

Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen

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

von

Martin Schäfer

aus Stuttgart

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr. Mario Fontana

Mitberichter: Prof. Luis da Silva

Tag der mündlichen Prüfung: 6. Juli 2005

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart
Stuttgart 2005

Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf; Nr. 2005-1

Martin Schäfer Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten
in verschieblichen Verbundrahmen
E-Mail: martinerikschaefer@web.de

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: (0711) 685 6245
Telefon: (0711) 685 6236

Redaktion Dipl.-Ing. Matthias Konrad

D 93

Zusammenfassung

Die in der Praxis ausgeführten “gelenkigen” Anschlüsse in Verbundkonstruktionen haben Momententragreserven in der Größenordnung von 15 bis 60 % der plastischen Tragfähigkeit des anzuschließenden Bauteils. Diese Tragreserven wurden bisher rechnerisch nicht genutzt. Die Ausnutzung der ungenutzten Momententragfähigkeit solcher Anschlüsse durch die Berücksichtigung der Teileinspannung vereinfacht die Systemaussteifung, so dass in den Rahmen keine störenden Aussteifungsverbände mehr erforderlich sind.

Unter Traglastbeanspruchung ergeben sich Momentenumlagerungen im System, die mit Plastizierungen der hier verwendeten steifenlosen teiltragfähigen Verbundknoten einhergehen. Dabei sind zwei grundsätzliche Aspekte zu behandeln:

- das lokale Verhalten des teiltragfähigen Verbundknotens und
- das Systemverhalten des verschieblichen Verbundrahmens

Bei der plastischen Bemessung von Systemen mit teiltragfähigen Anschlüssen ist ein Nachweis der

- Momententragfähigkeit im Knoten $M_j \leq M_{j,pl}$ und im Riegel $M \leq M_{pl}$ und der
- Rotationskapazität $\Phi_{j,req} \leq \Phi_{j,avail}$

erforderlich. Hauptaugenmerk wird in dieser Arbeit auf den Nachweis der Rotationskapazität gelegt.

Die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ bzw. die Verformbarkeit der Anschlüsse wird aus Versuchen bestimmt, sowie mit Hilfe der sogenannten Komponentenmethode aus den einzelnen Knotenkomponenten abgeleitet. Anhand einer Parameterstudie werden für verschiedene typische Systeme mit verschiedenen Belastungen und verschiedenen Bauabläufen die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ bestimmt. Es wird auf die unterschiedlichen Ergebnisse der Berechnung nach Fließgelenktheorie und Fließzonentheorie eingegangen.

Die erforderliche Knotenrotation wird anhand der Beamline (Systemkennlinie) anschaulich dargestellt. Durch den Schnitt der Beamline mit der Momenten-Rotationskurve (Knotenkennlinie) ist ersichtlich, welche Knoten eine ausreichende Tragfähigkeit und gleichzeitig eine ausreichende Rotationsfähigkeit besitzen. Dabei wird die gesamte Momenten-Rotationskurve erfasst.

Im Unterschied zu einem integrierten Nachweisverfahren auf der Basis der Beamline Methode wird beim getrennten Bemessungsverfahren für Tragfähigkeit und Rotation von verschieblichen Verbundrahmensystemen die vorhandene Rotationskapazität lediglich durch einen einzelnen Zahlenwert dargestellt.

Beim vereinfachten Nachweisverfahren wird durch entsprechende Konstruktionsregeln ein sprödes Knotenversagen ausgeschlossen und so eine ausreichende vorhandene Rotationskapazität des Knotens sichergestellt.

Das Prinzip zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes für Rotation und zur Bestimmung von Konstruktionsregeln auf der Basis von Sicherheitsbetrachtungen wird ebenfalls dargestellt.

Die wesentlichen Ergebnisse sind am Ende dieser Arbeit zusammengefasst und es erfolgt einen Ausblick auf zukünftige erforderliche Untersuchungen.

Summary

In practical design, joints are idealised as pinned, although they comprise a moment resistance of 15 to 60% of the connected beam. Until now, this additional resistance is not taken into account. Benefit can be taken by considering the moment resistance of such joints to create a moment resisting frame. Thus a flexible utilisation of the building is possible and interfering bracings may be avoided.

In the Ultimate-Limit-State (ULS) a plastification of the partial strength joints occurs, which leads to a certain rotation of the joint. For these structures two main aspects have to be taken into account:

- local behaviour of the partial-strength joint
- global structural system behaviour of the composite sway frame

For the plastic design of structural systems with partial-strength joints

- a verification of the moment resistance of the joint $M_j < M_{j,pl}$ and the beam $M < M_{pl}$ as well as
- a verification of the rotational capacity of the joint $\Phi_{j,req} < \Phi_{j,avail}$ —

is required. In this work mainly the verification of the rotational capacity is discussed.

The available rotational capacity $\Phi_{j,avail}$, as a measure for the deformability of the joints, is determined by experimental investigations and also derived from the component behaviour by applying the component method. A parameter study detects the required rotational capacity $\Phi_{j,req}$ for typical structural systems with different loadings and construction procedures. The differences between the results of the calculation according to the yield zone theory and the plastic hinge theory are pointed out.

The beamline visualises the required rotational capacity, which is dependent on the loaded structural system. The intersection of the beamline with different moment-rotation curves shows which joints obtain an adequate moment resistance and a sufficient rotational capacity at the same time. Here the whole moment-rotation curve of the joint is regarded. This approach leads to the integrated verification procedure.

In contrast to that, the separated verification procedure for the moment resistance and the rotational capacity considers only one specific numerical value for the available rotational capacity of the joint.

The simplified verification procedure is shortly discussed. By fulfilling the construction rules, a brittle failure of the joint is prevented and a ductile failure mode is ensured to provide sufficient rotational capacity.

The numerical value for the partial safety-factor for the verification of the rotational capacity may be determined by probabilistic analysis. A suggestion how to determine this factor is presented.

The main results are summarised at the end of this work and a prospect is given for future investigations.

Inhaltsverzeichnis

1. EINFÜHRUNG	1
1.1 ALLGEMEINES	1
1.2 BEGRIFFE	1
1.3 ZIELSETZUNG	2
1.4 GLIEDERUNG	3
2 STAND DER FORSCHUNG	4
2.1 ALLGEMEINES	4
2.2 SYSTEME	4
2.2.1 Unverschiebbliche Verbundrahmen	4
2.2.2 Verschiebbliche Verbundrahmen	5
2.2.3 Verschiebbliche Stahlrahmen	7
2.2.4 Verbundträger mit teiltragfähigen Knoten	7
2.3 ANSCHLÜSSE	8
2.3.1 Klassifizierung	8
2.3.2 Komponentenmodell	9
2.3.3 Komponenten	11
2.3.3.1 Bewehrung auf Zug	11
2.3.3.2 Stützenflansch auf Biegung	11
2.3.3.3 Stirnplatte auf Biegung	12
2.3.3.4 Schrauben auf Zug	13
2.3.3.5 Riegelflansch auf Druck	13
2.3.3.6 Stützensteg auf Druck	13
2.3.3.7 Stützensteg auf Schub	14
2.3.4 Gesamtknoten	14
2.4 GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT	15
2.5 WIRTSCHAFTLICHKEIT	15
2.6 ZUSAMMENFASSUNG	15
3 VERBUNDKNOTEN – VORHANDENE ROTATIONS-KAPAZITÄT	16
3.1 ÜBERBLICK	16
3.2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	16
3.2.1 Verbundknotenversuche	16
3.2.1.1 Versuchsparameter	16
3.2.1.2 Versuchsbeschreibung	18
3.2.1.3 Messungen	20
3.2.1.4 Versuchsstand	20
3.2.1.5 Materialkennwerte	20
3.2.1.6 Ergebnisse der Verbundknotenversuche	21
3.2.2 Stahlknotenversuche	31
3.2.3 Komponentenzugversuche an Stahlbetondehnkörpern	32
3.2.3.1 Zielsetzung der Komponentenversuche	32
3.2.3.2 Versuchsaufbau	32
3.2.3.3 Ergebnisse der Komponentenzugversuche	33
3.3 UNTERSUCHUNGEN AM VERBUNDKNOTENMODELL	34
3.3.1 Allgemeines	34
3.3.2 Berechnungsmodell	34
3.3.2.1 Knotenkomponenten	34
3.3.2.2 Gesamtmodell	36
3.3.3 Berechnungsannahmen	38
3.3.4 Berechnungsverlauf	41
3.3.4.1 Parametervariation (Schleife 0)	41

3.3.4.2	Laststeigerung (Schleife 1)	41
3.3.4.3	Iteration 2 (Knotenrotation Φ_{j0})	43
3.3.4.4	Iteration 3 (Gleichgewicht der Komponentenkräfte)	43
3.3.4.5	Ermittlung der Kräfte in der Betonplatte	45
3.3.4.6	Ermittlung der Spannungen und Dehnungen im Stahlträger	47
3.3.4.7	Ermittlung der Knotenrotation Φ_j	47
3.3.4.8	Nachtraglastbereich	48
3.3.5	<i>Vergleichsrechnung der Setzdehnungsmessungen</i>	51
3.3.6	<i>Vergleichsrechnung der Momenten-Rotationskurven</i>	54
3.3.7	<i>Parameterstudie zum Einfluss der Komponenten auf das Gesamtknotenverhalten</i>	57
3.3.7.1	Allgemeines	57
3.3.7.2	Abstand a_{KB} des ersten Kopfbolzendübels von der Stütze	57
3.3.7.3	Reibungsbeiwert	59
3.3.7.4	Lage der Schraube M30 10.9	61
3.3.7.5	Lage der Schrauben M24 10.9	62
3.3.7.6	Stützensteg auf Druck (CWC)	62
3.3.7.7	Bewehrung auf Zug (RFT)	64
3.3.7.8	Kopfbolzendübel	66
3.3.7.9	Materialkennlinie RFT	66
3.3.7.10	Bewehrungsdehnung ϵ_{su} bei Höchstlast	68
3.3.7.11	Weitere Parameter	68
3.3.7.12	Zusammenfassung der Parameterstudie	68
3.3.8	<i>Vergleichsrechnungen der Dehnungen im Riegel</i>	70
3.3.9	<i>Detailuntersuchungen an der Betonplatte bezüglich der Steifigkeit</i>	72
3.3.9.1	Zielsetzung	72
3.3.9.2	Einteilung der Betonplatte	72
3.3.9.3	Steifigkeitsänderung durch asymmetrische Belastung	74
3.3.9.4	Steifigkeitsänderung durch den Zugbandeffekt	78
3.3.10	<i>Rissbreiten</i>	81
3.3.11	<i>Dehnungen der Komponente Stahlbeton auf Zug bei Höchstlast</i>	82
3.3.11.1	Berechnung nach ECCS Doc. 109 (1999)	82
3.3.11.2	Neues Berechnungsverfahren	83
3.4	ZUSAMMENFASSUNG	94
4	SYSTEM – ERFORDERLICHE ROTATIONS-KAPAZITÄT	96
4.1	ÜBERBLICK	96
4.2	FLIEßGELENKTHEORIE	97
4.2.1	<i>Parameterstudie</i>	97
4.2.1.1	Geometrie und Belastung	97
4.2.1.2	Querschnitte	99
4.2.1.3	Materialverhalten	99
4.2.1.4	Berechnung	100
4.2.1.5	Ergebnisse	101
4.2.2	<i>Theoretische Betrachtungen</i>	105
4.2.2.1	Überblick	105
4.2.2.2	Winkel- und Schnittgrößenverhältnisse am Knoten	106
4.2.2.3	Elastische Endverdrehungen des Riegels	107
4.2.2.4	Erforderliche Knotenrotation	110
4.2.2.5	Parameterdiskussion	112
4.2.2.6	Schlussfolgerungen aus der Parameterdiskussion	119
4.3	FLIEßZONENTHEORIE	120
4.3.1	<i>Ziel</i>	120
4.3.2	<i>Verhalten des Verbundträgers</i>	120
4.3.3	<i>Verhalten des Gesamtsystems</i>	122
4.3.4	<i>Parameterstudie an Rahmenelementen</i>	127
4.3.5	<i>Einfluss der Verfestigung des teiltragfähigen Knotens</i>	128
4.3.6	<i>Schlussfolgerungen</i>	130

4.4	BEAMLINE.....	131
4.4.1	Allgemeines.....	131
4.4.2	Einführung der Beamline am Beispiel des Zwei-Feldträgers.....	131
4.4.3	Erweiterung der Beamline auf verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten.....	133
4.4.4	Gerade Beamlines (Einflüsse der Knotensteifigkeit).....	134
4.4.5	Gekrümmte Beamlines.....	135
4.4.5.1	Anschlussplastizierungen.....	135
4.4.5.2	Steifigkeitsänderungen im Riegel (Verbundträger).....	135
4.4.5.3	Effekte aus der Riegelplastizierung (Fließzonen).....	136
4.4.5.4	Reihenfolge und Einfluss der Plastizierungen.....	137
4.5	ZUSAMMENFASSUNG.....	138
5	BEMESSUNGSVERFAHREN.....	139
5.1	GLIEDERUNG.....	139
5.2	NACHWEISVERFAHREN.....	139
5.3	SICHERHEITSKONZEPT.....	140
5.4	VERSCHIEDENE BERECHNUNGSARTEN.....	140
5.5	GETRENNTES NACHWEISVERFAHREN FÜR TRAGFÄHIGKEIT UND ROTATION.....	142
5.5.1	Allgemeines.....	142
5.5.2	Belastung.....	143
5.5.3	Idealisierung der Querschnitte und Anschlüsse.....	143
5.5.3.1	Verbundträger (Riegel).....	143
5.5.3.2	Stütze.....	144
5.5.3.3	Anschlüsse.....	144
	Allgemeines.....	144
	Vereinfachung der Knotenidealisierung.....	144
	Stützensteg auf Schub.....	145
	Lasteinleitungsfeder Betonplatte-Stütze.....	146
	Zugbandeffekt.....	146
5.5.3.4	Empfehlungen für die Modellierung der Anschlüsse.....	146
5.5.4	Berechnung.....	147
5.5.5	Nachweis der Rotationskapazität.....	148
5.5.5.1	Nachweisformat.....	148
5.5.5.2	Erforderliche Rotationskapazität.....	148
5.5.5.3	Vorhandene Rotationskapazität.....	148
5.5.6	Sonstige Nachweise.....	148
5.6	INTEGRIERTES NACHWEISVERFAHREN MIT DER BEAMLINE-METHODE.....	149
5.6.1	Nachweisverfahren.....	149
5.6.2	Bewertung der Beamline-Methode.....	152
5.7	ERMITTLUNG DES TEILSICHERHEITSBEIWERTES FÜR ROTATION.....	155
5.7.1	Vorgehensweise.....	155
5.7.2	Idealisierung der Basisvariablen.....	156
5.7.3	Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes mittels Simulationsrechnungen.....	157
5.7.4	Allgemeine Einflussfaktoren für den Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$	161
5.7.5	Abhängigkeiten der Teilsicherheitsbeiwerte für Material und Rotation.....	162
5.8	VEREINFACHTES NACHWEISVERFAHREN MIT KONSTRUKTIONSREGELN.....	163
5.9	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	166
6	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	167
6.1	ZUSAMMENFASSUNG.....	167
6.2	AUSBLICK.....	170
7	LITERATUR.....	171

ANHÄNGE

Anhang A:	Versuchskörper (Bewehrungspläne, Messraster) zu Kap. 3.2.1	17 Seiten
Anhang B:	Nachrechnung der Verbundknotenversuche (Ergänzung zu Kap. 3.3.2 bis 3.3.6)	7 Seiten
Anhang C:	Parameterstudie zur vorhandenen Rotationskapazität (Ergänzung zu Kap. 3.3.7)	8 Seiten
Anhang D:	Betonplatte (Ergänzung zu Kap. 3.3.11)	3 Seiten
Anhang E:	Werte der Parameterstudie (zu Kap. 4.2.1)	4 Seiten
Anhang F:	Beamlinetypen (Ergänzung zu Kap. 4.4.3)	3 Seiten
Anhang G:	Effekte aus Theorie 2. Ordnung auf die Beamline (Ergänzung zu Kap. 4.4.4)	3 Seiten

Variablennamen:

Kleinbuchstaben (lateinisch)

a	Trägerabstand nach Bild 4.3 und 4.4 [m]
a	Stababstand der Bewehrung [mm]
a _{KB}	Abstand des ersten Kopfbolzendübels zum Stützenflansch, vgl. Bild 3.1 [mm]
b	Breite [m]
b _{eff}	mitwirkende Breite der Betonplatte beim Verbundträger, ENV 1994-1-1 Abs. 4.2.2 bzw. prEN 1994-1-1 (2003) Figure 5.1 [m]
c _v	Reduktionsfaktor für die Dehnung des Stahlbetons auf Zug bei Höchstlast in Abhängigkeit vom Verfestigungsfaktor f_u/f_y des Bewehrungsstahls (3.95) und (3.97) [-]
c _{v,k}	in Kap. 3.3.11.2 gemäß prEN 1990 (2001) Annex D ermittelter charakteristischer Wert von c _v (3.121) und (3.122) [-]
c _σ	Reduktionsfaktor für die Dehnung des Stahlbetons auf Zug bei Höchstlast in Abhängigkeit von der bezogenen Erstrissspannung σ_{R1} / f_y (3.98) [-]
c _{σ,k}	in Kap. 3.3.11.2 gemäß prEN 1990 (2001) Annex D ermittelter charakteristischer Wert von c _σ (3.123) und (3.124) [-]
d	Dicke der Betonplatte [cm]
d _b	Schraubendurchmesser [mm]
d _s	Stabdurchmesser der Bewehrung [mm]
e _{KB}	Achsabstand der Kopfbolzendübel untereinander, Bild 3.22 [mm]
f _{aKB}	Abminderungsfaktor für die freie Dehnlänge, vgl. Tabelle 3.8 [-]
f _{Bruch}	Stahlspannung zum Zeitpunkt des Bruches [N/mm ²]
f _{cd}	Druckfestigkeit des Betons (Bemessungswert) nach ENV 1992-1-1 (1992) bzw. prEN 1992-1-1 (2003) [N/mm ²]
f _{c,test}	in den Betondruckversuchen ermittelte Druckfestigkeit [N/mm ²]
f _{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit [N/mm ²]
f _{ctk,0.95}	oberer charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit, der mit 95 % -iger Wahrscheinlichkeit unterschritten wird [N/mm ²]
f _y	Streckgrenze [N/mm ²]
f _{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze [N/mm ²]
f _u	Zugfestigkeit [N/mm ²]
f _{u,max}	maximal zu erwartende Zugfestigkeit bei Materialüberfestigkeiten [N/mm ²]
f _{u,test}	in den Stahlzugversuchen ermittelte Zugfestigkeit [N/mm ²]
f _{ub}	Zugfestigkeit der Schraube [N/mm ²]
h	Riegelhöhe einschließlich Betonplatte (Höhe des gesamten Verbundträgers) Bild 4.16 [m]
h _b	Riegelprofilhöhe ohne Betonplatte [m]
h _c	Profilhöhe der Stütze [mm]
k	Verfestigungsfaktor f_t/f_y nach prEN 1992-1-1 (2002 draft)
k	bezogene Komponentensteifigkeit nach prEN 1993-1-8 (2003), prEN 1994-1-1 (2003) bzw. ECCS Doc. 109 (1999) [mm]

k_A	bezogene Komponentensteifigkeit der Lasteinleitung über die Kopfbolzendübel von der Bewehrung in das Riegelprofil, vgl. Bereich A in Bild 3.65 [mm]
k_{red}	Reduktionsfaktor für die Komponentensteifigkeit RFT bedingt durch asymmetrische Belastung, vgl. (3.80) [-]
k_{RFT}	bezogene Komponentensteifigkeit der Bewehrung auf Zug zuzüglich der Lasteinleitung von der Betonplatte in die Stütze bei asymmetrischer Belastung [mm]
$k_{RFT,C}$	bezogene Komponentensteifigkeit der Lasteinleitungskomponente im Bereich der Stütze bei asymmetrischer Belastung (3.82), (Bereich C in Bild 3.65) [mm]
$k_{RFT,F}$	bezogene Komponentensteifigkeit der Bewehrung auf Zug (3.79), (Bereich F in Bild 3.65) [mm]
k_t	Abminderungsfaktor der Komponentensteifigkeit der Betonplatte infolge der Lasteinleitung über die Kopfbolzendübel, ECCS Doc. 109 (1999) (J.51) [-]
l	Spannweite der Decke, vgl. Bild 4.4 [m]
m	Mittelwert
p	Verkehrslast [kN/m ²]
p_{erf}	erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit, vgl. Spaethe (1992) [-]
q	vertikale Gesamtlast (Eigengewicht-, Verkehr- und Ausbaulasten) [kN/m ²]
r	Ausrundungsradius (bei Stahlprofilen) [mm]
s_{KB}	Schlupf in der Verbundfuge, Bild 3.21 [mm]
t_{Ep}	Dicke der Stirnplatte [mm]
t_{fb}	Flanschdicke des Riegels [mm]
t_{fc}	Flanschdicke der Stütze [mm]
w	Windlast [kN/m]
w_i	Verformung der Komponente i, vgl. Bilder 3.21, 3.23 und 3.24 [mm]
w_{BE}	Verformung durch die Brucheinschnürung [mm]
w_{CWC}	Verformung des Stützensteges für eine Knotenhälfte, also Verformung des halben Stützensteges [mm]
w_g	Gleichmaßverformung [mm]
w_h	Horizontalverformung [mm]
w_u	Verformung zum Zeitpunkt des Bruches [mm]
w_v	Vertikalverformung [mm]
x_{BWC}	plastizierte Druckzonenhöhe des Riegelsteges, vgl. Bild 3.23 [mm]
z_b	Achsabstand Träger-Betonplatte, vgl. Bild 3.43 [mm]
z_{BWC}	Hebelarm der Komponente Riegelsteg auf Druck, vgl. Bild 3.23 [mm]
z_{Ep}	Hebelarm der Schraube, vgl. Bild 3.20
z_{RFT}	Hebelarm der Bewehrung, vgl. Bild 3.21

Großbuchstaben (lateinisch)

A_b	Stahlquerschnitt des Riegels [cm ²]
A_{BFC}	Stahlquerschnitt eines Riegelflansches (3.4) [cm ²]
A_{vc}	effektiver Stegquerschnitt, der für die Schubbeanspruchung zur Verfügung steht nach prEN 1993-1-8 (2003) [cm ²]
A_s	Längsbewehrungsquerschnitt in cm ² [cm ²]
E	Elastizitätsmodul [MN/m ²]
E_a	Elastizitätsmodul des Baustahles [MN/m ²]
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahles [MN/m ²]

$E_{c,nom}$	nominelle Steifigkeit des Betons nach ENV 1992-1-1 (1992) [MN/m ²]
E_{cm}	Sekantenmodul des Betons nach ENV 1994-1-1 (1994) bzw. prEN 1992-1 (2004) [MN/m ²]
F	Kraft [kN]
$F_{c,wc,u}$	Komponententragfähigkeit des Stützensteges auf Druck, Bild 2.4 [kN]
FG	Berechnung nach Fließgelenktheorie
F_{KB}	mittels Kopfbolzendübel eingeleitete Last, vgl. Bild 3.22 [kN]
F_R	Reibungskraft (3.45) in der Verbundfuge, Bild 3.22 [kN]
F_Z	Umlenkkraft (3.39), Bild 3.22 [kN]
G	Schubmodul des Stahls [N/mm ²]
G_1	Eigengewicht Träger und Betonplatte, vgl. Bild 4.2 [kN/m]
G_2	Ausbaulast, vgl. Bild 4.2 [kN/m]
H	Horizontalbelastung, vgl. Bilder 4.3 und 4.14 [kN/m bzw. kN]
H_{ers}	Ersatzlast aus Stützenschiefstellung, vgl. Bild 4.2 [kN]
I_a	Flächenträgheitsmoment des Stahlträgers [cm ⁴]
I_b	Flächenträgheitsmoment des Riegels (hier: Verbundträger) [cm ⁴]
I_c	Flächenträgheitsmoment der Stütze [cm ⁴]
L	Spannweite in Rahmenebene, vgl. Bilder 4.3 und 4.4 [m]
L_0	Abstand der Momentennullpunkte, vgl. Bild 4.27 [m]
L_0	freie Dehnlänge der Bewehrung (Zugbandlänge) [m]
$L_{0,eff}$	effektive Dehnlänge des Zugbandes, vgl. (3.86) [m]
L_{Bruch}	Länge zum Zeitpunkt des Bruches [mm]
LF	Lastfall [Nr.]
L_f	Lastfaktor [-]
L_{pl}	Länge des plastizierten Bereiches beim Riegelprofil, vgl. Bild 4.27 [m]
K_i	Steifigkeit der Komponente i [kN/mm]
M_c	Stützenmoment, vgl. Bild 4.12b [kNm]
$M_{el,Rd}$	elastisches Grenzmoment, bei dem die Untergurt des Verbundträgers gerade $f_{y,Rd}$ erreicht (Bemessungswert) [kNm]
$M_{j,el,Rd}$	elastische Momententragfähigkeit des Anschlusses, vgl. Bild 2.1 [kNm]
$M_{j,L}$	Knotenmoment am Knoten links der Stütze (Bild 4.12: stärker beanspruchte, plastizierte Knotenhälfte) [kNm]
$M_{j,pl}$	plastisches Knotenmoment [kNm]
$M_{j,pl,mod}$	plastisches Knotenmoment (mit realen Festigkeiten aus dem Zugversuch ermittelt, vgl. Tab. 3.2 Zeile 3) [kNm]
$M_{j,pl,Rd}$	plastisches Knotenmoment (Bemessungswert, vgl. Tabelle 3.2 Zeile 1) [kNm]
$M_{j,pl,Rd}^+$	plastisches Knotenmoment für positive Momente Bild 5.4b (Bemessungswert) [kNm]
$M_{j,pl,Rk}$	plastisches Knotenmoment (charakteristischer Wert, vgl. Tabelle 3.2 Zeile 2) [kNm]
$M_{j,pl,Ep,Rd}$	plastisches Knotenmoment des reinen Stirnplattenanschlusses (Bemessungswert) [kNm]
$M_{j,pl,test}$	plastisches Knotenmoment, im Versuch ermittelt (Bild 3.11) [kNm]
$M_{j,R}$	Knotenmoment am Knoten rechts der Stütze (Bild 4.12: nicht plastizierter Knoten) [kNm]
$M_{j,u,CWC}$	Knotentragfähigkeit für die maßgebende Komponente Stützensteg auf Druck [kNm]
$M_{j,u,test}$	im Versuch erreichte Knotentragfähigkeit (Bild 3.11) [kNm]
$M_{j,u,mod}$	rechnerische Momententragfähigkeit des Knotens, die mit der Zugfestigkeit aus den Stahlzugversuchen ermittelt wird, vgl. Tab. 3.2 Zeile 5 [kNm]

M_{pl}	plastisches Rieglmoment [kNm]
$M_{pl,Rd}$	plastisches Rieglmoment (Bemessungswert) [kNm]
$M_{F,d}$	Bemessungswert des Feldmomentes, vgl. Bild 4.12 [kNm]
MK	Berechnung nach Fließzonentheorie mit $M-\kappa$ Kurven
N	Normalkraft [kN]
$N_{pl,BFC}$	Normalkrafttragfähigkeit des Flanschquerschnitts (3.4) [kN]
P	Einzellast, Bild 3.22 [kN]
$P_{KB,Rd}$	Nach ENV 1994-1-1 (1994) ermittelte Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel (Bemessungswert) [kN]
$P_{KB,mod}$	Nach Kuhlmann/Kürschner (2002), Gl. (2.2), (2.4) und (2.7) mit den Kennwerten aus den Bewehrungszugversuchen und Betondruckversuchen ermittelte Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel [kN]
R	Reibungskraft (3.40), die aus der Umlenkkraft F_z resultiert, Bild 3.22 [kN]
$S_{j,ini}$	Anfangssteifigkeit des Knotens, vgl. Tabelle 5.1 Spalte 1a, Zeile 4 [kNm/mrad bzw. MNm/rad]
$S_{j,ini,R}$	Anfangssteifigkeit des schwächer belasteten Knotens (rechter Knoten in Bild 4.12) [kNm/mrad]
$S_{j,ini}^+$	Anfangssteifigkeit des Knotens für positive Knotenmomente (Umkehrmomente), vgl. Bild 5.4b [kNm/mrad]
V	Querkraft [kN]
W_b	Widerstandsmoment des Riegels [cm ³]

Griechische Großbuchstaben

ΔM	Differenzmoment, das in die Stütze eingeleitet wird, vgl. Bild 4.12 [kNm]
Φ	Stabdurchmesser der Bewehrung nach ECCS Doc. No. 109 (1999) [mm]
Φ_j	Knotenrotation [mrad]
Φ_{j0}	Knotenrotation ohne Berücksichtigung der Komponentenverformung w_{CWS} , vgl. (3.18) und Bild 3.23 [mrad]
$\Phi_{j,avail}$	vorhandene Rotationskapazität [mrad]
$\Phi_{j,avail,nom}$	Knotenrotation, bei der zum letzten Mal die rechnerische Momententragfähigkeit $M_{j,pl,Rk}$ erreicht wird, vgl. Bild 3.11 bzw. Tabelle 3.2 [mrad]
$\Phi_{j,avail,mod}$	Knotenrotation, bei der zum letzten Mal $M_{j,pl,mod}$ erreicht wird, vgl. Bild 3.11 bzw. Tabelle 3.2 Zeile 2 [mrad]
$\Phi_{j,avail,u}$	rechnerische Knotenrotation beim Versagen des Knotens [mrad]
$\Phi_{j,Bruch}$	Knotenrotation zum Zeitpunkt des Bruches (RFT, BT-Versagen), Bild 3.11 [mrad]
$\Phi_{j,R}$	Knotenrotation am Knoten rechts der Stütze, Bild 4.12a [mrad]
$\Phi_{j,L}$	Knotenrotation am Knoten links der Stütze, Bild 4.12a [mrad]
$\Phi_{j,R}$	Knotenrotation am Knoten rechts der Stütze, Bild 4.12a [mrad]
$\Phi_{j,req}$	erforderliche Knotenrotation [mrad], die sich aus dem System und der Belastung ergibt, vgl. Gleichung (4.2) und Bild 4.6 [mrad]
$\Phi_{j,u,test}$	Knotenrotation bei Erreichen des maximalen Knotenmomentes $M_{j,u,test}$ im Versuch, vgl. Bild 3.11 [mrad]

Griechische Kleinbuchstaben

α	Neigung des Riegels am Auflager [mrad]
α_R	Neigung des Riegels am linken Auflager (R echts der Stütze, vgl. Bild 4.15) [mrad]
α_L	Neigung des Riegels am rechten Auflager (L inks der Stütze, vgl. Bild 4.15) [mrad]
β	$= 1 - M_{j,R}/M_{j,L}$ Transformationsfaktor nach prEN 1993-1-8 (2003) abhängig vom Momentenverhältnis am Knoten. $\beta = 0$ entspricht symmetrischer Belastung, $\beta = 1$ entspricht einseitiger Belastung [-]
γ	Wichte, vgl. (3.42) [kN/m ³]

γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für die Betondruckfestigkeit nach ENV 1992-1-1 (1992), prEn 1992-1-1 (2003) und nach DIN 1045-1 (2001) [-]
γ_E	Teilsicherheitsbeiwert für den E-Modul [-]
γ_E	Teilsicherheitsbeiwert für den E-Modul des Betons gemäß prEN1992-1-1 (2003) [-]
γ_M	Materialsicherheitsbeiwert (allgemein) [-]
γ_{Mj}	Teilsicherheitsbeiwert für den Knotenwiderstand (Momententragfähigkeit) [-]
γ_{M1}	Materialsicherheitsbeiwert nach EC3 für Stabilitätsversagen ENV 1993-1-1 (1992) [-]
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl nach ENV 1992-1-1 (1992), prEn 1992-1-1 (2003) und nach DIN 1045-1 (2001) [-]
$\gamma_{M\Phi}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Rotationsnachweis, vgl. Kap. 5.7 u. (5.7) [-]
δ	Materialfaktor des Bewehrungsstahles, vgl. Legende zu (3.93) [-]
ϵ_{cu}	Betondehnung beim Bruch (Bruchstauchung) nach ENV 1992-1-1 (1992) bzw. prEN 1992-1-1 (2003) [‰]
ϵ_{OK}	Dehnung auf Oberseite der Stahlbetonplatte, Bild 3.21 [‰]
ϵ_s	Stahldehnung des reinen Betonstahles, Bild 3.73 [%]
$\epsilon_{s,m}$	mittl. Stahldehnung des Betonstahles unter Mitwirkung des Betons, Bild 3.73 [%]
$\epsilon_{sm,Bruch}$	mittl. Stahldehnung des Betonstahles bei Erreichen des Bruches eines Stahlbetondehnkörpers [%]
ϵ_{smu}	mittl. Stahldehnung des Betonstahles bei Erreichen der Höchstlast eines Stahlbetondehnkörpers, Bild 3.73 [%]
ϵ_{su}	Dehnung des Betonstahles bei Höchstlast, Bild 3.73, wird in prEN 1992-1-1 (2003) als ϵ_u bezeichnet [%]
ϵ_{sy}	Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze, Bild 3.73 [%]
η	Abminderungsfaktor für die Knotensteifigkeit S_{ini} u. a. nach ECCS Doc. 109 (1999), vgl. Bild 2.1, Tab. 5.1 Zeile 1b [-]
η	Verdübelungsgrad [-]
$\eta_{M,el}$	Einspanngrad des Knotens (4.12) [-]
κ	Krümmung [mrad/m] oder [1/m]
κ_m	Krümmung in Feldmitte des Riegels (Bild 4.17e) in [mrad/m] oder [1/m]
$\kappa_{m,pl}$	mittlere Krümmung im teilplastizierten Bereich L_{pl} des Riegels, vgl. Bild 4.27 in [mrad/m] oder [1/m]
μ	Reibungsbeiwert (Kap. 3.3.7.3) [-]
μ_{UL}	Reibungsbeiwert für die Umlenkraft F_z , vgl. (3.40) und Bild 3.22 [-]
μ_{OG}	Reibungsbeiwert für die Belastung aus Eigengewicht der Betonplatte, vgl. (3.42) und Bild 3.22 [-]
μ_P	Reibungsbeiwert für die Belastung P, vgl. (3.45) und Bild 3.22 [-]
ρ	Bewehrungsgrad des Betongurtes [-]
ρ^*	bezogener Bewehrungsgrad des Betongurtes, (3.128) [-]
φ	Kriechzahl für Beton nach ENV 1992-1-1 (1992). $\varphi=0$: ohne Kriechen, $\varphi=2$: Reduktion E_c um den Faktor 3 [-]
ψ	Stützenverdrehung, vgl. Bild C.1 im Anhang C [mrad]
σ	Standardabweichung (Kap. 5.7) [Bsp.: N/mm ²]
σ_{sr1}	Bewehrungsspannung bei Beginn der Erstrissbildung, vgl. Bild. 3.73, rechnerisch: (G.1), aus Versuch (G.2) [N/mm ²]
τ_c	Schubspannung im Riss, vgl. Bild 3.32 [kN/m ²]
τ_{OG}	Schubspannung, Gl. (3.42), die aus der Reibungskraft in der Verbundfuge resultiert, vgl. Bild 3.22 [kN/m ²]
ψ	Stützenverdrehung am Knoten, vgl. Bild G.1 [mrad]
ψ_{ges}	gesamte Stützenschiefstellung, vgl. Bild G.1 [mrad]
ψ_κ	Stützenschiefstellung aus elastischer Stützenkrümmung, vgl. Bild G.1 [mrad]

Indizes

a	Baustahl
avail	vorhanden (available)
c	Stütze (column)
c	Beton (concrete)
C	Druck (compression)
cal	rechnerisch
b	Riegel (beam)
d	Bemessungswert (design)
Δ MK	Differenz: Fließzonentheorie – Fließgelenktheorie
Ep	Stirnplatte (end plate)
f	Flansch (flange)
j	Anschluss (joint)
k	charakteristischer Wert (Fraktilwert)
KB	Kopfbolzendübel
m	Maximal (maximum)
mod	mit aus den Stahlzugversuchen ermittelten Werten
nom	nomineller Wert
OK	Oberkante (Betonplatte)
pl	plastisch
SLS	Service Limit State (Gebrauchslastniveau)
R	Widerstandswert (resistance)
req	erforderlich (required)
s	Bewehrung
T	Zug (tension)
test	Messwert aus Versuch
u	bei Höchstlast (ultimate)
ULS	Ultimate Limit State (Bemessungslastniveau)
w	Steg (web)
y	Streckgrenze (yield)

Abkürzungen für die Komponenten

vgl. Tabelle 2.2

außerdem:

BWC	Riegelsteg auf Druck, Bild 3.20
EPB	nur Stirnplatte auf Biegung
EPT	Stirnplatte auf Biegung zuzüglich Schrauben auf Zug (BT)
CWSu	unterer Stegbereich auf Schub (Bild 3.24b)
CWSo	oberer Stegbereich auf Schub (Bild 3.24b)
RFT1	obere Bewehrungslage (Bild 3.20)
RFT2	untere Bewehrungslage (Bild 3.20)

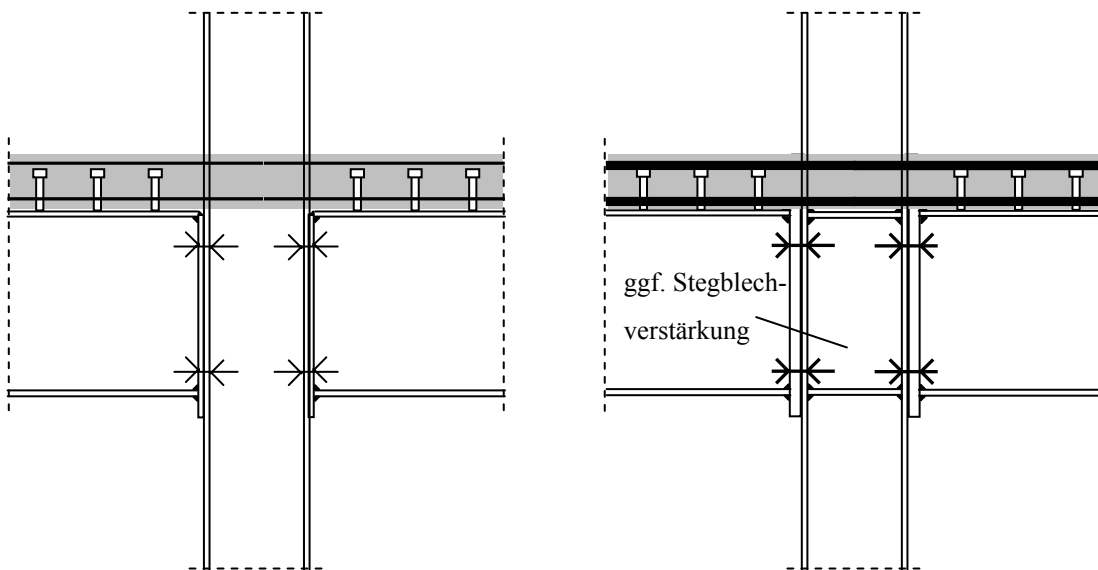
1. Einführung

1.1 Allgemeines

Durch den Einsatz von verschieblichen Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten kann der Arbeitsaufwand für die Herstellung von Verbundbauwerken minimiert werden, da hierbei auf Steifen im Bereich des Stützensteges (Bild 1.1) sowie auf Aussteifungsverbände (Bild 1.2) verzichtet werden kann. Hiermit wird der Anwendungsbereich von Stahlkonstruktionen erweitert und es bieten sich neue konkurrenzfähige Systemlösungen an, vgl. Bild 1.2a.

Auf der Basis von Versuchen und rechnerischen Untersuchungen wird für verschiebliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten ein handhabbares Bemessungsverfahren für die Praxis entwickelt.

Die in der Praxis ausgeführten „gelenkigen“ Anschlüsse (Bild 1.1a) in Verbundkonstruktionen haben Momententragreserven in der Größenordnung von 15 bis 60 % der plastischen Tragfähigkeit des anzuschließenden Bauteils. Diese Tragreserven wurden bisher rechnerisch nicht genutzt. Die Ausnutzung der ungenutzten Momententragfähigkeit solcher Anschlüsse durch die Berücksichtigung der Teileinspannung vereinfacht die Systemaussteifung, so dass in den Rahmen keine störenden Aussteifungsverbände mehr erforderlich sind, vgl. Bild 1.2a.



a) Teiltragfähiger Verbundknoten

b) Volltragfähiger Verbundknoten

Bild 1.1: Momententragfähige Riegel-Stützen-Verbindungen

1.2 Begriffe

Die vorliegende Arbeit behandelt verschiebliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten:

„**Verschiebliche Rahmen**“ bedeutet, dass die Konstruktion entsprechend Bild 1.2a nicht seitlich gehalten wird, z. B. durch Treppenhauskern, und dass sie keine störende Aussteifung, z. B. durch Verbände gemäß Bild 1.2b, zum Abtrag der Horizontallasten benötigt. Mit einem verschieblichen Rahmensystem wird eine größtmögliche Flexibilität der Nutzung erreicht, vgl. Bild 1.2a.

Die hier behandelten **Verbundkonstruktionen** bestehen aus Verbundträgern, das heißt einem Stahlträger mit Betonplatte als Riegel und Verbund- oder Stahlstützen als Rahmenstiele. Sie verbinden die Vorteile einer optimalen Materialausnutzung mit hohem Vorfertigungsgrad und schneller Montage.

„**Teiltragfähige Knoten**“ besitzen eine Momententragfähigkeit, die geringer ist als die des angeschlossenen Verbundträgers. Sie sind durch den Verzicht auf Steifen mit wesentlich geringerem Aufwand herzustellen, vgl. Bild 1.1.

Die hier gewählten **Verbundknoten** bestehen aus einer nachgiebigen geschraubten Stirnplattenverbindung und einer durchlaufenden Bewehrung, vgl. Bild 1.1a.

