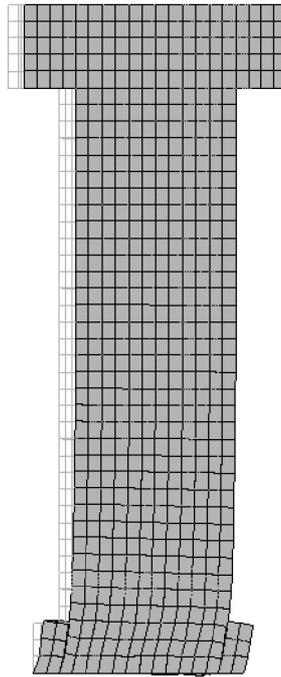
Die Verformungsfiguren der berechneten Dübel im Bruchzustand (Bild 5.17) zeigen den Einfluss des Schweißwulstes, der die Lage des Fließgelenkes im Dübelschaft bestimmt und auf den sich der Schaft abstützen kann. Wird ein Abheben des Betonkörpers zugelassen, kommt es zusätzlich zur Horizontalverschiebung des Dübels auch zu einer Dübelverlängerung.

Die numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass die Materialmodelle nicht geeignet sind, um umfangreiche Parameterstudien durchzuführen, die Versuche ersetzen können. Zurzeit existieren auch innerhalb der internationalen Forschungsarbeiten zu diesem Thema keine Betonmodelle, die die auftretenden Schädigungsprozesse und Versagensmechanismen zuverlässig abbilden können. Der komplexe Bruchvorgang mit den möglichen Umlagerungsvorgängen zusammen mit dem mehraxialen Beanspruchungszustand bedürfen daher weiterer Forschungsarbeit.

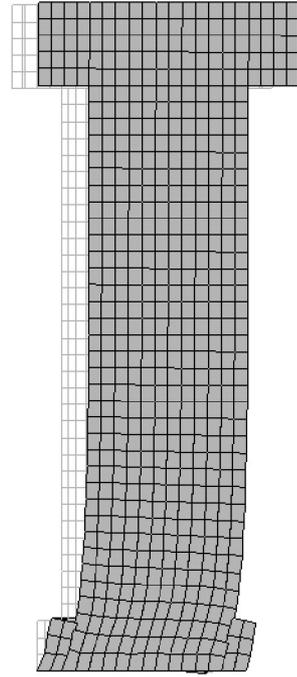
Variante A:
Wulsthöhe 4 mm
kein Abheben



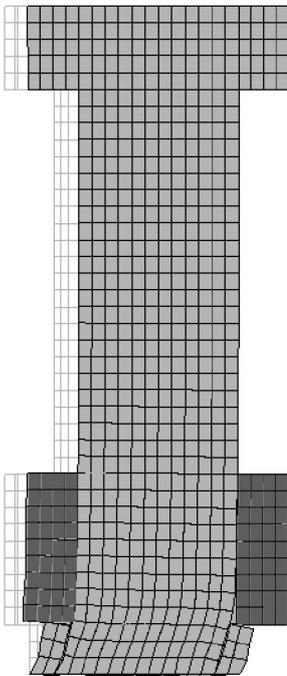
Variante B:
Wulsthöhe 6 mm
kein Abheben



Variante C:
Wulsthöhe 6 mm
Abheben möglich



Variante D:
Wulsthöhe 6 mm
kein Abheben
zusätzliche Hülse
direkt über Wulst



Versuch mit Hülse



Variante E:
Wulsthöhe 6 mm
kein Abheben
zwei weiche Polster
über dem Wulst

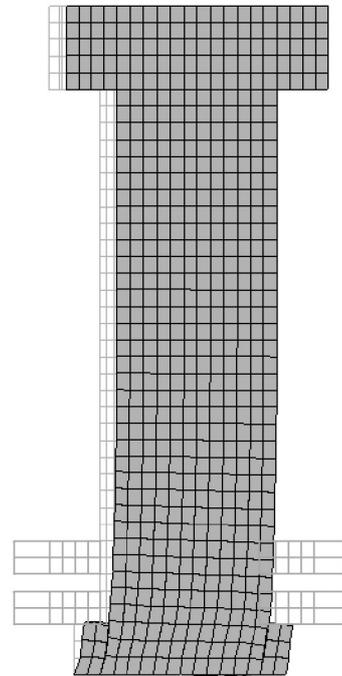


Bild 5.17: Überhöhte Verformungsfiguren der berechneten Varianten im Bruchzustand

6 Verbundträger aus hochfesten Baustoffen – eigene Versuche

6.1 Allgemeines

Im Rahmen des EGKS-Forschungsvorhabens *Use of High Strength Steel S460* wurden am Institut für Massivbau neun Verbundträger mit hochfestem Stahl S460 und hochfestem Beton C70/85 zur Klärung der folgenden Fragen experimentell untersucht (EGKS, 2000):

- Müssen die Betondruckstauchungen begrenzt werden?
- Kann der Reduktionsfaktor β_{pl} aus Anhang H zu EC 4 bestätigt werden?
- Welchen Einfluss hat eine Teilverdübelung?
- Muss die Dübelverteilung dem Längsschubkraftverlauf angepasst werden?
- Welchen Einfluss hat Kammerbeton?
- Können die Regeln des Anhang H zur Mindestbewehrung bestätigt werden?

6.2 Versuchsprogramm

Alle neun Versuchsträger bestanden aus einem Stahlträger HEA 300 sowie einer 10 cm dicken Betonplatte. Die Stützweite betrug jeweils 6 m. Es wurden vier Versuche im positiven Momentenbereich mit Einzellast in Feldmitte, zwei Versuche im positiven Momentenbereich mit drei Einzellasten in den Viertelpunkten und drei Versuche im negativen Momentenbereich mit Einzellast in Feldmitte durchgeführt (Bild 6.1).

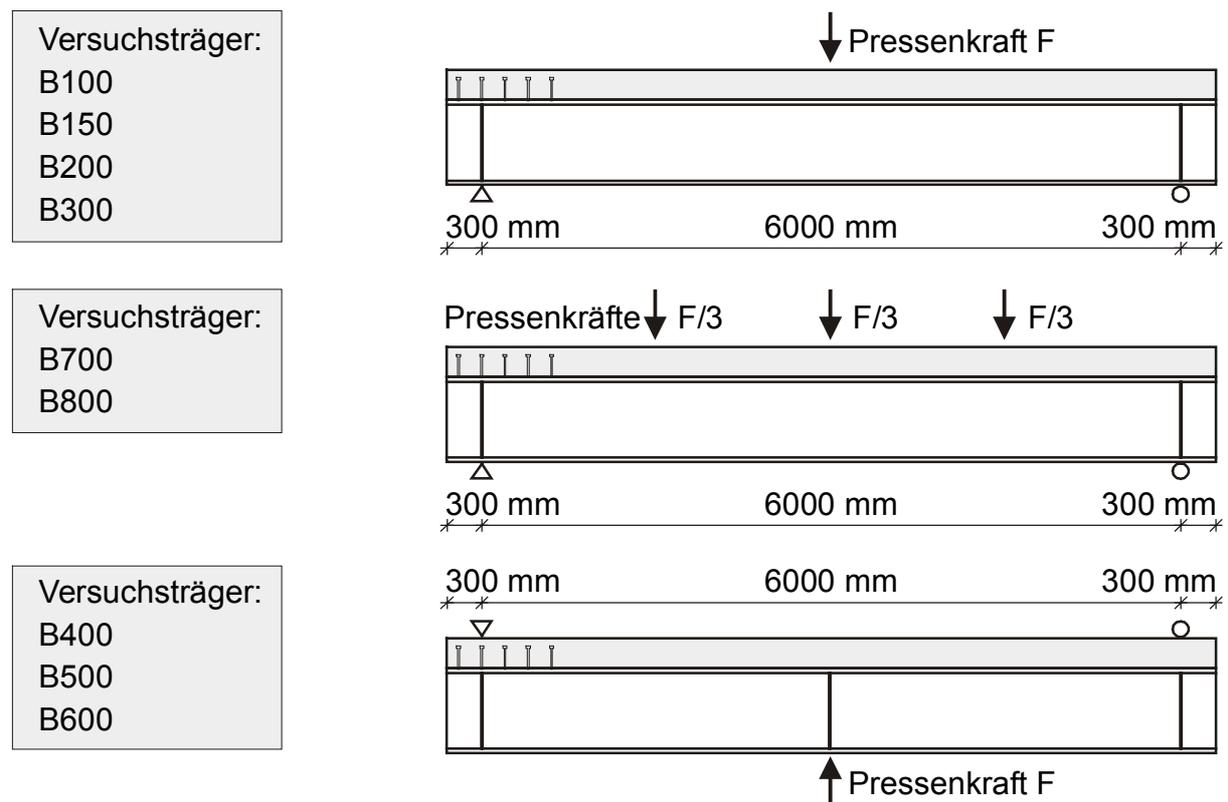


Bild 6.1: Versuchsaufbau für die neun Verbundträger (HEA 300 und 10 cm Betongurt)

Die charakteristischen Daten der einzelnen Versuchskörper sind in den Tabellen 6.1 bis 6.3 zusammengestellt, Details finden sich im Anhang A.4.

	B100	B150	B200	B300
Betonfestigkeit der Platte $f_{c,cube 150 mm}$ [N/mm ²]	103	104	116	114
3-Punkt oder 5-Punkt Biegung	3-Punkt	3-Punkt	3-Punkt	3-Punkt
Positiver oder negativer Momentenbereich	positiv	positiv	positiv	positiv
Kammerbeton und Bewehrung [cm ²]	-	-	12,6	-
Lage der pl. Nulllinie z_{pl}/h_{comp} , Bemessungswert	0,22	0,22	0,27	0,13
Betonplattenbreite/Betonplattendicke [cm/cm]	140/10	140/10	100/10	140/10
Längsbewehrung in der Platte [cm ²]	18·Ø8=9	18·Ø8=9	14·Ø8=7	18·Ø8=9
Querbewehrung in der Platte [cm/m]	10,5	10,5 **	7,9	5,0
Verdübelungsgrad, Bemessungswert [%]	100	100	100	58
Dübelverteilung, Durchmesser [cm]	2.65 Ø19	2.65 Ø19	2.53 d19	2.32 Ø19
M_{pl} ohne Sicherheiten, S460, C70/85 [kNm]	915	915	926	782

Tabelle 6.1: Versuchsprogramm der Träger unter 3-Punkt-Biegung im positiven Momentenbereich (**: Zusätzlich zur Querbewehrung wurden in Balkenmitte Bügel zur Umschnürung der Druckzone eingebaut, Bild 6.2)

	B700	B800
Betonfestigkeit der Platte $f_{c,cube 150 mm}$ [N/mm ²]	100	96
3-Punkt oder 5-Punkt Biegung	5-Punkt	5-Punkt
Positiver oder negativer Momentenbereich	positiv	positiv
Kammerbeton und Bewehrung [cm ²]	-	-
Lage der pl. Nulllinie z_{pl}/h_{comp} , Bemessungswert	0,26	0,14
Betonplattenbreite/Betonplattendicke [cm/cm]	100/10	100/10
Längsbewehrung in der Platte [cm ²]	14·Ø8=7	14·Ø8=7
Querbewehrung in der Platte [cm/m / cm/m]	14,3 / 6,3**	6,7 / 5,0**
Verdübelungsgrad, Bemessungswert [%]	100	42
Dübelverteilung Bereich 1, Durchmesser [cm]	2.33 Ø19	2.14 Ø19
Dübelverteilung Bereich 2, Durchmesser [cm]	2.11 Ø19	1.9 Ø19
M_{pl} ohne Sicherheiten, S460, C70/85 [kNm]	818	693

Tabelle 6.2: Versuchsprogramm der Träger unter 5-Punkt-Biegung im positiven Momentenbereich (**: Querbewehrung angepasst an die Verdübelung)

	B400	B500	B600
Betonfestigkeit der Platte $f_{c,cube 150 mm}$ [N/mm ²]	100	100	91
3-Punkt oder 5-Punkt Biegung	3-Punkt	3-Punkt	3-Punkt
Positiver oder negativer Momentenbereich	negativ	negativ	negativ
Kammerbeton und Bewehrung [cm ²]	-	2,0	-
Betonplattenbreite/Betonplattendicke [cm/cm]	120/10	120/10	120/10
Längsbewehrung in der Platte [cm ²]	46·Ø8=23	46·Ø8=23	24·Ø8=12**
Querbewehrung in der Platte [cm/m]	5,0	5,0	5,0
Verdübelungsgrad, Bemessungswert [%]	100	100	100
Dübelverteilung, Durchmesser [cm]	2.14 Ø19	2.14 Ø19	2.8 Ø19
M_{pl} ohne Sicherheiten, S460, C70/85 [kNm]	708	834	684

Tabelle 6.3: Versuchsprogramm der Träger unter 3-Punkt-Biegung im negativen Momentenbereich

Der Beton wurde von der Beton Union Aachen GmbH nach einer Rezeptur des Instituts für Massivbau, das zuvor eine Eignungsprüfung durchlaufen hatte, angeliefert (Tabelle 6.4). Das Ausbreitmaß lag zwischen 45 und 55 cm. Für alle Versuchskörper wurde als Zusatzstoff die

Silikasuspension “Elkem Microsilica (SF)” der Firma Elkem GmbH benutzt. Dabei betrug der Gewichtsanteil von Wasser und Silikastaub je 50% in der Suspension.

Rezeptur C70/85 für alle Versuchskörper		pro 1 m ³
Zement CEM I 52,5R (Z)	[kg/m ³]	450
Silikasuspension (SF)	[kg/m ³]	70
Anteil Silikastaub an Susp. (S_{fest})	[kg/m ³]	35
Anteil Wasser an Susp. ($S_{\text{flüssig}}$)	[kg/m ³]	35
Wasser (W)	[kg/m ³]	110
Fließmittel Multifluid (FM)	[kg/m ³]	13
$w/z = (S_{\text{flüssig}} + W + FM) / (Z + S_{\text{fest}})$	[-]	0,33
Sand 0-2	[kg/m ³]	625
Kies 2-6	[kg/m ³]	787
Kies 8-16	[kg/m ³]	375
Summe Zuschlag	[kg/m ³]	1787

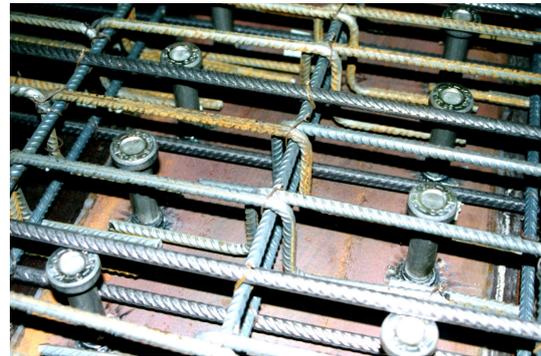


Tabelle 6.4: Betonrezeptur

Bild 6.2: Umschnürungsbewehrung beim Träger B150

Alle Versuchskörper wurden voll unterstützt betoniert (Eigengewichtsverbund), einen Tag nach der Herstellung ausgeschalt und bis zu sieben Tagen unter feuchten Tüchern und einer Kunststoffolie gelagert, die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen in der Versuchshalle. Die mit den Trägern gleichzeitig hergestellten Probekörper für die Erhärtungsprüfung sind in gleicher Weise behandelt und gelagert worden. Die Festigkeitsprüfung erfolgte nach DIN 1048 (Prüfverfahren für Beton, Ausgabe 6/91) an Würfeln mit 15 cm Kantenlänge, die Messung des E-Moduls entsprechend an Zylindern mit $h/d = 30/15$ cm. Die Betonstahlbewehrung bestand aus warmgewalzten Rippenstählen BSt 500 S. Die Festigkeiten und Elastizitätsmodule wurden anhand von Zugproben ermittelt. Die Stahlträger wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens von der Firma ARBED in der Qualität Histar S460 geliefert. Zusätzlich zu den obligatorischen Baustoffprüfungen der Firma ARBED wurden bei einigen Versuchsträgern Zugversuche an Rundzugproben zur Bestimmung der Festigkeiten durchgeführt. Alle Materialdaten finden sich in den Versuchsdatenblättern im Anhang A.4.

Eine prinzipielle Übersicht der Messtechnik ist in Bild 6.3 dargestellt. Diese Anordnung wurde durch geringfügige Veränderung an die einzelnen Versuchsträger angepasst (Anhang A.4). Folgende Messgrößen wurden in der Mehrzahl kontinuierlich aufgenommen:

- Belastung, Druckkraftmessdosen bzw. Öldruck im Hydraulikkreislauf der Presse;
- Trägerdurchbiegungen, induktive Wegaufnehmer (IWA) T1, T2, B1-B3;
- Auflagerverdrehungen, IWA L1-L3, R1-R3;
- Schlupf zwischen Betongurt und Stahlträger, IWA BS1-BS3, Messbasis 10 cm;
- Verformungen des Betons, IWA CS1-CS4, Messbasis 40 cm;
- Dehnungen des Betonstahls, je zwei Dehnungsmessstreifen (DMS) pro Messstelle S1-S8;
- Dehnungen des Baustahls, DMS A1-A18;
- Stauchungen des Betons, DMS C1-C8;
- Stauchungen des Betons, diskontinuierlich gemessen durch Setzdehnungsmessungen Bauart Pfender, Messbasis 10 cm und durch eine Messgeige, Messbasis 50 cm per Hand bei

ausgesuchten Lastschritten. Die Daten wurden nachträglich zur Weiterverarbeitung in ein Tabellenkalkulationsprogramm eingegeben;

- Die Rissentwicklung wurde bei ausgewählten Laststufen gekennzeichnet und fotografisch erfasst. Die Rissbreiten wurden mit der Risslupe gemessen.

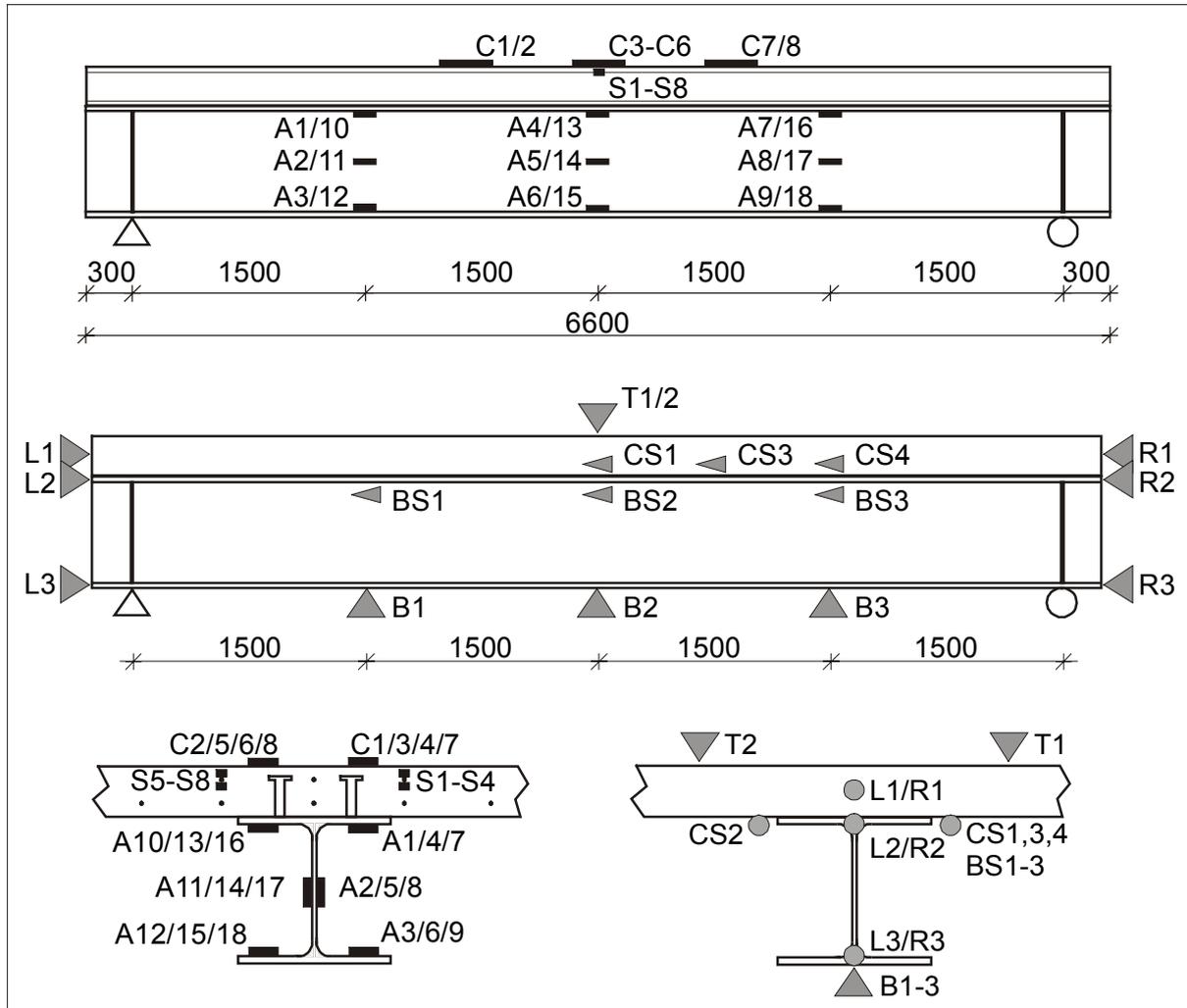


Bild 6.3: Prinzipielle Messeinrichtung für die Trägerversuche

Die Versuche wurden im Biegeprüfstand in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau durchgeführt. Alle Träger wurden zunächst kraftgesteuert bis 40% der erwarteten Bruchlast belastet. Im Anschluss daran wurden die Träger einer Wechselbeanspruchung von 25 Lastwechseln zwischen 5% und 40% bezogen auf die erwartete Bruchlast ausgesetzt. Teilweise wurden die Träger danach entlastet, um Schwingungsmessungen durchzuführen. Abschließend wurden die Träger bis etwa 60% der erwarteten Bruchlast kraftgesteuert und dann bis zum Bruch weggesteuert belastet. Die einzelne Belastungsgeschichten finden sich in den Versuchsdatenblättern im Anhang A.4.

6.3 Zeitabhängiges Materialverhalten – Schwinden des Betons

Die Schwindverformungen der Versuchsträger wurden aus den während des Erhärtungsprozesses gemessenen Dehnungsverteilungen der Träger B150 (Betongurt 140 cm) und B700 (Betongurt 100 cm) berechnet. Die Messungen wurden über einen Zeitraum von bis zu 36 Tagen nach dem Betonieren mit Hilfe der Stahlträger-Dehnungsmessstreifen A1 bis A18 durchgeführt.

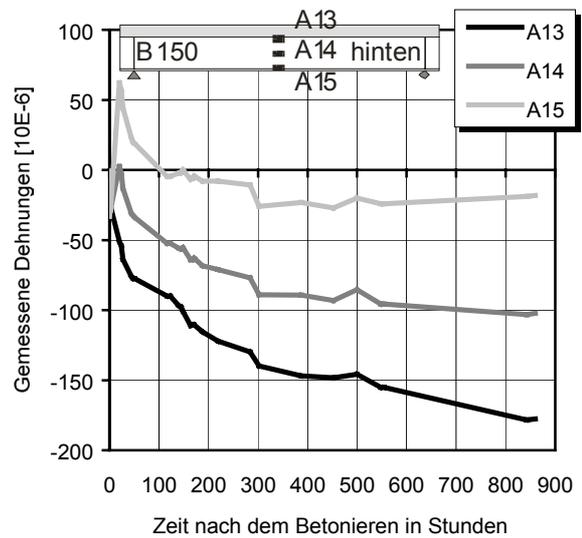
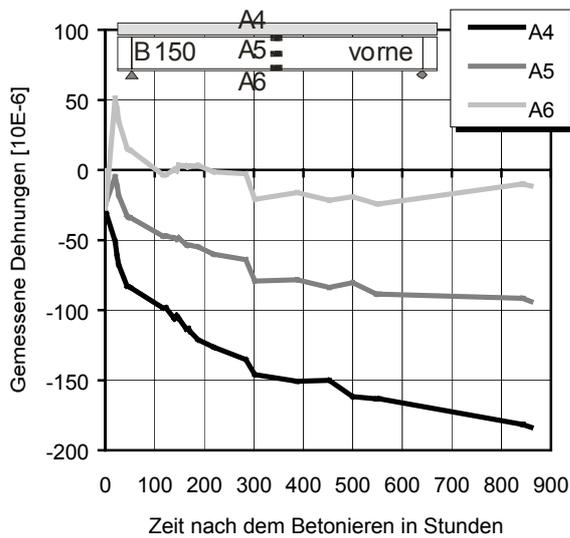


Bild 6.4 Verlauf der Dehnungen in der Mitte des Stahlträgers, Träger B150

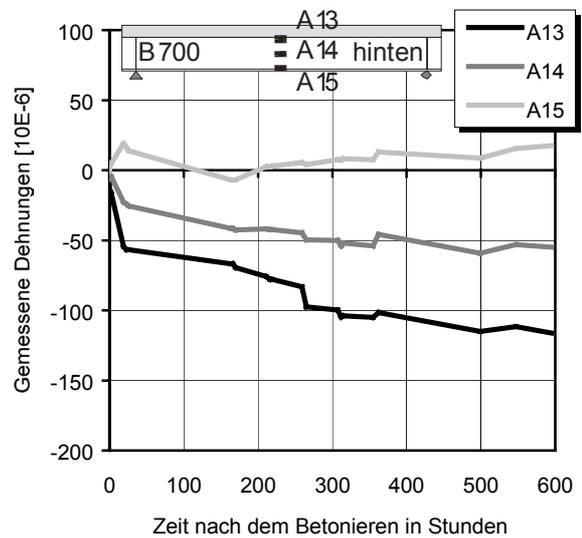
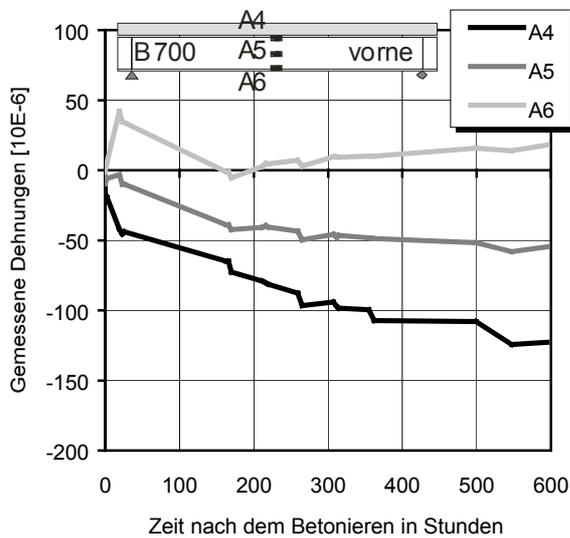


Bild 6.5 Verlauf der Dehnungen in der Mitte des Stahlträgers, Träger B700

Bild 6.4 zeigt die zeitabhängigen Dehnungen in Feldmitte für den Träger B150. Die maximale Stauchung des oberen Flansches betrug $\epsilon_s = -0,18\%$. Die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe war nahezu linear. Etwa 21 Tage nach dem Betonieren nahmen die Dehnungen nicht mehr signifikant zu. In den Viertelpunkten wurden Dehnungen in derselben Größenordnung gemessen, so dass von einer konstanten Dehnungsverteilung über die Trägerlänge gesprochen werden kann. Der unruhige Kurvenverlauf bei $t = 20$ h kann auf das stark ausgeprägte Anfangsschwinden des hochfesten Betons zurückgeführt werden. Die Dehnungen nach 28 Tagen erzeugen eine rechnerische Verformung des Trägers in Feldmitte von etwa 1,9 mm.

Bild 6.5 zeigt die Dehnungen infolge des Schwindens für den Träger B700. Der untere Flansch erfährt eine Zugbeanspruchung. Die Betonplatte dieses Trägers ist nur 1,0 m breit, so dass die Schwindeinflüsse weniger ausgeprägt sind. Die maximalen Stauchungen infolge des Schwindens des Betons sind geringer als die des Trägers B150, sie betragen $\epsilon_s = -0,125\%$. Ab dem 15-ten Tag nach dem Betonieren sind sie nahezu konstant. Auch hier kann von einer konstanten Dehnungsverteilung in Längsrichtung des Trägers ausgegangen werden. Diese Dehnungen erzeugen eine rechnerische Verformung des Trägers in Feldmitte von etwa 1,7 mm.

6.4 Versuchsergebnisse – positive Momentenbeanspruchung

Nachfolgend werden die wichtigsten Versuchsergebnisse und die für die in dieser Arbeit behandelten Fragestellungen relevanten Erkenntnisse vorgestellt. Eine ausführliche Dokumentation der Versuchsergebnisse ist in EGKS (2000) enthalten.

6.4.1 Last-Verformungsbeziehungen

In allen Versuchen wurde ein ähnlicher Verlauf der Last-Verformungskurve festgestellt. Der nichtlineare Bereich wurde bei allen Trägern durch das Plastizieren im unteren Flansch eingeleitet. In Tabelle 6.5 sind die Dehnungen an der Unterkante des Stahlträgers bei Beginn des nichtlinearen Bereiches angegeben.

Versuchsträger	Laststufe [kN]	Moment [kNm]	Dehnung UK Stahlträger [‰]
B100	600	900	2,58
B150	460	690	1,96
B200	600	900	2,10
B300	500	750	2,05
B700	240	720	2,12
B800	240	720	2,02

Tabelle 6.5: Stahldehnungen bei Beginn des nichtlinearen Bereiches

Einen wichtigen Einfluss auf das Tragverhalten unter Gebrauchslasten hat der Haftverbund zwischen Betonplatte und Stahlträger. Bei intaktem Haftverbund bleibt der Querschnitt nahezu vollkommen eben, und es bildet sich nur eine Dehnungsnulllinie aus. Löst sich der Haftverbund, kommt es zu einem Dehnungssprung in der Verbundfuge und beide Querschnittsteile werden in größerem Maße auf Biegung beansprucht. Um die Biegemomente aufnehmen zu können, muss der Querschnitt nun stärker als bei starrem Haftverbund rotieren, woraus größere Verformungen bei gleicher Last entstehen. Am deutlichsten ist dies am Träger B300 festzustellen. Bei diesem Träger löste sich der Haftverbund erst bei etwa 80% der später erreichten Traglast unter einem lauten Knall. Gleichzeitig war ein starker, schlagartiger Verformungszuwachs zu beobachten. Bei den anderen Trägern löste sich der Haftverbund schon bei geringerer Lastbeanspruchung. In jedem Fall ist die Auflösung des Haftverbundes in den Last-Durchbiegungskurven zu erkennen. Bild 6.6 zeigt zur Veranschaulichung dieses Sachverhaltes die Last-Durchbiegungskurven der Versuchsbalken B300 und B800.

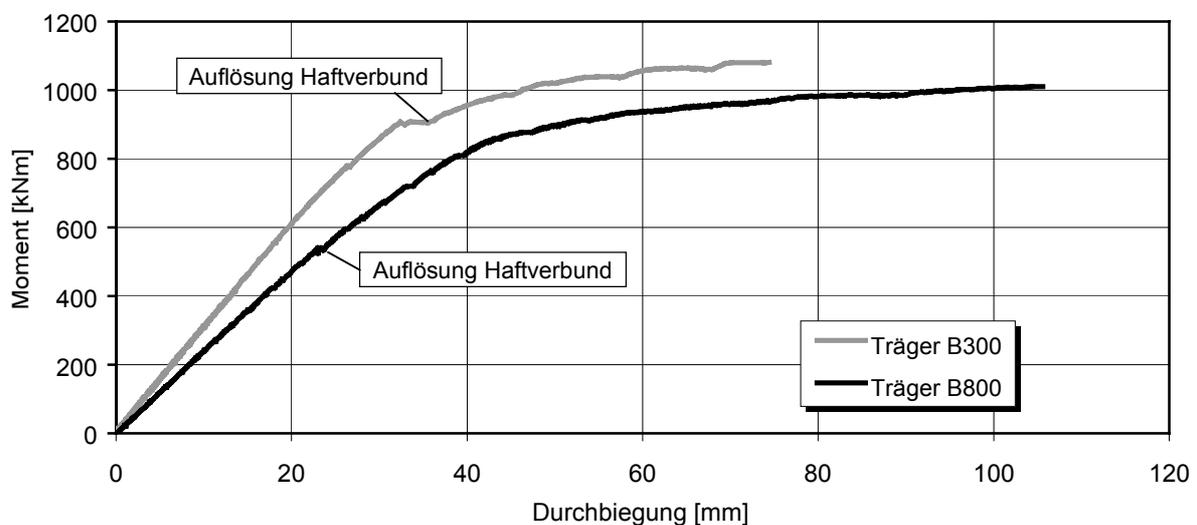


Bild 6.6: Auflösung des Haftverbundes, Beispiele B300, B800

Die Kraft in der Verbundfuge, die zur Auflösung des Haftverbundes führt, kann sehr unterschiedliche Größenordnungen annehmen. In Tabelle 6.6 sind die bei den einzelnen Trägern erreichten mittleren Haftverbundspannungen zusammengestellt.

Versuchsträger	Einwirkende Last laut Versuchsprotokoll [kN]	Moment [kNm]	Mittlere Haftverbundspannung τ_V [kN/cm ²]
B100	336	504	0,21
B150	460	690	0,29
B200	540	810	0,34
B300	605	908	0,38
B700	210-320 *	630-960	0,26-0,40
B800	180	540	0,23

Tabelle 6.6: Ungefähre mittlere Verbundspannungen bei Auflösung des Haftverbundes (*: Der Haftverbund löste sich nicht schlagartig, sondern kontinuierlich)

Ist der nichtlineare Bereich erreicht, nehmen die Durchbiegungen bei nur geringer Laststeigerung stark zu (Bildern 6.7 bis 6.9). Deutlich ist der positive Einfluss des Kammerbetons (Bild 6.7) und der vollen Verdübelung (Bilder 6.8 und 6.9) zu erkennen.

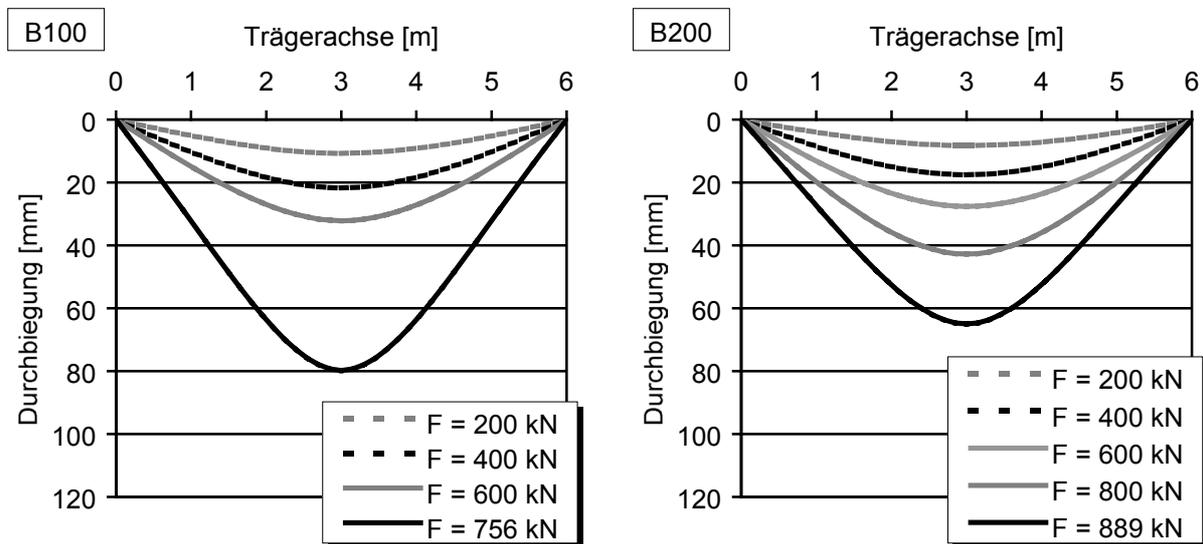


Bild 6.7: Biegelinien der Träger B100 ohne (links) und B200 mit Kammerbeton (rechts)

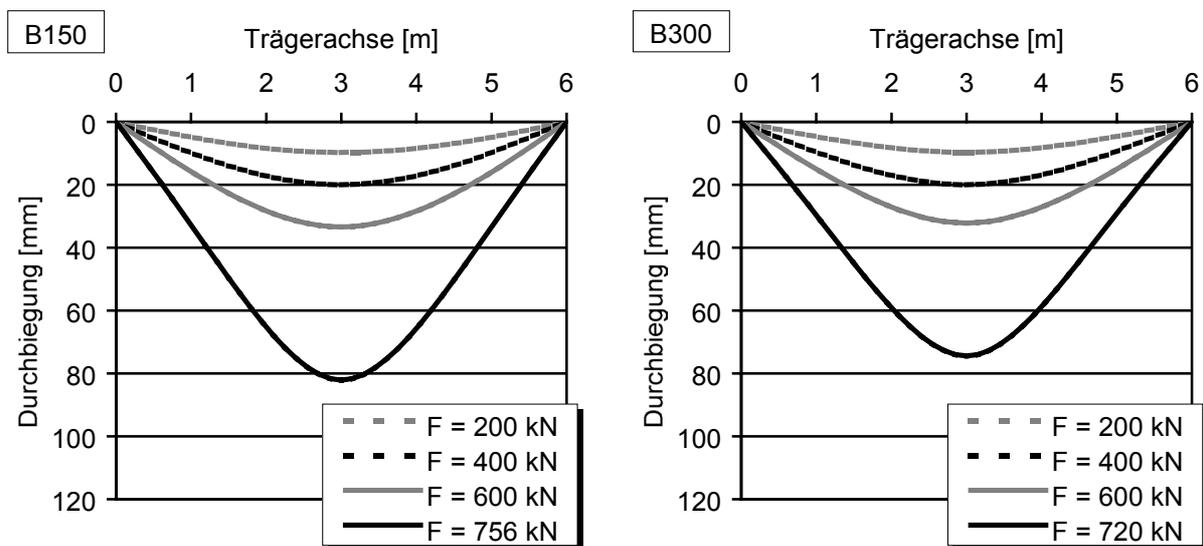


Bild 6.8: Biegelinien der Träger B150, voll- (links) und B300, teilverdübelt (rechts)

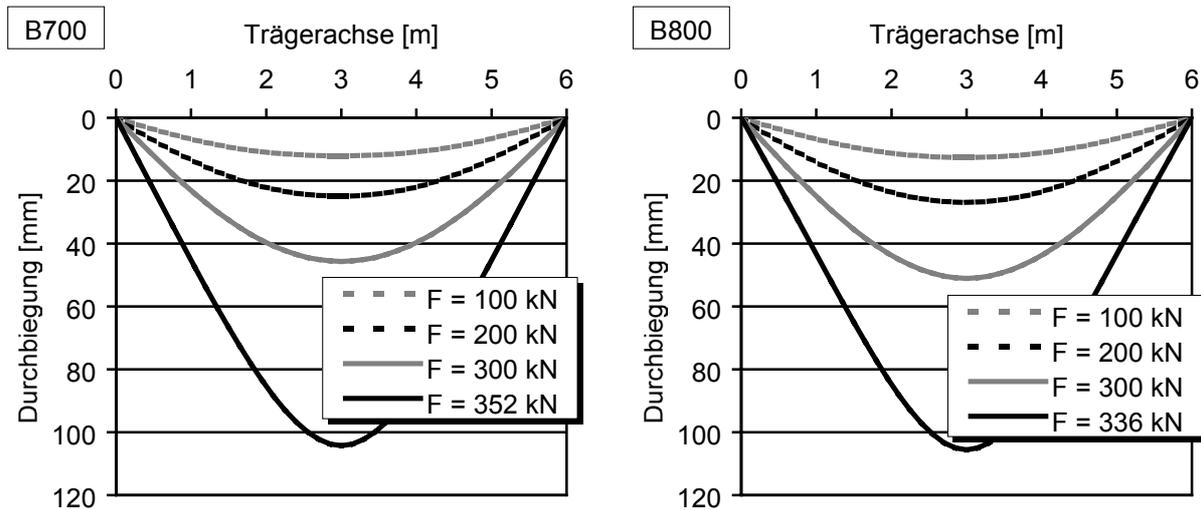


Bild 6.9: Biegelinien der Träger B700, voll- (links) und B800, teilverdübelt (rechts)

6.4.2 Traglasten

Bei allen Versuchen war die maßgebende Versagensursache ein Ausfall der Betondruckzone (Bild 6.10). Das Versagen trat ein, wenn an einer Stelle des gedrückten Betongurtes die Betonstauchung so groß wurde, dass die entstehenden Querspannungen in vertikaler Richtung nicht mehr aufgenommen werden konnten.



Bild 6.10: Versagen der hochfesten Betondruckzone

In Tabelle 6.7 sind sowohl die mittleren als auch die maximalen gemessenen Dehnungen an der Betonplattenoberseite in Feldmitte zusammengestellt. Für den Träger B100 liegen keine Messwerte vor, da erst ab dem zweiten Versuch Dehnungsmessstreifen zur Messung der Betonstauchung angebracht wurden. Die Last-Verformungskurven der sechs Träger sind in den Bildern 6.11 bis 6.13 dargestellt.

Versuchsträger	Traglast [kN]	Moment [kNm]	Max. gemessene Betonstauchung [‰]	Max. mittlere Betonstauchung [‰]
B150	756	1134	4,48	3,86
B200	889	1334	3,60	2,73
B300	720	1080	3,83	2,68
B700	352	1056	4,61	4,41
B800	336	1008	4,22	4,15

Tabelle 6.7: Traglasten und gemessene Betonstauchungen

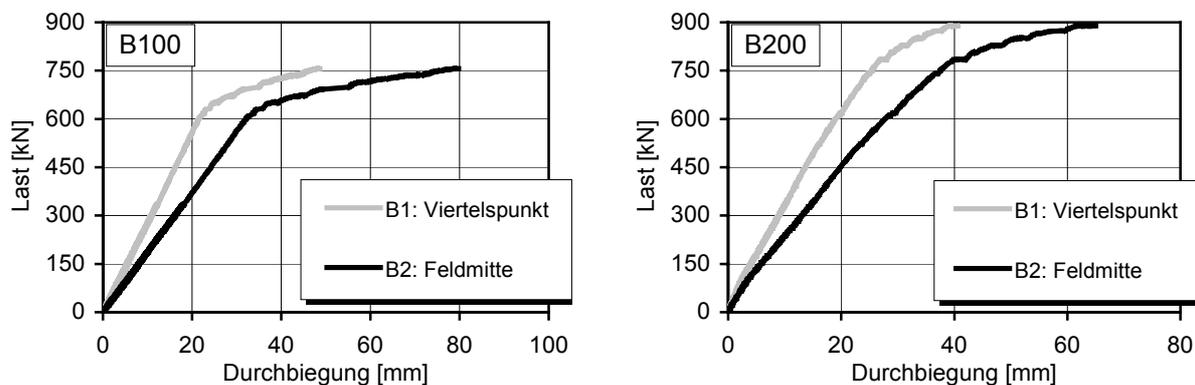


Bild 6.11: Last-Verformungskurven der Träger B100 (links) und B200 (rechts)

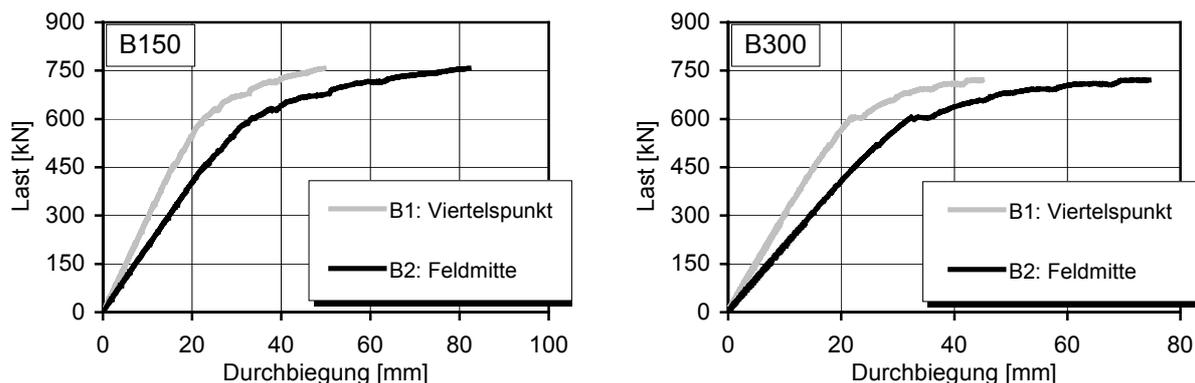


Bild 6.12: Last-Verformungskurven der Träger B150 (links) und B300 (rechts)

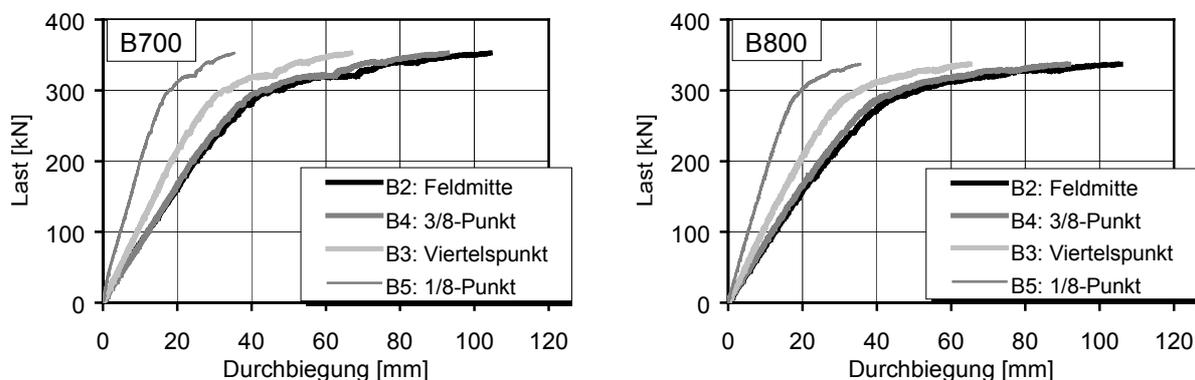


Bild 6.13: Last-Verformungskurven der Träger B700 (links) und B800 (rechts)

Versuche an Verbundträgern mit normalfestem Beton zeigten bei sonst gleichen Abmessungen größere Betonbruchstauchungen zwischen 6% und 8% (EGKS, 2000). Dies bedeutet, dass bei Verwendung von hochfestem Beton sowohl die Krümmung des Verbundträgers als auch das Plastizieren des Stahlträgers eingeschränkt sind. Zusätzlich plastiziert der hochfeste Stahl aufgrund seiner höheren Streckgrenze später. Daher kann das Versagen bei Verwendung hochfester Baustoffe vor dem vollständigen Fließen des Stahlträgers auftreten (Bild 6.14). Um dies bei der Berechnung zu berücksichtigen, müssen die Dehnungen des hochfesten Betons – wie bei den Materialkennlinien für hochfesten Beton in DIN 1045-1 – begrenzt werden. Bei Anwendung der plastischen Bemessung sind Korrekturen vorzunehmen (Kapitel 7.1).

Ein Vergleich der maximalen Versuchslasten mit den rechnerischen Bruchlasten bestätigt diese Überlegungen. In Tabelle 6.8 sind Traglastberechnungen den Versuchslasten gegenübergestellt. Das Bemessungsmoment $M_{pl, Nenn}$ wurde plastisch für die Materialfestigkeiten

S460 und C70/85 nach den Regeln des Anhangs H zu EC 4 ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten berechnet. Das rechnerische Bruchmoment M_{pl} wurde ebenfalls plastisch mit den am Versuchstag aktuellen Materialfestigkeiten ohne Abminderungen bestimmt. Bei Teilverdübelung wurde sowohl mit der vereinfachten linearen Interpolationsmethode für das M_{pl} als auch mit der genaueren Gleichgewichtsmethode für das $M_{pl,GG}$ gerechnet.

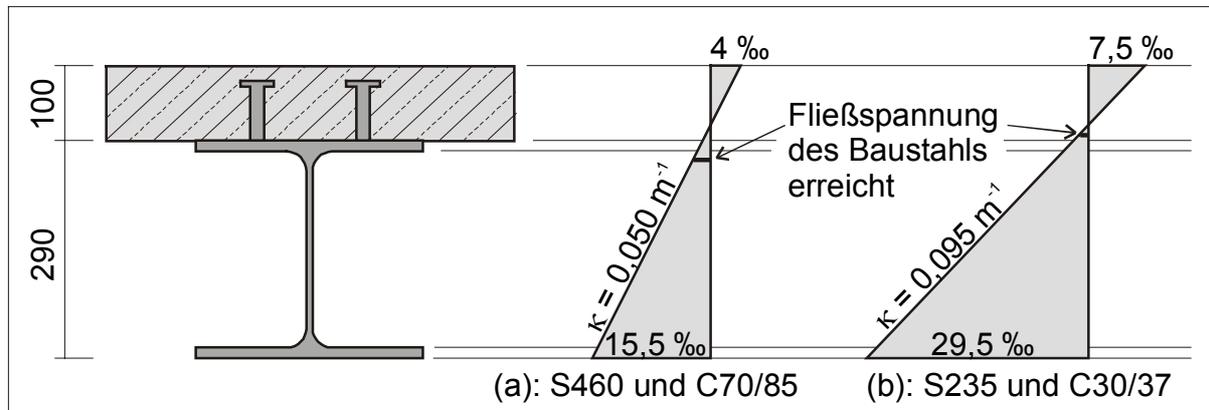


Bild 6.14: Gemessene Dehnungsverhältnisse in einem Querschnitt mit (a) hochfesten Baustoffen und (b) normalfesten Baustoffen

Folgendes ist zu erkennen:

- Die Versagensursache war immer Druckzonenversagen der Betonplatte.
- Die Traglasten können nur dann rechnerisch nachvollzogen werden, wenn die mittleren Dübelkräfte aus den Abscherversuchen zu Grunde gelegt werden. Dadurch ergeben sich höhere Verdübelungsgrade als bei Verwendung der charakteristischen Dübeltraglasten.
- Träger B100 und B150, die sich lediglich durch die Anordnung einer umschnürenden Bügelbewehrung in der Druckzone unterscheiden, erreichten dieselben Traglasten, die exakt den rechnerischen Werten entsprachen. Die Umschnürung der Druckzone hatte keine Verbesserung der Duktilität der Betondruckzone zur Folge.
- Der Schlupf blieb bei den voll verdübelten Trägern unter 0,6 mm, bei den teilweise verdübelten Trägern unter 1,50 mm und damit weit unter den Werten, die zu einem Dübelversagen führen könnten. Trotzdem erreichte Träger B300 nicht die rechnerische Traglast, da die unvollständige Verdübelung das Verhältnis zwischen Stahlträgeranteil und Verbundträgeranteil ungünstig beeinflusste und die plastische Nulllinie in den Träger sinken ließ. Hierdurch wurden die maximalen Betonstauchungen vorzeitig erreicht.
- Durch den Kammerbeton und die darin liegende zusätzliche Zugbewehrung konnte die Traglast des Trägers B200 erheblich gesteigert werden. Das maximale Moment vergrößerte sich im Vergleich zu Träger B700, der dieselbe Plattenbreite besaß, um 26%. Das rechnerische Tragmoment wurde überschritten, da der Kammerbeton für eine Aussteifung des Stahlprofils und eine Vergleichmäßigung der Biegelinie sorgte, so dass die Betonbruchstauchungen erst bei höheren Lasten erreicht wurden.
- Der Träger B700 erreichte die rechnerische Traglast im Versuch nicht, obwohl seine 100%-ige Verdübelung an den Verlauf der Längsschubkraft angepasst war, da die Druckzone vorzeitig versagte. Zwar konnten aufgrund der – wegen des flacheren Momentengradienten – gleichmäßiger beanspruchten Druckzone in Balkenmitte höhere Betonstauchungen aufgenommen werden als bei den Drei-Punkt-Biegeversuchen, jedoch waren sie nicht ausreichend groß, um das vollständige Plastizieren des Stahlprofils sicherzustellen.

- Die Versuchslast des teilverdübelten Trägers B800 lässt auf einen Verdübelungsgrad von etwa 70% schließen, bzw. auf eine Dübeltraglast von 190 kN. Dies entspricht nahezu den im Einzelabscherversuch SPOT gemessenen Werten (Kapitel 4.7). Zusätzlich wurde durch die Lasteinleitungen in den Viertelpunkten Reibung zwischen Betongurt und Stahlträger aktiviert. Bei Annahme eines Reibungskoeffizienten zwischen nicht bearbeitetem Stahl und Beton von 0,45 ergeben sich im Traglastbereich zusätzliche Kräfte von 150 kN.

	B100	B150	B200	B300	B700	B800
Versuchslast F_{test} ohne Eigengewicht [kN]	756	756	889	710	1056	1008
Versuchsmoment M_{test} mit Eigengewicht [kNm]	1151	1151	1353	1085	1071	1023
$M_{\text{pl,Nenn}}$ (Nennfestigkeiten, ohne Sicherheiten) [kNm]	915	915	926	782	818	693
zug. Lage der plastischen Nulllinie $z_{\text{pl}}/h_{\text{comp}}$ [-]	0,22	0,22	0,27	-	0,26	-
tatsächliche Dübelkräfte aus Versuchen [kN]	140	140	140	140	140	140
tatsächliche Verdübelungsgrade [%]	> 100	> 100	> 100	86	> 100	51
M_{pl} (tatsächliche Festigk., ohne Sicherheiten) [kNm]	1153	1153	1293	1093	1098	879
zug. Lage der plastischen Nulllinie $z_{\text{pl,k}}/h_{\text{comp}}$ [-]	0,12	0,12	0,17	-	0,17	-
$M_{\text{test}} / M_{\text{pl}}$ [-]	1,00	1,00	1,05	0,99	0,98	1,16
Bruchmoment bei Teilverdübelung, Gleichgewichtsmethode $M_{\text{pl,k,GG}}$ [kNm]				1119	-	960
$M_{\text{test}} / M_{\text{pl,GG}}$ [-]				0,97	-	1,07

Tabelle 6.8: Gemessene und berechnete Traglasten

6.4.3 Momenten-Krümmungsbeziehungen

Zur Bestimmung der Momenten-Krümmungs-Beziehung existieren zwei Möglichkeiten:

- a) Direkte Ermittlung der Krümmung aus den gemessenen Dehnungen:

$$\kappa = (\varepsilon_{\text{unten}} - \varepsilon_{\text{oben}}) / h \quad (6.1)$$

Dabei ist h der lotrechte Abstand der Messstellen. Die Krümmung ergibt sich aus der Dehnung des oberen (Mittel aus den Messstellen A4/A13) und des unteren Stahlträgerflansches (Mittel aus den Messstellen A6/A15).

- b) Indirekte Ermittlung der Krümmung über die Differentialgleichung der Biegelinie. Bei den Versuchen wurden die Durchbiegungen in Feldmitte (IWA B2) und in den Viertelpunkten (IWA B1/B3) gemessen. In Feldmitte besitzt die Biegelinie aus Symmetriegründen eine horizontale Tangente, am gelenkigen Auflager ist keine Verkrümmung des Trägers vorhanden. Mit diesen Randbedingungen kann die tatsächliche Biegelinie des Versuchsbalkens durch ein Polynom 4. Ordnung approximiert werden. Durch zweimalige Differentiation erhält man die Funktion für den Krümmungsverlauf in Abhängigkeit der Laufkoordinate x in Form einer quadratischen Parabel (l = halbe Trägerlänge):

$$\kappa(x) = \left(\frac{72}{l^3} \cdot B1 - \frac{186}{4 \cdot l^3} \cdot B2 \right) \cdot x - \left(\frac{96}{l^4} \cdot B1 - \frac{66}{l^4} \cdot B2 \right) \cdot x^2 \quad (6.2)$$

Die mit Hilfe der beiden Methoden berechneten Momenten-Krümmungs-Beziehungen stimmen in allen Fällen gut überein (Bilder 6.15 bis 6.17). Abweichungen sind auf Messungenauigkeiten zurückzuführen. Zudem wurde bei der Ermittlung der Krümmung des Stahlträgers vom Ebenbleiben des Querschnitts ausgegangen. Dies ist nur eine Näherung für die tatsächlich vorhandene Dehnungsverteilung. Besonders im Traglastbereich liegen über die Höhe des Querschnittes unterschiedliche Neigungen der Dehnungsebene (Krümmungen) vor.

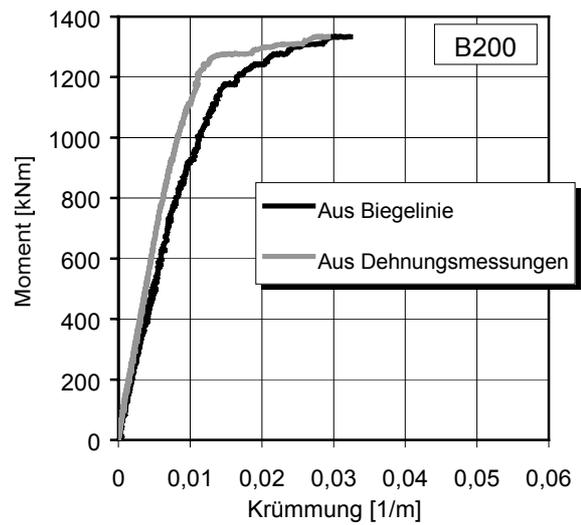
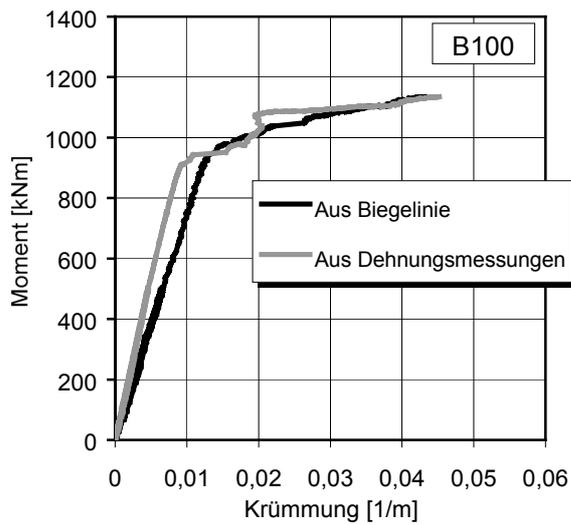


Bild 6.15: Momenten-Krümmungsbeziehungen der Träger B100 (links) und B200 (rechts)

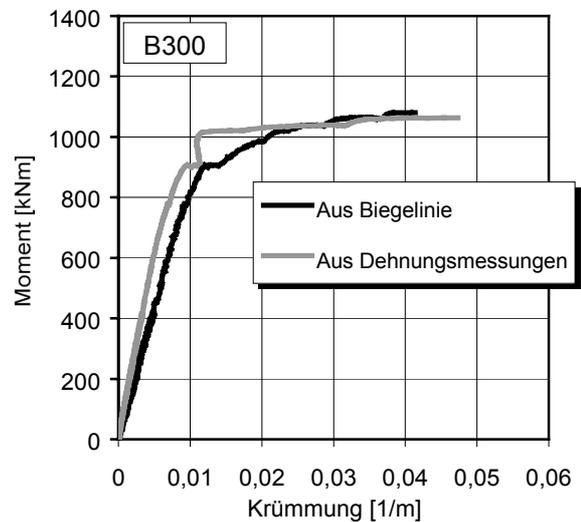
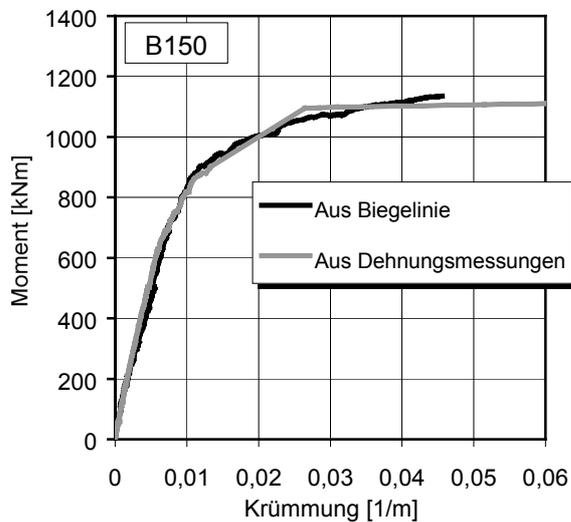


Bild 6.16: Momenten-Krümmungsbeziehungen der Träger B150 (links) und B300 (rechts)

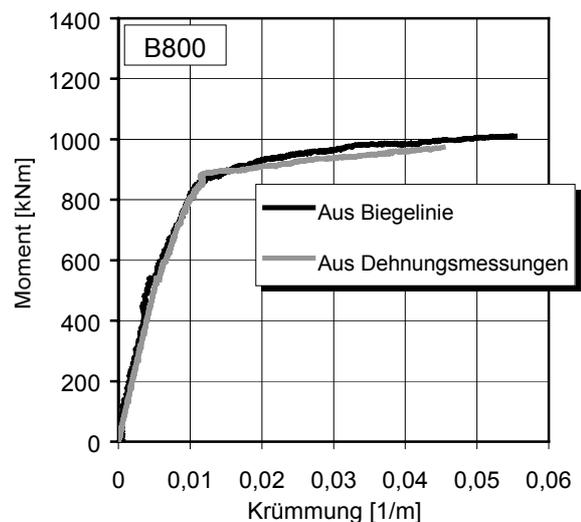
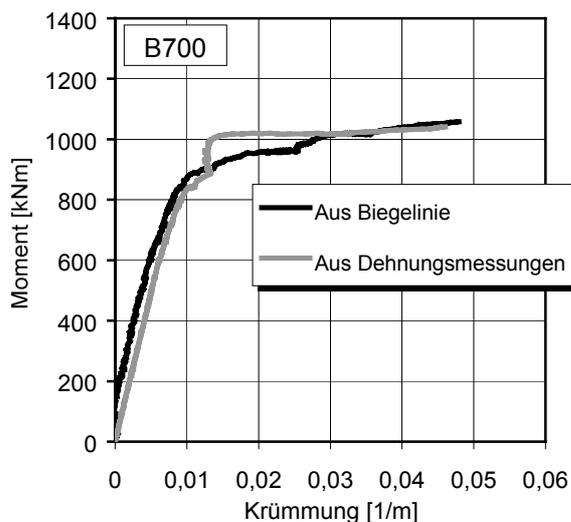


Bild 6.17: Momenten-Krümmungsbeziehungen der Träger B700 (links) und B800 (rechts)

6.4.4 Dehnungsverteilungen

Für alle Versuchsträger wurden Dehnungsverteilungen der Querschnitte in Feldmitte und in den Viertelpunkten bestimmt. Sie wurden für die Dreipunkt-Biegeversuche bei Laststufen von 200 kN und für die Fünfpunkt-Biegeversuche bei Laststufen von 100 kN ausgewertet. Damit ist ein Vergleich der Dehnungsverteilungen bei gleicher Momentenbelastung möglich. Die Auswertung für den Träger B100 war an die Laststufen gebunden, bei denen Setzdehnungsmessungen durchgeführt wurden (Bilder 6.18 bis 6.20).

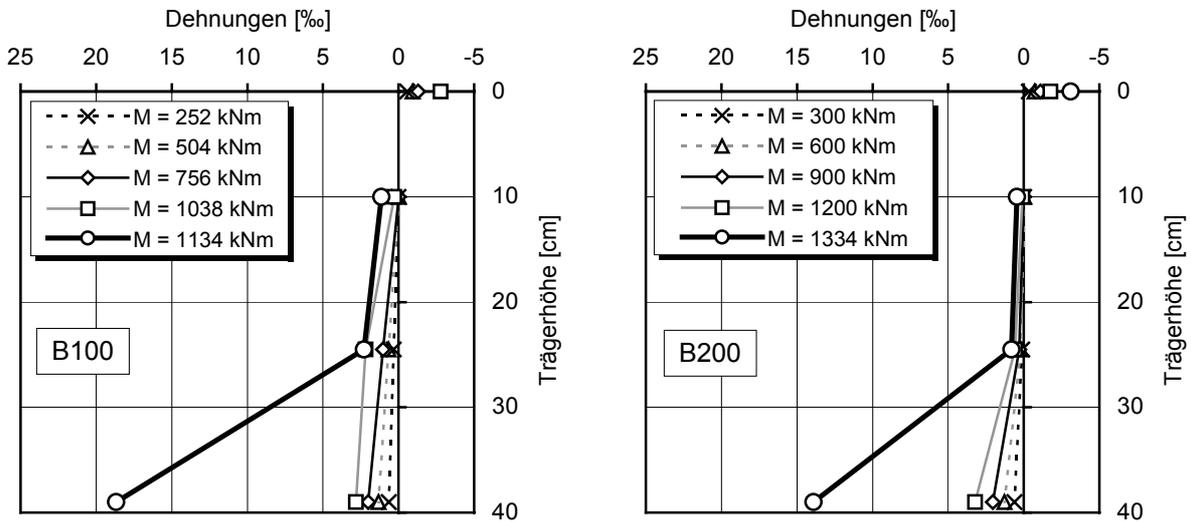


Bild 6.18: Dehnungsverteilungen in Feldmitte der Träger B100 (links) und B200 (rechts)

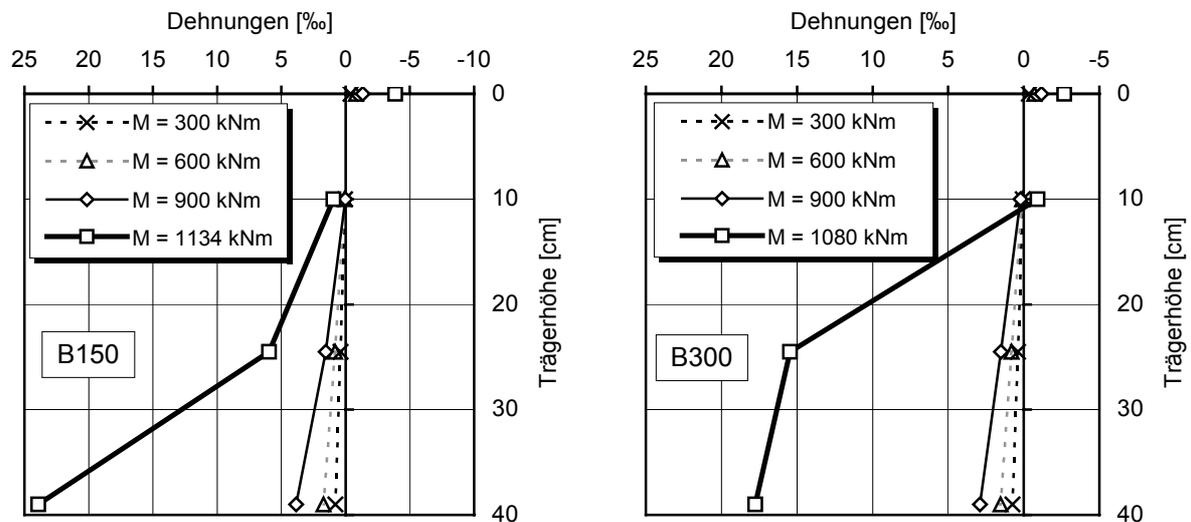


Bild 6.19: Dehnungsverteilungen in Feldmitte der Träger B150 (links) und B300 (rechts)

Bei Träger B800 wird im Gegensatz zu allen voll verdübelten Trägern der obere Flansch des Stahlträgers gestaucht, d.h. der Stahlträger übernimmt im Vergleich zum Träger B700 einen größeren Biegeanteil. Da der obere Flansch bei Träger B800 Druckkräfte übernimmt, muss die Betondruckkraft aufgrund des Normalkraftgleichgewichtes geringer als beim Träger B700 sein. Ein Vergleich der Betondruckkräfte bei der Laststufe $M = 900$ kNm bestätigt dies (Tabelle 6.9). Bei Träger B800 bilden sich also zwei Nulllinien aus, und aufgrund der Unterverdübelung sind die beiden Traganteile aus dem Stahlträger und aus der Verbundwirkung besonders deutlich zu erkennen.

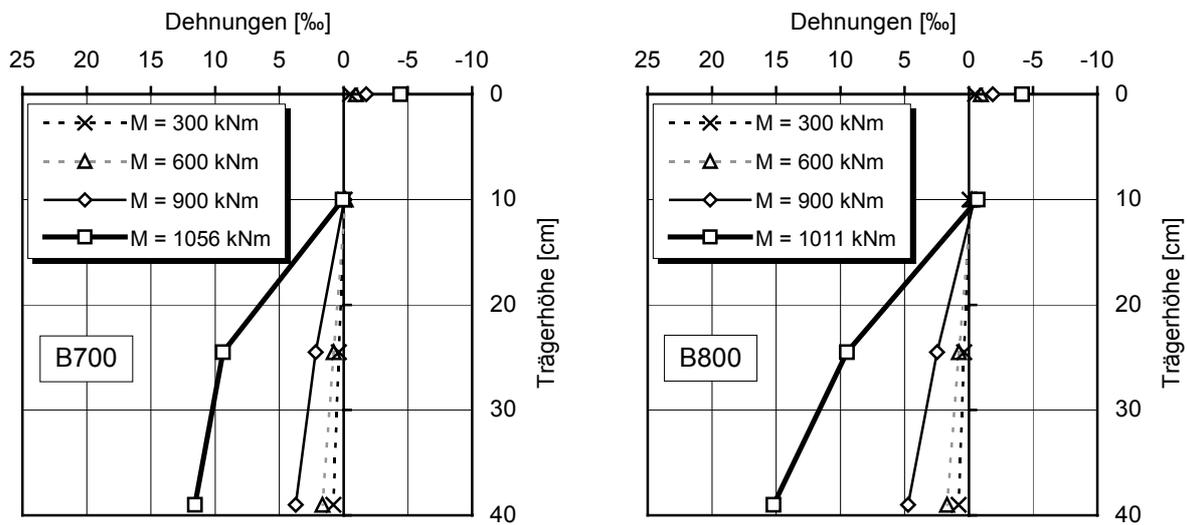


Bild 6.20: Dehnungsverteilungen in Feldmitte der Träger B700 (links) und B800 (rechts)

Träger	Dehnung Oberkante Beton [‰]	Dehnung Unterkante Beton [‰]	Lage der plastischen Nulllinie [cm]	Betondruckkraft [kN]
B700	-1,75	0,013	≈ 9,93	5231
B800	-1,86	0,326	≈ 8,51	4641

Tabelle 6.9: Vergleich der Betondruckkraft der Träger B700 und B800 bei der Laststufe $M = 900 \text{ kNm}$

6.4.5 Schlupf in der Verbundfuge

Eine Messung des Schlupfes in der Verbundfuge erfolgte in Feldmitte und in den Viertelpunkten der Verbundträger. Bei den Trägern B150, B700 und B800 wurde zusätzlich der Schlupf an den Endauflagern, bei B700 und B800 auch in den Achtelpunkten der rechten Trägerhälfte gemessen. Die Messwerte der Wegaufnahme lagen bei den voll verdübelten Verbundträgern in einer Größenordnung von 0,1-0,4 mm im Traglastbereich. Bei Träger B800 wurden Relativverschiebungen von bis zu 1,5 mm gemessen (Bild 6.21), d.h. die Dübel erreichten ihre maximale Traglast.

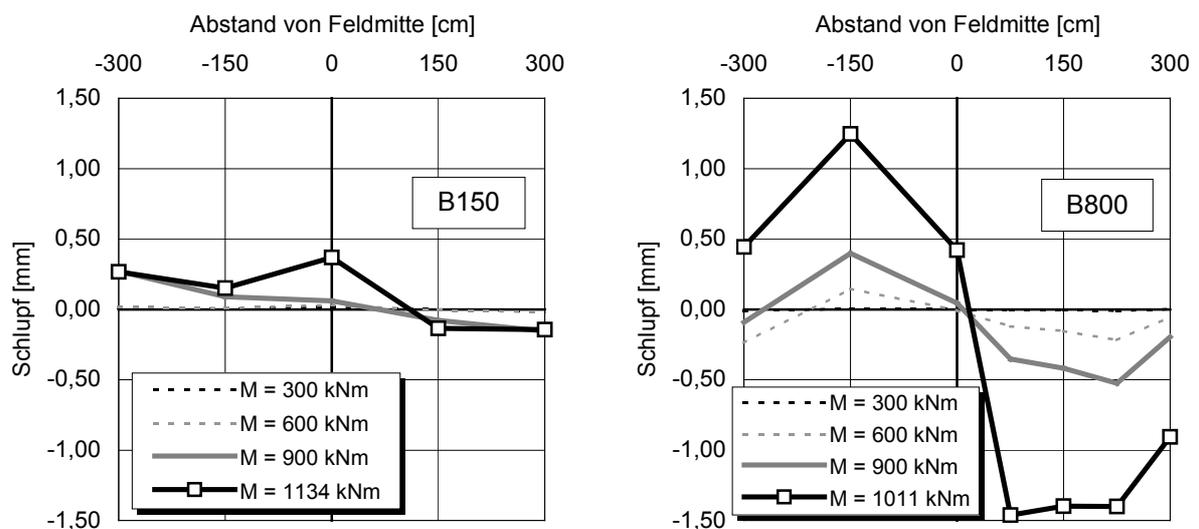


Bild 6.21: Verlauf des Schlupfes über die Längsachse, Träger B150 (links), B800 (rechts)

Aufgrund der Systemimperfectionen trat auch in Feldmitte ein Schlupfwert auf. Die lineare Verbindung der Einzelmesswerte kann nicht zur Bestimmung des Schlupf-Nullpunktes verwendet werden. Im Lasteinleitungsbereich treten starke Schwankungen in der Belastung der Verbundfuge auf, was auch die numerischen Berechnungen bestätigen. Dieser Effekt ist bei Einzellast stärker ausgeprägt (Träger B150) als bei verteilter Last (Träger B800).

6.4.6 Zusammenfassung

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Verbundträgerversuche mit hochfesten Materialien bezüglich der zu Beginn dieses Kapitels gestellten Fragen zusammengefasst.

Betondruckstauchungen

Die gemessenen Betondruckstauchungen waren signifikant geringer als bei Normalbeton, die Träger versagten immer in der Druckzone bevor die Stahlträger voll plastisierten. Ein vorzeitiges Versagen kann bei hoch ausgenutzter Betondruckzone auftreten. Die Bruchstauchungen sind daher z.B. nach DIN 1045-1 zu begrenzen.

Reduktionsfaktor

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen der hochfesten Werkstoffe müssen bei der Bemessung der Träger berücksichtigt werden. Daher muss eine Korrektur bei der plastischen Bemessung erfolgen. Dies gilt sowohl für den hochfesten Stahl als auch für den hochfesten Beton. Die Art der Korrektur wird in Kapitel 7.1 behandelt.

Teilverdübelung

Bei Teilverdübelung lässt sich das Tragverhalten durch einen Beitrag des Verbundquerschnitts (Verbundträgeranteil) und einen Beitrag des Stahlprofils (Stahlträgeranteil) beschreiben. Je größer der Verbundträgeranteil ist, desto besser wird der Gesamtquerschnitt ausgenutzt und desto geringer sind die im Beton auftretenden Randstauchungen. Daher kann es bei teilweiser Verdübelung zu früherem Betonversagen kommen. Die Dübeltraglasten werden durch die Bemessungsansätze unterschätzt, so dass tatsächlich größere Verdübelungsgrade vorliegen als in der Bemessung angenommen.

Dübelverteilung

Eine Anpassung der Dübelverteilung an den Längsschubverlauf führt zu einem über die Trägerlängsachse ausgeglichenen Schlupfverlauf. Dadurch können Spannungsspitzen in der Verbundfuge verhindert werden. Bei keinem der Versuchsträger wurde ein Dübelversagen beobachtet. Ein Fließen der Dübel trat lediglich bei einem der teilverdübelteten Träger auf, führte jedoch nicht zum Versagen.

Kammerbeton

Neben der traglaststeigernden Wirkung der zusätzlichen Bewehrung sorgte vor allem die versteifende Wirkung des Kammerbetons für einen günstigeren Krümmungsverlauf und niedrigere lokale Betonstauchungen. Hierdurch kam es zu einem späteren Versagen der Betondruckzone und einer weiteren Traglasterrhöhung. Trotz einer ungünstigen Lage der plastischen Nulllinie infolge der erhöhten plastischen Normalkraft bei gleichzeitig geringer Betongurtbreite wurden die plastischen rechnerischen Traglasten überschritten. Abminderungen sind hier nicht erforderlich.

6.5 Versuchsergebnisse - negative Momentenbeanspruchung

Ebenso wie bei den Versuchen unter positiver Momentenbelastung werden hier die wesentlichen Versuchsergebnisse vorgestellt (Details finden sich in EGKS, 2000). Dabei liegt der Schwerpunkt auf der Überprüfung der Angaben zur erforderlichen Mindestbewehrung a) im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreitenbegrenzung), b) im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Erreichen des vollplastischen Querschnittsmoments) und c) im Grenzzustand der Rotation (Sicherstellung der Anwendbarkeit der Fließgelenktheorie). Die veränderten Baustoffeigenschaften hochfester Werkstoffe, insbesondere die erhöhte Fließdehnung des hochfesten Baustahls, haben eine größere Beanspruchung der Betongurtbewehrung zur Folge. Daher waren die Vorschriften im ANHANG H (1996) des EC 4 bzw. im neuesten Entwurf des EC 4 (EN 1994, 2001) sowie die Angaben nach BODE, UTH (1987) und RAMM, ELZ (1995) (vgl. Kapitel 3.5) zu überprüfen.

Die Bewehrungsmenge der eigenen Versuchsträger und die Abweichungen zu den geforderten Bewehrungsgraden zeigt Tabelle 6.10. Der Versuchsträger B400 mit einem Bewehrungsgrad von 2% erreichte knapp die plastische Traglast, Träger B600 versagte vorzeitig. Auch wenn der Duktilitätsparameter auf 0,30 abgesenkt wird, kann der sich aus den Versuchen ergebende erforderliche Bewehrungsgrad von 2% nicht erreicht werden.

Ansatz zur Mindestbewehrung nach:	Bewehrungsgrad	Bewehrungsmenge
EC 4 – Gebrauchstauglichkeit	0,72%	8,6 cm ²
Anhang H bzw. EN 1994, 2001 – Tragfähigkeit	1,50%	18,0 cm ²
RAMM ($z_{pl}'/h' < 0,48$) – Tragfähigkeit	0,64%	7,7 cm ²
BODE ($z_{pl}'/h' < 0,50$) – Tragfähigkeit	0,54%	6,5 cm ²
Absenkung des Parameters: $z_{pl}'/h' < 0,30$	1,54%	18,5 cm ²
Vorhandene Bewehrung Träger B400:	2,00%	24,0 cm²
Vorhandene Bewehrung Träger B600:	1,00%	12,0 cm²

Tabelle 6.10: Mindestbewehrung nach EC 4, Anhang H bzw. EN 1994, 2001, RAMM, ELZ, BODE, UTH sowie bei Absenkung des Duktilitätsparameters auf 0,30 und vorhandene Bewehrung für die Träger B400 und B600

6.5.1 Last-Verformungsbeziehungen

Bei den Trägern ohne Kammerbeton kam es nach dem linearen Verlauf der Last-Durchbiegungskurven infolge der vermehrten Rissbildung und der zunehmenden Betonstahldehnung zu einer Abnahme der Steifigkeit bei einer Last von jeweils etwa 400 bis 500 kN.

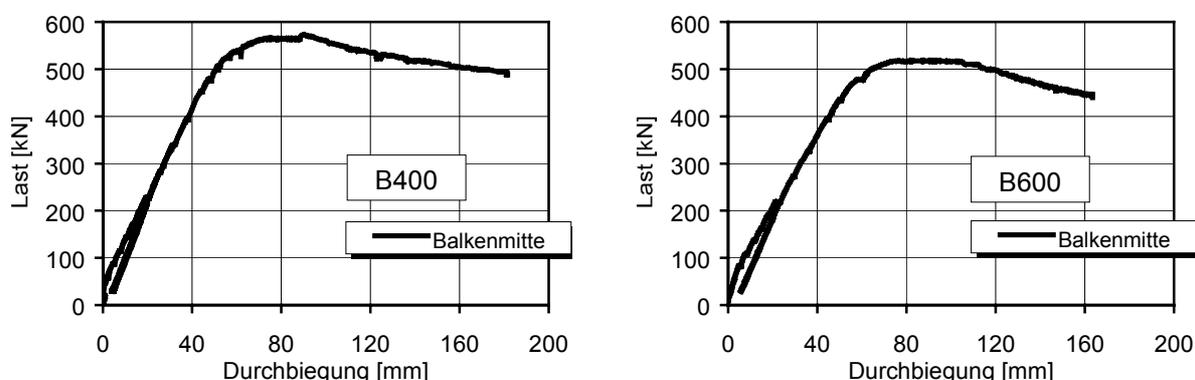


Bild 6.22: Last-Verformungskurven der Träger B400 (links) und Träger B600 (rechts)

Darauf leiteten das Fließen der oberen Betonstahlbewehrung und das Beulen des unteren Flansches das plastische Plateau ein. Nach dem Fließen auch der unteren Betonstahlage und dem Beulen des Stahlträgerstegs fiel die Last ab und musste bei konstant steigender Verformung zurückgenommen werden. Bei sehr großen Verformungen wurden die Experimente aus versuchstechnischen Gründen abgebrochen (Bild 6.22).

Der Träger B500 verhielt sich wegen des bewehrten und schubfest durch Kopfbolzendübel mit dem Stahlträger verbundenen Kammerbetons wesentlich steifer. Sein Last-Verformungsverhalten war bis zu einer Last von 700 kN nahezu linear. Danach begann die Bewehrung des Betongurtes zu fließen, die Stauchungen des unteren Flansches des Stahlträgers erreichten die Streckgrenze. Da der Kammerbeton seine Bruchstauchung noch nicht erreicht hatte, war eine weitere Lastaufnahme möglich. Im Gegensatz zu den Trägern ohne Kammerbeton stieg die Last-Verformungskurve dieses Trägers bis zur Bruchlast von 818 kN flach an. Der Versuch wurde schließlich bei einer Verformung von 200 mm abgebrochen (Bilder 6.23 und 6.24).

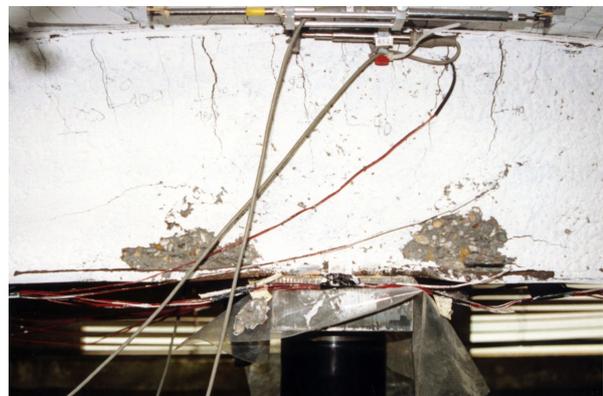
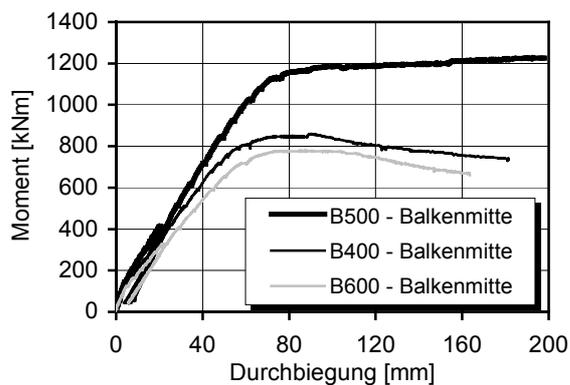


Bild 6.23: Last-Verformungskurve des Trägers B500 im Vergleich zu denen der Träger B400 und B600 (links), Flanschbeulen (rechts)

Für die Träger B400 und B600 kann die Verformungsfigur im Traglastbereich durch eine lineare Verbindung der Auflagerpunkte mit dem Wert der Mittendurchbiegung angenähert werden, da es zu einer konzentrierten Verdrehung im Bereich der Lasteinleitung kam und sich ein Fließgelenk ausbildete. Die Verformungsfigur des Trägers B500 ist durch die Wirkung des Kammerbetons bis fast zu seiner Traglast parabelförmig, das Last-Verformungsverhalten ähnelt dem eines stark bewehrten Stahlbetonträgers. In den Bildern 6.25 und 6.26 sind die Messdaten als Biegelinie (Parabel vierter Ordnung) dargestellt.

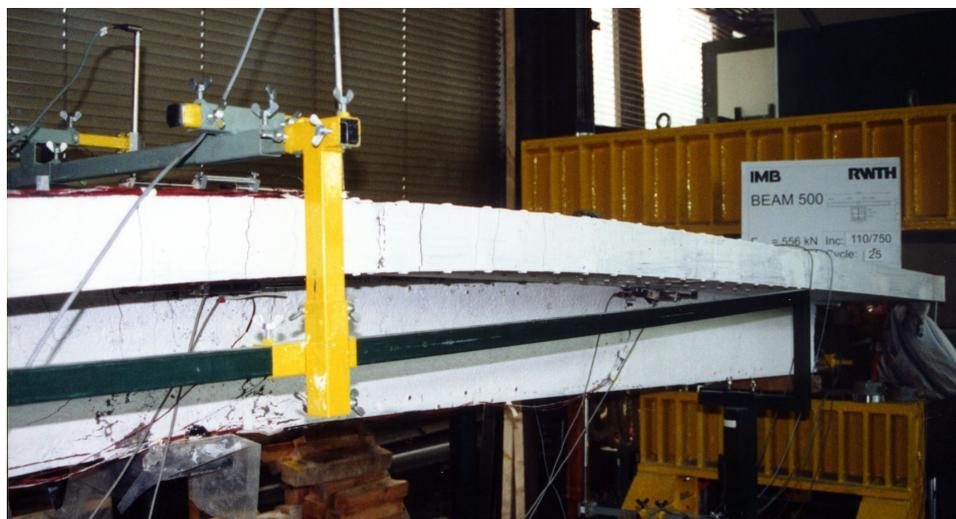


Bild 6.24: Verformter Träger B500 im Versuch

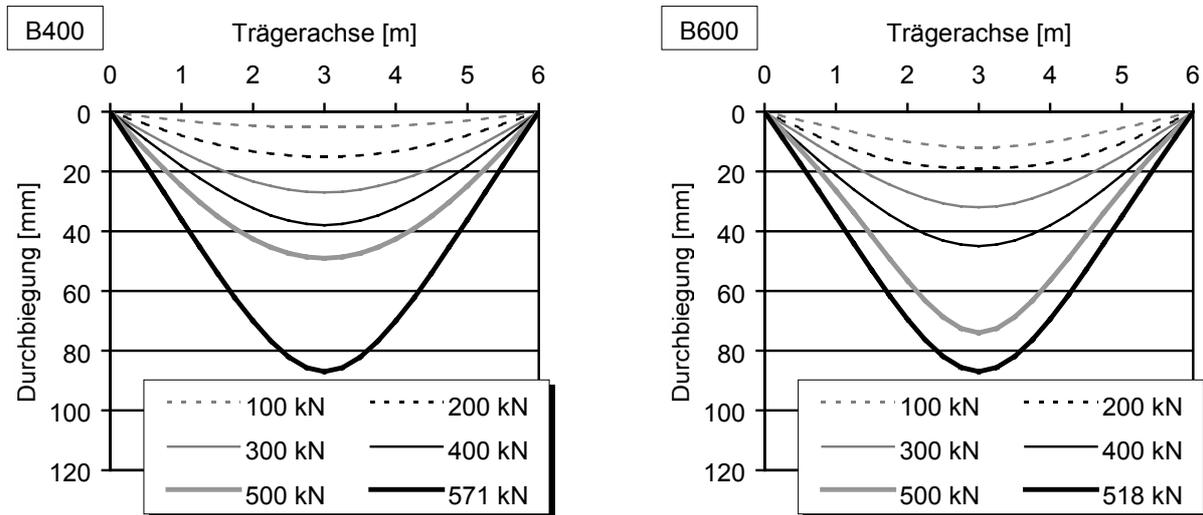


Bild 6.25: Biegelinien der Träger B400 (links) und B600 (rechts)

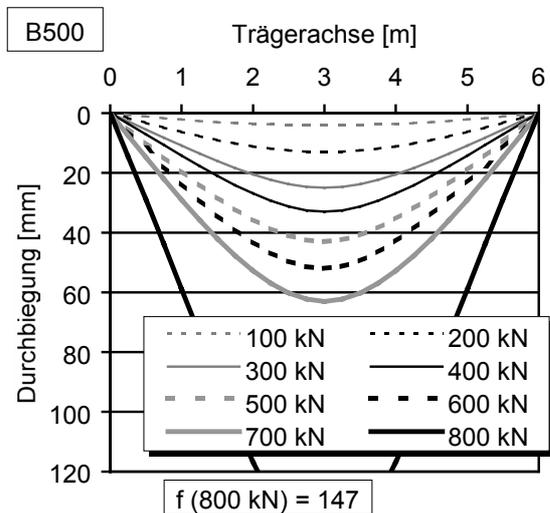


Bild 6.26: Biegelinien des Trägers B500

6.5.2 Traglasten

Die Versuche B400 und B600 bestätigten die Forderung nach einer erhöhten Mindestbewehrung beim Einsatz hochfesten Baustahls S460. Während die rechnerische Traglast des Trägers B400 durch den größeren Längsbewehrungsgrad der Betonplatte nur unwesentlich erhöht wurde (etwa 3%), ergab sich im Versuch ein deutlicher Traglastunterschied von 10%. Der geringer bewehrte Träger B600 erreichte seine charakteristische plastische Querschnittstragfähigkeit nicht. Durch den Kammerbeton (Träger B500) konnte die Traglast weiter gesteigert werden, der Traglastgewinn gegenüber dem Träger B400 betrug 43% (Tabelle 6.11).

Versuchsträger	B400	B500	B600
Tragfähigkeiten / Bewehrungsmenge	24 cm ²	24 cm ²	12 cm ²
M_{pl} (tatsächliche Materialfestigkeiten, ohne Sicherheiten)	842 kNm	1088 kNm	815 kNm
$M_{pl,Nenn}$ (Nennfestigkeiten, ohne Sicherheiten)	784 kNm	998 kNm	728 kNm
Bruchmoment im Versuch M_{test}	860 kNm	1226 kNm	776 kNm
M_{test} / M_{pl}	102%	113%	95%
$M_{test} / M_{pl,Nenn}$	110%	123%	107%

Tabelle 6.11: Tragfähigkeiten der Versuchsträger

6.5.3 Momenten-Rotations- und Momenten-Krümmungsbeziehungen

Die Rotationsfähigkeit wird zur Beurteilung der Verdrehfähigkeit des Querschnittes im Fließgelenk – also im Traglastzustand – benötigt. Zu ihrer Bestimmung kann der Verdrehwinkel φ durch die Integration des Krümmungsverlaufes ermittelt werden. Dieses Verfahren, das bei positiver Momentenbeanspruchung und auf Gebrauchslastniveau gute Ergebnisse liefert, ist für den Traglastzustand unter negativer Momentenbeanspruchung wegen des entstehenden Fließgelenks ungenau. Daher wird der Verdrehwinkel für den negativen Momentenbereich aus der Verformungsfigur bestimmt. Dies kann entweder über die Mittendurchbiegung (UTH, 1987) zur Bestimmung des Sehnwinkels φ_s oder über die Auflagerverdrehung zur Bestimmung des Tangentenwinkels φ_t (Bild 6.27) erfolgen (HE, 1991). Da zur Bestimmung der Auflagerverdrehung eine ausreichende Anzahl von Messstellen zur Verfügung stand, die eine zuverlässige Berechnung ermöglichten, wurde letzteres Verfahren ausgewählt. Zur Bestimmung der Auflagerverdrehung kann erstens die Ableitung der Biegelinie (Polynom vierter Ordnung) verwendet werden:

$$\varphi(x) = -\frac{4}{l} \cdot B + \frac{5}{4 \cdot l} \cdot T + \left(\frac{36}{l^3} \cdot B - \frac{93}{4 \cdot l^3} \cdot T \right) \cdot x^2 + \left(-\frac{32}{l^4} \cdot B + \frac{22}{l^4} \cdot T \right) \cdot x^3 \quad (6.3)$$

Mit $x = 0$ erhält man die Verdrehung des Querschnittes am Auflager. Die gegenseitige Verdrehung der Querschnitte an der Lasteinleitungsstelle φ_t ergibt sich dann zur doppelten Auflagerverdrehung. Zweitens kann die Auflagerverdrehung mit den an den Endauflagern gemessenen Werten überprüft werden. Diese Überprüfungen zeigten gute Übereinstimmungen.

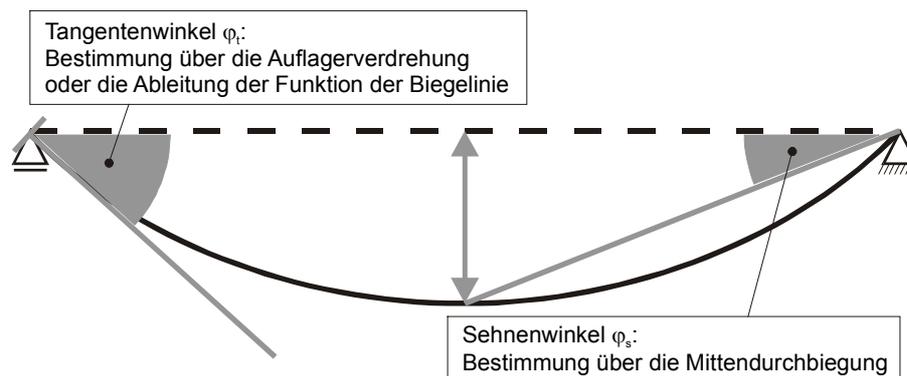


Bild 6.27: Sehnwinkel φ_s und Tangentenwinkel φ_t

Die Bilder 6.28 bis 6.30 zeigen die Momenten-Rotationskurven für die drei Versuchsträger. Zur Überprüfung der Kurven wurde jeweils die M- φ -Gerade:

$$\varphi = 2 \cdot 1,5 \cdot \frac{M}{EI_{\text{elastisch}}} \quad (6.4)$$

für den Einfeldträger mit den elastischen Querschnittswerten des reinen Zustands II berechnet, die immer flacher als die zugehörige Versuchskurve ist, da das Mitwirken des Betons auf Zug nicht berücksichtigt wurde. Die Tragfähigkeiten M_{pl} wurden mit den Nennfestigkeiten ohne Teilsicherheitsbeiwerte berechnet (vgl. Tabelle 6.10).

Der höher bewehrte Träger B400 erreichte eine um ca. 30% größere Rotationskapazität $\Delta\varphi = \varphi_{rot} - \varphi_{el}$ als der Träger B600. Beide Träger wiesen ein ausgeprägtes Fließplateau ab $\varphi = 0,064$ rad auf. Dies ist auf das Fließen der Betongurtbewehrung zurückzuführen. Die Träger erreichten ihr maximales Moment bei ca. 0,075 rad. Das Versagen wurde durch lokales Beulen des Stahlprofils im Lasteinleitungsbereich eingeleitet.

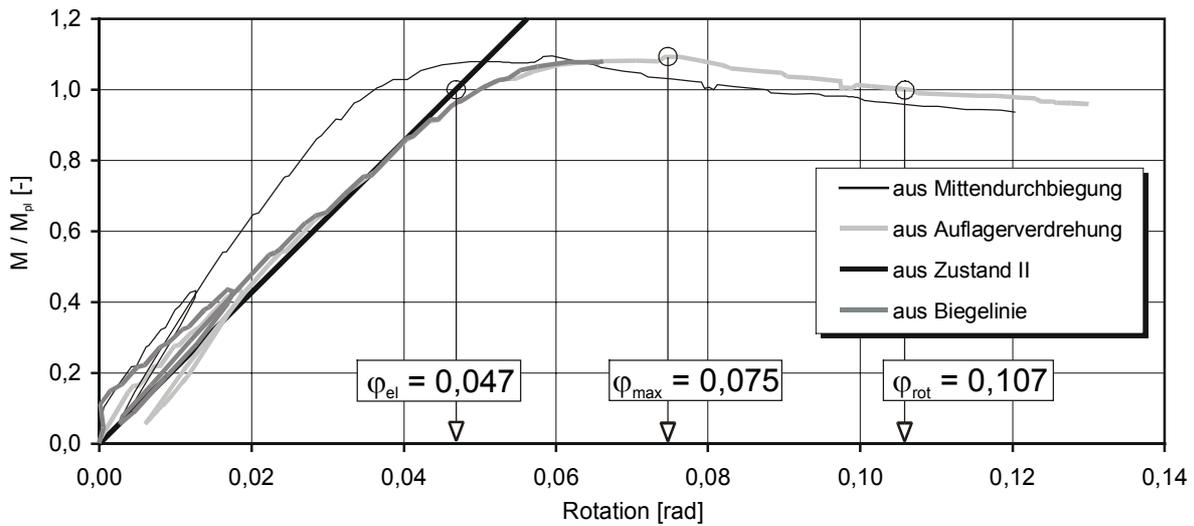


Bild 6.28: Momenten-Rotationsbeziehung und Rotationskapazitäten des Trägers B400

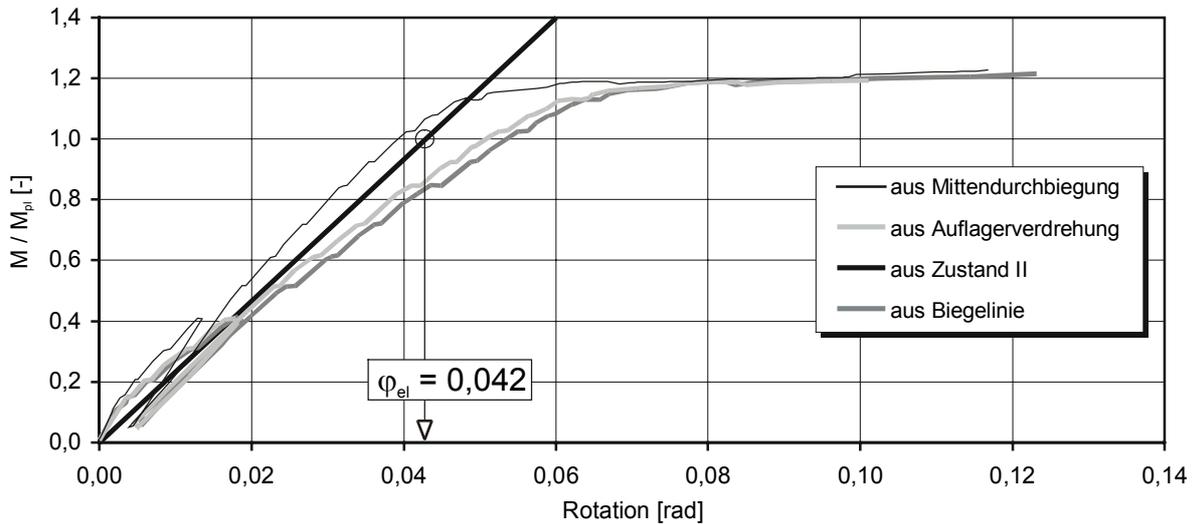


Bild 6.29: Momenten-Rotationsbeziehung und Rotationskapazitäten des Trägers B500

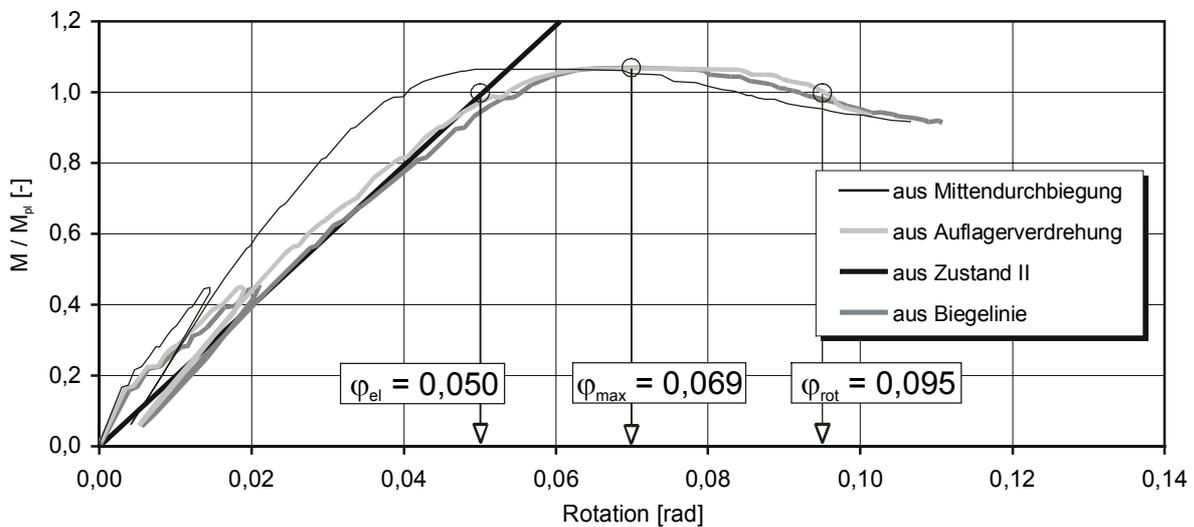


Bild 6.30: Momenten-Rotationsbeziehung und Rotationskapazitäten des Trägers B600

KEMP und DEKKER (1991) stellen ein Verfahren zur Bestimmung der erforderlichen Rotationskapazität für Träger der Querschnittsklassen 1 und 2 vor. Die vorhandene Rotationskapazität r_a geteilt durch einen Sicherheitsbeiwert soll dabei größer als die Mindestrotationskapazität r_r sein:

$$\frac{r_a}{\gamma_{mr}} > r_r \quad \text{mit den Rotationskapazitäten:} \quad (6.5)$$

$$r_a = \frac{\Phi_a}{\Phi_e} \quad \text{und} \quad r_r = \frac{\Phi_r}{\Phi_e} \quad \text{wobei:} \quad \Phi_e = \frac{0,5 \cdot M_p \cdot L/2}{EI} \quad (6.6 \text{ bis } 6.8)$$

und dem Sicherheitsfaktor $\gamma_{mr} = 2,0$ für duktilen Bauteilverhalten und $\gamma_{mr} = 3,0$ für plötzliches Versagen.

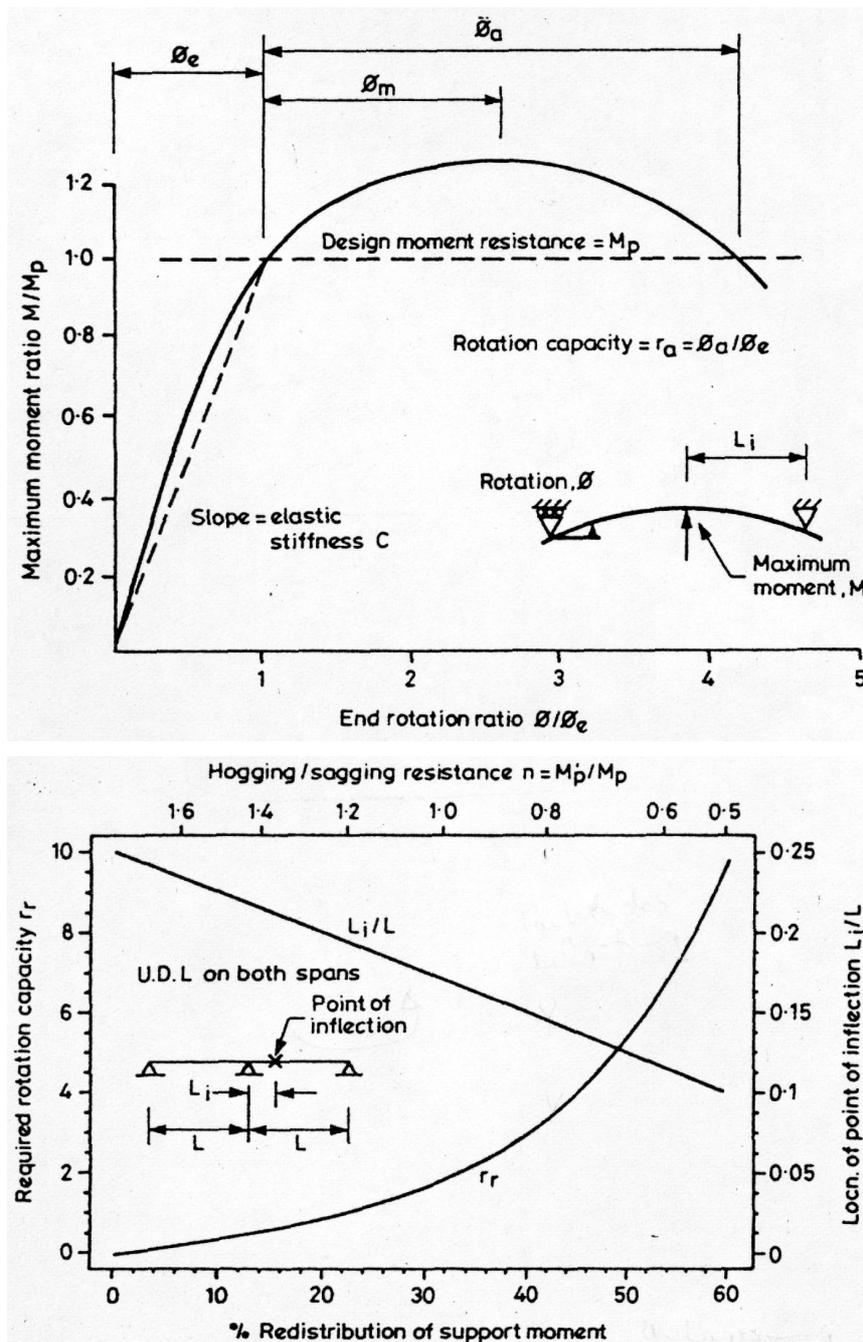


Bild 6.31: Definitionen zur Rotationsfähigkeit (oben) sowie Angaben zur erforderlichen Rotationskapazität (unten) nach KEMP und DEKKER (1991)

Φ_e bezeichnet den elastischen Anteil, Φ_a den plastischen Anteil der Verdrehung (Bild 6.31, oben). Φ_r wird nicht explizit berechnet, sondern geht über die angegebenen Grenzwerte für die Rotationskapazität r_r ein. In Abhängigkeit von der Lage des Momentennullpunktes (*Location of point of inflection*) bzw. dem Verhältnis zwischen Stütz- und Feldmoment (*Hogging/sagging resistance*) und der angestrebten Momentenumlagerung (*Redistribution of support moment*) unter Gleichlast (*Uniformly distributed load, U.D.L.*) werden von KEMP und DEKKER erforderliche Rotationskapazitäten angegeben (*Required rotation capacity*) (Bild 6.31, unten).

Für Querschnitte der Klasse 1 mit erlaubter Momentenumlagerung von 40% ergibt sich eine erforderliche Rotationskapazität r_r von etwa 3,0. Für Querschnitte der Klasse 2 (30% Umlagerung) $r_r = 1,5$ und für die Klasse 3 (20% Umlagerung) $r_r = 1,0$. Mit einem Sicherheitsbeiwert $\gamma_{mr} = 2,0$ ergeben sich danach folgende Anforderungen (Tabelle 6.12).

Querschnittsklasse	1	2	3
Prozentuale Momentenumlagerung nach EC 4	40%	30%	20%
Erforderliche Rotationskapazität $r_r \cdot \gamma_{mr}$	6,0	3,0	2,0
Vorhandene Rotationskapazität r_a Träger B400	1,28		
Vorhandene Rotationskapazität r_a Träger B600	0,90		
Vorhandene Rotationskapazität r_a Beam 3 (EGKS, 2000)	0,83		

Tabelle 6.12: Anforderungen an die Mindestrotationskapazität nach KEMP und DEKKER (1991) für Zweifeldträger und Gleichlast bei duktilem Versagen

Zusätzlich zu den eigenen Versuchen ist in Tabelle 6.12 der Träger Beam 3 aufgeführt, der im Rahmen des EGKS-Forschungsvorhabens (2000) an der BUGH Wuppertal geprüft wurde. Er bestand aus einem Stahlträger S460 und normalfestem Beton ($f_c = 28 \text{ N/mm}^2$). Die Bewehrung entsprach der Mindestbewehrungsmenge nach Anhang H des EC 4. Keiner der geprüften Träger konnte das Kriterium nach KEMP und DEKKER erfüllen. Die Größe der erforderlichen Rotationskapazität wird jedoch kontrovers diskutiert. HOFFMEISTER (1998) ermittelte geringere Werte.

6.5.4 Nachrechnung der Momenten-Rotationsbeziehungen

Die Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsträger kann mit einem modifizierten Fließlinienverfahren nach FELDMANN (1994) berechnet werden. Dazu wird die Momenten-Rotationskurve in drei lineare Abschnitte unterteilt. Der erste und der dritte Abschnitt werden berechnet, der mittlere Abschnitt ergibt sich aus der Parallelverschiebung des dritten:

(1) Elastischer Anteil:

Für die gegenseitige Verdrehung in der Feldmitte des Einfeldträgers mit Einzellast gilt (Steifigkeit im reinen Zustand II ohne Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons):

$$\varphi_{el} = 2 \cdot 1,5 \cdot \frac{M}{EI_{elastisch}} \quad (6.9)$$

(2) Plastischer Anteil:

Das vom Verbundquerschnitt aufnehmbare Moment ist von der Beulgeometrie des Flansches abhängig. Die Druckkraft des unteren Flansches kann in Abhängigkeit vom plastischen Verdrehwinkel φ_{pl} nach der Fließlinientheorie berechnet werden zu:

$$D_{\text{Gurt}} = b_f \cdot t_f \cdot f_{y,\text{max}} \cdot \left(1 - 0,25 \cdot \frac{\Delta(\varphi_{\text{pl}})}{t_f} \right) + \frac{4}{5} \cdot \frac{b_f}{h_a} \cdot E_a \cdot \frac{t_w^3}{h_a} \quad (6.10)$$

mit:

- b_f : Flanschbreite [mm]
- t_f : Flanschdicke [mm]
- $f_{y,\text{max}}$: Fließspannung [N/mm²]
- h_a : Höhe des Stahlträgers [mm]
- E_a : E-Modul des Stahlträgers [N/mm²]
- t_w : Stegdicke

Es wird eine vereinfachte Beulform angenommen (Bild 6.32). Der Beulgrundrisswinkel beträgt 45°, das entspricht der im Versuch gemessenen Beullänge von 30 cm. Die Amplitude der Beule des Flansches wird in Abhängigkeit von der plastischen Rotation berechnet, was bei reinen Stahlträgern eine Amplitude von

$$\Delta\varphi_{\text{pl}} = 2 \cdot h_a \cdot \varphi_{\text{pl}} \quad (6.11)$$

bedeutet, da die plastische Nulllinie in Querschnittsmitte liegt. Für Verbundträger wird die Beulamplitude in Abhängigkeit von der plastischen Nulllinie bei Erreichen der Bruchlast berechnet. Dazu muss die Formel nach FELDMANN folgendermaßen modifiziert werden:

$$\Delta(\varphi_{\text{pl}}) = h_a \cdot \varphi_{\text{pl}} \cdot \left(1 + \frac{z_{\text{pl}} - h_c}{0,5 \cdot h_a} \right) \quad \text{mit : } h_c \leq z_{\text{pl}} \leq (h_c + 0,5 \cdot h_a) \quad (6.12)$$

mit:

- h_c : Betongurtdicke [mm]
- z_{pl} : Lage der plastischen Nulllinie nach Bild 6.33

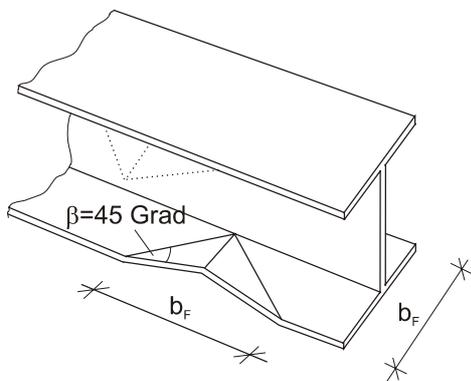


Bild 6.32: Gewählter Fließlinienmechanismus und Beulform im Versuch

Zur Berechnung der Momenten-Rotationskurve wird mit den tatsächlichen Festigkeitswerten aus der Materialprüfung gerechnet. Die Lage der plastischen Nulllinie wird für den vollständig plastizierten Querschnitt berechnet. Vereinfachend wird angenommen, dass die Lage der Nulllinie konstant bleibt. Das Moment $M(\varphi_{\text{pl}})$ (Bild 6.33) ergibt sich in Abhängigkeit von der plastischen Verdrehung, wobei es nach oben auf das vollplastische Moment beschränkt wird, zu:

$$M(\varphi_{\text{pl}}) = D_{\text{Gurt}}(\varphi_{\text{pl}}) \cdot z_G + \sum N_i \cdot z_i \quad (z_i: \text{Abstände der Normkräfte von der Nulllinie}). \quad (6.13)$$

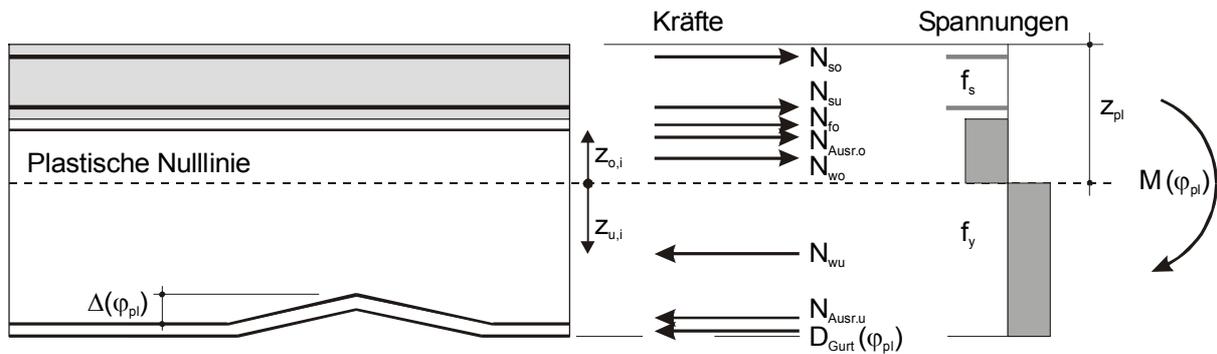


Bild 6.33: Stützmoment in Abhängigkeit von $D_{Gurt}(\varphi_{pl})$

Die Momenten-Rotationskurve für den Einfeldträger im negativen Momentenbereich ergibt sich aus der Addition des elastischen und des plastischen Anteils, d.h. die Fließlinie wird um den elastischen Anteil parallel verschoben. Die Berechnung zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen (Bild 6.34).

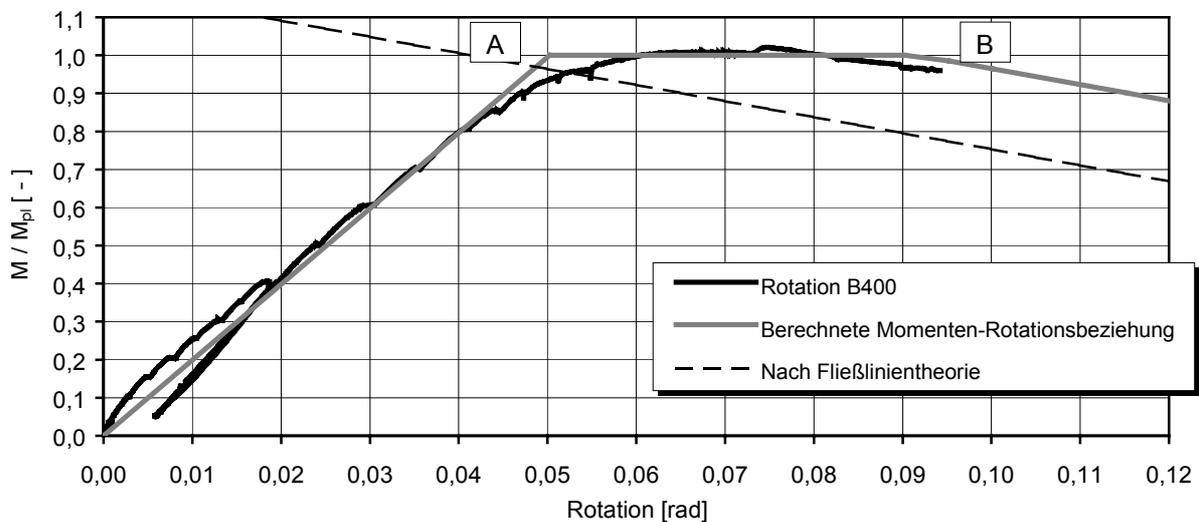


Bild 6.34: Gemessene und berechnete Momenten-Rotationsbeziehungen des Trägers B400

Die Abweichung beim Träger B600 ergibt sich, da das vollplastische Moment im Versuch nicht erreicht wurde (Bild 6.35). Qualitativ wird der Kurvenverlauf jedoch gut abgebildet.

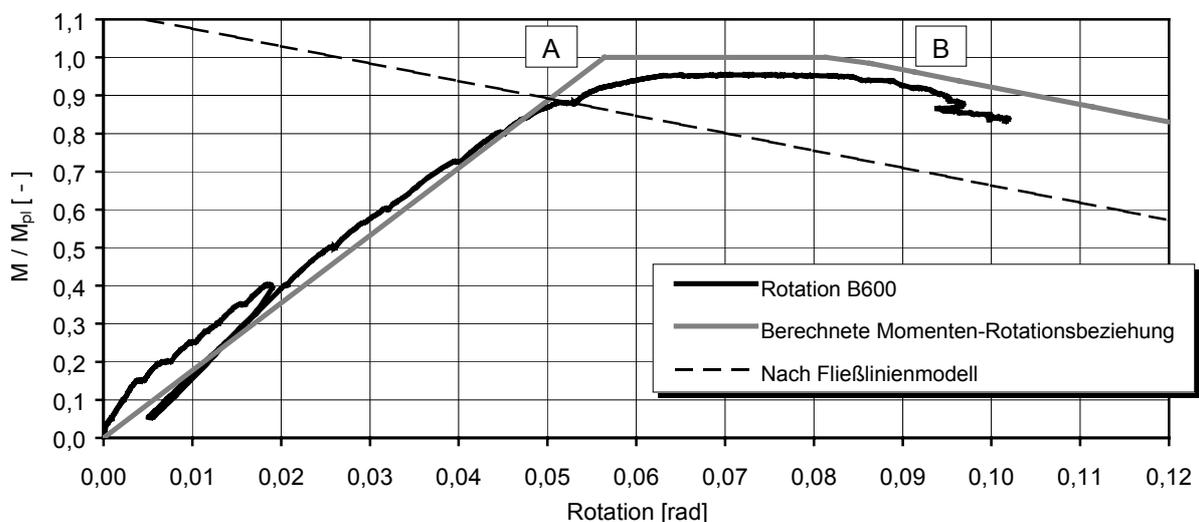


Bild 6.35: Gemessene und berechnete Momenten-Rotationsbeziehungen des Trägers B600

6.5.5 Dehnungsverteilungen

Die Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe zeigen deutlich lokale Relativverschiebungen zwischen dem gerissenen Betongurt und dem oberen Flansch des Stahlträgers. Dabei nimmt die Normalkraft in der Betonplatte ab, und die Biegebeanspruchungen des Stahlträgers und der Betonplatte nehmen zu. Durch die Superposition der Zugkraft des Betongurtes mit den Beanspruchungen aus Biegung nehmen die Dehnungen an der Plattenunterseite ab und an der Plattenoberseite zu. Die Krümmungen des Betongurtes und des Stahlträgers sind in den meisten Fällen gleich groß (Bilder 6.36 bis 6.38).

Die maximalen Betonstahldehnungen des Trägers B600 waren aufgrund des geringeren Bewehrungsgrades wesentlich größer (bis zu 20‰ in der oberen Lage) als die des Trägers B400 (bis zu 14‰ in der oberen Lage), die untere Betonstahlage des Trägers B400 erreichte ihre Streckgrenze nur knapp. Daher wurde auch die Streckgrenze des oberen Flansches des Trägers B400 nicht erreicht. Die zum unteren Rand hin abnehmenden Stahldehnungen sind auf das Beulen zurückzuführen, das die Werte der Dehnungsmessstreifen verfälscht. Der Beulbeginn wurde aus der Differenz der gemessenen Dehnungen der beidseitig am unteren Flansch angebrachten DMS festgestellt, da die zugehörigen Beulamplituden gegenläufig sind.

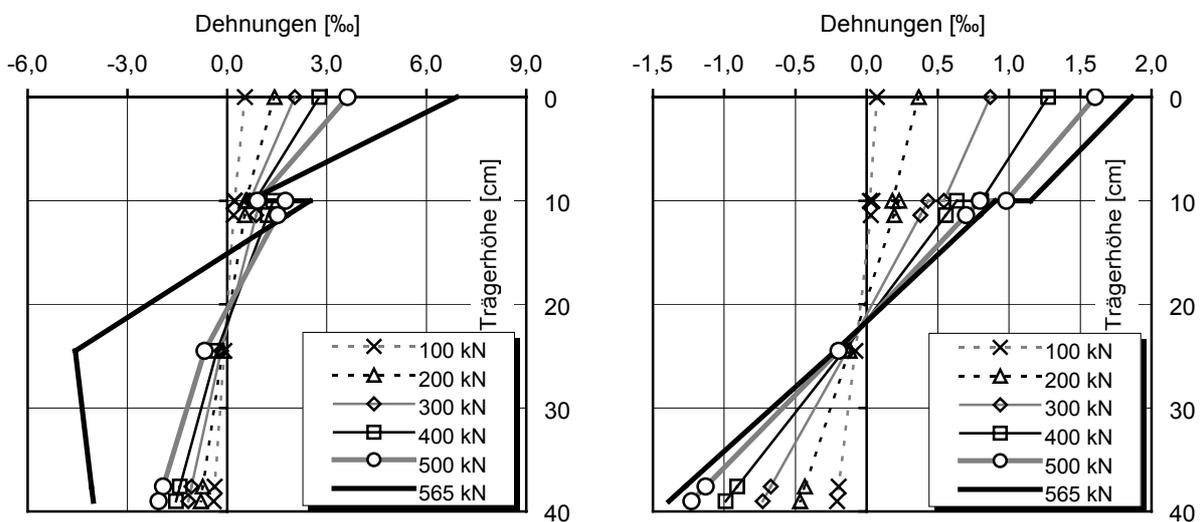


Bild 6.36: Dehnungen des Trägers B400 (links: Trägermitte, rechts: Viertelpunkt)

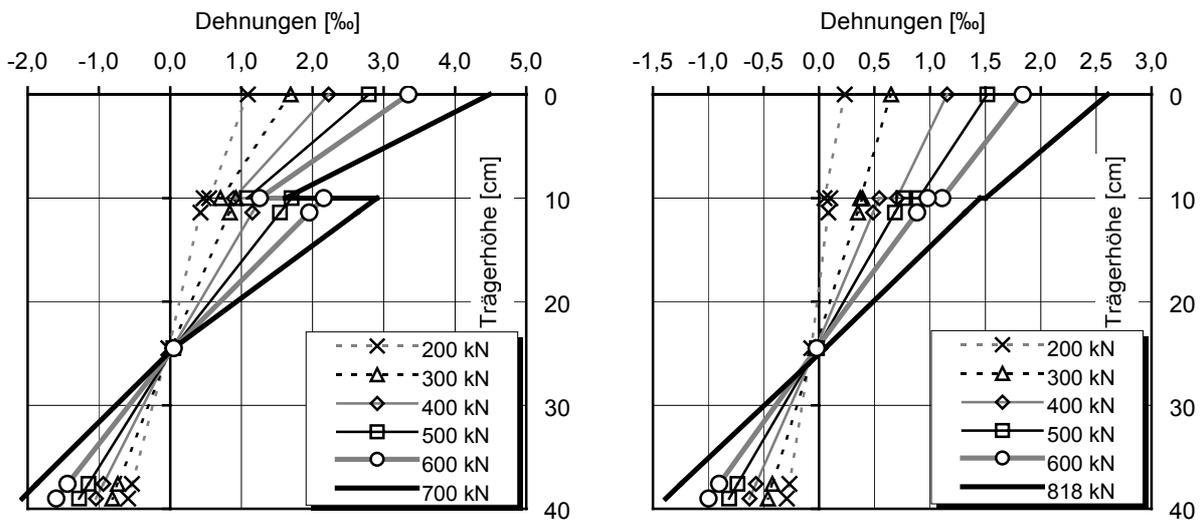


Bild 6.37: Dehnungen des Trägers B500 (links: Trägermitte, rechts: Viertelpunkt)

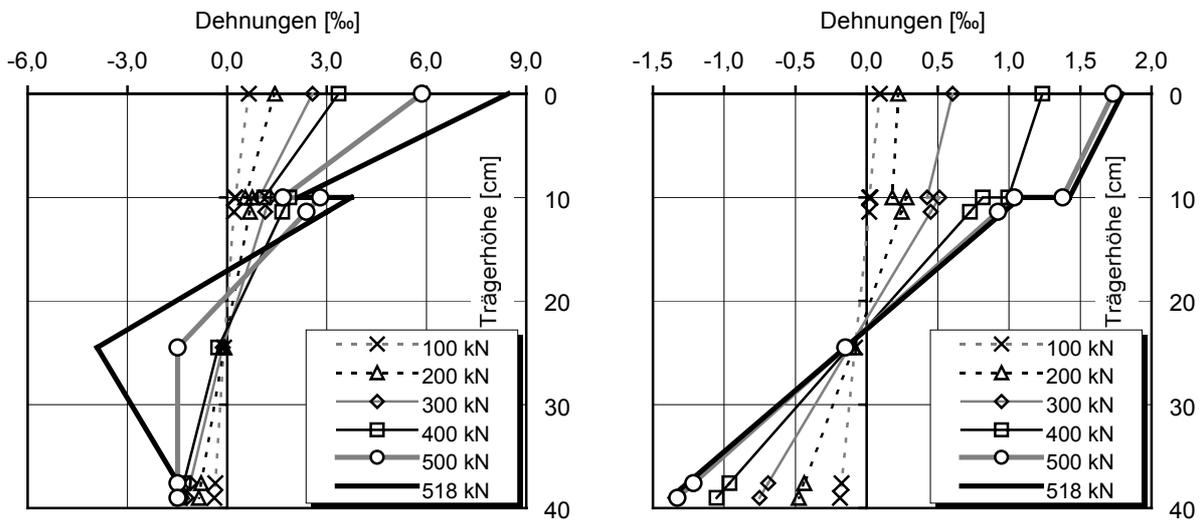


Bild 6.38: Dehnungen des Trägers B600 (links: Trägermitte, rechts: Viertelpunkt)

Zusätzlich zu den Dehnungswerten über den Querschnitt wurden an der Betongurtoberseite bei ausgewählten Lastschritten Dehnungen entlang charakteristischer Linien mit Setzdehnungsmessgeräten gemessen (Bild 6.39). Der Einfluss der Bügelbewehrung auf die Rissentwicklung macht sich in der Setzdehnungsmessung deutlich bemerkbar. Die Lage der Maxima des Dehnungsverlaufes stimmt exakt mit der Lage der Bügel in Trägerlängsrichtung überein (Bügel \varnothing 8 mm im Abstand von 20 cm).

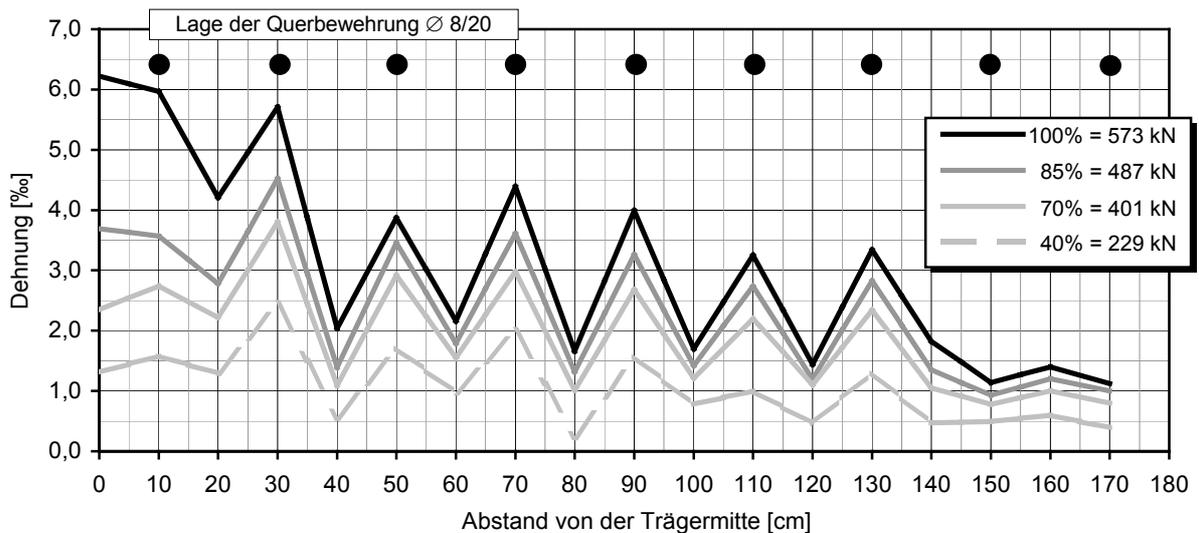


Bild 6.39: Setzdehnungsmessung in der Mittelachse des Trägers B400

6.5.6 Rissbildung und Rissverteilung

Die ersten Risse entstanden entsprechend der Momentenbelastung an der Lasteinleitungsstelle. Schon auf geringem Lastniveau (ab 25% der plastischen Traglast) wurde eine gute Rissverteilung zu den Auflagern hin erreicht. Die Risse entstanden zunächst in den durch die Querbewehrung (Abstand der Bügel: 20 cm) geschwächten Schnitten. Die sukzessive Risseilung setzte bei einer Beanspruchung von 30 bis 40% der berechneten plastischen Traglast ein (Bilder 6.40 bis 6.42).



Träger B400 ~ 10 cm

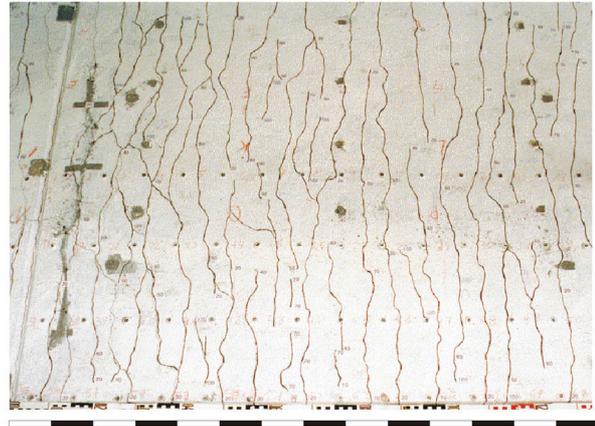
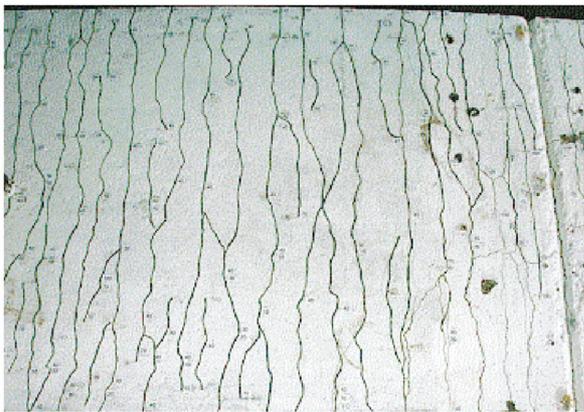


Bild 6.40: Abgeschlossenes Rissbild des Trägers B400 (hoher Bewehrungsgrad)



Träger B500 ~ 10 cm

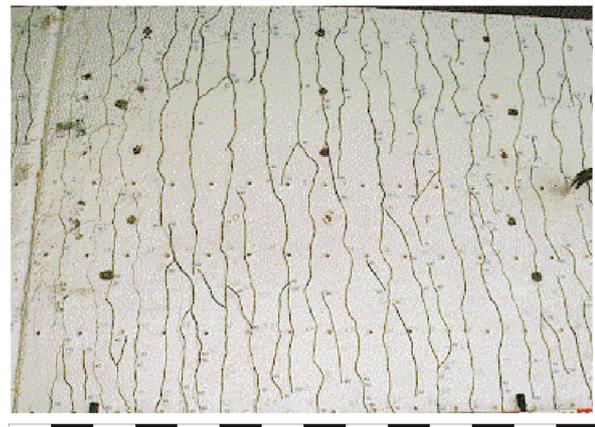


Bild 6.41: Abgeschlossenes Rissbild des Trägers B500 (hoher Bewehrungsgrad und Kammerbeton)



Träger B600 ~ 10 cm



Bild 6.42: Abgeschlossenes Rissbild des Trägers B600 (niedriger Bewehrungsgrad)

Alle Träger zeigten ein gutmütiges Rissbildungsverhalten. Träger B400 besaß aufgrund des höheren Bewehrungsgrades ein feineres Rissbild. Nach Erreichen der Bruchlast wurden bei allen Trägern Rissbreiten von $w = 0,2$ mm bis 0,3 mm gemessen. Im Bereich der Sollbruchstelle traten einige klaffende Risse mit Rissbreiten bis zu $w = 1,0$ mm auf, die sich jedoch erst bei großen Verformungen ($f \geq 150$ mm) außerhalb des Gebrauchstauglichkeitsbereiches entwickelten (Tabelle 6.13). Der Kammerbeton hatte auf das abgeschlossene Rissbild und die Rissentwicklung nahezu keinen Einfluss.