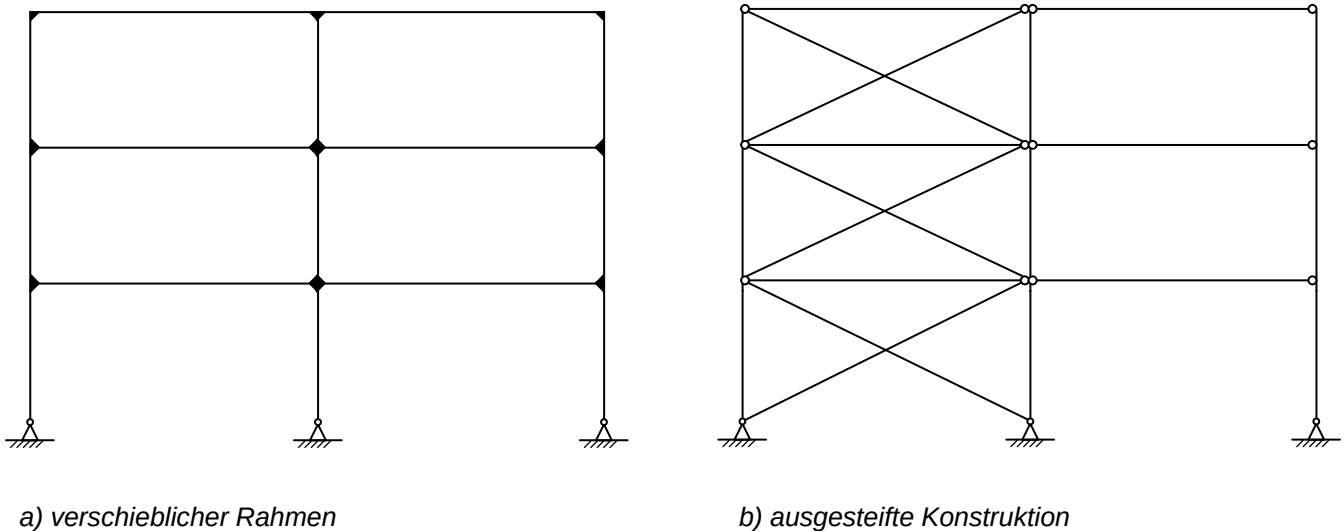


Bild 1.2: Arten der Aussteifung

1.3 Zielsetzung

Ziel ist es, auf der Basis von Versuchen und rechnerischen Untersuchungen für verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten ein handhabbares Bemessungsverfahren für die Praxis zu entwickeln. Dabei sind zwei grundsätzliche Aspekte zu behandeln:

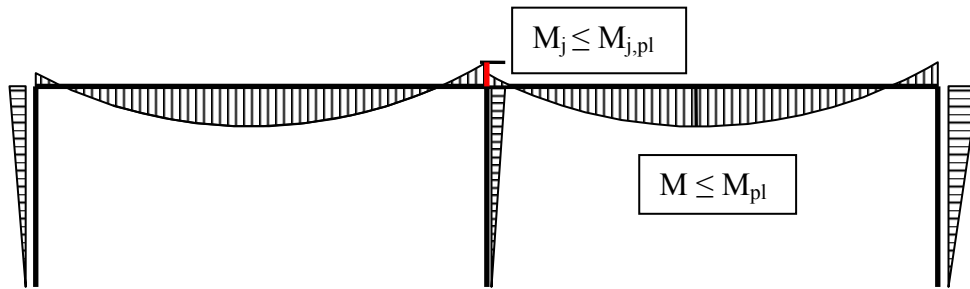
- das lokale Verhalten des teiltragfähigen Verbundknotens und
- das Systemverhalten des verschiebblichen Verbundrahmens

Wie aus Bild 1.3 hervorgeht, ist bei der plastischen Bemessung von Systemen mit teiltragfähigen Anschlüssen sowohl ein Nachweis der

- Momententragfähigkeit im Knoten $M_j \leq M_{j,pl}$ und im Riegel $M \leq M_{pl}$ als auch der
- Rotationskapazität $\Phi_{j,req} \leq \Phi_{j,avail}$

erforderlich. Hauptaugenmerk wird in dieser Arbeit auf den Nachweis der Rotationskapazität gelegt.

a) Nachweis der Tragfähigkeit:



b) Nachweis der Rotationsfähigkeit:

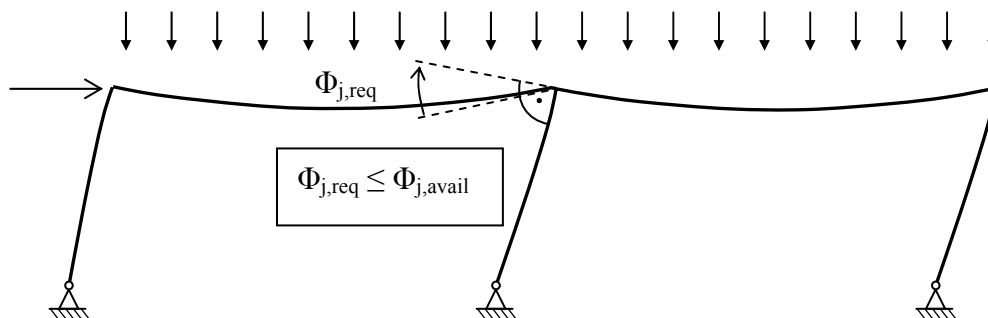


Bild 1.3: Erforderliche Nachweise

1.4 Gliederung

Zunächst wird auf bisher vorliegende Forschungsergebnisse (Kapitel 2) eingegangen. Die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ bzw. die Verformbarkeit der Anschlüsse wird aus Versuchen bestimmt (Kapitel 3) sowie mit Hilfe der sogenannten Komponentenmethode aus den einzelnen Knotenkomponenten abgeleitet. Anhand einer Parameterstudie werden in Kapitel 4.2.1 für verschiedene typische Systeme mit verschiedenen Belastungen und verschiedenen Bauabläufen die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ bestimmt. Die unterschiedlichen Ergebnisse der Berechnung nach Fließgelenktheorie und Fließzonentheorie werden in Kapitel 4.2 bzw. 4.3 behandelt. Die anschauliche Darstellung der erforderlichen Knotenrotation anhand der sogenannten Beamline wird in Kapitel 4.4 erläutert. In Kapitel 5.2 ist das entwickelte getrennte Bemessungsverfahren für Tragfähigkeit und Rotation von verschieblichen Verbundrahmensystemen mit dem Schwerpunkt des Rotationsnachweises dargestellt. Auf das integrierte Nachweisverfahren mit der Beamline-Methode und das vereinfachte Nachweisverfahren mit Konstruktionsregeln wird in Kapitel 5.6 bzw. 5.8 eingegangen. Das Prinzip zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes für Rotation und zur Bestimmung von Konstruktionsregeln auf der Basis von Sicherheitsbetrachtungen ist in Kapitel 5.7 beschrieben. Abschließend stellt das Kapitel 6 die wesentlichen Ergebnisse dieser Arbeit zusammenfassend dar und gibt einen Ausblick auf zukünftige erforderliche Untersuchungen.

2 Stand der Forschung

2.1 Allgemeines

Der Überblick über den Stand der Forschung gliedert sich zum einen in Systemberechnungen zur Ermittlung der erforderlichen Rotationskapazität und zum anderen in das Knotenverhalten teiltragfähiger Verbindungen mit Auswirkungen auf die vorhandene Rotationskapazität. Da die Knoten sowohl aus mehreren Stahlkomponenten sowie aus Beton und Bewehrung bestehen (Kap. 2.3.2), müssen für das Knotenverhalten all diese verschiedenen Materialien und Komponenten berücksichtigt werden. Es werden jeweils einige wesentliche Forschungsergebnisse dargestellt und ein Überblick über zahlreiche weitere Literaturstellen gegeben. Zur Verifizierung der Rotationskapazität sind im Allgemeinen Versuche erforderlich. Um eine größtmögliche Datenbasis zugänglich zu machen, wird auf zahlreiche bisher durchgeführte Versuche verwiesen.

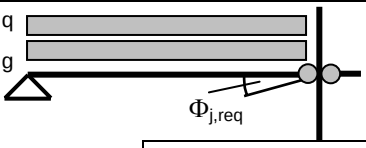
2.2 Systeme

2.2.1 Unverschiebliche Verbundrahmen

Kattner (1999) führt Systemberechnungen an unverschieblichen Verbundrahmen mit teiltragfähigen Anschlüssen mit und ohne Eigenverbund durch. Er zeigt, dass das System in mehrere statisch bestimmte Einfeldträger zerlegt werden kann.

Kattner (1999) empfiehlt eine Beschränkung des Momentenausnutzungsgrads für den Riegel, so dass die erforderliche Rotationskapazität Φ_{req} unter 30 mrad bleibt. In den Tabellen 2.1a und 2.1b sind die erforderlichen Rotationskapazitäten $\Phi_{j,\text{req}}$ in Abhängigkeit vom Verdübelungsgrad η , dem Momentenausnutzungsgrad im Feld $\omega = M_F/M_{\text{pl}}$, der Stahlgüte, der Trägerschlankheit L/H , sowie des Bauablaufs angegeben.

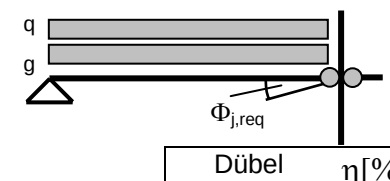
Tabelle 2.1a: Erforderliche Rotationskapazitäten in mrad für Gleichlast und Bauzustand mit Montagestützen Eigengewichtsverbund) nach Kattner (1999)

			BAUZUSTAND MIT MONTAGESTÜTZEN									
			L/h = 15					L/h = 30				
			ω					ω				
			1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80
S335 & C35/45	Dübel	$\eta[\%]$										
	monolithisch		18	14	11	9	8	30	21	18	15	13
	nachgiebig	100	28	19	15	12	10	46	42	31	24	19
	nachgiebig	70	25	19	15	12	11	49	32	24	20	18
S245 & C25/35	monolithisch		15	12	9	7	6	23	19	16	13	11
	nachgiebig	100	26	16	13	10	8	45	35	26	21	17
	nachgiebig	70	21	17	13	10	8	36	26	21	17	14

Die erforderliche Rotationskapazität liegt nach Kattner (1999) für Trägerschlankheiten $L/h = 15$ bei 5 bis 8 mrad, wenn der Träger im Feld nur zu 80 % der plastischen Momententragfähigkeit im Feld ausgenutzt wird, vgl. Tabelle 2.1b. Träger mit großer Schlankheit $L/h = 30$ benötigen größere Rota-

tionskapazitäten. Bei einem Ausnutzungsgrad des Feldmomentes über 95 % steigen die erforderlichen Rotationskapazitäten für den Anschluss an die Stütze ebenfalls stark auf über 30 mrad an. Dies liegt daran, dass zum Erreichen der plastischen Riegeltragfähigkeit im Feld eine starke Plastizierung des Riegels erforderlich ist und damit sehr große Durchbiegungen im Feldbereich auftreten. Dies führt zu hohen Auflagerdrehwinkeln und großen Rotationen im Anschlussbereich.

Tabelle 2.1b: Erforderliche Rotationskapazitäten $\Phi_{j,req}$ in mrad für Gleichlast und Bauzustand ohne Montagestützen nach Kattner (1999) (Verkehrslastverbund)

		BAUZUSTAND OHNE MONTAGESTÜTZEN									
		L/h = 15					L/h = 30				
		ω					ω				
		1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80
S335 & C35/45	Dübel	η [%]									
	monolithisch	27	18	14	10	7	44	32	25	20	17
	nachgiebig 100	37	22	17	13	8	86	54	41	30	24
S245 & C25/35	nachgiebig 70	28	20	15	10	7	70	38	28	21	16
	monolithisch	22	14	9	8	5	32	26	21	17	14
	nachgiebig 100	29	18	13	10	7	57	43	34	26	21
C25/35	nachgiebig 70	23	17	13	9	6	44	31	23	18	14

Nach Kattner (1999) liegt die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ von Verbundknoten in der Regel bei über 30 mrad. Erforderlich hierfür ist ein ausreichender Bewehrungsgrad der Betonplatte im Stützbereich von ca. 1%.

Untersuchungen an unverschieblichen Verbundrahmen von Kemp (2001) und Liew (2001) belegen ebenfalls, dass Teilplastizierungen im Riegel sehr stark die erforderliche Rotationskapazität des Anschlusses beeinflussen, vgl. hierzu auch Kap. 4.3.

Weitere Untersuchungen und Berechnungen sind in Tschemmerneegg (1998), Dissanayake (1998), Beguin (2000) dokumentiert.

2.2.2 Verschiebliche Verbundrahmen

Kozłowski (1999) untersucht verschiebliche und unverschiebliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten. Eine Parameteruntersuchung wird mit Hilfe des von Chen (1996) entwickelten Programmes zur nichtlinearen Berechnung von Stahlrahmen mit nachgiebigen Anschlüssen durchgeführt. Zunächst variiert Kozłowski (1999) die auf den Riegelquerschnitt bezogene Knotentragfähigkeit $k_M = M_{j,pl}/M_{pl}$ zwischen 0,1 und 0,9 und die bezogene Knotensteifigkeit $k_S = S_{j,ini}/(EI_b/L)$ zwischen 0,3 und 25.

Ziel ist es, für eine lineare elastische Berechnung eine abgeminderte Knotenersatzsteifigkeit $S_{j,ini}$ zu finden, die das gleiche Ergebnis bezüglich der Verformungen (Abminderungsfaktor η_d) bzw. der Momentenbeanspruchung (Abminderungsfaktor η_M) im Knoten liefert wie die nichtlineare Berechnung. Die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchung sind:

1. Bei unverschieblichen Rahmen liefern alle Rahmen unabhängig von der Geschossanzahl die gleichen Ergebnisse bei den Schnittgrößen und Verformungen, es ist eine statisch bestimmte Berechnung am Einfeldträger möglich.

2. Bei unverschieblichen Rahmen gilt $\eta_d = \eta_M$.
3. Bei verschieblichen Rahmen ergeben sich unterschiedliche Werte für η_d und η_M

Die Werte η zum Anpassen der Steifigkeit streuen sehr weit und sind von zahlreichen Parametern abhängig, so dass es nicht sinnvoll erscheint, hierfür einen pauschalen Faktor anzunehmen. Ein Anpassen der Steifigkeiten mit den Faktoren η_d und η_M wird in der vorliegenden Arbeit deshalb nicht vorgenommen, sondern es wird in erster Linie von der Momententragfähigkeit $M_{j,pl}$ des Knotens ausgegangen, vgl. Kap 4.

In einer zweiten Parameterstudie ermittelt Kozłowski (1999) die Knoteneigenschaften mit ENV 1993-1-1/A2 (1998), Kishi (1986), eigenen Programmen, eigenen Versuchen sowie mit Versuchsergebnissen aus den Datenbanken. Die Tragfähigkeit der äußeren Knoten beträgt 45 bis 60 % derjenigen der Innenknoten, die Steifigkeit etwa 75 bis 90 %. Bei den Rahmen mit sechs und acht Geschossen scheitert aufgrund der großen Horizontalverformungen der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.

Schließlich wird die horizontale Verformung für verschiebliche Rahmen an einem Geschoss analytisch hergeleitet. Die Verformung nimmt mit sinkender Felderzahl des Rahmens und steigender Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ zu. Der Erhöhungsfaktor infolge Theorie 2. Ordnung (P- Δ Effekt) liegt zwischen 1,3 und 2,4.

Die Zunahme der Horizontalverformungen in Abhängigkeit von der Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ wird durch eigene Herleitungen in Kapitel 4.2.2 erklärt, vgl. hierzu auch Bild 4.14.

Hensman (2001) untersucht in einer Parameterstudie verschiebliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Knoten mit der sogenannten „*wind moment method*“. Hierbei werden in einer ersten Stufe die Vertikallasten auf einen Einfeldträger mit gelenkigen Anschlüssen aufgebracht und daraus zur Vordimensionierung die erforderliche Profilgröße des Verbundträgers bestimmt. In einer zweiten Stufe werden die Vertikallasten und die Horizontallasten (v. a. aus Wind) auf einen verschieblichen Rahmen mit nachgiebigen Anschlüssen und dem vorher ermittelten Verbundträgerquerschnitt aufgebracht. Für den Knoten werden empirische gekrümmte M- Φ Kurven und für den Träger, vgl. Li (1995a), nichtlineare empirische M- κ Kurven verwendet. Die Stützenfüße werden als nachgiebig eingespannt angenommen. Im Folgenden werden die Ergebnisse von Hensman (2001) kurz dargestellt:

1. Das Feldmoment wird durch die Horizontallasten kaum beeinflusst.
2. Es treten nur selten Umkehrmomente im Anschluss auf.
3. Niedrige Bewehrungsgrade reichen zur Sicherstellung der Tragfähigkeit aus.
4. In vielen Fällen ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Schiefstellung) maßgebend.
5. Bei hohen Vertikallasten empfiehlt es sich, von der Vordimensionierung abzuweichen und die Trägerhöhe zu reduzieren und dafür ein erhöhtes Einspannmoment im Knoten abzudecken.
6. Eine empirische Formel zur Ermittlung der Ersatzsteifigkeit für Verbundträger wird angegeben, die sowohl die Steifigkeit im Stützenbereich als auch den Feldbereich abdeckt.

In der vorliegenden Arbeit können die Punkte 1 bis 4 bestätigt werden. Es wird, wie in Punkt 5 empfohlen, von der Trägervordimensionierung nach der Wind-Moment-Method abgewichen und jeweils eine optimale Systemkonfigurationen bezüglich des Träger- und Anschlussverhaltens ausgewählt.

Fang (1999) führt Berechnungen u. a. von verschieblichen Verbundrahmen durch. Die Riegel werden feldweise jeweils als ein Element behandelt unter Berücksichtigung der Eigenschaften der Anschlüsse. M- Φ -Kurven der Anschlüsse werden hierbei mit einer Exponentialfunktion an Versuchs-

kurven angenähert. Diese Methode könnte zukünftig auch für die Anwendung der in Kap 4.4 beschriebenen Beamline hilfreich sein.

Weitere Untersuchungen und Berechnungen zu verschieblichen Verbundrahmen sind in Li (1996a), Li (1996b) sowie El Tawil (2001 und 2001a) dokumentiert.

2.2.3 Verschiebliche Stahlrahmen

Nedli (2002) stellt bei Stahlrahmen mit nachgiebigen Anschlüssen ein stark nichtlineares Verhalten fest, das bei einer Knotenrotation von 45 mrad zum Stabilitätsversagen führt. Ähnliche Ergebnisse liefern auch die eigenen Berechnungen an Verbundrahmen, vgl. Kap. 4.

Weitere Untersuchungen und Berechnungen zu verschieblichen Stahlrahmen mit teiltragfähigen Knoten sind in den folgenden Veröffentlichungen zu finden: Brown (1999), Chan (2000), Chen (1997), Christopher (1998), Davies (1966), Faella (2000), Gizejowski (1998), Li (1995), Liew (1997+2001), Monforton (1963), Rodrigues (1998), Steenhuis (1998).

2.2.4 Verbundträger mit teiltragfähigen Knoten

Stenzel (1993) untersucht einfach statisch unbestimmte Systeme (Zweifeldträger) mit der sogenannten Beamline-Methode. Die Beamline-Methode wird in Kap 4.4 aufgegriffen und stellt eine sehr wirkungsvolle und anschauliche Methode dar, bei der sich direkt die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ mit der vorhandenen Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ verschiedener Anschlusskonfigurationen gegenüberstellen lässt.

Stenzel (1993) stellt fest, dass bei plastischer Bemessung von Verbundträgern mit teiltragfähigen Knoten der Gebrauchstauglichkeitsnachweis für die Dimensionierung entscheidend wird.

Kathage (1995) führt an Verbund-Zweifeldträgern nichtlineare Berechnungen nach der Fließzonentheorie durch und vergleicht diese mit der Fließgelenktheorie. Die erforderlichen Rotationen im Anschluss sind bei der Fließzonentheorie fast doppelt so hoch wie bei der Fließgelenktheorie. In dieser Arbeit werden ebenfalls Vergleichsrechnungen von Fließgelenktheorie und Fließzonentheorie durchgeführt, die zu ähnlichen Ergebnissen führen, vgl. Kap 4.3.

Es besteht nach Kathage (1995) ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der erforderlichen Rotationskapazität und der Spannweite. Die erforderliche Rotationskapazität erreicht bei der Berechnung nach Fließzonentheorie unter Traglastbeanspruchung Werte von 40 mrad für einen Zweifeldträger mit dem Spannweitenverhältnis $L_1/L_2 = 1,0$. Eine theoretische Herleitung in Kap 4.3 und die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zeigen, dass die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ nicht von der Spannweite L allein, sondern von der Trägerschlankheit L/h abhängt.

Elz (2000) vergleicht bei Verbund-Zweifeldträgern die Fließgelenkmethode mit der genaueren Berechnung, bei der die Stahlverfestigung und die Nachgiebigkeit der Verbundfuge berücksichtigt wird. Er ermittelt die Mindestbewehrungsgrade (ρ_2 , ρ_3), die zum Erreichen des plastischen Stützmomentes und der Traglast nach Fließgelenktheorie erforderlich sind.

Die Tragfähigkeitsberechnung nach Fließgelenktheorie liegt nach seinen Untersuchungen bei Bewehrungsgraden von maximal 1,5 % auf der unsicheren Seite. Sie ist danach außerdem generell auf der unsicheren Seite bei Verwendung von wenig duktilem Mattenstahl. Nach der Berechnung von Elz (2000) reichen die Duktilitätsanforderungen nach ENV 1992-1-1 (1992) für hochduktilen Stahl für eine Berechnung nach der Fließgelenktheorie nicht aus. Bei Verwendung von hochduktilen Stahl, der gerade die Anforderungen nach ENV 1992-1-1 (1992) erfüllt, ist die Traglast je nach Be-

wehrungsgrad auf ca. 80 % abzumindern. Für das Erreichen der Traglast beim Gesamtsystem spielt aufgrund der Rotationsanforderungen die Duktilität der Bewehrung die entscheidende Rolle.

Li (1995a) beweist analytisch, dass an eingespannten Stahl- und Stahlverbundträgern die erforderliche Rotationskapazität des Knotens unabhängig von der Steifigkeit des Anschlusses ist, was in der vorliegenden Arbeit bestätigt wird.

Weitere Untersuchungen und Berechnungen sind in Sedlacek (1998), Fabbrocino (2000) Byfield (2004), Jost (2004) dokumentiert.

2.3 Anschlüsse

2.3.1 Klassifizierung

Anschlüsse werden nach ENV1993-1-1/A2 (1998) Annex J bzw. nach prEN 1993-1-8 (2003) vereinfacht durch die 3 Parameter Steifigkeit $S_{j,ini}$, Tragfähigkeit $M_{j,pl}$ und Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ charakterisiert und können so mittels einer bilinearen Momenten-Rotationskurve angenähert werden, siehe Bild 2.1. Man unterscheidet bezüglich der Steifigkeit gelenkige, verformbare und starre Verbindungen. Bezüglich der Tragfähigkeit wird differenziert nach gelenkigen, teiltragfähigen und volltragfähigen Verbindungen. Die hier behandelten teiltragfähigen Knoten weisen definitionsgemäß eine geringere Tragfähigkeit als die des angrenzenden Riegels auf. Bezüglich der Rotationskapazität wird abgefragt, ob die Verbindungen für Momentenumlagerungen ausreichend duktil sind, so dass die Schnittgrößenermittlung nach der Fließgelenktheorie erfolgen kann.

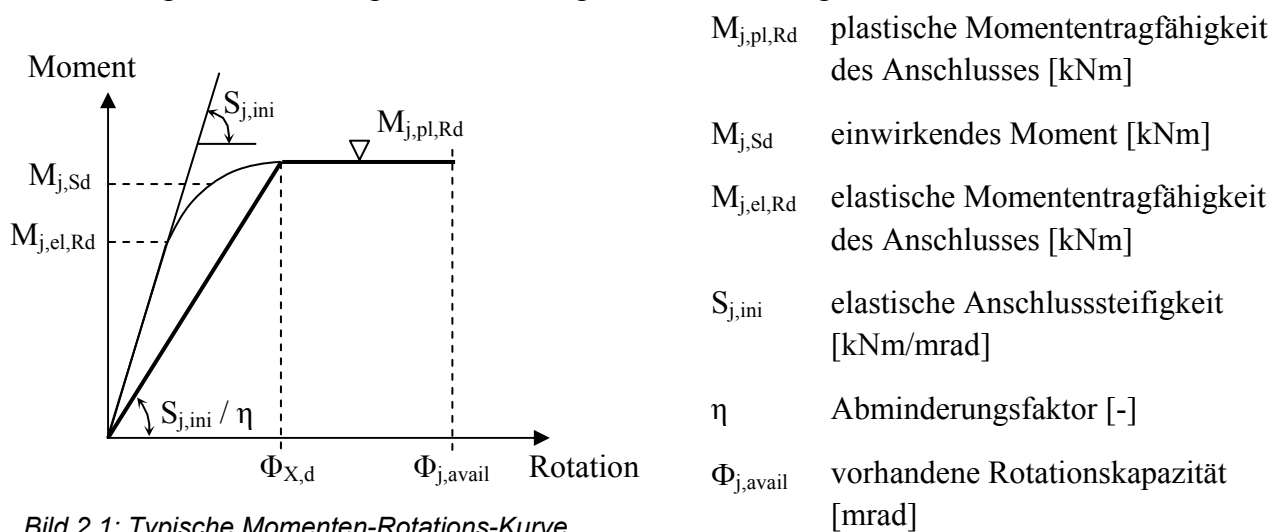


Bild 2.1: Typische Momenten-Rotations-Kurve

Bezüglich des Verhaltens im System werden die Anschlüsse folgendermaßen eingeordnet: Kontinuierliche Knoten erzeugen eine Durchlaufwirkung benachbarter Riegel bzw. eine Einspannung des Riegels in die Stütze. Sie sind biegesteif bzw. volltragfähig. Gelenkige Knoten entkoppeln die Momente benachbarter Felder und müssen somit unbeschränkt verformbar sein. Die hier untersuchten semi-kontinuierlichen, auch als „nachgiebig“ bezeichneten Anschlüsse bewirken eine teilweise Durchlaufwirkung bzw. eine Teileinspannung; das heißt, es finden Momentenumlagerungen gegenüber dem kontinuierlichen Tragwerken statt und es ergibt sich eine gewisse Relativverdrehung (sogenannte erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$) zwischen den benachbarten Trägern bzw. zwischen Träger und Stütze, vgl. Bild 4.6.

2.3.2 Komponentenmodell

Zur Modellierung von nachgiebigen bzw. teiltragfähigen Knoten wird heute im Allgemeinen das Komponentenmodell verwendet, vgl. Bild 2.2. Der Knoten wird in seine einzelnen Komponenten unterteilt, vgl. Tabelle 2.2.

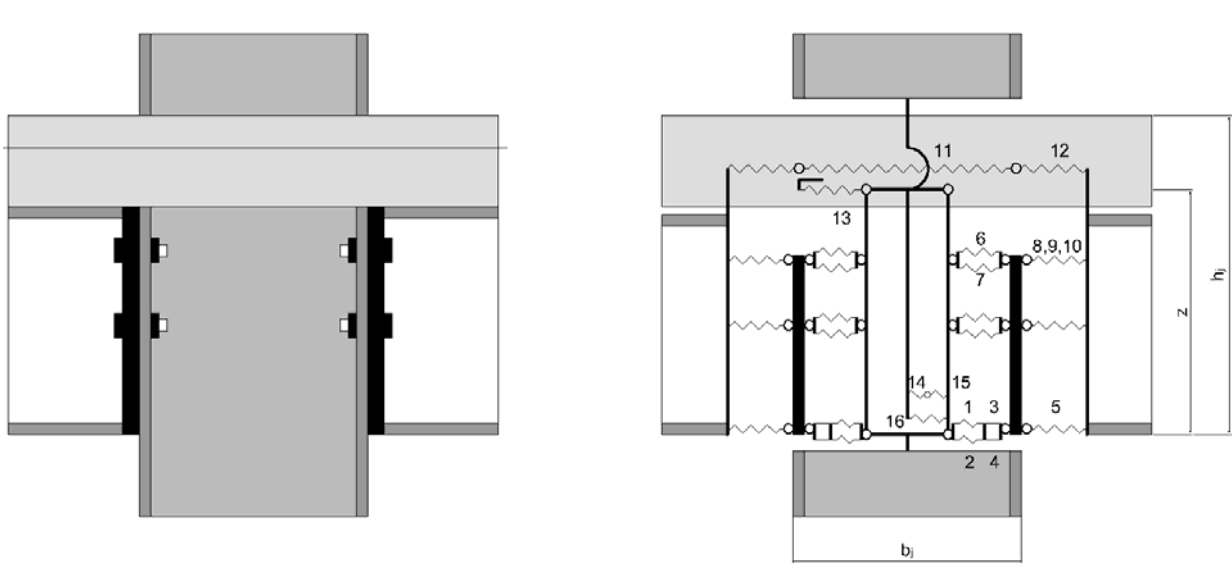


Bild 2.2 Verfeinertes Komponentenmodell für einen Verbundknoten nach ECCS Doc. 109 (1999)

Tabelle 2.2: Legende zu Bild 2.2

No.	Component	Komponente	Abk.
1	interior steel web panel (in compression)	Inneres Stützenstegpanel (auf Druck)	CWC
2	concrete encasement (in compression)	Kammerbeton (auf Druck)	
3	exterior steel web panel (column flange+local effects)	Äußerer Stützensteg (Stützenflansch + lokale Effekte)	
4	effect of concrete encasement on exterior spring	Einfluss des Kammerbetons auf die Lastenleitungsfeder	
5	beam flange (local effects), contact plate, end plate	Riegelflansch (lokale Effekte), Druckstück, Stirnplatte	BFC
6	steel web panel incl. part of flange, fillet radius (in tension)	Stützensteg inkl. Flansch und Ausrundungsradius (auf Zug)	CWT
7	stiffener in tension	Steife auf Zug	
8	column flange in bending (stiffened)	Stützenflansch auf Biegung	CFT
9	end plate in bending	Stirnplatte auf Biegung	EPB
10	beam web in tension	Riegelsteg auf Zug	BWT
10	bolts in tension	Schrauben auf Zug	BT
11	reinforcement (within panel) in tension	Im Beton eingebettete Bewehrung (im Bereich des Stützensteges) auf Zug	RFT
12	slip of composite beam (due to partial interaction)	Schlupf in der Verbundfuge (nachgiebiger Verbund)	KB
13	redirection of unbalanced forces	Lastumleitung infolge asymmetrischer Belastung	
14	steel web panel in shear	Stützensteg auf Schub	CWS
15	steel web panel in bending	Stützensteg auf Biegung	
16	concrete encasement in shear	Kammerbeton auf Schub	

Die einzelnen Komponenten werden als nichtlineare Federn idealisiert. Das Gesamtverhalten des Knotens ergibt sich aus dem Zusammenbau der einzelnen Komponenten, entsprechend ihrer Anordnung im Anschluss, vgl. Bild 2.2.

Maßgeblich beteiligt an der Entwicklung des Modells und an der Bestimmung des Verhaltens der einzelnen Komponenten mittels Versuchen war Tschemmerneegg und sein Team an der Universität Innsbruck: Tschemmerneegg (1998a), Badran (1995), Brugger (1993), Fink (1997), Hittenberger (1992), Leitner (1989), Müller (1998), Wiesholzer (1992), u. a. Auf das Verhalten der einzelnen Komponenten wird in den folgenden Kapiteln 2.3.3 eingegangen. Huber (1999) entwickelte das Programm Co-Be-Jo, das zum einen die $M-\Phi$ Kurve des Gesamtknotens aus den Last-Verformungskurven der Einzelkomponenten ermittelt und zum anderen unter Berücksichtigung des Knotenverhaltens und des nichtlinearen Verhaltens des Verbundträgersystems Schnittgrößen und Verformungen berechnet.

Ein ausführliches Handbuch zur Berechnung von nachgiebigen Stahlknoten ist von der Commission of the European Communities (1997) herausgegeben worden. Anweisungen zur Berechnung von nachgiebigen Verbundknoten enthält das ECCS Doc. 109 (1999). Beide Handbücher enthalten Beispielrechnungen zur Ermittlung von Knotensteifigkeit sowie Knotentragfähigkeit von nachgiebigen Knaggen-, Stirnplatten- und Winkelanschlüssen.

Ziel der im Rahmen der oben genannten Untersuchungen war es in erster Linie, die Tragfähigkeit und Steifigkeit der einzelnen Komponenten und daraus die *Tragfähigkeit* und *Steifigkeit* des gesamten Anschlusses zu ermitteln. Deshalb wurden die Versuche häufig nur bis zum Erreichen der Maximallast gefahren. Um die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ zu erhalten, ist es jedoch erforderlich, die Versuche nach Erreichen der Maximallast so weit zu fahren, bis das Moment auf das rechnerische charakteristische plastische Moment $M_{j,pl,Rk}$ abfällt. In der eigenen Arbeit bildet die Ermittlung der vorhandenen Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ einen Schwerpunkt.

Kuhlmann/Sedlacek/Kühnemund/Stangenberg (2001) und (2002a) sowie Kühnemund (2003) untersuchen den fehlenden dritten Knotenparameter, die *Rotationskapazität* von nachgiebigen Stahlknoten und leiten sie aus den Verformungseigenschaften der Komponenten her. Die Modelle werden sowohl durch Komponentenversuche als auch durch Knotenversuche verifiziert. Sie bilden die Grundlage für die hier durchgeführten Untersuchungen. Das Gesamtknotenverhalten setzt sich aus dem Verhalten der Einzelkomponenten und deren Zusammenspiel im Knoten zusammen. Wenn eine Komponente versagt, dann leisten die anderen Komponenten im Verhältnis zur versagenden Komponente nur einen untergeordneten Beitrag zur Gesamtverformung des Knotens. Welche Komponente die maßgebende für das Knotenversagen ist, hängt einerseits von der Höhe der Tragfähigkeit dieser Komponente im Vergleich zur Tragfähigkeit der anderen Komponenten und andererseits vom Duktilitätsverhalten der verschiedenen Komponenten ab. Versagt z. B. beim Verbundknoten die Bewehrung auf Zug, so ist die Verformbarkeit dieser Komponente für das Gesamtverhalten des Knotens von entscheidender Bedeutung. Deshalb ist es wichtig, Einzelkomponenten und ihr Verhalten auch im Hinblick auf die Duktilität zu untersuchen. Im Folgenden wird deshalb auf das Verhalten aller Komponenten eingegangen. Einen Schwerpunkt dieser Arbeit bildet die Komponente Bewehrung auf Zug (RFT), die auch in den eigenen Versuchen speziell untersucht wird.

2.3.3 Komponenten

2.3.3.1 Bewehrung auf Zug

Das Verhalten der Komponente Bewehrung auf Zug kann im wesentlichen auf einen Stab mit der Ersatzdehnlänge L_0 und der erreichbaren mittleren Stahldehnung $\varepsilon_{s,m}$ unter der Belastung N zurückgeführt werden. Die zugehörige Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach ECCS Doc. 109 (1999) für den Stahlbeton auf Zug (Bild 3.73) ist in Kap. 3.3.11 ausführlich beschrieben, vgl. auch CEB- FIP Model Code (1990) und Kreller (1990). Für die Verformbarkeit werden die Einflussfaktoren Bewehrungsgrad ρ , die Stahldehnung bei Höchstlast ε_{su} , jedoch nicht das Verfestigungsverhältnis des Bewehrungsstahls f_u/f_y erfasst, worauf in Kapitel 3.3.11 näher eingegangen wird. Die Ersatzdehnlänge der Komponente Stahlbetonplatte auf Zug (RFT) verschiedener Autoren ist in Kuhlmann/Schäfer (2003) Bild 3.5 angegeben.

Bode/Kronenberger (1998) führen im Rahmen eines größeren Versuchsprogramms an Verbundknoten einen interessanten Vergleich durch. Sie vergrößern bei einem Versuch gegenüber dem Grundversuch die Dehnlänge, indem sie den Abstand des ersten Kopfbolzendübels zur Stütze erhöhen. Damit steigt auch die Rotationskapazität von 27 mrad bei üblicher Dübelanordnung auf 53 mrad im Versuch mit großer Dehnlänge an. Dieses Prinzip bildet einen Schwerpunkt der hier vorgestellten Arbeit, vgl. Bild 3.1.

Anschlüsse mit Mattenbewehrung erreichten in Versuchen nur minimale Rotationen, vgl. Kathage (1995), Ren (1995) und Xiao (1994). Ahmed (1997) und andere Autoren weisen auf sprödes Versagen der Mattenbewehrung hin.

Bachmann (2000) fordert für größere Momentenumlagerungen im Stahlbetonbau den Einsatz eines Bewehrungsstahls mit einem Verfestigungsverhältnis f_u/f_y von mindestens 1,15 und einer Dehnung A_{gt} bei Höchstzugkraft von mindestens 6 %. Es ist beabsichtigt in prEN 1992-1-1, den sogenannten Erdbebenstahl (S = seismic) mit geringerer Streckgrenze $f_{y,k} = 450 \text{ N/mm}^2$ einzuführen. Die ältere DIN 488-1 (1984) kennt noch keine Duktilitätsklassen. CEB-FIP Model Code (1990), ENV 1992-1-1 (1992), prEN 1992-1-1 (2002) und DIN 1045-1 (2001) führen beim Betonstahl verschiedene Duktilitätsklassen ein, vgl. Tabelle 3.4 in Kuhlmann/Schäfer (2003) und Schwarzkopf (2001). Rußwurm (1993) gibt einen Überblick über das tatsächliche Materialverhalten der in Deutschland verwendeten Betonstähle.

Fabbricino (2001) stellt ebenfalls fest, dass die Rotationsfähigkeit von Durchlaufverbundträgern außer von der Bewehrungsdehnung bei Höchstlast ε_{uk} auch wesentlich vom Verfestigungsfaktor f_u/f_y der Bewehrung sowie dem Rissabstand beeinflusst wird.

Versuchsergebnisse von Stahlbetondehnkörpern sind in Bild 3.74 zusammengestellt.

2.3.3.2 Stützenflansch auf Biegung

Der Stützenflansch auf Biegung wird durch einen T-Stummel idealisiert, vgl. u. a. ENV 1993-1-1/A2 Anhang J (1998) bzw. prEN 1993-1-8 (2003). T-Stummelversuche haben beispielsweise Burzi/Ballerini, Faella (2000), Galvani (1996/97), Gebekken (1997), Girao (2002+2004) und Kuhlmann/Sedlacek (2001) durchgeführt.

Faella (2000) erweitert das Modell von ENV 1993-1-1/A2 Anhang J (1998) und berücksichtigt die Stahlverfestigung. Sein Modell besteht aus einem Biegebalken mit nichtlinearem Materialverhalten. Er vergleicht die Modellberechnungen mit Versuchsergebnissen von Stahlknoten jedoch nur bei

kleinen Knotenrotationen (< 10 mrad), also bei geringen Verformungen des T-Stummels. Laststeigernde Membraneffekte bei großen Verformungen werden bei seinem Modell nicht berücksichtigt.

In dem von Stangenberg in Kuhlmann/Sedlacek (2001) entwickelten Modell wird der T-Stummel als Biegebalken mit der Steifigkeit $EI_{fc/ep}$ idealisiert und die Schraube als Dehnfeder mit der Steifigkeit C_{bolt} , vgl. Bild 2.3. Als duktiler Versagen ergibt sich der Modus 1 (ENV 1993-1-1/A2 Anhang J (1998)), bei dem der Flansch plastiziert und die Schrauben nicht versagen. Stangenberg definiert den Folgemodus 1-1, bei dem der Flansch plastiziert, das Flanschmaterial sich verfestigt und auch dann kein Versagen der Schraube auftritt.

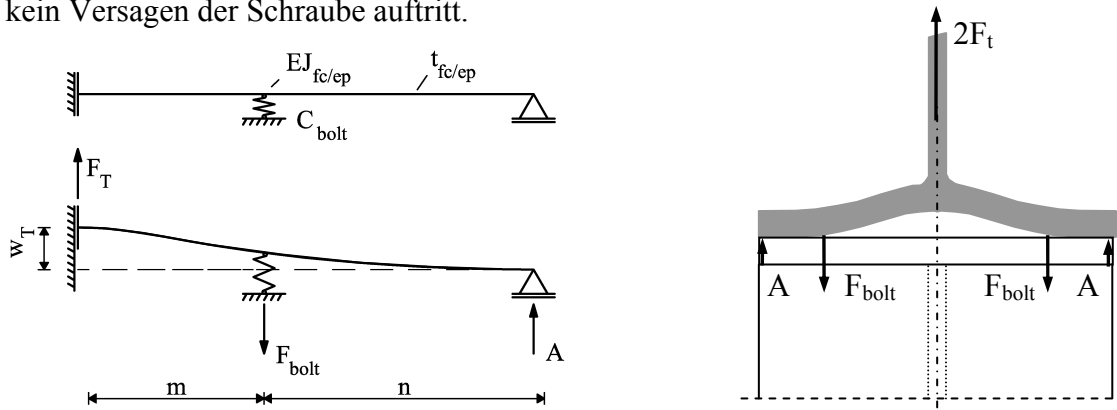


Bild 2.3: Modellierung des Stützenflansches auf Biegung nach Kuhlmann/Sedlacek (2001)

2.3.3.3 Stirnplatte auf Biegung

Die Stirnplatte auf Biegung entspricht einem ausgereiften T-Stummel. Das Verhalten ist somit ähnlich dem des Stützenflansches auf Biegung, vgl. Kap. 2.3.3.2. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit des Stirnplattenanschlusses auf Zug wird mit dem T-Stummel Modell nach prEN 1993-1-8 (2003) ermittelt. Außerdem wird dort in Gleichung (6.32) folgendes Duktilitätskriterium angegeben:

$$t_{Ep} \leq 0,36d_b \sqrt{f_{ub} / f_y} \quad (2.1)$$

mit

- t_{Ep} Dicke der Stirnplatte [mm]
- d_b Schraubendurchmesser [mm]
- f_{ub} Zugfestigkeit der Schraube [N/mm²]
- f_y Streckgrenze der Stirnplatte [N/mm²]

Das Kriterium nach Gl. (2.1) ist nach ENV 1993-1-1/A2 (1998) Anhang J Abschnitt J.5 (7) eine Voraussetzung zur Einhaltung einer ausreichenden Rotationskapazität zur plastischen Bemessung.

Die in Versuchen erreichte Tragfähigkeit der Stirnplatte auf Biegung liegt wesentlich höher als die nach ENV 1993-1-1/A2 Anhang J (1998) ermittelte rechnerische plastische Tragfähigkeit $M_{j,pl}$, vgl. Anderson (1994), Aribert (1999), Girao (2002) und Tabelle 3.4. In der vorliegenden Arbeit ergibt sich u. a. aufgrund der höheren Tragfähigkeit der Stirnplatte im Vergleich zur Schraubentragfähigkeit trotz großzügiger Einhaltung dieses Kriteriums ein sprödes Schraubenversagen mit relativ geringen Knotenrotationen $\Phi_{j,avail}$, vgl. Bild 3.6.

Stirnplattenversuche werden von Bose (1998), Broderick (2002), Dinga (1998), Faella (2000), Galvani (1996/97), Ren (1995), Ribeiro (1998), Steurer (1999), Tobschall (2001), Willibald (2002) durchgeführt, Berechnungen sind in Cerfontaine (2001), Foley (1995), Olsen (2002), Pasternak (2002), Ryan (2004), Unterwegener (2004), Zupančič (2001) enthalten.

2.3.3.4 Schrauben auf Zug

Steurer (1996) führt ein sehr umfassendes Versuchsprogramm an Schrauben auf Zug durch. Bei der Schraubengüte 10.9 ergeben sich nur geringe Verformbarkeiten (1 bis 2 mm), während Maschinenschrauben der Güte 8.8 mit Gewinde bis zum Schraubenkopf immerhin 2 bis 7 mm erreichen. Versagt die Schraube durch Gewindeabstreifen, dann reduziert sich die Verformbarkeit auf 0,5 mm. Bei Versuchen mit keilförmigen Unterlegscheiben ergibt sich bei 4° Neigung kein nennenswerter Einfluss auf die Tragfähigkeit. Bei einer Neigung von 10° verringert sich je nach Materialgüte die Tragfähigkeit um 10 % bis 70 %.

Im eigenen Versuch V3 (Bild 3.6) wirkt sich die Stirnplattenverformung auf die Schraube wie eine Biegezwangsbeanspruchung aus. Diese Beanspruchung ähnelt der Beanspruchung einer Schraube mit keilförmiger Unterlegscheibe, so dass die Ergebnisse der Schraubenzugversuche von Steurer (1999) u. U. auch auf die Stirnplattenanschlüsse übertragen werden können.

2.3.3.5 Riegelflansch auf Druck

Kuhlmann (1986) u. a. entwickeln für Träger Grenzschlankheiten b/t für die Querschnitte, für die eine Bemessung des Stahlträgers nach Fließgelenktheorie zulässig ist, vgl. auch DIN 18800-1 (1990) und prEN 1993-1-1 (2003). Durch die Stahlverfestigung übersteigt die tatsächliche Tragfähigkeit des Querschnittes die rechnerische plastische Momententragfähigkeit M_{pl} . Die Tragfähigkeit und die Rotationskapazität wird in erster Linie durch das b/t -Verhältnis bestimmt, also durch das Stabilitätsverhalten (Beulen) des gedrückten Riegelflansches und weniger durch die Tatsache, ob es sich um einen biegesteifen oder nachgiebigen steifenlosen Anschluss handelt.

Bei Knotenversuchen von Anderson (1994), Bernuzzi (1991) mit Versagen des Riegelflansches ergibt sich nach Erreichen der Maximallast ein sehr langsam abfallender Ast und eine sehr große Verformbarkeit. Weitere experimentelle Untersuchungen sind in Faella (2000) und rechnerische Untersuchungen mit dem Fließlinienmodell in Gioncu (2000 und 2002) enthalten.

2.3.3.6 Stützensteg auf Druck

Kühnemund (2003) bestimmt die Tragfähigkeit des Stützensteges auf Druck mittels der mittragenden Breite auf plastischem Niveau mit dem Modell des Stützenflansches als elastisch gebetteter Balken. Es geht die Flanschsteifigkeit sowie der Verfestigungsgrad ein. Kühnemund (2003) ermittelt die Traglast $F_{c,wc,u}$ auf Basis der Stahlzugfestigkeit aus einer von Ungermann (1990) hergeleiteten Formel und passt diese mittels Kalibrierfaktoren an Versuche von Kuhlmann (2001) an. Er beschreibt mit einem Fließlinienmodell auch den abfallenden Ast der Lastverformungskurve nach Erreichen der Traglast, vgl. Bild 2.4.

Parameterstudien über den Einfluss einzelner Kenngrößen zeigen, dass wegen unplanmäßiger Überfestigkeiten u. ä. die Verformbarkeit des abfallenden Astes der Komponente Stützensteg auf Druck nicht immer genutzt werden kann. Kühnemund (2003) begrenzt deshalb die Knotentragfähigkeit auf 85 % der rechnerischen Tragfähigkeit, um so nennenswerte Verformbarkeiten sicherzustellen, vgl. hierzu auch Abschnitt 5.2.5.3.

Weitere Untersuchungen zur Verformbarkeit des Stützensteges finden sich in Vayas (2003).

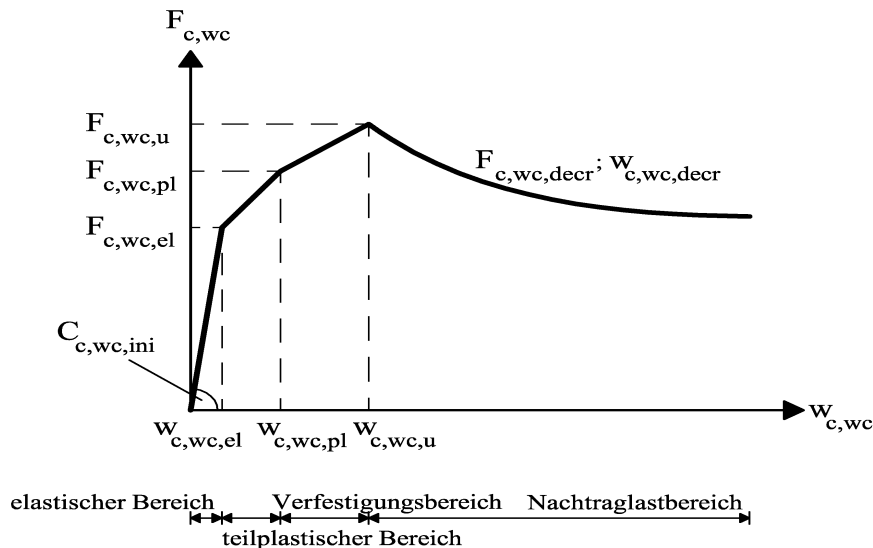


Bild 2.4: Komponentenverhalten Stützensteg auf Druck aus Kühnemund (2003)

2.3.3.7 Stützensteg auf Schub

prEN 1993-1-8 (2003) geht für Stegslankheiten $d/t_w \leq 69\epsilon$ von einem duktilen Verhalten des Stützensteges auf Schub aus. Jedoch geht eine Belastung des Stützensteges auf Schub bei steifenlosen Anschlüssen immer mit einer Druckbeanspruchung des Stützensteges in der Lasteinleitungszone einher, so dass eine unbegrenzte Duktilität nicht erreicht werden kann.

2.3.4 Gesamtknoten

In den Verbundknotenversuchen wird vor allem die Verformbarkeit des Gesamtknotens ermittelt. Leider werden in vielen Versuchen die Verformungen der einzelnen Komponenten nicht ermittelt, so dass keine Aussage über die Verformbarkeit der einzelnen Komponenten gemacht werden kann.

Es tritt bei Verbundknoten häufig ein Versagen in der Druckzone auf (Stützensteg, Riegelflansch), somit kann dann keine Aussage über das Duktilitätsverhalten der Betonplatte gemacht werden. Die Untersuchung zur Duktilität der Betonplatte auf Zug bildet daher einen Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit.

Im Folgenden werden experimentelle Untersuchungen an nachgiebigen Verbundknoten aufgezählt.

Cuitina (2004), Kindmann (1994) / Kathage (1995), Li (1996), Liew (2004), Najafi (1992), Puhali (1990), Shanmugam (1998), da Silva (2001) / Simões (2000), Xiao (1992, 1994, 1994a, 1996), führten zahlreiche Versuche an Verbundknoten mit Stirnplatten durch.

Chiaki (1988), Kozłowski (1999) und Odenbreit (2000) beschäftigten sich mit Fahnenblechanschlüssen. Verbundknoten mit Winkelanschlüssen wurden u. a. von Carvalho (1998) und Leon (1990) untersucht.

Ferreira stellt eine Einspannung des Verbundträgers in die Stütze über eine an die Stütze angeschweißte Perfobondleiste her.

2.4 Gebrauchstauglichkeit

Kathage (1995) führt Rissbreitenberechnungen unter Berücksichtigung des Bauablaufes an Verbund-Durchlaufträgern durch. Er setzt im Gebrauchslastfall die um den Faktor $1/1,7$ reduzierte Traglast des Systems an. Hierbei wird die Verkehrslast zusätzlich auf 40 % reduziert und als ständig wirkender Anteil angesetzt. Bei volltragfähigen Anschlüssen (Anschluss Tragfähigkeit ist größer oder gleich der Tragfähigkeit des angeschlossenen Verbundträgers) ergeben sich Rissbreiten bis maximal 0,5 mm unter Eigengewichtsverbund. Bei Verkehrslastverbund ergeben sich Rissbreiten kleiner als 0,3 mm. Die in Versuchen untersuchten teiltragfähigen Anschlüsse ($Z_s < D_{a,g}$) können, was die Gebrauchstauglichkeit betrifft, ausgeführt werden, wenn im Bauzustand keine Montagestützen verwendet werden (Verkehrslastverbund). Weitere Untersuchungen zu Rissbreiten sind in Elz (2000), Hanswille (1986) und Maurer (1992) enthalten.

Aus Kap. 3.3.10 geht hervor, dass bei Verwendung von teiltragfähigen Verbundknoten unter Gebrauchslasten große Rissbreiten auftreten können.

2.5 Wirtschaftlichkeit

Kattner (1999) erwähnt, dass bei unverschieblichen Verbundrahmen durch die Verwendung von teiltragfähigen Anschlüssen mit einem Einspanngrad von 30 % bis 70 % bei Randfeldern bzw. 10 % bis 30 % bei Innenfeldern das Trägerprofil im Vergleich zu gelenkigen Anschlüssen um eine Größe reduziert werden kann.

Weynand (1997 und 1998) hat für reine Stahlkonstruktionen die Wirtschaftlichkeit von nachgiebigen Anschlüssen untersucht. Bei verschieblichen Rahmen ergeben sich in der Regel wesentlich höhere Einsparungen als bei unverschieblichen Rahmen. Bis zu 24% betragen die Kosteneinsparungen durch die Anwendung von nachgiebigen Anschlüssen im Vergleich zu den biegesteifen Anschlüssen bei den verschieblichen Rahmen.

2.6 Zusammenfassung

Zahlreiche Forschungsvorhaben beschäftigen sich mit Systemen mit teiltragfähigen Knoten. Bei verschieblichen Rahmen reicht die Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ der teiltragfähigen Anschlüsse aus, um ohne Weiteres die aus den Horizontallasten H resultierenden Momente aufzunehmen. Die resultierenden erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ liegen bei maximal 30 mrad bei elastischer Riegelausnutzung im Feld für unverschiebliche Rahmen. Jedoch sind die erforderlichen Knotenrotationen sehr stark von der Momentenausnutzung $M_{F,d}/M_{pl,Rd}$ des Riegels im Feld abhängig. Bei Überschreiten des elastischen Grenzmomentes $M_{el,Rd}$ des Riegels nehmen die erforderlichen Rotationskapazitäten $\Phi_{j,req}$ stark zu und können bei plastischer Vollausschüttung des Riegels $M_{F,d} = M_{pl,Rd}$ ohne Weiteres auch über 60 mrad erreichen (Tabelle 2.1b). Die Riegelausnutzung $M_{F,d}/M_{pl,Rd}$ im Feld spielt auch in dieser Arbeit eine entscheidende Rolle für die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$, vgl. Kap 4.3.

Es existieren bereits zahlreiche experimentelle Untersuchungen zu nachgiebigen Anschlüssen auf dem Gebiet der Anschluss Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ sowie der Anschlusssteifigkeit $S_{j,ini}$. Forschungsbedarf besteht vor allem bei der Ermittlung der vorhandenen Verformbarkeit der einzelnen Knotenkomponenten sowie bei der daraus resultierenden Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ des Knotens. Diese Arbeit trägt dazu bei, die Verformbarkeit der Komponente "Betonplatte auf Zug" zu ermitteln, vgl. Kap. 3. Weiterer Forschungsbedarf besteht bei der Ermittlung der Verformbarkeit von duktilen Stirnplattenverbindungen. Dazu werden in dieser Arbeit in Kap 3.2.2 Versuche beschrieben, allerdings sind hierzu noch weitere Untersuchungen erforderlich.

3 Verbundknoten – vorhandene Rotationskapazität

3.1 Überblick

Es wurden 9 Verbundknotenversuche zur Ermittlung des Gesamtknotenverhaltens durchgeführt, vgl. Kap. 3.2.1. Hierbei spielte insbesondere die vorhandene Rotationskapazität eine entscheidende Rolle. Einen zweiten Schwerpunkt bildete die Untersuchung des Verhaltens der Betonplatte unter Zugbeanspruchung, vgl. Kap. 3.2.3. Drei Komponentenzugversuche an Stahlbetondehnkörpern gaben Aufschluss über das Komponentenverhalten der Stahlbetonplatte auf Zug (Kap. 3.2.3). Des Weiteren wurde mit 4 Stahlknotenversuchen das Duktilitätsverhalten der Stirnplattenkomponenten in Abhängigkeit von Schraubenlage und Schraubendurchmesser untersucht (Kap. 3.2.2).

Mit Hilfe eines verfeinerten Komponentenmodells kann das Gesamtknotenverhalten rechnerisch ermittelt werden, vgl. Kap. 3.3.2 bis 3.3.6. Das Komponentenverhalten wird hierbei aus den Versuchen abgeleitet. In einer Parameterstudie werden die Einflüsse verschiedener Knotenkonfigurationen auf die vorhandene Rotationskapazität verdeutlicht, vgl. Kap. 3.3.7. Weiterhin wird auf die aus dem Zugbandeffekt resultierenden Änderungen der Stahlträgerbeanspruchung eingegangen (vgl. Kap. 3.3.8). Detailuntersuchungen der Betonplatte bezüglich der Einflüsse aus dem Zugbandeffekt und einseitiger Knotenbelastung auf die Knotensteifigkeit sind in Kap 3.3.9 dargestellt.

Kap. 3.3.11 charakterisiert die Verformungsfähigkeit der Komponente Stahlbetonplatte auf Zug auf Basis der bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen in Abhängigkeit von den beiden wesentlichen Einflussfaktoren Verfestigungsfaktor f_u/f_y des Bewehrungsstahls sowie bezogener Bewehrungsgrad. Es folgt ein Vergleich mit dem bisherigen Berechnungsmodell nach ECCS Doc. 109 (1999).

Hier sind nur die wichtigsten Versuchsp Parameter und -ergebnisse zusammengefasst. Ausführlichere Erläuterungen u. a. zur Rissbildung sind in Kuhlmann/Schäfer (2003) zu finden.

3.2 Experimentelle Untersuchungen

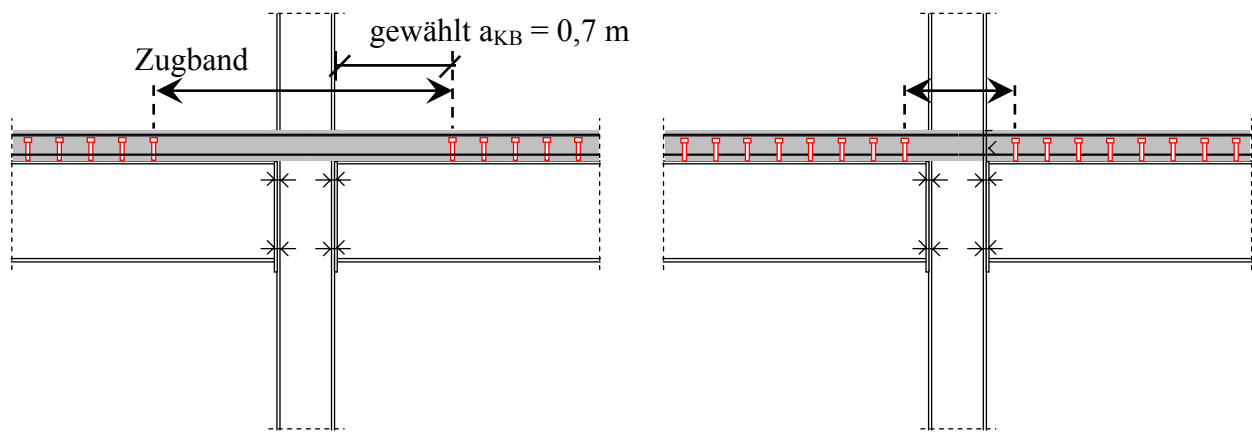
3.2.1 Verbundknotenversuche

3.2.1.1 Versuchsp Parameter

Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, hochduktile Verbundknoten zu entwickeln und die vorhandene Rotationskapazität zu verifizieren. Ein Schwerpunkt der Versuche bildete eine besonders duktile Ausbildung der Komponente „Stahlbeton auf Zug“. Um die Duktilität der bewehrten Betonplatte zu erhöhen, gibt es prinzipiell zwei Möglichkeiten:

- Anordnung einer hochduktilen Bewehrung mit großer Bruchdehnung und hohem Verfestigungsfaktor $f_u/f_y > 1,13$
- Erhöhung der freien Dehnlänge des bewehrten Betongurtes.

Eine Erhöhung der freien Dehnlänge wurde in den Versuchen näher untersucht, vgl. Bild 3.1. Zwischen den jeweils ersten Kopfbolzen der beiden Verbundträger wurde planmäßig keine Kraft in die bewehrte Betonplatte eingeleitet. Somit ergab sich bei Erreichen der Fließspannung der Bewehrung ein großer plastizierter Bereich, der wie ein **Zugband** wirkt. Dadurch werden die Beanspruchungen der Betonplatte in der Nähe der Stützen vergleichmäßig und die maßgebenden Einspannmomente der Riegel im Gebrauchszustand reduziert.



a) duktiler Knoten

b) Standardknoten

Bild 3.1 : Variation der Kopfbolzenanordnung

Aufbauend auf dem Referenzversuch (V1) wurde in den weiteren Versuchen jeweils nur ein Parameter verändert, vgl. Tabelle 3.1. Insgesamt wurden 9 Versuche durchgeführt.

Der **Bewehrungsgrad** wurde von 0,45 % bis 1,12 % variiert (vgl. Tabelle 3.1), um dessen Einfluss auf die Rotationskapazität zu erfassen. Der niedrige Bewehrungsgrad in Höhe von 0,45 % entspricht der Hälfte des in E DIN 18800-5 (1999) Element (525) geforderten Wertes. Es sollte gezeigt werden, dass trotz dieses geringen Bewehrungsgrades verformbare Knoten entstehen können. In den vorliegenden Versuchen war bewusst ein Versagen der Bewehrung erwünscht, um den Effekt des Zugbandes auf die Verbundknotenduktilität zu untersuchen.

Bedingt durch die Horizontalkräfte erhalten die Verbundknoten in einem verschieblichen Verbundrahmen asymmetrische Momentenbeanspruchungen am Knoten (Bild 4.12), so dass die **Art der Belastung**, – beidseitige oder einseitige Belastung –, variiert wurde, vgl. Bilder 4.8 und 5.2 in Kuhlmann/Schäfer (2003).

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm

Versuch	Zugband	Bew. Grad	Art der Belastung	Verdübelungsgrad	Plattenbreite	Bemerkung
V1	Ja	0,67%	beidseitig	Vollverbund	1,0 m	Referenzversuch, Zugband
V2	Ja	0,67%	einseitig	Vollverbund	1,0 m	Einseitige Belastung
V3	Nein	0,67%	beidseitig	Vollverbund	1,0 m	Ohne Zugband
V4	Nein	0,67%	einseitig	Vollverbund	1,0 m	Ohne Zugband
V5	Ja	1,12%	beidseitig	Vollverbund	1,0 m	Hoher Bew.-Grad
V6	Ja	0,67%	beidseitig	Teilverbund	1,0 m	Teilverbund
V7	Ja	0,45%	einseitig	Vollverbund	1,0 m	Niedriger Bewehrungsgrad
V8	Ja	0,45%	beidseitig	Vollverbund	1,0 m	Niedriger Bewehrungsgrad
V9	Ja	0,56%	beidseitig	Vollverbund	2,0 m	Große Plattenbreite 2,0 m

Außerdem wurde der Einfluss des **Verdübelungsgrades** auf die Verformbarkeit der Stahlbetonplatte auf Zug untersucht, vgl. Bild 5.3 in Kuhlmann/Schäfer (2003).

Die Breite der Stahlbetonplatte wurde entsprechend der mitwirkenden Breite in Anlehnung an prEN 1994-1-1 (2003) für ein Endfeld mit der Spannweite 12 m gewählt. Die **Breite der Stahlbetonplatte** wurde in einem Versuch (V9) gegenüber dem Referenzversuch (V1) variiert (vgl. Anhang A-1 mit A-9), um den Anteil der mitwirkenden Bewehrung bei der Plastizierung des Anschlusses zu ermitteln. In diesem Versuch (V9) wurde dieselbe Bewehrungsmenge wie im Versuch (V5) verwendet und auf die doppelte Plattenbreite (2,0 m) verteilt.

3.2.1.2 Versuchsbeschreibung

Um eine plastische Verformung der **Stirnplatte** zu gewährleisten und ein vorzeitiges sprödes Schraubenversagen zu verhindern, wurde die Stirnplatte mit einer Dicke t_{Ep} von 12 mm im Verhältnis zum Schraubendurchmesser d_b von 24 mm bewusst dünn gewählt. Das im prEN 1993-1-8 (2003) existierende Kriterium (6.32) vgl. Gl. (2.1) für die plastische Bemessung war damit eingehalten und der Schraubenquerschnitt wurde sogar um 46 % gegenüber $A_{b,erf}$ überdimensioniert.

Trotz dieser Überdimensionierung der Schraube trat beim zuerst durchgeführten Versuch (V3) ein vorzeitiges Schraubenversagen ein, so dass die Lage der Schraube für die weiteren Versuche modifiziert wurde: Die oberen Schrauben wurden um 250 mm tiefer gelegt, um die Verformungen am Schraubanschluss zu reduzieren, und der Durchmesser wurde von 24 mm auf 30 mm erhöht, vgl. Bild 3.2.

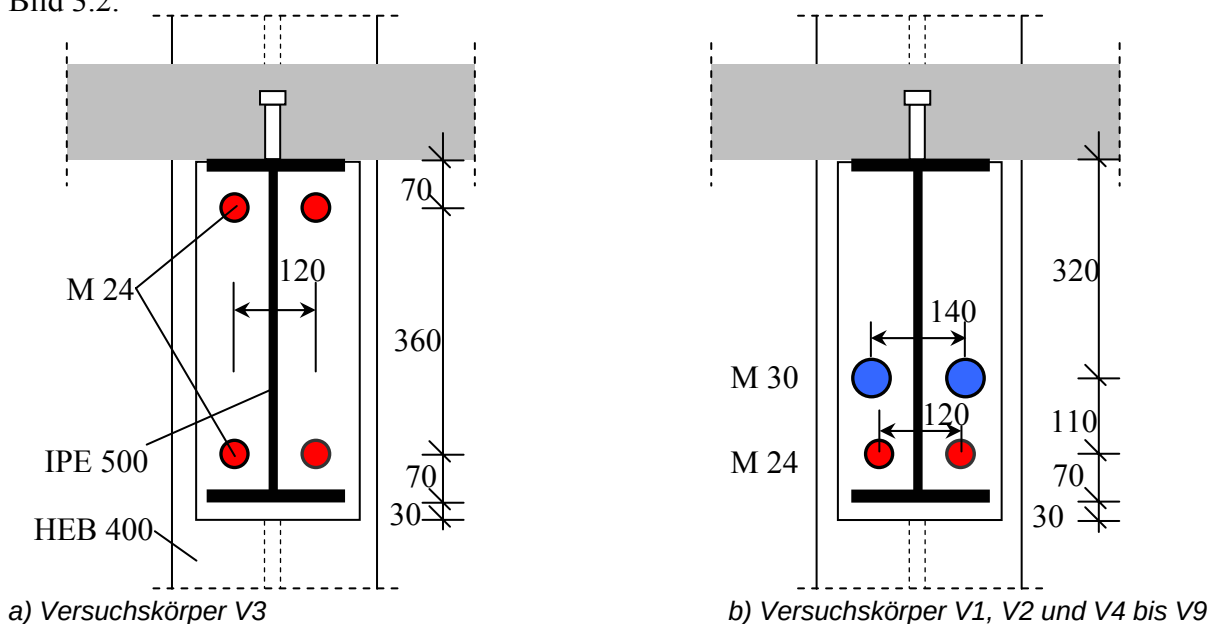


Bild 3.2: Geometrie der Stirnplatte mit vorgespannten Schrauben

Zusätzliche Querbewehrung wurde in Stütznähe angebracht, um die bei einseitiger Belastung aus den konzentrierten Abstützkräften resultierenden Umlenkkräfte aufzunehmen. Hierbei wurde jedoch nicht den Empfehlungen von ECCS Doc. 109 (1999) gefolgt (Bild 3.3a), bei dem die Abstützkraft auf die Außenseite des Stützenflansches wirkt, da hier keine kammerbetonierte Stütze vorhanden war. Vielmehr wird sich, wie aus Odenbreit (2000) hervorgeht, die Druckstrebe auf der Flanschinnenseite abstützen, vgl. Bild 3.3b. Dies ist der direkte und kürzere Weg. Im Gegensatz zu ECCS Doc. 109 (1999), bei dem u. U. in der Arbeitsfuge zwischen Kammerbeton der Stütze und Betonplatte keine Kraft übertragen werden kann, war bei den eigenen Versuchen der Beton zwischen den Stützenflanschen monolithisch mit der übrigen Platte verbunden.

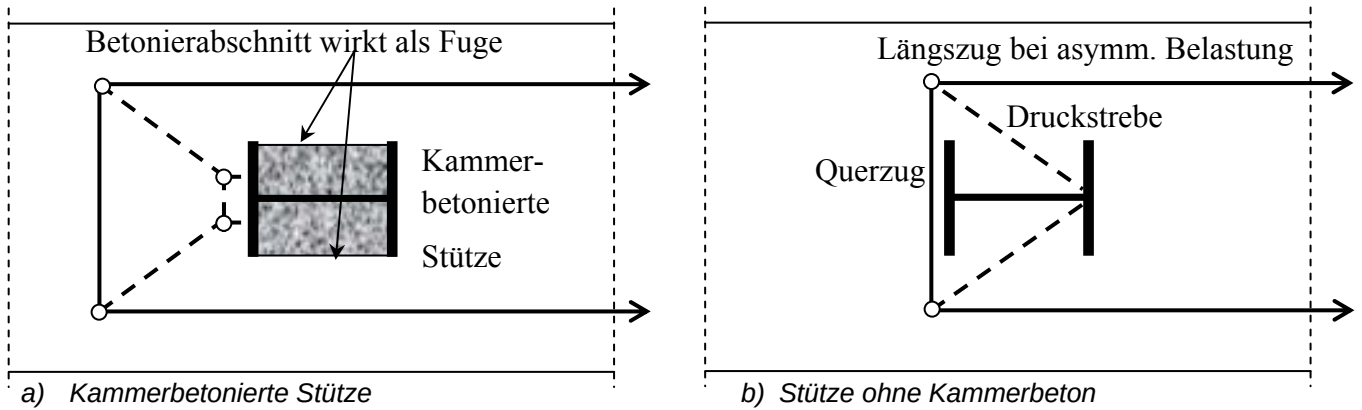
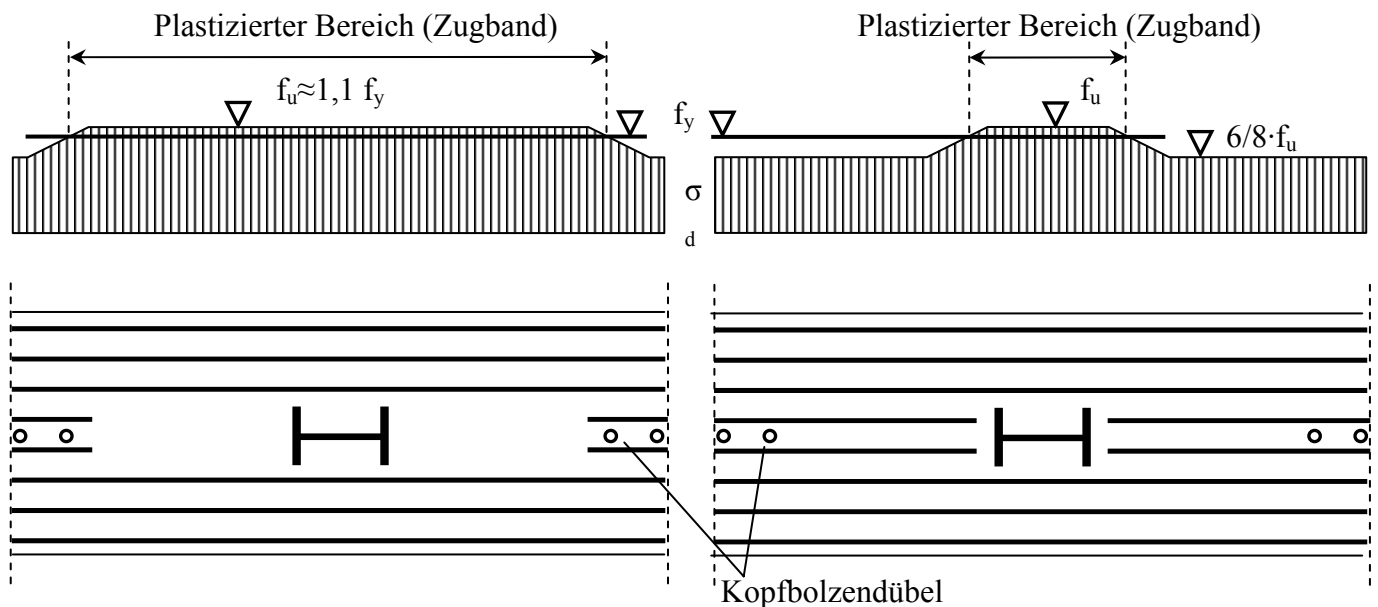


Bild 3.3: Stabwerkmodelle

Bei der Bewehrungsanordnung (Bild 3.4a) wurde darauf geachtet, dass im Bereich des Zugbandes – also im nicht verdübelten Bereich – der Bewehrungsquerschnitt konstant war. Würde man bereichsweise Bewehrung zulegen oder die direkt über dem Trägerprofil liegende Bewehrung (Bild 3.4b) bis zur Stütze fortführen, so würden unterschiedliche Bewehrungsquerschnitte im Bereich des Zugbandes und damit bei konstanter Zugkraft auch unterschiedliche Spannungen in der Bewehrung vorliegen, vgl. Bild 3.4. Somit würde ggf. nur die Bewehrung direkt neben der Stütze plastizieren und dort eine höhere mittlere Dehnung erreichen. Der anschließende Bereich mit höherem Bewehrungsquerschnitt würde u. U. nicht einmal die Fließspannung und so nur elastische Dehnungen in der Größenordnung von 0,2 % erreichen, vgl. Bild 3.4b.

Der Obergurt des Trägers wurde mit Schalöl eingesprüht, um einen Haftverbund zwischen Betonplatte und Träger zu vermeiden und somit die Belastung im Zugbandbereich möglichst konstant zu halten.

Spannungen



Mittlere Dehnungen

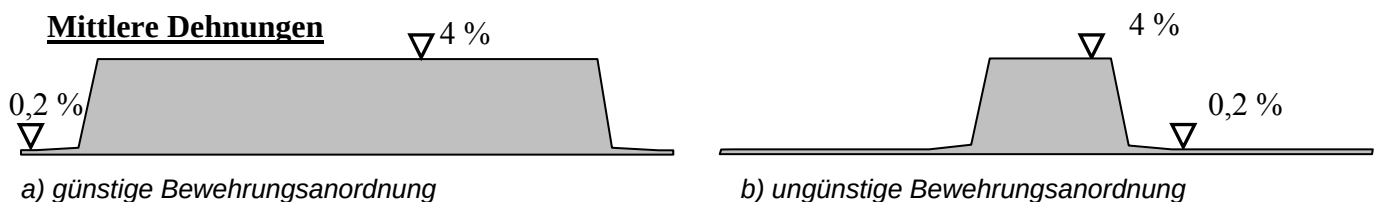


Bild 3.4: Beispiel für Einfluss der Anordnung der Längsbewehrung auf die Verformbarkeit

3.2.1.3 Messungen

Um das Gesamtknotenverhalten zu analysieren, war es unbedingt erforderlich, auch die Verformung der einzelnen Komponenten zu dokumentieren, so dass zahlreiche Wegmessungen durchgeführt wurden. Die Verformung der Betonplatte wurde mittels Setzdehnungsmessungen registriert. Die Rissbreiten wurden in einem Teilbereich der Betonplatte für Beanspruchungen im Gebrauchslastniveau mit der Risslupe ermittelt, sofern sie nicht als Einzelrisse direkt durch die Setzdehnungsmessung bestimmt wurden. Aus den Dehnungsmessungen mit DMS am Riegel konnte die tatsächliche Krümmung des Stahlträgers ermittelt werden.

3.2.1.4 Versuchsstand

Der Versuchsaufbau für asymmetrische Belastung geht aus Bild 3.5 hervor, wobei nach Versagen der Betonplatte noch die rechte Knotenhälfte als reiner Stahlknotenversuch gefahren werden konnte, vgl. Kap. 3.2.2. Bei den Versuchen mit symmetrischer Belastung entfiel die Diagonale sowie die Verstrebung. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Die Versuche wurden über die Maximallast $M_{j,u}$ hinaus soweit gefahren, bis das rechnerische Knotenmoment $M_{j,pl,Rd}$ (Bild 3.11) wieder unterschritten war.



Bild 3.5: Versuchsende bei großer Verformung

3.2.1.5 Materialkennwerte

Anhand von Zugversuchen wurde die Materialkennlinie der Bewehrung, der Stirnplatte, des Riegels und der Stütze ermittelt. Weiterhin wurde anhand von 4 Schraubenzugversuchen (M24 10.9) die Zugfestigkeit bestimmt. An Betonprobekörpern wurde die Würfeldruckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit sowie die Biegezugfestigkeit gewonnen. Die Ergebnisse sind in Kuhlmann/Schäfer (2004) dargestellt.

3.2.1.6 Ergebnisse der Verbundknotenversuche

Trag- und Verformungsverhalten

(a) Verbundknoten V3 mit hoher Schraubenlage

Beim ersten durchgeführten Versuch V3 (normaler Verbundknoten ohne Zugband) versagten die Schrauben noch vor der Bewehrung. Das Schraubenversagen ereignete sich schlagartig ohne Vorankündigung. Das frühzeitige Schraubenversagen ist auf die zusätzliche Einspannung der Stirnplatten in den Riegelflansch zurückzuführen, wodurch die Schraube außer auf Zug auch auf Biegung beansprucht wurde, vgl. Bild 3.6a. Durch die Biegezwangsbeanspruchung kam es zum vorzeitigen Versagen (Bild 3.6b), obwohl der Schraubenquerschnitt um 46 % gegenüber dem Duktilitätskriterium (6.32) aus prEN 1993-1-8 (2003) überdimensioniert wurde. Trotz des Schraubenversagens wurde der Versuch fortgesetzt, bis im zweiten Versagen die Bewehrung auf Zug riss.



a) Biegezwangsbeanspruchung der Schraube

b) Schrauben nach dem Versuch

Bild 3.6: Schraubenversagen im Versuch V3

Daraufhin wurde die obere Schraubenreihe bei den folgenden Versuchskörpern tiefer gelegt, um ein frühes Versagen der Schrauben zu verhindern. Um die Duktilität des Stirnplattenanschlusses weiter zu erhöhen, wurde zusätzlich der Schraubendurchmesser von 24 auf 30 mm erhöht und der Achsabstand zum Steg geringfügig von 60 auf 70 mm vergrößert, siehe Bild 3.2. Um den Einfluss der Schraubenlage genauer zu erfassen, wurden außer den Verbundknotenversuchen zusätzlich auch reine Stahlknotenversuche durchgeführt, vgl. Kap. 3.2.2.

(b) Verbundknoten mit Zugbandeffekt

Bei den duktilen Verbundknoten (V1, V2, V5, V7, V8, V9) mit vergrößertem Abstand des ersten Kopfbolzendübels zur Stütze (vgl. Bild 3.1a) konnte im Vergleich zu den „normalen“ Verbundknoten V3 und V4 der erwünschte Zugbandeffekt bestätigt werden. Infolge des Zugbandeffektes bildeten sich über eine Länge von 1,8 m verteilte Risse (Bild 3.7a und 3.8). Im Gegensatz dazu entstanden beim „normalen“ Verbundknoten im unmittelbaren Stützbereich auf einer Länge von 0,6 m nur wenige breite Risse (Bild 3.7b).

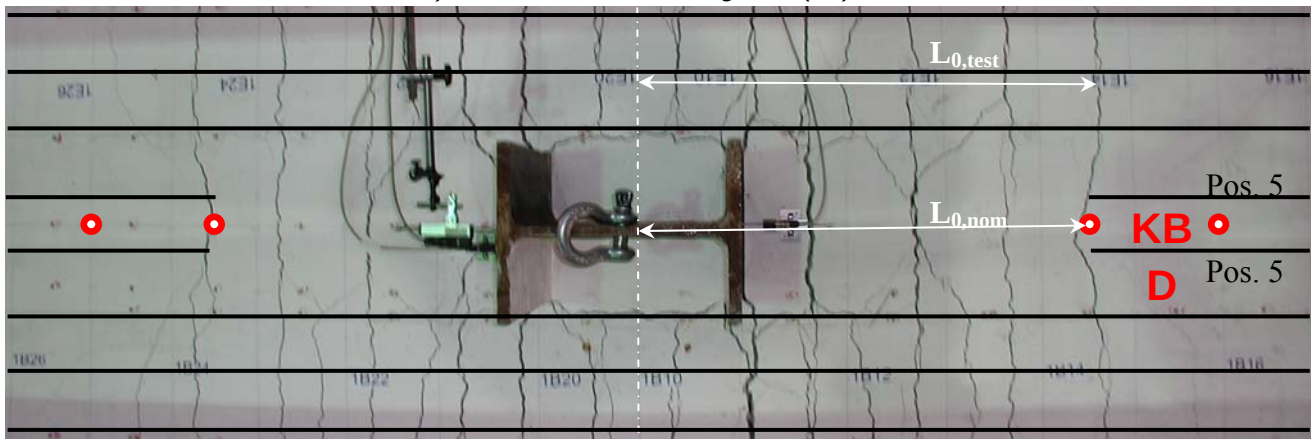
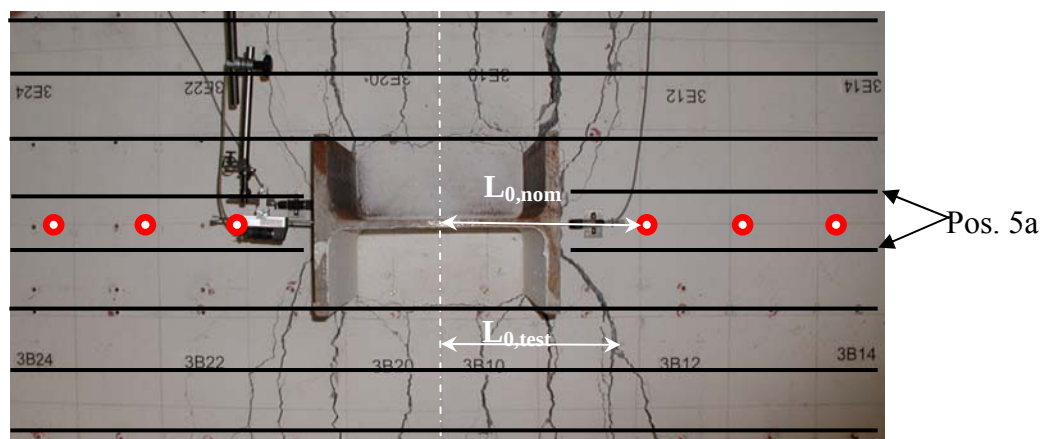
a) Verbundknoten **mit** Zugband (V1)b) Verbundknoten **ohne** Zugband (V3)

Bild 3.7: Risseverteilung beim Verbundknoten (Draufsicht)

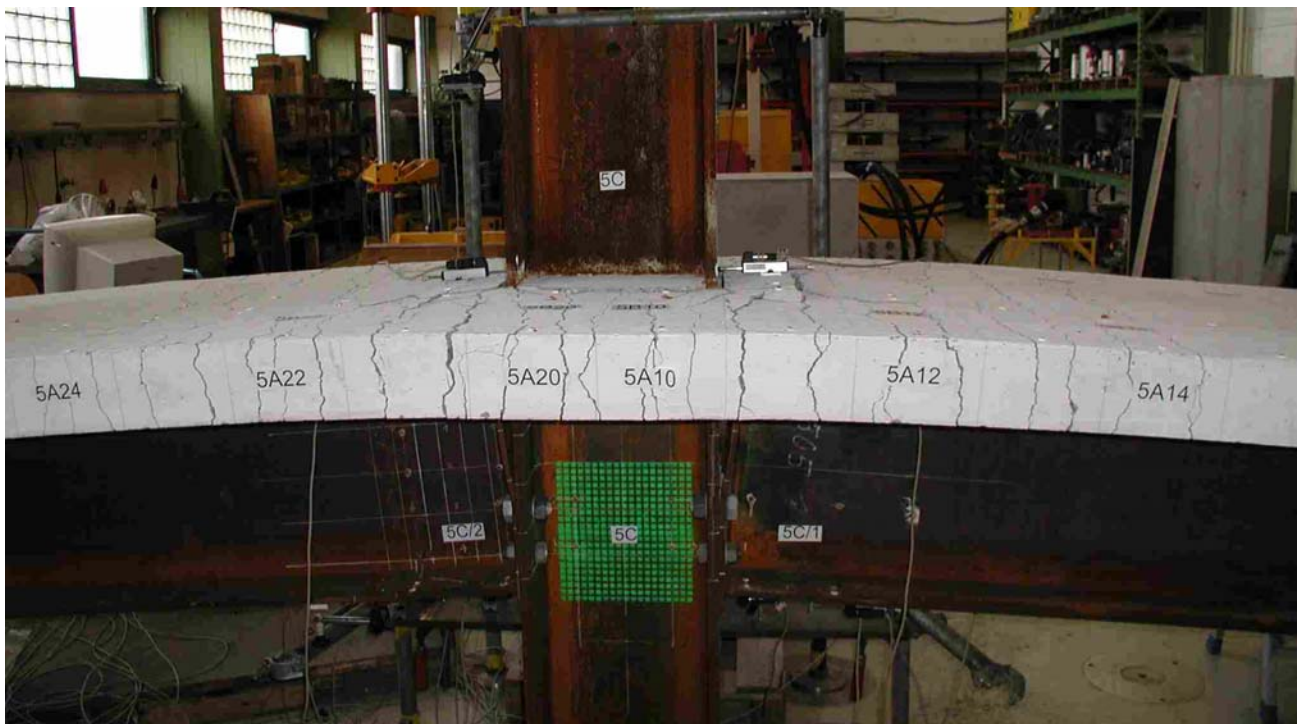


Bild 3.8: Risseverteilung beim duktilen Verbundknoten (Seitenansicht von Versuch V5)

Die Rissbildung erstreckte sich hier nicht einmal bis zum ersten Kopfbolzendübel, da die Bewehrungszulage Pos. 5 (siehe Plan Nr. 3 im Anhang A-3) bis zur Stütze geführt wurde. Wie beispielhaft aus Bild 3.4b hervorgeht, ermäßigte sich die Bewehrungsspannung im Bereich zwischen Stützenflansch und erstem Kopfbolzendübel, so dass dort nur geringe elastische Dehnungen auftraten.

Dieser sogenannte Zugbandeffekt trat vor allem bei plastischen Verformungen deutlich zu Tage (vgl. Bild D.1 mit D.2 im Anhang D), wobei deutlich größere Dehnungen im Bereich des Zugbandes auftreten als im Bereich der Kopfbolzendübel. Bei geringerer Belastung ergeben sich nur elastische Verformungen der Bewehrung, vgl. Bilder D.3 und D.4 im Anhang D.

Bei den Versuchen V1, V2, V4, V5, V7, V8, V9 trat bei weiterer Laststeigerung ein Versagen der Bewehrung ein. Die Bewehrungsstäbe versagten aber nicht alle gleichzeitig, vgl. Bild 3.11. Danach konnten die Versuche V1 und V8 weitergefahren werden, bis die hydraulischen Zylinder ganz ausgefahren waren.

(c) Asymmetrische Belastung

Der Zugbandeffekt stellte sich bei den Versuchen V2 und V7 bei einer Knotenhälfte entsprechend Bild 3.7 ein, vgl. Bild 5.22 in Kuhlmann/Schäfer (2003).

Der Zugbandbereich, mit Rissen senkrecht zur Trägerachse, reichte jedoch bei allen asymmetrischen Versuchen (V2, V4 und V7) nicht einmal bis zur Stützenachse sondern nur etwa bis zum Stützenflansch (vgl. Bild 3.9). Die diagonalen Risse im Stützenbereich bestätigten das in Bild 3.3b dargestellte Druckstrebenmodell: Die Druckstrebe stützt sich auf die Flanschinnenseite ab. Die Kraft bevorzugt den kürzest möglichen Weg, vgl. Bild 3.9.