Laststufe in % der Bruchlast	B400, Bruchlast 573 kN		B500, Bruchlast 817 kN		B600, Bruchlast 518 kN	
	Rissbreite	Rissabstand	Rissbreite	Rissabstand	Rissbreite	Rissabstand
10	-	-	0,05 mm	20 cm	-	-
20	0,05 mm	20 cm	0,05 mm	10-20 cm	0,10 mm	20-40 cm
40	0,10 mm	10 cm	0,10 mm	10 cm	0,15 mm	20 cm
60	0,175 mm	10 cm	0,25 mm	10 cm	0,20 mm	10-20 cm
80	0,20 mm	5-10 cm	0,25 mm	5-10 cm	0,20 mm	10 cm
90	0,25 mm	5-10 cm	0,25 mm	5-10 cm	0,25 mm	10 cm
100	< 0,25 mm	5-10 cm	< 0,25 mm	5-10 cm	< 0,30 mm	5-10 cm

Tabelle 6.13: Vergleich der Rissbreiten und der Rissabstände

6.5.7 Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die in Kapitel 3.5 vorgestellten Ansätze zur Berechnung der Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Anhang H zum EC 4, nach BODE, UTH (1987) und nach RAMM, ELZ (1995), die das Erreichen des plastischen Momentes sicherstellen, werden im Folgenden auf ihre Empfindlichkeit gegenüber den Einflussgrößen geprüft. Danach werden die theoretisch erforderlichen Bewehrungsgrade mit den Ergebnissen aus einer Versuchsdatenbank verglichen, um die Zuverlässigkeit der Ansätze zu beurteilen.

Parameterstudie

Für den in Tabelle 6.14 charakterisierten Querschnitt wurden die unterschiedlichen Mindestbewehrungsgrade in Abhängigkeit der variierenden Querschnittswerte und Materialfestigkeiten berechnet. In den folgenden Diagrammen werden die Reaktionen der Formeln auf die Variation eines Parameters dargestellt. Die Betonzugfestigkeit wurde für hochfesten Beton mit Betonfestigkeiten $f_{ck} > 50$ N/mm² nach REMMEL (1994) berechnet. Die Standard-Eingabewerte sind in Tabelle 6.14 dargestellt.

Betongurt: 10 x 120 cm ²	$f_{ck} = 30$ N/mm ² bzw. 70 N/mm ²	$E_{cm} = 32000$ N/mm ² bzw. 41200 N/mm ²
Flansche: 300 x 14 mm ²	$f_{yk} = 460$ N/mm ²	$E_a = 195000$ N/mm ²
Steg: 262 x 8,5 mm ²		
Betonstahl: \varnothing 8 mm	$f_{sk} = 500$ N/mm ²	$\sigma_{zul} = 400$ N/mm ²

Tabelle 6.14: Querschnittsdaten für die Vergleichsrechnungen zur Mindestbewehrung

Alle drei Ansätze berechnen für steigende Stahlfestigkeiten eine erhöhte Mindestbewehrungsmenge (Bild 6.43). Die Änderung der Betongüte wirkt sich nur bei Anwendung der Vorschrift nach Anhang H aus, da diese die Betonzugfestigkeit berücksichtigt (Bild 6.43, Vergleich zwischen linkem und rechtem Bildteil). Begründet wird diese Abhängigkeit durch die erhöhten Erstrissspannungen.

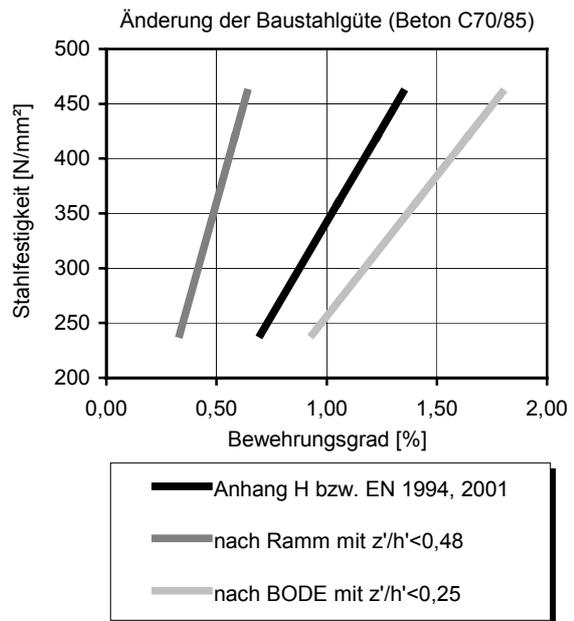
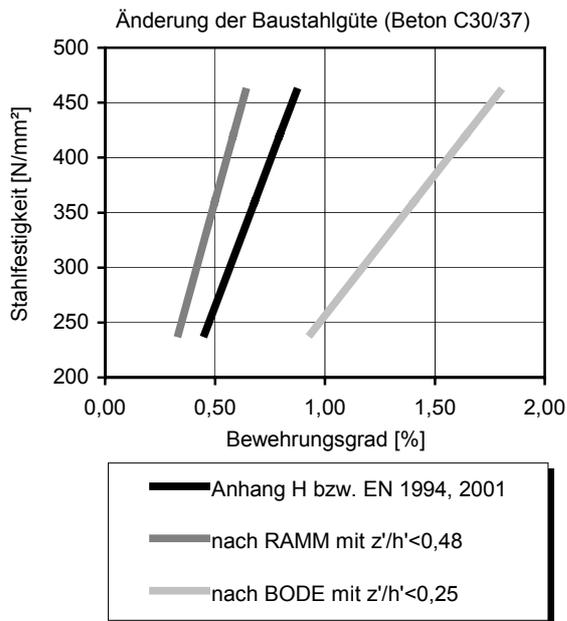


Bild 6.43: Bewehrungsgrad in Abhängigkeit der Baustahlgüte für normalfesten (links) und hochfesten Beton (rechts)

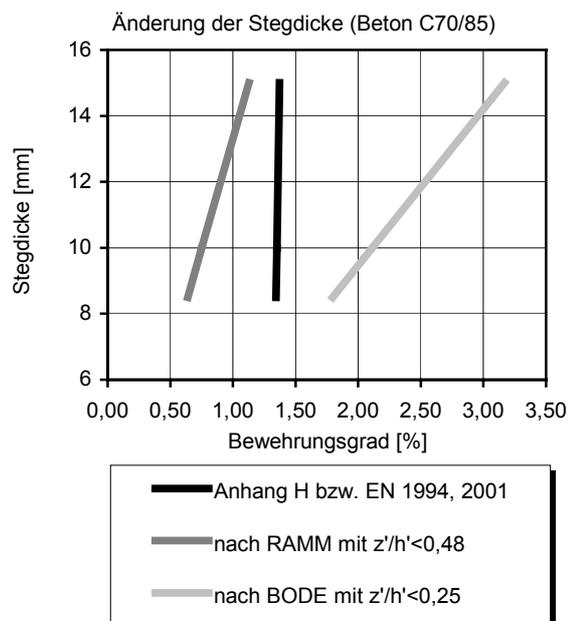
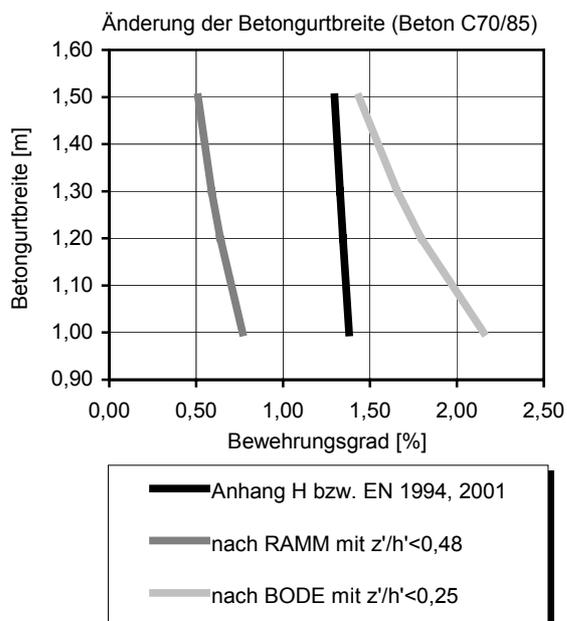


Bild 6.44: Bewehrungsgrad in Abhängigkeit der Betongurtbreite (links) und der Stegdicke des Stahlprofils (rechts)

Die Ansätze nach BODE und RAMM gehen vom Zustand II aus, daher spielt nur die absolute Bewehrungsmenge eine Rolle, mit zunehmender Betongurtbreite sinkt deren flächenbezogener Anteil. Bei dem Ansatz des Anhangs H bzw. des neuen Entwurfs zu EC 4 EN 1994 (2001) erhöht sich die Bewehrungsmenge mit einer Verbreiterung des Betongurtes, da sie über eine Risskraft berechnet wird (Bild 6.44, links). Mit zunehmender Stegdicke verschiebt sich die Position der plastischen Nulllinie im Verbundquerschnitt zum Betongurt. Dies wirkt sich für den Traglastzustand ungünstig aus und muss mit einer erhöhten Bewehrungsmenge ausgeglichen werden. Dies wird konsequent lediglich von den Ansätzen nach BODE und RAMM berücksichtigt (Bild 6.44, rechts).

Auswertung der Versuche aus der Literatur

Die Versuche aus der Literatur mit Verbundträgern im negativen Momentenbereich (vgl. dazu Kapitel 3.5 und Anhang A.1) wurden hinsichtlich ihres Bewehrungsgrades und der Versuchsmomente im Vergleich zu den rechnerischen plastischen Momenten ausgewertet. Bild 6.45 zeigt die Versuche, bei denen das plastische Moment erreicht wurde und das Verhältnis der unterschiedlichen rechnerischen Bewehrungsmengen zur vorhandenen Bewehrung. Bei den Säulen, die kleiner als Eins sind, ist die vorhandene Bewehrung größer als die rechnerische. Sind die Säulen größer als Eins, liegt nach dem jeweiligen Ansatz zu wenig Bewehrung im Betongurt, die Träger erreichten ihre plastische Traglast aber trotzdem.

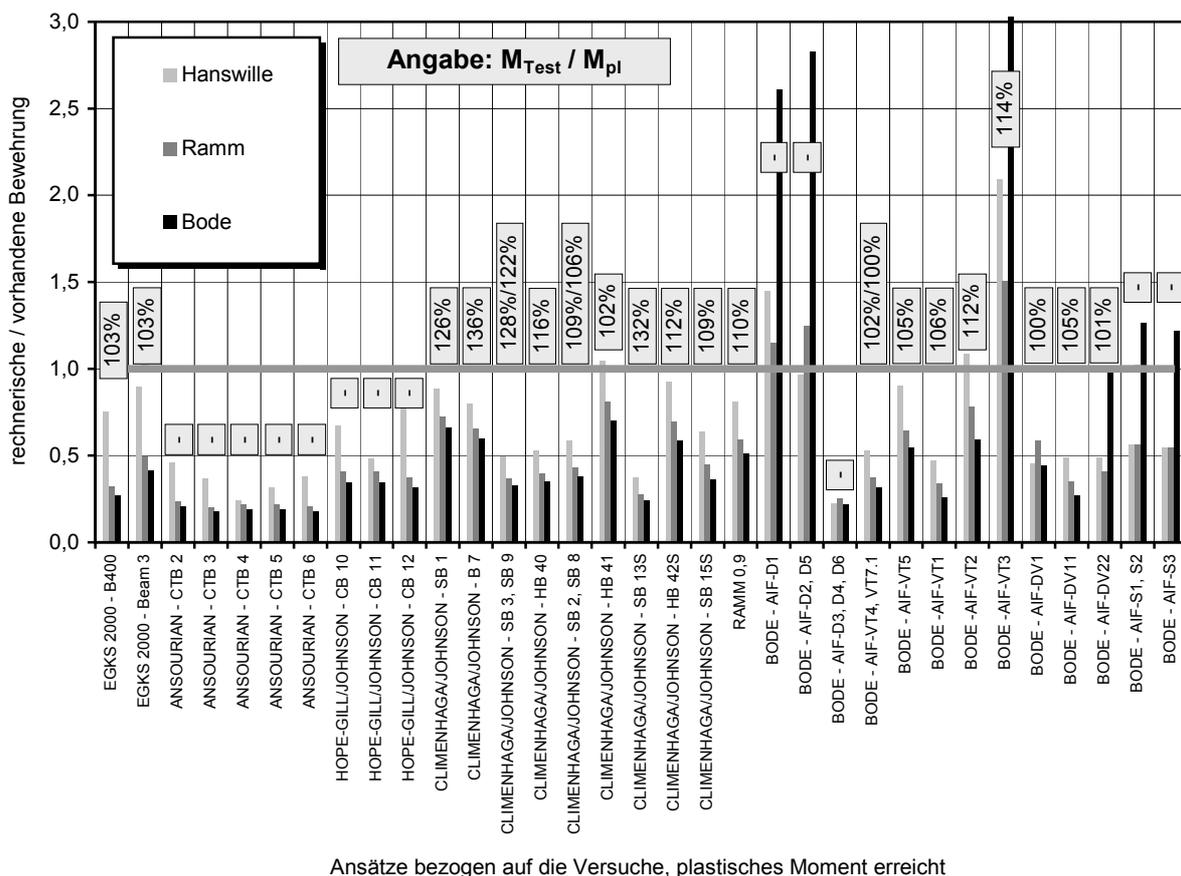
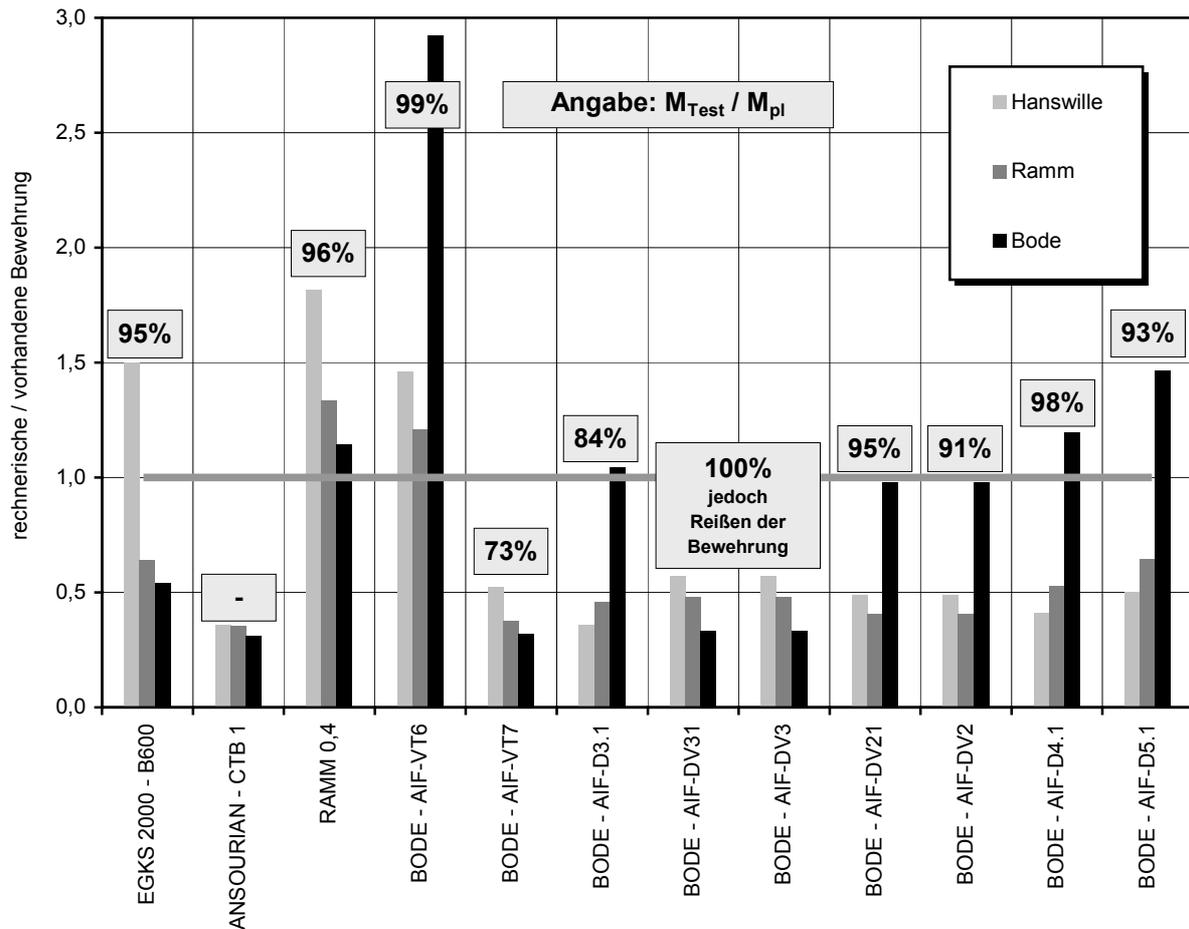


Bild 6.45: Verbundträger im negativen Momentenbereich, die das rechnerische plastische Moment im Versuch erreicht haben

Bild 6.46 zeigt die Träger, die ihr rechnerisches Moment nicht erreichten, also vorzeitig versagten. Für den Fall, dass weniger Bewehrung eingelegt wurde als gefordert (Säulen größer als Eins), kann über den jeweiligen Ansatz keine zuverlässige Aussage getroffen werden. Wurde das plastische Moment jedoch nicht erreicht, obwohl mehr Bewehrung als gefordert vorhanden war (Säulen kleiner als Eins), liegt der betroffene Ansatz auf der unsicheren Seite.

Auf Grundlage der ausgewerteten Versuche lassen sich keine statistisch begründbaren Aussagen zum Mindestbewehrungsgrad treffen, da zu viele Einflussparameter variieren. Es existieren lediglich zwei Versuchsreihen, die sich nur im Bewehrungsgrad unterscheiden und zur Bestimmung der Mindestbewehrungsgrenze konzipiert wurden, dies sind die Versuche von RAMM, ELZ (1995) (0,4% bzw. 0,9% Bewehrung) sowie die eigenen Versuche mit hochfesten Materialien (Träger B400 und B600).



Ansätze bezogen auf die Versuche, plastisches Moment M_{pl} nicht erreicht

Bild 6.46: Verbundträger im negativen Momentenbereich, die das rechnerische plastische Moment im Versuch **nicht** erreicht haben

Zusammenfassung

Folgende Erkenntnisse können festgehalten werden:

- Die erforderliche Mindestbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in der Regel größer als die erforderliche Mindestbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.
- Die Versuchsauswertungen aus der Literatur zeigen, dass auf die Anordnung einer gemischten Bewehrung aus Mattenstahl und Stabstahl unbedingt verzichtet werden sollte. Da die Mattenbewehrung nicht ausreichend duktil ist, versagt sie unter Umständen bevor der Stabstahl fließt.
- Die Ansätze nach BODE, UTH und RAMM, ELZ berücksichtigen das Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Annahme des reinen Zustands II. Ihr Modell wird dem tatsächlichen Tragverhalten gerecht. Es gilt jedoch nur für normalfeste Werkstoffe.

- Die eigenen Versuche bestätigen tendenziell den Ansatz nach ANHANG H und denjenigen nach BODE und RAMM, wenn deren Grenzwert für die Lage der plastischen Nulllinie auf mindestens $\alpha \leq 0,3$ abgesenkt wird. Dies ist erforderlich, da der hochfeste Beton zwischen den Rissen stärker auf Zug mitwirkt als normalfester Beton, was zu geringeren mittleren Betongurtdehnungen führt und das vollständige Plastizieren des Stahlträgers behindert.
- Die Regeln zur Bestimmung des Mindestbewehrungsgrades im Grenzzustand der Tragfähigkeit können auf Grundlage der zur Verfügung stehenden Versuchsdaten aus der Literatur aufgrund der großen Zahl variierender Systemparameter statistisch nicht bestätigt werden.
- Es besteht weiterer Forschungsbedarf zur Klärung der Einflüsse von Stahlfestigkeit, Beulen und stabilisierenden Maßnahmen (Bleche, Kammerbeton) auf die Erreichbarkeit des rechnerischen plastischen Momentes im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

7 Verbundträger aus hochfesten Baustoffen – Berechnungen

7.1 Parameterstudie zur plastischen Querschnittsberechnung im positiven Momentenbereich für vollverdübeltre Träger

Um die Auswirkungen der plastischen Berechnung bei Verbundträgern der Klasse 1 und 2 mit voller Verdübelung aus hochfesten Werkstoffen im positiven Momentenbereich zu überprüfen, wurde ein Programm entwickelt, das automatisch plastische und elastisch-plastische Querschnittsanalysen durchführt und die Ergebnisse miteinander vergleicht. Bei der elastisch-plastischen Bemessung wurde für den Stahl eine bilineare Spannungs-Dehnungslinie mit einem E-Modul von 200000 N/mm² angenommen, für den Beton wurde die Spannungs-Dehnungs-Charakteristik der DIN 1045-1 verwendet (vgl. Kapitel 3.1). Das Programm variiert selbstständig die folgenden Parameter in den jeweils angegebenen Grenzen:

- Anteil der Betonplattendicke an der Gesamtträgerhöhe: 10% ... 40%
- Anteil der Flanschfläche an der Stahlquerschnittsfläche: 28% ... 41%
- Anteil der Flanschdicke an der Stahlträgerhöhe: 3% ... 17%
- Lage der plastischen Nulllinie bezogen auf die Gesamtträgerhöhe: 1% ... 40%

Um alle auftretenden Verbundquerschnittstypen zu untersuchen, werden die Einflussgrößen in allen sinnvollen Kombinationen miteinander permutiert. Dadurch lassen sich abhängig von der Schrittweite der jeweiligen Parametervariation beliebig viele Querschnittsanalysen durchführen. Um die in der Realität speziell hinsichtlich der Stahlträgergeometrie nicht auftretenden Kombinationen auszusortieren, wurden Korrekturabfragen eingebaut. Für einige gängige Walzprofile sind in Tabelle 7.1 die charakteristischen Werte zusammengestellt.

Profil	Höhe [mm]	Breite [mm]	Querschnitt [mm ²]	Flanschfläche/Querschnittsfläche [%]	Flanschdicke/Querschnittshöhe [%]
IPE 80	80	46	764	32,69	6,79
IPE 500	500	200	11600	29,42	3,41
IPE 600	600	220	15600	28,38	3,35
HEA 100	96	100	2120	40,57	8,96
HEA 500	490	300	19800	36,55	4,92
HEA 1000	990	300	34700	27,94	3,26
HEB 100	100	100	2600	40,77	10,60
HEB 500	500	300	23900	36,53	5,82
HEB 1000	1000	300	40000	27,96	3,73
HEM 100	120	106	5320	40,98	17,14
HEM 600	620	305	36400	34,42	6,63
HEM 1000	1008	302	44400	28,05	4,09

Tabelle 7.1: Charakteristische Geometriekenndaten üblicher Stahlwalzprofile

Aufgetragen wurde der Quotient aus den jeweils plastisch (M_{pl}) und elastisch-plastisch (M_{el}) ermittelten Widerstandsmomenten in Abhängigkeit von der Lage der plastischen Nulllinie. Bild 7.1 zeigt den Fehler, der bei der plastischen Bemessung gemacht wird, für die Kombinationen *normalfester Stahl S235 mit normalfestem Beton C30/37*, *hochfester Stahl S460 mit normalfestem Beton C30/37*, *hochfester Stahl S460 mit hochfestem Beton C70/85* sowie *hochfester Stahl S460 mit hochfestem Beton C100/115*. Deutlich ist der größer werdende Fehler bei steigenden Materialfestigkeiten zu erkennen.

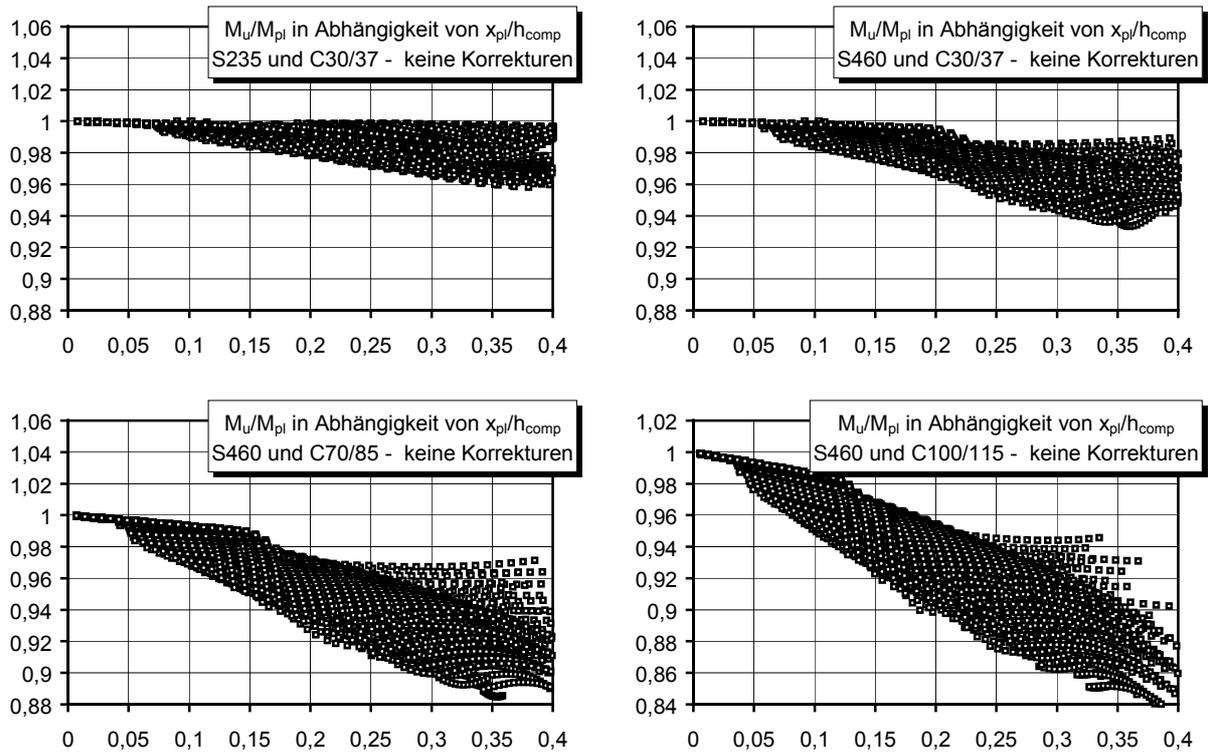


Bild 7.1: Verhältnis von elastisch-plastischem Widerstandsmoment zu plastischem Widerstandsmoment in Abhängigkeit von der Lage der plastischen Nulllinie und von unterschiedlichen Materialkombinationen

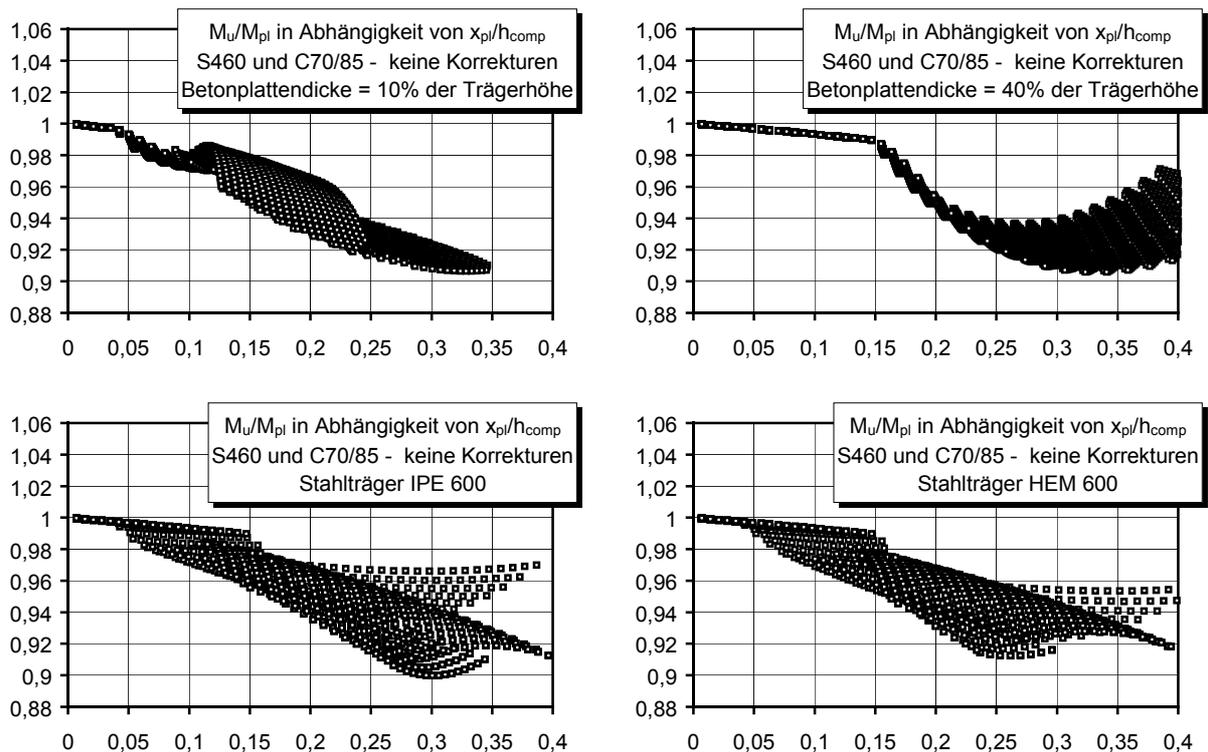


Bild 7.2: Verhältnis von elastisch-plastischem Widerstandsmoment zu plastischem Widerstandsmoment in Abhängigkeit von der Lage der plastischen Nulllinie und von unterschiedlichen Querschnittsausbildungen

Der Einfluss der Betonplattendicke und des Stahlprofils auf den Fehler ist in Bild 7.2 dargestellt. Eine dünne Betonplatte mit einem Anteil von 10% an der Gesamtträgerhöhe wird in den meisten Fällen hoch ausgenutzt, was zu einem signifikanten Fehler bei bereits kleinen

x_{pl}/h_{comp} -Verhältnissen führt. Für Werte x_{pl}/h_{comp} größer als 0,35 ist die Abhängigkeit nicht dargestellt, da die Bemessung in diesen Fällen unwirtschaftlich ist. Im Gegensatz dazu führt eine dicke Betonplatte mit einem Anteil von 40% an der Gesamtträgerhöhe zu geringen Fehlern bei hoher Nulllinienlage, da in diesen Fällen der hochfeste Stahl fast vollständig plastizieren kann. Unterschiedliche Stahlprofile wirken sich nur unwesentlich auf die Fehler aus.

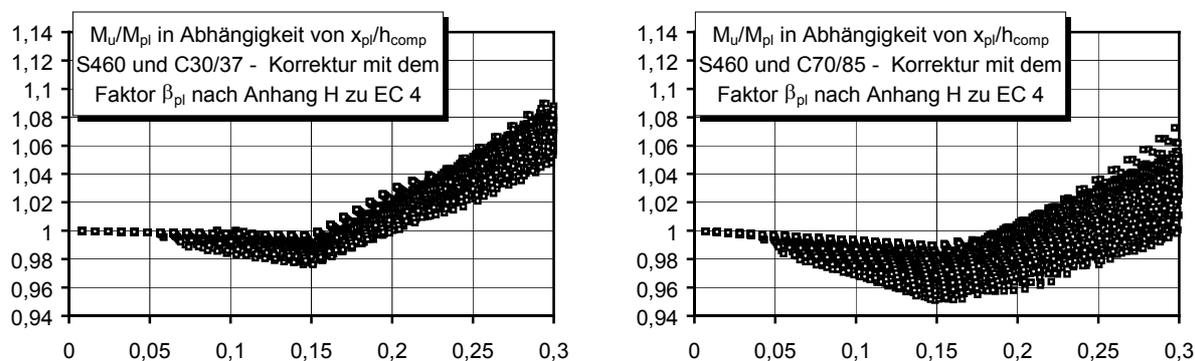


Bild 7.3: Verhältnis von elastisch-plastischem Widerstandsmoment zu plastischem Widerstandsmoment in Abhängigkeit von der Lage der plastischen Nulllinie bei Anwendung des Korrekturfaktors β_{pl} nach ANHANG H (1996)

Der geringe Fehler bei Verbundträgern aus normalfesten Baustoffen wird durch Material- und Systemreserven wieder aufgehoben. Daher ist die plastische Bemessung dort zulässig. Werden hochfeste Werkstoffe verwendet, sind Korrekturen erforderlich. Die Anwendung des in ANHANG H (1996) des EC 4 vorgeschriebenen Faktors β_{pl} für die plastische Bemessung von Verbundkonstruktionen mit hochfestem Stahl S460 führt zu den Verbesserungen in Bild 7.3. Es ist erkennbar, dass die plastische Momenten Tragfähigkeit M_{pl} die tatsächliche elasto-plastische Momenten Tragfähigkeit M_u in vielen Fällen unterschätzt, da der Abminderungsfaktor die Unsicherheiten, die aus der speziellen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des hochfesten Betons resultieren, nicht berücksichtigt.

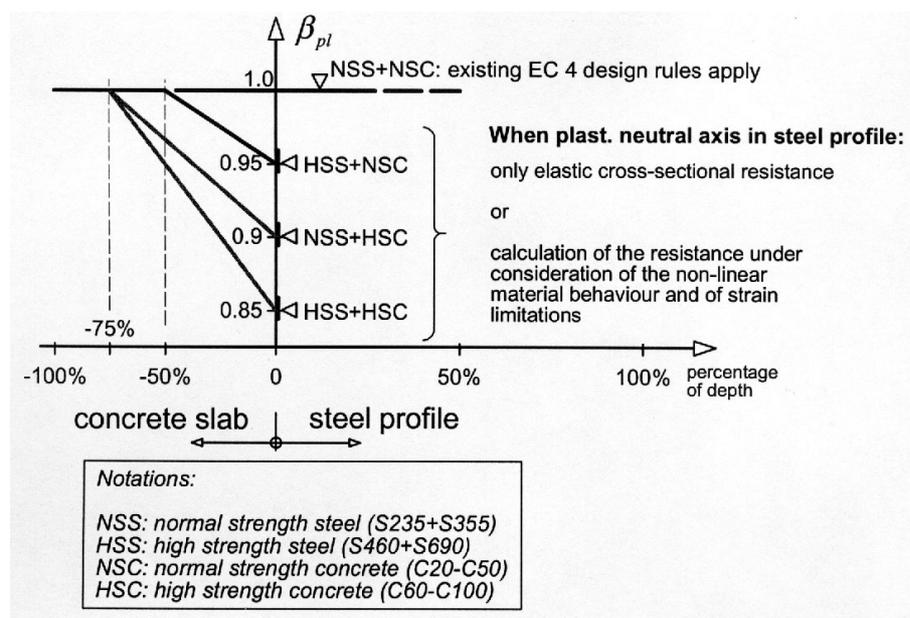


Bild 7.4: Abminderungsbeiwert β_{pl} nach dem Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, LfS (EGKS, 2000)

Zur Verbesserung des Korrekturvorgangs bei Anwendung hochfesten Betons existieren zurzeit zwei Vorschläge. Bei dem ersten Konzept wird ebenfalls ein globaler Abminderungsbeiwert

wert eingeführt, mit dem das plastisch ermittelte Moment reduziert wird (HOFFMEISTER, SEDLACEK, MÜLLER, KÜHN, 2000; EGKS, 2000). Der Beiwert ist wiederum abhängig von der Lage der plastischen Nulllinie. Zusätzlich wird die Position der Verbundfuge mit einbezogen (Bild 7.4). Die Anwendung dieses Konzeptes zeigt eine Verbesserung für einen großen Teil der möglichen Querschnittsausbildungen. Es ergeben sich jedoch weiterhin sowohl Unsicherheiten, als auch viele Fälle, in denen die tatsächliche Tragfähigkeit von der plastischen Bemessung unterschätzt wird (Bild 7.5). In dem Bild nicht zu erkennen sind die Fälle, bei denen die plastische Nulllinie unterhalb der Verbundfuge liegt, da sie im Rahmen dieses Konzeptes nicht plastisch berechnet werden dürfen.

Im zweiten Konzept geht die veränderte Spannungs-Dehnungs-Charakteristik des hochfesten Betons direkt bei der Berechnung der Betondruckkraft über die Abminderung der anzusetzenden Betondruckfestigkeit (Tabelle 7.2) durch den Beiwert β_{concrete} ein (HEGGER, DÖINGHAUS, 2000). Der Einfluss des hochfesten Stahls wird anschließend durch den globalen Faktor β_{pl} aus dem Anhang H des EC 4 berücksichtigt. Die Werte für den Faktor β_{concrete} sind das Ergebnis einer ersten eigenen Parameterstudie, bei der jedoch nicht alle möglichen Querschnittsvariationen berücksichtigt wurden. Die Anwendung dieses Konzeptes führt zu einer Verbesserung, jedoch liegt auch hierbei ein großer Teil der Werte weit auf der sicheren Seite.

Beton C	< 55/67	55/67	60/75	70/85	80/95	90/105	100/115
Faktor β_{concrete}	1,00	0,98	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tabelle 7.2: Abminderungsbeiwert β_{concrete} für hochfesten Beton in Verbundkonstruktionen nach HEGGER, DÖINGHAUS (2000)

Um das Ziel einer sicheren und wirtschaftlichen plastischen Bemessung mit homogen verteilten Abweichungen zu erreichen, wurde in einem zweiten eigenen Ansatz durch systematisches Probieren zusätzlich zu dem Faktor β_{concrete} eine neue Definition des Faktors β_{pl} gefunden. Dieser Faktor $\beta_{\text{pl-neu}}$ ist abhängig von der Betongurtdicke bezogen auf die Gesamthöhe des Verbundquerschnitts und von der Lage der plastischen Nulllinie (Bild 7.7 und Tabelle 7.3). Auch hier gilt: Sinkt die plastische Nulllinie tiefer als 30% in den Querschnitt, sollte elasto-plastisch mit den Materialkennlinien für Beton nach DIN 1045-1 gerechnet werden, da in diesem Fall die Abweichungen zwischen plastischer und elasto-plastischer Bemessung zu groß werden. Im Anhang A.6 wird die im Folgenden beschriebene Vorgehensweise innerhalb einiger Bemessungsbeispiele angewendet.

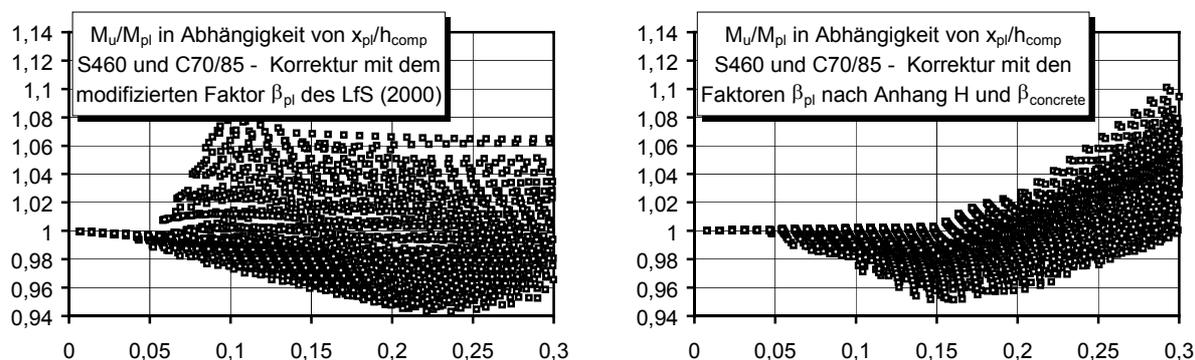


Bild 7.5: Verhältnis von elastisch-plastischem Widerstandsmoment zu plastischem Widerstandsmoment in Abhängigkeit von der Lage der plastischen Nulllinie bei Anwendung des Abminderungsbeiwertes β_{pl} nach dem Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, LfS (EGKS, 2000) (links) und bei Anwendung der Abminderungsbeiwerte β_{concrete} für hochfesten Beton nach HEGGER, DÖINGHAUS (2000) und β_{pl} nach ANHANG H (1996) (rechts)

Es wird vorgeschlagen, bei der plastischen Berechnung wie folgt vorzugehen:

1. Bestimmung der bezogenen Betonplattendicke h_c/h_{comp} .
2. Auswahl der entsprechenden Kurve im Bemessungsdiagramm.
3. Abminderung der Rechenfestigkeit des Betons mit dem entsprechenden Faktor $\beta_{concrete}$.
4. Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie x_{pl}/h_{comp} .
5. Liegt die plastische Nulllinie innerhalb der oberen 40% der Betonplatte, ist keine Abminderung erforderlich. Innerhalb der unteren 60% erfolgt die Abminderung nach der ersten Gerade zwischen den Punkten □ und ▣, auch hierbei kann der Grenzwert $x_{pl}/h_{comp} \leq 0,3$ maßgebend werden. Liegt die plastische Nulllinie im Stahlträger, wird der Faktor β_{pl-neu} nach der zweiten Gerade zwischen den Punkten ▣ und ■ bestimmt.

Auf diese Weise wird der günstige Einfluss eines stärkeren Betongurtes berücksichtigt, und es erfolgt eine sichere und wirtschaftliche plastische Bemessung. Für den neuesten Entwurf zum EC 4 (EN 1994, 2001) sind die grau hinterlegten Werte für $\beta_{concrete}$ anzusetzen. Der Entwurf streicht den Faktor $\alpha = 0,85$ zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen und führt stattdessen einen Formfaktor in derselben Größenordnung ein, um die Fehler bei der plastischen Bemessung mit normalfestem Beton auszugleichen. Das Rechenergebnis ändert sich dadurch nicht. Jedoch müssen für die plastische Bemessung mit hochfestem Beton alle Formfaktoren $\beta_{concrete}$ mit 0,85 multipliziert werden. Dies ist im grau hinterlegten Teil der Tabelle geschehen. Die Ergebnisse der Anwendung dieser Faktoren zeigt Bild 7.6. Es wird deutlich, dass der Faktor $\beta_{concrete}$ erforderlich ist, um ein ausreichendes Sicherheitsniveau zu erreichen. Die eigenen Untersuchungen haben gezeigt, dass eine weitere Vereinfachung des Abminderungsfaktors vom bilinearen Verlauf zum linearen Verlauf eine größere Fehlerstreuung und damit sowohl unsicherere als auch unwirtschaftlichere Bemessungswerte zur Folge hat.

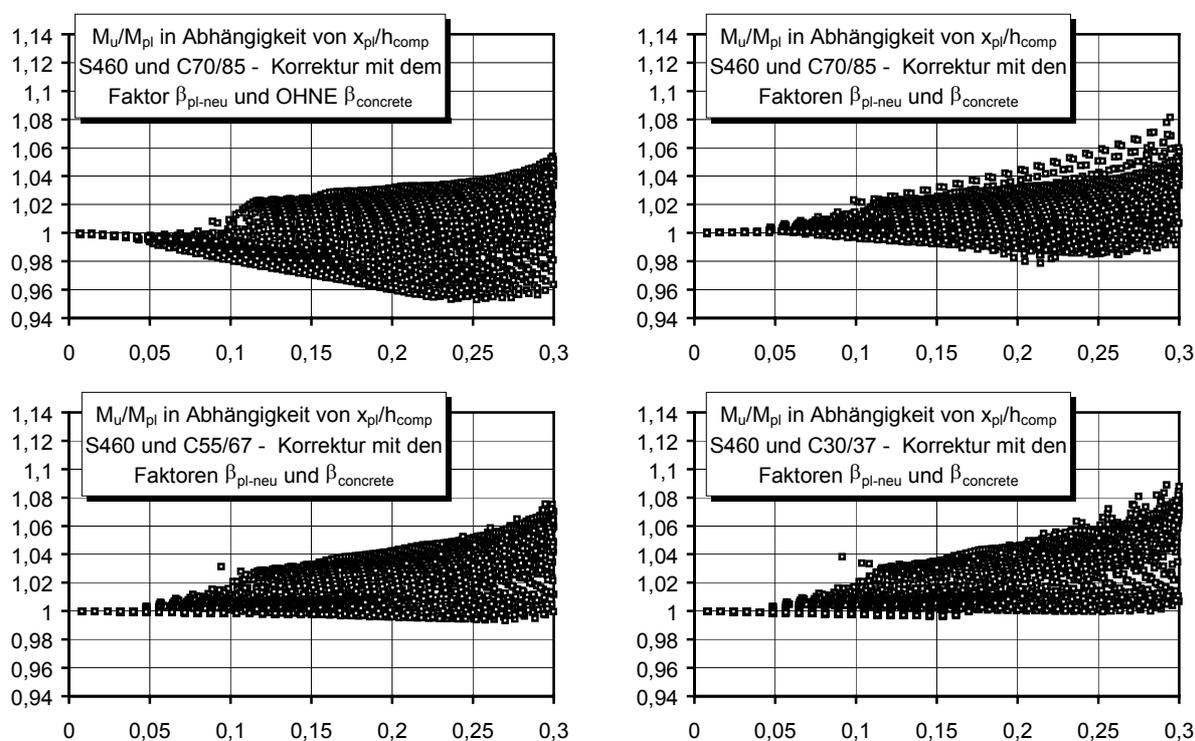


Bild 7.6: Verhältnis von elastisch-plastischem Widerstandsmoment zu plastischem Widerstandsmoment in Abhängigkeit von der Lage der plastischen Nulllinie bei Anwendung des vorgeschlagenen Abminderungsbeiwertes β_{pl-neu} ohne und mit gleichzeitiger Anwendung des Faktors $\beta_{concrete}$ für verschiedene Betongüten

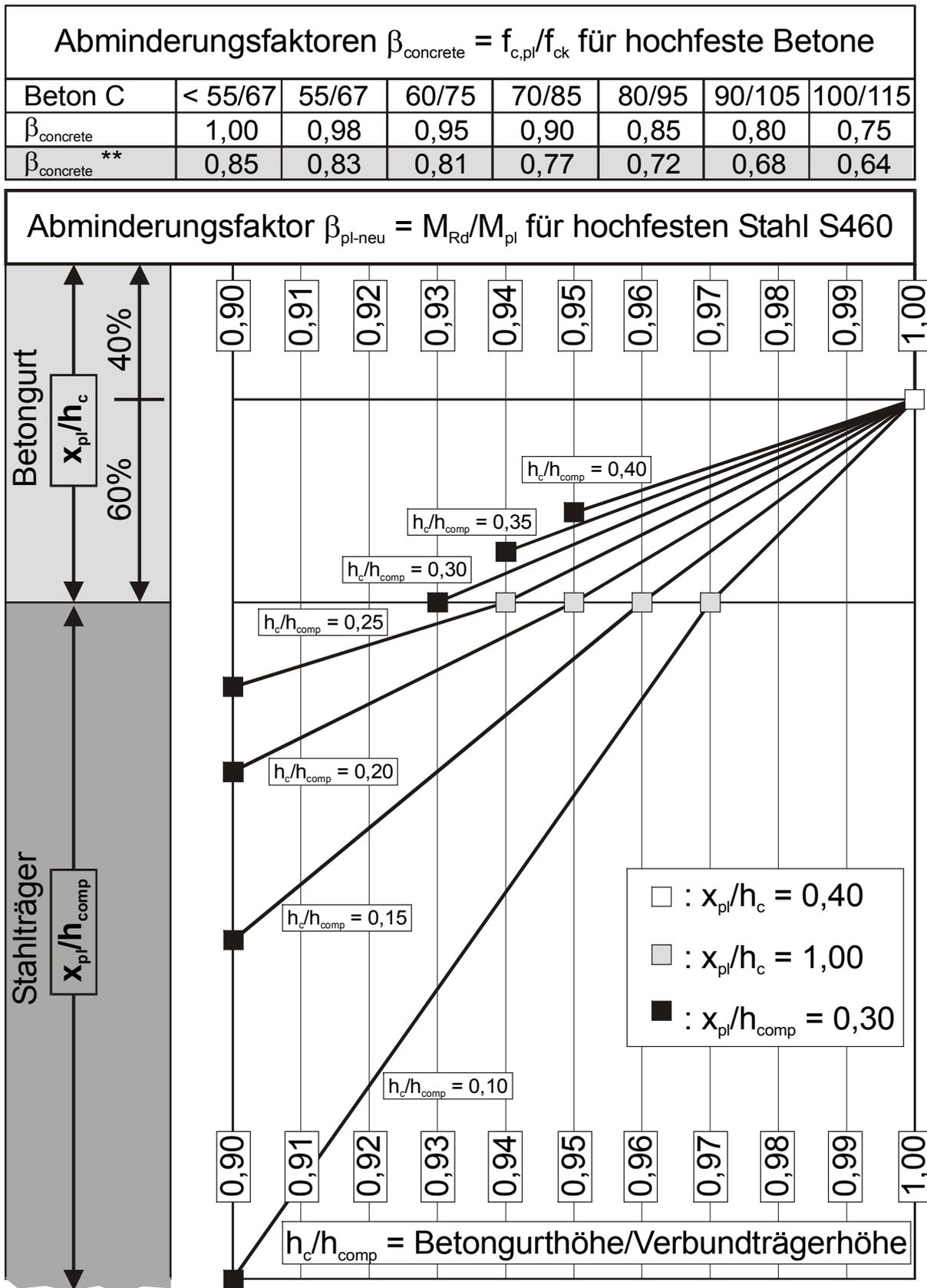


Bild 7.7: Abminderungsbeiwerte β_{concrete} und $\beta_{pl\text{-neu}}$ zur plastischen Bemessung von Verbundträgern mit hochfestem Beton und hochfestem Stahl im positiven Momentenbereich in Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_{ck} , der Betongurthöhe h_c in Bezug zur Verbundträgerhöhe h_{comp} und der Lage der plastischen Nulllinie x_{pl} (**: diese Werte sind auf der Grundlage des neuen Entwurfs zu EC 4 (EN 1994, 2001) zu verwenden.)

Abminderungsfaktoren $\beta_{\text{concrete}} = f_{c,pl}/f_{ck}$ für hochfeste Betone								
Beton C	< 55/67	55/67	60/75	70/85	80/95	90/105	100/115	
β_{concrete}	1,00	0,98	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	
$\beta_{\text{concrete}}^{**}$	0,85	0,83	0,81	0,77	0,72	0,68	0,64	

Abminderungsfaktor $\beta_{\text{pl-neu}} = M_{Rd}/M_{pl}$ für hochfesten Stahl S460									
Betongurthöhe/Verbundträgerhöhe = h_c/h_{comp}									
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40		
Lage der plastischen Nulllinie im Querschnitt: x_{pl}/h_{comp}	0,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,05	
	0,06	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,06	
	0,07	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,07	
	0,08	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	0,08	
	0,09	0,97	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	0,09	
	0,10	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	0,10	
	0,11	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	0,11	
	0,12	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	0,12	
	0,13	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	0,13	
	0,14	0,96	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	0,14	
	0,15	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	0,15
	0,16	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	1,00	0,16
	0,17	0,95	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	0,17
	0,18	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,18
	0,19	0,94	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,19
	0,20	0,94	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,20
	0,21	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,21
	0,22	0,93	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,22
	0,23	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,23
	0,24	0,92	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,24
	0,25	0,92	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,25
	0,26	0,91	0,92	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,26
	0,27	0,91	0,91	0,92	0,92	0,94	0,95	0,96	0,27
	0,28	0,91	0,91	0,91	0,92	0,94	0,95	0,96	0,28
	0,29	0,90	0,90	0,91	0,91	0,93	0,94	0,95	0,29
	0,30	0,90	0,90	0,90	0,90	0,93	0,94	0,95	0,30

Tabelle 7.3: Tabellierte Abminderungsbeiwerte β_{concrete} und $\beta_{\text{pl-neu}}$ zur plastischen Bemessung von Verbundträgern mit hochfestem Beton und hochfestem Stahl im positiven Momentenbereich in Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_{ck} , der Betongurthöhe h_c in Bezug zur Verbundträgerhöhe h_{comp} und der Lage der plastischen Nulllinie x_{pl} (**: diese Werte sind auf der Grundlage des neuen Entwurfs zu EC 4 (EN 1994, 2001) zu verwenden.)

7.2 Nachrechnung der Versuche mit einem Fasermodell

7.2.1 Fasermodell

Zur Nachrechnung der Versuche im positiven Momentenbereich ohne Kammerbeton und zur Durchführung von weiterführenden Parameterstudien mit Berücksichtigung der Verbundfuge wurde ein zweidimensionales Finite Elemente Fasermodell in das Programmsystem OR-PHEUS (2001) implementiert (Bild 7.8). Da die Lastabtragung bei den betrachteten Verbundträgern in erster Linie über Biegung erfolgt, räumliche Spannungszustände begrenzt sind und das globale Tragverhalten nur unwesentlich beeinflussen, kann im vorliegenden Fall auf die Abbildung der dritten Dimension verzichtet werden. Die einzelnen Fasern werden durch lineare Balkenelemente mit nichtlinearem Materialverhalten abgebildet. In der Verbundfuge werden für den auftretenden Schlupf zwei zusätzliche Knotenfreiheitsgrade eingeführt, die mit den nichtlinearen Steifigkeiten der Verbundmittel belegt werden können.

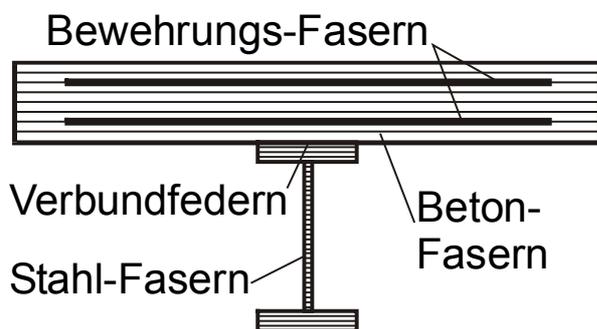
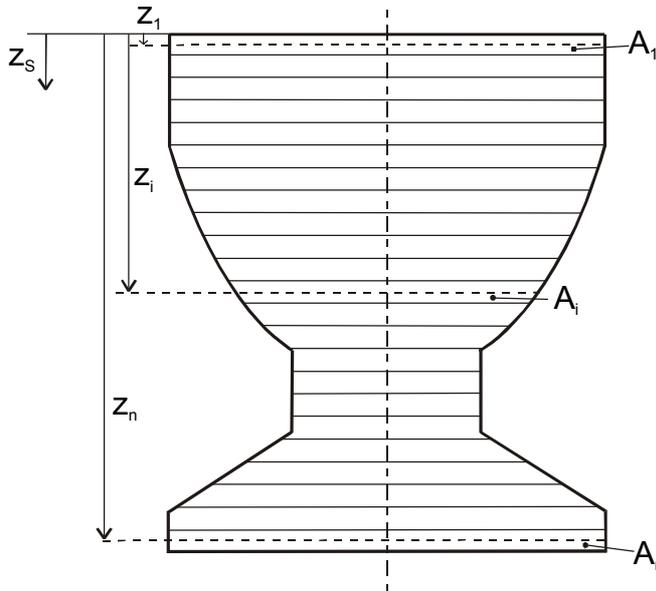


Bild 7.8: Fasermodell zur Versuchsnachrechnung

Die Herleitung der Elementmatrizen beruht auf den folgenden Annahmen:

- Der Verbundträgerquerschnitt besteht aus zwei Teilquerschnitten, die über die Elementlänge konstant sind;
- die Teilquerschnitte sind durch Dübel miteinander verbunden;
- für beide Teilquerschnitte gilt die Bernoulli-Hypothese;
- die Querschnitte sind einfach symmetrisch;
- die Belastung erzeugt einachsige Biegung mit Längskraft;
- die Verformungen sind klein gegenüber den Tragwerksabmessungen;
- alle Gleichgewichtsbedingungen werden am unverformten System aufgestellt;
- Stabilitätserscheinungen (Knicken, Beulen, Biegedrillknicken) treten nicht auf;
- die Werkstoffe sind homogen und isotrop;
- die Belastung ist vorwiegend ruhend;
- das zeitabhängige Verhalten des Betons (Schwinden und Kriechen) wird nicht untersucht;
- Schubverzerrungen bleiben unberücksichtigt; der Querkrafteinfluss wird durch eine Näherung berücksichtigt.

Die Steifigkeit jeder Faser des Modells wird im Verlauf der FE-Berechnung in Abhängigkeit von ihrer aktuellen Dehnung bestimmt. An die Stelle der Integration über z zur Berechnung der Querschnittskenngrößen EA und EI tritt die Summe über alle Fasern. Einen allgemeinen einfach symmetrischen Balkenquerschnitt mit Faserunterteilung zeigt Bild 7.9.



Mit den Abkürzungen

$$EA = \sum_{i=1}^n E_i A_i ,$$

$$EAz = \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i \quad \text{und}$$

$$EAz^2 = \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2$$

ergibt sich der ideale Schwerpunkt zu:

$$z_s = \frac{EAz}{EA} .$$

Bild 7.9: Fasermodell

Da die Eigenträgheitsmomente bei ausreichender Faseranzahl vernachlässigt werden können, folgt die Biegesteifigkeit zu:

$$EI = \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 = EAz^2 - \frac{(EAz)^2}{EA} \quad \text{mit: } a_i = |z_s - z_i| \quad (7.1)$$

Aufgrund der laufenden Aktualisierung der Fasersteifigkeiten E_i ist die Lage des ideellen Schwerpunktes z_s veränderlich. Eine Beibehaltung der Schwerlinie als Bezugsachse für Schnittgrößen und Knotenverschiebungen ist daher nicht sinnvoll. Als feste Bezugsachse wird die Trägeroberkante gewählt. Die Verschiebungen \underline{v} und Schnittgrößen \underline{s} werden über die Matrizen \underline{a} und \underline{b} transformiert:

$$\underline{v} = \begin{bmatrix} u_i \\ \varphi_i \\ w_i \\ u_k \\ \varphi_k \\ w_k \end{bmatrix} = \underline{a} \cdot \underline{v}' = \begin{bmatrix} 1 & z_s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & z_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_i' \\ \varphi_i' \\ w_i' \\ u_k' \\ \varphi_k' \\ w_k' \end{bmatrix} \quad (7.2)$$

$$\underline{s} = \begin{bmatrix} N_i \\ M_i \\ Q_i \\ N_k \\ M_k \\ Q_k \end{bmatrix} = \underline{b} \cdot \underline{s}' = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -z_s & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -z_s & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} N_i' \\ M_i' \\ Q_i' \\ N_k' \\ M_k' \\ Q_k' \end{bmatrix} \quad (7.3)$$

In der Gleichgewichtsbeziehung für das Balkenelement ergibt sich:

$$\underline{k} \cdot \underline{v} = \underline{s} \Leftrightarrow \underline{k} \cdot \underline{a} \cdot \underline{v}' = \underline{b} \cdot \underline{s}' \quad (7.4)$$

Umformen und Einsetzen der Matrix liefert die transformierte Elementsteifigkeitsmatrix. Zu bemerken ist eine Kopplung der Freiheitsgrade Längsverschiebung und Verdrehung nach Transformation der Bezugsachse.

$$\underline{\mathbf{b}}^{-1} \cdot \underline{\mathbf{k}} \cdot \underline{\mathbf{a}} \cdot \underline{\mathbf{v}}' = \underline{\mathbf{s}}' \quad (7.5)$$

$$\underline{\mathbf{k}}' = \underline{\mathbf{b}}^{-1} \cdot \underline{\mathbf{k}} \cdot \underline{\mathbf{a}} = \frac{1}{l} \cdot \begin{bmatrix} EA & EA \cdot z_s & 0 & -EA & -EA \cdot z_s & 0 \\ EA \cdot z_s & EA \cdot z_s^2 + 4EI & -6 \frac{EI}{l} & -EA \cdot z_s & -EA \cdot z_s^2 + 2EI & 6 \frac{EI}{l} \\ 0 & -6 \frac{EI}{l} & 12 \frac{EI}{l^2} & 0 & -6 \frac{EI}{l} & -12 \frac{EI}{l^2} \\ -EA & -EA \cdot z_s & 0 & EA & EA \cdot z_s & 0 \\ -EA \cdot z_s & -EA \cdot z_s^2 + 2EI & -6 \frac{EI}{l} & EA \cdot z_s & EA \cdot z_s^2 + 4EI & 6 \frac{EI}{l} \\ 0 & 6 \frac{EI}{l} & -12 \frac{EI}{l^2} & 0 & 6 \frac{EI}{l} & -12 \frac{EI}{l^2} \end{bmatrix} \quad (7.6)$$

Um den Schlupf in der Verbundfuge zu berücksichtigen, wird das bisher abgeleitete Balkenelement in einen oberen und einen unteren Balken geteilt, die nicht voneinander abheben können. In der Fuge werden keine Schubkräfte übertragen. Der untere Balken kann sich in Längsrichtung frei gegen den oberen verschieben. Die Freiheitsgrade Längsverschiebung u , Verdrehung φ und Durchbiegung w wirken sich weiterhin auf beide Balkenteile aus. Diesen Freiheitsgraden wird ein zusätzlicher Freiheitsgrad für den Schlupf superponiert. Der obere Balken erfährt durch den Schlupf keine Verformung. Der Schlupf bewirkt eine Längenänderung des unteren Balkens. Die mit dem Schlupf korrespondierende Schnittgröße ist die Normalkraft im unteren Balken N_u . Sind außer dem Schlupf alle Freiheitsgrade festgehalten, verhält sich der untere Balken wie ein Fachwerkstab. Die Normalkraft N_u berechnet sich dann zu:

$$\begin{bmatrix} N_{u,i} \\ N_{u,k} \end{bmatrix} = \frac{1}{l} \cdot \begin{bmatrix} EA_u & -EA_u \\ -EA_u & EA_u \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} s_i \\ s_k \end{bmatrix} \quad (7.7)$$

Die anderen Schnittgrößen infolge Schlupf folgen daraus unmittelbar:

$$N_g = N_u \quad M = N_u \cdot z_s \quad Q = 0 \quad (7.8)$$

Die Normalkraft im unteren Balken wirkt nicht zusätzlich zur Gesamtnormalkraft, sondern ist in ihr enthalten. Die Gleichungen 7.7 und 7.8 werden in die Elementsteifigkeitsmatrix (7.6) integriert. Daraus resultiert die Gleichgewichtsformulierung für ein Verbundträgererelement:

$$\frac{1}{l} \cdot \begin{bmatrix} EA_u & EA_u & EA_u \cdot z_{Su} & 0 & -EA_u & -EA_u & -EA_u \cdot z_{Su} & 0 \\ EA_u & EA & EA \cdot z_s & 0 & -EA_u & -EA & -EA \cdot z_s & 0 \\ EA_u \cdot z_{Su} & EA \cdot z_s & EA \cdot z_s^2 + 4EI & -6 \frac{EI}{l} & -EA_u \cdot z_{Su} & -EA \cdot z_s & -EA \cdot z_s^2 + 2EI & 6 \frac{EI}{l} \\ 0 & 0 & -6 \frac{EI}{l} & 12 \frac{EI}{l^2} & 0 & 0 & -6 \frac{EI}{l} & -12 \frac{EI}{l^2} \\ -EA_u & -EA_u & -EA_u \cdot z_{Su} & 0 & EA_u & EA_u & EA_u \cdot z_{Su} & 0 \\ -EA_u & -EA & -EA \cdot z_s & 0 & EA_u & EA & EA \cdot z_s & 0 \\ -EA_u \cdot z_{Su} & -EA \cdot z_s & -EA \cdot z_s^2 + 2EI & -6 \frac{EI}{l} & EA_u \cdot z_{Su} & EA \cdot z_s & EA \cdot z_s^2 + 4EI & 6 \frac{EI}{l} \\ 0 & 0 & 6 \frac{EI}{l} & -12 \frac{EI}{l^2} & 0 & 0 & 6 \frac{EI}{l} & -12 \frac{EI}{l^2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} s_i \\ u_i \\ \varphi_i \\ w_i \\ s_k \\ u_k \\ \varphi_k \\ w_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{u,i} \\ N_{g,i} \\ M_i \\ Q_i \\ N_{u,k} \\ N_{g,k} \\ M_k \\ Q_k \end{bmatrix} \quad (7.9)$$

Die Steifigkeitsmatrix gilt für zwei lose aufeinander liegende Balken. Durch die Anordnung von nichtlinearen Federn kann der Verbund der Balken durch z.B. Kopfbolzendübel in der Berechnung abgebildet werden. Die Steifigkeit des Kopfbolzendübel $C_{Dü}$ wird je zur Hälfte auf die angrenzenden Elemente verteilt. Die Dübelfeder ist nicht mit den übrigen Freiheitsgraden gekoppelt. Daher schlägt sich ihre Steifigkeit nur in der Hauptdiagonalen der Elementsteifigkeitsmatrix nieder. Die Steifigkeitsmatrix des Verbundträgeres lautet dann:

$$\underline{k} = \frac{1}{l} \cdot \begin{bmatrix} EA_u + \frac{1}{2} \cdot C_{Dü} & EA_u & EAz_u & 0 & -EA_u & -EA_u & -EAz_u & 0 \\ EA_u & EA & EA \cdot z & 0 & -EA_u & -EA & -EAz & 0 \\ EAz_u & EAz & 4EAz^2 - 3 \frac{EAz^2}{EA} & -\frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & -EAz_u & -EAz & 2EAz - 3 \frac{EAz^2}{EA} & \frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) \\ 0 & 0 & -\frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & \frac{12}{l^2} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & 0 & 0 & -\frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & -\frac{12}{l^2} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) \\ -EA_u & -EA_u & -EAz_u & 0 & EA_u + \frac{1}{2} \cdot C_{Dü} & EA_u & EAz_u & 0 \\ -EA_u & -EA & -EAz & 0 & EA_u & EA & EAz & 0 \\ -EAz_u & -EAz & 2EAz - 3 \frac{EAz^2}{EA} & -\frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & EAz_u & EAz & 4EAz - 3 \frac{EAz^2}{EA} & \frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) \\ 0 & 0 & \frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & -\frac{12}{l^2} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & 0 & 0 & \frac{6}{l} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) & \frac{12}{l^2} \cdot (EAz - \frac{EAz^2}{EA}) \end{bmatrix} \quad (7.10)$$

7.2.2 Materialgesetze

Innerhalb des Programms können beliebige nichtlineare Materialgesetze implementiert werden. Zur Nachrechnung der Versuche wurden die in Bild 7.10 dargestellten Zusammenhänge mit den genannten Einflussgrößen verwendet. Um die numerische Berechnung stabiler zu machen, wurde die Spannungs-Dehnungslinie des Baustahls ausgerundet. Dies muss bei der Wahl der Fließdehnung ϵ_y berücksichtigt werden.