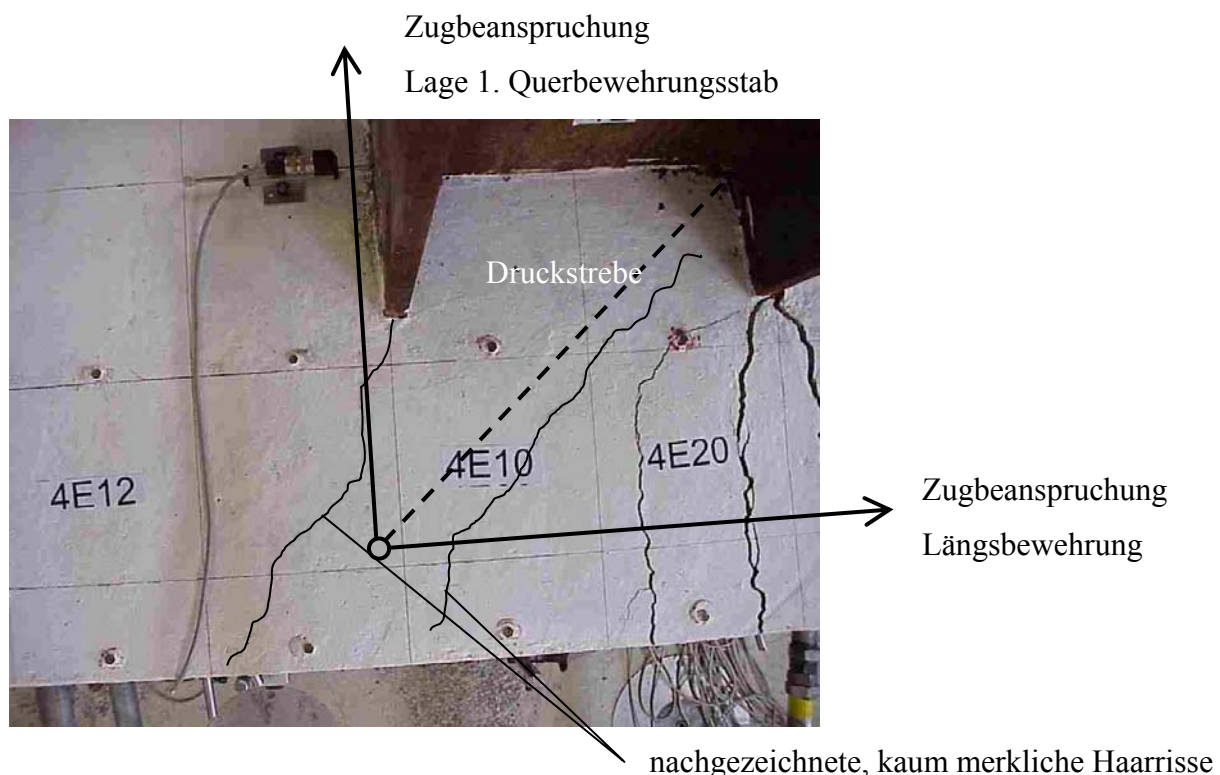


Bild 3.9: Risseverteilung und Druckstrebenmodell beim einseitig belasteten Verbundknoten V4

(d) Große Plattenbreite beim Versuch V9

Die Risse beim Versuch V9 mit großer Plattenbreite (2,0 m) bildeten sich schon im elastischen Bereich über die gesamte Breite aus, und es entstanden nach weiterer Laststeigerung gleichmäßig verteilte Risse (Bild 3.10) wie bei den anderen Verbundknoten mit Zugband.

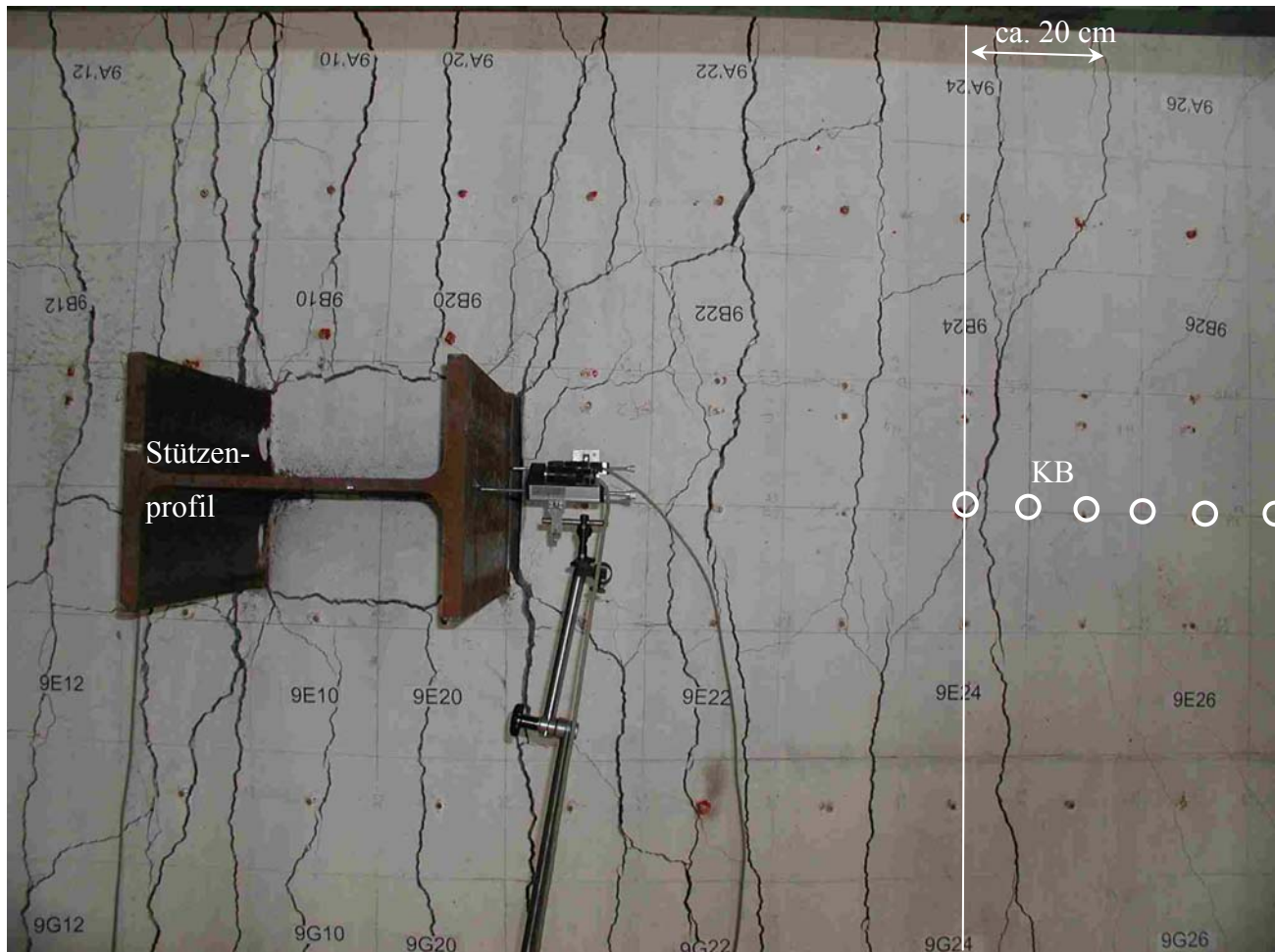


Bild 3.10: Risseverteilung bei Versuch V9 mit großer Plattenbreite (2,0 m)

(e) Bewehrungsgrad

Der Bewehrungsgrad beeinflusste die Versuchsergebnisse nur geringfügig. Selbst bei niedrigem Bewehrungsgrad (0,45 %) wie bei den Versuchen V2 und V8 wurden große Verformungen und eine gleichmäßige Risseverteilung erreicht. Dasselbe gilt für den in Bild 3.10 dargestellten Versuchskörper V9 mit 0,56 % Bewehrung.

(f) Teilverbund

Beim Versuch V6 mit Teilverbund versagten erwartungsgemäß die Verbundmittel, die Bewehrung konnte nur teilweise plastizieren. Das Versagen aller drei Kopfbolzendübel auf einem Träger ereignete sich gleichzeitig und schlagartig.

Tragfähigkeit

Die Momententragfähigkeit wurde nach ENV 1993-1-8 (2003) Anhang J bzw. prEN 1994-1-1 (2003) ermittelt und zwar jeweils für verschiedene Niveaus der Materialfestigkeiten, siehe Tabelle 3.2. Die zugehörigen Werte sind in Tabelle 3.3 Spalten 3 bis 6 und 8 bis 9 enthalten. Zur Nachrechnung der Verbundknotenversuche (Index *mod*) wurden für die Stahlspannungen die im Zugversuch ermittelten Streckgrenzen (Index *pl* in Tabelle 3.2 Zeile 3 und Tabelle 3.3 Spalte 6) bzw. Zugfestigkeiten (Index *u* in Tabelle 3.2 Zeile 5 und Tabelle 3.3 Spalte 9) eingesetzt. Außerdem wurde die Momententragfähigkeit $M_{j,pl,Rk}$ (Tabelle 3.3 Spalte 5) mit den nominellen Streckgrenzen f_{yk} sowie den nominellen Materialdicken t ermittelt (Index *Rk*, Zeile 2 in Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Grundlagen für die Ermittlung der Tragfähigkeit für verschiedene Festigkeitsniveaus

1	2	3	4	5	6	7	8
Lfd. Nr.	Moment	Rotation	Festigkeitsniveau	Materialfestigkeit ermittelt aus	Ermittlung Moment	Mat.-Sicherheitsbeiwert γ_M	Materialdicke t [mm]
1	$M_{j,pl,Rd}$	$\Phi_{j,avail,nom,d}$	Streckgrenze	Nennwert EC3	Dok. 109	1,1 bzw 1,15	Nennwert
2	$M_{j,pl,Rk}$	$\Phi_{j,avail,nom}$	Streckgrenze	Nennwert EC3	Dok. 109	1,0	Nennwert
3	$M_{j,pl,mod}$	$\Phi_{j,avail,mod}$	Streckgrenze	Zugversuche	Dok. 109	1,0	Zugvers.
5	$M_{j,u,mod}$	$\Phi_{j,u,mod}$	Zugfestigkeit	Zugversuche	Dok. 109	1,0	Zugvers.
6	$M_{j,pl,test}$	$\Phi_{j,pl,test}$	Plast. Moment	Großversuch	Versuchswert	1,0	Großversuch
7	$M_{j,u,test}$	$\Phi_{j,u,test}$	Traglast	Großversuch	Versuchswert	1,0	Großversuch

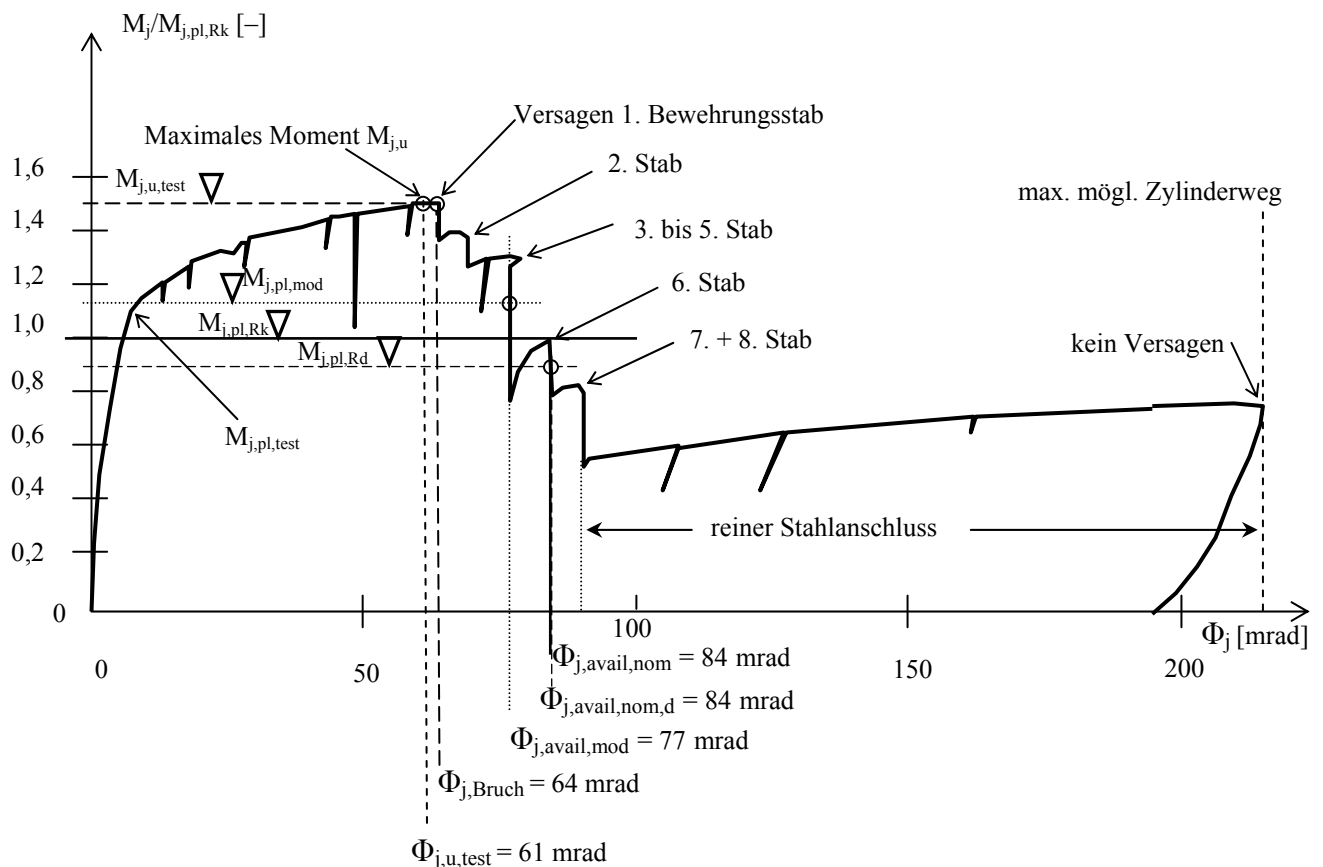


Bild 3.11: Ermittlung der Tragfähigkeiten und vorhandenen Rotationskapazitäten $\Phi_{j,avail}$ am Beispiel von V8

Den Bemessungswert $M_{j,pl,Rd}$ (Tabelle 3.3 Spalte 4) erhält man mit den um Materialsicherheitsbeiwert γ_M abgeminderten Streckgrenzen (Index Rd , Zeile 1 in Tabelle 3.2).

Der plastische Momentenwert $M_{j,pl,test}$ (Tabelle 3.3 Spalte 3) wurde zunächst aus der $M-\Phi$ Kurve an der Stelle des Knickes herausgelesen. Er stimmte mit den rechnerischen Werten $M_{j,pl,mod}$ nach ECCS Doc. 109 (1999) recht gut überein, siehe Tabelle 3.3 Spalte 6 und 7.

Tabelle 3.3: Versuchsergebnisse bezüglich Tragfähigkeit der Verbundknoten

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Vers. Nr.	Krag- arm	$M_{j,pl,test}$ [kNm]	$M_{j,pl,Rd}$ [kNm]	$M_{j,pl,Rk}$ [kNm]	$M_{j,pl,mod}$ [kNm]	$\frac{M_{j,pl,test}}{M_{j,pl,mod}}$	$M_{j,u,test}$ [kNm]	$M_{j,u,mod}$ [kNm]	$\frac{M_{j,u,test}}{M_{j,u,mod}}$	$\frac{M_{j,u,test}}{M_{j,pl,Rk}}$	Versa- gen Art*
1	1	364	281	321	379	0,96	466	452	1,03	1,45	RFT
1	2		281	321	379		459	452	1,02	1,43	
2	2	390	281	321	379	1,03	481	452	1,06	1,50	RFT
3	1	503	377	427	503	1,00	658	581	1,13	1,54	BT
3	2		377	427	503		645	581	1,11	1,51	
4	2	383	281	321	379	1,01	465	452	1,03	1,45	RFT
5	1	599	434	497	588	1,02	683	694	0,98	1,37	RFT
5	2		434	497	588		689	694	0,99	1,39	
6	1	354	236	288	324	1,09	406	324	1,25	1,41	KB
6	2		236	288	324		410	324	1,27	1,42	
7	2	271	204	232	275	0,99	347	331	1,05	1,50	RFT
8	1	251	204	232	275	0,91	345	331	1,04	1,49	RFT
8	2		204	232	275		338	331	1,02	1,46	
9	1	575	434	497	588	0,98	680	694	0,98	1,37	RFT
9	2		434	497	588		671	694	0,97	1,35	

* siehe Tabelle 2.2 „Abk.“

Die mit den Zugfestigkeiten ermittelten Werte $M_{j,u,mod}$ beinhalten die Materialverfestigung. Wie erwartet liegen diese Werte den im Versuch erreichten maximalen Momententragfähigkeiten $M_{j,u,test}$ am nächsten, vgl. Tabelle 3.3 Spalte 10. Die maximale Abweichung in Höhe von 27 % trat bei Versuch V6 mit Teilverbund und daraus resultierendem **Dübelversagen** (KB) auf. Dies beruhte darauf, dass keine Ergebnisse von Push-Out Versuchen der Kopfbolzendübel vorlagen, um die Dübeltragfähigkeit genauer zu erfassen, sondern nur die rechnerischen Werte nach ENV 1994-1-1 (1994) verwendet werden konnten.

Bei Versuchen mit **Bewehrungsversagen** (RFT) beträgt die maximale Abweichung der Tragfähigkeit nur 6 %. Somit kann man bei bekannter Zugfestigkeit $f_{u,mod}$ der verwendeten Materialien die Knotentragfähigkeit mit dem Komponentenmodell ziemlich genau ermitteln.

Beim Versuch V3 mit **Schraubenversagen** (BT) war die tatsächliche Tragfähigkeit $M_{j,u,test}$ um bis zu 13 % größer als der rechnerische Wert $M_{j,u,mod}$. Die Stirnplatte gewann gegenüber der vereinfachten Berechnung nach prEN 1993-1-8 (2003) an Tragfähigkeit bedingt durch die Aktivierung von Membrankräften bei größeren plastischen Verformungen, siehe hierzu auch Tabelle 3.4 Spalte 8.

Somit wurde bei großen Verformungen die Schraube stärker als erwartet beansprucht und die Schraube versagte.

Bei Versuch V9 wurde zur Ermittlung der Momententragfähigkeiten die gesamte Bewehrung im Bereich von **2,0 m Plattenbreite** berücksichtigt. Zum Vergleich ergab sich gemäß prEN 1994-1-1 (2003) Figure 5.1 eine rechnerische mittragende Plattenbreite b_{eff} des Betongurtes von lediglich 1,08 m beim Kragarm der Länge L_0 :

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot L_0 / 4 = 2 \cdot 2,17 \text{ m} / 4 = 1,08 \text{ m}. \quad (3.1)$$

Die Tragfähigkeit lag bei Versuch V9 mit der 2,0 m breiten Platte nur um 2 % niedriger als bei V5 mit der gleichen Bewehrungsmenge, vgl. Tabelle 3.3 Spalte 8. Berücksichtigt man bei der rechnerischen Tragfähigkeit nach ECCS Doc. 109 (1999) nur die Bewehrung innerhalb der mitwirkenden Breite des Versuchskörpers, so wird die Tragfähigkeit mit dem Faktor 2,07 unterschätzt. Amadio (2004) stellte ebenfalls fest, dass die in Versuchen ermittelten mittragenden Breiten höher liegen als nach prEN 1994-1-1 (2003). Die größere mitwirkende Breite sollte also für die rechnerische Tragfähigkeit nutzbar gemacht werden, da sich hierdurch u. U. eine Verdoppelung der Knotentragfähigkeit ergibt, was einen erheblichen wirtschaftlichen Vorteil bedeutet. Andererseits beeinflusst eine größere mittragende Breite die Versagensart und damit auch die vorhandene Rotationskapazität des Knotens, vgl. Kap. 3.3.7.7. Der Nachweis der Lastausbreitung auf eine größere mitwirkende Breite kann mit Hilfe von Stabwerkmodellen erfolgen. Ggf. ist die Querbewehrung sowie die Anzahl der Kopfbolzendübel im Stützbereich geringfügig zu erhöhen. Der Versuch V9 kann als einzelner Versuch nur Tendenzen zeigen. Zu weitergehenden Schlussfolgerungen sind genauere rechnerische oder experimentelle Untersuchungen erforderlich.

In Bild 3.12 ist der lineare Zusammenhang zwischen Knotentragfähigkeit $M_{j,u,\text{test}}$ und Bewehrungsmenge A_s deutlich zu erkennen. Der Traganteil $M_{j,pl,Ep}$ des reinen Stirnplattenanschlusses ergibt sich näherungsweise anschaulich als Schnittpunkt der geraden Trendlinie mit der vertikalen Achse (entspricht Bewehrungsgehalt von 0 cm^2), siehe Bild 3.12. Beim Versuch V9 mit vergrößerter Plattenbreite ($b = 2,0 \text{ m}$) wurde dieselbe Tragfähigkeit erreicht wie beim Versuch V5 (Plattenbreite 1,0 m) mit identischer Bewehrungsmenge.

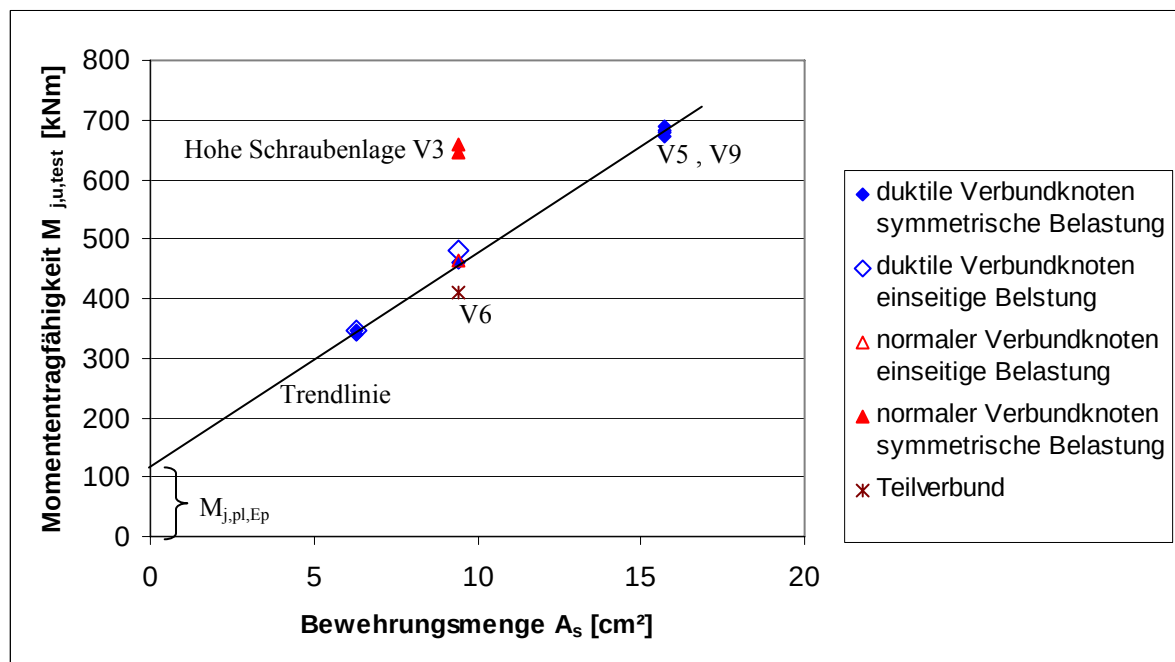


Bild 3.12: Momententragfähigkeiten in Abhängigkeit von der Bewehrungsmenge

Die neue Anordnung der Kopfbolzendübel (Zugbandeffekt, Bild 3.1a) hatte wie erwartet keinen Einfluss auf die Knotentragfähigkeit. Deutlich zu sehen ist, dass beim Versuch V6 mit Teilverbund die Bewehrung nicht voll ausgenutzt war, da dieser Punkt deutlich unter der Trendlinie liegt. Beim Versuch V3 wurde aufgrund der hohen Schraubenlage mit einem wesentlich größeren Hebelarm der Schraube eine wesentlich höhere Tragfähigkeit erreicht.

Tabelle 3.3 Spalte 11 zeigt, dass die im Versuch erreichten Tragfähigkeiten $M_{j,u,test}$ 35 bis 55 % über den mit nominellen Werten ermittelten plastischen Momententragfähigkeiten $M_{j,pl,Rk}$ liegen. Dies liegt zum einen an der Materialüberfestigkeit (ca. 20 % über der charakteristischen Streckgrenze bei der Bewehrung) und zum anderen an der Materialverfestigung, durch die bei der Bewehrung nochmals ca. 15 % an Tragfähigkeit gewonnen wird.

Vorhandene Rotationskapazität

Die Ermittlung der Knotenrotation aus den Versuchen ist in Kuhlmann/Schäfer (2003), Kap. 5.2.4 ausführlich dargestellt. Dabei wurden auch 15 cm des an den Anschluss angrenzenden Trägerbereiches berücksichtigt, um die plastischen Verformungen des Riegelflansches auf Druck zu erfassen.

Die verschiedenen vorhandenen Knotenrotationen wurden entsprechend Bild 3.11 in Abhängigkeit vom jeweiligen Momentenniveau bestimmt (Tabelle 3.2). Die Rotation $\Phi_{j,Bruch}$ fiel nicht mit der Rotation $\Phi_{j,u,test}$ bei Erreichen der Maximalbelastung zusammen (Bild 3.11), da sich durch die Bruch einschnürung ein zusätzlicher Verformungsanteil w_{BE} der Bewehrung ergab. Die Knotenrotation $\Phi_{j,Bruch}$ existiert nur bei schlagartigem Versagen, das bei Trenn- oder Scherbruch auftritt (z. B. Bewehrung auf Zug, Kopfbolzendübel, Schrauben). Bei diesen Versagensformen fällt die Tragfähigkeit nach Erreichen der Maximallast stark ab, und die vorhandene Rotationskapazität wird vom betrachteten Momentenniveau nur geringfügig beeinflusst, vgl. Bild 3.11. Im Folgenden wird der Einfluss einzelner Einflussgrößen auf die vorhandene Rotationskapazität kurz dargestellt, vgl. Bild 3.13.

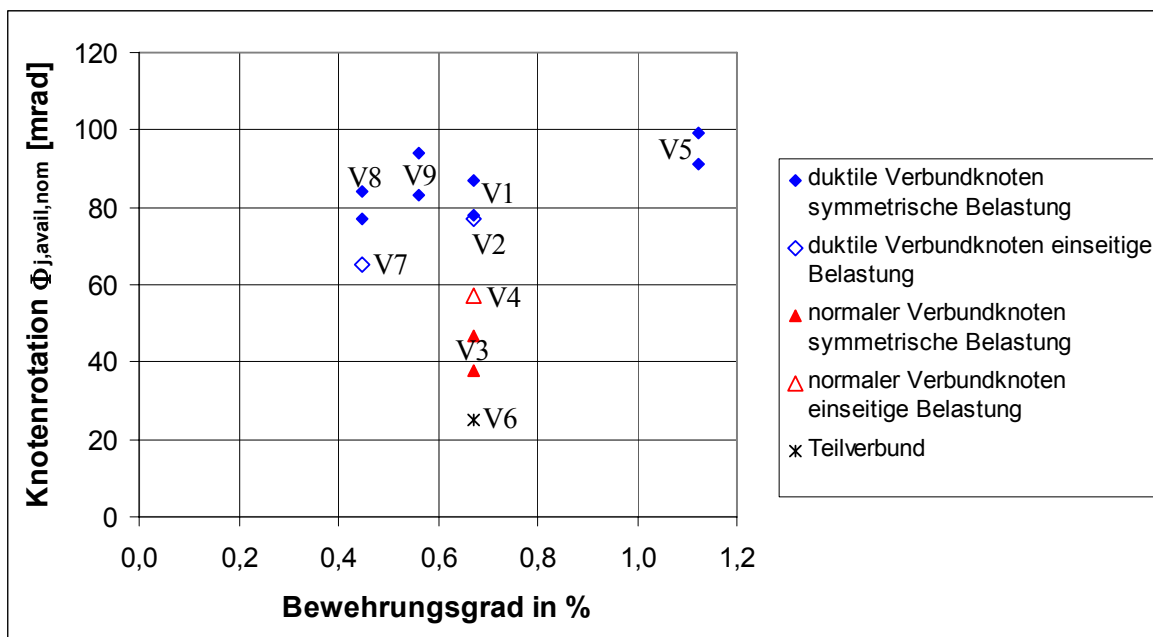


Bild 3.13: Vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail,nom}$ in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad

Durch den **Zugbandeffekt** (vgl. V1 mit V3) verdoppelte sich die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail,nom}$ des Verbundknotens von etwa 40 mrad auf etwa 80 mrad, vgl. Bild 3.13. Bei den asymmetrischen Versuchen erhöhte sich die vorhandene Rotationskapazität durch den Zugbandeffekt von knapp 60 mrad auf nahezu 80 mrad (vgl. V4 mit V2).

Eine Erhöhung des **Bewehrungsgrades** bewirkte eine weitere Erhöhung der Rotationskapazität, vgl. Ergebnisse der Versuche V5 mit V8 und V1 in Bild 3.13. Jedoch ließen sich im Versuch auch mit einem sehr geringen Bewehrungsgrad von 0,45 % sehr hohe Rotationskapazitäten von über 80 mrad erreichen, vgl. Ergebnisse des Versuches V8.

Bei V9 mit **großer Plattenbreite** und einem Bewehrungsgrad von lediglich 0,56 % betrug die Rotationskapazität ebenfalls über 80 mrad; sie lag damit über der Rotationskapazität des Versuches V1, der mit 0,67 % einen höheren Bewehrungsgrad aufweist. Der Versuch V9 erreichte sogar nahezu die Rotationskapazität des Versuches V5 mit hohem Bewehrungsgrad (1,12 %), siehe Bild 3.13. Die Rotationsfähigkeit scheint nur unwesentlich davon abzuhängen, auf welche Plattenbreite die Bewehrung verteilt wird, vgl. Ergebnisse der Versuche V9 mit V5 mit gleichem Bewehrungsquerschnitt A_s in Bild 3.12. Bei einer großen Plattenbreite (V9) ergaben sich sogar geringfügig höhere Rotationskapazitäten, obwohl ein geringerer Bewehrungsgrad vorhanden war.

Eine **einseitige Belastung** ist für die vorhandene Rotationsfähigkeit $\Phi_{j,avail,nom}$ von untergeordneter Bedeutung. In Versuch V7 mit einseitiger Belastung ergaben sich 65 mrad statt der in Versuch V8 erreichten 77 mrad, vgl. Bild 3.13. In Versuch V2 reduzierte sich im Vergleich zu V1 die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail,nom}$ durch eine einseitige Belastung nur minimal von 78 auf 77 mrad.

Teilverbund wirkt sich auf die Duktilität des Verbundknotens sehr ungünstig aus, siehe Ergebnisse des Versuches V6. Die Relativverschiebung der Kopfbolzendübel betrug kurz vor dem Bruch etwa 11 mm, wie aus der Schlupfmessung S2 in der Mitte des Kragarmes hervorgeht, vgl. Kuhlmann/Schäfer (2003) Bild 5.47. Dies ist zwar wesentlich mehr als die laut Norm prEN 1994-1-1 (2003) Abs. 6.6.1.1 (5) geforderten 6 mm, jedoch wesentlich weniger als die von der Stahlbetonplatte oder der duktil ausgebildeten Stirnplatte erreichbaren Verformungen.

Komponentenverformungen

Die Rotationsfähigkeit der Verbundknoten wird im Wesentlichen durch die plastischen Verformungsanteile der versagenden Komponenten erzielt. So basierte bei den Versuchen mit Bewehrungsversagen die erreichte Knotenrotation zu über 90 % auf dem Fließen der Bewehrung und damit auf der Verformbarkeit der Komponente Bewehrung auf Zug (RFT).

Beim Versuch V6 mit Dübelversagen ergaben sich wesentliche Verformungsanteile sowohl beim Kopfbolzendübel als auch durch das Fließen der Bewehrung.

Weiterhin ergaben sich größere Verformungen bei der plastizierenden Komponente „Stirnplatte auf Biegung“ (EPB). Die Komponentenverformung der Stirnplatte auf Biegung (EPB) steigt sowohl linear mit der Knotenrotation als auch linear mit der Höhe der Schraubenlage z_{Ep} (bezogen auf Achse des unteren Riegelflansches), vgl. Bild 3.14. Der aus der Steigung der Trendlinie ermittelte Hebelarm $z_{Ep,test}$ (vgl. Bild 3.20b) bezüglich des Drehpunktes beträgt 0,14 m. Der Drehpunkt befand sich damit ca. 30 mm über der unteren Flanschachse.

Andere Komponenten wie „Stützensteg auf Zug (CWT), Stützensteg auf Druck (CWC), Stützensteg auf Schub (CWS), Stützenflansch auf Biegung (CFT) und Riegelflansch auf Druck (BFC) lieferten nur einen untergeordneten Beitrag zur Verformbarkeit, da diese Komponenten nur gering ausgenutzt

und lediglich elastisch beansprucht wurden. Geringe teilplastische Verformungsanteile der druckbeanspruchten Komponenten CWC und BFC traten nur bei den Versuchen V3, V5 und V9 mit großer Tragfähigkeit der Zugkomponenten auf.

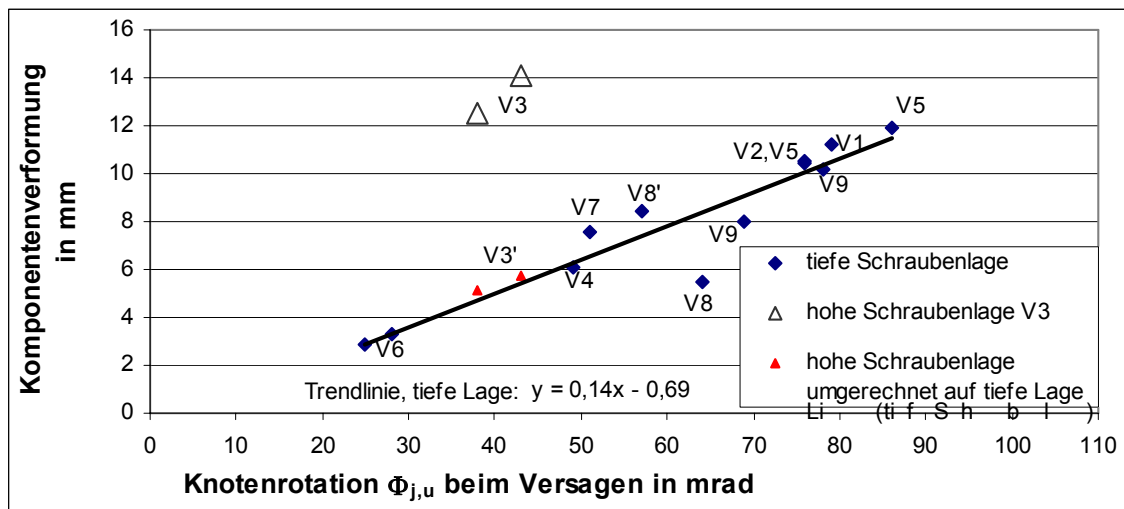


Bild 3.14: Verformungsmessung der Komponenten Stirnplatte auf Biegung (EPB) und Riegelstegs auf Zug (BWT), wobei die Verformung BWT vernachlässigbar gering ist

Durch den geringen Abstand der Schraube zum unteren Riegelflansch überlagert sich die Zugdehnung der Komponente „Stützensteg auf Zug“ (CWT) mit der Stauchung der Komponente „Stützensteg auf Druck“ (CWC), vgl. Bild 3.15. Somit verringert sich die Stauchung des Stützensteges im Druckbereich (CWC) und damit ergibt sich hier eine geringere Verformung w_{CWC} der Komponente CWC als bei dem sonst üblichen großen Schraubenabstand.

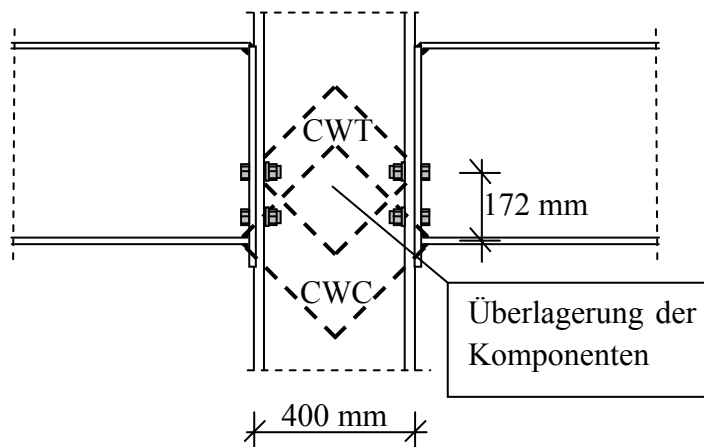


Bild 3.15: Überlagerung der Komponenten Stützensteg auf Zug (CWT) und Stützensteg auf Druck (CWC)

3.2.2 Stahlknotenversuche

Das vorzeitige Schraubenversagen im Verbundknotenversuch V3 hatte gezeigt, dass eine duktile Ausbildung des Stirnplattenanschlusses unerlässlich ist. Die Verbundknotenversuche wurden durch Stahlknotenversuche an den nicht zerstörten Stahlquerschnitten ergänzt, um den Einfluss der Schraubenanordnung auf die Duktilität zu untersuchen. Hierbei wurde u. a. die hohe Schraubenlage mit größerem Schraubendurchmesser M30 sowie eine optimierte Schraubenlage untersucht, vgl. Tabelle 3.4. Die Stirnplattenanschlüsse sind in Kuhlmann/Schäfer (2003), Bild 5.77 dargestellt. Die Versuchsergebnisse sind dort in Kapitel 5.3 ausführlich beschrieben.

Tabelle 3.4: Vergleich der Tragfähigkeiten bei den Stahlknotenversuchen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Versuch	wie Verbundknoten	Schrauben	wie Bild	Durchmesser	$M_{j,pl,mod}$	$M_{j,u,test}$	$\frac{M_{j,u,test}}{M_{j,pl,mod}}$	$\phi_{j,u,test}$	Versagen
Nr.	Nr.	Lage	Nr.	mm	kNm	kNm	---	mrad	
V2a	alle außer V3	tief	3.2b	30	65	165	2,54	174	Traglast nicht erreicht
V4a	---	optimiert	3.16	30	118	317	2,69	139	Stirnplatte (Ausknöpfen)
V4b	V3	hoch	3.17	30	268	524	1,96	73	Stirnplatte (Ausknöpfen)
V7a	V3	hoch	3.2a	24	191	329	1,72	37	Schraube
V7b	V3	hoch	3.2a	24	256	437	1,71	53	Schraube
V7c	V1-V9	unterste	3.2	24	28	49	1,75	96	Traglast nicht erreicht

kursiv: Pressenweg erschöpft, Traglast nicht erreicht

Bei großen Verformungen der Stirnplatte trat eine Verfestigung des Stirnplattenmaterials ein, und aufgrund von Membrankräften hängte sich die Schraube in die Stirnplatte. So war die in den Versuchen V2a, V4a und V4b ermittelte tatsächliche Tragfähigkeit der Komponente „Stirnplatte auf Biegung“ (EPB) 2 bis 2,7 Mal so groß wie die gemäß ENV1993-1-1/A2 (1998) Annex J berechnete plastische Komponententragfähigkeit, die mit den realen Materialkennwerten (Index mod) ermittelt wurde, vgl. Tabelle 3.4 Spalte 8. Durch diese „Überfestigkeit“ und eine Zwangsbeanspruchung der Schraube auf Biegung (vgl. Bild 3.6) ergab sich ein vorzeitiges Schraubenversagen bei den Versuchen V3, V7a sowie V7b mit hoher Schraubenlage und Schraubendurchmesser 24 mm. Die volle Tragfähigkeit der Komponente „Stirnplatte auf Biegung“ (EPB) wurde dort nicht erreicht.



Bild 3.16: Optimierte Lage M30 (V4a)



Bild 3.17: Hohe Lage M30 (V4b)

Bei den Versuchen mit einem auf 30 mm vergrößerten Schraubendurchmesser ergab sich sowohl bei der optimierten (V4a) als auch bei der hohen Schraubenlage (V4b) ein sehr duktiles Verhalten der Stirnplatte, und gegen Versuchsende war ein Ausknöpfen der Schrauben zu beobachten, vgl. Bilder 3.16 und 3.17. Trotz des geringen Abstandes der Schraube zur Flanschnaht und zur Stegnaht konnte sich die Stirnplatte erheblich verformen. Bei dem sogenannten Ausknöpfen der Schrauben wurde die Stirnplatte aufgrund von kombinierter Zug-, Biege- und Schubbeanspruchung überbeansprucht, was schließlich zum Bruch der Stirnplatte führte. Die Stirnplatte versagte in einem kreisförmigen Bereich um die Schraube. Hierbei wurden große Rotationskapazitäten erreicht, vgl. Tabelle 3.4 Spalte 9. Das Versagen war gekennzeichnet durch einen langsam abfallenden Ast nach Erreichen der Traglast $M_{j,u}$, so dass die rechnerische Momententragfähigkeit $M_{j,pl,Rk}$ beim Versuch V4b erst nach einer weiteren Rotation von 36 mrad unterschritten wurde. Die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail,nom,k}$ betrug somit 109 mrad.

3.2.3 Komponentenzugversuche an Stahlbetondehnkörpern

3.2.3.1 Zielsetzung der Komponentenversuche

Zusätzlich wurden drei sogenannte Komponentenzugversuche (V10 bis V12) an Stahlbetondehnkörpern realisiert. Ziel war es, das Verhalten der Stahlbetondehnkörper unter Zugbeanspruchung mit dem Verhalten der Komponente RFT im Verbundknoten zu vergleichen. So konnte der Einfluss des mitwirkenden Betons auf die Steifigkeit, Tragfähigkeit und Verformbarkeit ermittelt werden. Die Komponentenzugversuche bildeten die Basis für die Modellierung der Komponente „Stahlbetonplatte auf Zug“, vgl. Rechenmodell Kap. 3.3.2. Eine detaillierte Versuchsbeschreibung ist in Kuhlmann/Schäfer (2003) enthalten. Durch die Auswertung zahlreicher neuerer ausgeführter Komponentenzugversuche kann die plastische Verformbarkeit von Stahlbeton auf Zug gegenüber ECCS Doc. 109 (1999) unter Berücksichtigung der Duktilitätseigenschaften (v. a. Verfestigungsfaktor f_u/f_y) des Bewehrungsstahles genauer erfasst (Kap. 3.3.11) und gleichzeitig vereinfacht werden.

3.2.3.2 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden vertikal in die Prüfmaschine eingebaut und weggesteuert bis zum Bruch belastet. Mit Hilfe der langen Wegaufnehmer wurde die Gesamtverformung ermittelt, vgl. Bild 3.18. Die Rissbreite kann im Allgemeinen direkt durch die kurzen Wegaufnehmer (WA) bestimmt werden, da diese jeweils mittig über die Bügelbewehrung hinweg montiert wurden. Es bildeten sich im Versuchsverlauf sehr gleichmäßig verteilte Risse und zwar immer genau an der Bügelbewehrung, vgl. Bild 3.18.

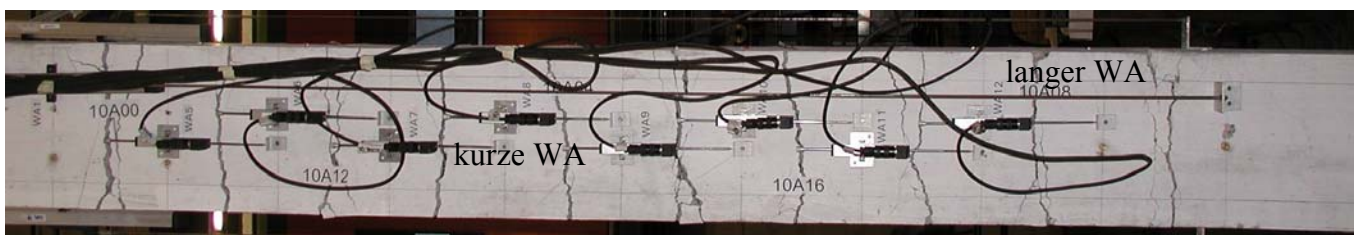


Bild 3.18: Rissbildung und Rissbreitenmessung am Stahlbetondehnkörper (V10)

3.2.3.3 Ergebnisse der Komponentenzugversuche

Die Zugfestigkeit f_u der Bewehrung in den Komponentenversuchen stimmte nahezu mit der Zugfestigkeit aus den Bewehrungszugversuchen überein. Durch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen halbierte sich die mittlere Dehnung bei Höchstlast $\varepsilon_{sm,u}$ dagegen bei den Komponentenversuchen in etwa.