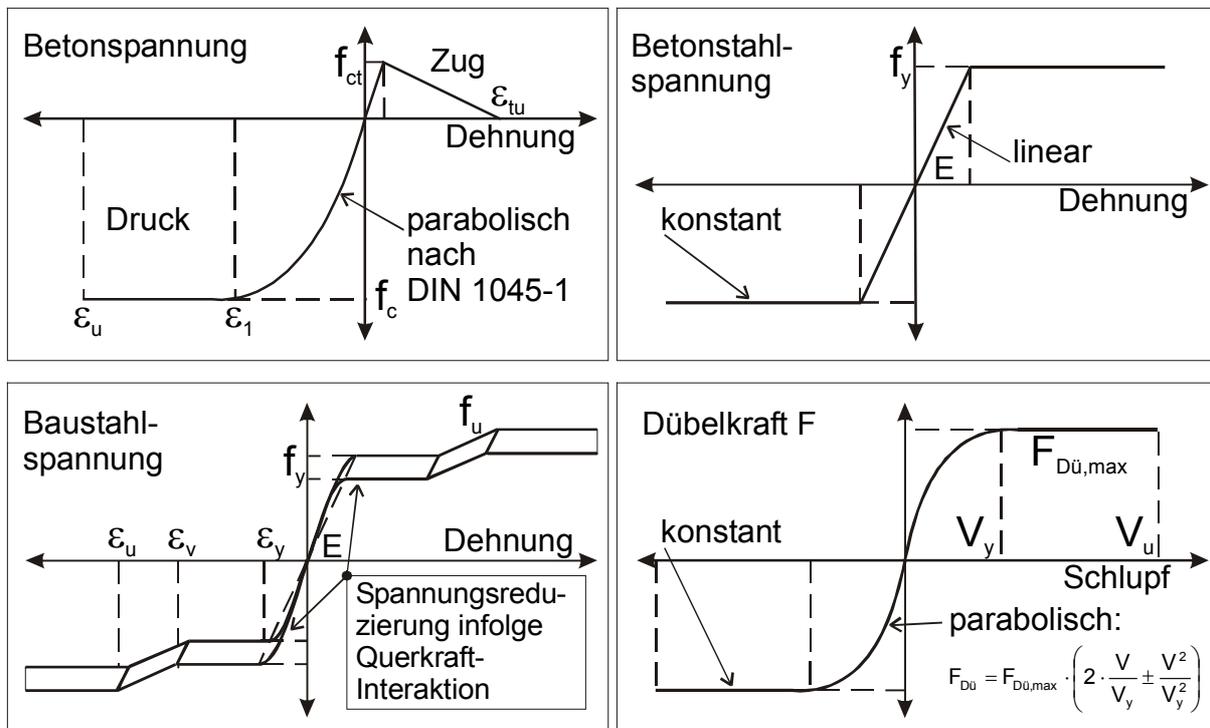


Bild 7.10: Materialgesetze zur Nachrechnung der Versuche

7.2.3 Simulation der eigenen Versuche

Diskretisierung des Systems

Aus Symmetriegründen wurde nur das halbe System mit 60 Verbundträgerelementen der Länge 5 cm diskretisiert. In Feldmitte wurden die Freiheitsgrade Schlupf, Längsverschiebung und Verdrehung behindert. Am linken Auflager wurde nur die Durchbiegung festgehalten. Die Betonplatte wurde mit 20 Fasern, der Stahlträger mit 50 Fasern abgebildet. Für die Längsbewehrung in der Betonplatte wurden zwei zusätzliche Fasern eingeführt. Als Schubfläche wurde der Stahlträgersteg inklusive der Ausrundungen im Übergang zu den Flanschen definiert.

Materialparameter

Allen Berechnungen liegen die folgenden Materialkennwerte zugrunde:

Beton:

- Druckfestigkeit f_c : Gemessener Materialkennwert.
- Fließdehnung ε_1 : zur Druckfestigkeit gehörender Materialkennwert aus DIN 1045-1.
- Bruchdehnung ε_u : Mittelwert der Bruchdehnungen, die in den Versuchen gemessen wurden, $\varepsilon_u = 3,6\%$.
- Zugfestigkeit f_{ct} : Schätzwert (berechnungsirrelevant), $f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$.
- Grenzdehnung ε_{tu} : Schätzwert (berechnungsirrelevant), $\varepsilon_{tu} = 0,6\%$.

Baustahl:

- Fließspannung f_y : Gemessener Materialkennwert.
- E-Modul: Der Elastizitätsmodul wurde aus Versuchen an reinen Stahlträgern und aus Materialproben ermittelt. Die gemessenen Werte zeigten eine große Schwankungsbreite, obwohl die Versuchsträger laut Herstellerangaben aus einer Stahlcharge hergestellt waren. Daher wurde der E-Modul an den Messwerten des Versuchsträgers B100 numerisch kalibriert, so dass sich eine möglichst gute Übereinstimmung der Last-Durchbiegungskurve im linearen Bereich ergab. Diese Einstellung wurde für die Nachrechnung der anderen Versuche beibehalten. Es ergab sich ein E-Modul von $E = 18000 \text{ kN/cm}^2$. Dieser Wert ist ungewöhnlich niedrig. Er wurde jedoch durch andere Versuche und Berechnungen innerhalb des Gemeinschaftsforschungsvorhabens bestätigt.
- Fließgrenze ε_y : Die Fließgrenze wurde jeweils aus der an der Materialprobe gemessenen Fließspannung und dem kalibrierten E-Modul (s.o.) berechnet. Für die ausgerundete Spannungs-Dehnungslinie in der numerischen Berechnung wurde sie dann umgerechnet.
- Verfestigung ε_v : Gemessener Materialkennwert.
- Zugfestigkeit f_u : Gemessener Materialkennwert.

Betonstahl:

- Fließgrenze und E-Modul: Gemessene Materialkennwerte.

Kopfbolzendübel:

- In allen Versuchen wurden als Verbundmittel KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$ verwendet, deren Arbeitslinien aus den durchgeführten Push-Out Standard-Versuchen (vgl. Kapitel 4.7, Serie 1) ge-

wonnen wurden. Es wurde eine Dübelkraft von 140 kN bei einer Fließverschiebung von 1 mm und einer maximalen Dübelverschiebung von 6 mm angesetzt. Jedes Trägerelement beinhaltete einen Dübel, so dass eine kontinuierliche Verdübelung simuliert wurde. Eigene Testrechnungen hatten gezeigt, dass die Anordnung diskreter Dübel im numerischen Modell für die vorliegenden Verdübelungsgrade und Belastungsfälle keine signifikanten Veränderungen der Rechenergebnisse zur Folge hat.

Die in den numerischen Berechnungen verwendeten Materialkennwerte sind in Tabelle 7.4 zusammengefasst.

B100			
Beton	$f_c = 87 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 460/580$	$E = 180000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,6\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	$f_y/E = 580/198000 \text{ N/mm}^2$		
KBD	$F_{Dü,max} = 140 \text{ kN}$	$V_y = 1 \text{ mm}$	$V_u = 6 \text{ mm}$
B150			
Beton	$f_c = 88 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 460/580$	$E = 180000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,6\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	$f_y/E = 600/199000 \text{ N/mm}^2$		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 140 \text{ kN}$	$V_y = 1 \text{ mm}$	$V_u = 6 \text{ mm}$
B300			
Beton	$f_c = 98 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 460/520$	$E = 180000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,6\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	$f_y/E = 600/199000 \text{ N/mm}^2$		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 140 \text{ kN}$	$V_y = 1 \text{ mm}$	$V_u = 6 \text{ mm}$
B700			
Beton	$f_c = 85 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 460/550$	$E = 180000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,6\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	$f_y/E = 600/196000 \text{ N/mm}^2$		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 140 \text{ kN}$	$V_y = 1 \text{ mm}$	$V_u = 6 \text{ mm}$
B800			
Beton	$f_c = 81 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 460/550$	$E = 180000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,6\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	$f_y/E = 600/196000 \text{ N/mm}^2$		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 140 \text{ kN}$	$V_y = 1 \text{ mm}$	$V_u = 6 \text{ mm}$

Tabelle 7.4: Materialeingabeparameter zur numerischen Nachrechnung der eigenen Versuche mit hochfestem Stahl und hochfestem Beton

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen werden getrennt nach den Versuchsträgern vorgestellt. Auf die Besonderheiten, die sich im Zusammenhang mit dem Schlupfverlauf ergeben, wird in Kapitel 7.3 eingegangen.

Nachrechnung der Versuchsträger B100, B150

Die Traglast wurde mit 760 kN sehr genau nachgerechnet (Versuch: beide Träger 756 kN). Das gleiche gilt für die Last-Verformungskurven (Bild 7.14). Letzteres beruht auf der Kalibrierung des Elastizitätsmoduls des Baustahls an den Versuchen B100 und B150.

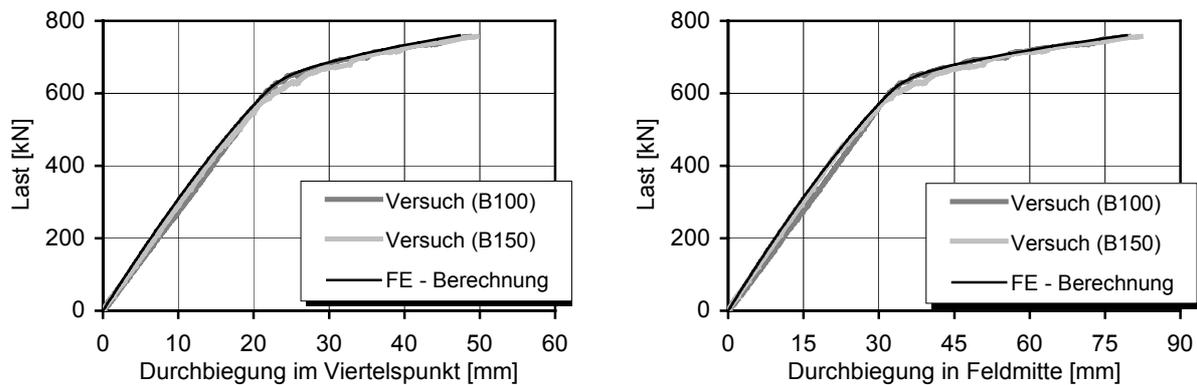


Bild 7.14: Träger B100 und B150, Durchbiegungen in den Viertelpunkten (links) und in Feldmitte (rechts)

Ein Vergleich der Dehnungen in Feldmitte zeigt ebenfalls, dass das Tragverhalten des Verbundträgers B150 gut durch die Berechnung simuliert wurde. In Bild 7.15 ist die Wirkung des Haftverbundes auf die Dehnungsverteilung zu erkennen: Besonders großen Einfluss hat der Haftverbund auf die Dehnungen des oberen Stahlträgerflansches. Solange der Haftverbund vorhanden ist, bleiben die Dehnungen der Betongurtunterkante und des oberen Flansches nahezu gleich. Bei der gegebenen Lage der Dehnungsnullinie in der Betonplatte wird der Flansch daher auf Zug beansprucht. Sobald sich der Haftverbund auflöst, werden die Flanschdehnungen geringer. In der FE-Berechnung wurde der Haftverbund nicht berücksichtigt.

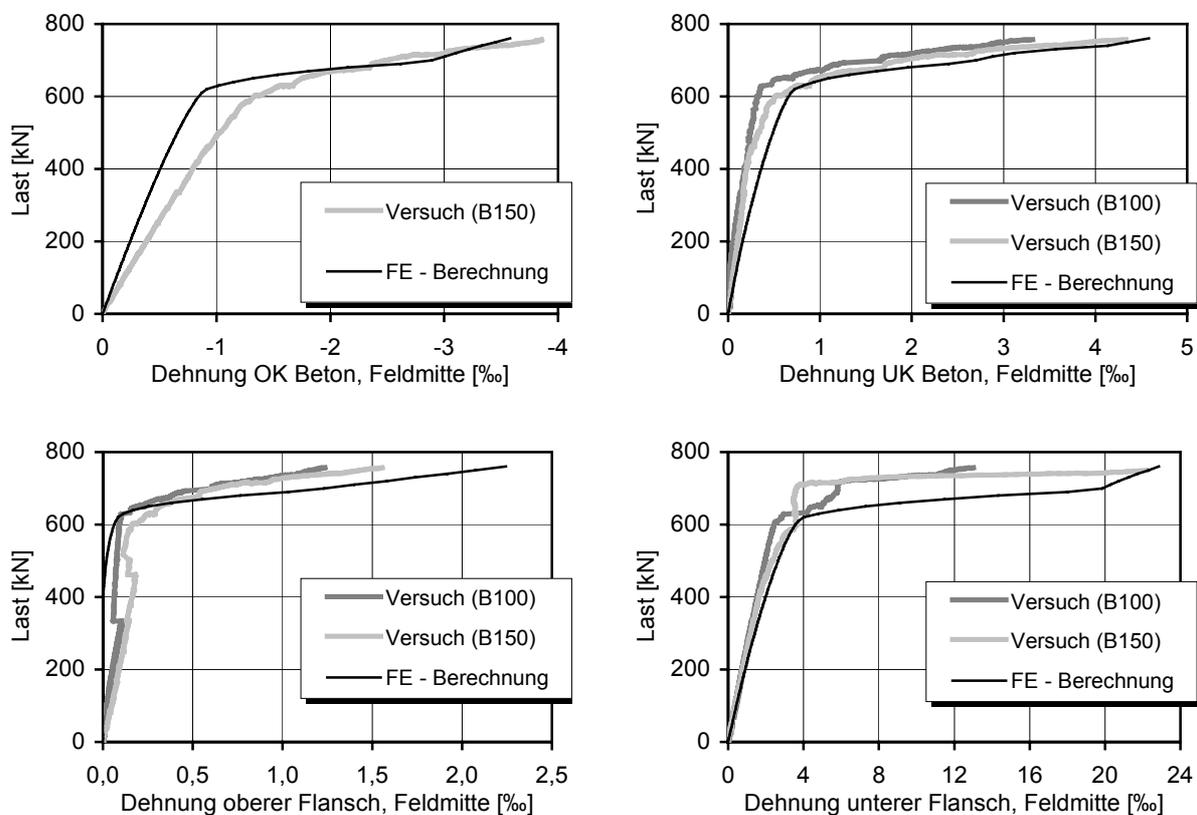


Bild 7.15: Träger B100 und B150, Vergleich der berechneten und gemessenen Dehnungen

In der Berechnung wurde bei $F = 700 \text{ kN}$ an der Unterkante des Stahlträgers der Verfestigungsbereich erreicht. Dadurch gewann der Querschnitt wieder an Steifigkeit. Dies machte sich nicht nur in den Dehnungen des unteren Flansches, sondern auch in den Dehnungen der Betonplatte bemerkbar, die ab dieser Laststufe nicht mehr so stark anwuchsen. Die Verteilung der Dehnungen in Feldmitte bei der Laststufe 740 kN ist in Bild 7.16 dargestellt. Unübersehbar ist der große Dehnungssprung in der Verbundfuge, der sich trotz der vollen Verdübelung eingestellt hat. Die FE-Berechnung liefert für die Laststufe 740 kN einen Dehnungsunterschied zwischen Unterkante Betonplatte und Oberkante Stahlträger von $3,2\%$. Damit kann nicht mehr von einem Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts gesprochen werden.

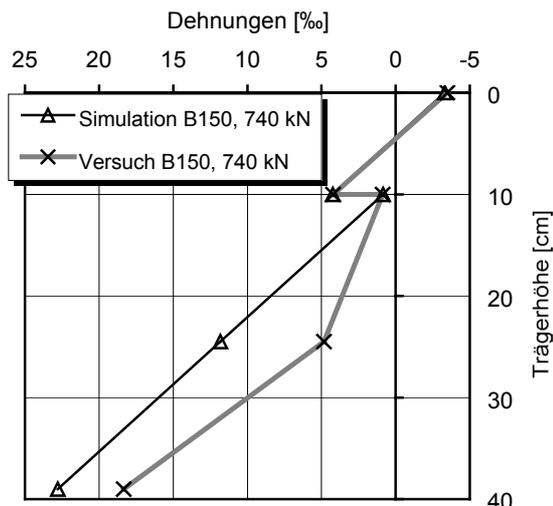


Bild 7.16: B150, Dehnungsverteilung in Feldmitte bei $F = 740 \text{ kN}$

Nachrechnung des Versuchsträgers B200

Das Tragverhalten des kammerbetonierten Verbundträgers B200 konnte durch die FE-Berechnung wie erwartet nicht in befriedigender Weise simuliert werden. Die Traglast wurde mit 790 kN um 100 kN zu niedrig berechnet, was einen Fehler von 11% bedeutet. Die Verformungen des Stahlträgersteges werden durch den Kammerbeton stark behindert. Dieser Effekt konnte durch das Programm nicht simuliert werden.

Nachrechnung des Versuchsträgers B300

Für den zu 50% verdübelten Verbundträger B300 wurde eine Traglast von 750 kN im Vergleich zur Versuchslast von 720 kN ermittelt. Die Abweichung von 4% kann durch das frühzeitige Versagen der Betonplatte im Versuch erklärt werden. Schon bei einer mittleren Stauchung von $2,68\%$ kam es im Versuch aufgrund einer ungleichmäßigen Verteilung der Stauchungen über die Plattenbreite bei einem Maximalwert von $3,83\%$ zu einem Versagen der Druckzone. Möglicherweise wäre die Traglast höher gewesen, wenn sich eine gleichmäßigere Beanspruchung über die Gurtbreite eingestellt hätte. In der FE-Berechnung ergab sich für die Versuchstraglast eine Stauchung von $3,16\%$. Ein Vergleich der Last-Durchbiegungskurven zeigt, dass das globale Tragverhalten des Trägers B300 sehr gut simuliert wurde (Bild 7.17).

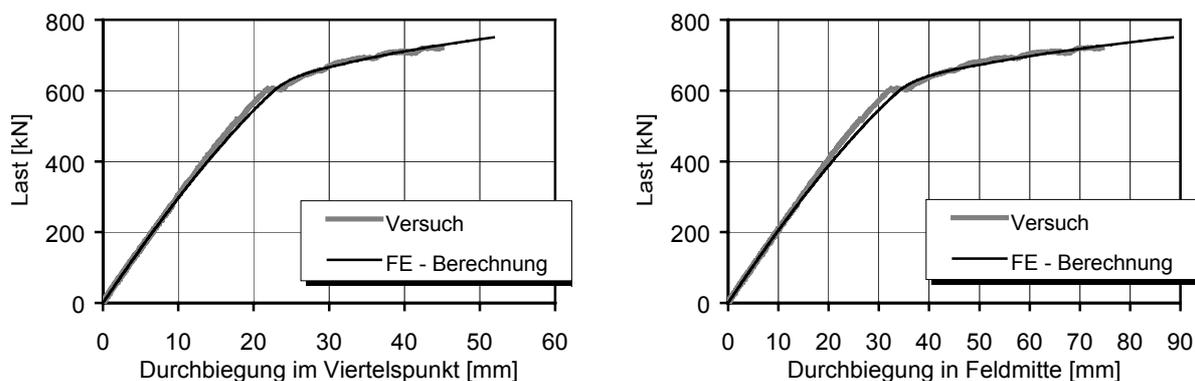


Bild 7.17: Träger B300, Durchbiegungen im Viertelpunkt (links) und in Feldmitte (rechts)

Die berechneten und gemessenen Durchbiegungen stimmen genau überein. Leichte Differenzen sind nur im Bereich von 400 kN bis 600 kN festzustellen. Aufgrund der sehr späten Auflösung des Haftverbundes, der bei der Berechnung nicht berücksichtigt wird, blieben in diesem Bereich die Durchbiegungen im Versuch geringer als in der Simulation. In Bild 7.18 sind die ermittelten Dehnungsverläufe dargestellt.

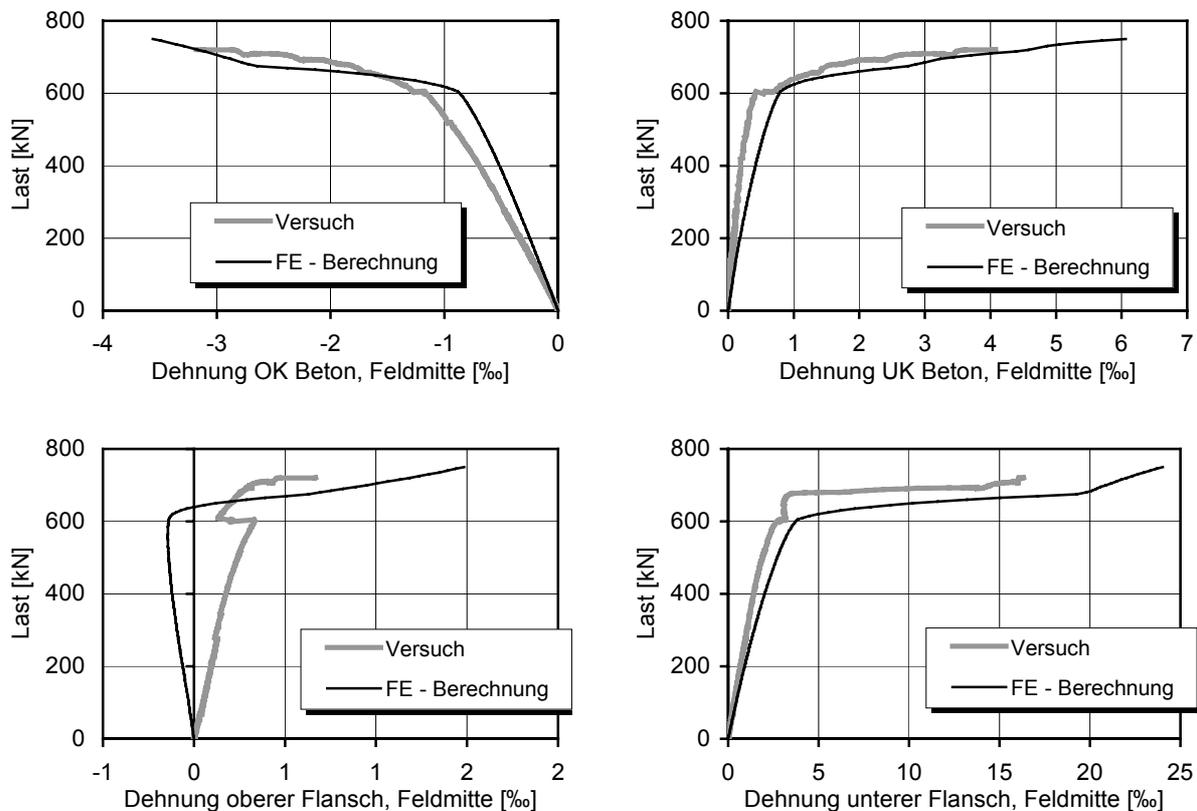


Bild 7.18: Träger B300, Vergleich der berechneten und gemessenen Dehnungen in Feldmitte

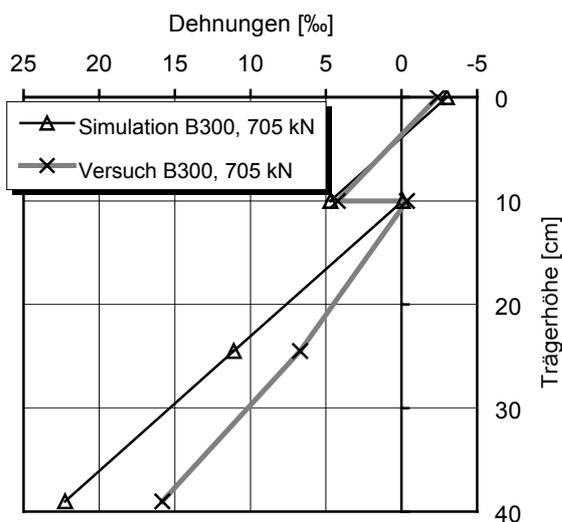


Bild 7.19: Träger B300, Dehnungsverteilung in Feldmitte bei 705 kN

In der Simulation des Trägers B300 machte sich die teilweise Verdübelung dadurch bemerkbar, dass im linearen Bereich eine zweite Dehnungsnulllinie im Steg vorhanden war. Daher wurde der obere Flansch des Stahlträgers bis zu einer Last von 620 kN gestaucht. Im Versuch war dies nicht der Fall. Bis zu einer Last von 600 kN lag noch Haftverbund vor, so dass sich nur eine Nulllinie in der Betonplatte ausbilden konnte. Damit lag der Stahlträger vollständig

im Zugbereich. Nach der Auflösung des Haftverbundes ging die Dehnung an der Unterkante des oberen Flansches merklich von 0,3‰ auf 0,1‰ zurück, jedoch blieb sie im Zugbereich. Trotzdem lagen nach Auflösung des Haftverbundes auch im Versuch zwei Dehnungsnulllinien vor und zwar in der Betonplatte und im oberen Flansch (Bild 7.19). Die gemessenen Dehnungen des unteren Flansches zeigen, dass sich dieser aufgrund des vorzeitigen Betonversagens nicht komplett verfestigen konnte.

Nachrechnung der Versuchsträger B700, B800

Die Traglasten der beiden im Fünfpunkt – Biegeversuch geprüften Träger konnten durch die FE-Simulation mit sehr guter Genauigkeit vorhergesagt werden. Bei Träger B700 wurde die Bruchlast zu 344 kN bestimmt, was eine Abweichung von 2,3% gegenüber dem Versuch ($F_{\max} = 352$ kN) bedeutet. Die Traglast des Trägers B800 ($F_{\max} = 336$ kN) wurde mit 340 kN nahezu exakt ermittelt; der Fehler beträgt weniger als 1%. In Bild 7.20 sind die Last-Durchbiegungskurven für die Träger B700 und B800 dargestellt.

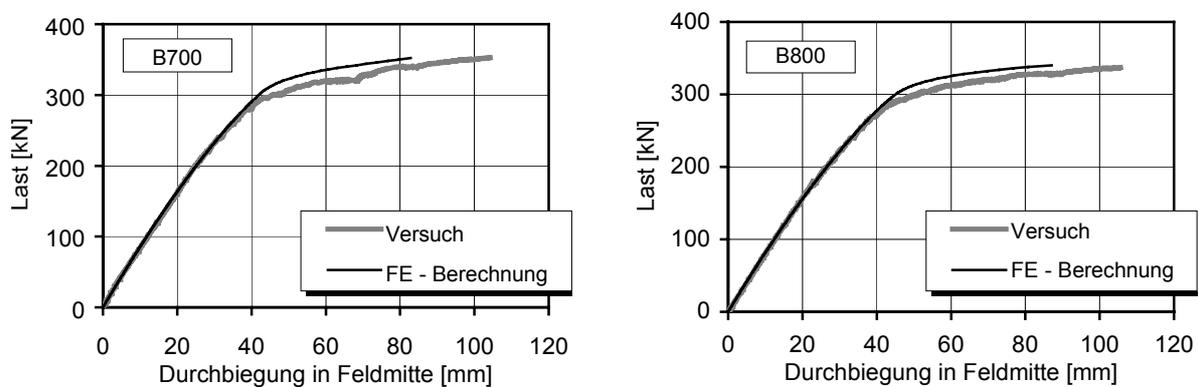


Bild 7.20: Träger B700 (links) und B800 (rechts), Durchbiegungen in Feldmitte

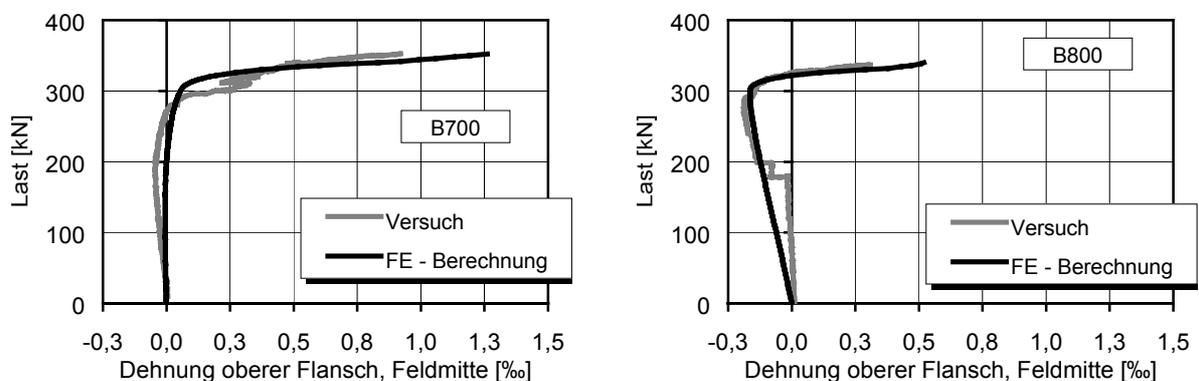


Bild 7.21: Träger B700 (links) und B800 (rechts), berechnete und gemessene Dehnungen des oberen Flansches in Feldmitte

Im linearen Bereich stimmen die berechneten Durchbiegungen exakt mit den im Versuch gemessenen überein. Bis zu einer Last von 260 kN verhielten sich beide Träger nahezu gleich. Die Beanspruchung der Dübel war bei Lasten im linearen Bereich gering, so dass sich die Unterverdübelung des B800 nicht in größeren Durchbiegungen bemerkbar machte. Eine weitere Erhöhung der Last führte bei beiden Trägern zu einem überproportionalen Anwachsen der Durchbiegungen. Dabei reagierte der Träger B800 aufgrund der geringeren Verdübelung stärker nichtlinear als Träger B700.

Ebenso wie die Durchbiegungen stimmten auch die berechneten Dehnungen in Feldmitte gut mit den Versuchsergebnissen überein. Nach dem Plastizieren ist an der Plattenunterseite bei

beiden Trägern eine sehr gute, an der Oberseite eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnungs- und Messwerten vorhanden (Bild 7.21). Bei beiden Trägern ist deutlich der Einfluss des Haftverbundes zu erkennen. Bei Träger B700 löst sich dieser unter der Last von 320 kN, bei Träger B800 bereits bei 180 kN.

7.2.4 Simulation von Versuchen mit Verbundträgern aus normalfestem Beton

An der Universität Wuppertal wurden im Rahmen des Projektes *Use of high strength steel S460* mehrere Verbundträger aus hochfestem Stahl und normalfestem Beton C35/45 getestet (EGKS, 2000). Darunter waren drei Tests im positiven Momentenbereich. Einer der Träger war kammerbetoniert und wird hier nicht untersucht. Von den beiden anderen Trägern war der eine voll verdübelt (Beam 1), der andere zu 43% teilverdübelt (Beam 5). Beide Träger hatten den gleichen Querschnitt und das gleiche statische System wie die am Institut für Massivbau untersuchten Verbundträger mit hochfestem Beton. In Tabelle 7.5 sind die charakteristischen Werte der Träger zusammengestellt.

Stahlprofil HEA 300, Baustahl S460			Beton C35/45	KBD Ø19 mm
Bezeichnung des Versuchs	Art des Versuchs	Plattenbreite b_c	Verdübelungsgrad	Verdübelung [Reihen / cm]
Beam 1	3 - Punkt	150 cm	100%	2 / 18
Beam 5	3 - Punkt	150 cm	43%	1 / 21

Tabelle 7.5: Charakteristische Daten der Verbundträgerversuche mit hochfestem Stahl und normalfestem Beton (EGKS, 2000)

Die Träger wurden wie in Kapitel 7.2.4 beschrieben diskretisiert. Die Materialeingabeparameter zeigt Tabelle 7.6.

Beam 1			
Beton	$f_c = 35 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = \text{variabel (s.u.)}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 508/600$	$E = 180000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,8\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	$f_y/E = 500/200000 \text{ N/mm}^2$		
KBD	$F_{Dü,max} = 112,5 \text{ kN}$	$V_y = 2 \text{ mm}$	$V_u = 10 \text{ mm}$
Beam 5			
Beton	$f_c = 35 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = \text{variabel (s.u.)}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 490/550$	$E = 180000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,7\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	$f_y/E = 500/200000 \text{ N/mm}^2$		
KBD Ø 19 mm	$F_{Dü,max} = 112,5 \text{ kN}$	$V_y = 2 \text{ mm}$	$V_u = 10 \text{ mm}$

Tabelle 7.6: Materialeingabeparameter zur numerischen Nachrechnung der Versuche mit hochfestem Stahl und normalfestem Beton nach EGKS, 2000

Die Stauchungen der Plattenoberkante in Feldmitte wurden mit einem Wegaufnehmer im Abstand von 4 cm über der Plattenoberkante gemessen. Bei Beam 1 lieferte der Wegaufnehmer Stauchungen von bis zu 9%. Die Dehnung an der Plattenoberseite lag damit im Bruchzustand wahrscheinlich deutlich oberhalb der 3,5‰ Grenze.

In Bild 7.22 sind die Last-Mittendurchbiegungskurven beider Träger dargestellt, die mit ORPHEUS sehr genau simuliert wurden. Eine Begrenzung der Betondehnung auf 3,5‰ hätte eine Traglast des Beam 5 von 590 kN ergeben (Traglast im Versuch: 585 kN). Die Traglast

des Beam 1 wäre bei einer Begrenzung der Betonstauchung auf 3,5‰ zu 620 kN berechnet worden. Für die tatsächlich erreichte Traglast von 680 kN liefert die FE-Berechnung eine Betonstauchung von 5,7‰. Dieser Berechnungswert hat jedoch wegen der sehr flachen Neigung der Last-Dehnungskurve im Traglastbereich keine große Aussagekraft. Ein genauerer Vergleich mit dem Versuch kann nicht erfolgen, da keine weiteren Messwerte vorliegen.

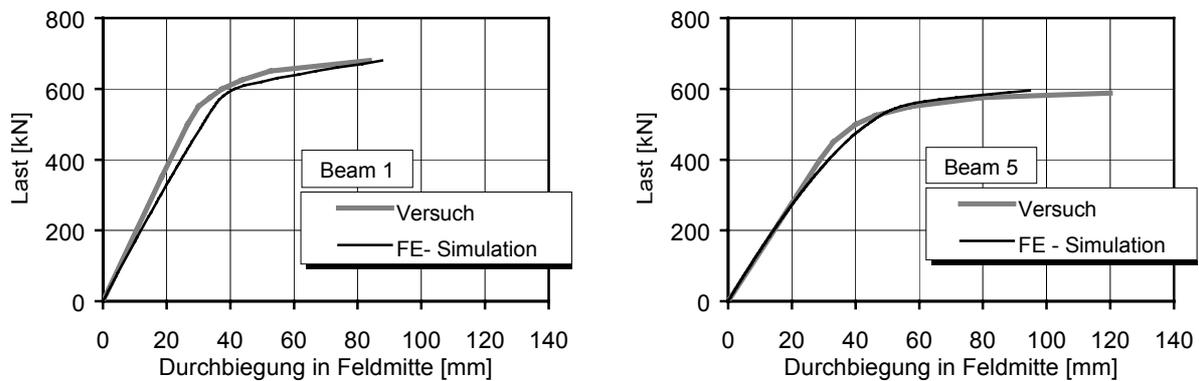


Bild 7.22: Mittendurchbiegungen der Träger Beam 1 und Beam 5

7.2.5 Zusammenfassung und Beurteilung der FE-Simulationen

Die numerischen Simulationen der Versuchsträger haben Folgendes verdeutlicht:

- Die FE-Simulationen konnten das Tragverhalten der Verbundträger sehr gut abbilden. Die Traglasten wurden außer bei dem kammerbetonierten Träger genau ermittelt. Die maximale Abweichung betrug 4% bei Träger B300.
- Die Last-Durchbiegungskurven wurden sehr genau simuliert. Bei den Fünfpunkt-Biegeversuchen wurden im nichtlinearen Bereich geringfügig zu hohe Lasten ermittelt.
- Die für den Stahlträger berechneten Dehnungen in Feldmitte zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten.
- Die Dehnungen der Betonplatte stimmten im linearen Bereich nicht mit den Messwerten überein. Die Rotation des Querschnitts wird richtig berechnet, jedoch lag die elastische Nulllinie zu hoch in der Betonplatte. Im Traglastbereich wurden die Dehnungen gut erfasst.
- Der Effekt, den eine Unterverdübelung auf das Tragverhalten hat, kann mit Hilfe des FE-Modells sehr gut simuliert werden. Besonders deutlich wurde dies im Vergleich der Träger B700 und B800.
- Gerade im Traglastbereich liefert die FE-Simulation sehr gute Ergebnisse für die Dehnungsverteilungen. Dies ist der Grund für die genaue Ermittlung der Bruchlasten. Der Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass das Programm dazu geeignet ist, Parameterstudien zum Erreichen der Traglast unter variierenden Systemrandbedingungen – insbesondere für Teilverdübelung – durchzuführen.

7.3 Schlupf in der Verbundfuge

Zur Aufnahme von Längsschub in der Verbundfuge muss Schlupf zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger auftreten. Wenn der Verbundträger durch reine Biegung beansprucht wird, entspricht die gesamte Längsschubkraft der Betondruckkraft bzw. bei einer Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt auch der Normalkraft im Stahlträger. An jeder Stelle x des Trägers steht die Summe der durch die Kopfbolzendübel übertragenen Längsschubkräfte mit der Betondruckkraft im Gleichgewicht. Im elastischen Zustand ist die Betondruckkraft proportional zum Biegemoment an der Stelle x . Allgemein erfüllen die Längsschubkräfte f_{Schub} unter einer beliebigen Belastung des Trägers, die die Betondruckkraft F_c hervorruft, dann folgende Bedingung:

$$f_{\text{Schub}}(x) = \frac{dF_c(x)}{dx} \quad (7.9)$$

Bei einem Einfeldträger mit Einzellast in Feldmitte bedeutet dies, dass die aufzunehmende Betondruckkraft linear vom Auflager bis zur Feldmitte zunimmt, so dass der Schlupf über die halbe Trägerlänge nahezu konstant ist. Aufgrund der Symmetrie des Systems kann jedoch in Feldmitte kein Schlupf auftreten, so dass die theoretisch konstante Verteilung möglichst gut angenähert wird (Bild 7.23, links).

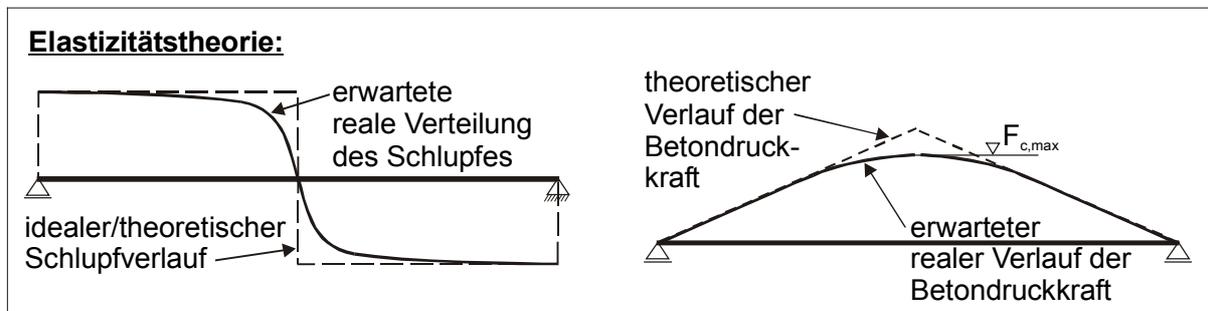


Bild 7.23: Schlupfverlauf über die Trägerlängsachse nach der Elastizitätstheorie bei Einzellast in Feldmitte (links) und zugehöriger Verlauf der Betondruckkraft (rechts)

Eine Verteilung des Schlupfes gemäß Bild 7.23, links bedeutet, dass die aufnehmbare Betondruckkraft in der Nähe des maximalen Momentes in Feldmitte nur unterproportional anwächst, da der Schlupf in diesem Bereich abnimmt. Wird die zugehörige Betondruckkraft über die Trägerachse aufgetragen, ergibt sich qualitativ Bild 7.23, rechts. Auf diese Weise kann das maximale Moment nicht erreicht werden, da diese Betrachtung nur für den elastischen Zustand gilt.

Bei der Nachrechnung der Versuche wurden unter geringeren Lasten Verteilungen für den Schlupf berechnet, die der elastischen entsprechen (Bild 7.24, links, Belastung $F = 640 \text{ kN}$). Unter der Traglast stellten sich Schlupfverläufe wie in Bild 7.24, links bei $F = 760 \text{ kN}$ ein. Wenn der Traglastbereich erreicht wird, kann das einwirkende Moment nicht ohne eine optimale Verbundträgerwirkung aufgenommen werden. Dazu ist eine große Betondruckkraft erforderlich. Aufgrund des aus Symmetriegründen in Feldmitte behinderten Schlupfes kann sich die Betondruckkraft dort nicht aufbauen. Im Träger finden daher Umlagerungen statt, so dass die Betondruckkraft bereits in einem gewissen Abstand von der Feldmitte überproportional gesteigert wird. Dann steht in Feldmitte die benötigte Kraft zur Verfügung.

In Bild 7.24, rechts gestrichelt eingezeichnet sind die Betondruckkräfte, wenn sie proportional zum Gesamtmoment wirken würden. Bei der Laststufe $F = 640 \text{ kN}$ liegt die Betondruckkraft in Feldmitte unterhalb dieser Linie, was eine Abnahme der Verbundträgerwirkung bedeutet.

Unter der Traglast steigt die Betondruckkraft ab der Koordinate 150 cm überproportional an. In Feldmitte beträgt die Betondruckkraft 4,3 MN und liegt damit sogar rund 0,5 MN über der Betondruckkraft bei linearer Verteilung, da der Stahl seine Verfestigung erreicht hat.

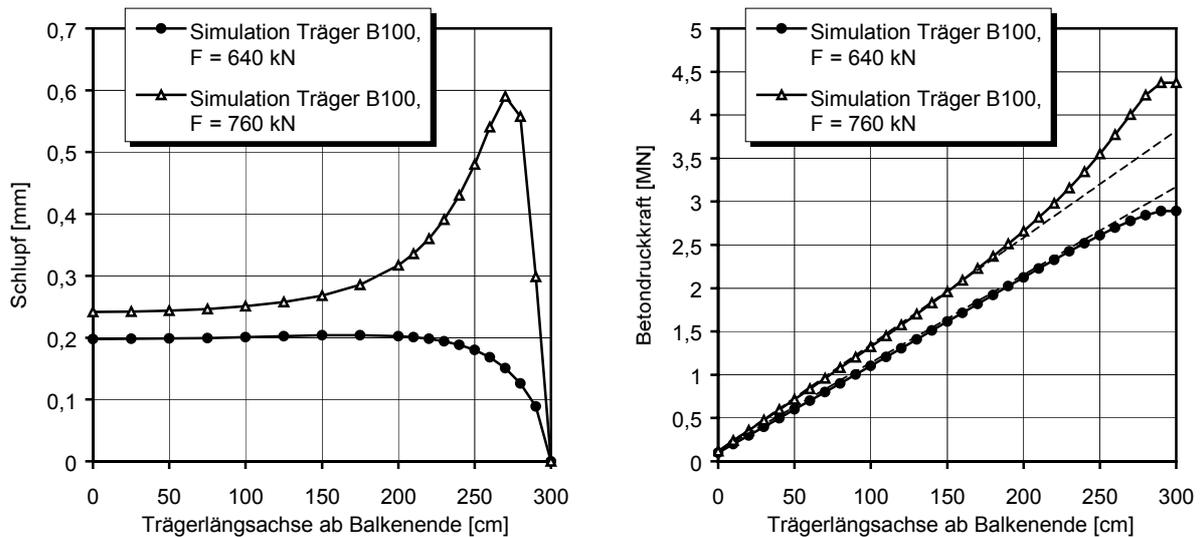


Bild 7.24: Träger B100, Schlupf (links) und Betondruckkraft (rechts) aufgetragen über die halbe Trägerlängsachse. Bei $F = 760 \text{ kN}$ ist der Träger im plastischen Zustand.

Im Bereich der Trägerlängsachse von 150 bis 280 cm wächst der Stahlträgeranteil aufgrund der überproportionalen Zunahme des Verbundträgeranteils nur unterproportional an. Dies kann anhand der Stahldehnungen an der Stahlträgerober- und -unterkante nachgeprüft werden (Bild 7.25). Bei der Laststufe 760 kN nehmen die Dehnungen des oberen Flansches ab der Koordinate 150 cm stärker als linear zu, die Dehnungen des unteren Flansches weiterhin linear. Die Differenz der beiden Flanschdehnungen nimmt damit zu, jedoch ab dieser Stelle unterproportional. Daraus folgt, dass das Moment im Stahlträger unterproportional anwächst.

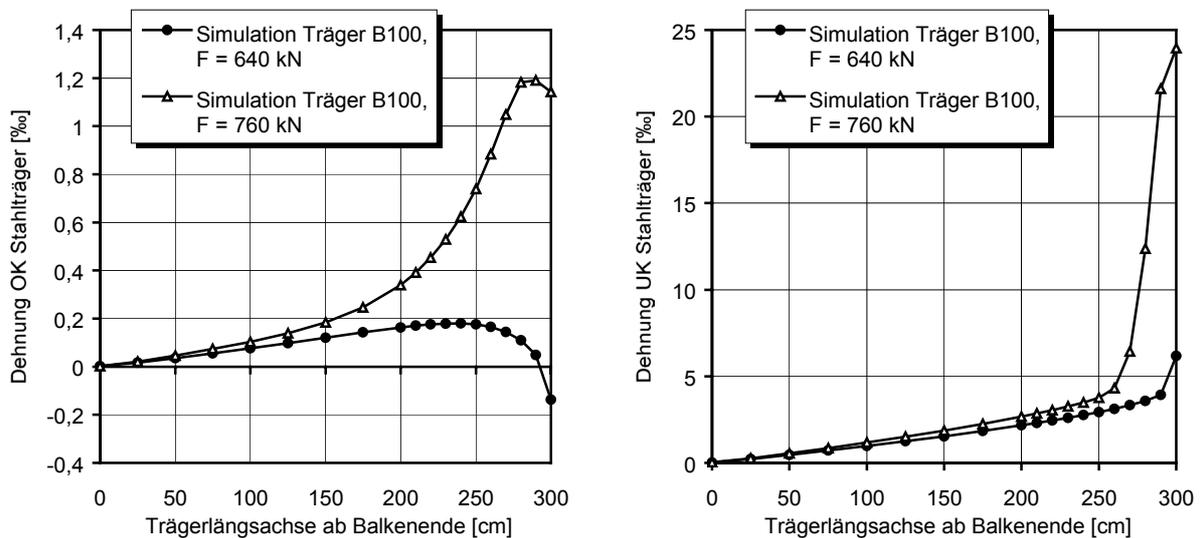


Bild 7.25: Träger B100, Dehnungen an der Ober- und Unterkante des Stahlträgers aufgetragen über die halbe Trägerlängsachse. Bei $F = 760 \text{ kN}$ ist der Träger im plastischen Zustand.

Für den Träger B100 wurden das Stahlträgermoment und das Verbundträgermoment explizit berechnet. In Bild 7.26 können links die absoluten Werte der beiden Momentenanteile abgelesen werden. Im Bild rechts sind die Momente aus Stahlträger und Verbundträger bezogen auf das Gesamtmoment aufgetragen. Bis etwa zum Viertelpunkt des Trägers bleiben Verbund-

träger- und Stahlträgeranteil ungefähr konstant. In Richtung Feldmitte nimmt der Stahlträgeranteil dann zunächst leicht, später überproportional ab, da der untere Flansch plastiziert.

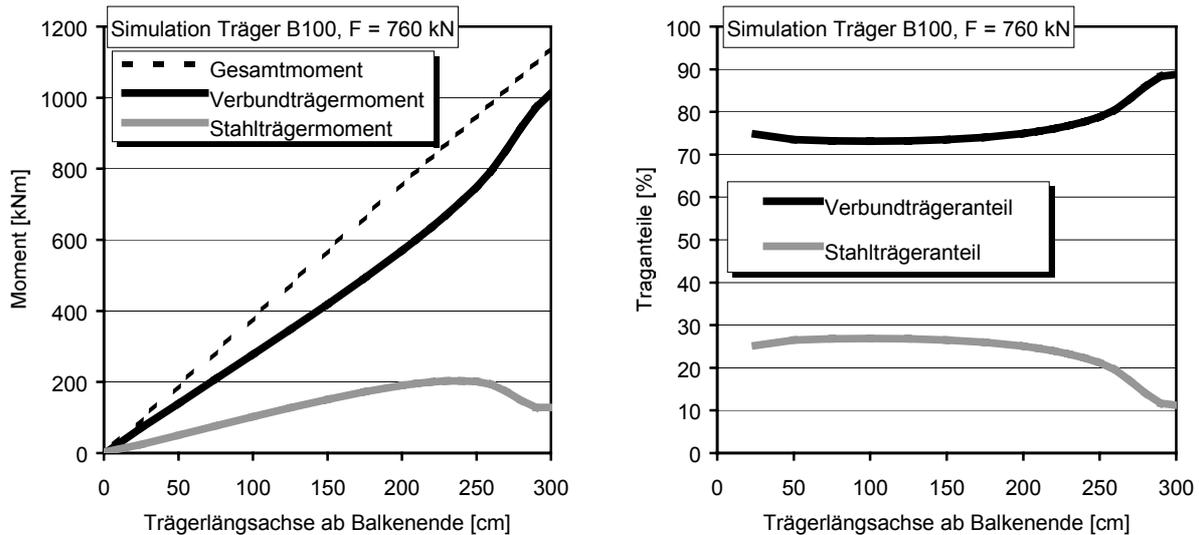


Bild 7.26: Träger B100, Stahlträgeranteil und Verbundträgeranteil aufgetragen über die halbe Trägerlängsachse

Der Schlupf stellt sich also im Traglastbereich so ein, dass an den Stellen maximaler Momentenbelastung eine möglichst gute Verbundträgerwirkung, d.h. eine große Betondruckkraft vorhanden ist. Damit das innere Moment mit dem Gesamtmoment an dieser Stelle im Gleichgewicht steht, muss die Dehnung an der Oberkante des Stahlträgers überproportional anwachsen, so dass der Stahlträgeranteil reduziert wird.

Die Notwendigkeit des Dehnungszuwachses im oberen Flansch kann auch kinematisch begründet werden. Die Betondruckkraft kann nur dann mehr als linear gesteigert werden, wenn der Schlupf zunimmt. Eine Zunahme des Schlupfes erfolgt gerade dann, wenn die Dehnung der Stahlträgeroberkante größer ist als die Dehnung der Plattenunterkante. Genau dies lässt sich an den Berechnungsergebnissen für den Träger B100 feststellen (Bild 7.27).

Die Dehnungsanteile sind bis etwa zum Viertelpunkt gleich, so dass in diesem Bereich der Gesamtquerschnitt trotz des konstanten Schlupfes von etwa 0,24 mm eben bleibt. Die Dehnung der Plattenunterkante nimmt im Bereich 150 cm bis 260 cm nur leicht zu. Die Dehnung der Stahlträgeroberkante wächst deutlich stärker an. Sie erreicht an der Stelle 260 cm rund 1‰, wohingegen die Betondehnung auf 0,4‰ begrenzt bleibt. Hieraus ergibt sich ein Dehnungssprung von 0,6‰. Dieser Dehnungssprung ist dafür verantwortlich, dass der Schlupf bis zur Koordinate 270 cm zunimmt. Daraus wiederum resultiert die überproportionale Erhöhung der Betondruckkraft und damit des Verbundträgeranteils bis zu dieser Koordinate.

Im Bereich 270 cm bis zur Feldmitte wird die Rotation des Querschnitts sehr groß. Hierdurch erhält die Plattenunterseite sehr große Dehnungen, die in Feldmitte mehr als 4‰ betragen. Die Dehnung des oberen Flansches wird durch die großen Rotationen kaum verändert, da dieser in der Nähe des Drehpunktes liegt. Der sehr große negative Dehnungssprung, der im Bereich 270 cm bis 300 cm auftritt, sorgt dafür, dass der Schlupf sehr schnell zurückgeht. Dadurch wird die Symmetriebedingung (kein Schlupf in Feldmitte) eingehalten.

Aufgrund der diskontinuierlichen Messung des Schlupfes bei den Versuchen ist der Vergleich mit den Berechnungswerten nur begrenzt möglich. Der Nullpunkt des Schlupfes stellte sich bei den Trägern B100 und B150 rechts von der Feldmitte ein. Die zufällige Ausmitte des Schlupfnullpunktes kann durch die FE-Berechnung nicht abgebildet werden. In den Vier-

telpunkten wird unter der Traglast bei beiden Trägern ein Schlupf von 0,15 mm bis 0,18 mm gemessen. Die Berechnung liefert mit 0,26 mm höhere Werte. Am linken Auflager stimmt der gemessene Schlupf des Trägers B150 mit dem Berechnungswert überein.

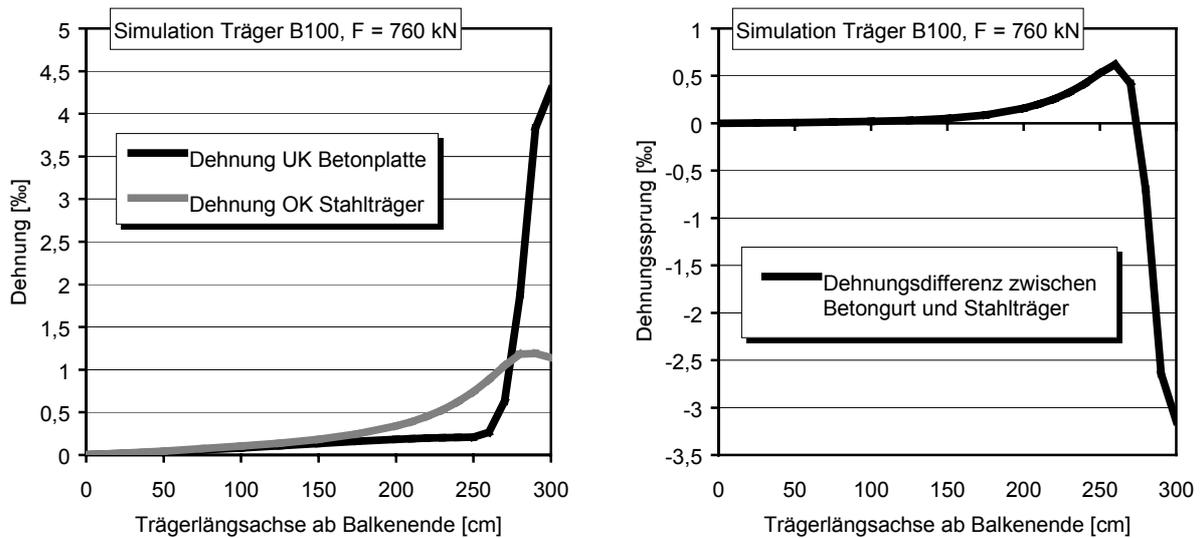


Bild 7.27: Träger B100, Dehnungen Betongurtunterkante und Stahltrageroberkante (links), Dehnungssprung zwischen Betongurt und Stahlträger (rechts), aufgetragen über die halbe Tragerlangssachse

Für den zu 50% verdübelten Verbundträger B300 ergibt sich qualitativ das gleiche Bild wie für Träger B100. Der Schlupfnullpunkt stellte sich jedoch näher zur Feldmitte ein, so dass der in Feldmitte gemessene Schlupf relativ klein blieb. Da die Messung keinen genauen Aufschluss über die Verteilung des Schlupfes über die Trägerachse gibt, wird der Vergleich hier nur am Viertelpunkt durchgeführt (Bild 7.28, links). Die berechnete Schlupfverteilung ist in Bild 7.28, rechts dargestellt.

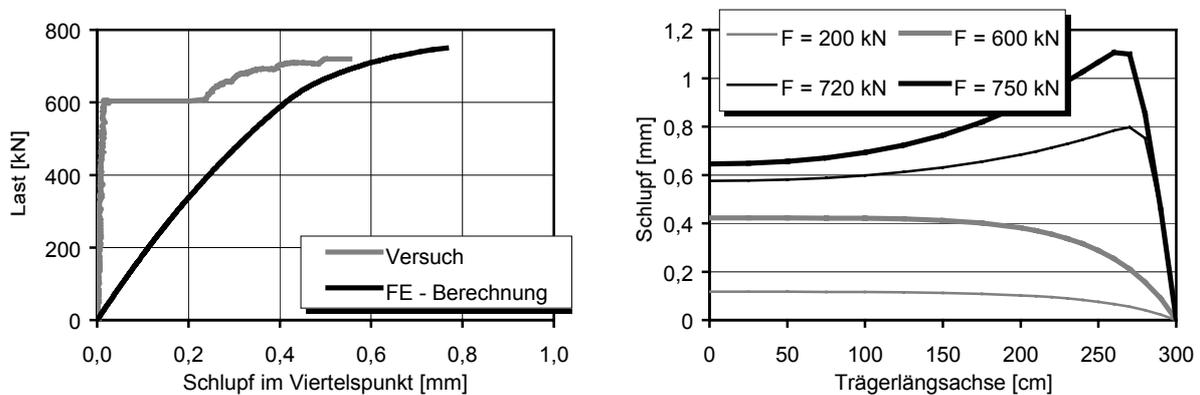


Bild 7.28: Träger B300, Schlupf im linken Viertelpunkt (links), Schlupf über die Trägerachse aus der FE-Berechnung (rechts)

Bis zur Laststufe 600 kN war bei Träger B300 Haftverbund vorhanden. Nach Auflösung des Haftverbundes vergrößerte sich der Schlupf schlagartig auf 0,25 mm. Berechnet wurde hier ein Schlupf von 0,41 mm. Dies kann nur durch eine höhere Steifigkeit der Verbundfuge beim Versuch im Vergleich zu den Push-Out Standard-Versuchen, die der programmierten Dbelarbeitslinie zugrunde liegen, hervorgerufen werden.

Sowohl bei Träger B700 als auch bei Träger B800 wurde der Schlupf in der rechten Trägerhälfte zusätzlich in den Achtelpunkten gemessen. Dadurch ist hier ein besserer Vergleich mit

den Berechnungsergebnissen möglich. Bild 7.29 zeigt den Vergleich zwischen FE-Simulation und Messwerten des Trägers B700.

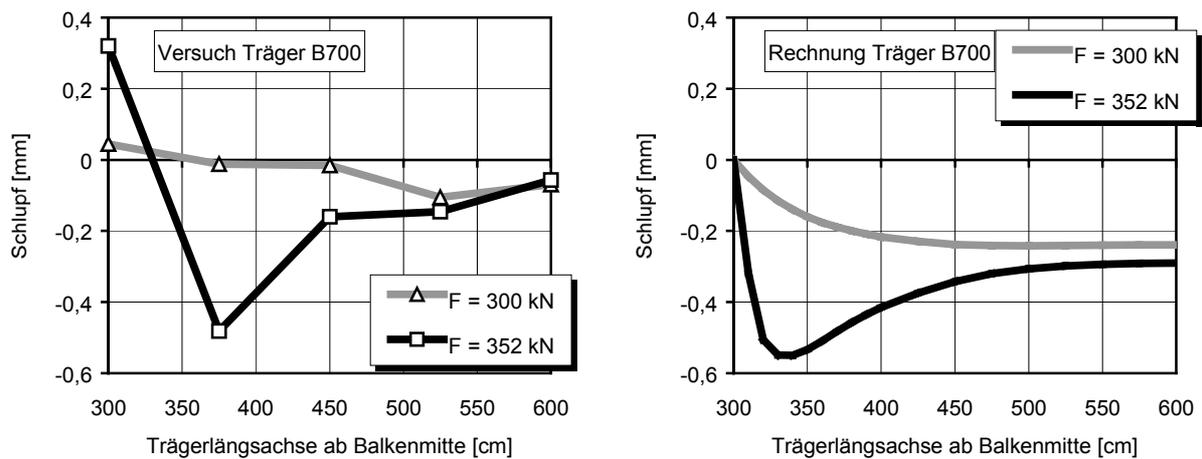


Bild 7.29: Träger B700, Schlupf in der rechten Trägerhälfte, gemessene Werte (links) und gerechnete Werte (rechts).

Der Schlupfnullpunkt stellte sich bei Träger B700 wiederum rechts von der Feldmitte ein. Bei der Koordinate 375 cm beträgt unter der Last 352 kN der gemessene Schlupf 0,48 mm, berechnet wurden 0,46 mm. Bei dem zu 50% verdübelten Träger B800 konnte eine gute Übereinstimmung der FE-Simulation mit den gemessenen Schlupfwerten erreicht werden. In Bild 7.30 ist der Schlupf über die rechte Trägerhälfte dargestellt. Der Verlauf des Schlupfes unter der Traglast belegt die These, dass eine Unterverdübelung eine ausgleichende Wirkung auf die Relativverschiebungen hat.

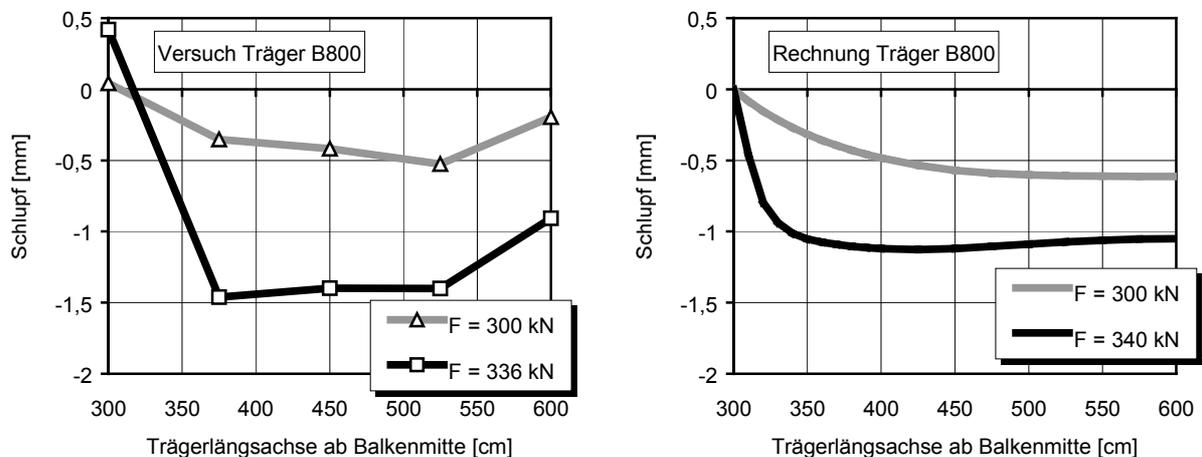


Bild 7.30: Träger B800, Schlupf in der rechten Trägerhälfte, gemessene Werte (links) und gerechnete Werte (rechts)

Die Überlegungen dieses Kapitels machen folgendes deutlich:

- Es existieren zwei Traganteile im Verbundträger: ein Stahlträgeranteil und ein Verbundträgeranteil.
- Im plastischen Zustand finden Umlagerungen in der Verbundfuge statt, die zu Schlupfmaxima neben dem Ort des maximalen Momentes führen können.
- Der Dehnungssprung ist die Ableitung des Schlupfes, daher können auch beim Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts zwei Nulllinienlagen entstehen.
- Eine weiche Verbundfuge (z.B. infolge Teilverdübelung) vergleichmäßigt den Schlupfverlauf.

7.4 Parameterstudien zum Mindestverdübelungsgrad

Mit dem numerischen Modell wurden Parameterstudien zum Mindestverdübelungsgrad unter Berücksichtigung der Verformbarkeit der Verbundmittel für Verbundträger aus hochfesten Baustoffen im positiven Momentenbereich durchgeführt. Ähnliche Untersuchungen von ARIBERT (1990), BECKER (1997) und JOHNSON, MOLENSTRA (1991) beziehen sich lediglich auf normalfeste Baustoffe (vgl. Kapitel 3.3). Ziel der eigenen Untersuchungen waren

- (1) die Bestimmung von Mindestverdübelungsgraden in Abhängigkeit der Trägerlänge, der Dübelverteilung und der Belastungsarten Einzellast in Feldmitte und Gleichstreckenlast;
- (2) die Angabe von Mindestwerten für den Schlupf von Verbundmitteln in hochfestem Beton bei vorgegebenen Verdübelungsgraden und Dübelverteilungen sowie
- (3) die Überprüfung der Auswirkungen des Materialverhaltens hochfester Baustoffe auf die plastische Bemessung teilverdübelter Träger.

Dabei wurden nicht alle möglichen Parameterkombinationen untersucht, sondern die charakteristischen Konstellationen, die eine Aussage darüber ermöglichen, wie die bestehenden Regeln für hochfeste Werkstoffe zu verändern sind. Betrachtet wurden auch hier übliche Träger des Hochbaus mit Eigengewichtsverbund aus doppelt symmetrischen Stahlprofilen (Walzprofile) und massiven Betongurten im positiven Momentenbereich. Die nichtlinearen Berechnungen wurden für gelenkig gelagerte Einfeldträger unter statischen Lasten durchgeführt.

7.4.1 Ergebnisse der Untersuchungen von ARIBERT, BECKER, JOHNSON

ARIBERT, BECKER und JOHNSON führten nichtlineare numerische Berechnungen zum Mindestverdübelungsgrad für Verbundträger mit normalfesten Baustoffen durch. Ihre Untersuchungen unterscheiden sich folgendermaßen:

1. Berechnungsmethode
Zur Bestimmung der rechnerischen Traglasten bei Teilverdübelung benutzten ARIBERT und BECKER die Gleichgewichtsmethode, JOHNSON zusätzlich auch die lineare Interpolation. Da die Berechnungen nach der Gleichgewichtsmethode höhere Traglasten liefern, gelten die Ergebnisse nach ARIBERT und BECKER für beide Methoden, die Ergebnisse von JOHNSON sind abhängig von der Berechnungsmethode gültig.
2. Spannungs-Dehnungsverhalten
Alle Autoren bestimmen die Traglasten mit vollplastischen Spannungsverteilungen.
3. Teilsicherheitsbeiwerte
Nur JOHNSON führt in seine Berechnungen Teilsicherheitsbeiwerte für die Materialkenngrößen ein. Er berücksichtigt daher in seinen Berechnungen nicht das wahre Materialverhalten. BECKER weist darauf hin, dass gerade Berechnungen von Bauteilen, deren Materialfestigkeiten und –steifigkeiten mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten reduziert werden, zu unterschiedlichen Formänderungen, unterschiedlichen Verteilungen der inneren Kräfte und damit zu anderen Versagensarten führen können. Daher sollen im Stahlbeton- und Verbundbau nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden, die einer Versuchssimulation entsprechen, bei denen also die Mittelwerte der Baustoffkenngrößen verwendet werden.
4. Dübeltraglasten
ARIBERT setzt in den Berechnungen der plastischen Momente nur 80% der Dübeltraglasten an, die er in seinen numerischen Berechnungen verwendet. Er begründet dies mit der Tatsache, dass die Dübel in einem realen Träger nicht alle voll aktiviert werden. Unterstützt wird dieser Ansatz seiner Meinung nach durch die Tatsache, dass die Dübel-

traglasten in einem Verbundträger immer höher sind als rechnerisch angenommen. BECKER rechnet wie JOHNSON bei der Handrechnung und der numerischen Berechnung mit denselben Dübeltragfähigkeiten.

5. Dübelverformbarkeit

ARIBERT bestimmt die Mindestverdübelungsgrade für eine maximale Dübelverformung von 5 mm, JOHNSON legt durchmesserabhängige Verformungen zugrunde. BECKER unterscheidet zwischen Dübeln mit Durchmesser 19 mm, die 6 mm Schlupf erreichen und Dübeln mit Durchmesser 22 mm, die 8 mm Schlupf erreichen.

Die sich aus diesen Berechnungen ergebenden Mindestverdübelungsgrade in Abhängigkeit von der Trägerlänge sind in Bild 7.31 dargestellt. Die Kurve nach BECKER gilt in diesem Fall für Kopfbolzendübel mit dem Durchmesser 19 mm und einer Verformbarkeit von 6 mm. Die Ergebnisse nach Johnson gelten für die Berechnung der plastischen Momente nach der Gleichgewichtsmethode. Bei diesen Berechnungen fallen die niedrigen Verdübelungsgrade von ARIBERT auf. In 1996 und 1997 modifizierte er seine Berechnungen, ließ eine Dübelverformung von 6 mm zu und unterschied bezüglich der Baustahlgüte. Diese Untersuchungen gingen in den neuesten Entwurf zum EC 4 (EN 1994, 2001) ein (Bild 7.32, vgl. Kapitel 3.3).

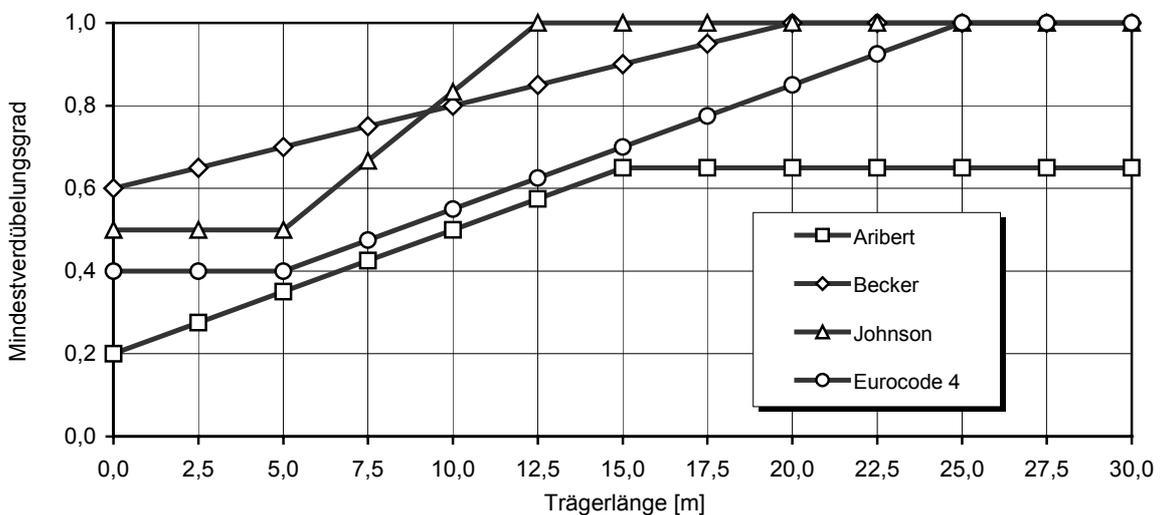


Bild 7.31: Mindestverdübelungsgrade für Kopfbolzendübel in massiven Platten und doppelt-symmetrische Stahlprofile nach ARIBERT (1990), BECKER (1997), JOHNSON, MOLENSTRA (1991) und EC 4

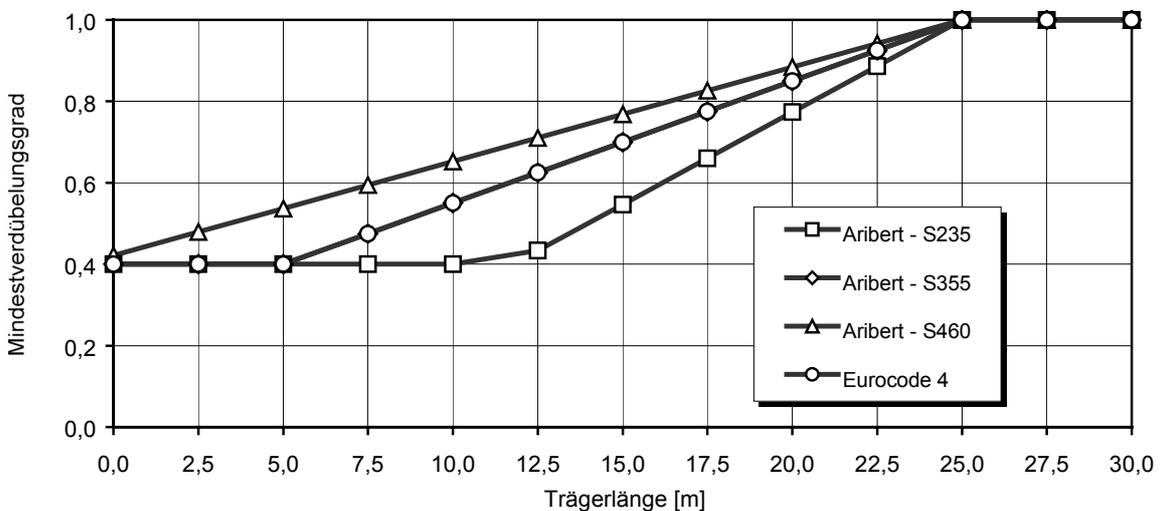


Bild 7.32: Modifizierte Mindestverdübelungsgrade nach ARIBERT (1996, 1997), die dem neuesten Entwurf zu EC 4 (EN 1994, 2001) entsprechen und nach dem alten EC 4

BECKER unterscheidet zusätzlich zu den möglichen Dübelverformungen die Belastungsart und die Dübelverteilung. Bei dem Querkraftverlauf angepasster Verdübelung (im Verhältnis des Verdübelungsgrades in Trägermitte zum Verdübelungsgrad am Trägerrand = 1:1,5) sinkt der erforderliche Verdübelungsgrad. Dasselbe gilt für Träger, die mit zwei Einzellasten anstelle einer Gleichstreckenlast beaufschlagt werden (Bild 7.33).

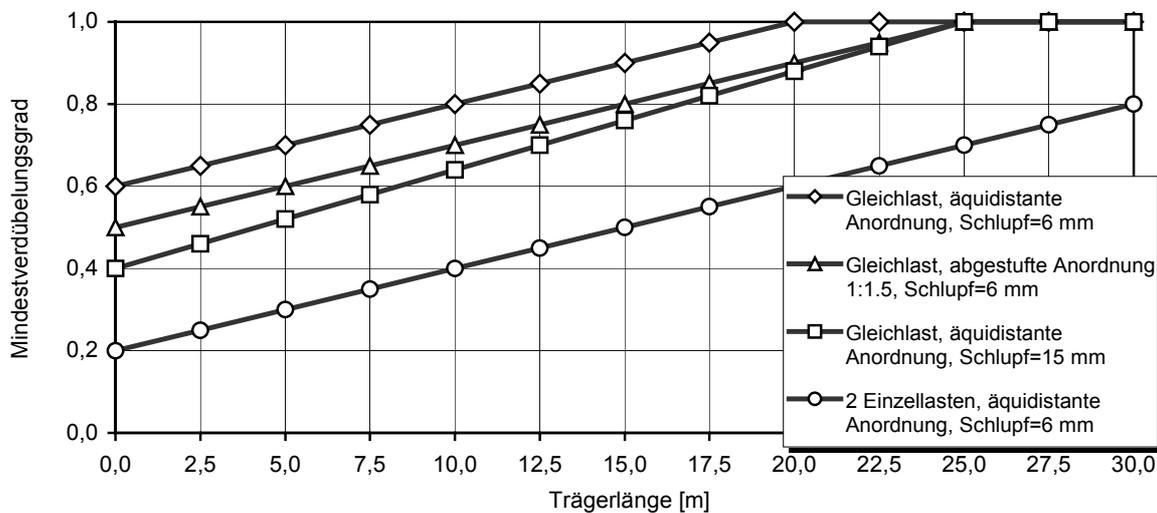


Bild 7.33: Mindestverdübelungsgrade nach BECKER (1997) in Abhängigkeit der Dübeldurchmesser, der Dübelanordnung und der Belastungsart

7.4.2 Eigene Vorgehensweise

1. Berechnungsmethode

Zur Bestimmung der rechnerischen Traglasten wird die plastische Berechnung zunächst nach der Gleichgewichtsmethode angewendet. Für Traglasten, die mit linearer Interpolation berechnet werden, liegen die eigenen Ergebnisse also auf der sicheren Seite. Vergleichend wird abschließend auch eine Berechnung nach linearer Interpolation ausgewertet.

2. Spannungs-Dehnungsverhalten

Es werden zunächst vollplastische Spannungsverteilungen auch für den hochfesten Beton angenommen. Das spröde Versagen des hochfesten Betons spielte bei diesen Parameterstudien in der Regel keine Rolle, da die kritischen Werte für die Mindestverdübelungsgrade durch Dübelversagen bestimmt werden. Außerdem waren die Träger so gewählt, dass die plastische Nulllinie hoch im Träger lag, um die zu übertragenden Längskräfte zu maximieren. Bei Anwendung des Abminderungsfaktors β_{concrete} sinkt die plastische Nulllinie weiter in den Querschnitt. Dies kann unter Umständen zu einer erforderlichen Abminderung mit dem Faktor $\beta_{\text{pl-neu}}$ führen. Daher wird abschließend ein Verfahren zur plastischen Bemessung mit Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren und deren Einfluss auf die Mindestverdübelungsgrade vorgestellt. Die Anwendung und die Auswirkungen werden in im Anhang, Kapitel A.6 anhand von Bemessungsbeispielen gezeigt.

3. Teilsicherheitsbeiwerte

Mit Ausnahme der Dübeltraglasten werden die Mittelwerte der charakteristischen Baustoffkenngrößen sowohl bei der Berechnung der plastischen Momente als auch innerhalb der numerischen Berechnung verwendet.

4. Dübeltraglasten

Wie bei ARIBERT werden auch hier zur Bestimmung des Verdübelungsgrades und der plastischen Momente in der Handrechnung nur 80% der in der numerischen Berechnung angesetzten Dübeltragfähigkeiten verwendet. Die Handrechnungen verwenden charakteristische Werte, während bei den numerischen Berechnungen mittlere Dübeltraglasten angesetzt werden. Diese Vorgehensweise wählt auch BECKER, der bei der Nachrechnung eines Verbundträgerversuches mit massivem Betongurt erst nach Erhöhung der charakteristischen Dübeltragfähigkeiten im numerischen Modell um 20% die Versuchskurven mit dem Finite Elemente Programm nachrechnen konnte (Bild 7.34).

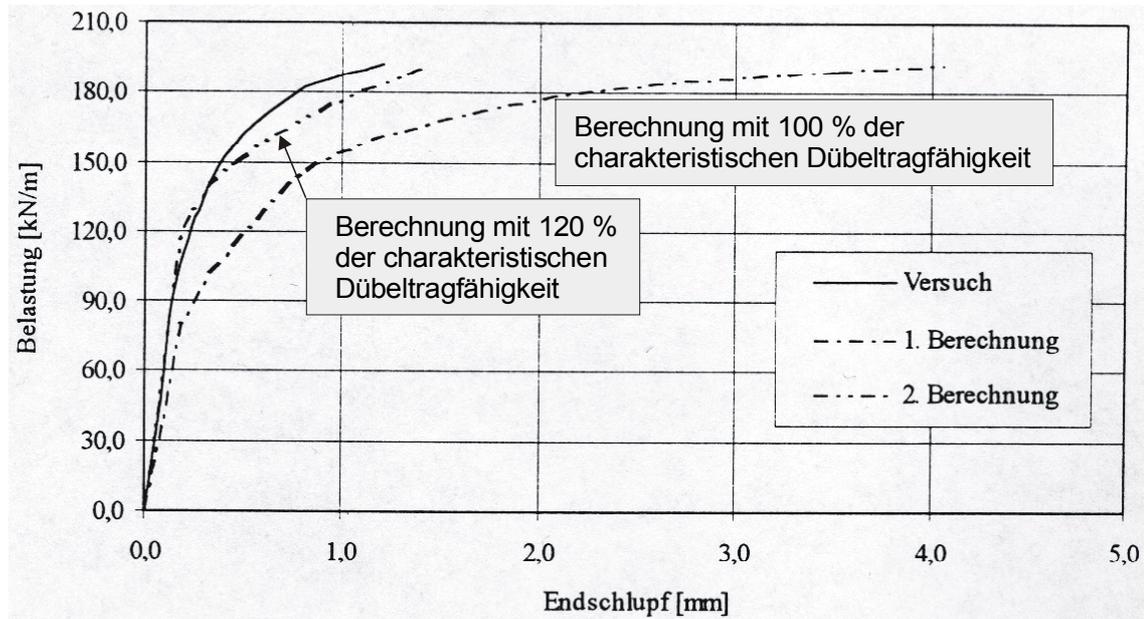


Bild 7.34: Momenten-Endschlupf-Beziehungen aus einem Verbundträgerversuch und aus den numerischen Berechnungen unter Ansatz verschiedener Dübeltragfähigkeiten nach BECKER (1997)

5. Dübelverformbarkeit

Die Dübelverformbarkeit als Abbruchkriterium zur Bestimmung der Tragfähigkeit wird – wie in EC 4 angegeben – mit 6 mm angesetzt. Die Berechnungen werden dann jedoch nicht abgebrochen, sondern nachträglich bei Erreichen dieses Schlupfes markiert. Auf diese Weise können Empfehlungen gegeben werden, wie groß die Duktilität der Verbundmittel sein muss, damit bestimmte Grenzwerte nicht überschritten werden.

6. Diskretisierung

Es wurde das oben beschriebene Finite Elemente Modell mit der Diskretisierung des Querschnitts in Fasern verwendet. Der Betongurt bestand jeweils aus 20 Fasern, der Stahlträger aus 50 Fasern. Die Länge der einzelnen Elemente betrug zwei bis vier Zentimeter. Die Betongurtbreite ergab sich in Abhängigkeit von der Stützweite aus der mitwirkenden Plattenbreite nach EC 4. Die Dübel wurden diskret abgebildet.

7.4.3 Nachrechnung der Versuchsträger von BODE, KÜNZEL (1988)

Zur Verifizierung des eigenen Finite Elemente Programms wurden zwei Versuchsträger von BODE, KÜNZEL (1988), die auch BECKER (1997) in seiner Arbeit dokumentiert, nachgerechnet. Dabei handelt es sich um zwei Einfeldträger aus normalfesten Baustoffen, die voll verdübelt sind. Träger BT 3 wurde ausgeführt mit einem massiven Betongurt, Träger BT 4 mit einem Betongurt mit Profilblech Holorib 51/150 (Bild 7.35).

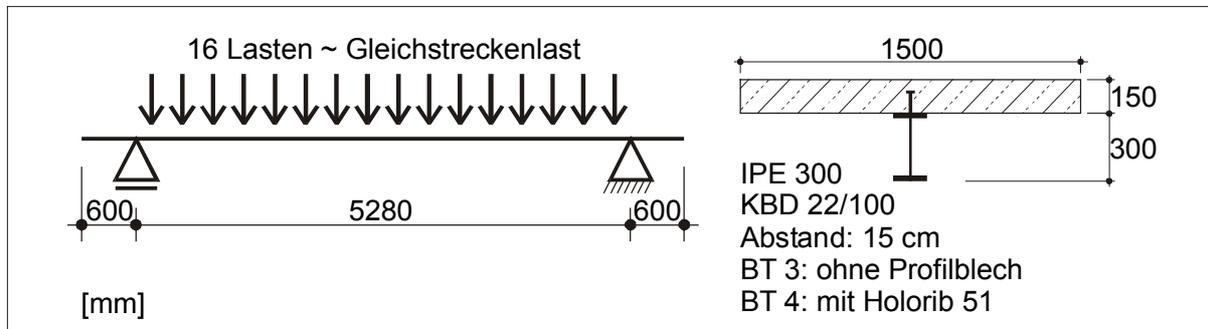


Bild 7.35: Versuchsträger BT 3 und BT 4 nach BODE, KÜNZEL (1988)

Die Belastung erfolgte über 16 Einzellasten zur Simulation einer Gleichstreckenlast. Diese Lasten wurden leicht exzentrisch in Bezug zur Querschnittsmittlinie angeordnet, so dass während der Versuche zusätzlich Querbiegung auftrat. Diese Effekte können mit dem zweidimensionalen FE-Modell nicht erfasst werden. Sie sind in erster Linie verantwortlich für ein vorzeitiges Versagen. Daher können Versuchskurven und gerechnete Kurven bis zum Versagen miteinander verglichen werden. Sowohl die Dübel als auch die Lasten wurden bei der eigenen Berechnung diskret abgebildet. Es wurden die gemessenen Materialkennwerte angesetzt.

Versuch BT 3			
Beton	$f_c = 37 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 460/600$	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,3\text{‰}$	$\varepsilon_v = 15,5\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	Nicht angesetzt		
KBD	$F_{Dü,max} = 175 \text{ kN}$	$V_y = 2 \text{ mm}$	$V_u = 50 \text{ mm}$
Versuch BT 4			
Beton	$f_c = 31 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl	$f_y/f_u = 425/500$	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,1\text{‰}$	$\varepsilon_v = 15,5\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	Nicht angesetzt		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 131 \text{ kN}$	$V_y = 2 \text{ mm}$	$V_u = 50 \text{ mm}$

Tabelle 7.6: Materialeingabeparameter zur Nachrechnung der Versuche BT 3 und BT 4 nach BODE, KÜNZEL (1988)

Bereits bei der Versuchsauswertung hatte sich jedoch gezeigt, dass die tatsächlich auftretenden Traglasten der Verbundfuge größer waren als diejenigen aus den zugehörigen Abscherversuchen. BODE und KÜNZEL dokumentieren Abweichungen zwischen 14% und 44%. Auch bei den eigenen numerischen Berechnungen konnten erst durch eine Erhöhung der Dübeltraglasten um 20% die Versuchskurven gut nachgerechnet werden (Tabelle 7.6).

Der Verlauf der Kraft-Schlupfbeziehung für die Kopfbolzendübel wurde zunächst – wie in Kapitel 7.2 beschrieben – parabelförmig gewählt. BECKER verwendete in seinen numerischen Berechnungen trilineare Beziehungen mit einem sehr viel steiferen Anfangsverhalten

(Bild 7.36). Diese Beziehungen resultieren aus den zugehörigen Abscherversuchen in normalfestem Beton. Auf den Schlupf bei Erreichen der Traglast hat der Unterschied der zwei Dübelkurven keinen signifikanten Einfluss (Bilder 7.37 und 7.38).

Für diese Nachrechnung in normalfestem Beton liefert der trilineare Ansatz die besten Ergebnisse. Die parabelförmige Kurve besitzt ein zu weiches Anfangsverhalten. Für die eigenen numerischen Berechnungen mit normalfestem Beton wurde daher die trilineare Kurve verwendet.

Bei den weiteren numerischen Berechnungen mit hochfestem Beton wird die eigene parabel-förmige Kurve mit der Fließgrenze bei 1 mm verwendet, da sie die Kurven aus den eigenen Abscherversuchen gut beschreibt. Durch die Verschiebung der Fließgrenze wird ihr Anfangsverhalten steifer.

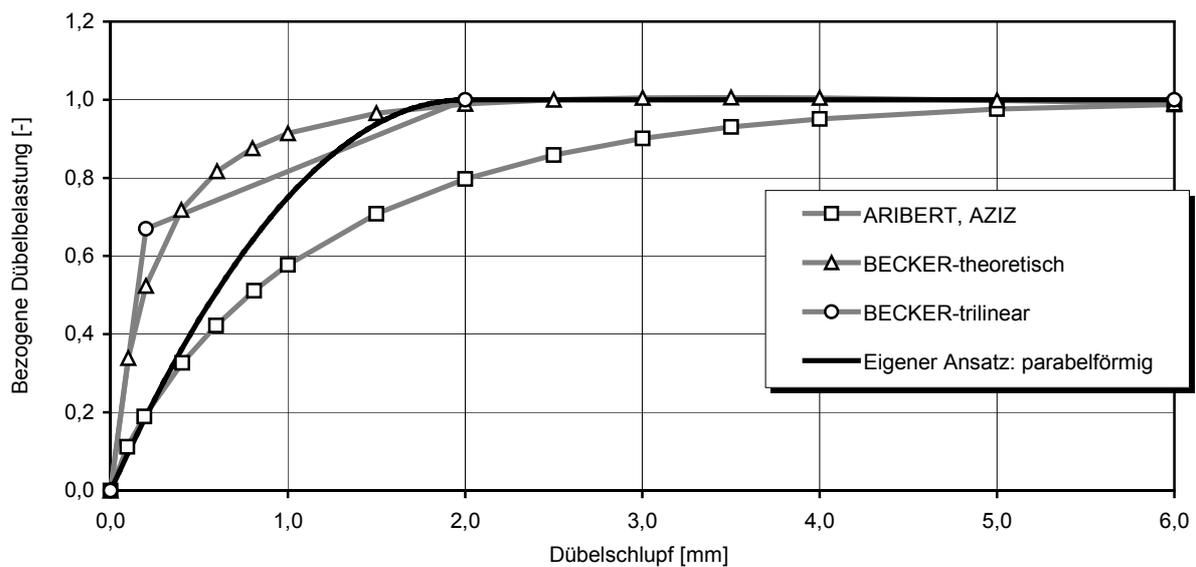


Bild 7.36: Last-Schlupfbeziehungen nach BECKER und ARIBERT im Vergleich zu der eigenen mit parabolischer Form

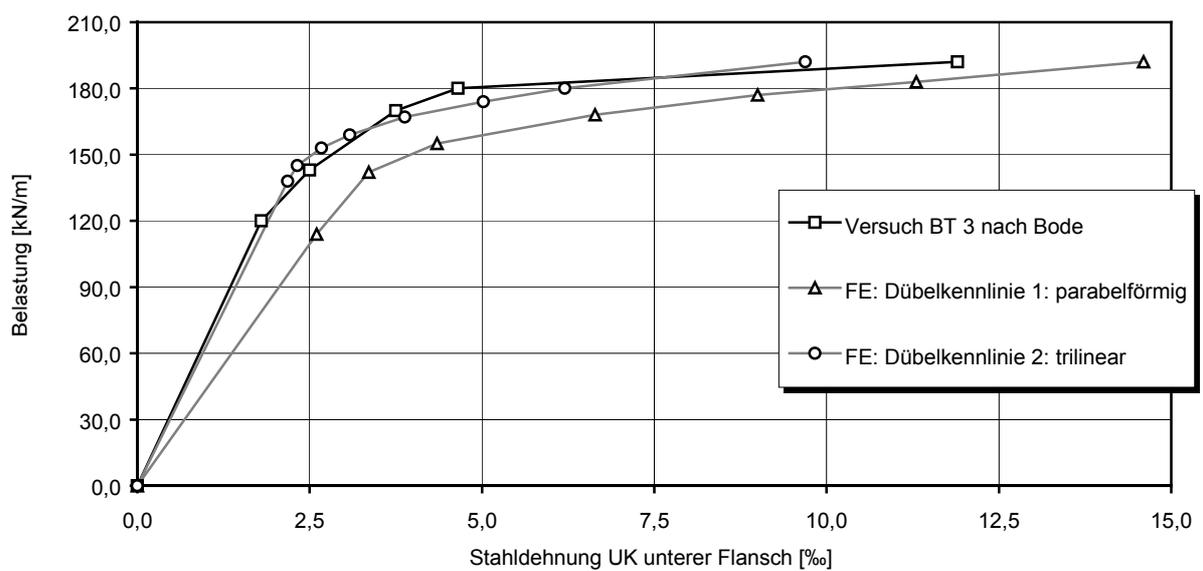
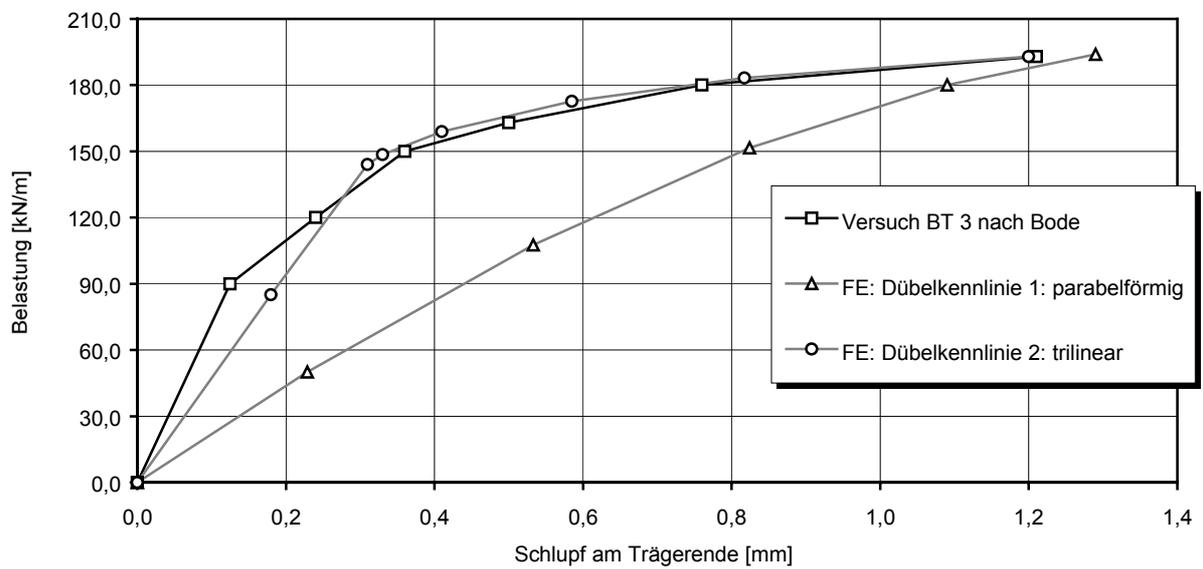
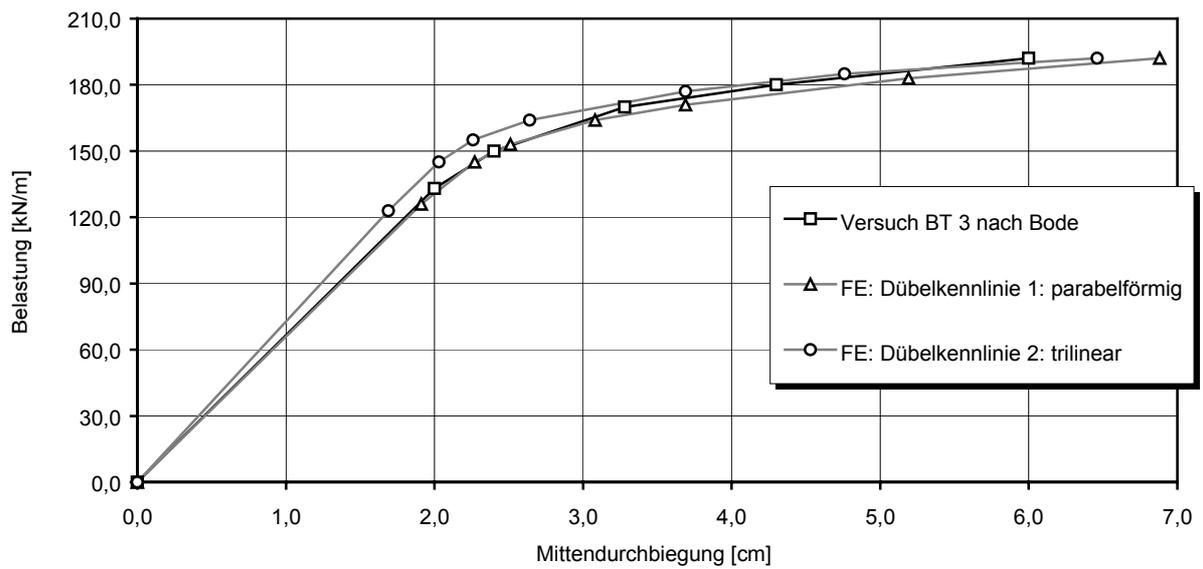


Bild 7.37: Vergleich der Ergebnisse der eigenen FE-Berechnungen mit den Versuchsergebnissen des Trägers BT 3 nach BODE, KÜNZEL (1988)

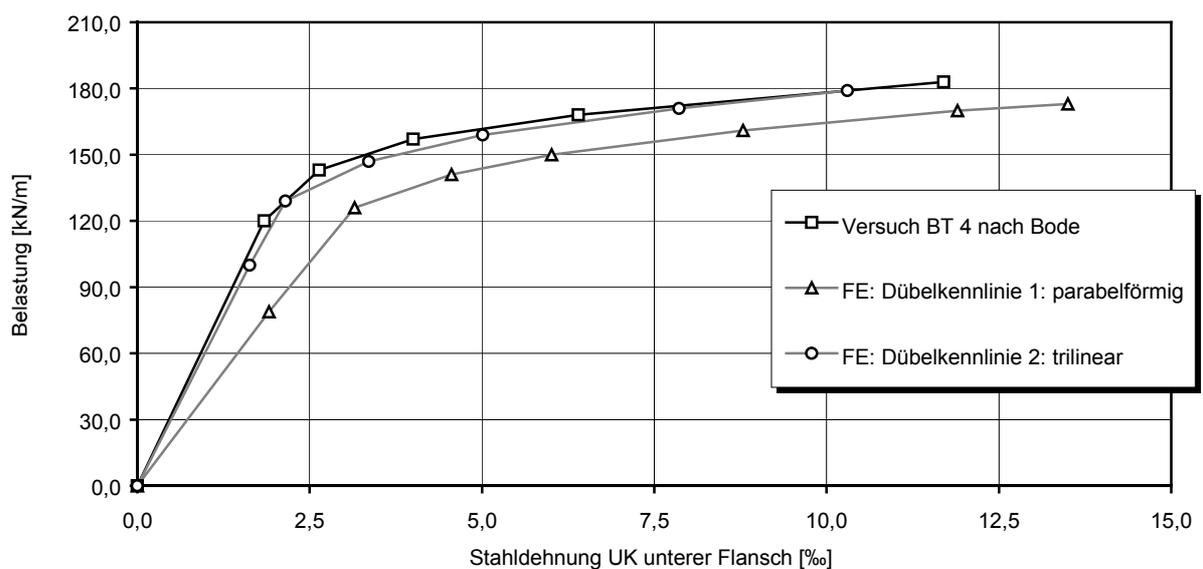
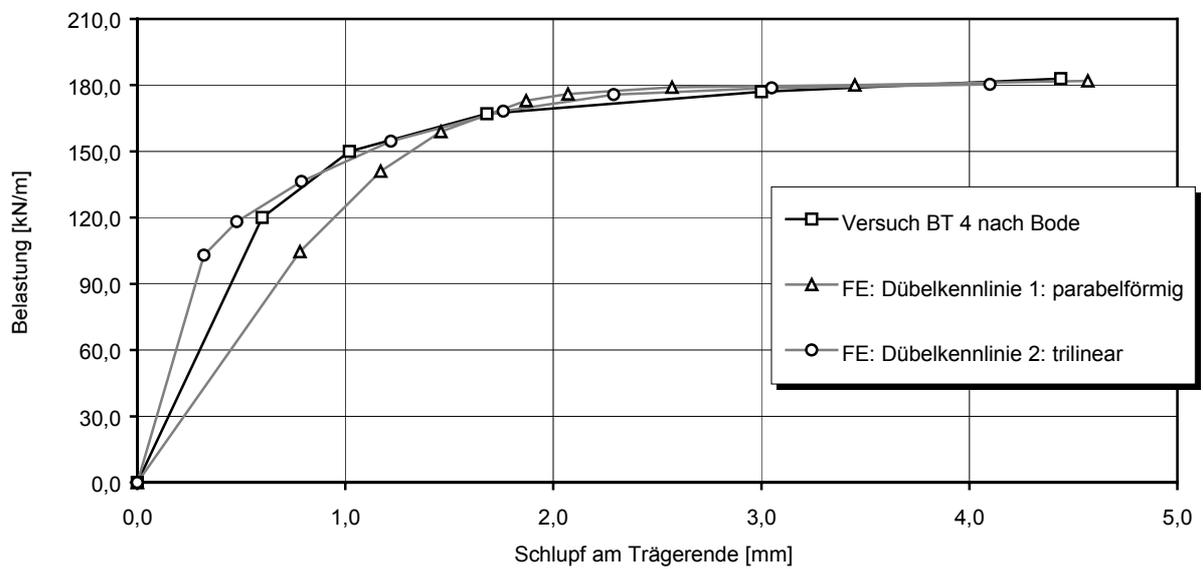
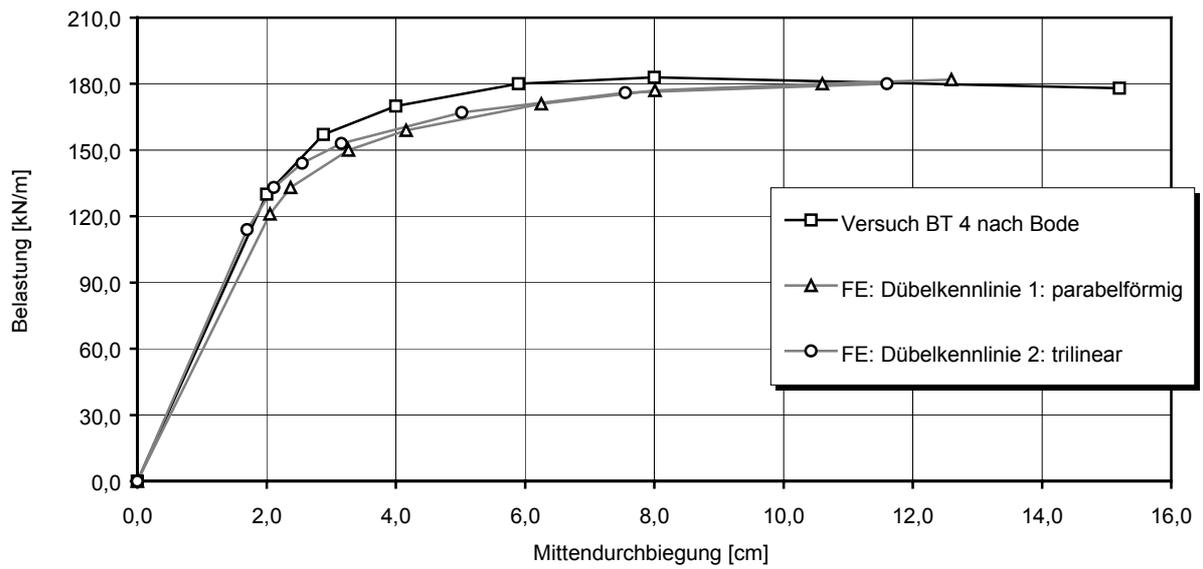


Bild 7.38: Vergleich der Ergebnisse der eigenen FE-Berechnungen mit den Versuchsergebnissen des Trägers BT 4 nach BODE, KÜNZEL (1988)

7.4.4 Überprüfung der Mindestverdübelungsgrade nach ARIBERT, BECKER und JOHNSON für normalfeste Baustoffe

Zur Überprüfung der von ARIBERT, BECKER und JOHNSON angegebenen Mindestverdübelungsgrade für normalfeste Baustoffe wurde zunächst ein Profil IPE 400 St52 mit 15 cm Betongurt aus C25/30 berechnet. Die Eingabeparameter für die Materialgesetze lauteten wie in Tabelle 7.7. Um ein vorzeitiges Betonversagen auszuschließen wurde mit einer gegenüber der Norm erhöhten Bruchstauchung gerechnet, tatsächlich bestimmten in den kritischen Fällen immer die Dübel das Versagen, und eine Betonstauchung von 3,5 ‰ wurde nur selten erreicht. In diesen Fällen waren sie nicht maßgebend zur Bestimmung der Mindestbewehrungsgrade. Die Dübeltraglasten wurden nach Bild 4.51 angesetzt (mittlere Traglasten).

Beton C25/30	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 4,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl St52	$f_y/f_u = 355/510$	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 1,8\text{‰}$	$\varepsilon_v = 16\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	Nicht angesetzt		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 110 \text{ kN}$	$V_y = 2 \text{ mm}$	$V_u = 50 \text{ mm}$

Tabelle 7.7: Materialgesetze für die Berechnungen mit normalfesten Baustoffen: IPE 400, St52 und 15 cm Betongurt, C25/30

Die maximalen Dübelverschiebungen wurden mit 50 mm angegeben, um sicherzustellen, dass die Berechnung nicht durch das Dübelversagen abgebrochen wurde. Nachträglich konnten dann die Bruchlasten über das Kriterium der maximalen Dübelverschiebung von 6 mm durch Sichten der Ergebnisdateien bestimmt werden. Es wurden die Berechnungen in Tabelle 7.8 am Verbundträger IPE 400, St52 mit 15 cm Betongurt C25/30 durchgeführt.

Belastung	Spannweite	Verdübelungsgrade
Streckenlast	8 m	100% - 73% - 61% - 49%
Streckenlast	10 m	100% - 80% - 61% - 55%
Streckenlast	12 m	100% - 85% - 61%
Einzellast	8 m	100% - 61% - 52% - 40%
Einzellast	10 m	100% - 61% - 55% - 45%
Einzellast	12 m	100% - 61% - 49%

Tabelle 7.8: Durchgeführte Berechnungen: IPE 400, St52 und 15 cm Betongurt, C25/30

In einer zweiten Studie wurden die Materialfestigkeiten variiert. Ein Stahlträger IPE 400 der Stahlgüte St37 wurde mit einem 15 cm Betongurt C35/45 kombiniert. Die entsprechenden Eingabeparameter für die numerische Berechnung zeigt Tabelle 7.9.

Beton C35/45	$f_c = 35 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 4,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl St37	$f_y/f_u = 235/360$	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 1,2\text{‰}$	$\varepsilon_v = 16\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	Nicht angesetzt		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 120 \text{ kN}$	$V_y = 2 \text{ mm}$	$V_u = 50 \text{ mm}$

Tabelle 7.9: Materialgesetze für die Berechnungen mit normalfesten Baustoffen: IPE 400, St37 und 15 cm Betongurt, C35/45

Die durchgeführten Rechnungen sind in Tabelle 7.10 dargestellt.

Belastung	Spannweite	Verdübelungsgrade
Streckenlast	8 m	100% - 75% - 49%
Streckenlast	10 m	100% - 80% - 55%
Streckenlast	12 m	100% - 85% - 61%
Einzellast	8 m	100% - 49% - 40%
Einzellast	10 m	100% - 55% - 45%
Einzellast	12 m	100% - 61% - 50%

Tabelle 7.10: Durchgeführte Berechnungen: IPE 400, St37 und 15 cm Betongurt, C35/45

Die Ergebnisse der Berechnungen für eine Belastung durch **Streckenlast** sind in Bild 7.39 dargestellt. Die Ergebnisse von BECKER konnten bestätigt werden. Der Ansatz von JOHNSON ist bei großen Trägerlängen konservativer, bei kleinen Stützweiten progressiver. Die Regeln nach der derzeitigen Fassung des EC 4 sind im Vergleich zu den eigenen Berechnungen unsicher, dasselbe gilt für den konservativsten Ansatz von ARIBERT für Stahl S460. Damit kann die Regelung im neuesten Entwurf zu EC 4 (EN 1994, 2001), die derjenigen von ARIBERT entspricht, nicht unterstützt werden. Der Grund für die unsichere Formulierung könnte eine progressive Wahl der Werte für die Dehnungen und Spannungen an der Verfestigungsgrenze des Baustahls innerhalb der Berechnungen von ARIBERT sein. Die Berechnungen für eine Belastung durch eine **Einzellast in Feldmitte** ergaben Schlupfwerte zwischen 2 mm und 5 mm, so dass die Angaben des zurzeit gültigen EC 4 bestätigt werden konnten.

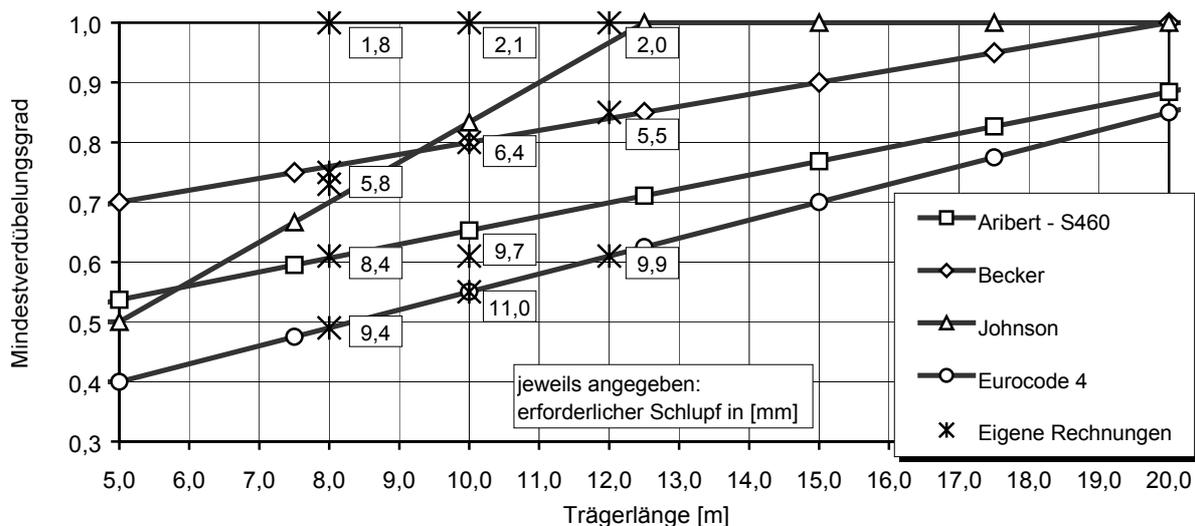


Bild 7.39: Erforderliche Verformungen der Kopfbolzendübel (\varnothing 19 mm) für Stahlträger IPE 400 mit Betongurt 15 cm bei normalfesten Materialien unter **Streckenlast**

7.4.5 Parameterstudie mit hochfesten Materialien

Die Untersuchungen zur Dübelverformung bei Teilverdübelung für Verbundträger aus hochfesten Materialien wurden an Baustahl S460 und Beton C70/85 durchgeführt. Wiederum kamen als Verbundmittel Kopfbolzendübel mit dem Durchmesser 19 mm zum Einsatz (Tabelle 7.11). Die Betonfestigkeit wurde sowohl in den Handrechnungen als auch in der numerischen Berechnung mit 85 N/mm² angesetzt. Die Bruchstauchung betrug bei diesen Berechnungen 3,5%. Diese Werte wurden jedoch nie erreicht. Die maximalen Betonstauchungen lagen in der Größenordnung der Werte aus DIN 1045-1, maßgebend für ein vorzeitiges Versagen waren immer überschrittene Dübelverformungen. Für die Dübeltraglast wurden die Mittelwerte der Ergebnisse der eigenen Push-Out Versuche herangezogen. Die Handrechnun-

gen wurden mit um 20% erniedrigten (charakteristischen) Tragfähigkeiten durchgeführt. Zwei verschiedene Verbundquerschnitte wurden überprüft (Tabelle 7.12).

Querschnitt	Belastung	Spannweite	Verdübelungsgrade
IPE 400-15	Streckenlast	8 m	84% - 72% - 60% - 36%
IPE 400-15	Streckenlast	10 m	84% - 72% - 60% - 36%
IPE 400-15	Streckenlast	12 m	84% - 72% - 60% - 36%
IPE 400-15	Einzellast	8 m	100% - 84% - 60% - 36%
IPE 400-15	Einzellast	10 m	100% - 84% - 60% - 36%
IPE 400-15	Einzellast	12 m	100% - 84% - 60% - 36%
HEA 400-20	Streckenlast	10 m	84% - 72% - 60%
HEA 400-20	Streckenlast	12 m	84% - 72% - 60%
HEA 400-20	Streckenlast	14 m	84% - 72% - 60%
HEA 400-20	Einzellast	10 m	100% - 83% - 72% - 60% - 35%
HEA 400-20	Einzellast	12 m	100% - 83% - 72% - 60% - 35%
HEA 400-20	Einzellast	14 m	100% - 83% - 72% - 60% - 35%

Tabelle 7.12: Durchgeführte Berechnungen (IPE 400, S460 und 15 cm Betongurt, C70/85 sowie HEA 400, S460 und 20 cm Betongurt, C70/85)

Die Einfeldträger wurden mit einer Einzellast in Feldmitte und einer Gleichstreckenlast beaufschlagt. Die Verdübelung war dabei zunächst äquidistant. In einer Studie zu den Auswirkungen variierender Dübelkennlinien und Dübelanordnungen wurden zum Schluss die Kraft-Schlupf-Beziehungen anderer Verbundmittel angesetzt sowie eine abgestufte Dübelanordnung im Verhältnis 2:1 und eine Dübelkonzentration an den Auflagern überprüft.

Beton C70/85	$f_c = 85 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_1 = 2,0\text{‰}$	$\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$
	$f_{ct} = 0,5 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{tu} = 0,6\text{‰}$	
Baustahl S460	$f_y/f_u = 460/580$	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$	
	$\varepsilon_y = 2,3\text{‰}$	$\varepsilon_v = 20\text{‰}$	$\varepsilon_u = 30\text{‰}$
Betonstahl	Nicht angesetzt		
KBD $\varnothing 19 \text{ mm}$	$F_{Dü,max} = 140 \text{ kN}$	$V_y = 1 \text{ mm}$	$V_u = 50 \text{ mm}$

Tabelle 7.11: Materialgesetze für die Berechnungen an Verbundträgern aus Walzprofilen S460 und Betongurt aus C70/85

Die Ergebnisse für die Belastung durch **Einzellast in Feldmitte** sind in Bild 7.40 dargestellt. Danach erreichen alle Träger bis zu einem Verdübelungsgrad von 35% das plastische Moment, wenn die Dübel ein Verformungsvermögen von 6 mm aufweisen. Ab einer Spannweite von 14 m sollten die Mindestverdübelungsgrade kontinuierlich bis auf 100% anwachsen.

Die maximalen Verformungen in der Verbundfuge nehmen unter Einzellast bis zu einem Verdübelungsgrad von 60% mit abnehmender Dübelanzahl ab. Dafür ist erstens die geringere zu übertragende Längsschubkraft verantwortlich. Zweitens wird bei voller Verdübelung der Maximalschlupf direkt neben der Feldmitte erreicht (vgl. Kapitel 7.3). Bei einer schwächeren Verbundfuge (niedriger Verdübelungsgrad) bauen sich die Betondruckkräfte gleichmäßiger über die Trägerlänge verteilt auf, die Dübelbeanspruchung ist ausgeglichener, und es kommt nicht zu den großen Verschiebungen in direkter Umgebung der Lasteinleitung. Dies zeigen auch die Schlupfverläufe über die Trägerlänge für Verbundträger mit unterschiedlichen Verdübelungsgraden (Bild 7.41).

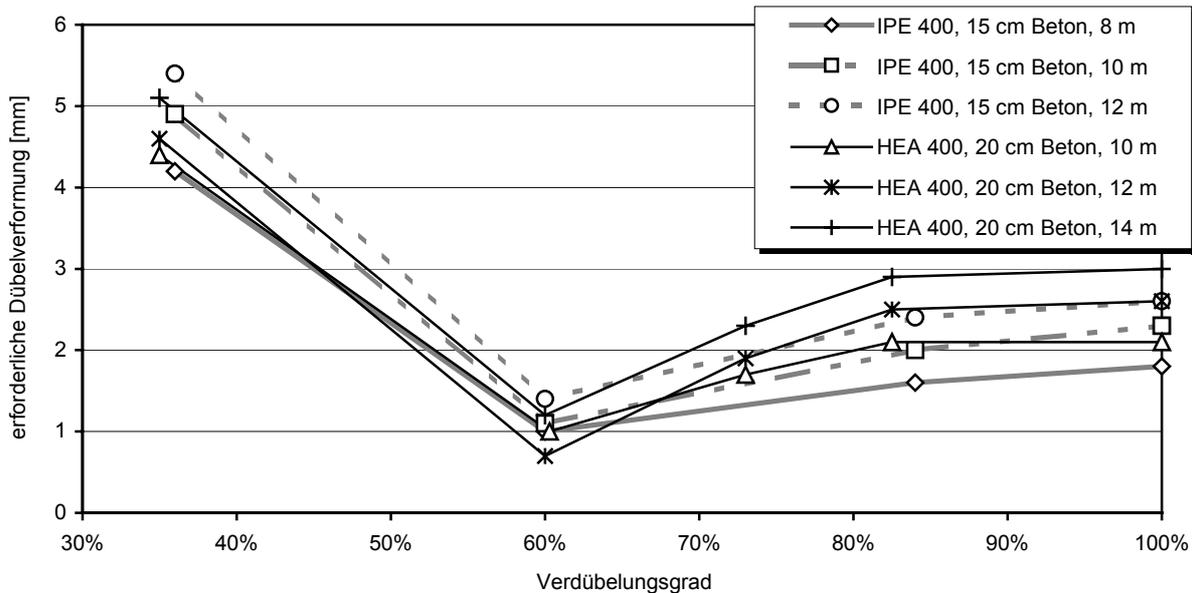


Bild 7.40: Erforderlicher Schlupf der Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm bei Trägern IPE 400 bzw. HEA 400 aus S460 mit 15 cm bzw. 20 cm Betongurt C70/85 unter Variation der Spannweite und des Verdübelungsgrades bei **Einzellast in Feldmitte**

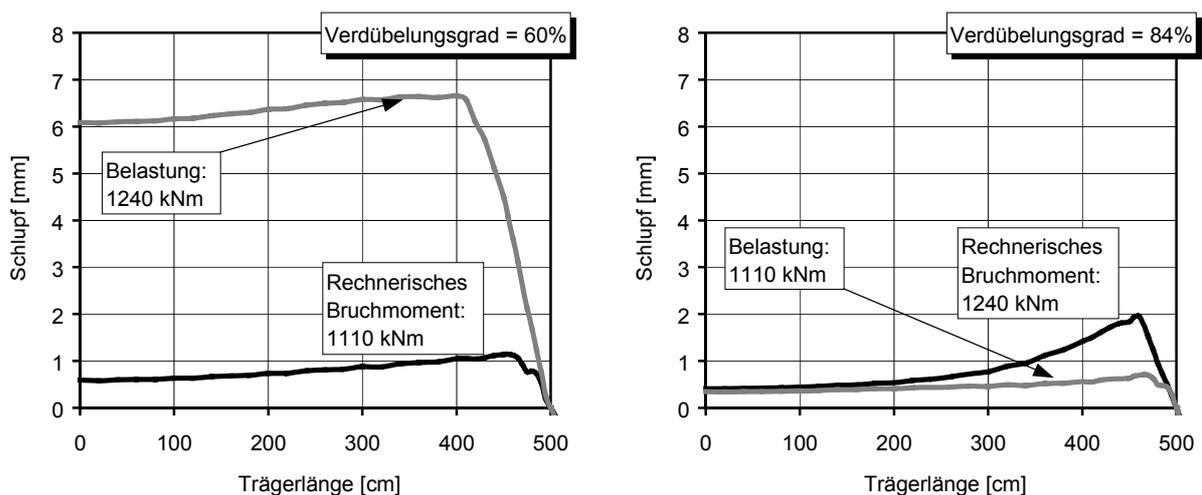


Bild 7.41: Schlupfverlauf über die Trägerlänge eines zu 60% verdübelten (links) und eines zu 84% verdübelten (rechts) Trägers IPE 400 aus S 460 und 15 cm Betongurt C 70/85 unter **Einzellast in Feldmitte** bei Erreichen der rechnerischen Bruchlast

Bei allen Berechnungen unter **Streckenlast** traten erhebliche Dübelverformungen auf. Nachdem die äußeren, am höchsten beanspruchten Dübel plastiziert hatten, konnten die vom Verbundträger aufnehmbaren Lasten nur in geringem Maße gesteigert werden. Dabei wuchsen die maximalen Dübelverformungen der äußeren Verbundmittel überproportional an, bevor die unterbeanspruchten Dübel in Trägermitte zur Übertragung der auftretenden Längsschubkräfte plastizierten und voll aktiviert wurden. Daher waren teilweise Verformungen in der Verbundfuge am Trägerende von 20 mm und mehr erforderlich. Im Anhang A.5 ist die Entwicklung des Maximalschlupfes am Trägerende in Abhängigkeit von der Momentenbelastung dargestellt. Markiert sind jeweils die charakteristischen Punkte des rechnerischen plastischen Bruchmomentes und der kritischen Dübelverformung von 6 mm. Die nach der linearen Interpolationsmethode berechneten plastischen Momente können bei maximalen Dübelverschiebungen von 6 mm ab 60% Teilverdübelung nur knapp erreicht werden. Die erreichbaren Momente liegen 1% bis 5% unter denen aus der Handrechnung. Die erforderlichen Dübelver-

schiebungen zum vollständigen Erreichen der rechnerischen Lasten betragen bei einem Teilverdübelungsgrad kleiner als 60% zwischen 8 mm und 26 mm (Bild 7.42). Das Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton hat dabei eine positive und eine negative Auswirkung auf die Kraftübertragung in der Verbundfuge:

- 1) Positiv wirkt sich die große Anfangssteifigkeit aus. Bereits bei geringen Relativverschiebungen plastiziert der Dübel, und die gesamte Dübelkraft kann aktiviert werden.
- 2) Negativ wirkt sich die geringe Gesamtverformungskapazität der Dübel aus. Nach Erreichen der kritischen Verformungsgrenze von etwa 6 mm versagt er schlagartig, was zu einem sukzessiven Versagen der gesamten Verbundfuge (Reißverschluss effekt) und damit zum Bruch des Trägers führt.

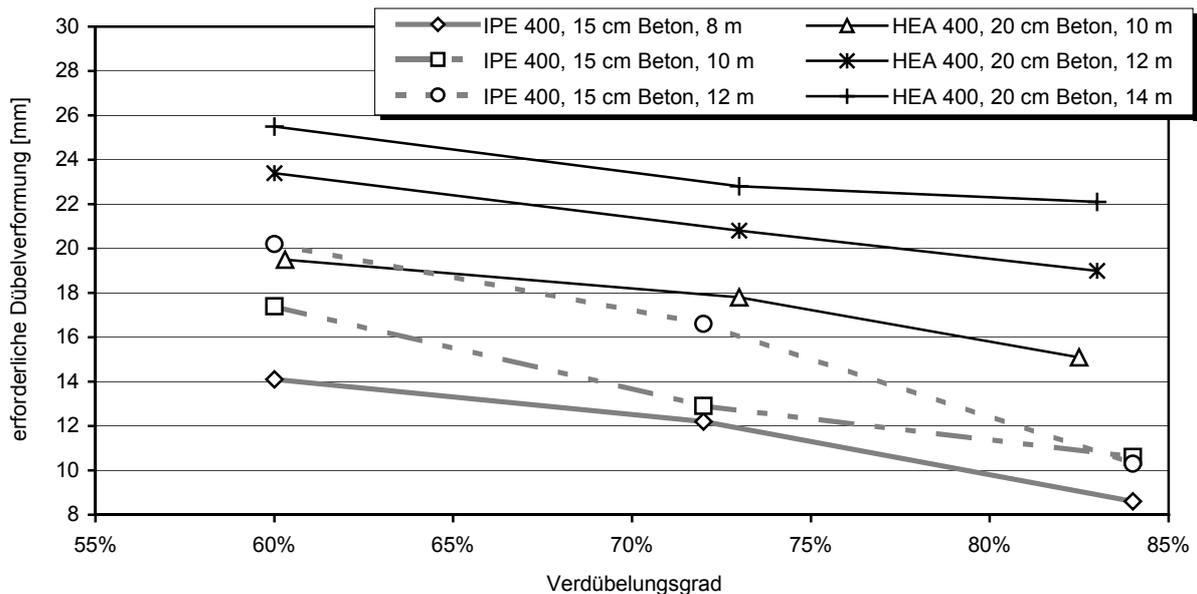


Bild 7.42: Erforderlicher Schlupf der Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm bei Trägern IPE 400 bzw. HEA 400 aus S460 mit 15 cm bzw. 20 cm Betongurt C70/85 unter Variation der Spannweite und des Verdübelungsgrades bei **Streckenlast**

Weitere Bedingung zum Erreichen der plastischen Momente ist die Einhaltung eines Mindestverhältnisses zwischen dem plastischen Momentenanteil des Stahlträgers $M_{a,pl}$ und dem plastischen Widerstandsmoment M_{pl} des vollverdübelteten Verbundträgers.

In EC 4 ist dieses Verhältnis $M_{a,pl}/M_{pl}$ mit mindestens 0,40 angegeben, damit eine äquidistante Verdübelung ausgeführt werden darf. Dieses Verhältnis wird von dem Träger HEA 400 mit 20 cm Betongurt aus hochfesten Werkstoffen erreicht. BECKER schränkt den Grenzwert auf 0,46 ein. Der vorliegende Träger IPE 400 mit 15 cm Betongurt aus hochfesten Werkstoffen besitzt eben dieses Verhältnis $M_{a,pl}/M_{pl} = 0,46$. Wird das einwirkende Moment aus der Statik über die halbe Trägerachse aufgetragen und mit dem jeweiligen ortsabhängigen Widerstandsmoment des Verbundträgers unter Berücksichtigung der äquidistanten Verdübelung verglichen, so ist erkennbar, dass trotzdem für diesen Fall der maßgebende Schnitt etwa 40% außerhalb der Feldmitte liegt (Bild 7.43, links), wenn mit charakteristischen Dübeltraglasten gerechnet wird.

Die Annäherung der Kurven des einwirkenden und des aufnehmbaren Momentes bewirkt beim Verlauf der Betondruckstauchungen einen Sprung: Der Verbundträgeranteil muss überproportional gesteigert werden, da der Stahlträgeranteil seine maximale Auslastung erreicht hat (Bild 7.43, rechts und Bild 7.44).

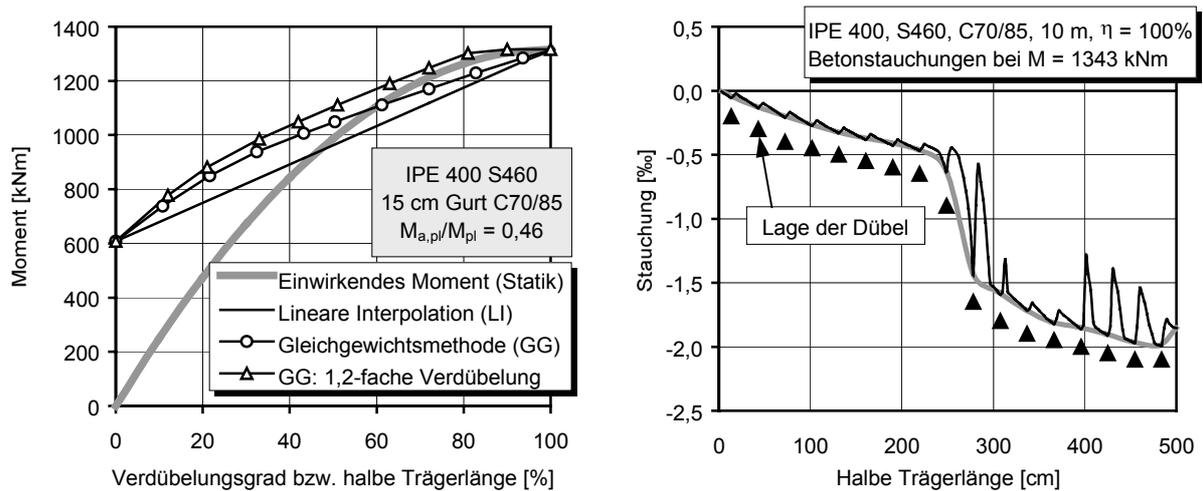


Bild 7.43: Vergleich des einwirkenden Momentes über die halbe Trägerlänge eines IPE 400 mit 15 cm Betongurt aus hochfesten Werkstoffen mit dem Widerstandsmoment bei äquidistanter Verdübelung unter Ansatz der charakteristischen Dübeltraglasten (links), Verlauf der Betondruckstauchungen und Lage der Dübel im numerischen Modell bei Dübelversagen (rechts)

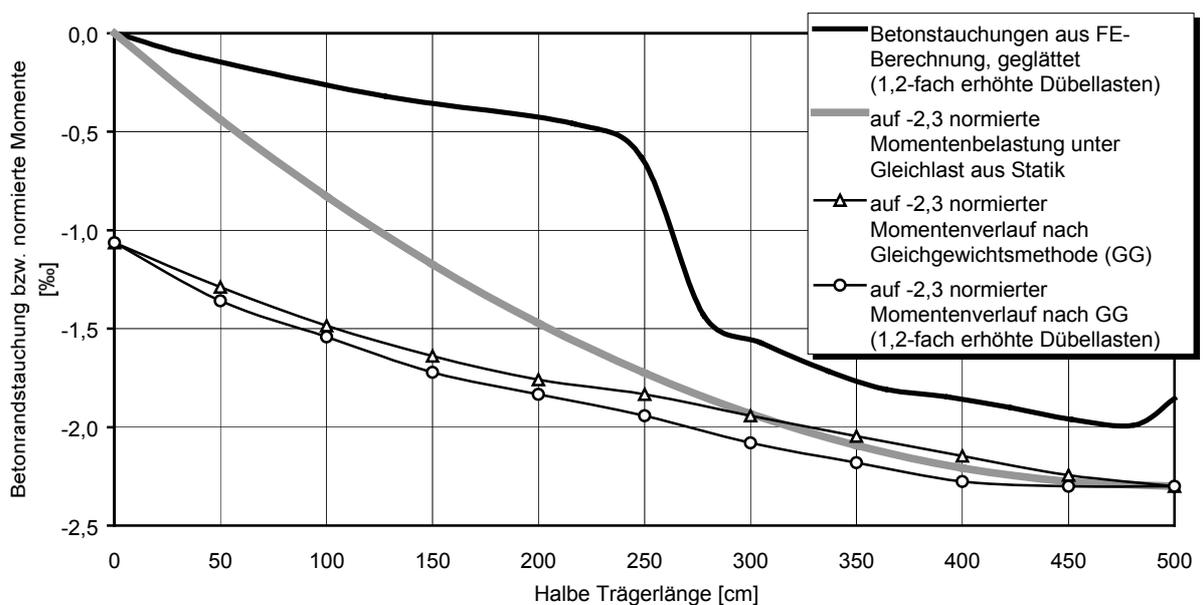


Bild 7.44: Verlauf der Betondruckstauchungen und der auftretenden normierten Momente

Bei Ansatz der erhöhten mittleren Dübeltragfähigkeiten in der numerischen Berechnung (im Vergleich zu den charakteristischen Traglasten in der Handrechnung) ist die Verdübelung in allen Trägerbereichen ausreichend. Qualitativ gilt dies auch für einen Träger HEB 400 mit 15 cm Betongurt aus hochfesten Baustoffen, für den $M_{a,pl}/M_{pl} = 0,51$ ist (Bild 7.45, links). Erst ein HEM 400 mit 15 cm Betongurt, ebenfalls aus hochfestem Stahl und hochfestem Beton mit $M_{a,pl}/M_{pl} = 0,61$, besitzt auch bei Ansatz der charakteristischen Dübeltraglasten in der FE-Berechnung eine ausreichende Tragfähigkeit über die gesamte Trägerlänge (Bild 7.45, rechts).