Die in den Komponentenversuchen ermittelte Zugfestigkeit $f_{ct,test}$ des Betons liegt mit $1,3 \text{ N/mm}^2$ wesentlich unter dem Wert von $2,85 \text{ N/mm}^2$, der sich gemäß Hilsdorf (1996) aus den unbewehrten Spaltzug- bzw. Biegezugversuchen errechnen lässt, vgl. Kuhlmann/Schäfer (2003). Durch die Spannungskonzentrationen an der Bügelbewehrung erfolgte ein frühes Reißen des Betons, vgl. auch Elz (2000). Somit bilden sich auch bei Unterschreiten des rechnerischen Mindestbewehrungsgrades mehrere verteilte Risse anstatt eines erwarteten Einzelrisses. Hieraus resultieren größere Verformbarkeiten. Ein Abschluss der Rissbildung erfolgte bereits bei $1,7 \text{ N/mm}^2$. Das Lastniveau der Erst-rissbildung hängt von der Zugfestigkeit des Betons und somit von der Betongüte und dem Betonquerschnitt ab und tritt wie erwartet unabhängig vom Bewehrungsgrad auf, vgl. Kuhlmann/Schäfer (2003) Tabelle 5.32 Spalte 3.

Der fiktive E-Modul des im Beton eingebetteten Bewehrungsstahls liegt zwischen 207.000 und 217.000 N/mm^2 und damit nur unwesentlich höher als 197.000 N/mm^2 , dem E-Modul der Bewehrungszugversuche. Somit hat hier die Mitwirkung des Betons (tension-stiffening-Effekt) nur einen geringen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Bewehrungsstabes auf Zug.

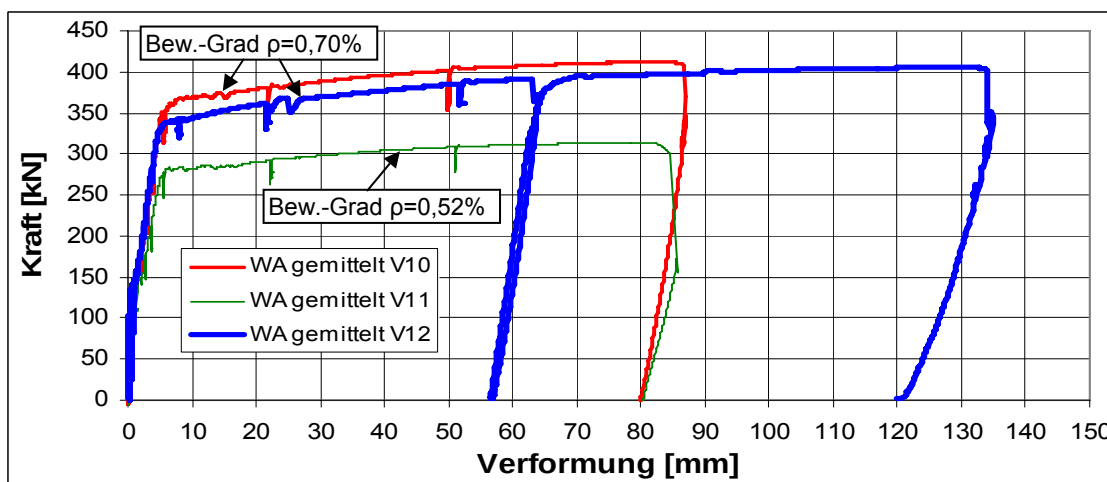


Bild 3.19: Vollständiges Kraft-Verformungsdiagramm der Komponentenzugversuche (Dehnlänge $L_0 = 1800 \text{ mm}$)

Die Verfestigung trat sehr früh ab einer Verformung von 5 bis 9 mm ein, was einer Dehnung von 0,5 bis 1 % entspricht. Im Vergleich hierzu lag der Wert bei den reinen Bewehrungszugversuchen bei 2 bis 3 %, vgl. Versuchsbericht von Kuhlmann/Schäfer (2004). Dies liegt daran, dass neben der plastizierten Risszone bedingt durch die Verbundspannungen eine geringere Spannung als die Fließspannung im Bewehrungsstahl vorhanden ist, und dieser noch nicht fließt. Dieser benachbarte Bereich beginnt erst zu fließen, wenn der Bewehrungsquerschnitt im Riss durch die Verfestigung eine Stahlspannung erreicht, die höher ist als die Fließspannung, so dass im benachbarten Bereich nun trotz der durch die Verbundspannung ausgeleiteten Kräfte die Fließspannung erreicht wird. Es plastizieren somit zunächst nur kleine Bereiche im Riss. Erst durch die Verfestigung des Stahles im Riss dehnen sich die plastischen Zonen nach und nach in die benachbarten Bereiche aus. Folglich ist kein so flaches Fließplateau vorhanden wie beim nackten Stahl. Die Steigung der Kurve im Verfestigungsbereich nimmt im plastischen Bereich stets weiter ab, vgl. Bild 3.19. Es ergibt sich ein langes Lastplateau vor dem plötzlichen Lastabfall beim Bruch der Bewehrung.

3.3 Untersuchungen am Verbundknotenmodell

3.3.1 Allgemeines

Um Voraussagen für die Knotencharakteristik und die vorhandene Rotationskapazität von Verbundknoten zu ermöglichen, wird im Folgenden ein Berechnungsmodell für den Verbundknoten entwickelt, das auf der Komponentenmethode basiert. Mit diesem Modell werden Vergleichsrechnungen (Kap. 3.3.8) und Parameterstudien (Kap. 3.3.7) über das Knotenverhalten durchgeführt. Die Ausgangswerte sowie weitere Ergebnisse der Vergleichsrechnungen sind im Anhang B aufgeführt.

3.3.2 Berechnungsmodell

3.3.2.1 Knotenkomponenten

Im Folgenden wird auf die Anordnung der Komponenten im Knoten eingegangen. Weiterhin wird ermittelt, inwieweit die einzelnen Knotenkomponenten zur Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ des Gesamtknotens beitragen.

Entsprechend dem Bild 3.20 ergeben sich drei Komponentenebenen:

1. Stahlbetonplatte unter Zug (RFT)
2. Schraubenverbindung (Ep)
3. Druckbereich (c)

Jede dieser Ebenen besteht aus mehreren hintereinander liegenden Komponenten. Die in Bild 3.20 dargestellten Komponenten einer Knotenhälfte mit den Komponentenverformungen werden im Folgenden näher erläutert.

Ebene 1 (RFT):

Im Zugbereich verformen sich die Bewehrungslagen (RFT) bei gleichzeitiger Rissbildung. Aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbundmittel (KB) findet im Lasteinleitungsbereich eine Relativverschiebung zwischen der Betonplatte und dem Riegelflansch statt.

Ebene 2 (Ep):

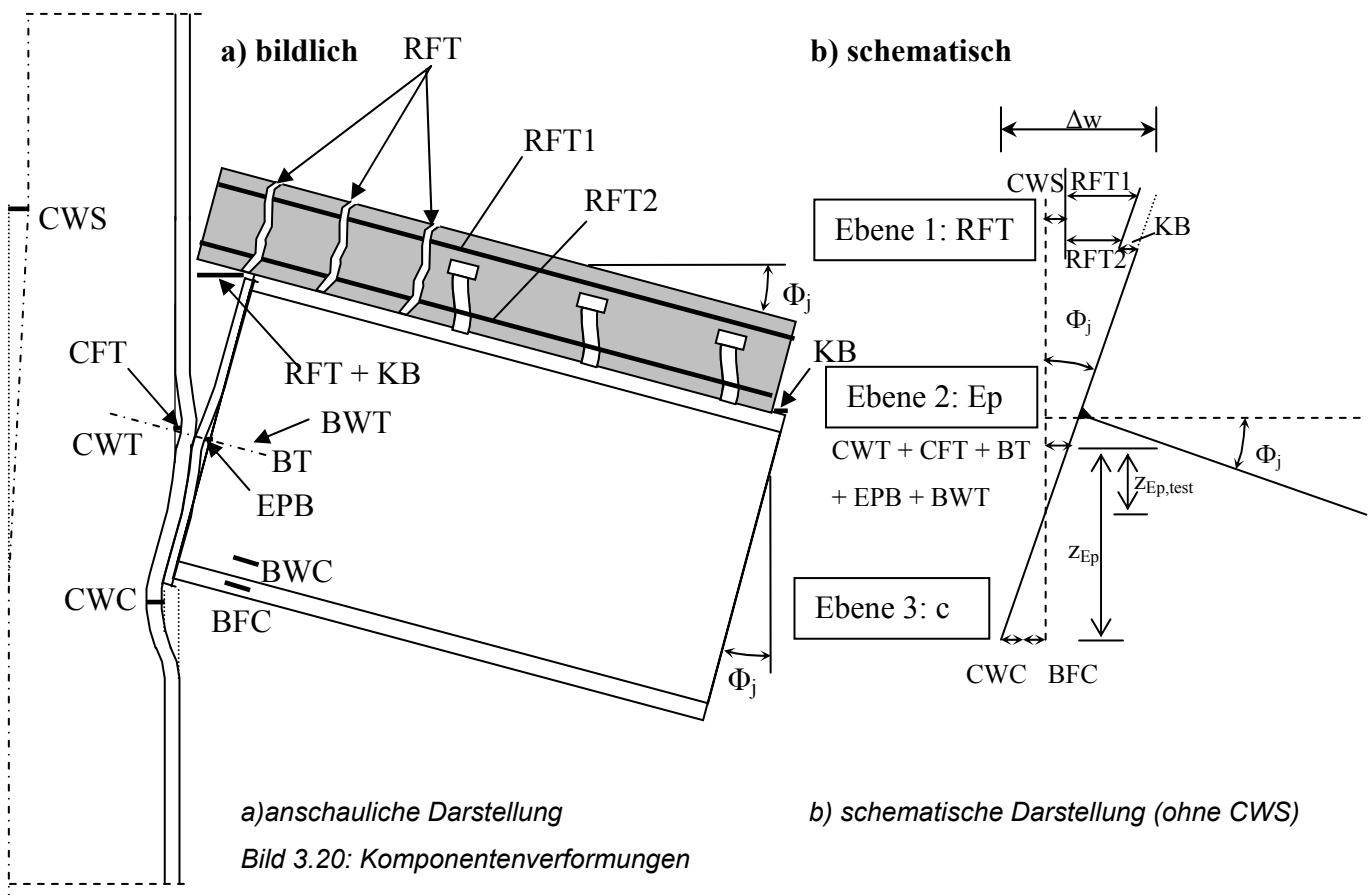
Die Komponenten der Ebene 2 werden ebenfalls auf Zug beansprucht. Dazu gehören die hintereinander liegenden Komponenten Stützensteg auf Zug (CWT), Stützenflansch auf Biegung (CFT), Schrauben auf Zug (BT), Stirnplatte auf Biegung (EPB) sowie dem Riegelsteg auf Zug (BWT). Bei der hohen Schraubenlage (Versuch V3) befindet sich parallel zur Komponente Riegelsteg auf Zug auch die Komponente Riegelflansch auf Zug (BFT).

Ebene 3 (c):

Die Komponenten der Ebene 3 werden auf Druck beansprucht. Dazu gehören die Komponenten Stützensteg auf Druck (CWC) und der Komponente Riegelflansch auf Druck (BFC). Bei der Komponente Stützensteg auf Druck wird nicht die gesamte Verformung des Stützensteges sondern nur die Verformung für eine Knotenhälfte betrachtet.

Tabelle 3.5: Kurzbezeichnungen der Knotenkomponenten

Abk.	Komponente	Abk.	Komponente
RFT	Bewehrung auf Zug	CWT	Stützensteg auf Zug
RFT1	Bewehrung auf Zug obere Lage	BFT	Riegelflansch auf Zug
RFT2	Bewehrung auf Zug untere Lage	BFC	Riegelflansch auf Druck
KB	Kopfbolzendübel	BWT	Riegelsteg auf Zug
EPB	Stirnplatte auf Biegung	BWC	Riegelsteg auf Druck
BT	Schrauben auf Zug	CWC	Stützensteg auf Druck
CFT	Stützenflansch auf Biegung	CWS	Stützensteg auf Schub



In Bild 3.20b sind die einzelnen Komponenten schematisch dargestellt. Die Komponentenverformungen werden in der Berechnung aus den Kraft-Weg Kurven der Komponenten und den Gleichgewichtsbedingungen $\sum M = M_j$ und $\sum N = 0$ am Knoten ermittelt.

Für die Knotenrotation gilt:

$$\Phi_j = (w_{CWC} + w_{BFC} + w_{CWT} + w_{CFT} + w_{BT} + w_{EPB} + w_{BWT} + w_{CWS}) / z_{Ep} \quad (3.2)$$

wobei die Verformung der Schraube auf Zug w_{BT} und der Stirnplatte auf Biegung w_{EPB} in der Regel zu w_{EPT} zusammengefasst wird.

$$w_{BT} + w_{EPB} = w_{EPT} \quad (3.3)$$

Bei der Ermittlung der Verformung der Betonplatte werden die beiden Bewehrungslagen RFT1 und RFT2 (Bild 3.20) zusammengefasst und in der Mitte der Betonplatte angeordnet (Bild 3.21).

3.3.2.2 Gesamtmodell

Die Berechnung für einen Verbundknoten mit einem bündigen Stirnplattenanschluss und einem angeschlossenen Verbundträger (Kragarm) unter einer Einzellast P (Bild 3.21) wird mit einem selbst programmierten Excel-Makro durchgeführt. Wie später noch gezeigt wird, ist es vor allem für die Nachrechnungen im plastischen Bereich erforderlich, die Eingangsparameter Material- und Komponentenverhalten sehr genau abzubilden.

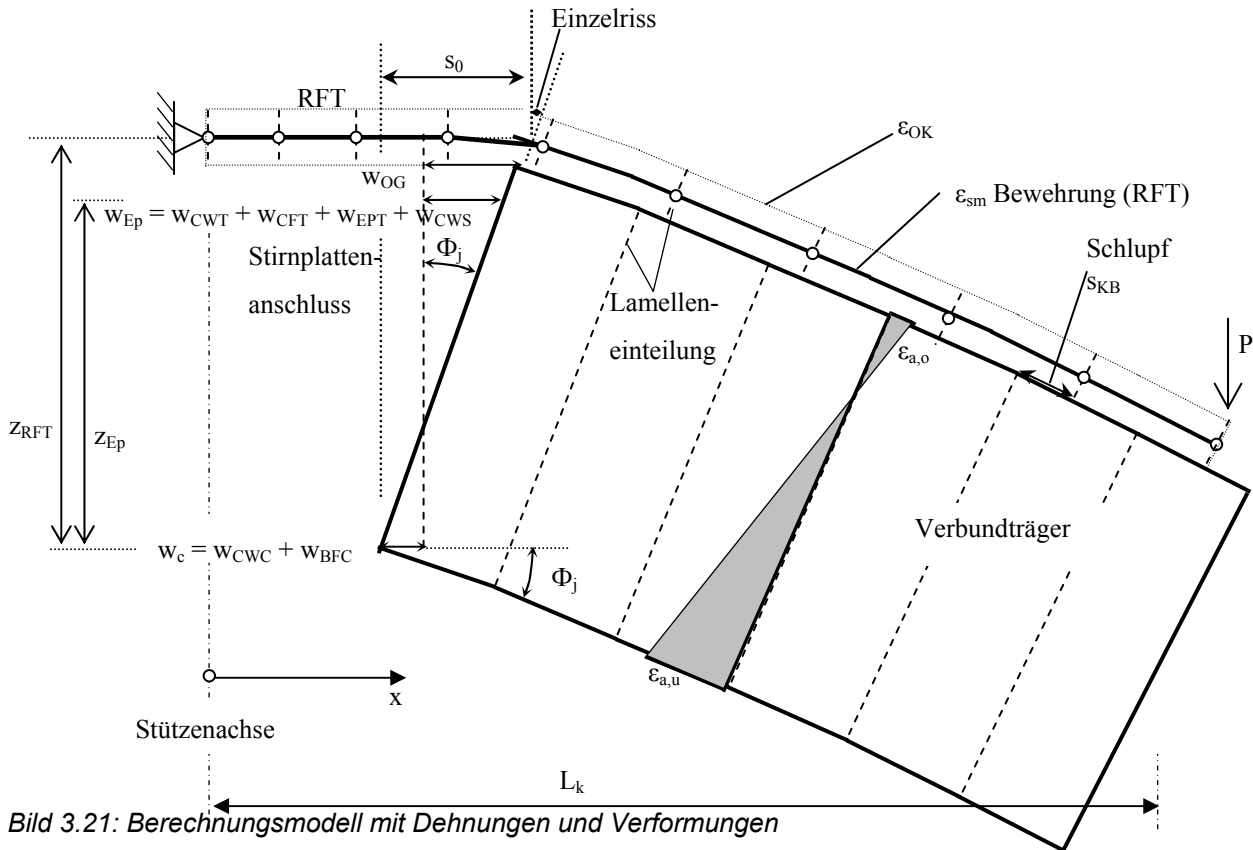


Bild 3.21: Berechnungsmodell mit Dehnungen und Verformungen

Das Modell beruht auf dem Komponentenmodell und berücksichtigt das Verhalten des angrenzenden Verbundträgers. Folgende Komponenten können als nichtlineare Federn implementiert werden:

- Stützensteg auf Zug (CWT)
- Stützenflansch auf Biegung (CFT)
- Stirnplatte auf Biegung (EPT)
- Stützensteg auf Druck (CWC)
- Riegelflansch auf Druck (BFC)

Bei einem Versagen der Komponente CWC kann durch die Berücksichtigung des absteigenden Astes auch der Nachtraglastbereich erfasst werden (Bild 2.4).

Der Verbundträger wird in ca. 50 Lamellen à 50 mm eingeteilt, ähnlich wie bei einer Finiten Elemente Berechnung von Stabwerken, vgl. Bild 3.21. Der Verbundträger gliedert sich in die Elemente Stahlträger und Betonplatte. Beide Elemente sind über Kopfbolzendübel verschieblich miteinander verbunden. Das Verhalten der Kopfbolzendübel kann durch eine polygonale Dübelkennlinie vorgegeben werden. Der Stahlträger wird als Balken mit eben bleibenden Querschnitten (Bernoulli Hypothese) idealisiert und verhält sich linear elastisch (Vorgabe E-Modul). In dem betrachteten Bereich des Verbundträgers (Stützmoment) tritt bei Verwendung von teiltragfähigen Knoten lediglich beim

Lasteinleitungsbereich der Komponente BFT eine lokale Plastizierung auf, was gesondert berücksichtigt wird, vgl. Erklärung zu Bild 3.23. Die Stahlbetonplatte auf Zug wird durch einen Stab (Achse Betonplatte) mit einer polygonalen Spannungs-Dehnungslinie idealisiert.

Die Lasteinleitung in die Betonplatte (vgl. Bild 3.22) erfolgt über

1. Kopfbolzendübel: Die Einzelkräfte F_{KB} (Bild 3.22) werden auf die Lamellen (Bild 3.21) kontinuierlich als Linienlast F_{KB}/e_{KB} verteilt.
2. Adhäsionskraft bzw. Reibungskraft in der Verbundfuge (Stahlflansch-Betonplatte), resultierend aus Haftspannungen bzw. dem Eigengewicht der Betonplatte, vgl. zugehörige Spannung τ_{OG}
3. Reibungskraft F_R , die aus der Pressenlast P resultiert
4. Reibungskraft R Flansch-Betonplatte aus der Ulenkkraft F_z der Bewehrung. Diese wiederum resultiert aus der Knotenrotation Φ_j
5. Reibungskräfte im Riss neben der Stahlstütze, die aus der Spannung τ_c (s. Bild 3.32) resultieren

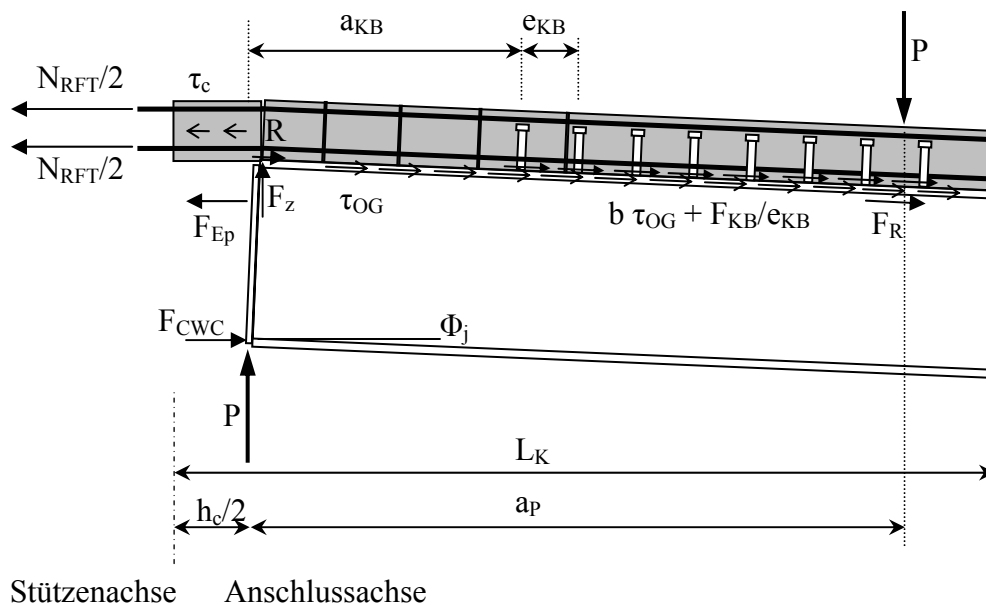


Bild 3.22: Lasteinleitungskräfte in die Betonplatte

Unberücksichtigt bleibt die Verformung w_{BE} aus der Brucheinschnürung der Bewehrung. Biegeverformungen der Betonplatte werden insofern berücksichtigt, als die unterschiedlichen Verformungen bzw. Dehnungen an der Oberseite ϵ_{OK} sowie an der Unterseite $\epsilon_{a,u}$ ermittelt werden, vgl. Bild 3.21. Die Bewehrung dagegen wird von 2 Lagen auf eine Lage in der Plattenachse konzentriert. Die Knotenrotation Φ_j ergibt sich aus der Verdrehung des Stahlanschlusses s_0 / z_{RFT} .

Die in der Parameterstudie (Kap. 3.3.7) verwendeten Berechnungsannahmen (Kap. 3.3.3) basieren im Wesentlichen auf den Messergebnissen der 9 durchgeführten Verbundknotenversuche. Das Modell wurde lediglich an diesen Versuchen überprüft (Kap. 3.3.6). Für andere Knotengeometrien sind entsprechende Kraft-Verformungs Charakteristiken der Komponenten zu ermitteln, wobei zur Zeit für eine genaue Erfassung dieser Kennlinien Komponentenversuche erforderlich sind. Regeln für die genaue rechnerische Ermittlung der gesamten Komponentenkurve werden nur für wenige Komponenten, z. B. für die Komponente Stützensteg auf Druck nach Kühnemund (2003) gegeben.

3.3.3 Berechnungsannahmen

3.3.3.1 Verbundträger

Bei der Materialkennlinie für **Stahlbeton auf Zug** werden die drei Dehnkörperversuche V10 bis V12 herangezogen (Kap. 3.2.3), vgl. Tabelle B.2 in Anhang B. Die Zuordnung zu den verschiedenen Versuchsnachrechnungen erfolgt gemäß den unterschiedlichen Bewehrungsgraden, vgl. Tabelle 5.30 in Kuhlmann/Schäfer (2003). Der E-Modul des **Stahlträgers** wird nominell mit 210.000 N/mm² angenommen. Die Kennlinie der **Kopfbolzendübel** wird durch ein Näherungspolygon der typisierten Kurve nach Becker (1997) charakterisiert, vgl. Bild 3.6 in Kuhlmann/Schäfer (2003), wobei die Kalibrierung der Parameter Steifigkeit und Tragfähigkeit P_{KB} der Kopfbolzendübel an dem Verbundknotenversuch V6 mit Teilverbund erfolgt. Bei diesem Versuch traten sehr große Dübelverformungen auf. Durch die Kalibrierung an einem einzigen Versuch kann jedoch keine allgemeine Gültigkeit des Modells hergeleitet werden.

3.3.3.2 Komponenten

Die Komponentenverformung Stützensteg auf Zug **CWT** und Stützenflansch auf Biegung **CFT** wird näherungsweise mit Hilfe des Verbundknotenversuches V3 mit hoher Schraubenlage (Bild 3.2a) ermittelt, vgl. Tabelle B.1 in Anhang B, da die Versuche mit der tiefen Schraubenlage aufgrund der Überlagerung der Komponentenbeanspruchung von Stützensteg auf Druck und Stützensteg auf Zug (Bild 3.15) nicht herangezogen werden konnten. Die Komponente Stirnplatte auf Biegung **EPT** wurde an den Stahlknotenversuchen V2a (tiefe Schraubenlage) und V7a (hohe Schraubenlage) kalibriert, vgl. Bild B.1 in Anhang B. Die Komponentenkurve EPT wurde so variiert, dass im Komponentenmodell eine nahezu exakte Übereinstimmung der Momenten-Rotationskurve von Modell und Stahlknotenversuch zustande kam. Aufgrund der im Versuch erreichten geringen Verformungen kann die Komponentenkurve Stützensteg auf Druck **CWC** nur für kleine Verformungen (<0,5 mm) aus dem Versuch ermittelt werden. Für größere Verformungen wird auf die Komponentenkurve mit dem von Reisch (2001) entwickelten Programm proLV zurückgegriffen, das auf den Modellgleichungen von Kühnemund (2003) beruht. Es gehen die realen Festigkeiten ein (Index mod), Bild B.2 in Anhang B.

Im folgenden dargestellten Rechenmodell erfolgt eine genauere Ermittlung des Knotenverhaltens durch die Differenzierung in die Komponenten Riegelflansch auf Druck **BFC** und Riegelsteg auf Druck **BWC**. prEN 1993-1-8 (2003) fasst diese beiden Komponenten dagegen vereinfachend zusammen. In den Versuchen V5 und V9 trat bei hohen Knotenbeanspruchungen entgegen den Berechnungen gemäß prEN 1993-1-8 (2003) eine Plastizierung der Komponente Riegelflansch auf Druck auf, vgl. Komponentenverformung Tabelle 5.18 in Kuhlmann/Schäfer (2003). Bei den Versuchen V5 und V9 ist eine so große Bewehrungsmenge (20 Stäbe) vorhanden, dass die Tragfähigkeit der Zugkomponenten Bewehrung auf Zug (RFT) zuzüglich Stirnplatte auf Biegung (EPB) über der plastischen Tragfähigkeit $N_{pl,BFC}$ des druckbeanspruchten unteren Flanschquerschnittes A_{BFC} liegt.

Die Plastizierung des Riegelflansches $N_{pl,BFC}$ beginnt bereits bei

$$N_{pl,BFC} = A_{BFC} \cdot f_{y,mod} \quad (3.4)$$

mit

$$A_{BFC} = 32 \text{ cm}^2 \quad \text{Flanschquerschnitt IPE 500}$$

$$f_{y,mod} = 432 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Streckgrenze aus den Zugversuchen (Flanschmaterial des Riegels IPE 500)}$$

Bei weiterer Laststeigerung setzt die Plastizierung des Riegelsteges auf Druck (BWC) ein. Die plastische Nulllinie liegt über dem unteren Flansch. Die Größe des plastizierten Bereiches x_{BWC} im Riegelsteg resultiert aus dem Kräftegleichgewicht und richtet sich nach der Summe der Beanspruchungen in den Zugkomponenten (Ebene 1 + Ebene 2 in Bild 3.20b), vgl. Gleichungen (3.24) bis (3.29). Hierbei wird vereinfachend von Spannungsblöcken (starr-plastisches Verhalten) ausgegangen. Bei den Versuchen mit geringen Bewehrungsmengen (V1, V2, V4, V6, V7, V8) liegt die Tragfähigkeit der Zugkomponenten unter derjenigen des Riegeflansches $N_{pl,BFC}$, so dass keine Plastizierungen im Riegeflansch auftreten.

Die Anschlusssteifigkeit des Riegeflansches auf Druck K_{BFC} wird im Rechenmodell wie in prEN 1993-1-8 (2003) zu unendlich angenommen, da die elastische Nachgiebigkeit des Riegeflansches bereits durch die Verbundträgersteifigkeit EI_b des Riegels über den E-Modul E_a berücksichtigt wird.

$$K_{BFC} \rightarrow \infty \quad (3.5)$$

Eine Verfestigung des Riegeflansches auf Druck wird nicht angesetzt ($N_{u,BFC} = N_{pl,BFC}$). In den hier betrachteten Versuchen werden relativ geringe plastische Stauchungen erreicht, bei denen noch keine nennenswerte Verfestigung des Flanschmaterials zu erwarten ist. In Faella (2000) dargestellte experimentelle Untersuchungen zeigen, dass durch Verfestigung die Tragfähigkeit des Trägers M_u z. B. bei einem IPE 500 auf ca. $1,25 M_{pl}$ bis $1,3 M_{pl}$ ansteigen kann.

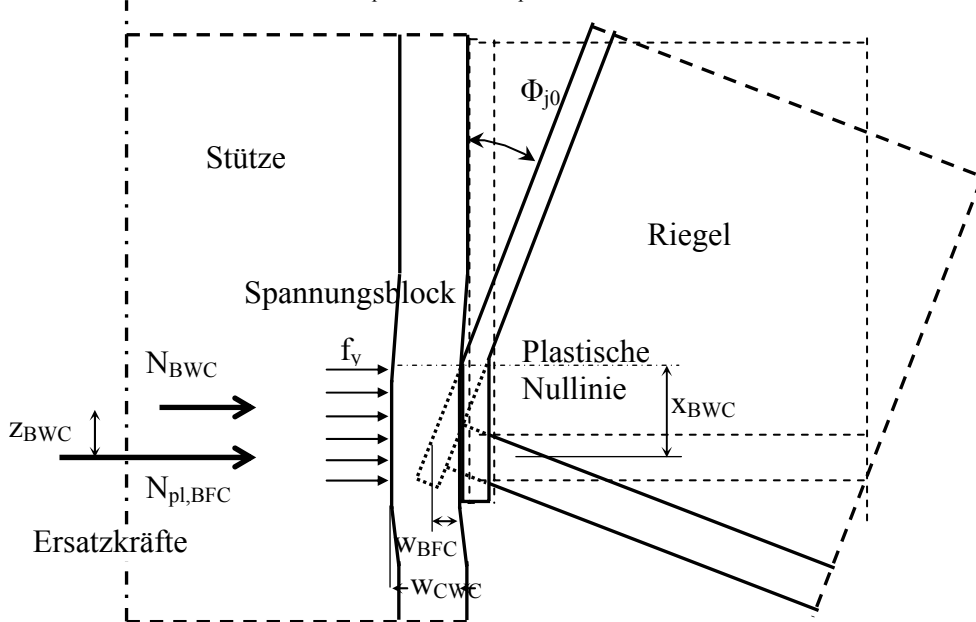


Bild 3.23: Verformungen und rechnerische Erfassung des Riegeflansches auf Druck

Aufgrund der tief liegenden oberen Schraubenlage trifft das Komponentenmodell von ECCS Doc. 109 (1999) bezüglich der Komponente Stützensteg auf Schub CWS nicht ganz zu. Es ergeben sich bei den hier durchgeführten Untersuchungen zwei größere unterschiedlich beanspruchte Stegbereiche CWS_o und CWS_u, vgl. Bild 3.24b:

1. oberer Stegbereich (CWS_o)

Hier wirkt lediglich die Kraft aus der Bewehrung N_{RFT} .

2. unterer Stegbereich (CWS_u)

Es wirkt die Kraft aus der Stirnplatte $F_{Ep,T}$ zuzüglich der Bewehrungskraft N_{RFT} . Die Gesamtkraft entspricht aus Gleichgewichtsgründen der Beanspruchung F_c des Riegelsteges und -flansches auf Druck:

$$F_{Ep,T} + N_{RFT} = F_c \quad (\text{vgl. Bild 3.24b}) \quad (3.6)$$

$$F_c = F_{BFC} + F_{BWC} \quad (3.7)$$

Die bezogenen Steifigkeiten ergeben sich nach prEN 1993-1-8 (2003) aus

$$k_{CWS} = 0,38 A_{vc} / (\beta \cdot z) \quad (3.8)$$

k_{CWS} bezogene Steifigkeit des Stützensteges auf Schub [mm]

$$K_{CWS} = E \cdot k_{CWS} \text{ Steifigkeit des Stützensteges auf Schub [kN/mm]} \quad (3.9)$$

A_{vc} effektiver Stegquerschnitt nach prEN 1994-1-1 (2003) [mm²]

$$0,38 = (210.000 \text{ N/mm}^2 / 81.000 \text{ N/mm}^2) = E / G \quad (3.10)$$

β Transformationsfaktor ($\beta = 1$ für asymmetrische und $\beta = 0$ für symmetrische Belastung)

z Hebelarm entspricht der Höhe der Komponente vgl. (3.11) und (3.12)

Es gilt für den unteren Stegbereich (Bild 3.24a)

$$z_{CWSu} = z_{Ep} \quad (3.11)$$

und den oberen Stegbereich (Bild 3.24a)

$$z_{CWSO} = z_{RFT} - z_{Ep} \quad (3.12)$$

Die Tragfähigkeit $F_{CWS,pl,mod}$ entspricht der Querkrafttragfähigkeit des Stützenprofils und wird für die Verbundknotenversuche für das Stützenprofil HEB 400 mit den im Zugversuch ermittelten Streckgrenzen (Index mod) zu 1503 kN für den Stützensteg ermittelt.

Bei den einseitig belasteten Versuchen wird die elastische Rotation ($\Phi_{c,k} = 1,0 \text{ mrad/MNm}$) der Stütze nach Bild 5.50e) aus Kuhlmann/Schäfer (2003) in den Momenten-Rotationskurven (Bilder B.11, B.13 und B.14 im Anhang B) berücksichtigt und von der gemessenen Knotenrotation abgezogen.

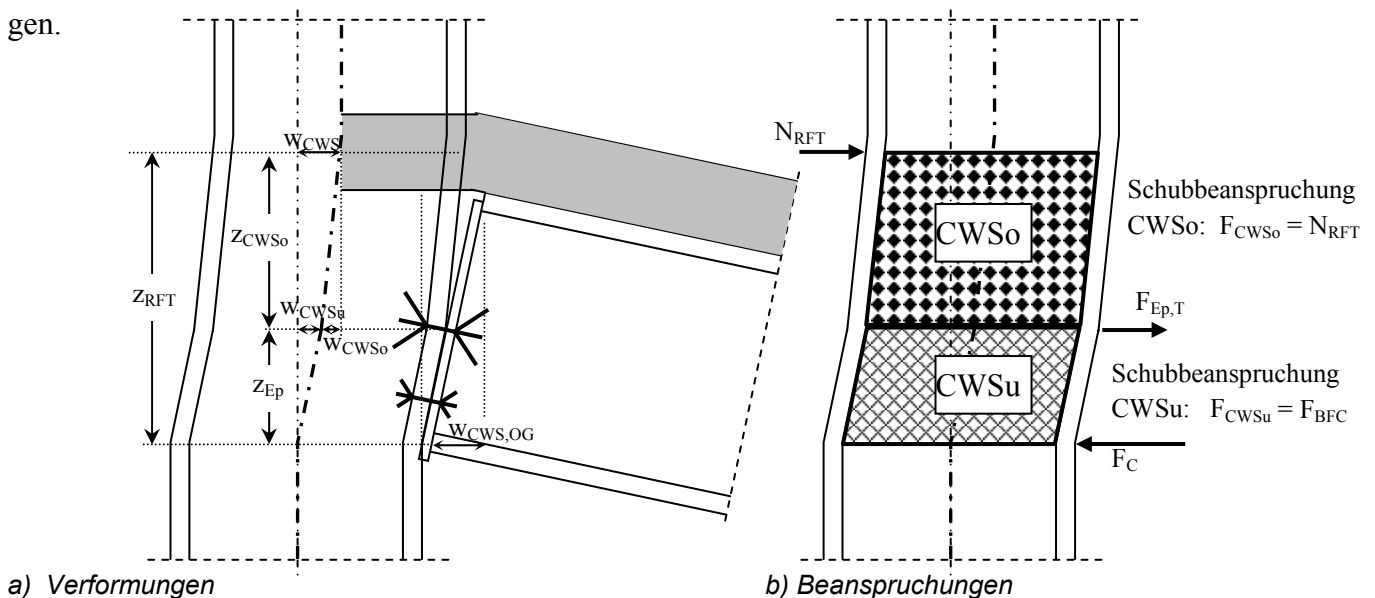


Bild 3.24: Modellierung der Komponente CWS

3.3.3.3 Reibungskräfte

In einer Übersicht von Kürschner (2003) ist für den **Reibbeiwert μ** der 50 % Fraktilwert 0,65 für walzrauhes Stahl auf Beton mit Schalöl angegeben, ohne Schalöl liegt der 50 % Fraktilwert bei 0,77. Es wird für die Nachrechnung der Versuche somit ein Wert von 0,65 angenommen, da der Oberrand der Versuchskörper vor der Betonage mit Schalöl eingesprüht wurde.

Die **Reibungskraft im Riss** neben der Stütze ermittelt sich aus der Schubspannung τ_c (Bild 3.32), wofür es leider keine Angaben gibt. Zur genaueren Untersuchung der Größe τ_c wäre eine eigene Versuchsserie erforderlich, bei der ein Versuchskörper mit Aussparung der Betonplatte im Stützenbereich als Referenzversuch dient. In der Nachrechnung wird die Schubspannung τ_c mit 0 angenommen und somit die Reibungskraft im Riss zunächst vernachlässigt.

Bei den asymmetrischen Verbundknotenversuchen wird ein Großteil der Kräfte aus der Bewehrung im Bereich neben der Stütze ausgeleitet. In der Modellrechnung wird die Annahme getroffen, dass im Bereich zwischen Stützenachse und Stützenrand (für HEB 400 $x = 0$ bis $x = 0,2$ m) ein Viertel der Zugkraft aus der Bewehrung ausgeleitet wird. Somit ergibt sich τ_c :

$$\tau_c(P_i) = \frac{1}{4} \cdot \frac{N_{RFT}(x = h_c / 2; P_{i-1})}{d \cdot h_c / 2} \quad (3.13)$$

mit

$N_{RFT}(x=h_c/2;P_{i-1})$ Bewehrungszugkraft am Anschluss (hier $x=0,2m$) aus dem letzten Iterationsschritt der Iteration $i-1$ mit der Belastung P_{i-1} [kN], vgl. Bild 3.25 und Kap. 3.34

d Dicke der Betonplatte [mm]

h_c Stützenprofilhöhe [mm]

Die **Adhäsionskräfte** die aus den Haftspannungen zwischen Obergurt des Stahlträgers und der Stahlbetonplatte resultieren, werden bei geringen Relativverformungen überwunden und werden somit zu 0 angenommen. Außerdem wurde bei den hier durchgeführten Versuchen durch das Einsprühen des Obergurtes mit Schalöl ein Haftverbund vermieden.

3.3.4 Berechnungsverlauf

3.3.4.1 Parametervariation (Schleife 0)

Einen Überblick über den Berechnungsverlauf gibt das Flussdiagramm Bild 3.25.

In einer übergeordneten Schleife können einzelne Knotenparameter variiert werden, so dass innerhalb eines Berechnungsablaufes mehrere $M-\Phi$ Kurven ermittelt werden.

3.3.4.2 Laststeigerung (Schleife 1)

In der Schleife (Iteration 1) kann die Belastung P gesteigert werden, so dass man nicht nur ein Wertepaar, sondern die Momenten-Rotations Kurve erhält:

$$P_{n+1} = P_n + \Delta P \quad (3.14)$$

Somit wird die Momenten-Rotationskurve zunächst bis zum Erreichen der Traglast $M_{j,u}$ durchlaufen. Allerdings muss nach jedem Iterationsschritt überprüft werden, dass folgende Komponentenverformung nicht überschritten wurde, vgl. Bild 3.25.

$$w_i \leq w_{i,u} \quad (3.15)$$

w_i mit Berechnungsmodell ermittelte Komponentenverformung der Komp. i für die Belastung P

$w_{i,u}$ Verformung der Komponente i bei Erreichen der Höchstlast $F_{i,u}$ der Komponente.

Bei einer Überschreitung der Komponentenverformung wird die Laststeigerung ΔP im nächsten Schritt halbiert, vgl. Bild 3.25. Durch dieses Vorgehen nähert man sich an die Knotentragfähigkeit $M_{j,u}$ immer näher an.

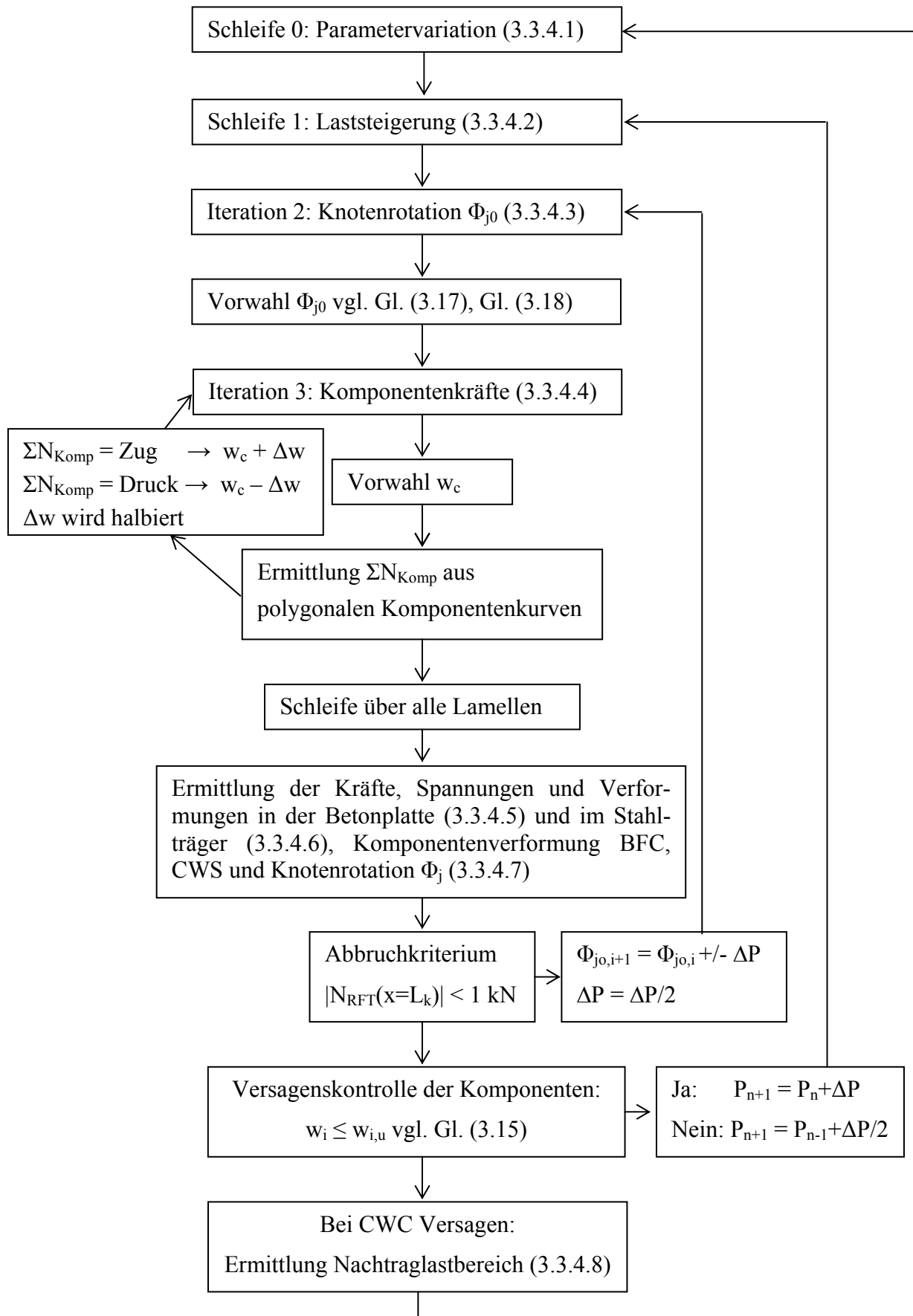


Bild 3.25: Flussdiagramm des Berechnungsablaufes

Nach Erreichen der Traglast wird für ein Versagen der Komponente Stützensteg auf Druck (CWC) der Nachtraglastbereich ermittelt, vgl. Kap 3.3.4.8. Bei der Komponente CWC kann durch die Anrechnung des Nachtraglastbereiches die vorhandene Knotenrotation wesentlich erhöht werden. Ein Nachtraglastbereich existiert in der Regel nicht oder nur geringfügig bei einem Versagen der Komponenten RFT, KB oder BT. Für den Nachtraglastbereich der Komponenten BFC, EPB, CWT, CWT existieren noch keine Berechnungsansätze. Zudem ist für diese Komponenten der Verformungsanteil des Nachtraglastbereich an der gesamten Verformbarkeit der Komponente gering.