Es wird deutlich, dass die im EC 4 angegebenen Grenzen zur Mindestverdübelung für hochfeste Werkstoffe bei Verbundträgern unter Gleichlast nur dann eingehalten werden können, wenn eine – im Vergleich zu den charakteristischen Dübeltraglasten aus der Handrechnung – um 20% höhere mittlere Tragfähigkeit der Verbundfuge sichergestellt ist. In der Regel ist dies

der Fall, da die experimentell ermittelten Dübeltraglasten wegen des ungünstigen Versuchsaufbaus des Standard-Abscherversuches zu gering ermittelt werden, es zu zusätzlichen Traganteilen der Verbundfuge aus Reibung kommt und die statistische Auswertung eine entsprechende Differenz zwischen mittleren und charakteristischen Traglasten erzeugt.

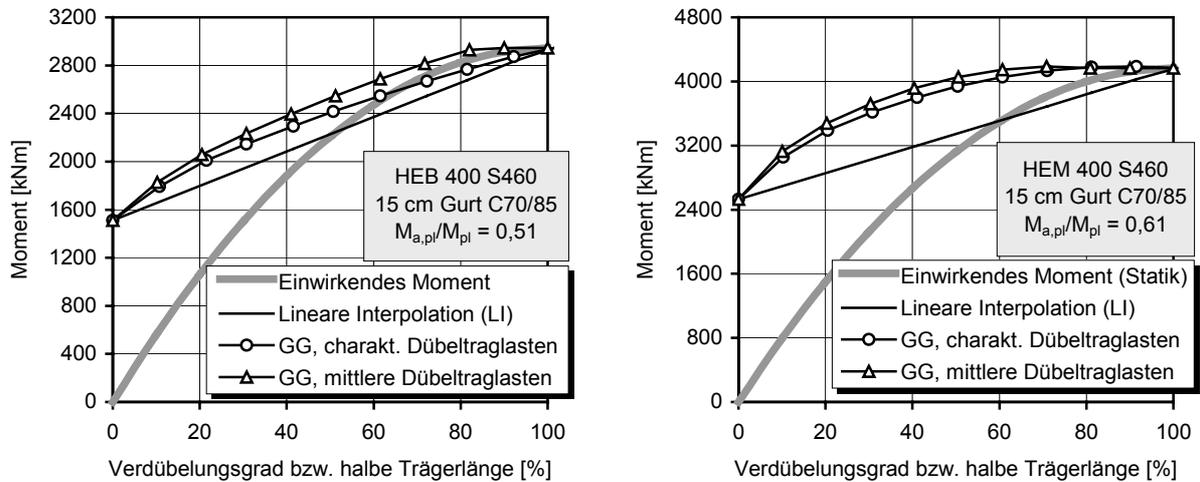


Bild 7.45: Vergleich des einwirkenden Momentes über die halbe Trägerlänge eines HEB 400 (links) und eines HEM 400 (rechts) mit 15 cm Betongurt aus hochfesten Werkstoffen mit dem Widerstandsmoment bei äquidistanter Verdübelung und Ansatz von charakteristischen und mittleren Dübeltraglasten (LI: Lineare Interpolation; GG: Gleichgewichtsmethode)

Verbessern lassen sich die Eigenschaften, wenn die Verdübelung dem Längsschubkraftverlauf angenähert wird. Dazu wurden Berechnungen an denselben Verbundträgern, jedoch mit einer Dübelverteilung im Verhältnis von 2:1 der Dübelanzahl in den äußeren Vierteln zur Dübelanzahl in Balkenmitte durchgeführt (Bild 7.46).

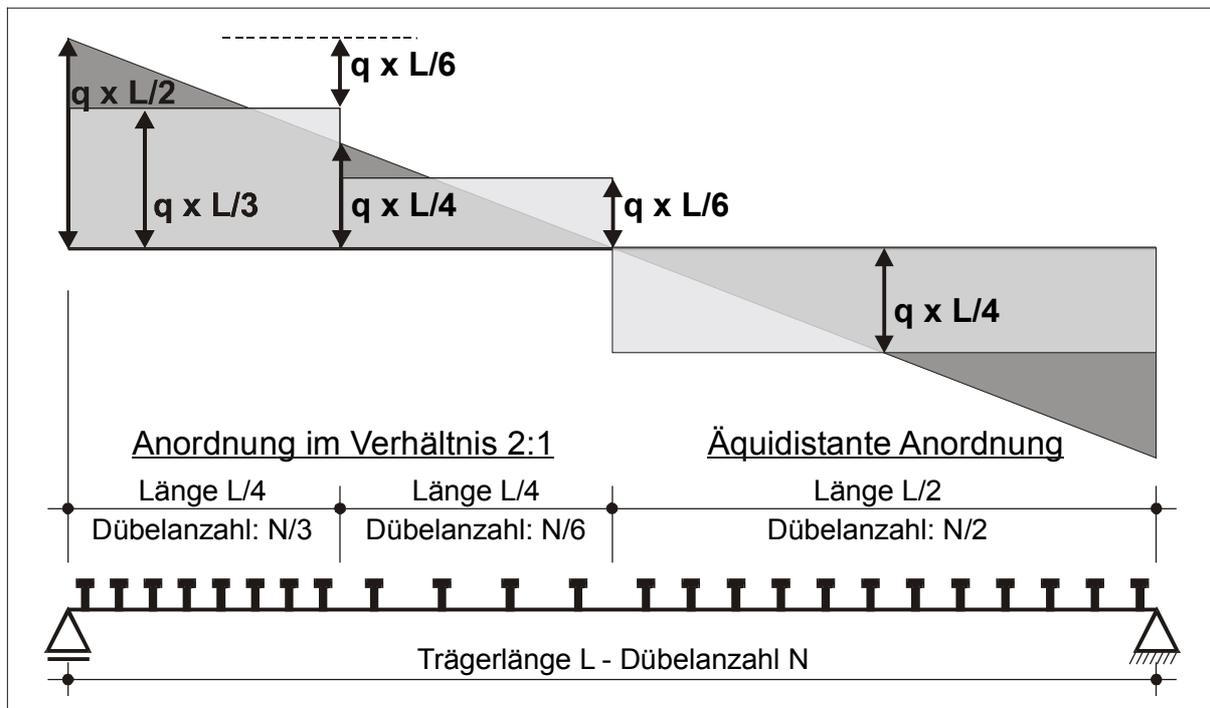


Bild 7.46: Dem Längsschubkraftverlauf angenäherte Verdübelung im Verhältnis 2:1 für Verbundträger unter Gleichstreckenbelastung

Für diese Dübelanordnung wurden die folgenden Variationen untersucht (Tabelle 7.13):

Querschnitt	Spannweite	Verdübelungsgrade
IPE 400-15	8 m	100% - 84% - 72% - 60% - 51%
IPE 400-15	10 m	100% - 84% - 72% - 60% - 51%
IPE 400-15	12 m	100% - 84% - 72% - 60% - 51%
HEA 400-20	10 m	100% - 84% - 72% - 60% - 51%
HEA 400-20	12 m	100% - 84% - 72% - 60% - 51%
HEA 400-20	14 m	100% - 84% - 72% - 60% - 51%

Tabelle 7.13: Durchgeführte Berechnungen (IPE 400, S460 und 15 cm Betongurt, C70/85 sowie HEA 400, S460 und 20 cm Betongurt, C70/85) unter **Streckenlast** bei dem Längsschubkraftverlauf angenäherter Verdübelung im Verhältnis 2:1

Bei den Trägern mit einem Verdübelungsgrad ab 72% trat der Maximalschlupf nicht am Trägerende, sondern innerhalb des weniger verdübelten Bereiches auf. Daher kann es wie bei den Trägern unter Einzellast vorkommen, dass trotz sinkenden Verdübelungsgrades die maximalen Verformungen in der Verbundfuge nicht zu-, sondern abnehmen. Die sich ergebenden Maximalwerte des aufgetretenen Schlupfes sind in Bild 7.47 zusammengefasst.

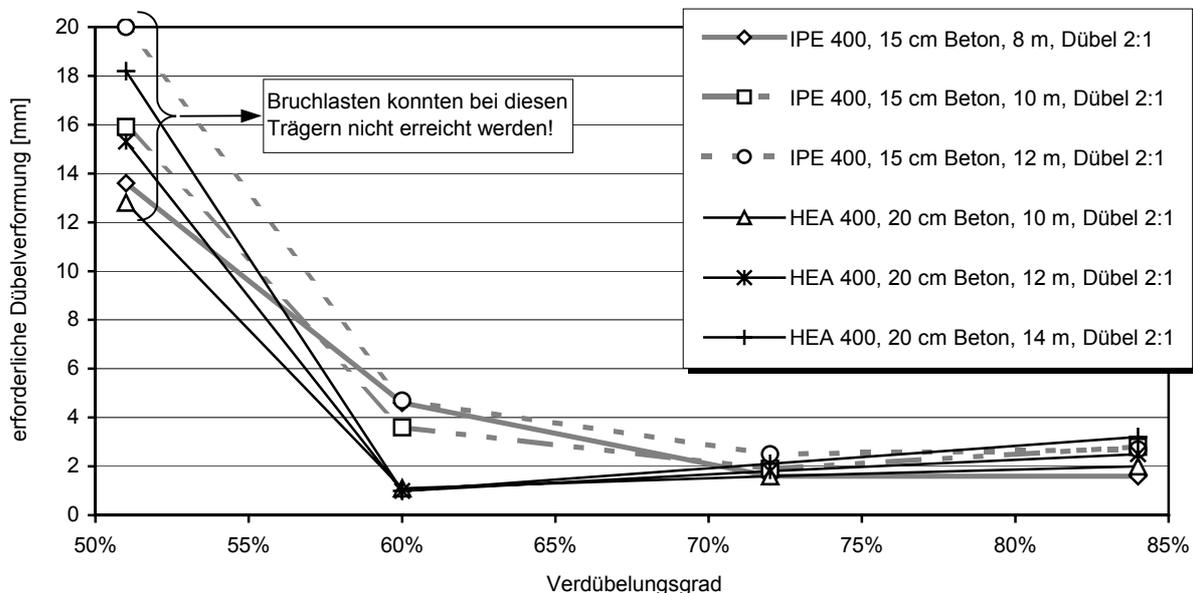


Bild 7.47: Erforderlicher Schlupf der Kopfbolzendübel $\varnothing 19$ mm für ein dem Längsschubkraftverlauf angenäherte Verdübelung im Verhältnis 2:1 bei Variation der Spannweite und des Verdübelungsgrades und Belastung durch **Streckenlast**

Auf der Grundlage der Ergebnisse der numerischen Parameterstudie kann eine Teilverdübelung bei Verbundträgern aus hochfesten Werkstoffen unter Streckenlast bei Verwendung der Gleichgewichtsmethode nur dann erfolgen, wenn eine abgestufte Verdübelung vorliegt. Werden die rechnerischen plastischen Momente bei der Handrechnung abgemindert, z.B. implizit durch die Verwendung der Linearen Interpolation anstatt der Gleichgewichtsmethode und zusätzlich explizit durch die Anwendung der Faktoren für die hochfesten Baustoffe β_{concrete} und $\beta_{\text{pl-neu}}$, darf die Teilverdübelung auch bei äquidistant verdübelten Trägern unter Streckenlast angewendet werden. Bild 7.48 stellt die unterschiedlich berechneten plastischen Widerstandsmomente normiert auf die bei einer Dübelverformbarkeit von 6 mm erreichbaren Momente aus der FE-Berechnung unter Streckenlast dar. Zusätzlich sind die normierten Momente aus der FE-Berechnung eingetragen, die vor dem Fließbeginn der maßgebenden Dübel erreicht werden.

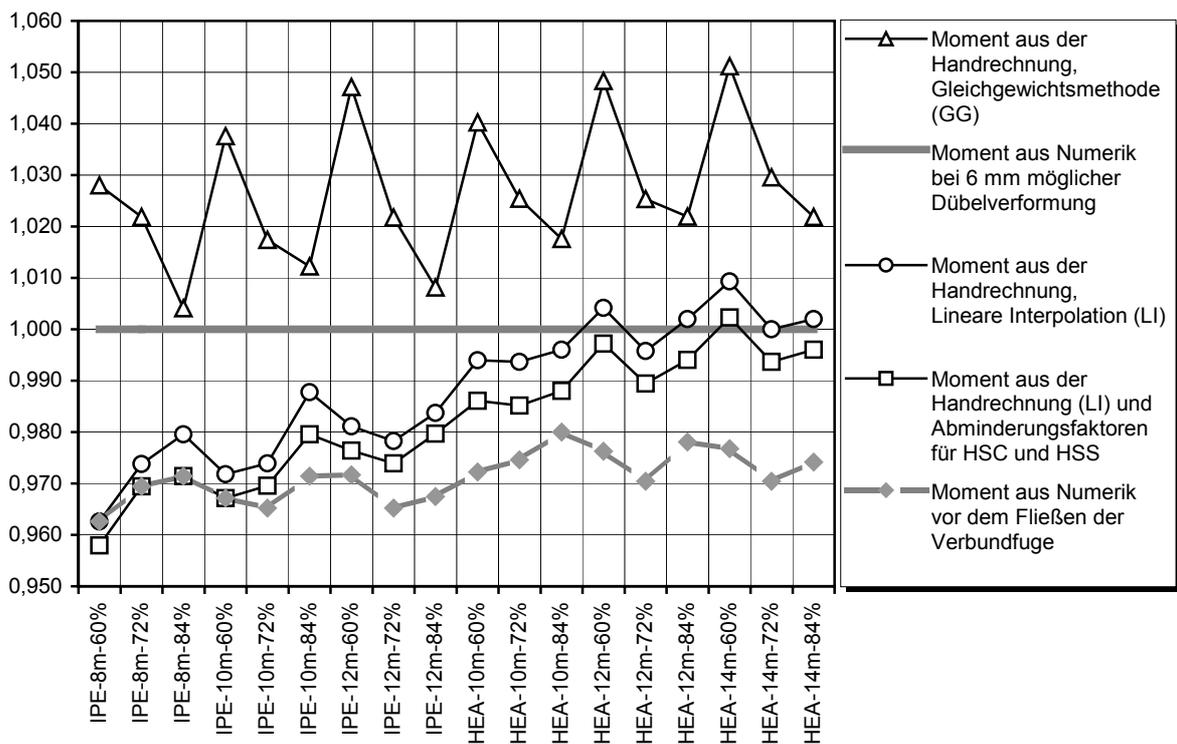


Bild 7.48: Unterschiedlich berechnete plastische Widerstandsmomente im Vergleich zu Bruchmomenten aus der FE-Rechnung unter Streckenlast

Die Bemessungen mit der Methode der Linearen Interpolation führen zu sicheren Ergebnissen. Die Anwendung des Reduktionsfaktors β_{concrete} vergrößert den Sicherheitsabstand. Bei den vorliegenden Trägern wurde der Faktor $\beta_{\text{pl-neu}}$ nicht maßgebend, da die Trägergeometrie günstig war. Mit kleiner werdendem Verhältnis $M_{a,pl}/M_{pl}$ (0,46 für den IPE, 0,40 für den HEA) sowie mit größer werdenden Stützweiten verschlechtert sich das Verhältnis zwischen rechnerischen und tatsächlich erreichbaren Bruchmomenten.

7.4.6 Besonderheiten bei der Bemessung der Verbundfuge

Drei Besonderheiten, die bei der Bemessung der Verbundfuge auftreten können, sind:

1. Der maximale Schlupf tritt nicht immer am Trägerende auf. Insbesondere gilt dies für die Belastung durch eine Einzellast in Feldmitte, grundsätzlich für sehr tragfähige und steife Verbundfugen. Die der Bemessung zugrunde liegende Vorstellung von einem ausschließlichen Verbundträgeranteil kann in direkter Umgebung der Lasteinleitung nicht aufrecht erhalten werden. Aufgrund des Schlupfnulldurchgangs kommt es auch bei voller Verdübelung zu einer Aufteilung in einen Stahlträger- und einen Verbundträgeranteil. Der maßgebende Schnitt zur Bestimmung der maximalen Dübelverformung kann im plastizierten Zustand neben der Trägermitte liegen. Dies gilt auch für den maßgebenden Schnitt zur Bestimmung der Momententragfähigkeit, wenn die Verbundfuge das Versagen bestimmt.

2. Weicht die Last-Verformungscharakteristik der Verbundmittel von der angenommenen Form ab, kann dies zum vorzeitigen Versagen des Verbundträgers führen. Bei der Auswertung der Standard-Abscherversuche nach EC 4 werden lediglich die Traglast und das maximale Verformungsvermögen bestimmt, über den Verlauf der Last-Verformungskurve werden keine Angaben gemacht. Der bemessende Tragwerksplaner geht davon aus, dass die Verbundmittel eine "typische Längskraft-Schlupfcharakteristik" aufweisen, bei der die plastische Traglast nach 1 bis 2 mm Verformung erreicht wird. Neue Verbundmittel (vorgespannte

Schrauben, Dübelleistensysteme) besitzen jedoch andere charakteristische Kurven (Bild 7.49, ROIK, HANSWILLE, 1984, AiF, 2000). Bei numerischen Berechnungen von Verbundträgern mit Verbundmitteln, die diese Last-Schlupfcharakteristiken besaßen, konnten die plastischen Momente bei Teilverdübelung gar nicht bzw. nur bei Verbundmittelverformungen, die größer waren als die angegebenen Grenzen, erreicht werden. Außerdem traten bereits unter Gebrauchslasten hohe Verformungen des Verbundträgers auf. Daher sollten Verbundmittel, deren Last-Verformungsverhalten von dem der Kopfbolzendübel abweicht, zusätzlich zu ihrer Traglast und ihrem maximalen Verformungsvermögen durch die genaue Angabe der Last-Schlupfbeziehung beschrieben werden. Die vereinfachten plastischen Bemessungsverfahren des EC 4 sowie die in dieser Arbeit vorgeschlagenen Bemessungsregeln gelten vorerst nur für Verbundmittel, die ihre plastische Tragfähigkeit nach 1 mm bis 2 mm Verformung erreichen.

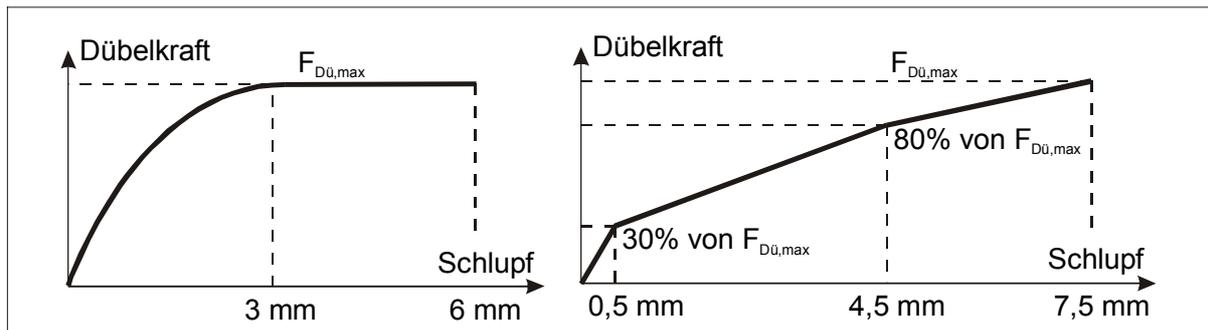


Bild 7.49: Last-Schlupfkurven für neue Verbundmittel (AiF, 2000)

3. Eine Konzentration der Verbundmittel am Trägerende stellt keine ausreichende Verbundwirkung sicher. Auch hierbei wurden die plastischen Traglasten in den numerischen Berechnungen nicht erreicht. Da im Feldbereich die Verdübelung vollständig fehlt, kann es erstens zu einem Abheben des Betongurtes kommen. Zweitens entsteht in dem Bereich ein so großer Schlupf, dass die Verbundträgerwirkung nicht aktiviert und der Verbundquerschnitt nicht voll ausgenutzt werden kann. Eine Abstufung der Dübelverteilung sollte sich am Verlauf der Längsschubkraft orientieren. Die oben gewählte Verteilung im Verhältnis 2:1 bedeutet dabei, dass die Längsschubkraftlinie im ungünstigsten Fall um ein Sechstel unterschritten wird.

7.4.7 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann auf Grundlage der eigenen Untersuchungen festgestellt werden:

- Je größer die Stützweite, desto größer müssen auch die Mindestverdübelungsgrade sein.
- Je größer das Verhältnis des vollplastischen Stahlträgermomentes zum vollplastischen Verbundträgermoment ist, desto geringer dürfen die Mindestverdübelungsgrade sein.
- Um das Materialverhalten der hochfesten Baustoffe zu berücksichtigen, müssen gerade bei teilverdübelteten Trägern – in Konsistenz zu den Angaben in Kapitel 7.1 – die Reduktionsfaktoren β_{concrete} und $\beta_{\text{pl-neu}}$ verwendet werden.
- Alle folgenden Regelungen gelten nur dann, wenn die mittlere Tragfähigkeit der Verbundfuge 20% über den charakteristischen Werten der Verbundmitteltragfähigkeit liegt. Dies ist für Kopfbolzendübel in normalfestem Beton und in hochfestem Beton – unter Anwendung des in Kapitel 4.10 vorgeschlagenen Bemessungsverfahrens – der Fall.
- Teilverdübeltete Träger **aus normalfesten und hochfesten Werkstoffen unter Einzellast** dürfen mit den Mindestverdübelungsgraden für normalfeste Werkstoffe nach EC 4 bei Anwendung der Gleichgewichtsmethode (GG) berechnet werden. Dabei sind für hochfes-

te Werkstoffe – in Konsistenz zu den Angaben in Kapitel 7.1 – die Reduktionsfaktoren β_{concrete} und $\beta_{\text{pl-neu}}$ zu verwenden.

- Bei Teilverdübelung von Verbundträgern **aus normalfesten Werkstoffen unter Streckenlast** bei einer möglichen Verbundmittelverformung von 6 mm und äquidistanter Dübelanordnung erscheinen die Teilverdübelungsgrade von BECKER (1997) sicherer als die derzeitigen Regelungen des EC 4.
- Die Teilverdübelung von Verbundträgern **aus hochfesten Werkstoffen unter Streckenlast** bei einer möglichen Verbundmittelverformung von 6 mm und einer äquidistanten Dübelanordnung sollte nur angewendet werden, wenn die Bruchmomente mit der Methode der Linearen Interpolation (LI) bestimmt werden.
- Die Mindestverdübelungsgrade für die unterschiedlichen Fälle in Abhängigkeit von der Trägerlänge sind in Bild 7.50 dargestellt.

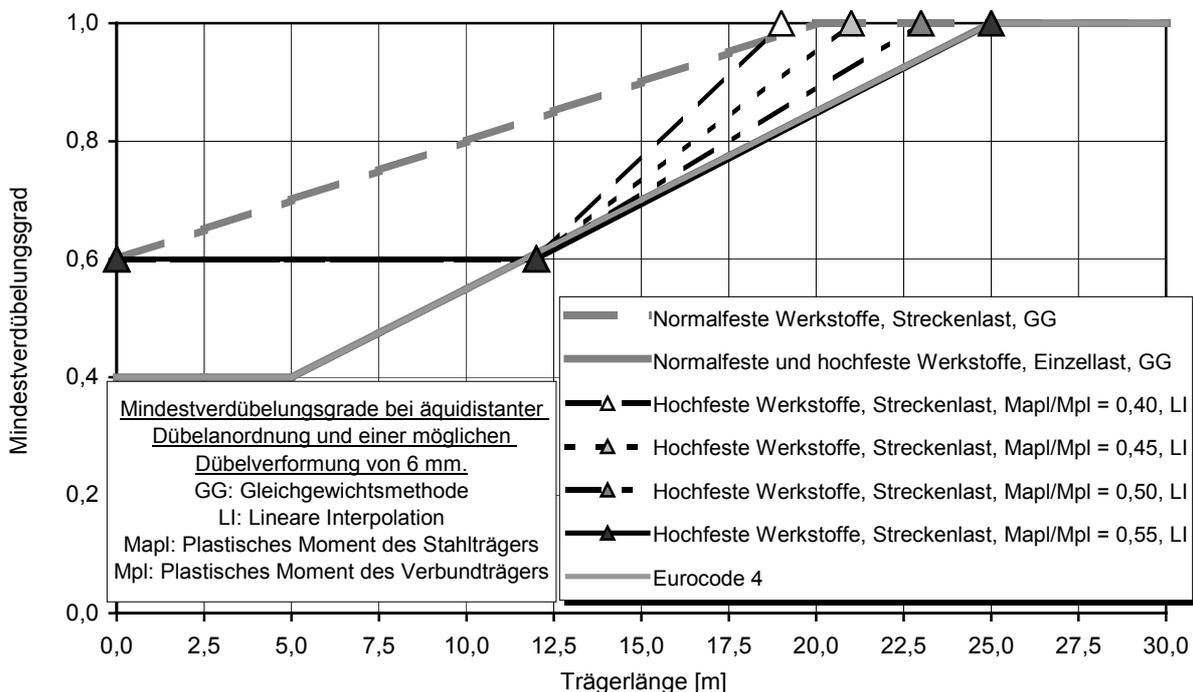


Bild 7.50: Mindestverdübelungsgrade

In Formeln ausgedrückt bedeutet dies für Verbundträger aus hochfesten Baustoffen mit äquidistanter Verdübelung unter Gleichlast:

$$1,0 \geq \eta_{\min} = 0,060 \cdot L - 0,12 \geq 0,60 \quad \text{für } M_{a,pl}/M_{pl} \leq 0,40 \quad (7.10)$$

$$1,0 \geq \eta_{\min} = 0,045 \cdot L + 0,06 \geq 0,60 \quad \text{für } M_{a,pl}/M_{pl} \leq 0,45 \quad (7.11)$$

$$1,0 \geq \eta_{\min} = 0,035 \cdot L + 0,18 \geq 0,60 \quad \text{für } M_{a,pl}/M_{pl} \leq 0,50 \quad (7.12)$$

$$1,0 \geq \eta_{\min} = 0,030 \cdot L + 0,24 \geq 0,60 \quad \text{für } M_{a,pl}/M_{pl} \leq 0,55 \quad (7.13)$$

- Damit können weder die Angaben in der aktuellen Fassung des EC 4 noch diejenigen im neuesten Entwurf zu EC 4 von April 2001 bestätigt werden. Gründe für bisher nicht aufgetretene Schadensfälle bei teilverdübelten Trägern sind das Fehlen entsprechender Lastfälle im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie die Überfestigkeiten des Stahls.
- Im Anhang A.6 wird die Anwendung der o.g. Regeln innerhalb von Bemessungsbeispielen vorgestellt.

8 Zusammenfassung

Bisher wurden hochfester Stahl und hochfester Beton nicht zusammen in vorwiegend auf Biegung beanspruchten Verbundkonstruktionen eingesetzt. Im Stahlbau hat sich der hochfeste Stahl und im Stahlbeton- und Spannbetonbau der hochfeste Beton unter bestimmten Randbedingungen aufgrund der technischen und wirtschaftlichen Vorteile gegenüber normalfesten Baustoffen bereits durchgesetzt. Das Zusammenwirken der hochfesten Baustoffe am Beispiel von Verbundträgern aus dem Hochbau mit massiven Betongurten wurde in der vorliegenden Arbeit systematisch untersucht.

Hierzu wurden eigene Träger- und Abscherversuche ausgewertet und verschiedene numerische Berechnungsmethoden für die anschließende Analyse angewendet. Durch die Entwicklung eines neuen Einzel-Abscherversuches konnten erstmalig erfolgreich einzelne Kopfbolzendübel unter reiner Scherbeanspruchung untersucht werden. Begleitende numerische Berechnungen zeigen das ungünstige Tragverhalten des Standard-Abscherversuchskörpers auf.

Die nichtlinearen Berechnungen nach der Finite-Elemente-Methode konnten das Tragverhalten der Verbundmittel unter Einschränkungen abbilden. Es ist zurzeit jedoch noch nicht möglich, das mehraxiale Versagensverhalten des Baustoffs Beton unter beliebiger Belastung detailliert abzubilden. Nur unter Annahme vereinfachender modellhafter Randbedingungen konnte das Last-Verformungsverhalten in zufriedenstellender Weise simuliert werden.

Innerhalb der Arbeit konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Zur Beschreibung des Tragverhaltens von Verbundträgern im positiven Momentenbereich sind die Spannungs-Dehnungsbeziehungen für hochfesten Beton – wie z.B. in der neuen DIN 1045 dokumentiert – zu verwenden.
- Bei der plastischen Bemessung müssen sowohl für den hochfesten Stahl als auch für den hochfesten Beton Korrekturwerte eingeführt werden, damit die Tragfähigkeit nicht überschätzt wird.
- Die Problematik der Mindestbewehrung im negativen Momentenbereich hängt hauptsächlich von den jeweiligen Systemdaten der Konstruktion ab. Auf der Grundlage der aus der Literatur bekannten und der eigenen Versuche kann daher kein allgemeingültiger vereinfachter Ansatz zur Berechnung der Mindestbewehrung hergeleitet werden.
- Das Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton wird vor allem von der Schweißwulstausbildung bestimmt. Wulst und Schaft sind dabei nicht monolithisch miteinander verbunden und erfahren jeweils eigene Belastungen und Verformungen.
- Der Schweißwulst erhöht die Tragfähigkeit des Dübelschaftes, indem er ihn abschirmt und stützt, und er besitzt einen eigenen Traganteil an der Gesamttragfähigkeit des Dübels. Dieser Tatsache wurde in dem aufgestellten Bemessungsmodell für Kopfbolzendübel in hochfestem Beton Rechnung getragen.
- Damit sich Kopfbolzendübel in hochfestem Beton duktil verhalten, sollten entweder zwei Dübel unmittelbar hintereinander in Reihe geschweißt werden, wobei ihre Tragfähigkeit auf 90% der Einzeldübel abzumindern ist, oder es sollte eine Metallhülse stramm über den Dübelschaft gezogen werden, die direkt auf dem Schweißwulst aufliegt. Weitere Maßnahmen können in Zukunft das Vergrößern der Schweißwülste und das Fertigen der Dübel aus hochfestem Material (S460) sein.

- Die Tragfähigkeit der Verbundfuge entspricht nicht der Tragfähigkeit der Verbundmittel, die aus Standard-Abscherversuchen abgeleitet wurde. Ursachen hierfür sind erstens die ungünstige Lastabtragung im Standard-Versuch, bei dem die Dübel eine kombinierte Schub-Zug-Beanspruchung erfahren, und zweitens treten in der Verbundfuge zusätzliche Reibungskräfte auf.
- Die im EC 4 genannten charakteristischen Werte der maximalen Traglast P_{Rk} und des maximalen Verformungsvermögens δ_{uk} beschreiben das Last-Verformungsverhalten von Verbundmitteln nur unzureichend. Neue Verbundmittel können eine Last-Verformungscharakteristik zeigen, die stark von derjenigen der üblichen Kopfbolzendübel abweicht.
- Die Verteilung der Längskraft in der Verbundfuge kann unter bestimmten Steifigkeitsverhältnissen und Belastungsarten so stark von den theoretischen Annahmen der Elastizitätstheorie abweichen, dass es zu einer unsicheren Bemessung kommt. Daher ist die Lage des maßgebenden Bemessungsschnittes sorgfältig zu prüfen.
- Das im EC 4 für duktile Verbundmittel geforderte Mindestverformungsvermögen von 6 mm sollte auf keinen Fall abgesenkt werden. Die im EC 4 angegebenen Mindestverdübelungsgrade können für Träger unter Gleichstreckenlast bereits bei diesem Grenzwert unsicher sein. Daher wurden neue Grenzwerte in Abhängigkeit von der Belastungsart, von der Stützweite und vom Verbundträgerquerschnitt vorgeschlagen. Diese Regeln gelten nur dann, wenn die mittlere Tragfähigkeit der Verbundfuge die charakteristische Tragfähigkeit der Verbundmittel um 20% überschreitet.
- Die Anwendung von Kammerbeton vergleichmäßig die Verformungen der Verbundträger und wirkt hierdurch den negativen Auswirkungen der geringen Bruchdehnung des hochfesten Betons entgegen. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf, um das Trag- und Verformungsverhalten, das dem von Stahlbetonträgern gleicht, genauer beschreiben zu können.

Die Bemessungsbeispiele haben gezeigt, dass die vorgeschlagenen Regeln zur Dübeltragfähigkeit, zur Mindestverdübelung und zur plastischen Bemessung bei Verbundträgern aus hochfesten Materialien einfach anwendbar sind.

Die Bemessung von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton stellt eine wirtschaftliche Anwendung dieser Verbundmittel sicher. Es ist darauf zu achten, dass die zurzeit verwendeten Kopfbolzendübel mit den Durchmessern 19 und 22 mm als nicht duktil nach EC 4 einzustufen sind.

Mit der Angabe der Mindestverdübelungsgrade in Abhängigkeit des Lastfalls und des Verhältnisses des plastischen Stahlträgermomentes zum Verbundträgermoment wurden wiederholt in der Literatur geäußerte Forderungen erfüllt.

Die Abminderungen der anrechenbaren Betondruckfestigkeit und des plastischen Momentes zur Berücksichtigung der Spannungs-Dehnungslinien der hochfesten Materialien bei der plastischen Bemessung wurden möglichst genau an die erforderlichen Werte angepasst, so dass die Anwendung des hochfesten Stahls und des hochfesten Betons in Zukunft sicherer, wirtschaftlicher und damit attraktiver wird.

Auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse können in Zukunft konkrete Anwendungsfälle zum Einsatz von hochfestem Beton mit hochfestem Stahl im Verbundbau bearbeitet werden. Vielversprechende Einsatzgebiete sind hochbelastete Bauteile aus dem Industrie- und Brückenbau. Dabei kommt insbesondere aufgelösten Querschnitten mit Doppelverbund, bei dem Fahrbahnplatte und Bodenplatte aus Beton und die Stege aus Stahl gefertigt werden, eine große Bedeutung zu.

In Zukunft sollten auf dem Gebiet des Verbundbaus mit hochfesten Baustoffen das Tragverhalten der Verbundmittel unter nichtruhender Belastung sowie die Weiterentwicklung der numerischen Methoden zur Abbildung des Materialverhaltens von Beton und des Tragverhaltens teilweise oder vollständig einbetonierter Stahlelemente untersucht werden.

Die Verbundbauforschung macht deutlich, dass weitere Entwicklungssprünge im Hochbau vor allem mit hybriden Tragkonstruktionen möglich sind, die sich aus einer intensiven Zusammenarbeit der Fachgebiete Stahlbau und Massivbau ergeben. Hierbei ist ein gutes Zusammenwirken der Beteiligten erforderlich, ihre Verbindung sollte tragfähig und duktil sein: gekennzeichnet durch Fachkenntnis in der Sache und Sympathie im Miteinander.

9 Literaturverzeichnis

- [1] ACI (1999):
American Concrete Institute Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA 1999.
- [2] AiF (2000):
Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF-Nr. 12124 N, Mitgliedsvereinigung: Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V., Projektnummer P 486/25/99: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton. HEGGER, J.; DÖINGHAUS, P., Lehrstuhl und Institut für Massivbau; SEDLACEK, G.; TRUMPF, H., Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, 2000.
- [3] AKAO, S.; KURITA, A.; HIRAGI, H. (1982):
Concrete Placing Methods and Fatigue of Shear Studs. International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE Colloquium on Fatigue of Steel and Concrete Structures, Lausanne, Schweiz 1982. In: IABSE Proceedings Vol. 37, S. 617-624.
- [4] ALBERS, K. (1950):
Vorschlag für Schubsicherungen. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 91-95.
- [5] ANHANG H (1996):
Eurocode 4 Teil 1-1, Annex H: The use of structural steel grades S420 and S460 in composite structures and members, Second Draft, 11.03.1996.
- [6] AN, L.; CEDERWALL, K. (1991):
Push-out tests on stud connectors in normal and high strength concrete. Report 91:6, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, Schweden, November 1991
- [7] AN, L.; CEDERWALL, K. (1996):
Push-Out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete. In: Journal of Constructional Steel Research, Vol. 36, No. 1, 1996, S. 15-29.
- [8] ANSOURIAN, P. (1981):
Experiments on Continuous Composite Beams. The University of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report No. R 384, März 1981.
- [9] ANSOURIAN, P. (1984):
Beitrag zur plastischen Bemessung von Verbundträgern. In: Bauingenieur 59, Jg. 1984, S. 267-272.
- [10] ANSOURIAN, P.; RODERICK, J.W. (1978):
Analysis of composite beams. In: Journal of the Structural Division, Jg. 1978, H. 10, S. 1631-1645.
- [11] ARIBERT, J.M. (1990):
Design of composite beams with a partial shear connection. IABSE Symposium Mixed Structures including New Materials, Brüssel, Belgien, 1990. In: IABSE Reports Vol. 60, S. 215-220.
- [12] ARIBERT, J.M. (1992):
Application and Recent Development of a Numerical Model for Composite Beams with Partial Shear Connection. In: Composite Construction in Steel and Concrete II, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Potosi, Missouri, USA, 14. bis 19. Juni 1992, S. 742-757.

- [13] ARIBERT, J.M. (1996):
Effect of the structural steel grade on the design of partial shear connection, Bericht zum ECCS/TC11/EUROFER-Forschungsvorhaben, Rennes, Frankreich, Februar 1996.
- [14] ARIBERT, J.M. (1997):
Improved Evaluation of the minimum degree of shear connection in composite beams. Fachtagung Verbundkonstruktionen 24.-25.07.1997, DFG-Forschergruppe Verbundbau, Universität Kaiserslautern, 1997.
- [15] ARIBERT, J.M.; ABDEL-AZIZ, K. (1985):
Calculation of composite beams up to ultimate state with the effect of uplift at steel-concrete interface. In: Construction Métallique, No. 4, 1985, S. 3-36.
- [16] ARIBERT, J.M.; ABDEL-AZIZ, K. (1986):
General model for the ultimate state desing of statically undeterminate composite beams. In: Construction Métallique, No. 4, 1986, S. 3-41.
- [17] ARIBERT, J.M.; AL BITAR, A. (1989):
Optimization of the design in partial connection of beams in composite floors with thin profiled steel sheeting. In: Construction Métallique, No. 4, 1989, S. 3-33.
- [18] ARIBERT, J.M.; RAOUL, J. (1992):
Two full-scale tests of class 3 composite beams. In: Composite Construction in Steel and Concrete II. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Potosi, Missouri, USA, 14. bis 19. Juni 1992, S. 65-80.
- [19] ARIBERT, J.M.; ZHAO, B.(1991):
Numerical modelling of steel and concrete composite beams exposed to fire. Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Fukuoka, Japan, September 1991, S. 593-598.
- [20] ARIZUMI, Y.; HAMADA, S. (1981):
Elastic-Plastic Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction by the Finite Element Method. In: Computers and Structures, Jg. 1981, H. 14, S. 453-462.
- [21] BARNARD, P.R.; JOHNSON, R.P. (1965):
Plastic Behaviour of Continuous Composite Beams. In: Proc. Inst. Civ. Engrs., Jg. 1965, H. 32, S. 180-197.
- [22] BECKER, J. (1997):
Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nichtruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997.
- [23] BOCA (1999):
Building Officials and Code Administrators International: National Building Code, Country Club Hills, IL, USA, 1999.
- [24] BODE, H. (1992):
Zur Verdübelung von Verbundkonstruktionen. In: Der Prüfenieur, Jg. 1992, H. 9, S. 52-64.
- [25] BODE, H. (1993):
Zum Teilverbund bei Hochbau-Verbundträgern. In: Bauingenieur, Jg. 1993, H. 6, S. 261-262.
- [26] BODE, H. (1998):
Euro-Verbundbau. Konstruktion und Berechnung. 2. völlig neu bearbeitete Auflage, Werner-Verlag, Kaiserslautern, 1998.

- [27] BODE, H.; BECKER, J. (1994):
Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlverbundträgern mit nachgiebiger Verbundfuge. DFG-Forschungsbericht Nr.: Bo 733/7-1, Universität Kaiserslautern, 1994.
- [28] BODE, H.; BECKER, J.; KRONENBERGER, H.-J. (1994):
Zur nichtlinearen Berechnung von Verbundträgern mit teilweiser Verdübelung. In: Stahlbau, Jg. 1994, H. 9, S. 268-272.
- [29] BODE H.; FICHTER, W. (1985):
Untersuchung von Zweifeld-Verbundträgern für den Hochbau. Versuchsbericht zum AIF-Projekt P 124, Nr. 5843, Universität Kaiserslautern (unveröffentlicht), 1985.
- [30] BODE, H.; FICHTER W. (1986):
Zur Fließgelenktheorie bei Stahlverbundträgern mit Schnittgrößenumlagerung vom Feld zur Stütze. In: Stahlbau, Jg. 1986, H. 10, S. 299-303.
- [31] BODE, H.; FICHTER, W.; SCHANZENBACH, J.; UTH, H.-J. (1987):
Traglast von Verbunddurchlaufträgern für den Hoch- und Industriebau unter besonderer Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung. Abschlussbericht zum Projekt 124 der Studiengesellschaft für Stahlanwendung, Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Stahlbau, 1987.
- [32] BODE, H.; HU, X. (1993):
Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. DFG Forschungsbericht, Kaiserslautern (unveröffentlicht), 1993.
- [33] BODE, H.; KÜNZEL, R. (1988):
Abschlussbericht und Materialienband zum DFG-Forschungsvorhaben: Zur Traglast von Verbundträgern unter besonderer Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung, Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Stahlbau, Dezember 1988.
- [34] BODE, H.; KÜNZEL, R. (1990):
Composite Beams of FE460 Quality. RPS Report, Universität Kaiserslautern, 1990.
- [35] BODE, H.; SCHANZENBACH, J. (1989):
Das Tragverhalten von Verbundträgern bei Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit. In: Stahlbau, Jg. 1989, H. 3, S. 65-74.
- [36] BODE, H.; UTH, H.J. (1987):
Zur Fließgelenktheorie bei Verbundträgern. In: Festschrift Scheer zu seinem 60. Geburtstag, TH Braunschweig, 1987.
- [37] BOOGAARD VAN DEN, W.J.; STARK, J.W.B. (1974):
Statisch bepaalde staal-beton liggers, theorie en richtlijnen, Gezamenlijke Publikatie van Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam Betonvereniging (CUR), Zoetermeer, Niederlande, September 1974.
- [38] BRIDGE, R.Q. (1996):
Research on composite structures in Australia, 1960-1985. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, 9. bis 14. Juni 1996, S. 41-54.
- [39] BRIDGE, R.; PATRICK, M.; WEBB, J. (1997):
High Strength Materials in Composite Construction. Composite Construction - Conventional and Innovative: International Conference Innsbruck, Österreich, 16.-18. September 1997.
- [40] BULLO, S.; DI MARCO, R. (1995):
Effects of high-performance concrete on stud shear connector behaviour. Nordic Steel Construction Conference, Malmö, Schweden 1995.

- [41] BULLO, S.; DI MARCO, R. (1997):
The Load-Bearing Capacity of Steel-HPC Composite Beams. Composite Construction - Conventional and Innovative: International Conference Innsbruck, Österreich, 16.-18. September 1997.
- [42] CHAPMAN, J.C. (1964):
The Behaviour of Composite Beams in Steel and Concrete. In: The Structural Engineer, Vol. 42, No. 4, April 1964, S. 115-125.
- [43] CEB (1991):
Comité Euro-International du Béton: CEB Bulletin d'Information N° 213/214: CEB-Fip Model Code 1990, Design Code, Lausanne, Schweiz, 1991.
- [44] 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, 1995.
- [45] CLIMENHAGA, J.J.; JOHNSON, R.P. (1971):
Moment-rotation curves for locally buckling I-beams and composite beams. Technical Report CUED/C - Struct/TR20, University of Cambridge (unveröffentlicht), Großbritannien, 1971.
- [46] CLIMENHAGA, J.J., JOHNSON, R.P. (1972):
Local buckling in continuous composite beams. In: The Structural Engineer, Vol. 50, No. 9, Sept. 1972, S. 367-374.
- [47] CLIMENHAGA, J.J.; JOHNSON, R.P. (1972):
Moment-Rotation Curves for locally buckling beams. In: Journal of the Structural Division, Vol. 98, No ST6, June 1972, S. 1239-1254.
- [48] COLLINS, M.P.; MITCHELL, D.; MACGREGOR, J.G. (1993):
Structural Design Considerations for High-Strength Concrete. In: Concrete International, Jg. 1993, H. 15/5, S. 27-34.
- [49] COUCHMAN, G.; LEBET, J.-P.; JOSI, G. (1996):
A new Design Method for Continuous Composite Beams Allowing For Rotation Capacity. Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, 9. bis 14. Juni 1996, S. 725-737.
- [50] CABO (1997):
Council of American Building Officials: An Introduction to Model Codes. Virginia, USA, 1997.
- [51] CUNZE OLIVIERA LANNA, A.J. (1992):
Zur Gebrauchsfähigkeit von Verbundträgern mit nachgiebiger Verdübelung. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 92-1. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1992.
- [52] DAVIES, C. (1967):
Small-scale Push-out Tests on Welded Stud Shear Connectors. In: Concrete, Vol. 1, No. 9, 1967, S. 311-316.
- [53] DAVIES, C. (1967):
Steel-concrete composite beams with flexible connectors: a survey of research. In: Concrete, Vol. 1, No. 12, 1967, S. 425-430.

- [54] DIN (1993):
Deutsches Institut für Normung: 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 1990, Neufassung des Abschnittes 9: Rißbreitenbeschränkung. In: Betonkalender 1993, Teil 2, Verlag Ernst&Sohn, Berlin, S. 227-246.
- [55] DIEDRICKS, A.A., UY, B.; BRADFORD, M.A.; OEHLERS, D.J. (2000):
Mixed analysis approach for semi-continuous steel-concrete composite beams under uniform loading. In: Composite Construction IV, Engineering Foundation Conference, Banff, Alberta, Kanada, 28. Mai bis 2. Juni 2000.
- [56] DIN 1045-1 (2000):
E-DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Entwurf Mai 2000.
- [57] EGKS (2000):
Zwischenberichte und Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben der Europäischen Gemeinschaft für Kohle und Stahl: ECSC Research Project N° 7210-SA/129, 130, 131, 325, 524 – Use of High Strength Steel S460. Insbesondere die Kapitel des Abschlussberichtes: HANSWILLE, G.; SCHMITT, C.: Kapitel 5: Composite beams made of high strength steel and normal strength concrete; HEGGER, J.; DÖINGHAUS, P.: Kapitel 6: Composite beams made of high strength steel and high strength concrete; HOFFMEISTER, B.; SEDLACEK, G.; MÜLLER, CH.: Kapitel 8: Applicability of plastic design methods to high strength materials. RWTH Aachen, 1996-2000.
- [58] EHLERT, W. (1981):
Grenzzustände schlanker Verbundträger. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 86-1. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1981.
- [59] EILERS, H. (1950):
Über die Längskraft- und Schubverteilung beim Schwinden des Betons bei Trägern der Verbundbauweise. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 1950, H. 3, S. 62-66.
- [60] EN 1994 (2001):
Draft No. 3 of Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings, prEN 1994-1-1, Brüssel, Belgien, April 2001.
- [61] EUROCODE 1 (2000):
Draft of Eurocode 1: Grundlagen für die Bemessung, Anhang D: Versuchsgestützte Bemessung, prEN 1990, CEN, Brüssel, Belgien, 2000.
- [62] EUROCODE 2 (1999):
First Draft of Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, prEN 1992-1, CEN, Brüssel, Belgien, Dezember 1999.
- [63] EUROCODE 4 (1994):
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, Berlin, 1994.
- [64] ESSLINGER, M. (1951):
Schwinden und Kriechen bei Verbundträgern. In: Bauingenieur, Jg. 1951, H. 9, S. 75-92.

- [65] FAUST, T.; LEFFER, A.; MENSINGER, M. (1999):
Fatigue of Headed Studs Embedded in LWAC. In: Leipzig Annual Civil Engineering Report No. 4, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, 1999.
- [66] FELDMANN, M. (1994):
Zur Rotationskapazität von I-Profilen statisch und dynamisch belasteter Träger. Dissertation Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, Schriftenreihe Stahlbau, Heft 30, 1994.
- [67] FICHTER, W. (1986):
Beitrag zur Traglastberechnung durchlaufender Stahlverbundträger für den Hoch- und Industriebau. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1986.
- [68] GALJAARD, J.C.; WALRAVEN, J.C. (1999):
New and existing shear connector devices for steel-concrete composite structures. Static tests, results and observations, First International Conference on Structural Engineering, Kunming, China, Oktober 1999, ISSN 1000-4750 .
- [69] GALJAARD, H.J.C.; WALRAVEN, J.C. (2000):
Behaviour of shear connector devices for lightweight steel-concrete composite structures - results, observations and comparisons of static tests. In: Proceedings of the Second International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Kristiansand, Norwegen, 18. bis 22. Juni 2000.
- [70] GATTESCO, N. (1997):
Fatigue in Stud Shear Connectors. Composite Construction - Conventional and Innovative: International Conference Innsbruck, Österreich, 16. bis 18. September 1997.
- [71] GATTESCO, N. (1999):
Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection. In: Journal of Constructional Steel Research, Vol. 52, No. 2, Jg. 1999, S. 195-218.
- [72] GATTESCO, N., GIURIANI, E. (1996):
Experimental Study on Stud Shear Connectors Subjected to Cyclic Loading. In: Journal of Constructional Steel Research, Vol. 38, No. 1, Jg. 1996, S. 1-21.
- [73] GOBLE, G.G. (1968):
Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens. In: AISC Engineering Journal, Vol. 5, April 1968, S. 62-65.
- [74] GRAF, O. (1950):
Versuche über den Verschiebewiderstand von Dübeln für Verbundträger. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 8, S. 297-303.
- [75] GRAF, O. (1951):
Über Versuche mit Verbundträgern. In: Abhandlungen aus dem Stahlbau, Jg. 1951, S. 74-90.
- [76] GRAF, O.; BRENNER, E. (1956):
Versuche an Verbundträgern. In: Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, Köln, 1956.
- [77] GRÜNING, G. (1937):
Versuche zur Bestimmung der Verbundwirkung von Eisenbeton und Massivdecken mit darin einbetonierten Walzträgern bei schwingenden Beanspruchungen. Heft des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 84, Berlin, 1937.

- [78] HAMADA, S.; LONGWORTH, J. (1976):
Ultimate Strength of Continuous Composite Beams. In: Journal of the Structural Division, Jg. 1976, H. 102, S. 1463 ff.
- [79] HAMPE, G. (1950):
Anwendung und Bedeutung der Verbundträgerbauweise. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 73-75.
- [80] HANSWILLE, G. (1983):
Untersuchungen und Bemessungsvorschläge zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern. In: Bauingenieur 58, Jg.1983, S. 208.
- [81] HANSWILLE, G. (1986):
Zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 86-1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1986.
- [82] HANSWILLE, G.; JOST, K.; SCHMITT, C.; TRILLMICH, R. (1998):
Experimentelle Untersuchungen zu Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln mit großen Schaftdurchmessern. In: Stahlbau, Jg. 1998, H. 7, S. 555-560.
- [83] HANSWILLE, G.; SCHMITT, C. (1996):
Determination of Minimum Reinforcement for Plastic Design in Hogging Bending, background report to Annex H, Clause 4.2.1 of Eurocode 4 Part 1-1, Wuppertal, 1996.
- [84] HANSWILLE, G.; SEDLACEK, G. (1996):
The Use of Steel Grades S 460 and S 420 in Composite Structures. ECCS-EUROFER: Improvements by TC11 to EUROCODE 4, Wuppertal, 1996.
- [85] HAWKINS, N.M. (1973):
The strength of stud shear connectors. In: Transactions of the Institution of Engineers Australia, Civil Eng. 15, Sydney, Australien, 1973.
- [86] HAWKINS, N.M.; MITCHELL, D. (1984):
Seismic Response of Composite Shear Connections. In: ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No. 9, 1984, S. 2120-2136.
- [87] HE, S. (1991):
Beitrag zur plastischen Bemessung durchlaufender Verbundträger. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 91-1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1991.
- [88] HEGGER, J.; DÖINGHAUS, P. (2000):
High performance steel and high performance concrete in composite structures. In: Composite Construction IV, Engineering Foundation Conference, Banff, Alberta, Kanada, 28. Mai – 2. Juni 2000.
- [89] HEILIG, R. (1953):
Theorie des elastischen Verbundbaus. In: Stahlbau, Jg.1953, H. 5, S. 104-108.
- [90] HERZOG, M. (1988):
Die Tragfähigkeit durchlaufender Verbundträger nach Versuchen. In: Bautechnik, Jg. 1988, H. 4, S. 114- 120.
- [91] HIRAGI, H.; MATSUI, S.; FUKUMOTO, Y. (1990):
Static and Fatigue Strength of Studs. IABSE Symposium Mixed Structures including New Materials, Brüssel, Belgien, 1990. In: IABSE Reports Vol. 60, S. 197-202.

- [92] HOFFMEISTER, B. (1998):
Plastische Bemessung von Verbundkonstruktionen unter Verwendung realitätsnaher Last-Verformungsansätze. Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, Schriftenreihe Stahlbau, Shaker Verlag, Heft 36, 1998.
- [93] HOFFMEISTER, B.; SEDLACEK, G.; MÜLLER, CH.; KÜHN, B. (2000):
High strength materials in composite structures. In: Composite Construction IV, Engineering Foundation Conference, Banff, Alberta, Kanada, 28. Mai – 2. Juni 2000.
- [94] HOISCHEN, A. (1954):
Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung. In: Bauingenieur, Jg. 1954, H. 29, S. 241-244.
- [95] HOLTKAMP, H.J. (1991):
Zur mittragenden Breite von Verbundträgern im Bereich negativer Momente. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 91-3, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1991.
- [96] HOMBERG, H. (1950):
Bericht über ausgeführte Stahlverbund-Brücken. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 98-99.
- [97] HOPE-GILL, M.C.; JOHNSON, R.P. (1976):
Tests on three three-span continuous composite beams. In: Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Jg. 1976, 61, S. 367-381.
- [98] HUBO, R. (1999):
Anwendung höherfester Stähle im Hoch- und Brückenbau, Bauen mit Stahl - Fachseminar und Workshop: Verbundbau 3, 25. und 26. November 1999, München, 1999.
- [99] IBRAHIM, H.H.H.; MACGREGOR, J.G. (1997):
Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete. In: ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 1, Jan.-Feb. 1997, S. 40-48.
- [100] ICBO (1997)
International Conference of Building Officials: Uniform Building Code, Vol. II. Whittier, Kalifornien, USA, 1997.
- [101] ICC (2000):
International Code Council: International Building Code, Falls Church, Virginia, USA, 2000.
- [102] JOHNSON, R.P. (1986):
Limitations to the use of partial shear connection in composite beams. Research Report CE 21, University of Warwick, Großbritannien, 1986.
- [103] JOHNSON, R.P. (1992):
Composite Beams: Redistribution, Reliability and Lateral Buckling. In: Composite Construction in Steel and Concrete II, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Potosi, Missouri, USA, 1992, S. 49-64.
- [104] 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, 9. bis 14. Juni 1996, S. 15-28.
- [105] JOHNSON, R.P.; ALLISON, R.W. (1981):
Shrinkage and Tension Stiffening in Negative Moment Regions of Composite Beams. In: The Structural Engineer, Vol. 59 B, No. 1, März 1981, S. 10-16.

- [106] JOHNSON, R.P.; ALLISON, R.W. (1983):
Cracking in concrete tension flanges of composite T-beams. In: *The Structural Engineer*, Vol. 61 B, No. 1, März 1983, S. 9-16.
- [107] JOHNSON, R.P.; CHEN, S. (1991):
Local buckling and moment redistribution on Class 2 composite beams. *Structural Engineering International* 4/1991, IABSE, Zürich, Schweiz, 1991, S. 27-34.
- [108] JOHNSON, R.P.; GREENWOOD, R.D.; VAN DALEN, K. (1969):
Stud Shear Connectors in Hogging Moment Regions of Composite Beams. In: *The Structural Engineer*, Vol. 47, No. 9, Sept. 1969, S. 345-350.
- [109] JOHNSON, R.P.; HOPE-GILL, M.C. (1976):
Applicability of simple plastic theory to continuous composite beams. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, März 1976, 61, S. 127-142.
- [110] JOHNSON, R.P.; HUANG, D. (1995):
Resistance to longitudinal shear of composite beams with profiled sheeting. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, Mai 1995, 110, S. 204-215.
- [111] JOHNSON, R.P.; MAY, J.M. (1975):
Partial - interaction design of composite beams. In: *The Structural Engineer*, Vol. 53, No. 8, Aug. 1975, S. 305-311.
- [112] JOHNSON, R.P.; MOLENSTRA, I.N. (1991):
Partial Shear Connection in Composite Beams for Buildings. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, 1991, 91, S. 679-704.
- [113] JOHNSON, R.P.; OEHLERS, D.J. (1981):
Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, Dezember 1981, 71, S. 989-1021.
- [114] JOHNSON, R.P.; OEHLERS, D.J. (1982):
Design for longitudinal shear in composite T-beams. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, März 1982, 73, S. 147-170.
- [115] 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.*, August 1998, 128, S. 244-251.
- [116] JOHNSON, R.P.; YUAN, H. (1998):
Models and design rules for stud shear connectors in throughs of profiled sheeting. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs. Structs. & Blgs.*, August 1998, 128, S. 252-263.
- [117] JUNGBLUTH, O.; WINTER, S. (1990):
Verbundbauteile aus hochfestem Baustahl und Stahlbeton. IABSE Symposium Mixed Structures including New Materials, Brüssel, Belgien, 1990. In: *IABSE Reports Volume 60*, S. 35-40.
- [118] KALFAS, C.; PAVLIDIS, P. (1997):
Load-Slip Curve of Shear Connectors Evaluated by FEM Analysis. *Composite Construction - Conventional and Innovative: International Conference Innsbruck, Österreich*, 16. bis 18. September, 1997.
- [119] KALFAS, C.; PAVLIDIS, P.; GALOUSSIS, E. (1995):
An approach to simulate the post-out test. *Nordic Steel Construction Conference*, Malmö, Schweden, 1995.

- [120] 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.
- [121] KEMP, A.; DE CLERCQ, H. (1985):
Ductility in Support Regions of Continuous Composite Beams. In: IABSE-ECCS Symposium Luxemburg: Stahl im Hochbau, IABSE Report, Volume 48, 1985, S. 187-194.
- [122] KEMP, A.; DEKKER, N.W. (1991):
Available Rotation Capacity in Steel and Composite Beams. In: The Structural Engineer, Jg. 1991, H. 69, S. 88-97.
- [123] KLINGENBERG, W. (1950):
Schubsicherungen. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 77-80.
- [124] KÖCO (o.J.):
Firma Köster & Co. GmbH, Spreeler Weg 32, D-58256 Ennepetal-Königsfeld.
- [125] KÖNIG, G.; FAUST, T. (1997):
Leichtbeton im Verbundbau. Fachtagung Verbundkonstruktionen 24.-25.07.1997 der DFG-Forschergruppe Verbundbau, Universität Kaiserslautern.
- [126] KÖNIG, G.; FAUST, T. (2000):
Konstruktiver Leichtbeton im Verbundbau. In: Stahlbau, Jg. 2000, H. 7, S. 528-533.
- [127] KÖNIG, G.; GRIMM, R. (2000):
Hochleistungsbeton. In: Betonkalender 2000, Teil 2, Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 2000, S. 327-439.
- [128] KREBITZ, J. (1938):
Verbund zwischen Vollwandigen Stahlträgern und darüberliegender Fahrbahnplatte aus Eisenbeton durch Bügel. In: Beton und Eisen, Jg. 1938, H. 14, S. 227-230.
- [129] KRELLER, H. (1991):
Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangeinwirkung. H. 409 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Verlag Ernst&Sohn, Berlin/München, 1991.
- [130] KUHN, J.M.; BUCKNER, C.D. (1986):
Effect of Concrete placement on Shear Strength of Headed Studs. In: Journal of Structural Engineering, Jg. 1986, H. 8, S. 1965-1971.
- [131] LAM, D. (2000):
New test for shear connectors in composite construction. In: Composite Construction IV, Engineering Foundation Conference, Banff, Alberta, Kanada, 28. Mai – 2. Juni 2000.
- [132] LAM, D.; ELLIOTT, K.S.; NETHERCOT, D.A. (2000):
Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. In: Journal of Constructional Steel Research 54, 2000, S. 283-304.
- [133] LANGENBERG, P.; NIEBEN, 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.
- [134] LAUTZ, E. (1950):
Lahnbrücke Friedensdorf. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 97-98.

- [135] LEON, R.T.; VIEST, I.M. (1996):
Theories on Incomplete Interaction in Composite Beams. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, 9. bis 14. Juni 1996, S. 858-870.
- [136] LEONHARDT, F. (1950):
Gedanken zur baulichen Durchbildung von Durchlaufträgern in Verbund-Bauweise. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 8, S. 284-286.
- [137] LEONHARDT, F. (1988):
Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln für Verbundträger. In: Bauingenieur 63, Jg. 1988, S. 307-310.
- [138] LI, T.Q.; CHOO, B.S.; NETHERCOT, D.A. (1994):
Required Rotations and Moment Redistributions for Composite Frames and Continuous Beams. In: Journal of Constructional Steel Research, Jg. 1994.
- [139] LIN M. (1996):
Zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von Verbundträgern mit Leichtbeton im Hochbau. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Stahl- und Verbundbau, Band 3, Ruhr-Universität Bochum, März 1996.
- [140] LUNGERSHAUSEN, H. (1988):
Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 88-7, Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1988.
- [141] MACHIDA, Y.; TAJIMA, J. (1987):
Deformation Characteristics and Strength of Stud Shear Connectors. International Symposium on Composite Steel-Concrete Structures, Vol. 1, Bratislava, Slowakische Republik, 1987, S. 32-37.
- [142] 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, 9. bis 14. Juni 1996, S. 29-40.
- [143] MAEDA, Y.; MATSUI, S.; HIRAGI, H. (1983):
Effects of Concrete Placing Direction on Static and Fatigue Strength of Stud Shear Connectors, Technology Reports of the Osaka University, Vol. 33, No. 1733, Osaka, Japan, 1983.
- [144] 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, 10.-14. November, Washington, D.C., USA, 1996.
- [145] MAIER-LEIBNITZ (1941):
Versuche über das Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken. In: Die Bautechnik, 19. Jg., 1941, H. 25, S. 265-270.
- [146] MAINSTONE, R.J.; MENZIES, J.B. (1967):
Shear connectors in steel - concrete composite beams for bridges. Part I: Static and Fatigue Tests on Push-out Specimens. In: Concrete, Vol. 1, No.9, 1967, S. 271-302.

- [147] MAINSTONE, R.J.; MENZIES, J.B. (1967):
Shear Connectors in Steel - Concrete Composite Beams for Bridges. Part II: Fatigue Tests on Beams. In: Concrete, Vol. 1, No. 10, 1967, S. 351-358.
- [148] MAURER, R. (1992):
Grundlagen zur Bemessung des Betongurtes von Stahlverbundträgern. Dissertation, TH Darmstadt, 1992.
- [149] MCGARRAUGH, J.B.; BALDWIN, J.W. (1971):
Lightweight Concrete-on-Steel Composite Beams. In: Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction, Jg. 1971, H. 7, S. 90-98.
- [150] MENRATH, H.; HAUFE, A.; RAMM, E. (1999):
Ein nichtlineares Materialmodell für FE-Analysen von Stahlverbundträgern. In: Stahlbau, Jg. 1999, H. 9, S. 703-712.
- [151] MENZIES, J.B. (1971):
CP-117 and shear connectors in steel-concrete composite beams made with normal-density or light weight concrete. In: The Structural Engineer, Vol. 49, No. 3, 1971, S. 137-154.
- [152] MORIYA, K. (1990):
Vergleich der Verbundbauweisen in Japan und Deutschland. In: Bautechnik, Jg. 1990, H. 5, S. 167- 170.
- [153] NATHER, F. (1997):
Stahlbrücken mit Doppelverbund in Deutschland. Überblick und Ergebnisse von Forschungsaufträgen. In: Bauingenieur 72, Jg. 1997, S. 131-141.
- [154] NETHERCOT, D.A.; LI, T.Q.; CHOO, B.S. (1994):
Determination of capacity requirements for steel and composite beams. In: Journal of Constructional Steel Research, Jg. 1994.
- [155] NEWMARK, N.M. (1948):
Design of I-Beam Bridges. In: Proc. Amer. Soc. Civil Eng., Jg. 1948, H. 3, S. 305.
- [156] NEWMARK, N. M.; SIESS, C. P.; VIEST, I. M. (1951):
Tests and Analysis of Composite Beams with incomplete Interaction. In: Society for Experimental Stress Analysis, Jg. 1951, H. 9, S. 75-92.
- [157] NOAKOWSKI, P. (1985):
Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 1985, H. 7 / 8, S. 185-190 / 215-221.
- [158] OEHLERS, D.J. (1980):
Statistical Analysis of 125 Push Tests. Research Report CE7, Department of Engineering, University of Warwick, Großbritannien, August 1980.
- [159] OEHLERS, D.J. (1980):
Stud Shear Connectors for Composite Beams. Ph.D.-thesis, Department of Engineering, University of Warwick, Großbritannien, 1980.
- [160] OEHLERS, D.J. (1981):
Results of Tests on 101 Push Specimens and 4 Composite T-Beams. Research Report CE8, Department of Engineering, University of Warwick, Großbritannien, Jan. 1981.
- [161] 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, Großbritannien, März 1986.