3.3.4.3 Iteration 2 (Knotenrotation Φ_{j0})

Bei der Iteration 2 wird für die gegebene Belastung P die Knotenrotation Φ_{j0} so variiert, dass die mit dem Rechenmodell ermittelte Längszugkraft N_{RFT} in der Bewehrung (vgl. Kap 3.3.4.4) am Kragarmende den Wert 0 erreicht (Randbedingung für freies Ende).

$$N_{RFT} (x=L_k) = 0 \quad (3.16)$$

Hierbei wird die Knotenrotation Φ_{j0} über die Eingangsgröße s_0 variiert:

$$s_0 = w_{CWT} + w_{CFT} + w_{EPT} + w_{CWC} + w_{BFC} \quad (\text{Bild 3.21}) \quad (3.17)$$

mit

z_{RFT} Achsabstand Betonplatte–Unterer Riegelflansch (Bild 3.21): für Verbundknotenversuche 562 mm für IPE500 u. Plattendicke 140mm

w Komponentenverformungen, vgl. Bild 3.21 [mm]

$$\Phi_{j0} = s_0 / z_{RFT} \quad (\text{Bild 3.21}) \quad (3.18)$$

Die Knotenrotation Φ_{j0} berücksichtigt im Unterschied zu Φ_j noch nicht die Schubverformung w_{CWS} gemäß Bild 3.24 sowie eine ggf. auftretende Plastizierung des Riegelflansches auf Druck (Bild 3.23). Diese Verformungen werden erst in Kapitel 3.3.4.7 zur Rotation Φ_{j0} addiert, so dass sich schließlich die Gesamtrotation Φ_j aus Gleichung (3.58) ergibt.

3.3.4.4 Iteration 3 (Gleichgewicht der Komponentenkräfte)

Im Folgenden werden jeweils die Verformungen der einzelnen Komponenten aus dem Kräftegleichgewicht iterativ ermittelt. Hierzu werden einzelne **hintereinander** liegende Komponenten zu einer Komponentengruppe zusammengefasst, vgl. Bild 3.20b. Weiterhin erfolgt eine Zusammenfassung der Komponenten EPB + BT zur Komponente EPT, vgl. Gleichung (3.3).

Ebene 2 (Zug) E_p : CWT + CFT + EPT

Ebene 3 (Druck): c: CWC + BFC

Die Kraft-Verformungs Charakteristik der Gruppe ergibt sich aus der Kraft-Verformungs Charakteristik der Einzelkomponenten mit der Gleichgewichtsbedingung, dass die Kräfte von hintereinander liegenden Einzelkomponenten einer Gruppe identisch sind:

$$F_{CWT} = F_{EPT} \quad (3.19)$$

$$F_{CFT} = F_{EPT} \quad (3.20)$$

Die Verformung der Komponentengruppe ergibt sich aus der Summe der einzelnen Komponentenverformungen. Die unterste auf Druck beanspruchte Komponentengruppe teilt sich hierbei noch im Riegelbereich auf zwei parallel liegende Komponenten BFC und BWC auf, vgl. Bild 3.20a.

Für die **parallel** zueinander liegenden Komponentengruppen RFT (bewehrte Betonplatte), E_p (Schraubanschluss) und c (Druckkomponenten) ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma N=0$:

$$F_c = F_{Ep} + N_{RFT} \quad (3.21)$$

wobei sich die Zugkraft N_{RFT} aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M=0$ ergibt:

$$N_{RFT} \cdot z_{RFT} + F_{Ep} \cdot z_{Ep} - F_{BWC} \cdot z_{BWC} - F_{BFC} \cdot z_{BFC} - P \cdot a_P = 0 \quad (3.22)$$

mit

P vorgegebene Belastung des Kragarmes [kN]

a_P Hebelarm: Abstand Einzellast-Stützenflansch, vgl. Bild 3.22 (in Verbundknotenversuchen 1730 mm)

z_{EPT} Hebelarm des Schraubanschlusses (Verbundknotenversuch V3: 422 mm hohe Lage; bei den Verbundknotenversuchen V1, V2 und V4 bis V9: 172 mm tiefe Lage)

z_{BWC} vgl. Gleichung (3.28) bzw. Bild 3.23

$z_{BFC} = 0$ (Achse unterer Riegelflansch entspricht dem Nullpunkt für die z-Koordinate)

Die Druckkraft teilt sich im Riegel auf die Komponenten Riegelflansch auf Druck BFC und Riegelsteg auf Druck BWC auf, vgl. Bild 3.23:

$$F_{BFC} + F_{BWC} = F_{CWC} \quad (3.23)$$

Solange der Riegelflansch nicht plastiziert ist, wird angenommen:

$$F_{BWC} = 0 \quad \text{für } F_{CWC} \leq N_{pl,BFC}, \text{ vgl. Bild 3.23 und Gleichung (3.4)} \quad (3.24)$$

Nach Plastizierung des Riegelflansches gilt:

$$F_{BFC} = N_{pl,BFC} \quad (3.25)$$

$$F_{BWC} = F_{CWC} - N_{pl,BFC} \quad \text{für } F_{CWC} > N_{pl,BFC}, \text{ vgl. Bild 3.23 und Gleichung (3.4)} \quad (3.26)$$

Die Druckzonenhöhe im Steg ergibt sich dabei aus Bild 3.23 mit der vereinfachten Annahme der Spannungsverteilung $\sigma_{BWC} = \text{const} = f_y$ (Spannungsblock)

$$x_{BWC} = F_{BWC} / (t_w \cdot f_y) \quad (3.27)$$

Es wird angenommen, dass der Steg bis zur Flanschachse reicht und dass hierfür zum Ausgleich die Querschnittsflächen der Ausrundungsradien vernachlässigt werden.

Der Schwerpunkt der Druckkomponente ergibt sich gemessen von der Flanschachse nach Bild 3.23

$$z_{BWC} = x_{BWC}/2 \quad (3.28)$$

Die Verformung des Riegelflansches auf Druck w_{BFC} ergibt sich dann aus der Rotation des Stahlknotens in Bild 3.23:

$$w_{BFC} = x_{BWC} \cdot \Phi_{j0} \quad (3.29)$$

Außerdem ergibt sich aus der in der Gleichung (3.18) vorgewählten Rotation des Stahlknotens die Verformung w_{Ep} der Zugkomponentengruppe des Schraubanschlusses:

$$w_{Ep} = \Phi_{j0} \cdot z_{Ep} - w_c \quad (3.30)$$

Die Verformung w_c der Druckkomponentengruppe setzt sich dabei zusammen aus

$$w_c = w_{CWC} + w_{BFC} \quad (3.31)$$

die Verformung w_{Ep} der Zugkomponentengruppe (Schraubanschluss) ergibt sich zu

$$w_{Ep} = w_{CWT} + w_{CFT} + w_{EPT} \quad (3.32)$$

In dieser Iteration 3 wird die Verformung der Druckkomponente w_c so lange variiert, bis unter Berücksichtigung des Momentengleichgewichtes Gleichung (3.22) auch das Gleichgewicht Gleichung

(3.21) eingehalten ist. Die somit ermittelte Bewehrungszugkraft N_{RFT} in der Betonplatte bezieht sich auf die Stelle des Stirnplattenanschlusses ($x = h_c/2$, in den Verbundknotenversuchen für Stützenprofil HEB400 $x = 200 \text{ mm}$).

3.3.4.5 Ermittlung der Kräfte in der Betonplatte

Es werden im Folgenden der Spannungs-, Dehnungs- und Kräfteverlauf in der bewehrten Betonplatte ermittelt.

An der Stelle der Stützenachse ($x=0$) ergibt sich aufgrund der Schubspannungen τ_c , die im Riss neben der Stütze eingeleitet werden, eine etwas geringere Kraft in der Bewehrung, die mit Gleichung (3.33) ermittelt wird:

$$N_{\text{RFT}}(x=0) = N_{\text{RFT}}(x=h_c/2) - h_c/2 \cdot d \cdot \tau_c \quad (3.33)$$

τ_c Schubspannungen im Rissbereich, vgl. Bild 3.32 [MN/m^2]

Für die Schubspannungen τ_c liegen keine Werte vor. Es ist zu erwarten, dass sich für verschiedene Versuchskörper unterschiedliche Rissbildungen bzw. Rissverzahnungen ergeben und damit die Werte τ_c relativ starken zufälligen Streuungen unterworfen sind. In der Vergleichsrechnung (Kap. 3.3.6) und in der Parameterstudie Kap. 3.3.7 wird mit $\tau_c = 0$ gerechnet.

Nun wird beginnend von der Stützenachse ($x=0$) der Spannungs- und Dehnungsverlauf weitergehend bis zum Kragarmende ($x=L_k$) sukzessive für die in Bild 3.21 schematisch dargestellten Lamellen bestimmt. Die Spannung $\sigma_{\text{RFT}}(x)$ in der Betonplatte wird hierbei definitionsgemäß analog zur Materialkurve des Dehnkörpers auf den Bewehrungsquerschnitt A_s bezogen:

$$\sigma_{\text{RFT}}(x) = N_{\text{RFT}}(x) / A_s \quad (3.34)$$

Die Dehnung der Betonplatte ϵ_{sm} kann nun für die Spannung σ_{RFT} aus der Dehnkörperkurve ermittelt werden. Es wird in der ersten Lamelle ($x = 0$) an der Stützenachse begonnen. Bei der nächsten Lamelle wird die Bewehrungskraft um die aus der Schubspannung τ_c resultierenden Kraft erhöht.

$$N_{\text{RFT}}(x=x_i+\Delta x) = N_{\text{RFT}}(x=x_i) + \Delta x \cdot d \cdot \tau_c \quad (3.35)$$

mit

x x -Koordinate in Trägerlängsrichtung, vgl. Bild 3.21 [mm]

Δx Lamellenbreite [mm]

d Plattendicke [m]

Aus der Integration der Dehnungen w_{RFT} in Abhängigkeit von der Koordinate x ergibt sich die horizontale Gesamtverformung der Achse der Betonplatte:

$$S_{\text{RFT}}(x=x_i+\Delta x) = S_{\text{RFT}}(x=x_i) + \Delta x_i \cdot \epsilon_{\text{sm}} \quad (3.36)$$

In der Stützenachse ergibt sich definitionsgemäß bei symmetrischer Belastung des Verbundknotens keine Verformung:

$$S_{\text{RFT}}(x=0) = 0 \quad (3.37)$$

und allgemein betrachtet für asymmetrische Belastung die Verformung (Bild 3.24a)

$$S_{\text{RFT}}(x=0) = w_{\text{CWS}} \quad (3.38)$$

Die Bestimmung des Verformungsverlaufes aus dem Kräfteverlauf unter Berücksichtigung der Reibung im Riss wird so lange durchgeführt, bis der Stirnplattenanschluss an der Stelle $x = h_c/2$ erreicht ist. An dieser Stelle ändert sich die Richtung der horizontalen Bewehrung entsprechend der Träger-

neigung, die der Anschlussrotation Φ_j entspricht. Aus dieser Richtungsänderung ergibt sich eine Umlenkkraft F_z , vgl. Bild 3.22:

$$F_z = \Phi_j \cdot N_{\text{RFT}} (x=h_c/2) \quad (3.39)$$

Hieraus resultiert die Reibungskraft

$$R = \mu_{\text{UL}} \cdot F_z \quad (3.40)$$

mit

μ_{UL} Reibungsbeiwert für die Umlenkkraft F_z (Annahme $\mu = 0,65$ für Stahl auf Beton, vgl. Kap. 3.3.3.3)

Somit verringert sich die Kraft in der Betonplatte N_{RFT} um die Reibungskraft R :

$$N_{\text{RFT}} (x=h_c/2+\Delta x) = N_{\text{RFT}} (x=h_c/2) - R \quad (3.41)$$

Im weiteren Verlauf wirkt eine Schubspannung τ_{OG} zwischen oberer Riegelflansch und Betonplatte bedingt durch die Reibung bzw. Adhäsion, vgl. Bild 3.22.

$$\tau_{\text{OG}} = \tau_{\text{Haft}} + \mu_{\text{OG}} \cdot \gamma \cdot b_c \cdot d / b_a \quad (3.42)$$

mit

τ_{OG} Schubspannung aus Adhäsion und Reibung [kN/m^2]

μ_{OG} Reibungsbeiwert für Eigengewicht der Betonplatte (i. a.: $\mu_{\text{OG}} = \mu$)

γ Wichte des Stahlbetons (hier 25 kN/m^3)

b_c Breite der Betonplatte [m]

b_f Breite des Riegelflansches [m]

d Dicke der Betonplatte [mm]

Somit ergibt sich im Bereich $x > h_c/2$ bis zum Kragarmende $x = L_k$

$$N_{\text{RFT}} (x=x_i+\Delta x) = N_{\text{RFT}} (x=x_i) + \Delta x \cdot \tau_{\text{OG}} \cdot b_f + F_{\text{KB}} \quad (3.43)$$

mit

F_{KB} Lasteinleitungskraft aus den Kopfbolzendübeln gemäß Bild 3.22, nur im Bereich

$$h_c/2 + a_{\text{KB}} < x < h_c/2 + a_{\text{KB}} + n_{\text{KB}} \cdot e_{\text{KB}} \quad (3.44)$$

a_{KB} Achsabstand 1. Kopfbolzendübel – Stützenflansch [mm]

e_{KB} Achsabstände der Kopfbolzendübel untereinander [mm]

n_{KB} Anzahl der Kopfbolzendübel [Stück]

An der Stelle der Lasteinleitung ergibt sich durch den Zylinderdruck P der Presse ebenfalls eine Reibungskraft F_R (Bild 3.22) analog zu Gleichung (3.40):

$$F_R = \mu_P \cdot P \quad (3.45)$$

μ_P Reibungsbeiwert für die Pressendruckkraft P auf die Betonplatte (i. a.: $\mu_P = \mu$)

Schließlich werden noch die Verformungen s_{OK} an der Oberkante der Betonplatte bestimmt für den Vergleich mit den Messwerten des Setzdehnmessgerätes, sowie s_{UK} an der Unterkante der Betonplatte zur Ermittlung des Schlupfes in der Verbundfuge:

$$s_{\text{OK}}(x) = s_{\text{RFT}}(x) + \Phi_b(x) \cdot d/2 \quad (3.46)$$

$$s_{\text{UK}}(x) = s_{\text{RFT}}(x) - \Phi_b(x) \cdot d/2 \quad (3.47)$$

mit

Φ_b Trägerneigung an der Stelle x [mrad], Ermittlung analog zu Φ_j in Gleichung (3.58)

d Dicke der Betonplatte [mm]

Hierbei liegt die Annahme zugrunde, dass die Betonplatte parallel zum Stahlprofil verläuft. Mit zunehmendem seitlichem Abstand zum Stahlprofil wird sich aufgrund einer möglichen Querbiegung der Betonplatte unter Umständen ein anderer ggf. gleichmäßig gekrümmter Verlauf der Betonplatte wie in Bild 3.8 einstellen, und nicht ein konzentrierter Knick wie in Bild 3.21. Dies wird jedoch bei dem hier vorgestellten eindimensionalen Modell nicht berücksichtigt.

3.3.4.6 Ermittlung der Spannungen und Dehnungen im Stahlträger

Die Kraft der Kopfbolzendübel ergibt sich aus dem Schlupf s_{KB} (Bild 3.21) zwischen UK Betonplatte und oberem Riegelflansch.

$$s_{KB}(x) = s_{a,o}(x) - s_{UK}(x) \quad (3.48)$$

$s_{KB}(x)$ Schlupf in der Verbundfuge an der Stelle x [mm]

Analog zu der mit Gleichung (3.36) ermittelten Horizontalverformung der Betonplatte wird auch die Horizontalverformung des unteren ($s_{a,u}$) sowie oberen ($s_{a,o}$) Riegelflansches ermittelt und in einem weiteren Schritt die Trägerneigung Φ_b .

$$s_{a,o}(x=x_i+\Delta x) = s_{a,o}(x=x_i) + \Delta x_i \cdot \varepsilon_{s,o} \quad (3.49)$$

$$s_{a,u}(x=x_i+\Delta x) = s_{a,u}(x=x_i) + \Delta x_i \cdot \varepsilon_{s,u} \quad (3.50)$$

mit

$\varepsilon_{s,o}$ Dehnung des oberen Riegelflansches (OK Flansch) [%]

$\varepsilon_{s,u}$ Dehnung des unteren Riegelflansches (UK Flansch) [%]

Eine Plastizierung des Riegels tritt in der Regel bei Verwendung von teiltragfähigen Knoten nur in lokalen Lasteinleitungsbereichen auf, und wird z. B. bei der Komponente BWC vom Rechenmodell berücksichtigt, vgl. Bild 3.23. Ansonsten können die Spannungen sowie die Dehnungen ($\varepsilon_{s,o}$ und $\varepsilon_{s,u}$) im Riegel nach der Elastizitätstheorie aus dem Moment und der Bewehrungszugkraft ermittelt werden, vgl. Bild 5.65 in Kuhlmann/Schäfer (2003).

3.3.4.7 Ermittlung der Knotenrotation Φ_j

Im Folgenden wird zur Rotation Φ_{j0} noch die Verformung der Komponenten BFC sowie CWS ergänzt, um die Gesamtrotation Φ_j des Knotens zu erhalten.

Die Anfangsverformung am Stirnplattenanschluss entspricht beim unteren Riegelflansch (w_{UG}) der Verformung der Komponente Stützensteg auf Druck w_{CWC} und des Riegelflansches auf Druck w_{BFC} sowie ggf. einer Zusatzverformung aus der Plastizierung des Riegelflansches $w_{BFC,pl}$. Es wird hier genau genommen die Verformung in Horizontalrichtung an der Unterkante des Riegels ermittelt:

$$w_{UG} = s_{a,u}(x=h_c/2) \quad (3.51)$$

$$s_{a,u}(x=h_c/2) = w_c + t_{fb}/2 \cdot \Phi_{j0} + w_{BFC,pl} \quad (3.52)$$

mit der Verformung der Druckkomponenten w_c

$$w_c = w_{CWC} + w_{BFC} \quad (3.53)$$

Am oberen Riegelflansch (hier OK Flansch) gilt

$$w_{OG} = s_{a,o} (x=h_c/2) \quad (3.54)$$

$$s_{a,o} (x=h_c/2) = \Phi_{j,o} \cdot z_{OG} - w_c + w_{CWS,OG} \quad (\text{Bild 3.24a}) \quad (3.55)$$

mit

$$z_{OG} = h_b - t_{fb}/2 \quad (3.56)$$

z_{OG} Hebelarm OK Flansch bezogen auf die untere Flanschachse

h_b Riegelprofilhöhe (500 mm für IPE 500)

t_{fb} Riegeflanschdicke (16 mm für IPE 500)

Die ggf. vorhandene Schubverformung ergibt sich aus Bild 3.24a:

$$w_{CWS,OG} = w_{CWSu} \cdot z_{OG}/z_{Ep} \quad (3.57)$$

Die vorhandene Knotenrotation Φ_j kann nun aus den Verformungen an der Profiloberseite $s_{a,o}$ und Profilerunterseite $s_{a,u}$ folgendermaßen ermittelt werden:

$$\Phi_j = [s_{a,o} (x=h_c/2) + s_{a,u} (x=h_c/2)] / h_b \quad (3.58)$$

Der Kräfte-, Spannungs- und Dehnungsverlauf im Verbundträger wird bis zum Kragarmende verfolgt. Dort muss aus Gleichgewichtsgründen Gleichung (3.16) gelten. Für die zufällig vorgewählte Knotenrotation $\Phi_{j,o}$ wird diese Bedingung nicht eingehalten. Deshalb wird durch die Iteration 2 im Halbierungsverfahren die Knotenrotation so eingegrenzt, dass die Normalkraft in der Bewehrung am Kragarmende nahe 0 (<1 kN) beträgt und somit ein Gleichgewichtszustand herrscht, vgl. Abbruchkriterium in Bild 3.25.

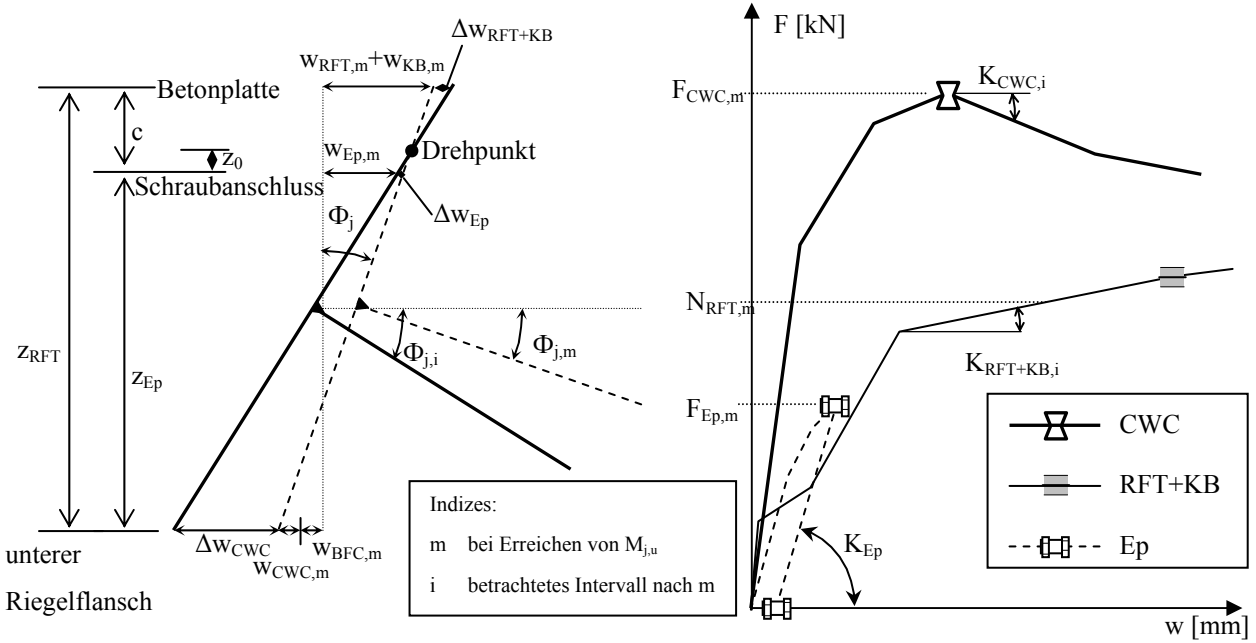
3.3.4.8 Nachtraglastbereich

Falls sich ein duktils Versagen einer Komponente mit einem abfallenden Ast (Nachtraglastbereich) ergibt, so kann dies auch beim Gesamtknotenverhalten berücksichtigt werden. Dies ist für den wichtigsten Fall, nämlich die Komponente „Stützensteg auf Druck“ (CWC) implementiert worden.

Im Nachtraglastbereich werden aufgrund der nachlassenden Beanspruchbarkeit der Komponente CWC (Bild 2.4) bei weiterer Verformung bedingt durch das Kräftegleichgewicht, vgl. Gleichung (3.60), auch die Komponenten des Schraubanschlusses (CWT, CFT, EPT) entlastet. Diese Entlastung erfolgt jedoch mit der linearen Komponentensteifigkeit K_{Ep} , vgl. Bild 3.26b, die der Anfangssteifigkeit entspricht.

Aus der Verformungsfigur, Bild 3.26a und aus den im Folgenden aufgeführten Herleitungen kann geschlossen werden, dass die Komponente RFT nach Erreichen der Knotentragfähigkeit $M_{j,u}$ weiter gedehnt wird und damit auch die Beanspruchung in der Bewehrung steigt. Da definitionsgemäß die Kraft der Komponente CWC bei weiterer Verformung im Bereich des abfallenden Astes kontinuierlich abnimmt, ergibt sich aus Gleichgewichtsgründen (3.21) eine Entlastung der Komponentengruppe Ep in Höhe des Schraubanschlusses. Diese Umverteilung der Zugkraft vom Schraubanschluss in die Bewehrung wird vernachlässigt, wodurch die Knotenmomente geringfügig überschätzt werden: Bei einer genaueren Berücksichtigung könnte man für die umverteilte Kraft $F_{Ep \rightarrow RFT}$ einen größeren Hebelarm z_{RFT} , anstatt z_{Ep} , ansetzen. Da sich jedoch diese beiden Hebelarme nur wenig unterscheiden, ist der Einfluss gering. Die Laständerung beim Nachgeben der Komponente CWC wird in den Gleichungen (3.59) bis (3.75) hergeleitet.

Im Folgenden wird die Änderung der Komponentenkräfte und das hieraus resultierende Knotenmoment im Nachtraglastbereich ermittelt.



a) Komponentenverformung (schematisch)

b) Komponentenkurven

Bild 3.26: Komponentenverformungen im Nachtraglastbereich (Darstellung für Intervallschritt $m \rightarrow i$ nach Erreichen der maximalen Knoten Tragfähigkeit)

Mit dem Strahlensatz erhält man allgemein aus Bild 3.26

$$\frac{\Delta w_{Ep}}{z_0} = \frac{\Delta w_{RFT+KB}}{c - z_0} \quad (3.59)$$

c Achsabstand vom Schraubanschluss zur Betonplatte, vgl. Bild 3.26a [mm]

z_0 Abstand des Schraubanschlusses zum Drehpunkt, vgl. Bild 3.26a [mm]

Aus dem Kräftegleichgewicht

$$\Delta F_{Ep,i} = \Delta F_{RFT,i} + \Delta F_{CWC,i} \quad (3.60)$$

$\Delta F_{Ep,i}$ Lastabnahme im Intervall i der Komponentenkurve CWT+CFT+EPT [kN]

$\Delta F_{CWC,i}$ Lastabnahme im betrachteten Intervall i der Komponentenkurve CWC [kN]

$\Delta F_{RFT,i}$ Lastzunahme im betrachteten Intervall i in der Betonplatte [kN]

ergibt sich mit den Komponentensteifigkeiten K:

$$\Delta w_{Ep} \cdot K_{Ep} = \Delta w_{RFT+KB,i} \cdot K_{RFT+KB,i} + \Delta w_{CWC,i} \cdot K_{CWC,i} \quad (3.61)$$

$K_{CWC,i}$ Komponentensteifigkeit CWC (Tangente) im Bereich des absteigenden Astes im betrachteten Punkt i mit positivem Vorzeichen, vgl. Bild 3.26b [kN/m]

$K_{RFT+KB,i}$ Komponentensteifigkeit der Bewehrung und der Kopfbolzendübel (RFT+KB) im betrachteten Punkt (ansteigender Ast), vgl. Bild 3.26b [kN/m]

K_{Ep} Komponentensteifigkeit CWT+CFT+EPT für die Entlastung (elastisch) mit positivem Vorzeichen, vgl. Bild 3.26b [kN/m]

Nach Einsetzen in (3.59) ergibt sich schließlich:

$$\frac{K_{Ep} - \frac{\Delta w_{CWC}}{\Delta w_{Ep}} \cdot K_{CWC,i}}{K_{RFT+KB,i}} = \frac{c - z_0}{z_0} \quad (3.62)$$

Da gewöhnlicherweise die Belastung im Nachtraglastbereich der Komponente Stützensteg auf Druck (CWC) sehr langsam abnimmt, ist die Steifigkeit K_{CWC} relativ klein im Verhältnis zur elastischen Steifigkeit K_{Ep} des Schraubanschlusses. Es wird im Folgenden die Gleichung (3.63) mit $K_{CWC} \rightarrow 0$ vereinfacht:

$$\frac{K_{Ep}}{K_{RFT+KB,i}} = \frac{c - z_0}{z_0} \quad (3.63)$$

Es ergibt sich für

$$K_{RFT+KB} \rightarrow 0 \quad z_0 = 0 \quad \text{Drehpunkt in Höhe des Schraubanschlusses} \quad (3.64)$$

Dies ist der Fall, wenn die Bewehrung bereits plastiziert ist und somit nur ein schwach ansteigender Ast der Komponentenkurve vorhanden ist, vgl. Bild 3.26b. Dasselbe gilt für Teilverbund, wenn die Kopfbolzendübel bereits stark ausgelastet sind und bei weiterer Laststeigerung stark nachgeben. Im Extremfall hoher Steifigkeit der Bewehrung ergibt sich

$$K_{RFT+KB,i} \rightarrow \infty \quad z_0 = c \quad \text{Drehpunkt in Höhe der Bewehrung} \quad (3.65)$$

Berücksichtigt man die genauere Gleichung (3.61) und damit auch eine Lastabnahme $\Delta F_{CWC,i}$ der Komponente Stützensteg auf Druck (CWC), so verlagert sich hierdurch der Drehpunkt ebenfalls ein Stück nach oben. Der Drehpunkt liegt in jedem Fall zwischen dem Schraubanschluss und der Achse der Betonplatte. Die Betonplatte wird in der Regel beim Durchlaufen des absteigenden Astes stärker belastet, obwohl die Komponentenkraft im Druckbereich F_{CWC} , und damit auch die Komponentenkraft F_{RFT} im Zugbereich abnimmt, vgl. Bild 3.26. Eine starke Entlastung erfährt somit der Schraubanschluss, vgl. (3.60). Es werden im Folgenden alle vorgegebenen Punkte i der polygonalen Komponentenkurve des absteigenden Astes durchlaufen:

$$\Delta F_{CWC,i} = F_{CWC,u} - F_{CWC,i} \quad (3.66)$$

$F_{CWC,u}$ Lastmaximum der Komponente CWC [kN]

$F_{CWC,i}$ Komponentenkraft in Punkt i der Komponentenkurve [kN]

An das Momentenmaximum $M_{j,u}$ der Verbundknotenkurve wird nun der absteigende Ast „angehängt“. Es ergibt sich folgende Differenzverformung $\Delta w_{CWC,i}$ der Komponente:

$$\Delta w_{CWC,i} = w_{CWC,i} - w_{CWC,u} \quad (3.67)$$

$w_{CWC,u}$ Verformung beim Lastmaximum der Komponente CWC [mm]

$w_{CWC,i}$ Komponentenverformung in Punkt i der Komponentenkurve [mm]

Die gesamte Verformung der Druckkomponenten beim abfallenden Ast ergibt sich zu

$$\Delta w_{C,i} = \Delta w_{CWC,i} + \Delta w_{BFC,i} \quad (3.68)$$

Für die zusätzliche Knotenrotation $\Delta \Phi_{j,CWC,i}$ gilt für die vereinfachte Annahme nach (3.64) für die Berechnung, dass der Drehpunkt in Höhe der Schraubenachse liegt:

$$\Delta \Phi_{j,CWC,i} = \Delta w_{C,i} / z_{Ep} \quad (3.69)$$

Für die gesamte Knotenrotation $\Phi_{j,i}$ im Punkt i gilt:

$$\Phi_{j,i} = \Phi_{j,u} + \Delta \Phi_{j,CWC,i} \quad (3.70)$$

$\Phi_{j,u}$ Knotenrotation bei Erreichen des Momentenmaximums $M_{j,u}$ des Verbundknotens [mrad]

Aus dem Kräftegleichgewicht ergibt sich für eine Verringerung der Beanspruchung des Stirnplattenanschlusses $\Delta F_{Ep,i}$:

$$\Delta F_{Ep,i} = \Delta F_{CWC,i} + \Delta F_{RFT,i} \quad (3.71)$$

$\Delta F_{\text{RFT},i}$ Änderung der Belastung der Komponente RFT bei Erreichen des Momentenmaximums des Verbundknotens [kN], vereinfachte Annahme nach (3.64) für die Berechnung:

$$\Delta F_{\text{RFT},i} = 0 \quad (3.72)$$

Das Gesamtknotenmoment M_j nimmt um den Betrag

$$\Delta M_{\text{CWC},i} = \Delta F_{\text{Ep},i} \cdot z_{\text{Ep}} \quad \text{für } \Delta F_{\text{Ep},i} \leq F_{\text{Ep},m} \quad (3.73)$$

$$\Delta M_{\text{CWC},i} = F_{\text{Ep},m} \cdot z_{\text{Ep}} + (\Delta F_{\text{Ep},i} - F_{\text{Ep},m}) \cdot z_{\text{RFT}} \quad \text{für } \Delta F_{\text{Ep},i} > F_{\text{Ep},m} \quad (3.74)$$

ab, mit

$F_{\text{Ep},m}$ Belastung der Schraubenverbindung beim Momentenmaximum $M_{j,u}$ des Verbundknotens

Die Kraft in der Bewehrung nimmt erst dann ab, wenn die Schraubenkraft zu 0 wird; Fallunterscheidung Gleichungen (3.73) / (3.74).

Es ergibt sich das zur Knotenrotation $\Phi_{j,i}$ zugehörige Verbundknotenmoment $M_{j,i}$ im Punkt i:

$$M_{j,i} = M_{j,u} - \Delta M_{\text{CWC},i} \quad (3.75)$$

3.3.5 Vergleichsrechnung der Setzdehnungsmessungen

Die Berechnung wurde mit dem in Kapitel 3.3.4 beschriebenen Programmmodul durchgeführt. Die rechnerischen Dehnungen ε_{OK} (Bild 3.21) auf der Oberseite der Stahlbetonplatte wurden an derselben Stelle bestimmt, an denen auch die Setzdehnungsmessungen durchgeführt wurden. Die wichtigsten Eingabeparameter sind in der Tabelle B.3 im Anhang B aufgeführt. Der Vergleich von Rechnung und Versuch wird jeweils für den letzten Messstop vor dem Bruch durchgeführt, vgl. Spalte 2 in Tabelle B.3. Der Nullpunkt der x-Achse entspricht der Stützenachse (Bild 3.21), die Anordnung der Setzdehnungsmessungen sowie die Längsachsenbezeichnungen A, A' B, E, F, F' können aus Anhang A-14 bzw. A-16 entnommen werden.

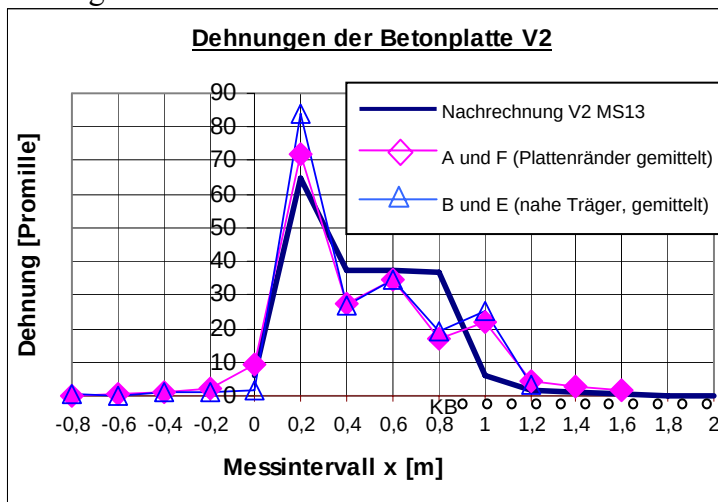


Bild 3.27: Vergleichsrechnung von Versuch V2 asymmetrisch mit Zugband

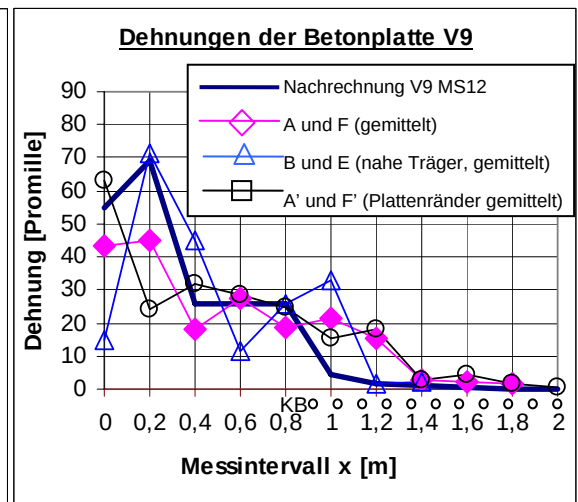


Bild 3.28: Vergleichsrechnung von Versuch V9 symm. mit Zugband und großer Plattenbreite

Insgesamt stimmt die Nachrechnung mit den Versuchen recht gut überein, vgl. Bilder 3.27 und 3.28 sowie Bilder B.3 bis B.9 im Anhang B. Es ist eine relativ große Streuung der Dehnungen aufgrund der nicht ganz regelmäßigen Rissbildung zu beobachten. So hat sich in Versuch V7 (Bild B.7 im Anhang B) der Riss bei $x = 0,4$ m nicht wie bei den anderen Messintervallen geöffnet. Hierin liegt die Ursache für die in Versuch V7 im Vergleich zum Verbundknotenversuch V8 erreichte geringere Rotationskapazität. Die Verformbarkeit der Betonplatte auf Zug und die vorhandene Rotationskapazität des Knotens hängt folglich unter anderem von zufälligen Rissbildungen ab.

Deutlich sind die hohen Dehnungen im Bereich des Zugbandes zu sehen, vgl. Bild 3.27. Beim ersten und 2. Kopfbolzendübel (Meßintervall 1,0 m) fällt die Dehnung stark ab und erreicht im Lasteinleitungsbereich nur noch elastische Dehnungen in der Größenordnung von 2 Promille.

Im Messintervall direkt über dem Stirnplattenanschluss (bei $x = 200\text{ mm}$) ergibt sich bei allen Versuchen ein Höchstwert in der Versuchskurve, der auf einen relativ großen Riss hindeutet. In der Nachrechnung ist an dieser Stelle zwar auch ein Maximum zu beobachten, das allerdings nicht ganz so ausgeprägt ist. Dieser Höchstwert ist vor allem in den Längsachsen B und E zu erkennen, am Plattenrand (Achse A und F) vergleichmäßigen sich dagegen die Risse, was auch aus dem Rissbild zu erkennen ist. Anstatt eines einzelnen großen Risses sind dort mehrere kleine Risse vorhanden, vgl. Bild 3.29. Die Ursache für den großen Einzelriss lässt sich anhand von Bild 3.21 verdeutlichen. Am Stirnplattenanschluss erhöht sich die Trägerneigung um den Betrag der Knotenrotation Φ_j , dasselbe gilt auch für die Neigung der Betonplatte. Der Knick am Anschluss ergibt somit einen relativ großen Einzelriss. Bei einer größeren Plattenbreite wird sich mit zunehmenden Abstand zum Träger dieser Knick mehr und mehr ausrunden, und die Rissbreiten werden sich mehr und mehr vergleichmäßigen, was durch die Messergebnisse in Bild 3.28 (Längsachsen A' und F') bestätigt wird.