- [162] OEHLERS, D.J. (1992):
Design of shear connectors in composite bridge beams. In: Composite Construction in Steel and Concrete II. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Potosi, Missouri, USA, 14. bis 19. Juni 1992, S. 274-282.
- [163] OEHLERS, D.J. (1995):
Design and Assessment of Shear Connectors in Composite Bridge Beams. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 2, Februar 1995, S. 214-224.
- [164] OEHLERS, D.J.; COUGHLAN, C.G. (1986):
The shear stiffness of stud connections in composite beams. In: Journal of Constructional Steel Research, Jg. 1986, H. 6, S. 273-284.
- [165] OEHLERS, D.J.; JOHNSON, R.P. (1987):
The strength of stud shear connections in composite beams. In: The Structural Engineer, Vol. 65B, No. 2, Juni 1987, S. 44-48.
- [166] 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, 1997, S. 235-248.
- [167] OEHLERS, D.J.; SVED, G. (1995):
Composite Beams with limited slip-capacity shear connectors. In: Journal of Structural Engineering, Jg. 1995, S. 932-938.
- [168] OLLGAARD, J.G.; SLUTTER, R.G.; FISHER, J.W. (1971):
Shear Strength of Stud Connectors in Light - Weight and Normal - Weight Concrete. In: AISC Engineering Journal, Vol. 8, No. 2, April 1971, S. 55-64.
- [169] ORPHEUS (2001):
<http://www.baustatik.rwth-aachen.de/orpheus>
- [170] OTTOSEN, N.S. (1977):
A Failure Criterion for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. EM4, Aug. 1977, S. 527-535.
- [171] OTTOSEN, N.S. (1979):
Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. EM1, Feb. 1979, S. 127-141.
- [172] PANUNZI, E.; RASQUIN, M.; DENGLER, J.M.; WILMOTTE, St. (1990):
QST-Behandlung von schweren Trägerprofilen. In: Stahl und Eisen 110, Nr. 6, 1990.
- [173] PARK, R. (1967):
The Ultimate Strength of Continuous Composite T-Beams. In: Trans. Inst. Engrs. Aust., Jg. 1967, H. 2, S. 249-258.
- [174] PASSER, W. (1938):
Über den Einfluß von Temperaturunterschieden zwischen Eisenbetonfahrbahnplatten und stählernen Hauptträgern bei Balkenbrücken. In: Bautechnik, Jg. 1938, H. 45, S. 606.
- [175] RAMBO-RODDENBERRY, M.; EASTERLING, W.S.; MURRAY, T.M. (1997):
On the Strength Headed Shear Studs in Solid Slabs. Composite Construction - Conventional and Innovative: International Conference Innsbruck, Österreich, 16.-18. September, 1997.

- [176] RAMM, W.; ELZ, ST. (1995):
Tragverhalten und Rißbildung von Gurtplatten von Verbundträgern im Bereich negativer Momente. DAFStb-Forschungskolloquium, Kaiserslautern 1995.
- [177] RAMM, W.; SCHEELE, J. (1987):
Ankerkennlinien-Versuche, Versuchsbericht Band 1 und 2, (unveröffentlicht), Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Universität Kaiserslautern, April 1987.
- [178] RAMM, W.; SCHEELE, J. (1989):
Ankerkennlinien-Gruppenversuche, Versuchsbericht Band 1 und 2, (unveröffentlicht), Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Universität Kaiserslautern, Mai 1989.
- [179] REMMEL, G. (1994):
Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. DAFStb, Heft 444, Verlag Ernst & Sohn, 1994.
- [180] RICHART, F.E. (1948):
Laboratory Research on Concrete Bridge Floors. In: Proc. Amer. Soc. Civil Eng., Vol. 74, No. 3, 1948, S. 288.
- [181] RODERICK, J.W.; HAWKINS, N.M.; LIM, L.C. (1967):
The behaviour of composite steel and lightweight concrete beams. Civil Engineering Transactions, October 1967.
- [182] ROIK, K. (1989):
Erwiderung zum Beitrag von Leonhardt, F.: Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln für Verbundträger. In: Bauingenieur 64, 1989.
- [183] 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, Deutschland, 9. bis 14. Juni 1996, S. 55-61.
- [184] ROIK, K.; BERGMANN, R.; HAENSEL, J.; HANSWILLE, G. (1999):
Verbundkonstruktionen. Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1. In: Betonkalender 1999, Teil 2, Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 1999, S. 373-510.
- [185] ROIK, K.; HANSWILLE, G. (1983):
Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. In: Stahlbau, Jg. 1983, H. 10, S. 301-308.
- [186] ROIK, K.; HANSWILLE, G. (1984):
Beitrag zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Reib-Abscherverdübelungen bei Stahlverbundträgerkonstruktionen. In: Stahlbau, Jg. 1984, H. 2, S. 41-46.
- [187] ROIK, K.; HANSWILLE, G. (1987):
Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern. In: Bauingenieur 62, Jg. 1987, S. 273-285.
- [188] ROIK, K.; HANSWILLE, G.; CUNZE-O.LANNA, A.J. (1988):
Hintergrundbericht zum Eurocode 4: Bolzendübel (unveröffentlicht). Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1988.
- [189] ROIK, K.; HANSWILLE, G.; CUNZE-O.LANNA, A.J. (1989):
Hintergrundbericht zum Eurocode 4: Rißbildung im Beton (unveröffentlicht). Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1989.

- [190] ROIK, K.; HOLTKAMP, H.-J. (1989):
Untersuchungen zur Dauer- und Betriebsfestigkeit von Verbundträgern mit Kopfbolzen. In: Stahlbau, Jg. 1989, H. 2, S. 53-62.
- [191] ROS, M.; ALBRECHT, A. (1944):
Träger in Verbund-Bauweise. Bericht Nr. 149 der E.M.P.A., Zürich, Schweiz, 1944.
- [192] SATTLER, K. (1954):
Betrachtungen über Theorie und Anwendung von Verbundkonstruktionen. In: Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Stahlbau-Verlags-GmbH Köln, 1954.
- [193] SATTLER, K. (1955):
Ein allgemeines Berechnungsverfahren für Tragwerke mit elastischem Verbund. In: Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1955.
- [194] SATTLER, K. (1962):
Betrachtungen über neue Verdübelungen im Verbundbau. In: Bauingenieur, Jg. 1962, H. 1 / 2, S. 1-11 / 60-67.
- [195] SAUL, R. (2000):
Weitgespannte Brücken mit Doppelverbund. Leipziger Massivbau-Seminar: Hybrides Bauen mit Hochleistungswerkstoffen: Höhere Effizienz durch geschicktes Zusammenfügen, Leipzig, März 2000.
- [196] SBCCI (1999):
Southern Building Code Congress International: Standard Building Code, Birmingham, Alabama, USA, 1999.
- [197] SCHANZENBACH, J. (1989):
Zum Einfluß von Dübelnachgiebigkeit und Unterverdübelung auf das Tragverhalten von Verbunddurchlaufträgern im Hoch- und Industriebau. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1989.
- [198] SCHEELE, J. (1991):
Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1991.
- [199] SCHLEICHER, F. (1950):
Schweizer Versuche mit Stahlverbundträgern. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 101-105.
- [200] 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, 1997.
- [201] 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, Jg. 1998, H. 7, S. 492-500.
- [202] SEDLACEK, G.; SPANGEMACHER, R.; DAHL, W. U.A. (1992):
Untersuchung der Auswirkung unterschiedlicher Streckgrenzenverhältnisse auf das Rotationsverhalten von I-Trägern. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt 169, Studiengesellschaft für Stahlanwendung, Düsseldorf, 1992.

- [203] SIESS, C.P. (1948):
Composite Construction for I-Beam Bridges. In: Proc. Amer. Soc. Civil Eng., Jg. 1948, H. 3, S. 331.
- [204] SIESS, C.P.; VIEST, I.M.; NEWMARK, N.M. (1952):
Studies of Slabs and Beam Highway Bridges. Part III: Small Scale Tests of Shear Connectors and Composite T-Beams. Bulletin No. 396, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Jan. 1952 Illinois, USA, 1952.
- [205] SLUTTER, R.G.; DRISCOLL, G.C. (1965):
Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams. In: Journal of the Structural Division, Jg. 1965, H. April 1965, S. 71-99.
- [206] SPANGEMACHER, R.; SEDLACEK, G. (1992):
Zum Nachweis ausreichender Rotationsfähigkeit von Fließgelenken bei der Anwendung des Fließgelenkverfahrens. In: Stahlbau, Jg. 1992, H. 11, S. 329-339.
- [207] SPARKES, S.R.; CHAPMAN, J.C.; CASSELL, A.C. (1960):
Structural experiments on a building of composite design. In: Vorbericht zum Sechsten Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Stockholm, Schweden, 27. Juni bis 1. Juli 1960.
- [208] STARK, J.W.B (1989):
Composite steel and concrete beams with partial shear connection. In: Heron, Jg. 1989, H. 4, S. 63.
- [209] 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-91-163, Delft, Niederlande, 1991.
- [210] STEINWEDEL, A. (1989):
X-Ray Visualization of Bond Behaviour of Headed Studs. In: Darmstadt Concrete, Vol. 4, 1989, S. 257-266
- [211] STREIBELBERGER, A. et al. (1991):
Verfahren der TM-Behandlung mit beschleunigter Kühlung zur Herstellung von Grobblech aus Baustählen, Stahl und Eisen 111, Nr. 5, 1991, S.65-73.
- [212] STÜSSI, F. (1932):
Profilträger, kombiniert mit Beton oder Eisenbeton, auf Biegung beansprucht. Schlußbericht zum Kongreß der I.V.B.H., Paris, Frankreich, 1932.
- [213] STÜSSI, F. (1947):
Zusammengesetzte Vollwandträger. In: IABSE, International Association for Bridge and Structural Engineering, Jg. 1947, S. 249-269.
- [214] TAN, B.T. (1986):
Beitrag zur optimalen Auslegung von Linerverankerungen. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1986.
- [215] THÜMECKE, M. (1950):
Wiedbrücke Segendorf. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 97.
- [216] THÜRLIMANN, B. (1959):
Fatigue and static strength of stud shear connectors. In: ACI Structural Journal, 30. Jg., 1959, H. Juni, S. 1287-1302.

- [217] TRILLMICH, R.; WELZ, W. (1997):
Bolzenschweißen - Grundlagen und Anwendung. Fachbuchreihe Schweißtechnik Düsseldorf (Deutscher Verlag für Schweißtechnik), 1997.
- [218] TROST, H. (1968):
Zur Berechnung von Stahlverbundträgern im Gebrauchszustand aufgrund neuerer Erkenntnisse des viskoelastischen Verhaltens des Betons. In: Stahlbau, Jg. 1968, H. 11, S. 321-331.
- [219] UTH, H.J. (1987):
Durchlaufende Verbundträger im Hochbau - Lokale Instabilität im negativen Momentenbereich. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1987.
- [220] UY, B.; SLOANE, R.J. (1998):
Behaviour of Composite Tee Beams Constructed with High Strength Steel. In: Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, Nos. 1-3, Paper No. 106, S. 203-204.
- [221] VAN DER SANDEN, P.; STARK, J.; SNIJDER, B.; BENNEK, W. (1997):
A New Test for Stud Connectors in Ribbed Slabs. Composite Construction - Conventional and Innovative: International Conference Innsbruck, Österreich, 16.-18. September, 1997.
- [222] VELJKOVIC, M. (1996):
An Improved Partial Connection Method for Composite Slab Design. In: Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, 9. bis 14. Juni 1996, S. 644-659.
- [223] VIEST, I.M. (1956):
Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams. In: ACI Structural Journal, Vol. 27, No. April, 1956, S. 875-891.
- [224] VIEST, I.M. (1960):
Review of research on composite steel-concrete beams. In: Proc. Amer. Soc. Civil Eng., Vol. 86, No. ST6, June 1960, S. 2496 ff.
- [225] VIEST, I.M. (1992):
Composite Construction - Recent Past, Present and Near Future. In: Composite Construction in Steel and Concrete II. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Potosi, Missouri, USA, 14. bis 19. Juni 1992, S. 1-16.
- [226] 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, 9. bis 14. Juni 1996, S. 1-14.
- [227] VIEST, I.M.; SIESS, C.P.; APPLETON, J.H.; NEWMARK, N.M. (1952):
Studies of slab and beam highway bridges. Part IV: Full scale tests of channel shear connectors and composite T-beams. Bulletin No. 405, Engineering Experiment Station, University of Illinois, USA, 1952.
- [228] VON MISES, R. (1919):
Vorlesungen über Festigkeitslehre: Sommersemester 1919. Technische Hochschule Dresden, 1919.
- [229] VON MISES, R.; VON KARMAN, T. (1948):
Advances in applied mechanics. Academic Press, 1961-1969, New York, USA, 1948.

- [230] VON MISES, R.; BIRKHOFF, G. (1954):
Studies in mathematics and mechanics: presented to Richard von Mises by friends, colleagues and pupils. Academic Press, New York, USA, 1954.
- [231] WAKABAYASHI, M.; MINAMI, K. (1990):
Application of high strength steel to composite structures. IABSE Symposium Mixed Structures including New Materials, Brüssel, Belgien, 1990. In: IABSE Reports Volume 60, S. 59-64.
- [232] WALTER, H. (1952):
Der Einfluß des Schwindens und Kriechens bei Verbundträgern. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 1952, H. 5, S. 110-114.
- [233] WALTER, H. (1952):
Der Einfluß des Schwindens und Kriechens bei Verbundträgern. Schluß aus Heft 5. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 1952, H. 6, S. 132-137.
- [234] WELZ, W.; DENNIN, G. (1981):
Dauerfestigkeit von Konstruktionen mit aufgeschweißten Bolzen. In: Schweißen und Schneiden, Jg. 1981, S. 63-66.
- [235] WIECHERT, U. (1950):
Brücke über den Leopoldskanal. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 95-96.
- [236] WRIGHT, H.D. (1990):
The Deformation of Composite Beams with Discrete Flexible Connection. In: Journal of Constructional Steel Research, Jg. 1990, H. 15, S. 49-64.
- [237] 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 Engrg. Div./ASCE Annual Convention, 10.-14. November, Washington, D.C., USA, 1996.
- [238] WRIGHT, H.D.; HARDING, P.W.; EVANS, H.R. (1985):
The use of pushout tests to simulate shear stud connection in composite beam construction. Proc. Int. Conf. Design of Concrete Structures, B.R.E., 1985.
- [239] ZENDLER, K. (1950):
Beitrag zur Entwicklungsgeschichte der Verbund-Trägerdecke. In: Bauingenieur, Jg. 1950, H. 3, S. 88-91.

Anhang

Anhang

A.1 Versuche mit Verbundträgern im negativen Momentenbereich

- BARNARD und JOHNSON (1965): Zwei Einfeldträger mit Kragarm und zwei Zweifeldträger. Die Rotationskapazität des Feldquerschnitts war im Hinblick auf die Fließgelenktheorie ausreichend, wenn das Stahlprofil den Verfestigungsbereich erreichte. Der Bewehrungsgrad im Stützenbereich betrug $\rho = 0,9\%$ bis $2,5\%$ und war damit sehr groß, so dass auch die Rotationsfähigkeit im Stützenbereich ausreichend war.
- PARK (1967): Vier Zweifeldträger mit je einer Einzellast in den Feldern belastet. Der Bewehrungsgrad über der Stütze wurde zwischen $\rho = 0,2\%$ und $5,6\%$ variiert. Die nach der Fließgelenktheorie berechnete Traglast konnte in allen Versuchen erreicht werden. Bei den stark bewehrten Trägern kam es zum Beulen des unteren Flansches bei Erreichen der Traglast.
- CLIMENHAGA und JOHNSON (1971, 1972): Drei Verbundträger und 14 „imitierte“ Verbundträger, bei denen der Betongurt durch Stahlblech ersetzt wurde, im Dreipunktbiegeversuch. Es wurden keine europäischen Walzprofile mit den üblichen Ausrundungen untersucht. Die Autoren entwickelten ein Verfahren zur Berechnung der plastischen Gelenkverdrehung in Abhängigkeit vom Moment. Die Beulverformungen des Flansches und des Steges werden hierbei durch ein Faltmodell angenähert. Der Berechnungsansatz berücksichtigt auch die Verfestigung des Stahls, so dass M- ϕ -Kurven über den Beulbeginn hinaus berechnet werden können.
- CLIMENHAGA und JOHNSON (1971, 1972): Weitere Versuchsserie mit 17 Einfeldträgern im negativen Momentenbereich. Die Stützweite betrug 2,96 m bzw. 3,91 m. Ziel der Untersuchung war es, den Einfluss der Geometrie des Stahlprofils auf das lokale Beulen zu bestimmen. Daher sind die Ergebnisse auf die Problematik der Mindestbewehrung nur beschränkt anwendbar. Das Erreichen des vollplastischen Momentes wurde im wesentlichen durch die Schlankheit des Steges bzw. des gedrückten Flansches beeinflusst.
- HAMADA und LONGWORTH (1976): Drei Zweifeldträger zur Überprüfung der Anwendbarkeit der Fließgelenktheorie mit geschweißten Stahlprofilen unterschiedlicher Größen. Der Bewehrungsgrad der Betonplatte variierte zwischen $0,47\%$ und $0,6\%$. In den Versuchen wurden um 8 bis 12% höhere Traglasten erreicht als nach der Fließgelenktheorie berechnet. Bei Unterdrückung des Flanschbeulens über der Stütze fand eine Momentenumlagerung von der Stütze ins Feld statt. Die Versuche wurden nach dem Erreichen der Traglast abgebrochen, so dass keine vollständigen Momenten-Rotations-Kurven vorliegen. Die Längsbewehrung beeinflusste deutlich das Rotationsvermögen.
- HOPE-GILL und JOHNSON (1976): Zwei Einfeldträger mit doppeltem Kragarm, bei denen die Feldweite und die Kragarmlänge variiert wurde, ein Dreifeldträger mit unterschiedlichen Feldweiten zur Überprüfung der Anwendbarkeit plastischer Bemessungsmethoden auf unterschiedliche statische Systeme. Die Träger wurden mit Einzellasten in der Mitte der Felder belastet. Der Bewehrungsgrad über der Stütze variierte zwischen $0,75\%$ und 1% . Die in den Versuchen erreichten Grenztragfähigkeiten nach der Momentenumlagerung vom Stützquerschnitt zum Feldquerschnitt lagen ca. 17 bis 20% über den Werten der theoretischen plastischen Systemtragfähigkeiten. Begleitende numerische Simulationen und Parameterstudien führten zu Einschränkungen bzgl. der Anwendbarkeit der Fließgelenktheorie und wurden teilweise in den EC 4 übernommen.
- ANSOURIAN (1981): Sechs Zweifeldträger von 9 m Gesamtspannweite mit unterschiedlichen Feldweiten, von denen zwei in nur einem Feld und vier mit je einer Einzellast in der Feldmitte belastet wurden. Die berechneten vollplastischen Stützmomente wurden in den Versuchen überschritten. Aussagen über die erreichbare Rotation können nicht ge-

macht werden, da die Versuche nach Erreichen der Traglast abgebrochen wurden. Aufgrund der großen Bewehrungsgrade über der Stütze, die für alle Träger größer als die berechneten Mindestbewehrungsgrade waren, kam es zu einer erhöhten Belastung des Steges, der bei allen Trägern trotz angeordneter Auflagersteifen beulte.

- EHLERT (1981): Drei Zweifeldträger zur Untersuchung der Rotationskapazität des Stützenquerschnitts und deren Einflusses auf die Lastumlagerung und die Traglast. Der beulende Steg verhinderte das Erreichen des vollplastischen Momentes im Stützenquerschnitt. Daher sind die Versuchsergebnisse für eine Auswertung bezüglich des Mindestbewehrungsgrades für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht aussagekräftig.
- JOHNSON und ALLISON (1981, 1983): Sieben Einfeldträger im negativen Momentenbereich, die in den Drittelpunkten mit je einer Einzellast belastet wurden. Zielsetzung der Versuche war die Bestätigung eigener Rechenmodelle zur Berechnung der Stahlspannung im Riss. Es wurden abhängig vom Bewehrungsgrad (0,82 bis 1,79%) lediglich Momententragfähigkeiten zwischen 75 und 93% des plastischen Momentes erreicht, da die konstante Momentenbelastung die Rotation des Querschnitts behinderte und sich keine plastischen Querschnittsbereiche ausbilden konnten.
- BODE, FICHTER (1985, 1986); BODE, FICHTER, SCHANZENBACH, UTH (1987); BODE, UTH (1987): Versuche zu Durchlaufträgern mit Versagen der Druckzone des Feldquerschnittes, zu Durchlaufträgern mit ausreichender Rotationskapazität über Innstützen und zu Durchlaufträgern mit stark reduziertem Verdübelungsgrad und unvollständigem Verbund an 18 Einfeldträgern mit Kragarm und drei Zweifeldträgern. Die untere Bewehrung des Betongurtes bestand in allen Versuchen aus Mattenbewehrung. Die Verbundträger konnten auch mit schlanken Walzprofilen, die nicht zur Klasse 1 gehörten, nach der Fließgelenktheorie berechnet werden, wenn zur Berechnung der Traglast der Stützquerschnitt reduziert wurde. In einigen Versuchen versagte die Bewehrung vor dem Erreichen der rechnerischen Systemtraglast.
- HERZOG (1988): Vergleich von etwa 300 fremden Versuchsergebnissen mit dem Ergebnis, dass die Systemtraglast einfeldriger und zweifeldriger Verbundträger bei Einhaltung einer ausreichenden Duktilität der Feldquerschnitte und einer ausreichenden Verdübelung mit Hilfe des Fließgelenkverfahrens berechnet werden kann.
- ARIBERT und RAOUL (1992): Zwei Versuche an Zweifeldverbundträgern, deren Stahlträgerflansche der Klasse 1 und deren Stahlträgerstege der Klasse 3 zugehören, und die in die von den Autoren so genannte effektive Klasse 2 eingestuft werden, da die Versuchsergebnisse eine Berechnung nach Klasse 2 rechtfertigten.
- RAMM und ELZ (1995): Versuche an zwei Einfeldträgern im negativen Momentenbereich zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Bewehrungsgrade auf die Aktivierung der Zuggurtbewehrung, das Rissverhalten und das Rotationsvermögen der Träger. Der Bewehrungsgrad beeinflusste die Tragfähigkeit und die Rotationsfähigkeit. Der Träger mit einem Bewehrungsgrad von $\rho = 0,4\%$ erreichte das rechnerische vollplastische Moment nicht, da die Betongurtbewehrung vorzeitig riss. Bei dem höher bewehrten Träger wurde das vollplastische Moment deutlich überschritten, er versagte infolge Beulens des unteren Stahlträgerflansches.
- HANSWILLE und SCHMITT (EGKS, 2000): Zwei Verbundträger im negativen Momentenbereich aus hochfestem Stahl S 460 im Rahmen des EGKS-Forschungsvorhabens. Beide Träger besaßen einen Bewehrungsgrad nach EC 4, einer der Träger wurde kammerbetoniert. Der kammerbetonierte Träger erreichte durch das Mitwirken des Kammerbetons 120% des berechneten vollplastischen Momentes. Der Träger ohne Kammerbeton erreichte trotz des geringen Bewehrungsgrades 103% des unter Berücksichtigung der Überfestigkeit des Baustahls berechneten vollplastischen Momentes.

A.2 Daten zu den Abscherversuchen SPOT und POST

Serien 1, 2 und 3: POST KBD 19, 22 und 25 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	108,0	112,2	110,0	110,1	R_m [N/mm ²]	550
Seite 2 [N/mm ²]	108,0	112,2	110,0	110,1	R_{el} [N/mm ²]	-

Tabelle A.1: Materialkennwerte Serie 1: POST KBD 19 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	113,3	114,4	110,2	112,6	R_m [N/mm ²]	530
Seite 2 [N/mm ²]	113,3	114,4	110,2	112,6	R_{el} [N/mm ²]	-

Tabelle A.2: Materialkennwerte Serie 2: POST KBD 22 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	114,2	114,4	112,7	113,8	R_m [N/mm ²]	450
Seite 2 [N/mm ²]	114,2	114,4	112,7	113,8	R_{el} [N/mm ²]	-

Tabelle A.3: Materialkennwerte Serie 3: POST KBD 25 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
1/1	POST	KBD 19	1122,9	140,4	125,82	5,01	4,51	4,51	100,7
1/2	POST	KBD 19	1118,4	139,8		5,65	5,09		
1/3	POST	KBD 19	1175,4	146,9		5,75	5,18		

Tabelle A.4: Auswertung nach EC 4 für Serie 1: POST KBD 19 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
2/1	POST	KBD 22	1577,3	197,2	171,81	6,43	5,79	4,89	137,4
2/2	POST	KBD 22	1527,2	190,9		5,43	4,89		
2/3	POST	KBD 22	1605,3	200,7		5,67	5,10		

Tabelle A.5: Auswertung nach EC 4 für Serie 2: POST KBD 22 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
3/1	POST	KBD 25	1808,1	226,0	203,41	7,25	6,53	5,98	162,7
3/2	POST	KBD 25	1898,5	237,3		6,64	5,98		
3/3	POST	KBD 25	1815,3	226,9		7,99	7,19		

Tabelle A.6: Auswertung nach EC 4 für Serie 3: POST KBD 25 mm.

Serien 9 und 10: SPOT KBD 19 und 22 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	115,1	112,0	119,1	115,4	R_m [N/mm ²]	557
Seite 2 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_{el} [N/mm ²]	539

Tabelle A.7: Materialkennwerte Serie 9: SPOT KBD 19 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_m [N/mm ²]	531
Seite 2 [N/mm ²]	115,1	115,1	117,3	115,8	R_{el} [N/mm ²]	465

Tabelle A.8: Materialkennwerte Serie 10: SPOT KBD 22 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
9/1	SPOT	KBD 19	183,9	183,9	151,4	5,70	5,13	4,19	121,1
9/2	SPOT	KBD 19	168,2	168,2		4,66	4,19		
9/3	SPOT	KBD 19	-	-		-	-		

Tabelle A.9: Auswertung nach EC 4 für Serie 9: SPOT KBD 19 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
10/1	SPOT	KBD 22	246,6	246,6	211,9	8,12	7,31	7,31	169,5
10/2	SPOT	KBD 22	244,0	244,0		8,42	7,58		
10/3	SPOT	KBD 22	235,5	235,5		8,74	7,87		

Tabelle A.10: Auswertung nach EC 4 für Serie 10: SPOT KBD 22 mm

Serien 11, 12 und 13: POST KBD 19, 22 und 25 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	80,0	84,4	86,2	83,6	R_m [N/mm ²]	557
Seite 2 [N/mm ²]	91,3	85,7	88,8	88,6	R_{el} [N/mm ²]	539

Tabelle A.11: Materialkennwerte Serie 11: POST KBD 19 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	80,0	84,4	86,2	83,6	R_m [N/mm ²]	531
Seite 2 [N/mm ²]	91,3	85,7	88,8	88,6	R_{el} [N/mm ²]	465

Tabelle A.12: Materialkennwerte Serie 12: POST KBD 22 mm

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	91,4	85,7	87,1	88,1	R_m [N/mm ²]	452
Seite 2 [N/mm ²]	88,4	87,1	88,7	88,1	R_{el} [N/mm ²]	399

Tabelle A.13: Materialkennwerte Serie 13: POST KBD 25 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
11/1	POST	KBD 19	1369,2	171,2	139,7	6,92	6,23	5,68	111,8
11/2	POST	KBD 19	1299,9	162,5		6,31	5,68		
11/3	POST	KBD 19	1241,8	155,2		7,26	6,53		

Tabelle A.14: Auswertung nach EC 4 für Serie 11: POST KBD 19 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
12/1	POST	KBD 22	1728,7	216,1	189,9	9,23	8,31	6,71	151,9
12/2	POST	KBD 22	1687,7	211,0		7,46	6,71		
12/3	POST	KBD 22	1745,3	218,2		7,59	6,83		

Tabelle A.15: Auswertung nach EC 4 für Serie 12: POST KBD 22 mm

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
13/1	POST	KBD 25	1687,1	210,9	189,8	10,6	9,51	7,62	151,8
13/2	POST	KBD 25	1801,0	225,1		8,87	7,98		
13/3	POST	KBD 25	2035,6	254,4		8,47	7,62		

Tabelle A.16: Auswertung nach EC 4 für Serie 13: POST KBD 25 mm

Serien 14 und 27: POST KBD 19, Doppeldübel

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	91,4	85,7	87,1	88,1	R_m [N/mm ²]	-
Seite 2 [N/mm ²]	88,4	87,1	88,7	88,1	R_{el} [N/mm ²]	-

Tabelle A.17: Materialkennwerte Serie 14: Doppeldübel ohne Querbewehrung

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	103,6	100,9	95,1	99,9	R_m [N/mm ²]	557
Seite 2 [N/mm ²]	94,0	92,3	88,0	91,4	R_{el} [N/mm ²]	512

Tabelle A.18: Materialkennwerte Serie 27: Doppeldübel mit Querbewehrung

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
14/2	POST	KBD 19	1175,7	147,0	132,3	8,47	7,62	7,42	105,8
14/3	POST	KBD 19	1253,2	156,6		8,24	7,42		
14/4	POST	KBD 19	1293,9	161,7		8,77	7,89		

Tabelle A.19: Auswertung nach EC 4 für Serie 14: ohne Querbewehrung

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
27/1	SPOT	KBD 19	1256,2	157,0	124,7	6,61	5,95	5,95	99,7
27/2	SPOT	KBD 19	1278,6	159,8		6,99	6,29		
27/3	SPOT	KBD 19	1108,3	138,5		7,08	6,37		

Tabelle A.20: Auswertung nach EC 4 für Serie 27: mit Querbewehrung

Serie 20: SPOT KBD 19, Polster 1

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	102,2	102,2	101,1	101,9	R_m [N/mm ²]	499
Seite 2 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_{el} [N/mm ²]	485

Tabelle A.21: Materialkennwerte Serie 20: SPOT KBD 19, Polster 1

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
20/1	SPOT	KBD 19	152,7	152,7	136,5	8,84	7,96	7,96	109,2
20/2	SPOT	KBD 19	162,1	162,1		9,44	8,50		
20/3	SPOT	KBD 19	151,7	151,7		8,93	8,04		

Tabelle A.22: Auswertung nach EC 4 für Serie 20: SPOT KBD 19, Polster 1

Serie 21: SPOT KBD 19, Polster 2

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	102,2	102,2	101,1	101,9	R_m [N/mm ²]	499
Seite 2 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_{el} [N/mm ²]	485

Tabelle A.23: Materialkennwerte Serie 21: SPOT KBD 19, Polster 2

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
21/1	SPOT	KBD 19	171,2	171,2	154,1	7,86	7,07	7,07	123,3
21/2	SPOT	KBD 19	180,6	180,6		10,7	9,67		
21/3	SPOT	KBD 19	179,3	179,3		9,09	8,18		

Tabelle A.24: Auswertung nach EC 4 für Serie 21: SPOT KBD 19, Polster 2

Serie 22: SPOT KBD 22, Polster 1

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	102,2	102,2	101,1	101,9	R_m [N/mm ²]	554
Seite 2 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_{el} [N/mm ²]	531

Tabelle A.25: Materialkennwerte Serie 22: SPOT KBD 22, Polster 1

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
22/1	SPOT	KBD 22	251,7	251,7	226,6	13,0	11,7	10,9	181,3
22/2	SPOT	KBD 22	257,6	257,6		12,1	10,9		
22/3	SPOT	KBD 22	264,3	264,3		13,8	12,4		

Tabelle A.26: Auswertung nach EC 4 für Serie 22: SPOT KBD 22, Polster 1

Serie 24: SPOT KBD, elliptisch (Querschnitt = 380 mm²)

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	106,8	106,7	107,6	107,0	R_m [N/mm ²]	453
Seite 2 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_{el} [N/mm ²]	399

Tabelle A.27: Materialkennwerte Serie 24: SPOT KBD, elliptisch

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
24/1	SPOT	KBD 22	217,4	217,4	189,3	7,02	6,32	5,17	151,4
24/2	SPOT	KBD 22	222,5	222,5		7,90	7,11		
24/3	SPOT	KBD 22	210,3	210,3		5,74	5,17		

Tabelle A.28: Auswertung nach EC 4 für Serie 24: SPOT KBD, elliptisch

Serie 25: SPOT KBD 22, DMS

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	106,8	106,7	107,6	107,0	R_m [N/mm ²]	554
Seite 2 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_{el} [N/mm ²]	531

Tabelle A.29: Materialkennwerte Serie 25: SPOT KBD 22, DMS

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
25/1	SPOT	KBD 22	240,5	240,5	194,7	8,19	7,37	5,55	155,7
25/2	SPOT	KBD 22	235,0	235,0		7,78	7,00		
25/3	SPOT	KBD 22	216,3	216,3		6,17	5,55		

Tabelle A.30: Auswertung nach EC 4 für Serie 25: SPOT KBD 22, DMS

Serie 28: SPOT KBD 19, Polster Buche

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	103,6	100,9	95,1	99,9	R_m [N/mm ²]	557
Seite 2 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_{el} [N/mm ²]	512

Tabelle A.31: Materialkennwerte Serie 28: SPOT KBD 19, Polster Buche

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
28/1	SPOT	KBD 19	148,6	148,6	133,7	9,06	8,15	8,15	107,0
28/2	SPOT	KBD 19	156,4	156,4		11,4	10,2		
28/3	SPOT	KBD 19	150,4	150,4		11,1	10,0		

Tabelle A.32: Auswertung nach EC 4 für Serie 28: SPOT KBD 19, Polster Buche

Serie 29: SPOT KBD 19, Metallring und Polster

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_m [N/mm ²]	557
Seite 2 [N/mm ²]	94,0	92,3	88,0	91,4	R_{el} [N/mm ²]	512

Tabelle A.33: Materialkennwerte Serie 29: SPOT KBD 19, Metallring und Polster

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
29/1	SPOT	KBD 19	184,9	184,9	153,4	7,28	6,55	6,52	122,7
29/2	SPOT	KBD 19	182,8	182,8		10,5	9,46		
29/3	SPOT	KBD 19	170,4	170,4		7,24	6,52		

Tabelle A.34: Auswertung nach EC 4 für Serie 29: SPOT KBD 19, Metallring, Polster

Serien 32 und 33: POST und SPOT KBD 19, Hülse und Polster

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	96,0	93,3	90,7	93,3	R_m [N/mm ²]	558
Seite 2 [N/mm ²]	93,3	92,9	92,0	92,7	R_{el} [N/mm ²]	513

Tabelle A.35: Materialkennwerte Serie 32: POST KBD 19, Hülse und Polster

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_m [N/mm ²]	558
Seite 2 [N/mm ²]	93,3	92,9	92,0	92,7	R_{el} [N/mm ²]	513

Tabelle A.36: Materialkennwerte Serie 33: SPOT KBD 19, Hülse und Polster

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
32/1	POST	KBD 19	1356	169,5	149,3	11,0	9,86	7,11	119,5
32/2	POST	KBD 19	1328	166,0		7,90	7,11		
32/3	POST	KBD 19	1327	165,9		8,12	7,31		

Tabelle A.37: Auswertung nach EC 4 für Serie 32: POST KBD 19, Hülse und Polster

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
33/1	SPOT	KBD 19	169,8	169,8	152,8	7,00	6,30	6,30	122,2
33/2	SPOT	KBD 19	186,7	186,7		10,9	9,79		
33/3	SPOT	KBD 19	183,1	183,1		10,1	9,12		

Tabelle A.38: Auswertung nach EC 4 für Serie 33: SPOT KBD 19, Hülse und Polster

Serien 34 und 35: POST und SPOT KBD 19, hochfest

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	91,6	88,9	94,2	91,6	R_m [N/mm ²]	744
Seite 2 [N/mm ²]	91,6	90,5	92,3	91,5	R_{el} [N/mm ²]	721

Tabelle A.39: Materialkennwerte Serie 34: POST KBD 19, hochfest

Betondruckfestigkeit	$f_{c,cube1}$	$f_{c,cube2}$	$f_{c,cube3}$	$f_{c,cube,Mittel}$	Dübelzugfestigkeit	
Seite 1 [N/mm ²]	-	-	-	-	R_m [N/mm ²]	744
Seite 2 [N/mm ²]	90,4	97,8	100,0	96,1	R_{el} [N/mm ²]	721

Tabelle A.40: Materialkennwerte Serie 35: SPOT KBD 19, hochfest

Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
34/1	POST	KBD 19	1444,6	180,6	159,1	4,32	3,89	3,62	127,3
34/2	POST	KBD 19	1414,8	176,8		4,02	3,62		
34/3	POST	KBD 19	1438,2	179,8		4,60	4,14		

Tabelle A.41: Auswertung nach EC 4 für Serie 34: POST KBD 19, hochfest

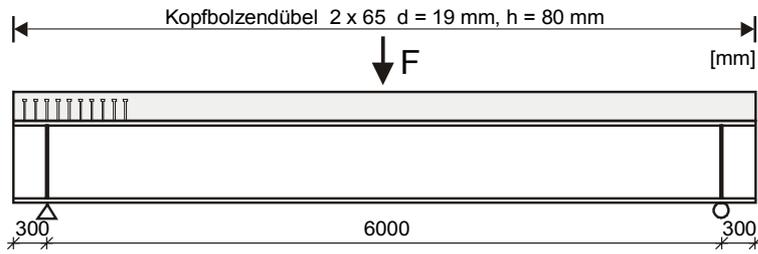
Serie	Format	Verbundmittel	P_{max}	P_{max}/KBD	P_{Rk}	δ_u	δ_{uk}	δ_{uk}	P_{Rd}
			[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
35/1	POST	KBD 19	191,6	191,6	172,4	3,01	2,71	2,71	137,9
35/2	POST	KBD 19	201,0	201,0		4,15	3,74		
35/3	POST	KBD 19	195,0	195,0		3,65	3,29		

Tabelle A.42: Auswertung nach EC 4 für Serie 35: SPOT KBD 19, hochfest

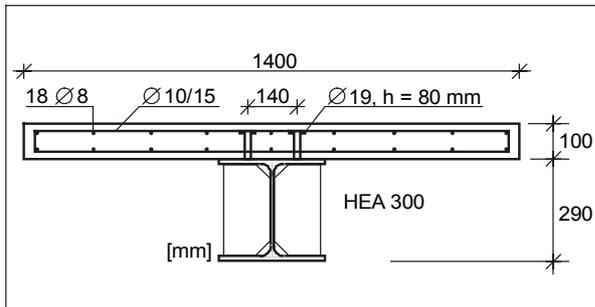
Nr.	Versuch	Dübel [mm]	f_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	$A_{dübel}$ [mm ²]	h_{Wulst} [mm]	b_{Wulst} [mm]	f_u [N/mm ²]	$P_e = f_{ie}$ [kn]	$P_t = f_{it}$ [kn]	$f_{ie} \cdot f_{it}$	r_{it}^2	b	δ_i	Δ_i	$\bar{\Delta}$	$(\Delta_i - \Delta_0)^2$	s_{Δ}^2	V_{δ}
1 / 1	POST	19	110,1	110,1	283,5	4	23	550	140,36	156,31	21939,5	24431,5	1,01313	0,88636	-0,12063	-0,00234	0,01399	0,00420	0,06491
1 / 2	POST	19	110,1	110,1	283,5	4	23	550	139,80	156,31	21851,6	24431,5	1,01313	0,88281	-0,12465	-0,00234	0,01496	0,00420	0,06491
1 / 3	POST	19	110,1	110,1	283,5	4	23	550	146,93	156,31	22965,2	24431,5	1,01313	0,92780	-0,07494	-0,00234	0,00527	0,00420	0,06491
2 / 1	POST	22	112,6	112,6	380,0	6	27	530	197,16	209,63	41330,9	43944,2	1,01313	0,92834	-0,07436	-0,00234	0,00519	0,00420	0,06491
2 / 2	POST	22	112,6	112,6	380,0	6	27	530	190,90	209,63	40018,1	43944,2	1,01313	0,89885	-0,10664	-0,00234	0,01088	0,00420	0,06491
2 / 3	POST	22	112,6	112,6	380,0	6	27	530	200,66	209,63	42064,6	43944,2	1,01313	0,94482	-0,05676	-0,00234	0,00296	0,00420	0,06491
3 / 1	POST	25	101,1	101,1	490,9	6	31	450	226,01	228,13	51558,7	52041,4	1,01313	0,97788	-0,02237	-0,00234	0,00040	0,00420	0,06491
3 / 2	POST	25	113,8	113,8	490,9	6	31	450	237,31	231,67	54976,6	53670,6	1,01313	1,01105	0,01099	-0,00234	0,00018	0,00420	0,06491
3 / 3	POST	25	113,8	113,8	490,9	6	31	450	226,91	231,67	52568,6	53670,6	1,01313	0,96677	-0,03379	-0,00234	0,00099	0,00420	0,06491
9 / 1	SPOT	19	115,4	115,4	283,5	4	23	557	183,91	173,83	31969,9	30218,5	1,01313	1,04424	0,04329	-0,00234	0,00208	0,00420	0,06491
9 / 2	SPOT	19	115,4	115,4	283,5	4	23	557	168,19	173,83	29237,3	30218,5	1,01313	0,95499	-0,04606	-0,00234	0,00191	0,00420	0,06491
10 / 1	SPOT	22	115,8	115,8	380,0	6	27	531	246,61	229,92	56700,4	52862,9	1,01313	1,05869	0,05703	-0,00234	0,00352	0,00420	0,06491
10 / 2	SPOT	22	115,8	115,8	380,0	6	27	531	244,04	229,92	56109,5	52862,9	1,01313	1,04766	0,04656	-0,00234	0,00239	0,00420	0,06491
10 / 3	SPOT	22	115,8	115,8	380,0	6	27	531	235,45	229,92	54134,5	52862,9	1,01313	1,01078	0,01072	-0,00234	0,00017	0,00420	0,06491
11 / 4	POST	19	83,6	88,6	283,5	4	23	557	171,15	154,79	26492,3	23959,9	1,01313	1,09136	0,08742	-0,00234	0,00806	0,00420	0,06491
11 / 5	POST	19	83,6	88,6	283,5	4	23	557	162,49	154,79	25151,4	23959,9	1,01313	1,03612	0,03548	-0,00234	0,00143	0,00420	0,06491
11 / 6	POST	19	83,6	88,6	283,5	4	23	557	155,23	154,79	24027,3	23959,9	1,01313	0,98981	-0,01024	-0,00234	0,00006	0,00420	0,06491
12 / 4	POST	22	83,6	88,6	380,0	6	27	531	216,09	203,53	43982,0	41425,8	1,01313	1,04794	0,04683	-0,00234	0,00242	0,00420	0,06491
12 / 5	POST	22	83,6	88,6	380,0	6	27	531	210,97	203,53	42938,6	41425,8	1,01313	1,02308	0,02282	-0,00234	0,00063	0,00420	0,06491
12 / 6	POST	22	83,6	88,6	380,0	6	27	531	218,16	203,53	44402,8	41425,8	1,01313	1,05797	0,05635	-0,00234	0,00344	0,00420	0,06491
13 / 4	POST	25	88,1	88,1	490,9	6	31	452	210,89	225,39	47531,1	50799,5	1,01313	0,92353	-0,07955	-0,00234	0,00596	0,00420	0,06491
13 / 5	POST	25	88,1	88,1	490,9	6	31	452	225,13	225,39	50741,6	50799,5	1,01313	0,98591	-0,01419	-0,00234	0,00014	0,00420	0,06491
13 / 6	POST	25	88,1	88,1	490,9	6	31	452	254,45	225,39	57349,0	50799,5	1,01313	1,11429	0,10822	-0,00234	0,01222	0,00420	0,06491
24 / 1	SPOT	22	107	107	380,0	6	31	453	217,41	201,99	43915,0	40800,0	1,01313	1,06240	0,06053	-0,00234	0,00395	0,00420	0,06491
24 / 2	SPOT	22	107	107	380,0	6	31	453	222,50	201,99	44942,8	40800,0	1,01313	1,08726	0,08366	-0,00234	0,00740	0,00420	0,06491
24 / 3	SPOT	22	107	107	380,0	6	31	453	210,29	201,99	42476,0	40800,0	1,01313	1,02758	0,02721	-0,00234	0,00087	0,00420	0,06491
25 / 1	SPOT	22	107	107	380,0	6	27	554	240,46	236,52	56873,8	55942,2	1,01313	1,00347	0,00347	-0,00234	0,00003	0,00420	0,06491
25 / 2	SPOT	22	107	107	380,0	6	27	554	235,00	236,52	55582,4	55942,2	1,01313	0,98069	-0,01950	-0,00234	0,00029	0,00420	0,06491
25 / 3	SPOT	22	107	107	380,0	6	27	554	216,30	236,52	51160,4	55942,2	1,01313	0,90267	-0,10240	-0,00234	0,01001	0,00420	0,06491
29 / 1	SPOT	19	91,4	91,4	283,5	4	23	557	184,87	170,52	31525,4	29078,0	1,01313	1,07011	0,06776	-0,00234	0,00491	0,00420	0,06491
29 / 2	SPOT	19	91,4	91,4	283,5	4	23	557	182,81	170,52	31173,2	29078,0	1,01313	1,05816	0,05653	-0,00234	0,00347	0,00420	0,06491
29 / 3	SPOT	19	91,4	91,4	283,5	4	23	557	170,42	170,52	29060,0	29078,0	1,01313	0,98643	-0,01367	-0,00234	0,00013	0,00420	0,06491

A.4 Versuchsdatenblätter der Trägerversuche

Versuchsdatenblatt Träger B100

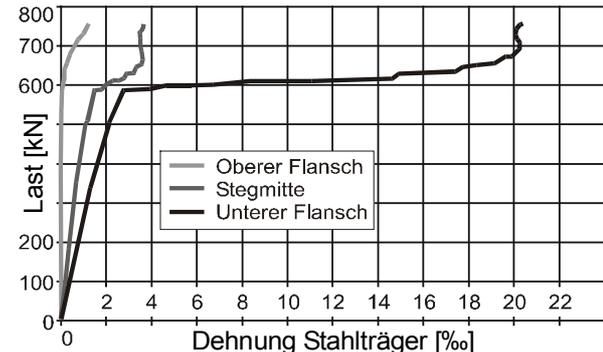
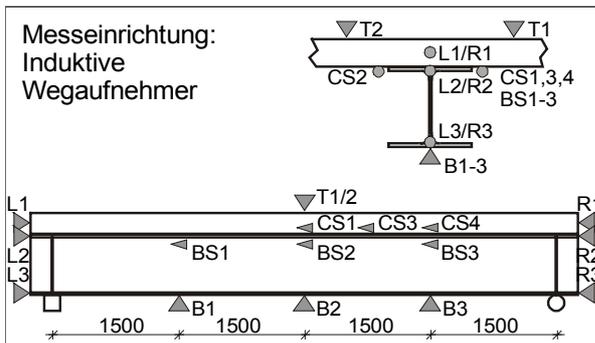
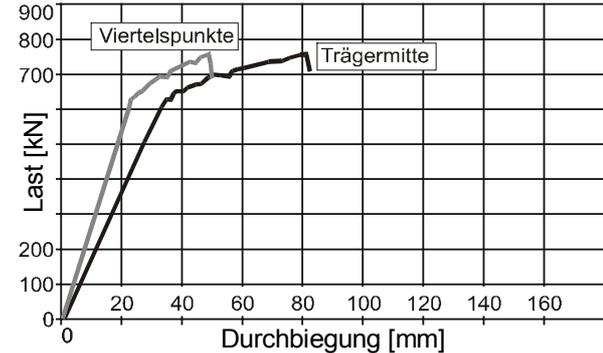
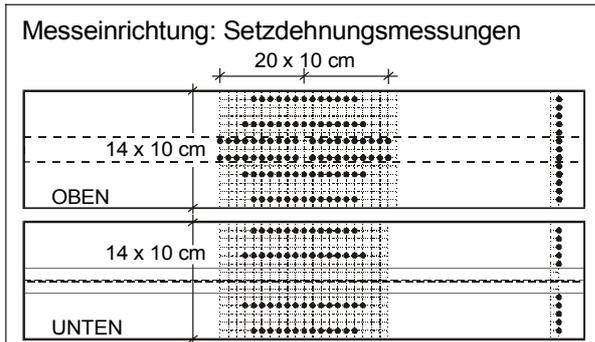
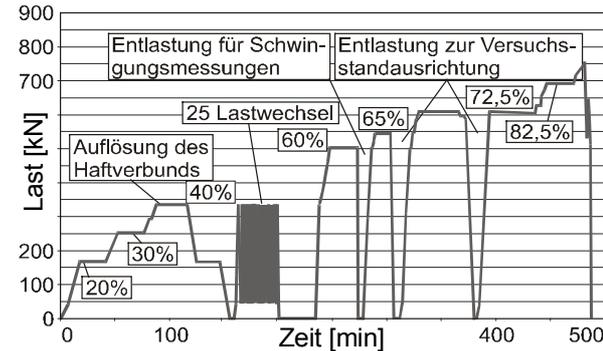
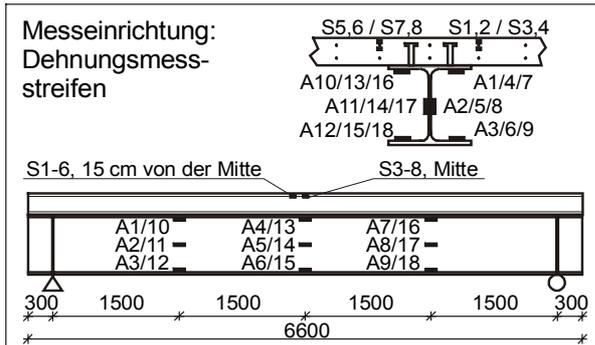


Träger B100
 29.09.1997
 3-Punkt-Biegung
 Positives Moment
 Volle Verdübelung
 Bemessungslast: 608 kN
 Versuchslast: 756 kN

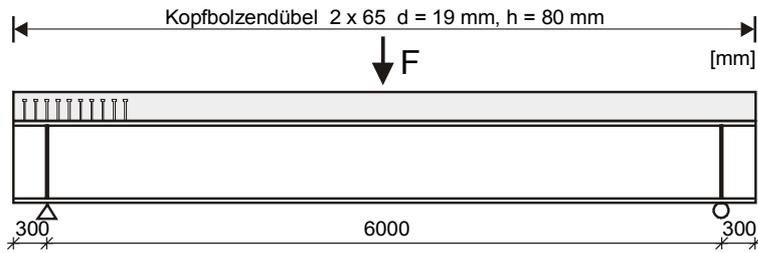


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

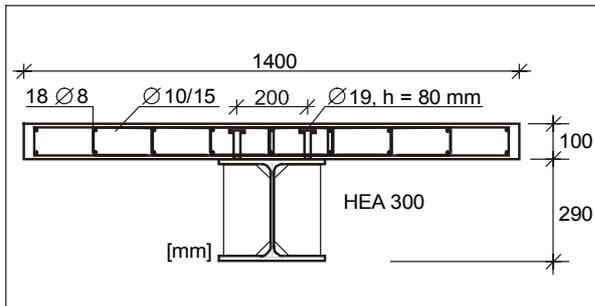
	$f_{dk, cube 150 mm}$	E-Modul		
Betonplatte C70/85:	103	34111		
Kammerbeton C70/85:	-	-		
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0.2}$ 591	R_{eh} -	R_m 643	E-Modul 197800
Betonstahl S500 d = 10 mm:	572	-	588	198100
Betonstahl S500 d = 20 mm:	-	-	-	-
Baustahlflansch S460:	458	-	581	-
Baustahlsteg S460:	488	-	584	-



Versuchsdatenblatt Träger B150

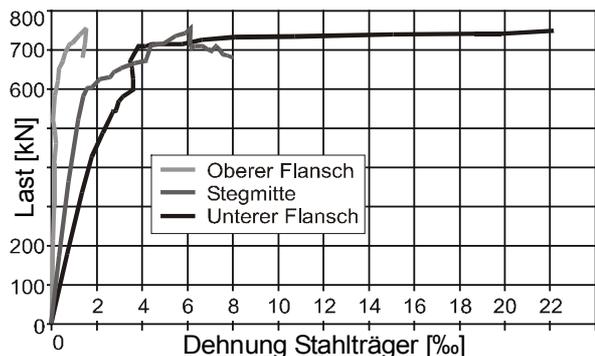
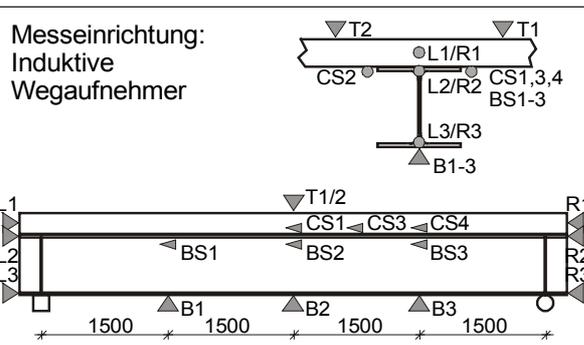
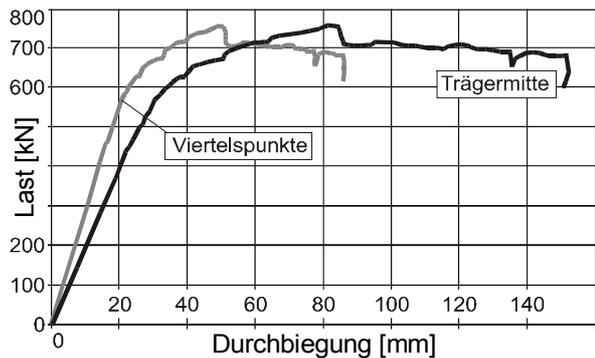
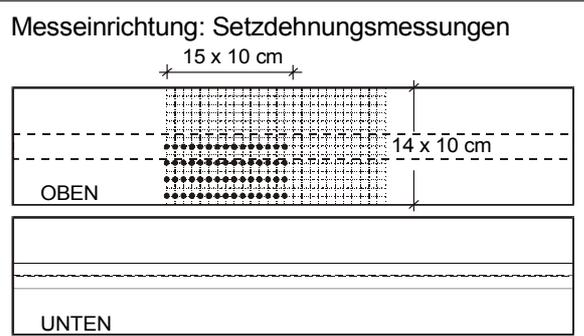
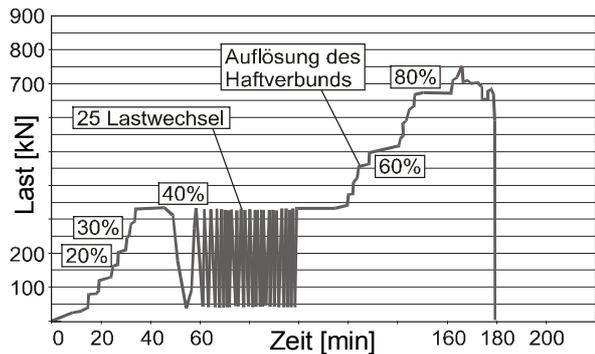
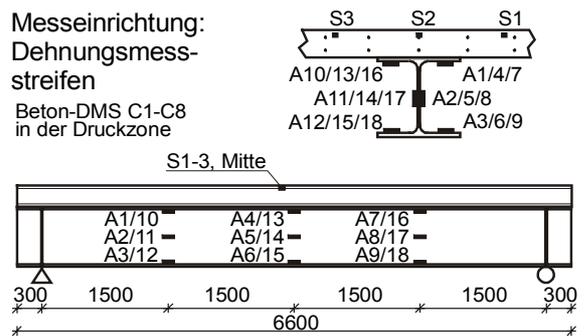


Träger B150
27.11.1998
3-Punkt-Biegung
Positives Moment
Volle Verdübelung
Bemessungslast: 608 kN
Versuchslast: 756 kN

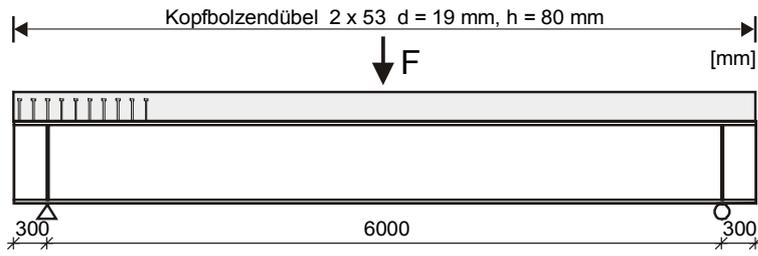


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

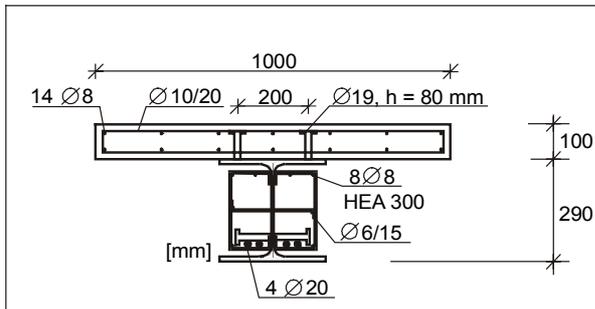
	$f_{ck, cube 150 mm}$		E-Modul	
Betonplatte C70/85:	104		33950	
Kammerbeton C70/85:	-		-	
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0.2}$	R_{eh}	R_m	E-Modul
Betonstahl S500 d = 10 mm:	616	-	679	199000
Betonstahl S500 d = 20 mm:	-	-	-	-
Baustahlflansch S460:	435	482	546	-
Baustahlsteg S460:	460	503	556	-



Versuchsdatenblatt Träger B200

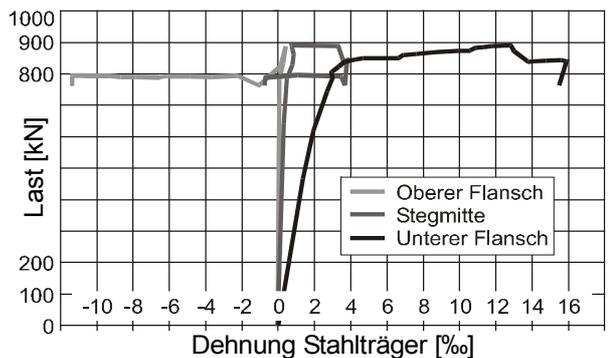
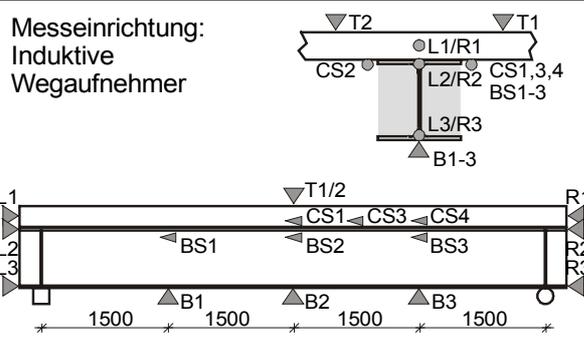
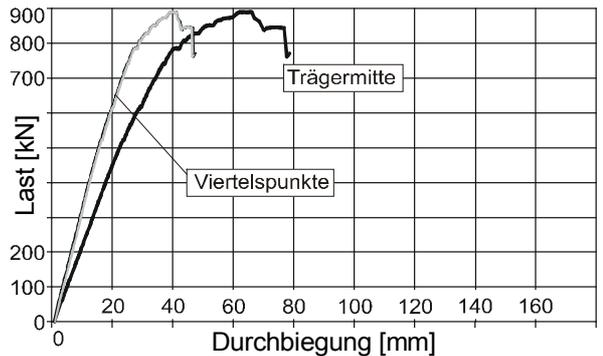
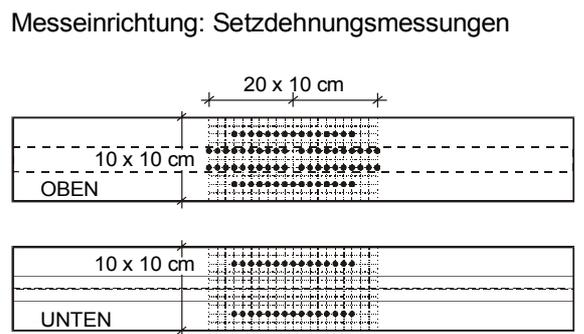
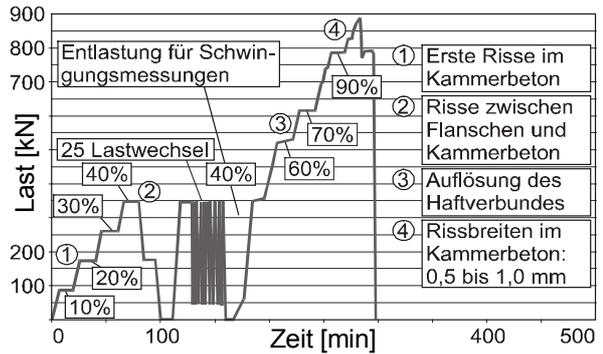
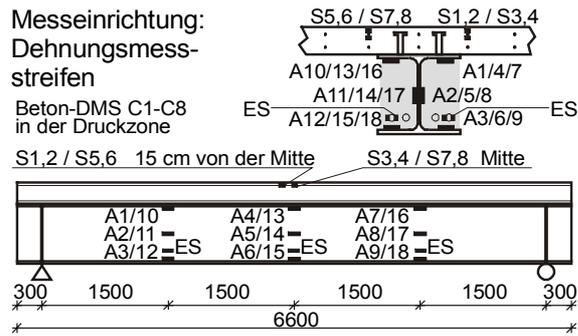


Träger B200 - Kammerbeton
 11.11.1997
 3-Punkt-Biegung
 Positives Moment
 Volle Verdübelung
 Bemessungslast: 617 kN
 Versuchslast: 889 kN

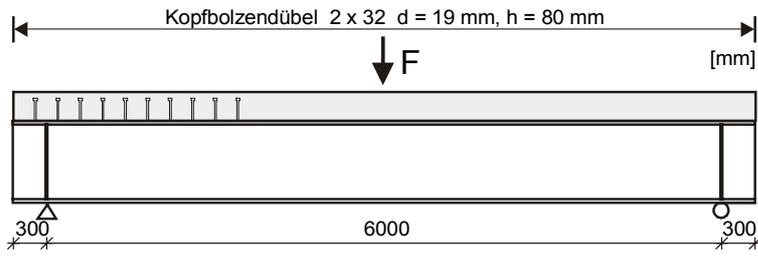


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

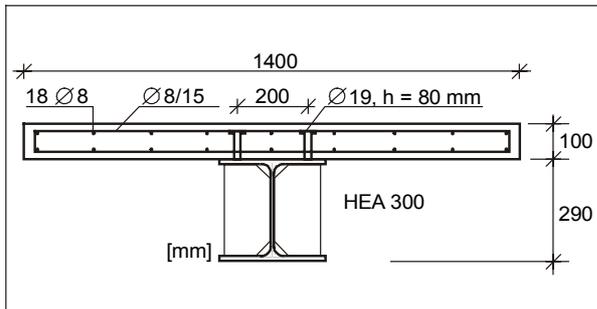
	$f_{ck, cube 150 mm}$		E-Modul	
Betonplatte C70/85:	116		38743	
Kammerbeton C70/85:	114		38932	
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0.2}$	R_{eh}	R_m	E-Modul
Betonstahl S500 d = 10 mm:	608	-	676	199140
Betonstahl S500 d = 20 mm:	593	-	650	194680
Baustahlflansch S460:	461	486	579	-
Baustahlsteg S460:	486	536	586	-



Versuchsdatenblatt Träger B300

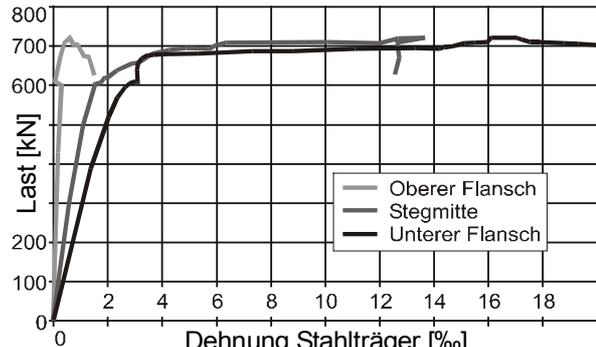
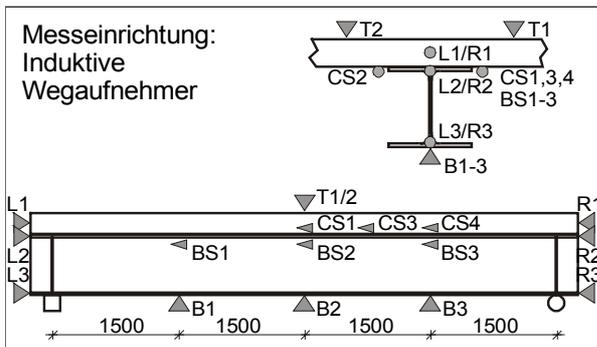
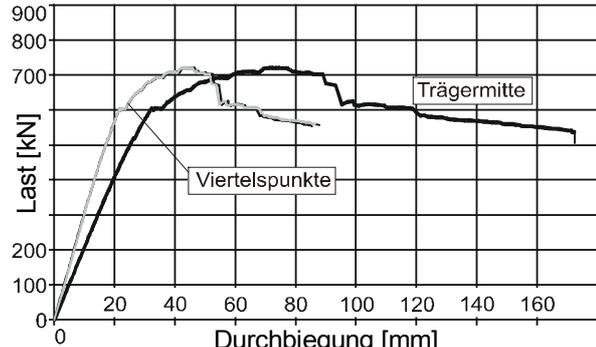
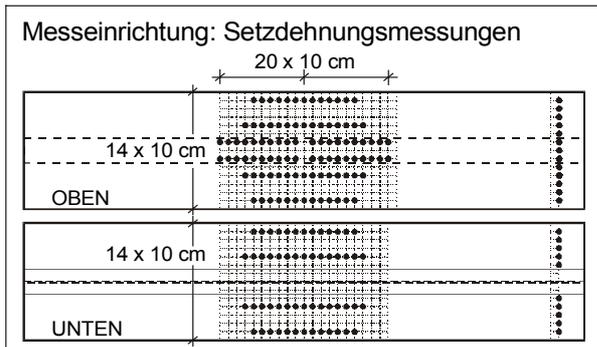
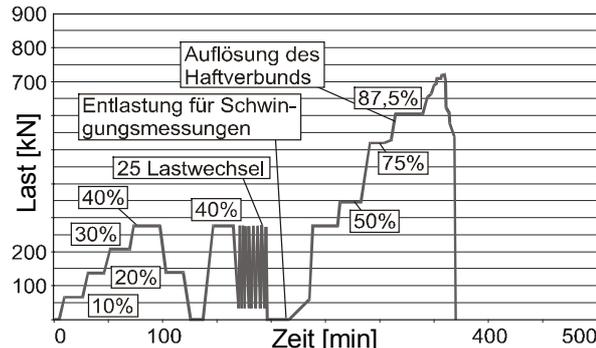
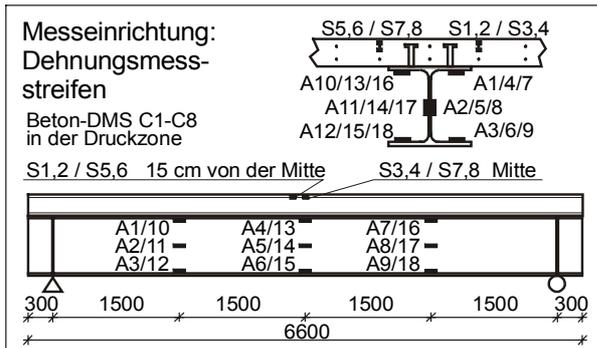