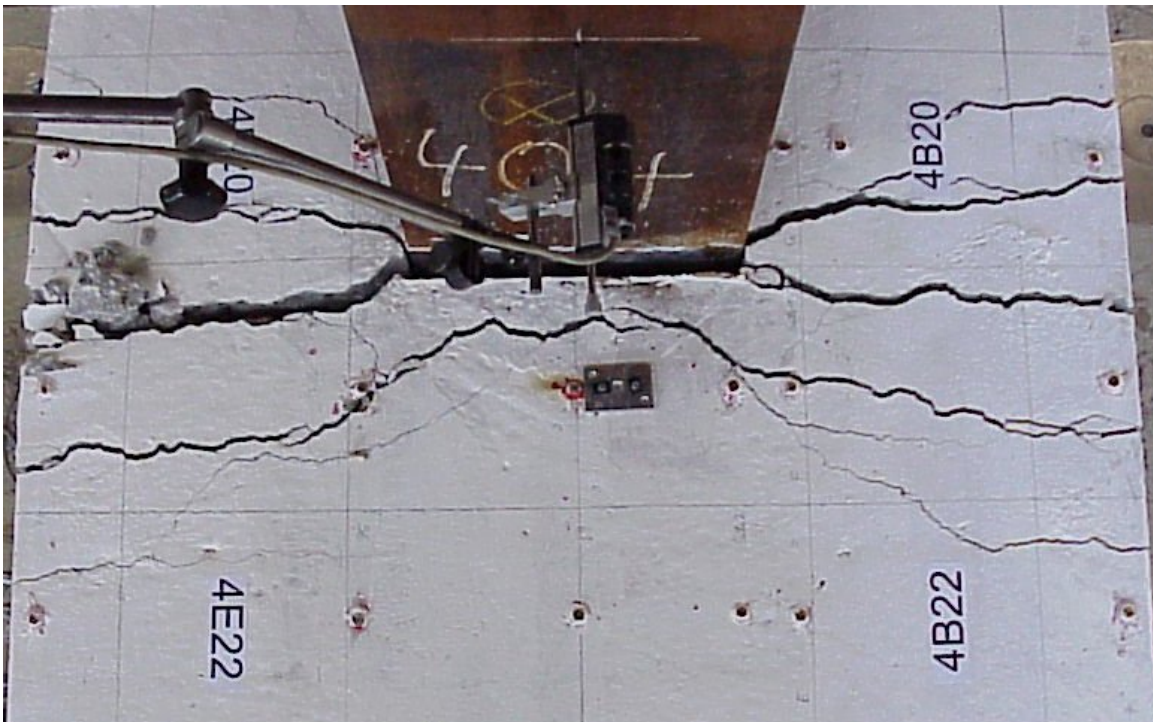
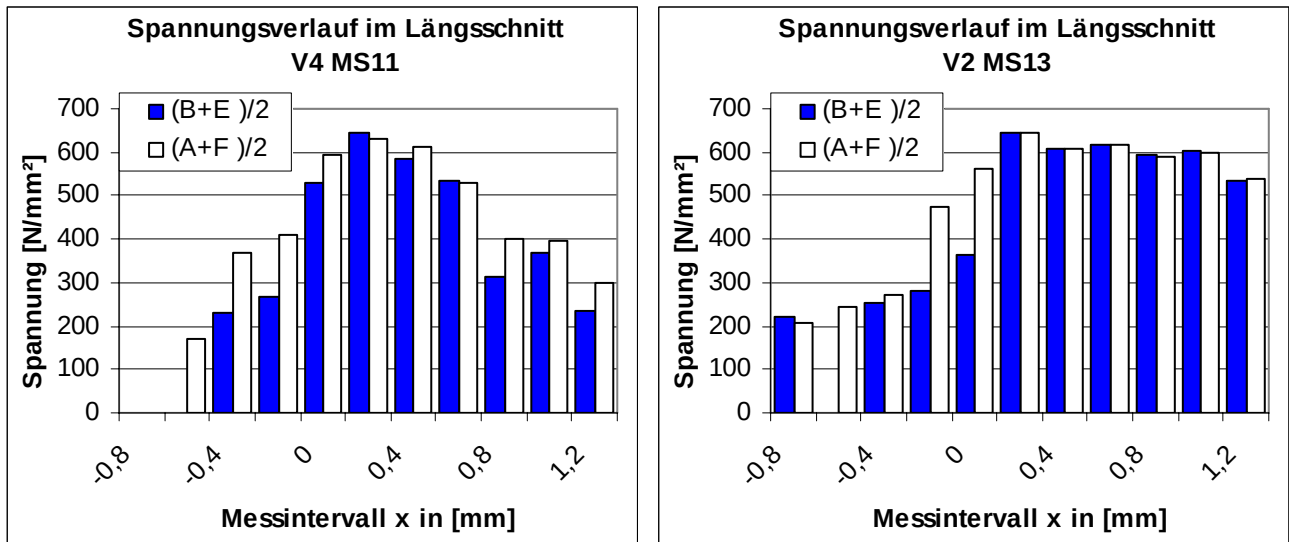


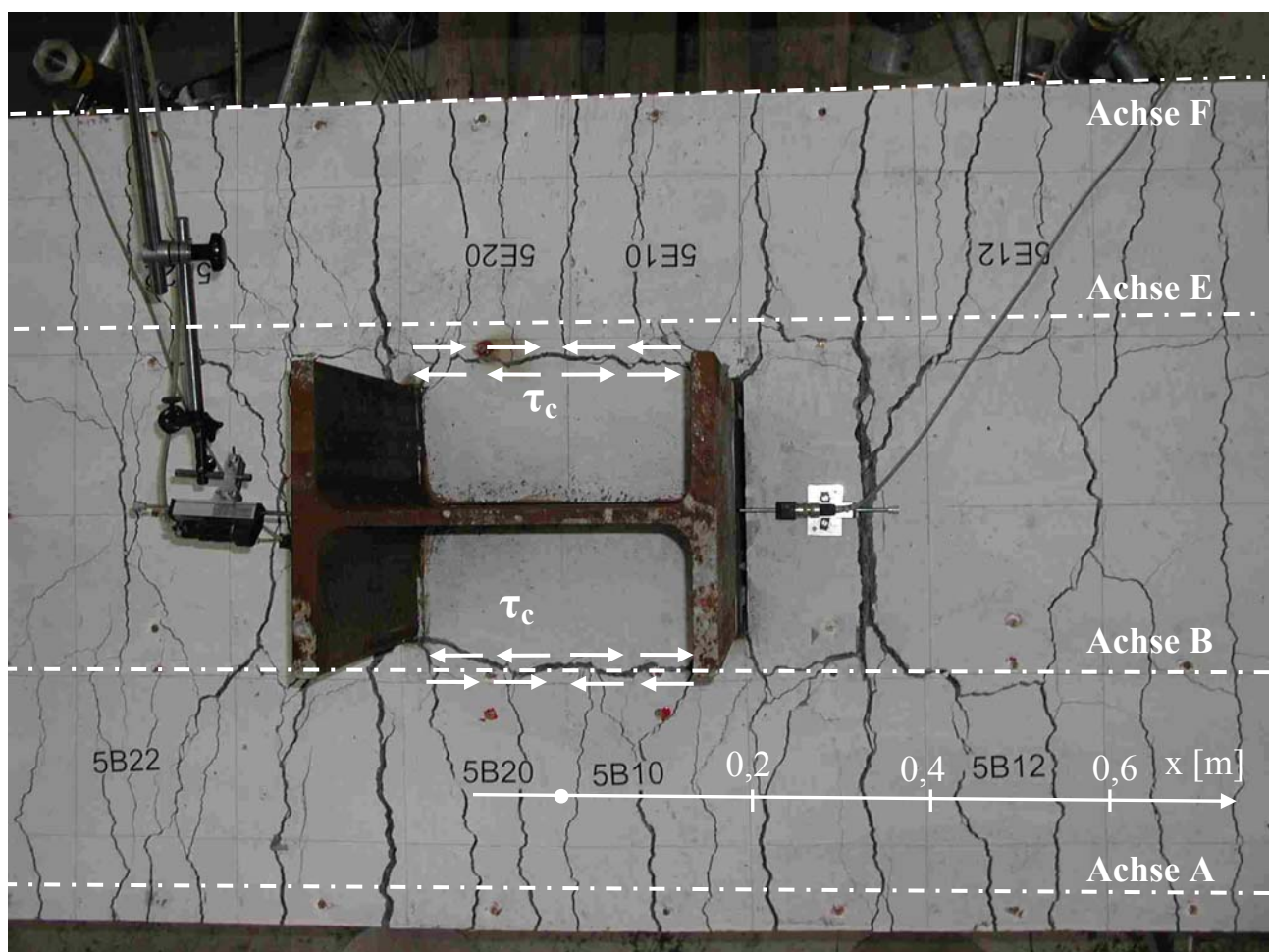
Bild 3.29: Rissbildung beim Versuch V4 (einseitige Belastung, ohne Zugband)

Direkt neben der Stütze sind bei den Längsachsen B und E im Versuch relativ geringe Verformungen zu beobachten. Dies liegt zum einen an der Risseverteilung (s. o.). Außerdem kann eine in der Berechnung nicht angesetzte Schubspannungen τ_c im Riss (Bild 3.32) die Verformungen reduzieren.

Bei den asymmetrischen Versuchen (Bild 3.27, B.3 und B.7) fällt auf, dass die Dehnung an der Stützenachse ($x = 0$) in den Längsachsen B und E nahe 0 liegt. Folglich wird ein Großteil der Kraft im Bereich $0 < x < 200\text{ mm}$ über eine diagonale Druckstrebe in die Stützeninnenseite eingeleitet, vgl. Bild 3.9. In der Längsachse A und F am Plattenrand dagegen gibt es Verformungen ungleich null bis etwa $x = -0,2\text{ m}$, wodurch das Druckstrebenbild 3.9 bestätigt wird. Nur ein relativ kleiner Kraftanteil nimmt den weiteren Weg, der in Bild 3.3a dargestellt wird. Für den Wert $x = -0,2\text{ m}$ ergeben sich im Längsschnitt Dehnungen von 0,4 bis 0,9 Promille; die zugehörigen Stahlspannungen sind in den Bildern 3.30 und 3.31 dargestellt.



Bilder 3.30, 3.31: Spannungsverteilung bei Versuch V4 (ohne) und V2 (mit Zugband) kurz vor dem Versagen

Bild 3.32: Schubspannung (τ_c) beim Versuchskörper V5

Deutlich ist der Spannungsabfall bei den asymmetrischen Versuchen in Achse E und B im Messintervall 0 zu erkennen, vgl. Bild 3.31 und Bild B.10 im Anhang B. Dieser Spannungsabfall ergibt sich bei den Randachsen (A und F) erst im Messintervall $-0,2$, vgl. Bild 3.31. Spannungen im Bereich von 0 bis 160 N/mm^2 (bei V7 bis 260 N/mm^2) deuten auf einen ungerissenen Querschnitt mit Dehnungen $<0,1$ Promille hin. Aufgrund der Messungenauigkeiten können die Spannungswerte nicht genau bestimmt werden. Fehlende Balken deuten darauf hin, dass minimale Druckspannungen vorhanden sind oder dass wie bei der Achse A und F keine Messungen in den Messintervallen $-1,2$ bis $-0,8$ existieren.

3.3.6 Vergleichsrechnung der Momenten-Rotationskurven

Basierend auf dem in Kapitel 3.3.4 erläuterten Rechenmodul und den in Tabelle B.3 aufgeführten Eingabeparametern werden die Momenten-Rotationskurven bestimmt und mit den Versuchsergebnissen verglichen, vgl. Bilder 3.33 bis 3.35 und Bilder B.11 bis B.16 im Anhang B. Die Rotation wird wie in den Versuchen 200 mm (entsprechend $x = 400$ mm nach Bild 3.21) vom Stirnplattenanschluss entfernt ermittelt. In Tabelle 3.6 ist ein Vergleich der Tragfähigkeiten sowie der vorhandenen Knotenrotationen dargestellt.

Tabelle 3.6: Vergleich von Versuch und Berechnung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Vers. Nr.	Krag-arm	Dehnr. Nr.	$\phi_{j,u,test}$ [mrad]	$\phi_{j,u,cal}$ [mrad]	$\phi_{j,u,cal}$ $\phi_{j,u,test}$	$M_{j,u,test}$ [kNm]	$M_{j,u,cal}$ [kNm]	$M_{j,u,cal}$ $M_{j,u,test}$	Versagen
1	1	V12	78	76,2	98%	466	452	97%	RFT
1	2	V12	68	76,2	112%	459	452	98%	RFT
2	2	V12	68	62,5	92%	481	461	96%	RFT
3	1	V12	42	39,7	94%	658	655	100%	BT
3	2	V12	38	39,7	104%	645	655	102%	BT
4	2	V12	47	35,7	76%	465	441	95%	RFT
5	1	V12	82	88,1	107%	683	665	97%	RFT
5	2	V12	76	88,1	116%	689	665	97%	RFT
6	1	V10	27	33,6	124%	406	404	99%	KB
6	2	V10	25	33,6	134%	410	404	98%	
7	2	V11	51	42,6	84%	347	337	97%	RFT
8	1	V11	61	51,7	85%	345	334	97%	RFT
8	2	V11	57	51,7	91%	338	334	99%	RFT
9	1	V11	75	59,2	79%	680	674	99%	RFT
9	2	V11	65	59,2	91%	671	674	100%	RFT
Mittelwert					99%			98%	
Standardabweichung					16%			1,7%	

Die Berechnungen stimmen mit den Versuchsergebnissen sehr gut überein. Lediglich beim Versuch V9 mit großer Plattenbreite und auch beim Versuch V4 mit asymmetrischer Belastung werden die vorhandenen Knotenrotationen durch die Berechnung nennenswert unterschätzt. Die Versagensart wird in allen Berechnungen richtig vorhergesagt. Auf die einzelnen Versuche wird im Folgenden eingegangen.

Bei der Nachrechnung von Versuch V1 stimmt die Berechnung mit Hilfe der Materialkurve aus Dehnkörperversuch V10 (Bild 3.33 dünne Linie) sehr gut überein, jedoch wird die vorhandene Rotationskapazität unterschätzt. Unter Verwendung der Materialkurve von V12, der im Vergleich zu V10 mit einer größeren Dehnung bei Höchstlast (dicke Linie) erreicht, ergibt sich die korrekte Knotenrotation, allerdings stimmt der Kurvenverlauf nicht ganz mit den Versuchsergebnissen überein. Schon eine geringe Streuung der Dehnkörperversuche (Bsp. Streckgrenze) hat einen relativ großen Einfluss auf das Knotenverhalten und, wie später noch gezeigt wird (Kap. 3.3.7), auch auf die vorhandene Rotationskapazität.

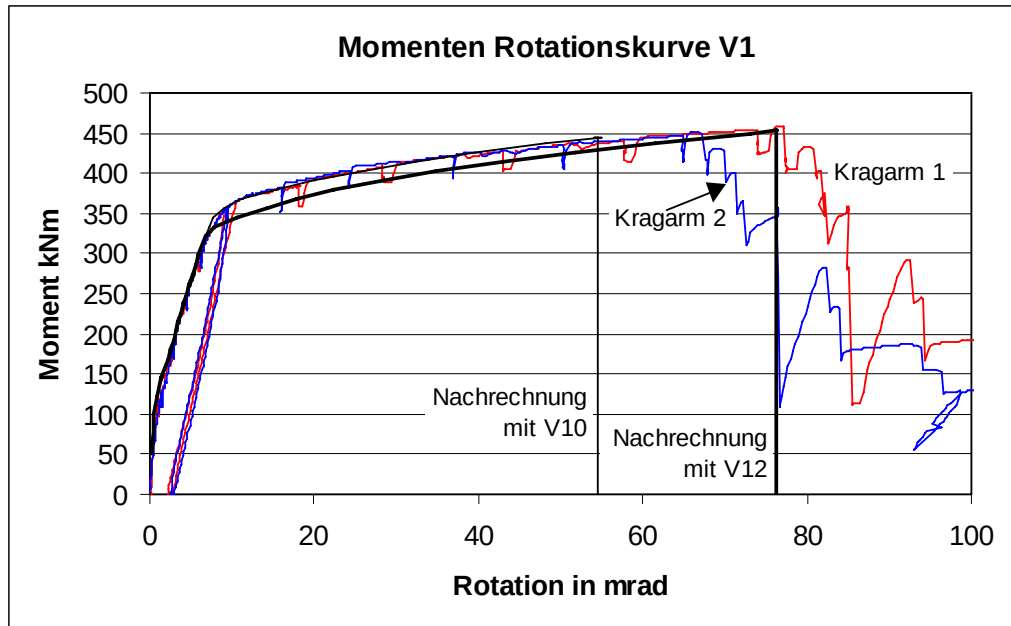


Bild 3.33: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V1 (Referenzversuch mit Zugband)

Die Berechnung von Versuch **V2** stimmt außerordentlich gut mit der Versuchskurve überein, vgl. Bild B.11 im Anhang B. Die vorhandene Rotationskapazität wird durch die Berechnung leicht unterschätzt.

Die Berechnung von Versuch **V3** stimmt mit den Versuchsergebnissen ebenfalls außerordentlich gut überein, vgl. Bild B.12 im Anhang B. Auch die vorhandene Rotationskapazität wird gut getroffen. Dies liegt daran, dass der Stahlknotenversuch V7a die Basis für die Berechnung liefert. Hier wird das Versagen der Schrauben maßgebend. Aus diesem Versuch V7a geht die Verformbarkeit der Stirnplatte hervor.

Die Berechnung von Versuch **V4** unterschätzt die vorhandene Rotationskapazität, vgl. Bild B.13 im Anhang B. Ansonsten passt die Berechnung gut zu den Versuchsergebnissen.

Für Versuch **V5** mit hohem Bewehrungsgrad (1,12 %) liegen leider keine äquivalenten Dehnkörperversuche vor, so dass die Nachrechnung mit V12 (0,7 % Bew.-Grad) erfolgte, vgl. dicke Linie in Bild 3.34. Es wird zwar die vorhandene Rotationskapazität gut getroffen.

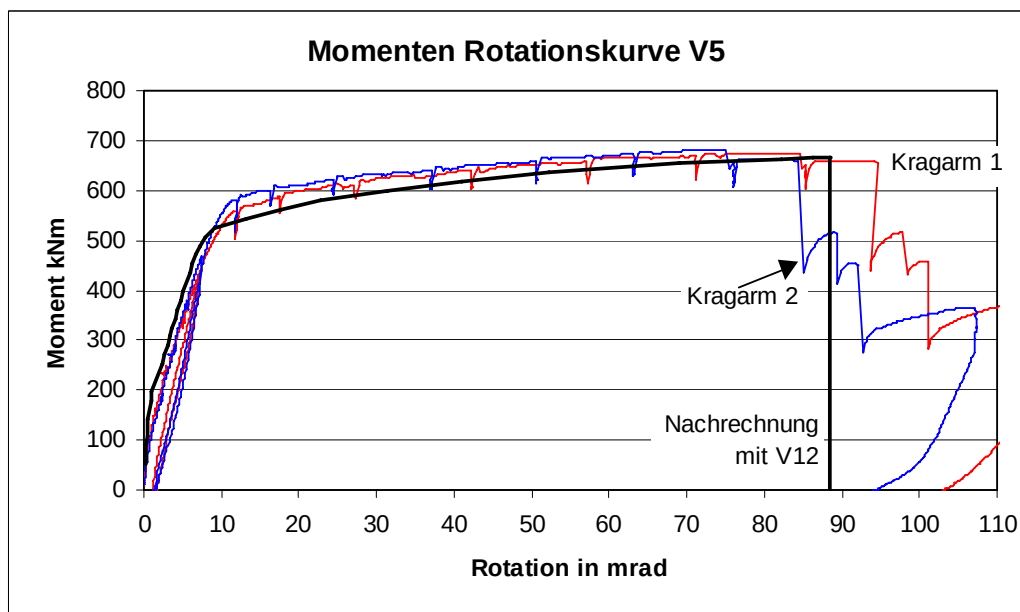


Bild 3.34: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V5 (mit hohem Bewehrungsgrad)

Bei der Nachrechnung von **V6** wird die Rotationskapazität überschätzt. Dies liegt daran, dass gleichzeitig zwei hintereinander liegende Komponenten (RFT und KB) plastizieren und dass das Tragfähigkeitsverhältnis dieser beiden plastizierenden Komponenten einen sehr großen Einfluss auf die gesamte Verformbarkeit ausübt, siehe hierzu auch Kapitel 3.3.7 bezüglich Materialüberfestigkeiten.

Bei einer Änderung dieses Tragfähigkeitsverhältnisses um 5 % reduziert sich die vorhandene Rotationskapazität um ein Drittel und damit auf den im Versuch erreichten Wert, vgl. Bild 3.35. In diesem Fall ist es für die vorhandene Rotationskapazität unerheblich, ob die Tragfähigkeit der Bewehrung um 5% erhöht (dünne Linie) oder diejenige der Kopfbolzendübel um 5% vermindert wird (gestrichelte Linie). Die Verformungscharakteristik der Kopfbolzendübel wurde an diesem Versuch lediglich an den Schlupfmessungen kalibriert und nicht an der Momenten-Rotationskurve.

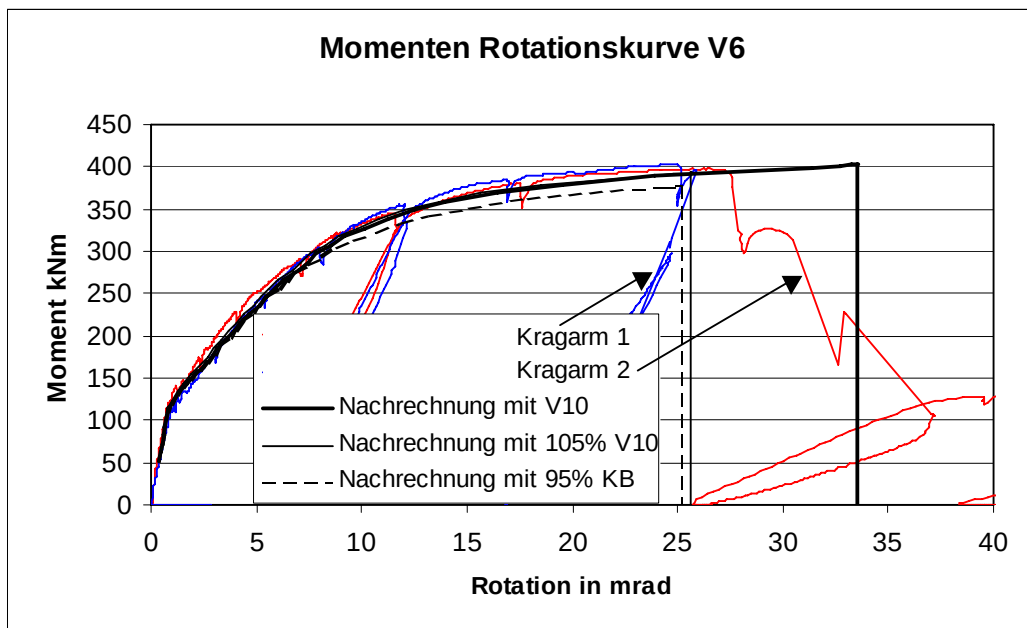


Bild 3.35: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V6 (Teilverbund)

Die Versuche **V7** und **V8** werden mit dem Dehnkörper V11 mit niedrigem Bewehrungsgrad (0,52%) nachgerechnet: Die Nachrechnung stimmt sehr gut mit dem Versuchsergebnis überein, vgl. Bilder B.14 und B.15 im Anhang B.

Die Nachrechnung von **V9** mit einem Bewehrungsgrad von 0,56% erfolgt mit dem Dehnkörperversuch V11 (0,52% Bew. Grad). Die Ergebnisse stimmen einigermaßen gut überein mit Ausnahme des elastischen Bereichs, vgl. Bild B.16 im Anhang B. Dies liegt daran, dass das eindimensionale Rechenmodell eine Nachgiebigkeit der Platte bedingt durch die Lastausbreitung in die größere Plattenbreite nicht berücksichtigt und somit eine zu große Anfangssteifigkeit liefert. Bei der Nachrechnung wurde die Bewehrung der gesamten Betonplatte angerechnet.

3.3.7 Parameterstudie zum Einfluss der Komponenten auf das Gesamtverhalten

3.3.7.1 Allgemeines

Mit Hilfe des in Kap 3.3.2 beschriebenen Programmes (Bild 3.25) wird die Momenten-Rotationskurve des Verbundknotens aus den einzelnen Komponentenkurven ermittelt. Es ist möglich jeweils einzelne Parameter des Knotens zu variieren, um dessen Einfluss auf die Tragfähigkeit und Rotationskapazität des Anschlusses zu ermitteln. Es werden nun folgende Parameter variiert:

- Abstand a_{KB} des ersten Kopfbolzendübels zum Stützenflansch (Bild 3.1)
- Reibungsbeiwert μ_{UL} für die Umlenkkraft F_z (Bild 3.22)
- Variation der Schraubenlage z_{Ep} (Bild 3.20)
- Überfestigkeiten der Bewehrungskomponente RFT, z. B. durch größere mitwirkende Breiten
- Über- / Unterfestigkeiten der Komponente Stützensteg auf Druck CWC
- Über- / Unterfestigkeiten der Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel KB
- Vereinfachung der Materialkennlinie von Stahlbeton auf Zug RFT

Bei der Parametervariation wird von der modifizierten Berechnung ausgegangen, bei der die Komponenten Riegelflansch- und Riegelsteg auf Druck getrennt betrachtet werden (Bild 3.23). Als Basiskörper dient der Versuchskörper V5 mit hohem Bewehrungsgrad, bei dem sich die Tragfähigkeit der Zug- von den Druckkomponenten nicht stark unterscheidet und bei dem folglich durch eine Variation der Komponenten am ehesten ein Versagenswechsel auftritt und somit die größten Auswirkungen zu erwarten sind. Die wesentlichen Ergebnisse sind in den folgenden Abschnitten 3.3.7.2 bis 3.3.7.12 dargestellt und werden durch den Anhang C ergänzt.

3.3.7.2 Abstand a_{KB} des ersten Kopfbolzendübels von der Stütze

Bei der Variation des Abstandes a_{KB} des ersten Kopfbolzendübels von 100 mm bis 1100 mm tritt in allen Fällen die Versagensart „Bewehrung auf Zug“ (RFT) auf.

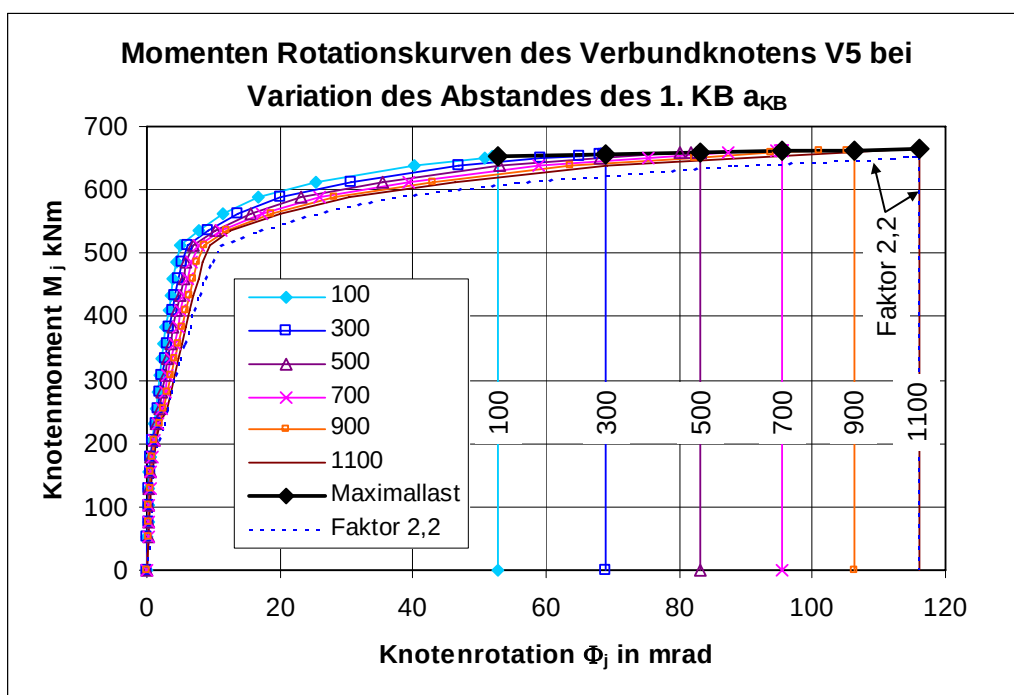


Bild 3.36: Momenten-Rotationskurven

Alle Momenten-Rotationskurven weisen einen ähnlichen Verlauf auf, vgl. Bild 3.36. Für größere Abstände a_{KB} von der Stütze werden durch die Verlängerung des Zugbandes (Komponente RFT) eine geringere Anfangssteifigkeit und eine höhere Rotationskapazität des Knotens erreicht (Bild 3.36).

Die Knotenrotation wird in erster Linie durch die Verformung der Komponente Bewehrung auf Zug ermöglicht, vgl. Bild 3.38. Für eine theoretische Länge des Zugbandes von 0 mm ergibt sich bei Extrapolation der Kurve in Bild 3.37 eine Knotenrotation von 28 mrad. Dies liegt an den Verformungsbeiträgen der übrigen Knotenkomponenten (v. a. CWC und BFC, vgl. Bild 3.38), die vom Abstand a_{KB} nur geringfügig beeinflusst werden. Bei großen Knotenrotationen ergibt sich durch die Reibungskraft R (Bild 3.22) eine Verringerung der Spannungen von 643 N/mm² auf 609 N/mm² (Bild C.1). Dies bewirkt eine erhebliche Abnahme der Dehnung von 72 auf 28 % in großen Bereichen des Zugbandes. Dieser Effekt tritt vor allem bei großen Knotenrotationen auf, also bei großen Zugbandlängen und verringert entsprechend die Knotenrotation, vgl. leichte Abnahme der Steigung der Kurve aus Bild 3.37. Somit ergibt sich mit den oben genannten Effekten lediglich eine 2,2-fache Knotenrotation, wenn die Zugbandlänge von 300 auf 1300 mm mit dem Faktor 4,3 gesteigert wird. Im elastischen Bereich wirkt sich der Zugbandeffekt noch geringer aus: Die Knotenrotation zum Zeitpunkt des Fließens erhöht sich mit den Faktor 1,8 von 5,1 auf 9,1 mrad.

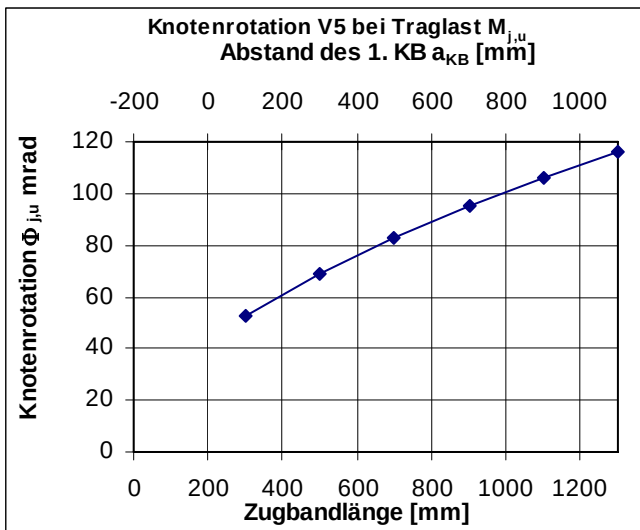


Bild 3.37: Knotenrotationen

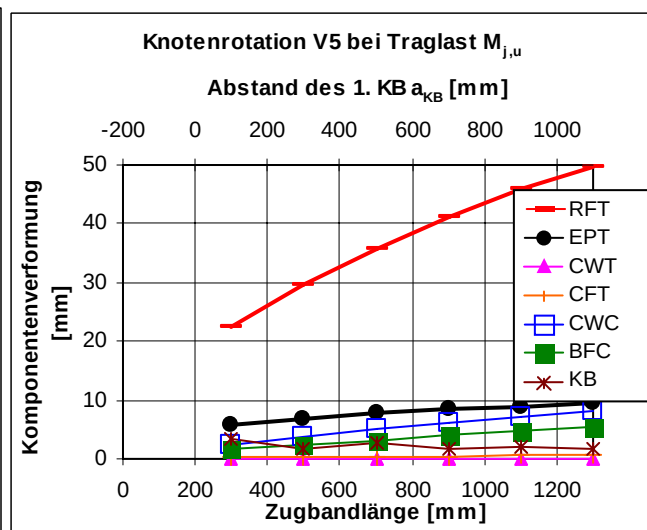


Bild 3.38: Komponentenverformungen

Im elastischen Bereich, bevor das Fließen der Bewehrung erreicht wird, hat der Abstand des 1. Kopfbolzendübels keinen Einfluss auf die maximalen Dehnungen bzw. maximalen Spannungen in der Betonplatte, vgl. Bild 3.39. Deutlich ist jeweils der Knick am ersten Kopfbolzendübel zu sehen, ab dem durch die Kraftüberleitung in den Stahlträger durch die Kopfbolzendübel die Zugkraft in der Betonplatte verringert wird. Ein zweiter Knick ist im Bereich der Lasteinleitung (Pressenkraft P) zu erkennen, wo durch Reibungskräfte F_R (Bild 3.22) die Zugbelastung von der Betonplatte in den Stahlträger übertragen wird. Die Dehnungsverläufe treffen sich erst an diesem Punkt ($x = 1.900$ mm). Die kaum merkbare Traglaststeigerung $M_{j,u}$ bei großen Zugbandlängen (Bild C.2 im Anhang C) ist auf das steigende Knotenmoment $M_{j,Ep}$ des reinen Stirnplattenanschlusses bei größeren Knotenrotationen zurückzuführen.

Die Dehnungen im Untergurt werden von der Anordnung der Kopfbolzendübel am Stützenanschluss überhaupt nicht beeinflusst und nehmen mit zunehmender Zugbandlänge am Ende des Zugbandes nur wenig ab, vgl. Kap. 3.3.8. Da es sich um relativ geringe elastische Dehnungen handelt, hat diese Abnahme auf die Rotationsfähigkeit keinen wesentlichen Einfluss, vgl. Bild C.3, Anhang C. Im obe-

ren Flansch ergeben sich durch größere Abstände a_{KB} auch größere Druckspannungen bzw. Druckstauchungen, vgl. Bild C.4 im Anhang C. Detaillierte Erklärungen hierzu finden sich in Kapitel 3.3.8.

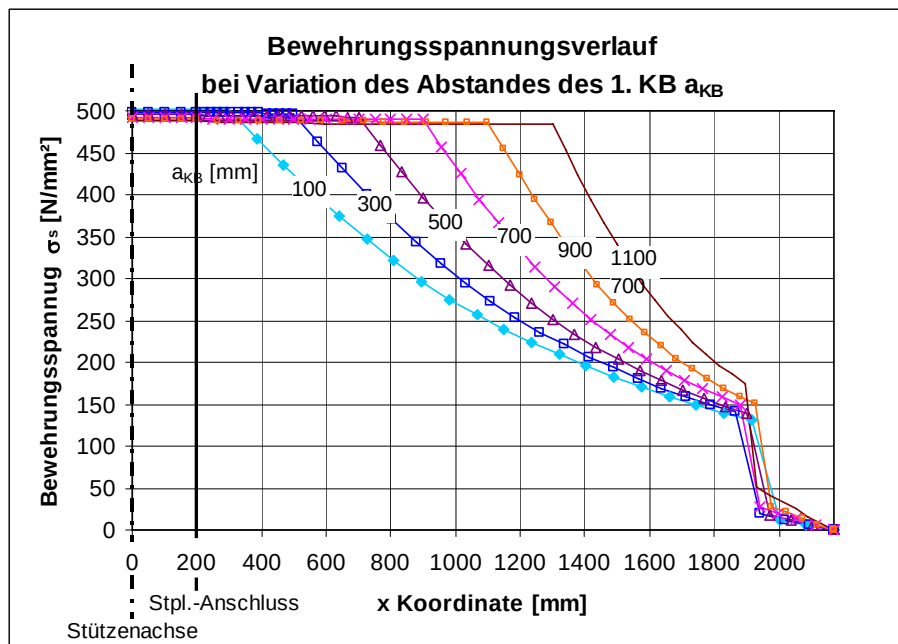


Bild 3.39: Spannungverlauf in der Bewehrung für ein Knotenmoment $M_j = 480 \text{ kNm}$ (Varianten von V5)

3.3.7.3 Reibungsbeiwert

Der Reibungsbeiwert μ_{UL} der Umlenkraft F_z , vgl. Gleichung (3.40), wird in den Grenzen von 0,0 bis 1,0 variiert. Typische Reibungsbeiwerte zwischen Stahl und Beton liegen nach einer Übersicht von Kürschner (2003) zwischen 0,25 (5% Fraktilwert) und 0,77 (50% Fraktilwert). In Versuchen hat Wolff (1998) Reibungsbeiwerte von 0,35 bis 0,92 ermittelt.

Die Momententragfähigkeit $M_{j,u}$ des Knotens wird nicht durch den Reibungsbeiwert beeinflusst, vgl. Bild C.6 im Anhang C. Die Momenten-Rotationskurven für verschiedene $\mu_{UL} = 0,2$ bis 1,0 weisen nahezu einen identischen Verlauf auf, vgl. Bild C.5 im Anhang C. Lediglich die Rotation beim Versagen wird vom Reibungsbeiwert stark beeinflusst und nimmt mit steigendem Reibungsbeiwert von 125 mrad auf 82 mrad ab, vgl. Bild 3.40.

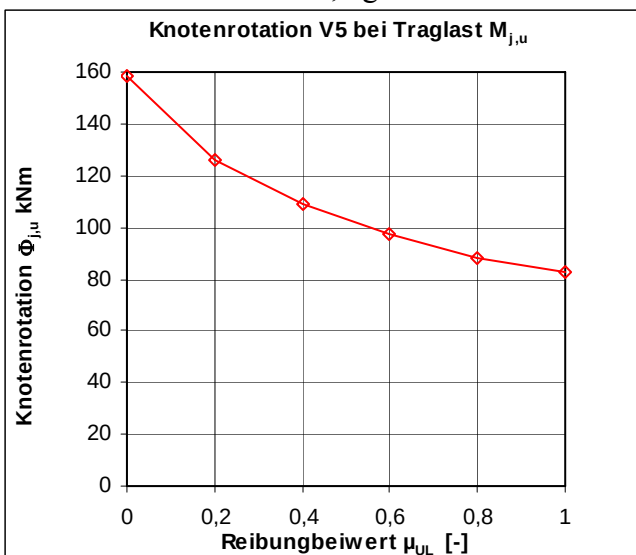


Bild 3.40: Knotenrotationen

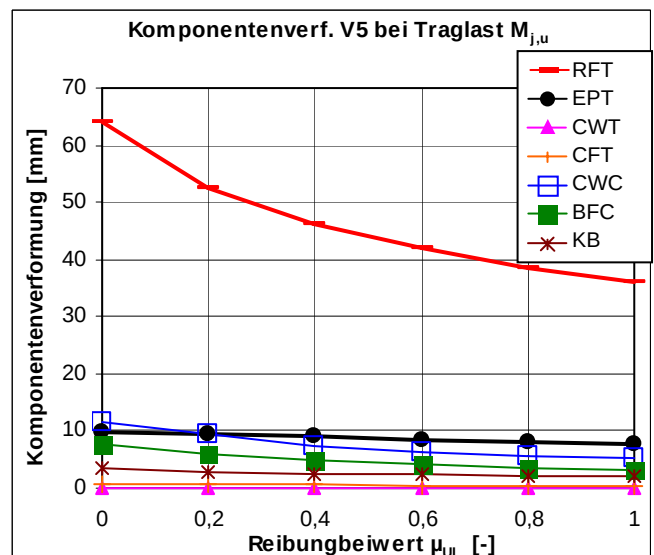


Bild 3.41: Komponentenverformungen

Die Variante ohne Reibung ($\mu_{UL} = 0$) zeigt ein anderes Versagen auf: Stützensteg auf Druck anstatt Bewehrung auf Zug. In der Nähe des Versagenswechsels werden beide Komponenten aktiviert (Bild 3.41), und es ergeben sich besonders große vorhandene Knotenrotationen.

Der Versagenswechsel von RFT zu CWC ergibt sich, wenn die vorhandene Zugkraft in den Zugkomponenten die Tragfähigkeit des Stützensteiges auf Druck überschreitet:

$$F_{RFT} + F_{EP} = F_{CWC,Rk} \quad (3.76)$$

Durch die Stahlverfestigung kann bei der Komponente Stirnplatte auf Biegung (vgl. Bild B.1 im Anhang B) die Zugkraft F_{EP} bei zunehmender Verformung des Stirnplattenanschlusses (Komponentengruppe Ep) so weit ansteigen, bis Gleichung (3.76) erfüllt ist und es zum Versagenswechsel kommt. Unter Vernachlässigung der Materialverfestigung würde sich für eine bilineare Komponentencharakteristik nach prEN 1993-1-8 (2003) mit einem konstanten Fließplateau rechnerisch kein Versagenswechsel ergeben. Damit würde sich für $\mu_{UL} = 0$ in Bild C.5 eine ähnliche Momenten-Rotationskurve wie für $\mu_{UL} = 0,2$ einstellen.

Die Abnahme der vorhandenen Rotationskapazität infolge Reibung lässt sich theoretisch mit Bild 3.22 und mit den Rechenergebnissen in Bild 3.42 begründen: Bedingt durch die Reibungskraft R (Bild 3.22) ergibt sich z. B. eine Spannungsabnahme in der Zugbandbewehrung von 6 % bei einem Reibbeiwert von 1,0. Dies bewirkt eine gravierende Abnahme der Dehnungen. So reduziert sich die Dehnung im Zugbandbereich von 67 ‰ auf 27 ‰. Deutlich wird hierbei auch die Bedeutung des Verfestigungsfaktors f_u/f_y des Bewehrungsstabes. Im Falle $f_u/f_y = 1,05$ wird bei Erreichen der Knoten Tragfähigkeit (entspricht $\sigma_s(x=h_c/2) = f_u$) im Zugbandbereich der Betonplatte oberhalb des Riegelprofils ($200 \text{ mm} < x < a_{KB}$) aufgrund einer Spannungsabnahme von 6 % nicht einmal die Fließgrenze erreicht und die Dehnungen würden dann bei der gegebenen Knotenrotation sogar auf etwa 3 ‰ absinken. Jedoch wirkt sich eine geringere Knotenrotation wiederum günstig auf die Reibungskraft R aus, denn es ergeben sich kleinere Umlenkwinkel, kleinere Umlenkkräfte F_z nach Gl. (3.39) und damit auch eine kleinere Reibungskraft R nach Gl. (3.40), vgl. Bild 3.22, so dass die Spannungsabnahme sowie die damit verbundene Dehnungsabnahme etwas geringer ausfällt.

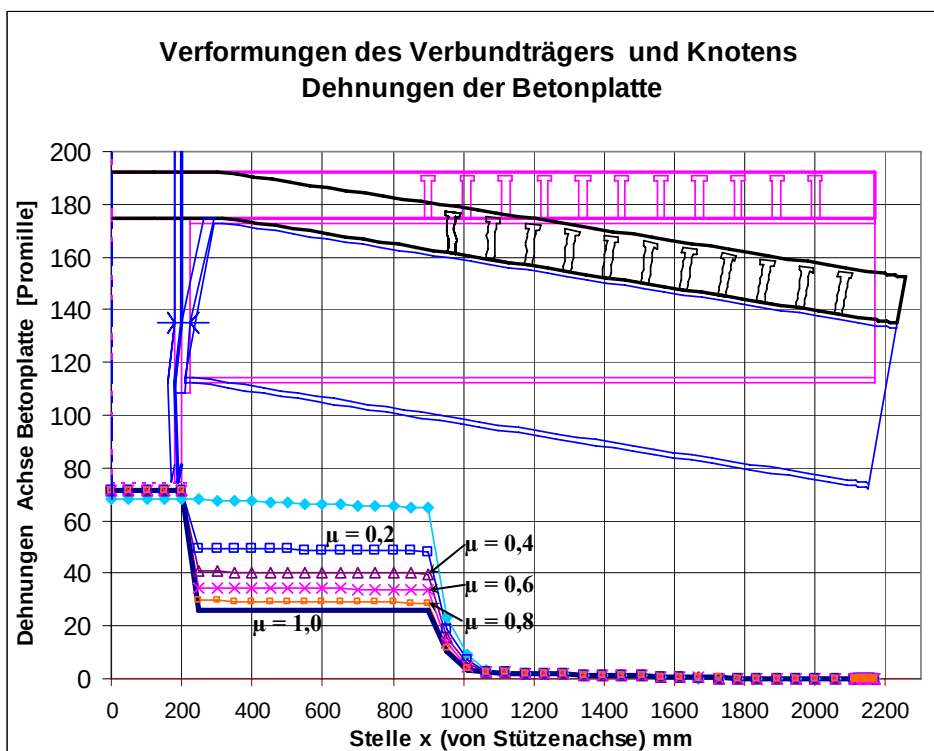


Bild 3.42: Verformungen, Dehnungen und Spannungen kurz vor dem Versagen

Aus den durchgeführten Versuchen kann der Einfluss des Reibungsbeiwertes μ_{OG} und der Schubspannung τ_c im Längriss nicht bestimmt werden. Für eine Quantifizierung von μ_{OG} sind weitere vergleichende Verbundknotenversuche erforderlich:

μ_{OG} Variation der Kontaktfläche Obergurt-Betonplatte im Zugbandbereich:

a) ohne Schalöl, b) mit Schalöl, c) Spalt, um Reibung gänzlich auszuschließen

3.3.7.4 Lage der Schraube M30 10.9

Die Schraubenlage wird von $z_{Ep} = 60$ mm (entspricht der untersten Schraubenreihe der Versuchskörper) bis $z_{Ep} = 435$ mm (entspricht der obersten Lage in Versuch V3 und V7a) variiert. z_{Ep} ist der Abstand der Schraubenachse zur unteren Flanschachse (vgl. Bild 3.20). Effekte, die sich durch die aussteifende Wirkung des Flansches auf die Komponente Stirnplatte auf Biegung ergeben, werden nicht berücksichtigt.

Liegen die Schrauben in der unteren Hälfte des Riegels, ergeben sich relativ geringe Verformungen in der Stirnplattenverbindung und so versagt zuerst die Bewehrung auf Zug. Bei einer Schraubenlage in der oberen Trägerhälfte dagegen ergeben sich generell größere Deformationen der Stirnplatte auf Biegung (Bild 3.44) aufgrund des größeren Abstandes zum Drehpunkt und damit auch größere Zugkräfte F_{Ep} in der Stirnplattenverbindung (Bild B.1). Dies führt zum Versagen der Komponente Stützensteg auf Druck, da nun, wie oben beschrieben, Gleichung (3.76) erfüllt ist.

Die Momenten-Rotationskurven mit Bewehrungsversagen sind sich ähnlich (Bild C.7 im Anhang C), jedoch ergibt sich durch die höhere Schraubenlage auch eine höhere Knotentragfähigkeit (Bild C.8 im Anhang C), und ein höheres Knotenmoment (Bild C.7). Nach dem Versagenswechsel steigert eine höhere Schraubenlage weiterhin die Tragfähigkeit, da der Hebelarm z_{Ep} des Tragfähigkeitsanteils des Stirnplattenanschlusses $M_{j,Ep}$ weiterhin steigt.

Die Rotationen $\Phi_{j,u}$ (zugehörig zu $M_{j,u}$) erreichen beim Versagenswechsel ($z_{Ep} \geq 200$ mm) ihr Maximum, vgl. Bild 3.43.