Träger B300
 27.10.1997
 3-Punkt-Biegung
 Positives Moment
 Teilverdübelung
 Bemessungslast: 521 kN
 Versuchslast: 710 kN

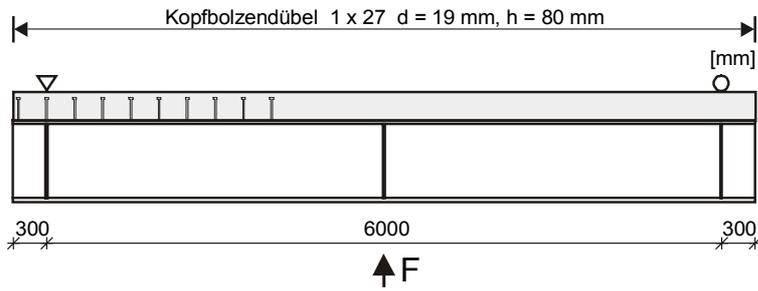


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

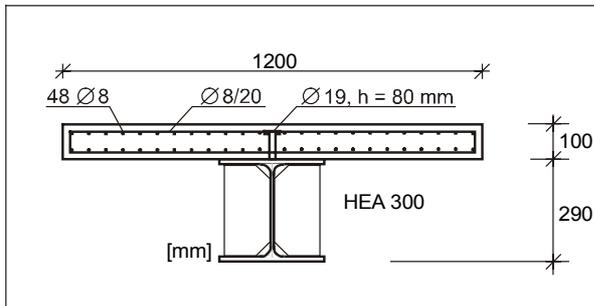
	$f_{ck,cube150\text{ mm}}$		E-Modul	
Betonplatte C70/85:	114		37732	
Kammerbeton C70/85:	-		-	
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0.2}$	R_{eh}	R_m	E-Modul
Betonstahl S500 d = 10 mm:	616	-	679	199000
Betonstahl S500 d = 20 mm:	-	-	-	-
Baustahlflansch S460:	465	472	515	-
Baustahlsteg S460:	574	576	586	-



Versuchsdatenblatt Träger B400

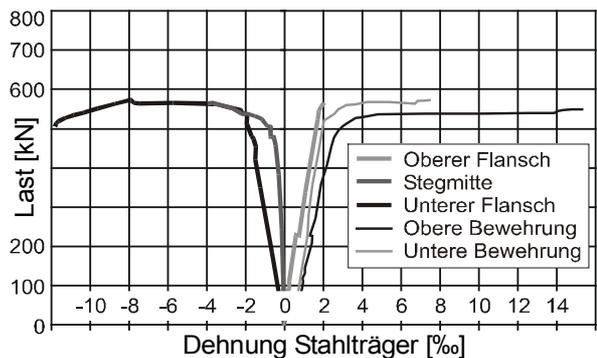
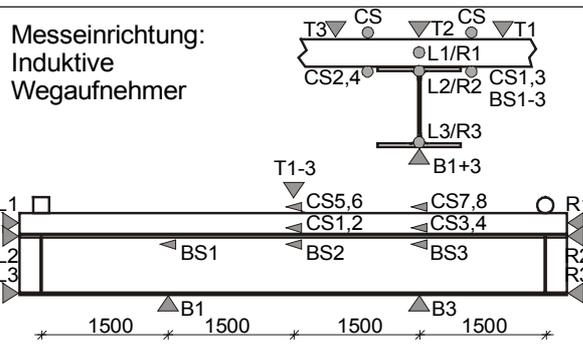
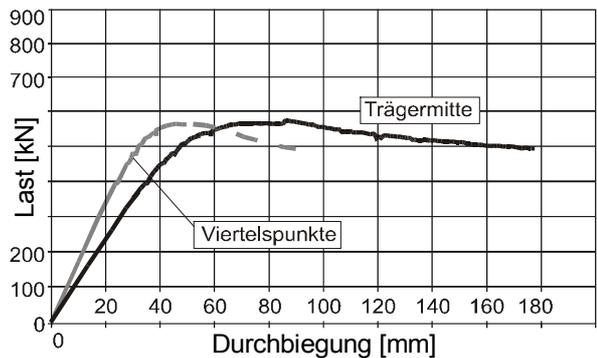
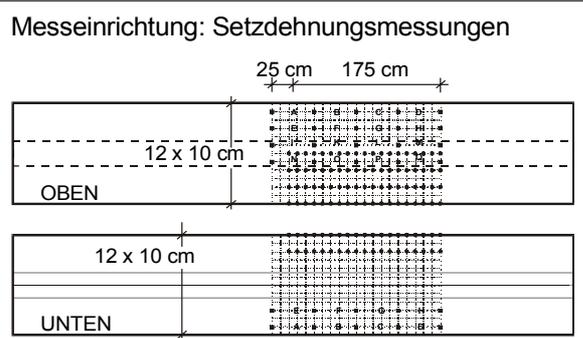
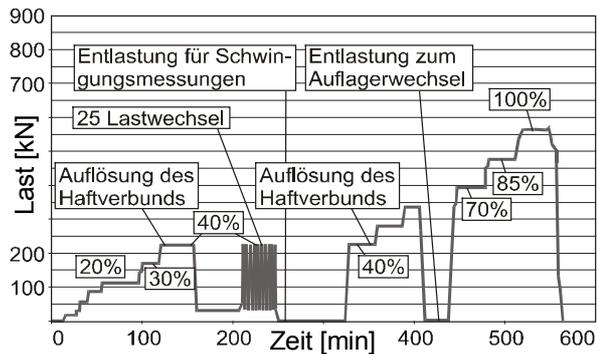
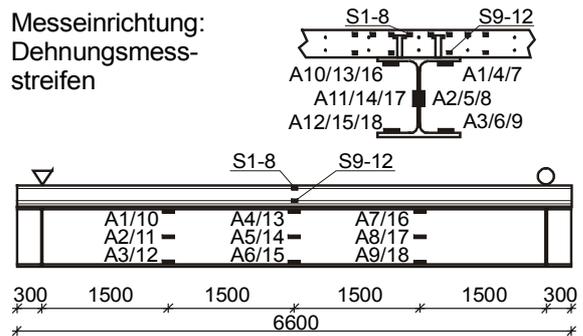


Träger B400
 06.04.1998
 3-Punkt-Biegung
 Negatives Moment
 Volle Verdübelung
 Bemessungslast: 472 kN
 Versuchslast: 573 kN

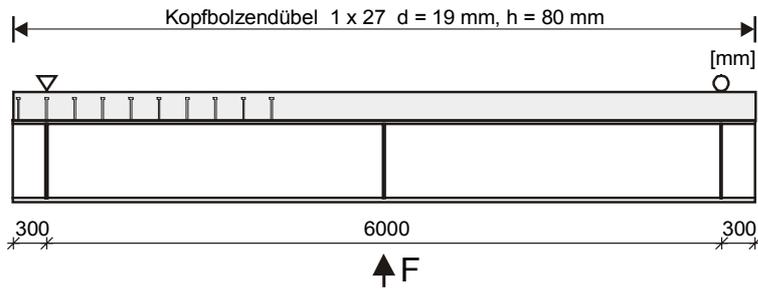


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

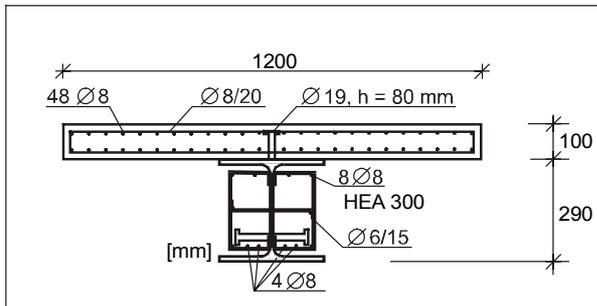
	$f_{ck, cube 150 mm}$		E-Modul	
Betonplatte C70/85:	100		32673	
Kammerbeton C70/85:	-		-	
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0.2}$	R_{eh}	R_m	E-Modul
Betonstahl S500 d = 10 mm:	616	-	679	199000
Betonstahl S500 d = 20 mm:	-	-	-	-
Baustahlflansch S460:	-	525	617	-
Baustahlsteg S460:	-	-	-	-



Versuchsdatenblatt Träger B500

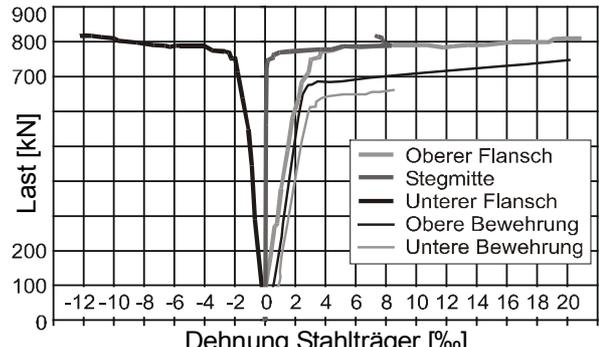
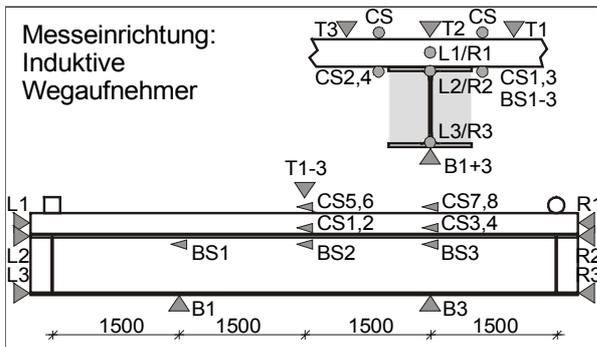
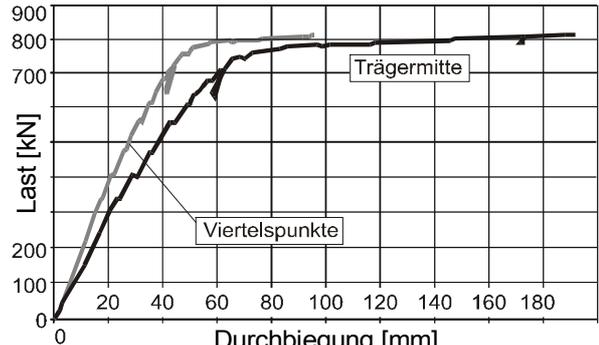
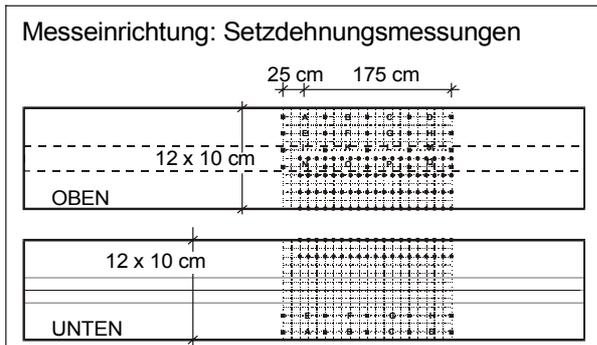
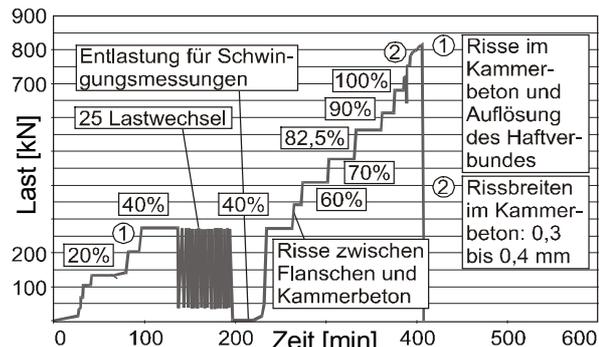
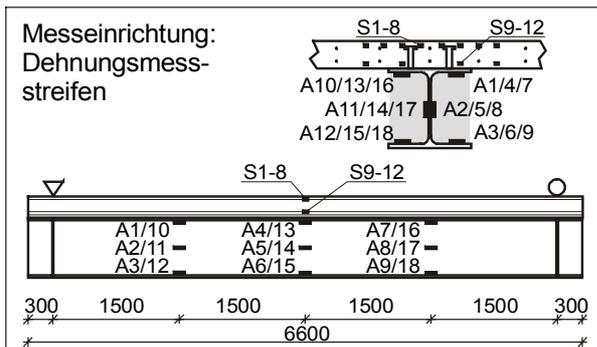


Träger B500 - Kammerbeton
 02.07.1998
 3-Punkt-Biegung
 Negatives Moment
 Volle Verdübelung
 Bemessungslast: 556 kN
 Versuchslast: 817 kN

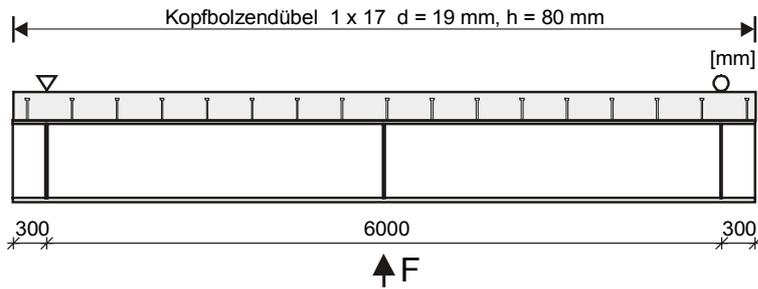


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

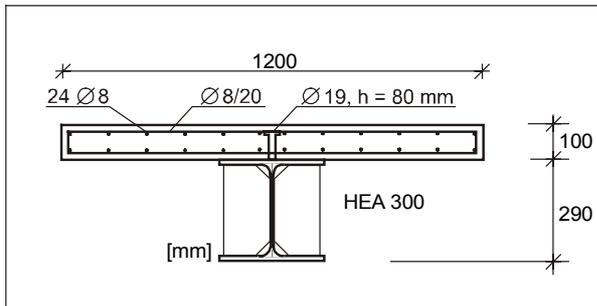
	$f_{k,cube150\text{ mm}}$		E-Modul	
Betonplatte C70/85:	99		35982	
Kammerbeton C70/85:	100		38932	
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0,2}$	R_{eh}	R_m	E-Modul
Betonstahl S500 d = 10 mm:	616	-	679	199000
Betonstahl S500 d = 20 mm:	-	-	-	-
Baustahlflansch S460:	-	529	622	-
Baustahlsteg S460:	-	-	-	-



Versuchsdatenblatt Träger B600

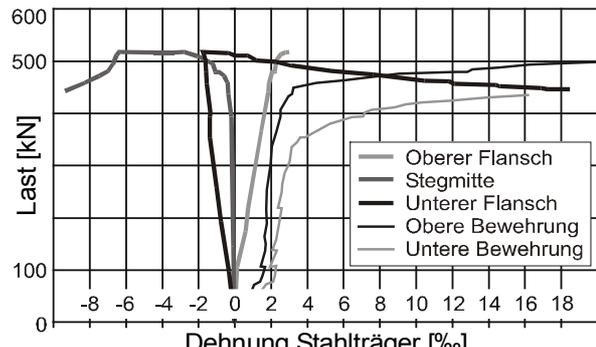
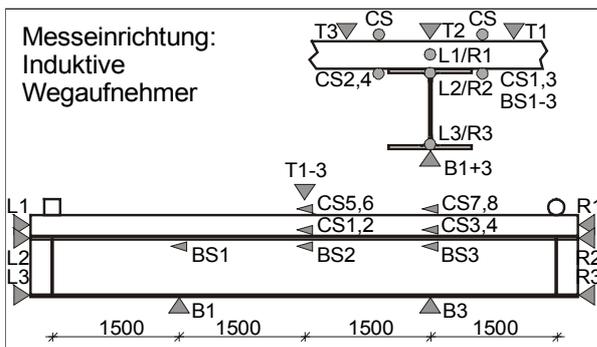
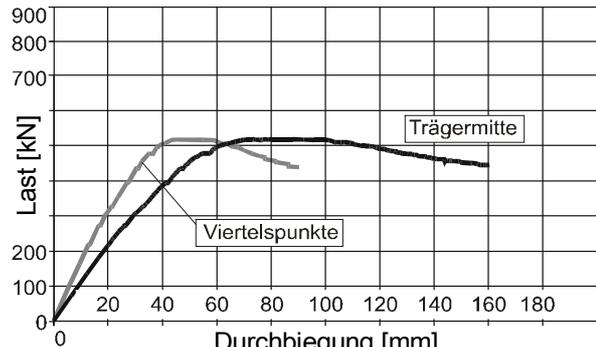
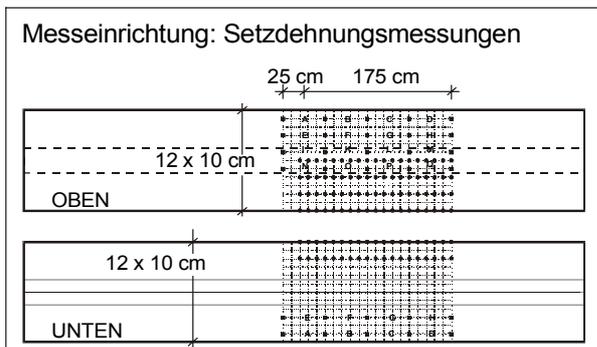
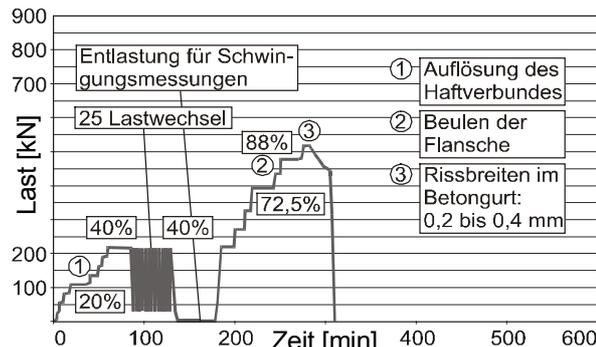
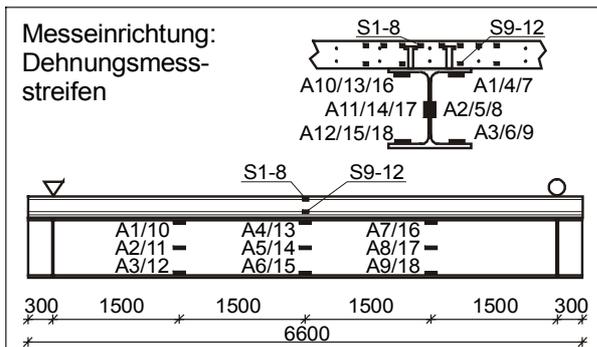


Träger B600
 10.06.1998
 3-Punkt-Biegung
 Negatives Moment
 Volle Verdübelung
 Bemessungslast: 456 kN
 Versuchslast: 517 kN

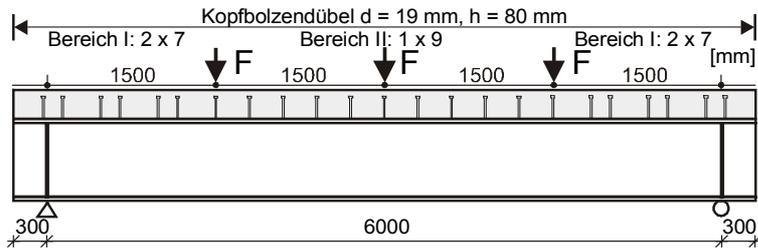


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

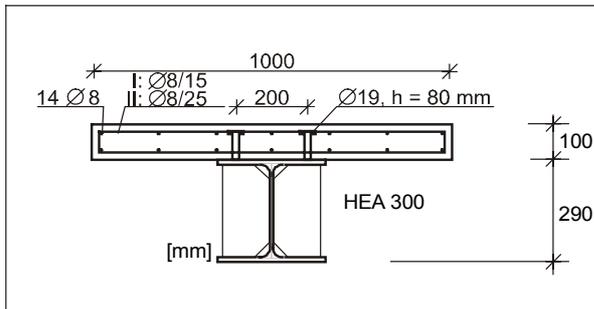
	$f_{k,cube150\text{ mm}}$		E-Modul	
Betonplatte C70/85:	91		30592	
Kammerbeton C70/85:	-		-	
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0,2}$	R_{eh}	R_m	E-Modul
Betonstahl S500 d = 10 mm:	616	-	679	199000
Betonstahl S500 d = 20 mm:	-	-	-	-
Baustahlflansch S460:	-	510	585	-
Baustahlsteg S460:	-	-	-	-



Versuchsdatenblatt Träger B800



Träger B800
05.01.1999
5-Punkt-Biegung
Positives Moment
Teilverdübelung
Bemessungslast: 693 kN
Versuchslast: 1008 kN

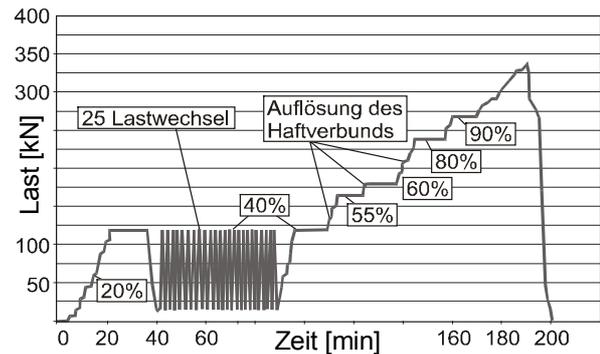
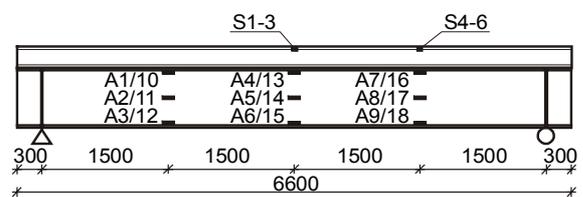


Materialwerte zum Versuchszeitpunkt [N/mm²]

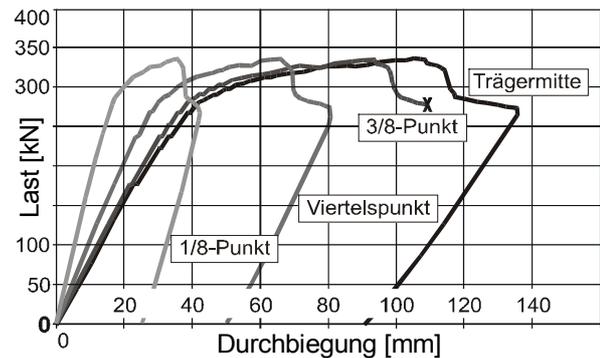
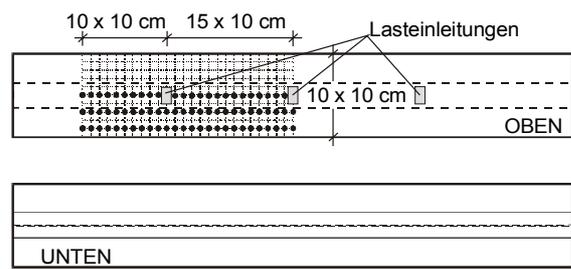
	$f_{ck,cube150\text{ mm}}$		E-Modul	
Betonplatte C70/85:	96		34535	
Kammerbeton C70/85:	-		-	
Betonstahl S500 d = 8 mm:	$R_{p,0.2}$	R_{eh}	R_m	E-Modul
Betonstahl S500 d = 10 mm:	-	-	654	195800
Betonstahl S500 d = 20 mm:	-	-	-	-
Baustahlflansch S460:	431	450	545	-
Baustahlsteg S460:	456	527	559	-

Messeinrichtung: Dehnungsmessstreifen

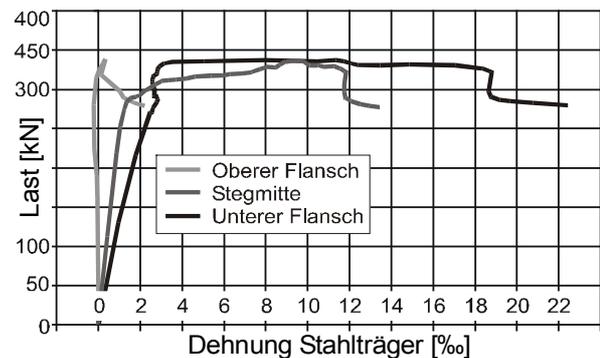
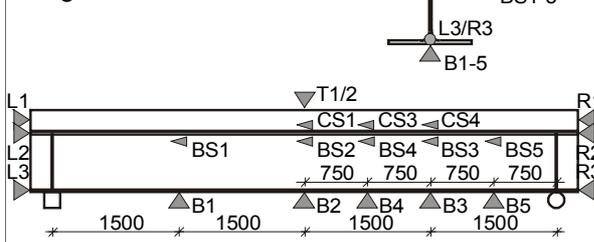
Beton-DMS C1-C8 in der Druckzone



Messeinrichtung: Setzdehnungsmessungen

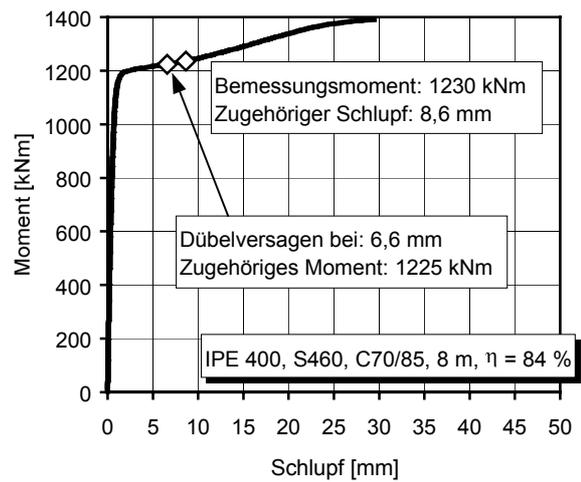
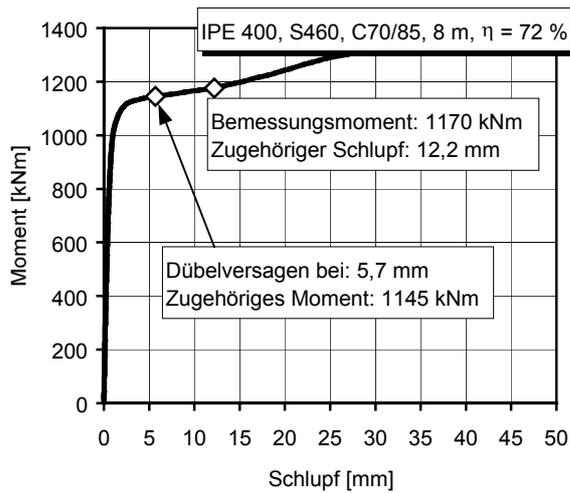
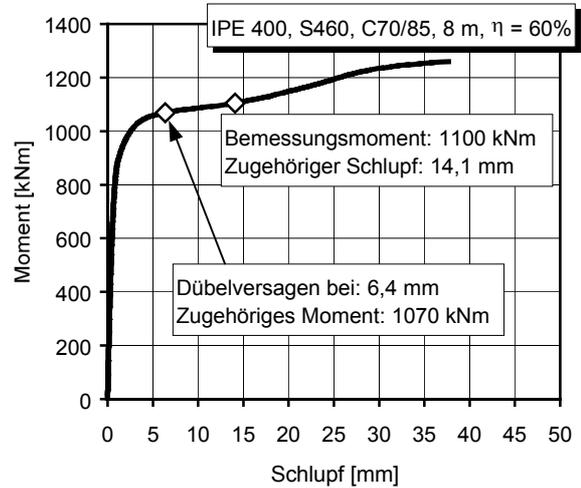
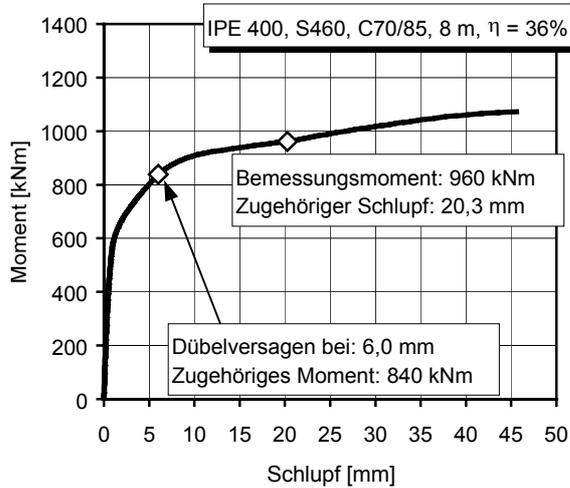


Messeinrichtung: Induktive Wegaufnehmer

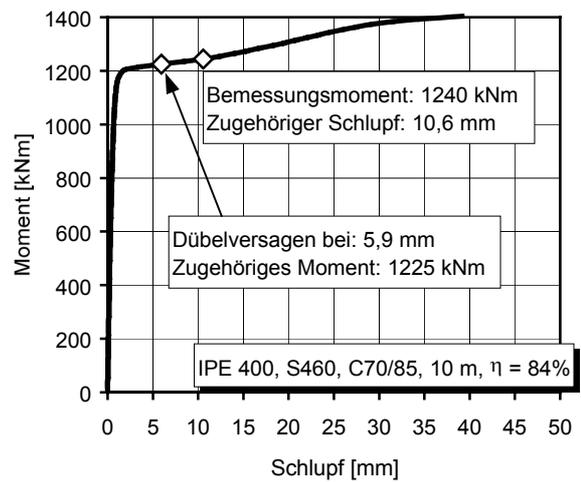
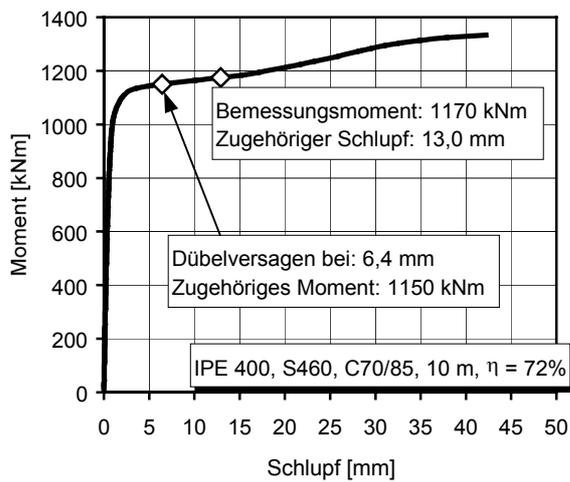
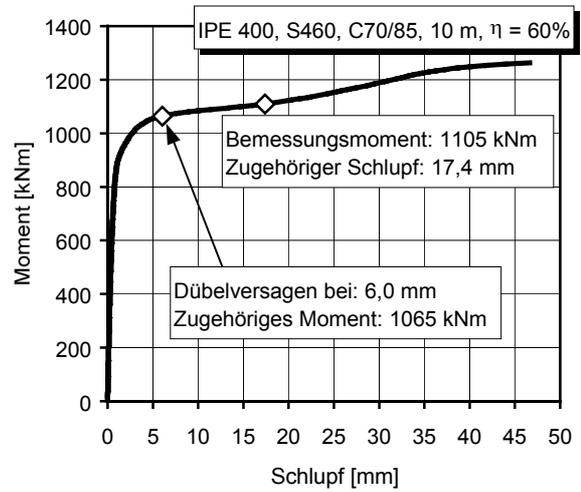
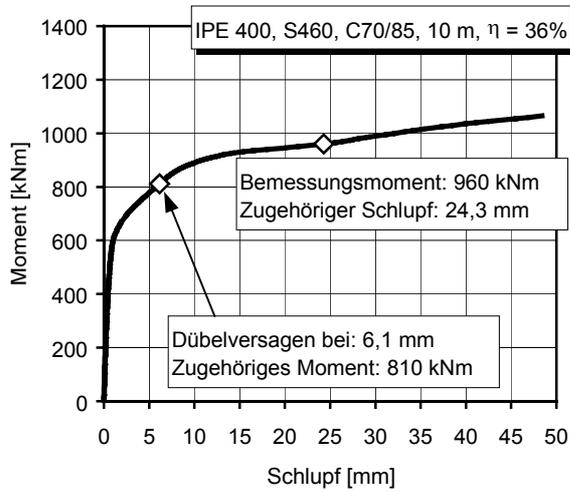


A.5 Moment-Maximalschlupf-Beziehungen der teilverdübelten Träger

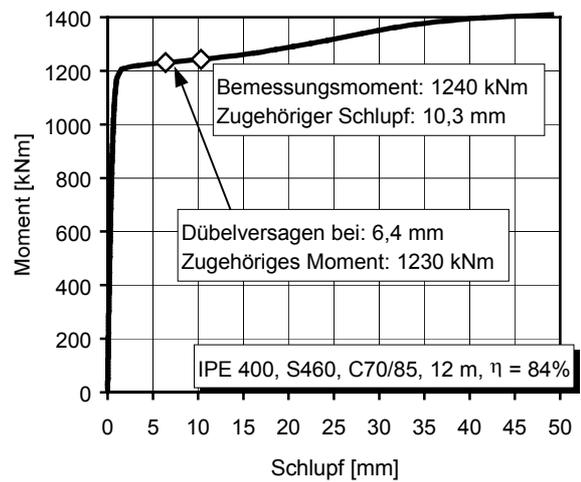
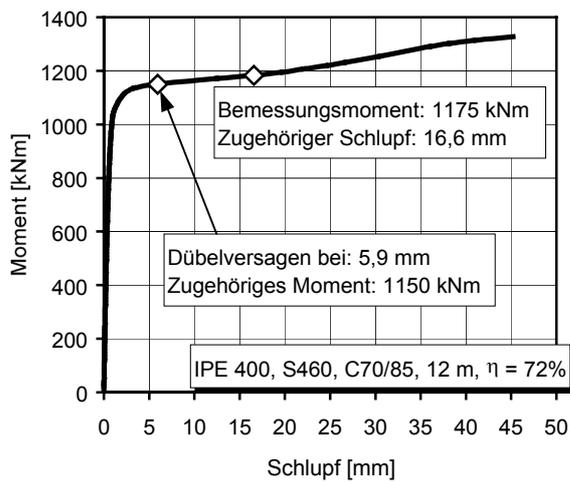
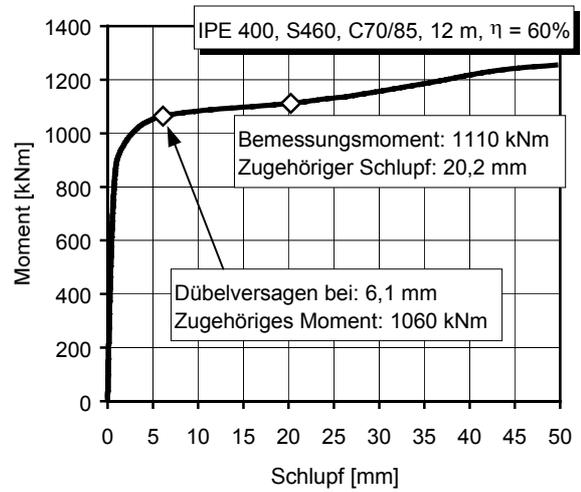
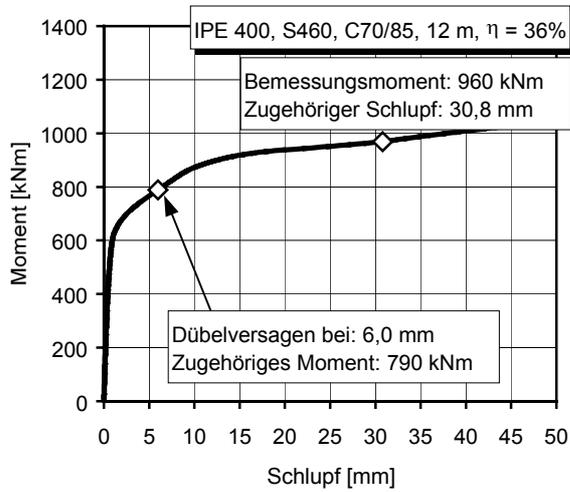
IPE 400 mit 15 cm Betongurt und 8 Meter Spannweite aus hochfesten Materialien unter Gleichstreckenlast.



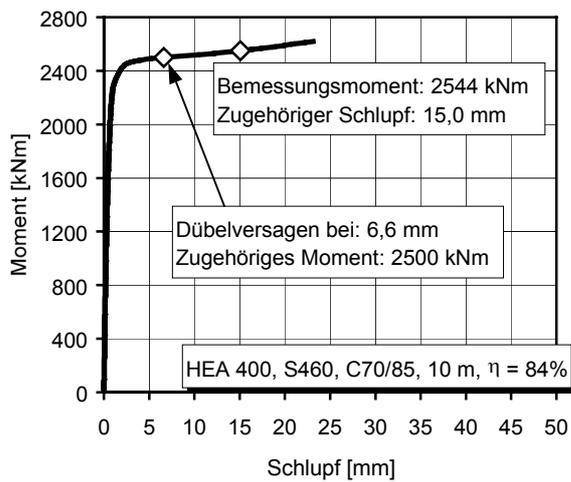
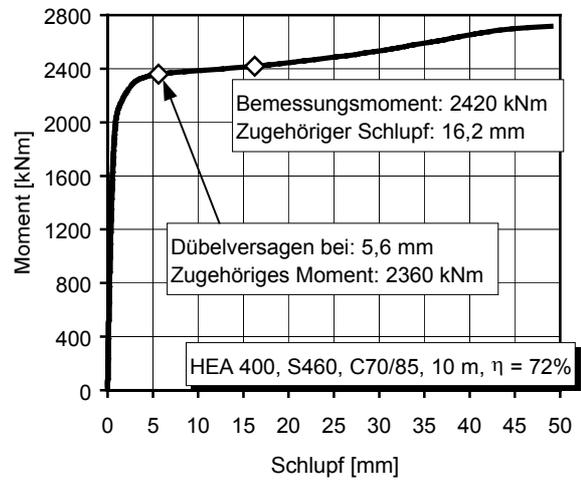
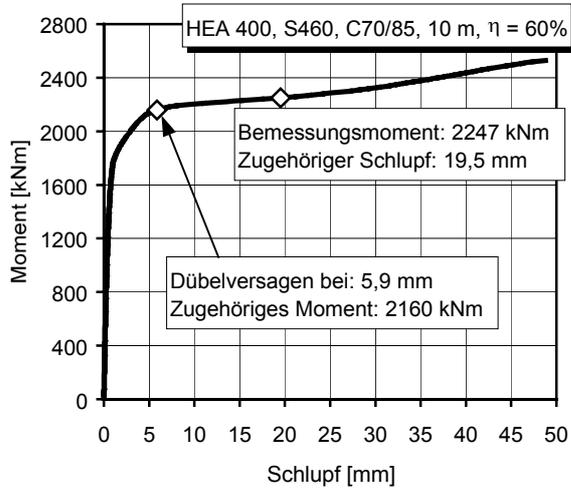
IPE 400 mit 15 cm Betongurt und 10 Meter Spannweite aus hochfesten Materialien unter Gleichstreckenlast.



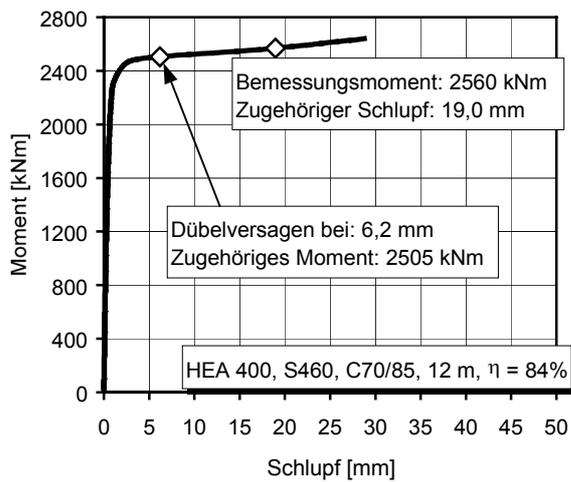
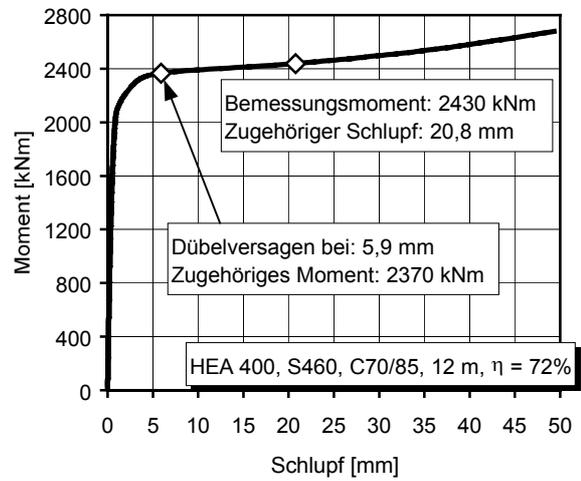
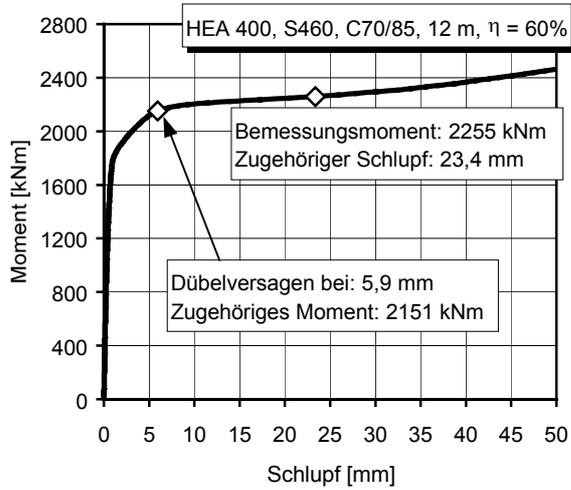
IPE 400 mit 15 cm Betongurt und 12 Meter Spannweite aus hochfesten Materialien unter Gleichstreckenlast.



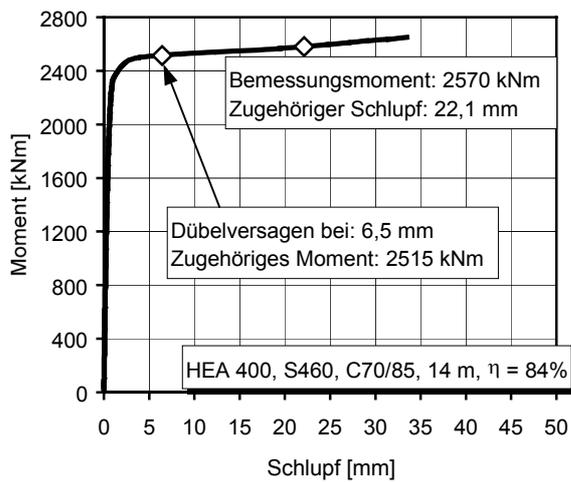
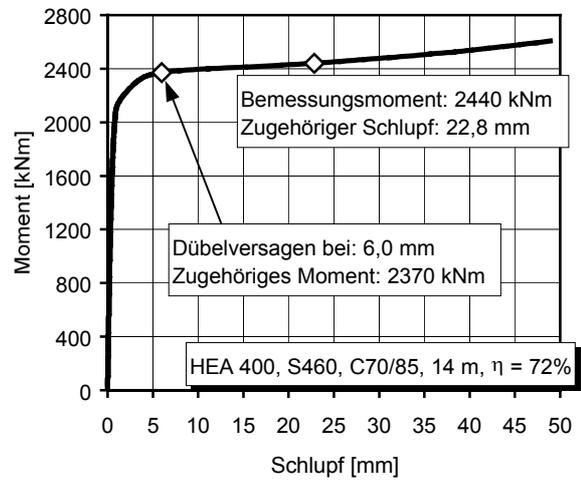
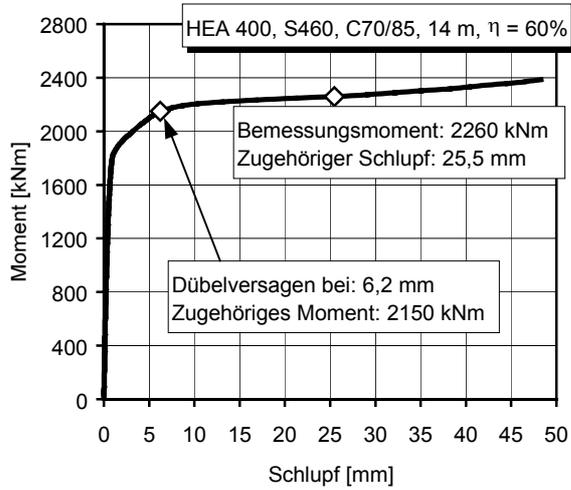
HEA 400 mit 20 cm Betongurt und 10 Meter Spannweite aus hochfesten Materialien unter Gleichstreckenlast.



HEA 400 mit 20 cm Betongurt und 12 Meter Spannweite aus hochfesten Materialien unter Gleichstreckenlast.



HEA 400 mit 20 cm Betongurt und 14 Meter Spannweite aus hochfesten Materialien unter Gleichstreckenlast.



A.6 Bemessungsbeispiel

Die Anwendung der in dieser Arbeit entwickelten Regeln zur Dübeltragfähigkeit, zur Mindestverdübelung und zur plastischen Bemessung für Verbundträger aus hochfesten Baustoffen wird im Folgenden anhand von Beispielen erläutert.

A.6.1 1. Beispielrechnung: Vollverdübelt Verbundträger

Gegeben ist ein Einfeldträger mit 10 Metern Stützweite, einer Gleichstreckenbelastung von 5 kN/m² und einer Einzellast in Feldmitte von 220 kN (Bild A.1). Es ergeben sich die folgenden Einwirkungen:

$$M_{sd,q} = 1,35 \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 10^2 \text{ m}^2 \cdot 1/8 = 211 \text{ kNm} \quad (\text{A.1})$$

$$M_{sd,Q} = 1,35 \cdot 220 \text{ kN} \cdot 10 \text{ m} \cdot 1/4 = 743 \text{ kNm} \quad (\text{A.2})$$

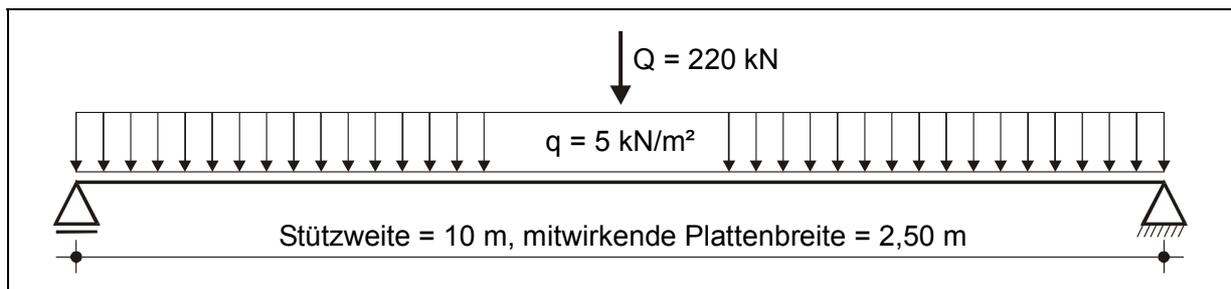


Bild A.1: Statisches System und Belastung für die 1. Beispielrechnung

Ausführungsvariante 1-1 mit hochfesten Baustoffen

Gewählt wurden:

- Stahlträger IPE 400 aus S460
- Betongurt mit 15 cm Dicke und mittragender Breite von 2,50 m aus C70/85

Es ergibt sich eine Belastung aus Eigengewicht von:

$$M_{sd,g} = 1,35 \cdot [(25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m}) + 0,663 \text{ kN/m}] \cdot 10^2 \text{ m}^2 \cdot 1/8 = 169 \text{ kNm} \quad (\text{A.3})$$

und damit eine Gesamteinwirkung von:

$$M_{sd} = 211 + 743 + 169 = 1123 \text{ kNm} \quad (\text{A.4})$$

Für die Verbundsicherung werden Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm und Wulstabmessungen von 4 mm Höhe und 23 mm Durchmesser mit Metallhülse gewählt. Ihre Bemessungstragfähigkeit ergibt sich nach Gleichung 4.57 zu:

$$P_{Rd} = \left(0,85 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2 \text{ mm}^2}{4} + 4 \cdot 23 \text{ mm}^2 \cdot 1,5 \cdot 70 \text{ N/mm}^2 \right) \cdot \frac{1}{1,25 \cdot 10^3} = 94,5 \text{ kN}$$

Die plastische Querschnittsbemessung liefert folgende Werte:

Plastische Normalkraft im Stahlträger:

$$F_a = A_a \cdot f_{yd} = 84,5 \cdot \frac{460}{1,1} = 3532 \text{ kN}$$

Lage der plastischen Nulllinie unter Berücksichtigung des Faktors β_{concrete} nach Tabelle 7.3:

$$x_{pl} = \frac{F_a}{b_c \cdot f_{cd} \cdot \beta_{\text{concrete}}} = \frac{3,532}{2,5 \cdot 0,85 \cdot 70 / 1,5 \cdot 0,90} = 0,04 \text{ m}$$

Dübelanzahl:

$$N_{Dü} = \frac{F_a}{P_{Rd}} = \frac{3532}{94,5} = 38 \text{ Dübel/Trägerhälfte}$$

Plastisches Moment ohne Abminderungsfaktor β_{pl-neu} für den hochfesten Stahl:

$$M_{pl} = 1166 \text{ kNm}$$

Überprüfung der Lage der plastischen Nulllinie und der bezogenen Betongurtdicke:

$$\frac{x_{pl}}{h_{comp}} = \frac{4 \text{ cm}}{55 \text{ cm}} = 0,07 \quad \frac{h_c}{h_{comp}} = \frac{15 \text{ cm}}{55 \text{ cm}} = 0,273 \quad \Rightarrow \beta_{pl-neu} = 1,0$$

Endgültiges plastisches Widerstandsmoment unter Berücksichtigung der Abminderungen für die hochfesten Werkstoffe:

$$M_{Rd} = \beta_{pl-neu} \cdot M_{pl} = 1,0 \cdot 1166 = 1166 \text{ kNm}$$

Die Bemessung der massiven Betonplatte in Querrichtung bei einem Trägerabstand von 5 Metern und einer Belastung durch Eigengewicht und Verkehrsflächenlast von 5 kN/m² ergibt eine Bewehrung von 8,2 cm²/m und einen ausreichenden Widerstand im Grenzzustand der Verformung. Tabelle A.43 fasst die Ergebnisse der Verbundträgerbemessung zusammen. Bei einer Berechnung der Dübeltraglasten nach EC 4 ($P_{Rd-EC 4} = 81,7 \text{ kN}$) ergibt sich eine Erhöhung der Dübelanzahl auf 45 Dübel, das bedeutet einen Anstieg um 14 Dübel pro Träger.

Stahlträger - hochfest	IPE 400, S460
Betongurt - hochfest	Dicke $d_c = 15 \text{ cm}$, Breite $b_c = 250 \text{ cm}$, C70/85
Abminderungsfaktor $\beta_{concrete}$	0,90 nach Tabelle 7.3
Verdübelung	$\varnothing 19 \text{ mm}$, $P_{Rd} = 94,5 \text{ kN}$, 38 Dübel/Trägerhälfte
Abminderungsfaktor β_{pl-neu}	1,0 nach Tabelle 7.3
Plastisches Widerstandsmoment	$M_{Rd} = 1166 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1123 \text{ kNm}$

Tabelle A.43: Ergebnisse der plastischen Verbundträgerbemessung, Variante 1-1

Ausführungsvarianten 1-2 bis 1-4 mit normalfesten Baustoffen

Wird der Träger mit normalfesten Werkstoffen ausgebildet, sind deutlich größere Querschnittsabmessungen erforderlich (Tabelle A.44).

Variante 1-2	IPE 400, S355 – Betongurt 30 cm x 250 cm, C30/37
Plastische Bemessung	$M_{Rd} = 1277 \approx M_{Sd} = 1282 \text{ kNm}$
Verdübelung	$P_{Rd} = 81,7 \text{ kN} \Rightarrow N_{Dü} = 34 \text{ Stück/Trägerhälfte}$
Variante 1-3	HEA 400, S235 – Betongurt 19 cm x 250 cm, C30/37
Plastische Bemessung	$M_{Rd} = 1174 = M_{Sd} = 1174 \text{ kNm}$
Verdübelung	$P_{Rd} = 81,7 \text{ kN} \Rightarrow N_{Dü} = 42 \text{ Stück/Trägerhälfte}$
Variante 1-4	HEB 400, S235 – Betongurt 15 cm x 250 cm, C30/37
Plastische Bemessung	$M_{Rd} = 1272 > M_{Sd} = 1140 \text{ kNm}$
Verdübelung	$P_{Rd} = 81,7 \text{ kN} \Rightarrow N_{Dü} = 52 \text{ Stück/Trägerhälfte}$

Tabelle A.44: Erforderliche Querschnittsabmessungen bei Ausführung der Verbundträger mit normalfesten Werkstoffen

Ausführungsvariante 1-5 mit hochfestem Stahl und normalfestem Beton

Bei einer Ausführung des Verbundträgers mit hochfestem Stahl und normalfestem Beton wird die Abminderung durch den Faktor β_{pl-neu} maßgebend. Die Kombination eines IPE 400, S460

und einer 16 cm dicken und 250 cm breiten Betonplatte C30/37 führt zu einem nicht abgeminderten Widerstandsmoment von $M_{pl} = 1125 \text{ kNm}$. Allerdings machen die Parameter $x_{pl}/h_{comp} = 0,15$ und $h_c/h_{comp} = 0,29$ eine Abminderung von $\beta_{pl-neu} = 0,985$ erforderlich, so dass tatsächlich nur ein Widerstandsmoment von $M_{Rd} = 1108 \text{ kNm}$ zur Verfügung steht. Erst durch eine weitere Erhöhung der Betongurtdicke auf 17 cm ist der Bauteilwiderstand ($M_{Rd} = 1143 \text{ kNm} \approx M_{Sd} = 1145 \text{ kNm}$) ausreichend groß.

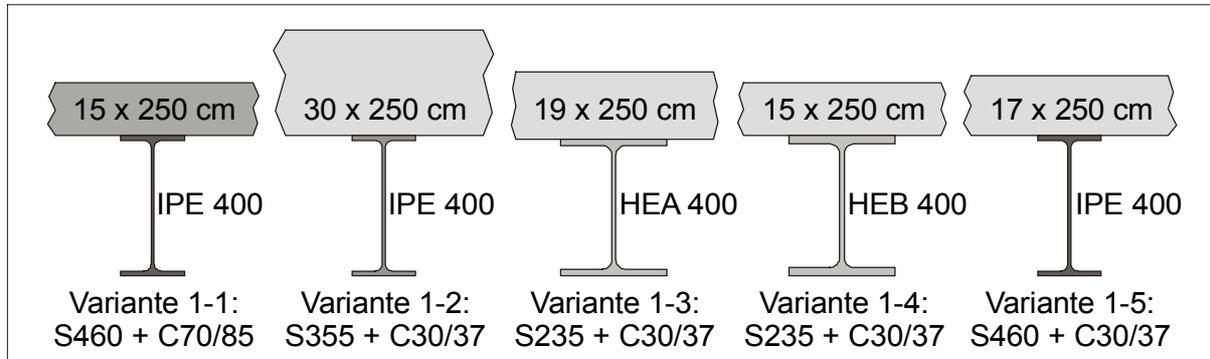


Bild A.2: Unterschiedliche Querschnitte für das System in Bild A.1

Alle fünf unterschiedlichen Querschnitte, die zur Wahl für das in Bild A.1 dargestellte System geeignet sind, zeigt Bild A.2. Es wird deutlich, dass der Einsatz hochfester Materialien eine signifikante Materialeinsparung bewirkt.

A.6.2 2. Beispielrechnung: Teilverdübete Verbundträger

Soll für das in Bild A.1 dargestellte System ein Verbundquerschnitt bestehend aus einem Profil IPE 450, S460 und einer 15 cm dicken Betonplatte, C70/85 mit Teilverdübelung gewählt werden, so sind zunächst die Mindestverdübelungsgrade zu überprüfen. Hierbei sind die Belastungsarten **Einzellast in Feldmitte** und **Streckenlast** getrennt zu betrachten.

Für die **Einzellast** in Feldmitte gilt bei 10 Metern Stützweite ein Mindestbewehrungsgrad von $\eta_{min,EL} = 55\%$ bei Anwendung der Gleichgewichtsmethode (vgl. Bild 7.50).

Bei Belastung durch die **Streckenlast** ist zur Bestimmung des Widerstandsmomentes das Verfahren der Linearen Interpolation zu verwenden. Mit dem Verhältnis der Widerstandsmomente

$$\frac{M_{a,pl}}{M_{pl}} = \frac{715 \text{ kNm}}{1453 \text{ kNm}} = 49\%$$

kann der Mindestverdübelungsgrad nach Gleichung 7.12 bestimmt werden zu:

$$1,0 \geq \eta_{min,GL} = 0,035 \cdot L + 0,18 = 0,53 \geq 0,60 \quad \text{für} \quad \frac{M_{a,pl}}{M_{pl}} \leq 0,50 \Rightarrow \eta_{min,GL} = 60\% .$$

Nach EC 4 wäre hier ein Verdübelungsgrad von 55% sogar bei Anwendung der Gleichgewichtsmethode zulässig.

Die zwei von der Belastungsart abhängigen Mindestverdübelungsgrade werden im Verhältnis der zu den Belastungen gehörenden Momente linear gewichtet:

$$\text{Anteil GL: } (M_{Sd,g} + M_{Sd,q}) / (M_{Sd,g} + M_{Sd,q} + M_{Sd,Q}) = (171 + 211) / (171 + 211 + 743) = 34\%$$

$$\text{Anteil EL: } 66\%$$

$$\Rightarrow \eta_{min,tot} = 34\% \cdot 0,60 + 66\% \cdot 0,55 = 0,57$$

Bei einer Verdübelung durch 25 Kopfbolzendübel $\varnothing 19$ mm mit einer Bemessungstraglast von jeweils 94,5 kN ergibt sich ein Verdübelungsgrad von 57%. Für diesen Verdübelungsgrad errechnet sich bei **Streckenlast** nach der Methode der Linearen Interpolation ein Widerstandsmoment von $M_{Rd, GL, LI} = 1137$ kNm. Der Faktor β_{pl-neu} ist in diesem Fall 1,0, da die plastische Nulllinie hoch im Querschnitt liegt ($x_{pl}/h_{comp} = 0,077$). Für die **Einzellast** in Feldmitte ergibt sich nach der Gleichgewichtsmethode eine Querschnittstragfähigkeit von $M_{Rd, EL, GG} = 1243$ kNm. Auch hier beträgt der Faktor β_{pl-neu} 1,0 ($x_{pl}/h_{comp} = 0,044$). Das totale Widerstandsmoment berechnet sich dann wiederum nach linearer Wichtung durch die Verhältnisse der Einwirkungen zu:

$$M_{sd, tot} = 34\% \cdot 1137 + 66\% \cdot 1243 = 1207 \text{ kNm}$$

Nach EC 4 ist zurzeit eine Verdübelung mit nur 24 Dübeln (Verdübelungsgrad 55%) möglich, bei der sich nach Anwendung der Gleichgewichtsmethode ein Widerstandsmoment von $M_{Rd} = 1230$ kNm ergibt. Die eigenen Untersuchungen haben aber gezeigt, dass dieses Moment mit Verbundmitteln, die ein mögliches Verformungsvermögen von 6 mm besitzen, nicht erreicht werden kann.

A.6.3 3. Beispielrechnung: Hochbelastete Verbundträger im Industriebau

Im Folgenden werden zwei Verbundträgerquerschnitte für ein hochbelastetes System im Industriebau bemessen (Bild A.3). Es ergeben sich die folgenden Einwirkungen:

$$M_{sd, q1} = 1,35 \cdot 16,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 12^2 \text{ m}^2 \cdot 1/8 = 778 \text{ kNm} \quad (\text{A.5})$$

$$M_{sd, q2} = 1,35 \cdot 325 \text{ kN} \cdot 12/12 \text{ m} \cdot 12^2 \text{ m}^2 \cdot 1/8 = 7898 \text{ kNm} \quad (\text{A.6})$$

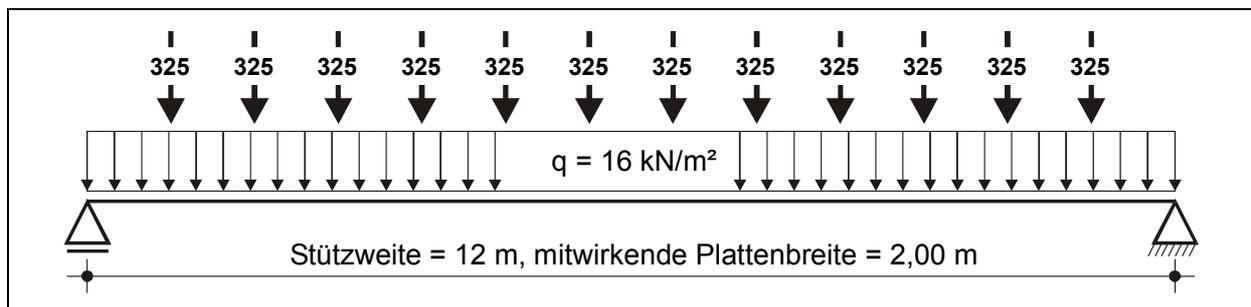


Bild A.3: Statisches System und Belastung für die 3. Beispielrechnung

Ausführungsvariante 3-1 mit hochfesten Baustoffen

Gewählt wurden:

- Stahlträger HEA 1000 aus S460
- Betongurt mit 25 cm Dicke und mittragender Breite von 2,00 m aus C70/85

Es ergibt sich eine Belastung aus Eigengewicht von:

$$M_{sd, g} = 1,35 \cdot [(25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m}) + 2,72 \text{ kN/m}] \cdot 12^2 \text{ m}^2 \cdot 1/8 = 370 \text{ kNm} \quad (\text{A.7})$$

und damit eine Gesamteinwirkung von:

$$M_{sd} = 778 + 7898 + 370 = 9046 \text{ kNm} \quad (\text{A.8})$$

Für die Verbundsicherung werden Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 22 mm und Wulstabmessungen von 6 mm Höhe und 27 mm Durchmesser mit Metallhülse gewählt. Ihre Bemessungstragfähigkeit ergibt sich nach Gleichung 4.57 zu:

$$P_{Rd} = \left(0,85 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2 \text{ mm}^2}{4} + 6 \cdot 27 \text{ mm}^2 \cdot 1,5 \cdot 70 \text{ N/mm}^2 \right) \cdot \frac{1}{1,25 \cdot 10^3} = 130 \text{ kN}$$

Die Bemessung ergibt die Werte in Tabelle A.45. Das erforderliche Widerstandsmoment wird knapp erreicht. Aufgrund des geringen Verhältnisses der Betongurtdicke zur Gesamträgerhöhe und wegen der tiefen Lage der plastischen Nulllinie im Verbundträger muss das Bemessungsmoment mit dem Faktor $\beta_{pl\text{-neu}} = 0,97$ abgemindert werden.

Stahlträger - hochfest	HEA 1000, S460
Betongurt - hochfest	Dicke $d_c = 25$ cm, Breite $b_c = 200$ cm, C70/85
Abminderungsfaktor $\beta_{concrete}$	0,90 nach Tabelle 7.3
Verdübelung	$\varnothing 19$ mm, $P_{Rd} = 130$ kN, 112 Dübel/Trägerhälfte
M_{pl} vor Abminderung	9333 kNm (vollplastisch)
Abminderungsfaktor $\beta_{pl\text{-neu}}$	0,97 ($x_{pl}/h_{comp} = 0,16$; $h_c/h_{comp} = 0,20$), Tabelle 7.3
M_{Rd} nach Abminderung	$M_{Rd,red} = 0,97 \cdot 9333 = 9053$ kNm > 9046 kNm

Tabelle A.45: Ergebnisse der plastischen Verbundträgerbemessung, Variante 3-1

Ausführungsvariante 3-2 mit hochfestem Stahl und normalfestem Beton

Mit normalfestem Beton C50/60 kann das plastische Widerstandsmoment nicht mehr erreicht werden. Der schwächere Beton verschiebt die plastische Nulllinie weiter nach unten in den Querschnitt ($x_{pl}/h_{comp} = 0,21$; $h_c/h_{comp} = 0,20$), so dass der Abminderungsbeiwert $\beta_{pl\text{-neu}}$ auf 0,95 und das rechnerische Moment von 8950 kNm auf 8503 kNm absinkt. Erst eine Erhöhung der Betongurtdicke von 25 auf 30 cm kann eine ausreichende Tragfähigkeit sicherstellen.

Peter Döinghaus
Ahornstraße 26
52074 Aachen
Tel.: 0172-3529365
Email: pdoeinghaus@yahoo.de

Lebenslauf

Persönliche Daten

Vor- und Familienname	Peter Döinghaus
Geburtstag	3. April 1968
Geburtsort	Lünen

Schulbildung

1974-1978	Kardinal von Galen Grundschule, Lünen
1978-1987	Freiherr-vom-Stein-Gymnasium, Lünen

Berufsausbildung

Oktober 1989 bis Juli 1995	Studium des Bauingenieurwesens an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (RWTH Aachen) mit den Schwerpunkten Wasserbau und Grundbau. Abschluss des Diploms mit Auszeichnung.
November 1995 bis Juni 2001	Promotion

Berufstätigkeit

November 1995 bis Juni 2001	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen
November 2001 bis Februar 2002	Mitarbeiter bei Hochtief Consult, Essen
Seit März 2002	Mitarbeiter in der Projektsteuerung bei Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft, Köln