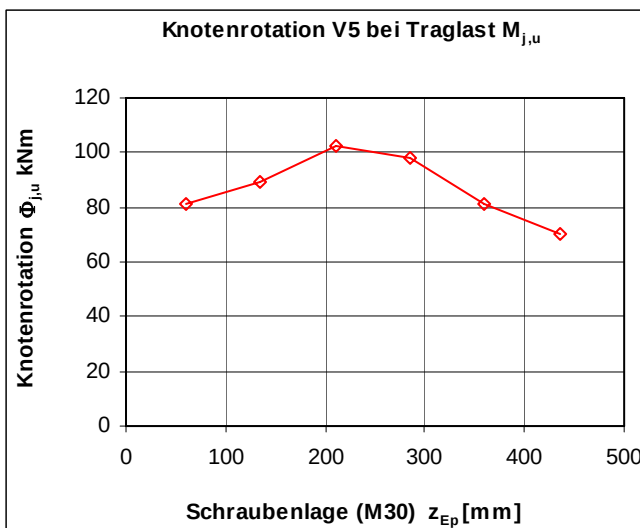


Bild 3.43: Knotenrotationen

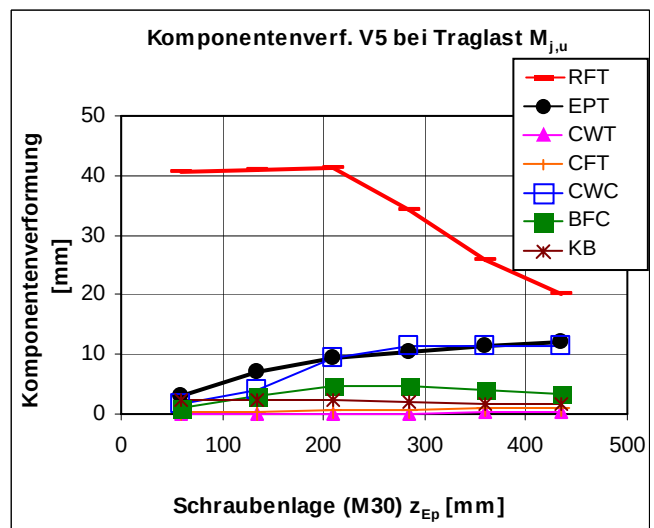


Bild 3.44: Komponentenverformungen

Der relative hohe Schraubendurchmesser M30 verhindert ein sprödes Schraubenversagen bei der hohen Schraubenlage und führt zum Versagen des Stützensteges auf Druck.

3.3.7.5 Lage der Schrauben M24 10.9

Analog zu den Berechnungen für die Schrauben M30 wurde die Parametervariation der Schraubenlage auch für die Schraubengröße M24 durchgeführt, und zwar für den Versuch V3 (ohne Zugband). Es ergeben sich insgesamt relativ geringe rechnerische Knotenrotationen $\Phi_{j,u} < 60$ mrad, vgl. Bild 3.45, da entweder die Schrauben frühzeitig versagen oder ein Bewehrungsversagen bei geringer freier Dehnlänge eintritt.

Für hohe Schraubenlagen $z_{EP} \geq 360$ mm ergibt sich wie im Versuch V3 ein Schraubenversagen, da wie aus Versuch V3 hervorgeht, die Verformung EPT auf ca. 15 mm begrenzt ist (Bild 3.46 und Bild B.1 im Anhang B). Bei niedriger Schraubenlage versagt die Bewehrung auf Zug. Durch die tiefe Lage ergeben sich geringere Verformungen in der Komponente „Stirnplatte auf Biegung“ (Bild 3.46), so dass größere Knotenrotationen möglich sind und das Versagen durch die Verformbarkeit der Bewehrung bestimmt wird. In diesem Fall ist für die erreichbare Knotenrotation die Schraubenlage ohne Bedeutung, vgl. Bild 3.45.

Die Schraubenlage beeinflusst wie in Kap 3.3.7.4 beschrieben die Momententragfähigkeit des Knotens, vgl. Bild C.10 und die M- Φ Kurvenverläufe in Bild C.9 im Anhang C.

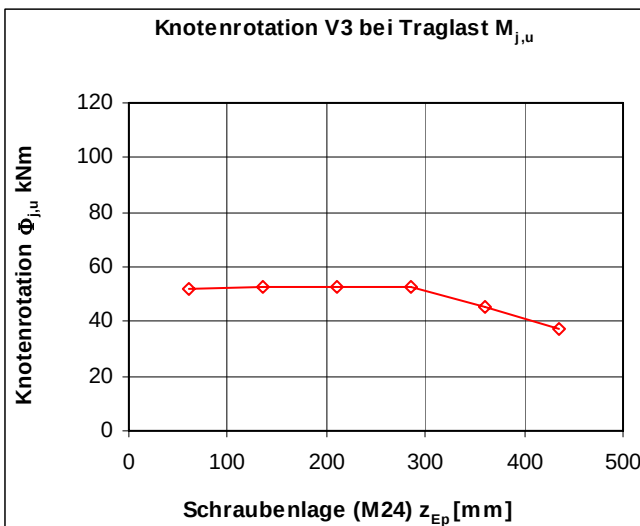


Bild 3.45: Knotenrotationen

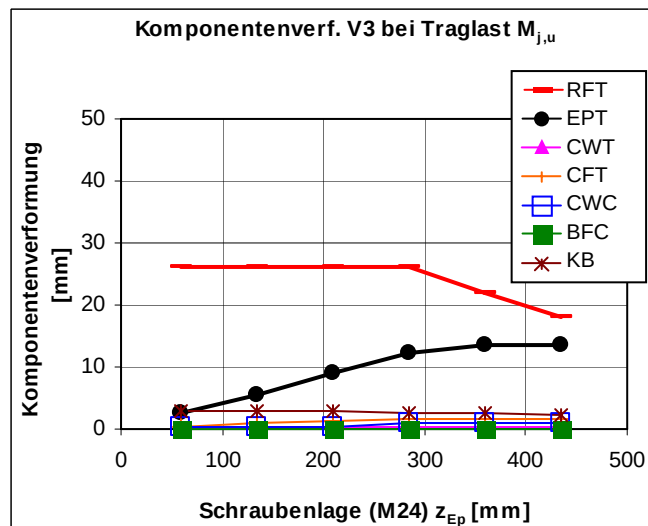


Bild 3.46: Komponentenverformungen

3.3.7.6 Stützensteg auf Druck (CWC)

Die Tragfähigkeit der Komponente Stützensteg auf Druck des Versuchskörpers V5 wird im Bereich vom 0,2 bis zum 1,2-fachen der rechnerischen Tragfähigkeit des untersuchten Stützensteges (Bild B.2) variiert (entspricht Faktor $f_{CWC} = 0,2$ bis 1,2). Die zugehörigen Komponentenverformungen w_{CWC} werden nicht faktorisiert, so dass die Verformung bei Erreichen der Komponententragfähigkeit unverändert bleibt. Für geringe Tragfähigkeiten der Komponente CWC bis zum Faktor 0,4 ergibt sich der Versagensmodus Stützensteg auf Druck, gekennzeichnet durch relativ geringe vorhandene Knotenrotationen < 30 mrad bei Erreichen der Maximallast und durch einen relativ flachen abfallenden Ast im Nachtraglastbereich, vgl. Bild 3.48. Mit steigender Tragfähigkeit der Komponente Stützensteg auf Druck ergibt sich ein Fließen in der Bewehrung, die vorhandene Knotenrotation nimmt stark zu und erreicht beim Versagenswechsel ($f_{CWC} = 1,0$) ihren Höhepunkt, vgl. Bild 3.47. Hier wird sowohl die Verformbarkeit der Zugkomponente RFT als auch der Druckkomponente CWC aktiviert. Durch den Versagenswechsel ($f_{CWC} \geq 1,0$) entfällt der abfallende Ast, vgl. Bild 3.47.

Beim Tragfähigkeitsfaktor $f_{CWC} = 1,2$ wird die Komponente CWC nicht plastisch beansprucht, so dass die Komponentenverformung auf nahezu 0 sinkt, vgl. Bild 3.49. Dies ist die Ursache für die Abnahme der Knotenrotation nach dem Versagenswechsel (Bild 3.48).

Durch die Abnahme der Verformungen in den Druckkomponenten für den Faktor $f_{CWC} > 0,8$ ergeben sich größere Verformungen in der Stirnplatte auf Biegung (EPT), vgl. Bild 3.49. Der Drehpunkt (Bild 3.26a) wandert nach unten von der Schraubenlage hin zur Druckkomponente.

Ab einem Faktor $f_{CWC} = 1,0$ für die Komponente CWC beginnt der untere Riegeflansch (BFC, reiner Flanschquerschnitt) zu plastizieren. Folglich nimmt die Komponentenverformung (BFC) zu und leistet einen wesentlichen Beitrag zur Rotationskapazität, vgl. Bild 3.49.

Die Knotentragfähigkeit $M_{j,u}$ nimmt bis zum Versagenswechsel (CWC→RFT) mit steigender Tragfähigkeit der versagenden Komponente Stützensteg auf Druck zu. Danach bewirkt eine Zunahme der Tragfähigkeit des Stützensteges aufgrund des maßgebenden Bewehrungsversagens keine nennenswerte weitere Steigerung der Momententragfähigkeit des Verbundknotens, vgl. Bild C.11.

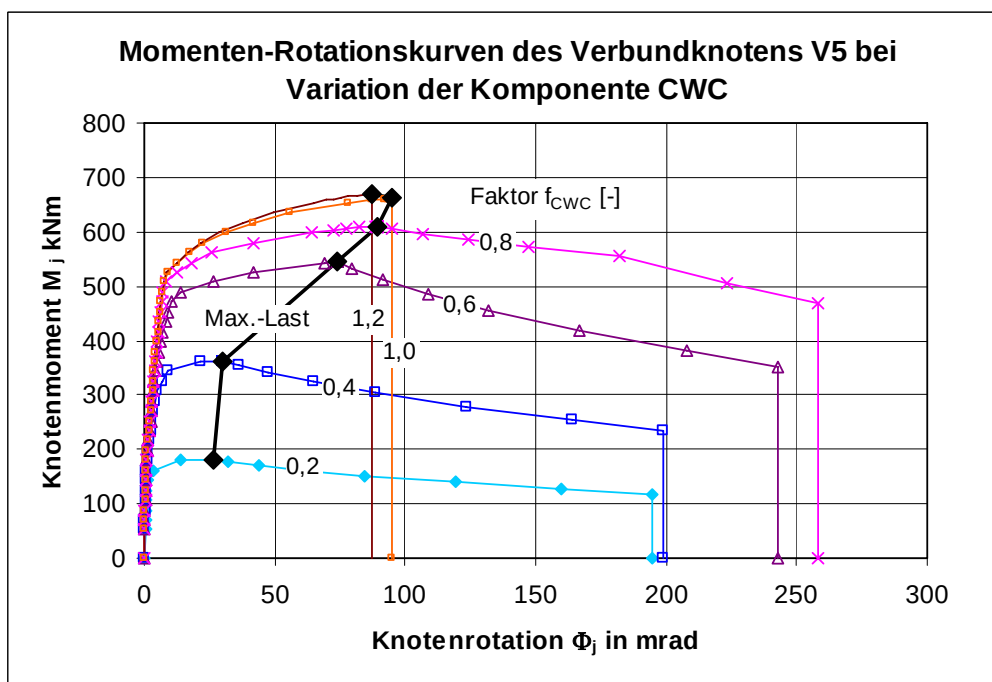


Bild 3.47: Momenten-Rotationskurven

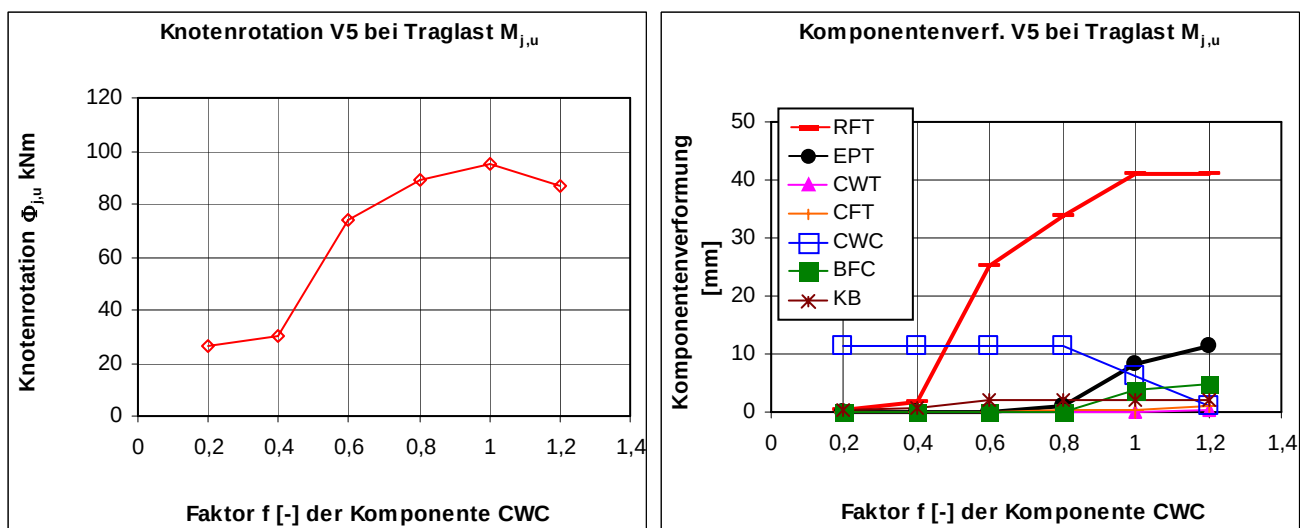


Bild 3.48: Knotenrotationen

Bild 3.49: Komponentenverformungen

In diesen Berechnungen ist wie bei den Verbundknotenversuchen nur eine geringe Normalkraftausnutzung $N_d / N_{pl,c,Rd}$ der Stütze vorausgesetzt. Üblicherweise wird jedoch aufgrund einer wirtschaftlichen Ausnutzung eine Normalkraftausnutzung von ca. 70 % in der Stütze vorhanden sein. Dies hat eine starke Auswirkung auf die Verformungen der Komponente Stützensteg auf Druck und damit auch auf den Nachtraglastbereich. Die Verformbarkeit reduziert sich bei hoher Normalkraftausnutzung der Stütze erheblich, vgl. Kühnemund (2003). Die hier erreichten Rotationen bilden eher eine obere Grenze.

3.3.7.7 Bewehrung auf Zug (RFT)

Die Tragfähigkeit der Komponente Bewehrung auf Zug des Versuchskörpers V5 wird mit dem Faktor 0,8 bis 1,8 variiert. Eine erhöhte Tragfähigkeit kann sich z. B. wie in Versuch V9 durch eine größere mittragende Plattenbreite ergeben.

In Bild C.12 im Anhang C sind entsprechend der zwei Versagensarten zwei unterschiedliche Kurvenverläufe zu erkennen. Es ergeben sich in allen Fällen sehr hohe Knotenrotationen. Auch beim Versagenswechsel für $f_{RFT} > 1,0$ von RFT auf CWC ergeben sich trotz der relativ gering verformbaren Komponente Stützensteg auf Druck sehr große vorhandene Rotationskapazitäten, vgl. Bild 3.51. Dies liegt daran, dass durch das Nachgeben der Komponente CWC sich die Verformung und damit auch die Zugkraft im Stirnplattenanschluss verringert (vgl. Bild C.18b mit C.18a im Anhang C) und für den Faktor $f_{RFT} = 1,4$ sogar den Wert 0 mm erreicht, vgl. Bild 3.52. Die Kraft F_{Ep} verringert sich entsprechend. Nach dem Versagenswechsel (RFT→CWC) ergibt sich die Beanspruchung F_{CWC} aus der Tragfähigkeit der Komponente CWC. Aus dem Gleichgewicht

$$N_{RFT} = F_{CWC} - F_{Ep} \quad (3.77)$$

folgt, dass für eine Verringerung der Kraft F_{Ep} in der Stirnplatte die Beanspruchung der Komponentenkraft N_{RFT} zunimmt (Bild C.18b), so dass die Bewehrung auch bei Versagen des Stützensteges auf Druck (CWC) große plastische Verformungen aufweist, vgl. Bild 3.52 und w_{RFT} in Bild C.18b.

Durch die große Verformung der Komponente CWC findet eine Verlagerung der Zugkraft von der Stirnplatte auf die Bewehrung statt. Dank des größeren Hebelarmes $z_{RFT} = 562$ mm der Bewehrung im Vergleich zum Stirnplattenanschluss $z_{Ep} = 172$ mm steigt die Momententragfähigkeit des Knotens $M_{j,u}$ weiter an, vgl. Bild C.13 im Anhang C, obwohl der Stützensteg auf Druck (CWC) seine Traglast erreicht hat.

Für $f_{RFT} > 1,6$ sinkt die vorhandene Rotationskapazität, da die Belastung in der Stirnplatte F_{Ep} den Wert 0 kN erreicht und somit bei einer weiteren Steigerung der Bewehrungstragfähigkeit keine Kraftumlagerung von der Schraube zur Bewehrung mehr stattfinden kann, sofern die Tragfähigkeit F_{CWC} nicht von der gedrückten Riegelsteghöhe abhängt und als konstant angesehen wird. Es ergibt sich aus oben stehender Gleichung:

$$N_{RFT} = F_{CWC} \quad (3.78)$$

Die Kraft N_{RFT} in der Bewehrung nimmt bei weiterer Traglaststeigerung der Komponente RFT nicht weiter zu, da die Zugkraft in der Bewehrung durch die fest vorgegebene Komponententragfähigkeit CWC nach Gl. (3.76) begrenzt wird und ein Versagen der Komponente Stützensteg auf Druck eintritt. Durch eine Erhöhung der Tragfähigkeit RFT ergeben sich jedoch geringere Spannungen und damit auch geringere Dehnungen in der Bewehrung. Die Verformung in der Bewehrung nimmt mit steigendem Bewehrungsquerschnitt deutlich ab und erreicht nur noch elastische Verformungen, vgl. Bild 3.52. Die Momententragfähigkeit steigt nicht weiter an, da die Kraft in der Bewehrung nicht weiter steigt und der Hebelarm konstant bleibt, vgl. Bild C.13 im Anhang C.

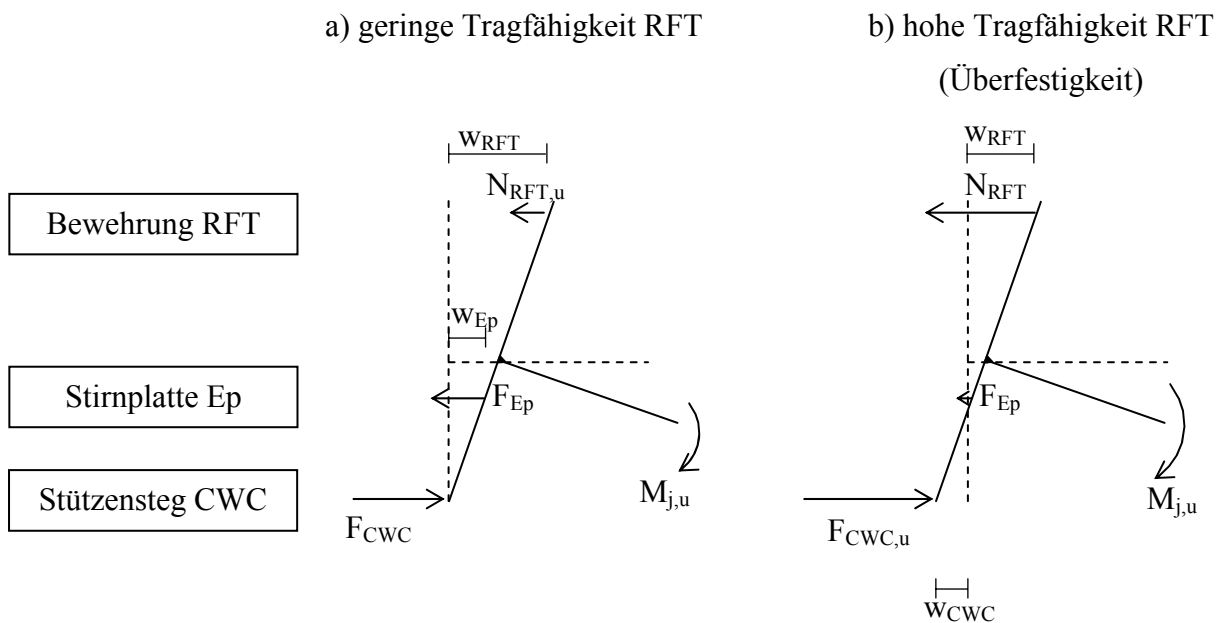


Bild 3.50: Komponentenbeanspruchungen und -verformungen für verschiedene Tragfähigkeiten der Komponente Bewehrung auf Zug (RFT)

Wie in Bild 3.50 gezeigt verhält sich die tiefe Schraubenlage in der Regel sehr robust gegenüber Überfestigkeiten der Bewehrung und stellt eine empfehlenswerte ideale hochduktile Knotenkonfiguration dar: Bei geringer Tragfähigkeit der Bewehrung plastiziert die Bewehrung und es ergeben sich nur geringe Verformungen in der Komponente Stirnplatte auf Biegung, vgl. Bild 3.50a. Bei Überfestigkeiten in der Bewehrung bzw. bei größeren mitragenden Breiten ergibt sich ein Versagen der Komponente Stützensteg auf Druck. Aufgrund der Hebelverhältnisse (Drehpunkt nahe der Schraubenlage) ergeben sich nur geringe Verformungen im Stützensteg, so dass nur ein geringer Lastabfall im Nachtraglastbereich dieser Komponente auftritt. Der größte Anteil der Verformungen wird durch die plastizierende Bewehrung zur Verfügung gestellt. Nur im Ausnahmefall, wenn die Tragfähigkeit der Stirnplattenverbindung größer ist, als die Komponententragfähigkeit des Stützensteges auf Druck ($N_{RFT,Rk} > F_{CWC,Rk}$) sind dagegen wegen des vorzeitigen Stützenstegversagens (CWC) nur geringe Verformungen in den Zugkomponenten und geringe Knotenrotationen $\Phi_{j,u}$ zu erwarten.

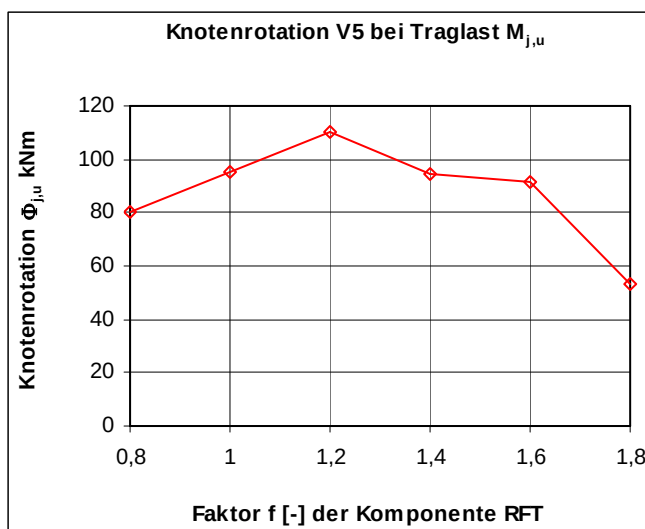


Bild 3.51: Knotenrotationen

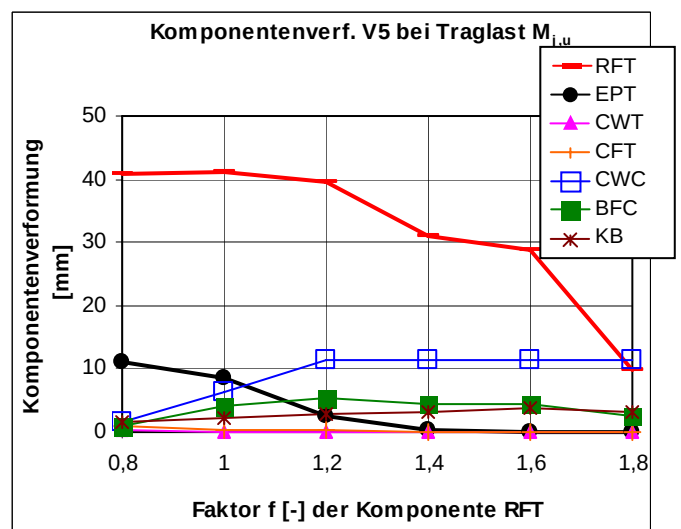


Bild 3.52: Komponentenverformungen

Bei der Variation der Bewehrung von V3 mit der hohen Schraubenlage steigt die Knotenrotation von 40 mrad bis zum Versagenswechsel (bei $f_{RFT} \approx 1,5$) von BT auf CWC auf 60 mrad und nimmt für höhere Bewehrungsgrade wieder ab. Die Momententragfähigkeit bleibt ab dem Versagenswechsel in etwa konstant.

3.3.7.8 Kopfbolzendübel

Die Anzahl der Kopfbolzendübel wird von 3 bis 8 variiert. Bei Teilverbund (3 bis 5 Kopfbolzendübel) ergibt sich ein Versagen der Kopfbolzendübel, und die Verformbarkeit des Knotens ist auf die Verformbarkeit der Kopfbolzendübel beschränkt. Es werden nur geringe Rotationskapazitäten erreicht, vgl. Bild C.14 im Anhang C und Bild 3.53.

Erst bei 5 Kopfbolzendübeln wird ein Teil der Verformbarkeit der Bewehrung aktiviert (Bild 3.54) und bei 6 bis 8 Kopfbolzendübeln ist die Verformbarkeit der Bewehrung voll aktiviert, dafür ergeben sich nur geringe Relativverschiebungen des Kopfbolzendübels, vgl. Bild 3.54. Insgesamt ergeben sich bei $n > 5$ große Rotationskapazitäten, vgl. Bild 3.53.

Die Momententragfähigkeit steigt mit der Anzahl der Kopfbolzendübel, bis voller Verbund erreicht ist, vgl. Bild C.15 im Anhang C. Zusätzliche Kopfbolzendübel über die Vollverdübelung hinaus steigern die Traglast nicht weiter.

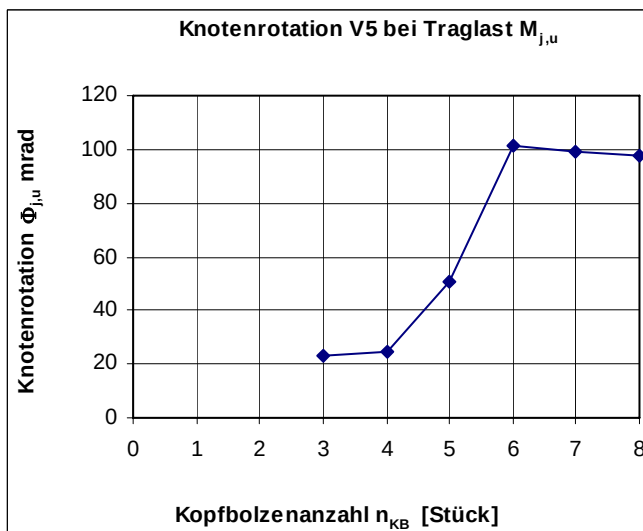


Bild 3.53: Knotenrotationen

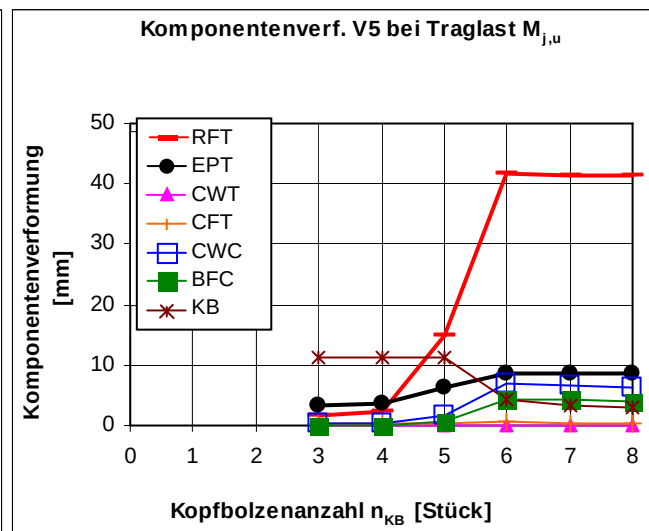


Bild 3.54: Komponentenverformungen

3.3.7.9 Materialkennlinie RFT

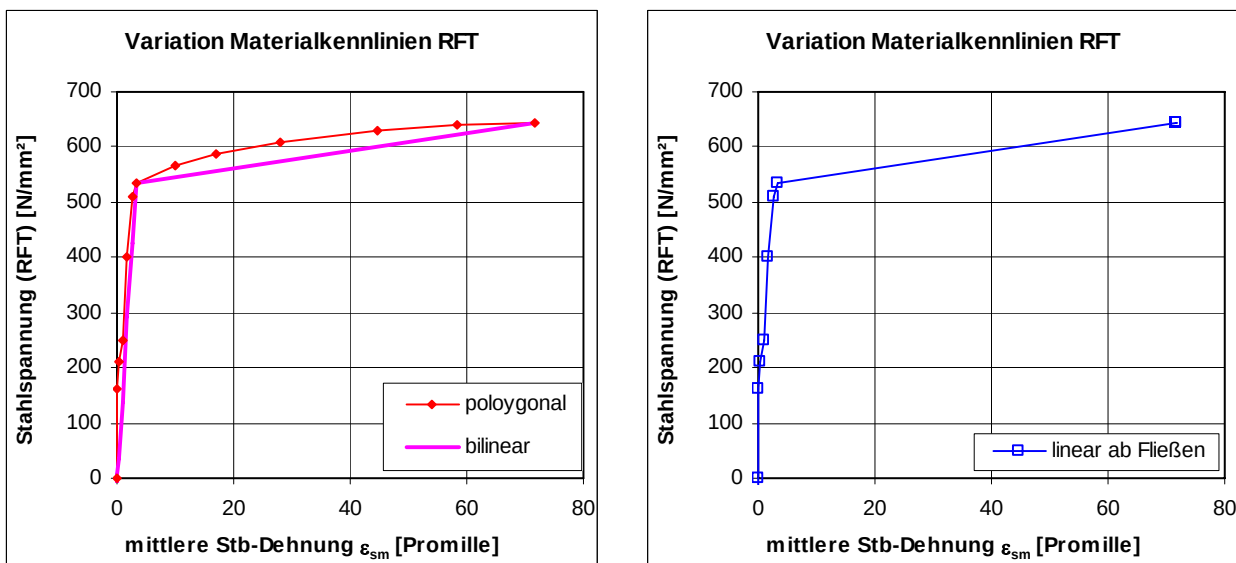
Im Folgenden wird die Materialkennlinie vereinfacht. Außer der polygonalen Näherung in Bild 3.55, die nur minimal von der Versuchskurve des Stahlbeton-Dehnkörpers abweicht, wird eine vereinfachte Materialkennlinie untersucht, bei der nach Erreichen der Streckgrenze ein linearer Dehnungsverlauf angenommen wird, vgl. Bild 3.56 „linear ab Fließen“. Dabei wird bis zum Erreichen der Streckgrenze wie bei der polygonalen Näherung von einem nichtlinearen Verhalten des Stahlbetons mit Berücksichtigung der Erstrissbildung ausgegangen. Die Zugfestigkeit f_u und die zugehörige

Dehnung $\varepsilon_{sm,u}$ werden nicht verändert. In einer weiteren Vereinfachung wird von einem bilinearen Spannungsverlauf ausgegangen, bei dem auch vor Erreichen der Streckgrenze von einem linearen Spannungs-Dehnungsverhalten ausgegangen wird, vgl. Bild C.16 (dicke Linie).

Die rechnerischen Knotenrotationen bei Erreichen der Traglast werden durch die Vereinfachung „linear ab Fließen“ stark beeinflusst und steigen hierdurch z. B. bei V5 um ein Drittel von 95 auf 127 mrad, vgl. Bild 3.57. Im plastischen Bereich werden die vorhandenen Dehnungen bei Verwendung der vereinfachten Materialkennlinie stark überschätzt.

Die weitere Vereinfachung durch eine lineare Annahme im elastischen Bereich beeinflusst lediglich die Anfangssteifigkeit, jedoch nicht die Verformbarkeit des Verbundknotens, vgl. Bild 3.57.

Die Tragfähigkeit wird durch die Näherungen nicht beeinflusst.



Bilder 3.55 und 3.56: Varianten der Materialkennlinien „Bewehrung auf Zug“ (RFT)

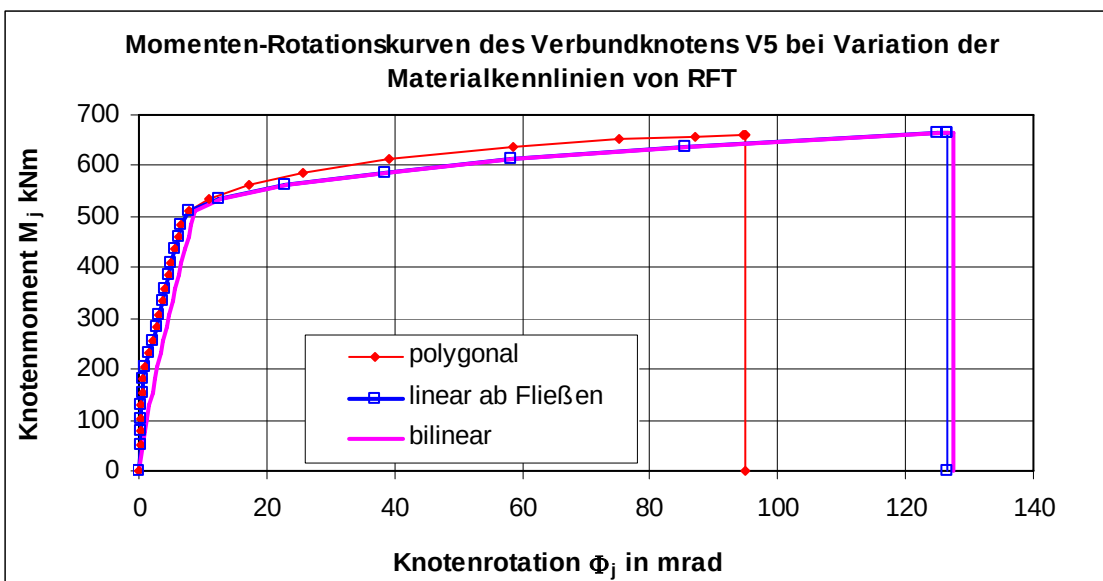


Bild 3.57: Momenten-Rotationskurven

3.3.7.10 Bewehrungsdehnung ε_{su} bei Höchstlast

Es wird im Folgenden die Bewehrungsdehnung bei Höchstlast von 20 bis 120 Promille variiert, indem der plastische Bereich der Materialkennlinie entsprechend vergrößert wird. Die Knotenrotation basiert im Wesentlichen auf der Verformung der Komponente RFT, vgl. Bild 3.59. Es ergeben sich ähnliche Ergebnisse wie bei der Variation des Kopfbolzenabstandes a_{KB} zum Anschluss. Die Rotation bei Höchstlast steigt nahezu linear an, vgl. Bild 3.58. Für $\varepsilon_{su} = 120$ Promille ergibt sich ein Versagenswechsel von der Komponente RFT $\rightarrow$ CWC.

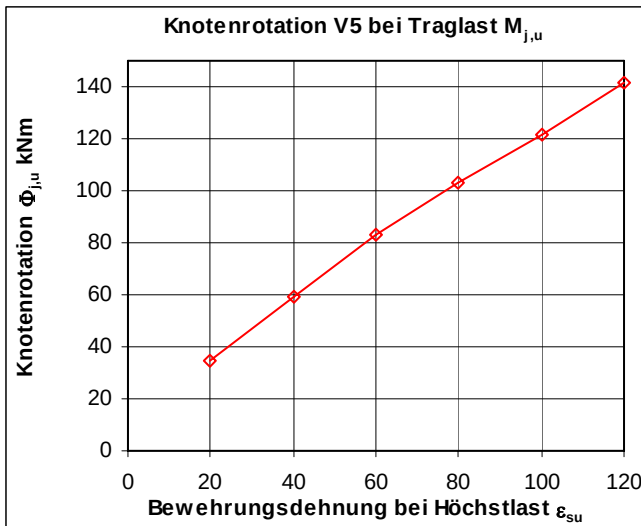


Bild 3.58: Knotenrotationen

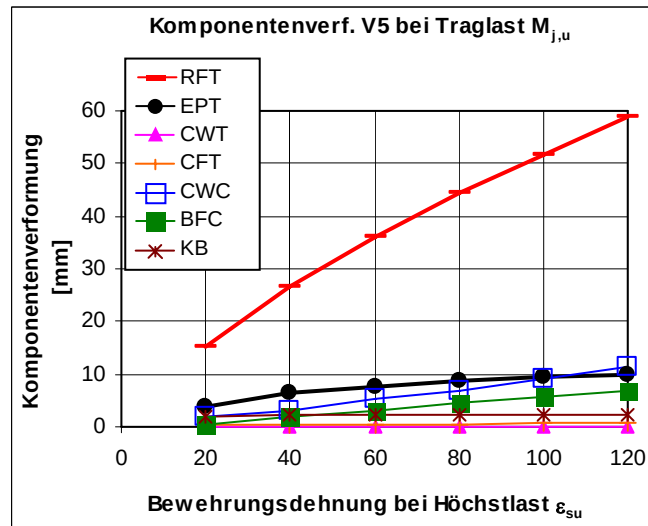


Bild 3.59: Komponentenverformungen

3.3.7.11 Weitere Parameter

Die Schubspannung τ_c im Riss neben der Stütze (Bilder 3.22 und 3.32) wirkt sich ähnlich aus wie die aus der Umlenkkraft F_z resultierende Reibungskraft R . Hierzu sind noch keine Rechenwerte bekannt. Es ist zu erwarten, dass τ_c in Abhängigkeit von der Rissbildung sehr stark streut.

3.3.7.12 Zusammenfassung der Parameterstudie

Die hier vorgestellte Parameterstudie basiert auf den Knotenkonfigurationen der experimentell untersuchten Verbundknoten. Die Ergebnisse dieser Studie können daher nur bedingt verallgemeinert werden. Jedoch lassen sich zahlreiche Effekte (Bsp. Einfluss der Überfestigkeit, Versagenswechsel, usw.) zum Knotenverhalten anschaulich erklären. Für eine qualitative Vorabschätzung des Knotenverhaltens können die Ergebnisse auch auf andere Knotenkonfigurationen übertragen werden.

Die Knoten Tragfähigkeit sowie die Knotenrotation bei Erreichen der Traglast werden maßgeblich durch die Tragfähigkeit und Verformbarkeit der versagenden Komponente(n) beeinflusst.

Nahe des Versagenswechsels ergeben sich die größten Knotenrotationen, da plastische Verformungen mehrerer Komponenten aktiviert werden. Der in Bild 3.20 dargestellte "ideale" Verformungszustand wird in der Praxis im Allgemeinen nicht erreicht. Eine Abstimmung der Komponenten untereinander, so dass mehrere Komponenten gleichzeitig plastizieren, ist zwar theoretisch möglich, aufgrund der unterschiedlichen Überfestigkeiten der Materialien der einzelnen Komponenten wird sich jedoch ein so dimensionierter Knoten in der Praxis voraussichtlich anders verhalten.

Durch den Versagenswechsel von einer duktilen zur spröden Komponente können die Verformbarkeiten stark absinken. Diese Abnahme erfolgt jedoch nicht ganz schlagartig, da die nun nicht versagende duktile Komponente nahe des Versagenswechsels relativ hoch ausgenutzt ist, teilweise plastiziert und noch relativ hohe Verformungsbeiträge leistet.

Die stärkste Abnahme der verfügbaren Knotenrotation ergibt sich beim Wechsel zum Kopfbolzenversagen.

Eine tiefe Schraubenlage wie z. B. in Versuch V1 führt zu robustem Verhalten, vgl. Kap. 3.3.7.5. Auch bei einem unplanmäßigem Versagen des Stützensteges auf Druck, zum Beispiel infolge Überfestigkeiten der Bewehrung oder einer größeren mittragenden Plattenbreite, werden große Knotenrotationen bei gleichzeitig zunehmender Momententragfähigkeit des Gesamtknotens erreicht.

Für die Ermittlung der vorhandenen Rotationskapazität ist eine detailgenaue Abbildung des Komponentenverhaltens „Bewehrung auf Zug“ im plastischen Bereich erforderlich.

Der weit über die rechnerische plastische Tragfähigkeit stetig ansteigende Ast der Komponente Stirnplatte auf Biegung wirkt sich entscheidend auf das Knotenverhalten aus, da es zu einem Versagenswechsel in Richtung Stützensteg auf Druck (CWC) kommen kann.

Die Knotenrotation bei Höchstlast kann sowohl durch eine Vergrößerung des Kopfbolzenabstandes a_{KB} als auch durch Verwendung eines Bewehrungsstahls mit größerer Dehnung bei Höchstlast ε_{su} vergrößert werden. Dies gilt sowohl für den Fall mit Bewehrungsversagen als auch bei tiefer Schraubenlage mit Versagen des Stützensteges auf Druck.

Der Reibungsbeiwert μ_{UL} wirkt sich stark auf die vorhandene Rotationskapazität aus, da eine geringe Reibungskraft R ausreicht, um die Bewehrungsspannungen zu vermindern, so dass sich die zugehörige plastische Dehnung u. U. halbiert. Ein großes Verfestigungsverhältnis f_u/f_y des Bewehrungsstahls wirkt sich günstig auf die Rotationsfähigkeit aus, da bei Abnahme der Bewehrungsspannungen infolge von Reibungskräften die Streckgrenze nicht so schnell unterschritten wird und somit größere plastische Verformungen erzielt werden.

In den folgenden Abschnitten 3.3.8 und 3.3.9 wird der Einfluss des Zugbandeffektes auf die Riegelbeanspruchung erläutert und die Auswirkungen des Zugbandeffektes auf das Verhalten der Komponente Betonplatte auf Zug (RFT) dargestellt.

3.3.8 Vergleichsrechnungen der Dehnungen im Riegel

Durch den vergrößerten Abstands des ersten Kopfbolzendübels von der Stütze (Zugbandeffekt, vgl. Bild 3.1a) ändert sich die Dehnungs- und Spannungsverteilung im Riegel. Nach allgemeinen theoretischen Vorüberlegungen zu den Auswirkungen des Zugbandeffektes wurden die Dehnungen mit Hilfe des Rechenmodells aus Kap 3.3.2 ermittelt und in Kuhlmann/Schäfer (2004) mit den Versuchswerten verglichen. Die wichtigsten Ergebnisse werden im Folgenden dargestellt:

- Der Zugbandeffekt verringert die Druckspannungen im unteren Riegelflansch (600 mm Abstand zum Anschluss) nur geringfügig, vgl. Bild 3.60.
- Am oberen Riegelflansch unterhalb des ersten Kopfbolzendübels (600 mm Abstand zum Anschluss) verringern sich durch den Zugbandeffekt die Zugspannungen oder es ergeben sich sogar geringe Druckspannungen, vgl. Bild 3.59.
- Der Zugbandeffekt wirkt sich damit nur geringfügig und eher günstig auf die Dehnungen im Riegel aus.
- Im Fall ohne Zugband und hoher Schraubenlage ist in 600 mm Abstand vom Anschluss ein Ebenbleiben des Querschnitts (Bernoulli-Hypothese) zu beobachten, vgl. Bild 3.62.
- Nahe des Stirnplattenanschlusses ergeben sich durch die lokale Schraubenbeanspruchungen Querschnittsverzerrungen.
- Bei großer Knotenverformung ergeben sich abweichend von der Berechnung in 150 mm Abstand vom Anschluss aufgrund des leichten Ausbeulen des unteren Riegelflansches auf der Unterseite eine Verringerung der Druckspannungen bzw. auf der Oberseite eine starke Zunahme der Druckstauchungen bis hin zur Plastizierung, vgl. Bild 3.63 ($\epsilon > 2000 \mu\text{m/m}$).

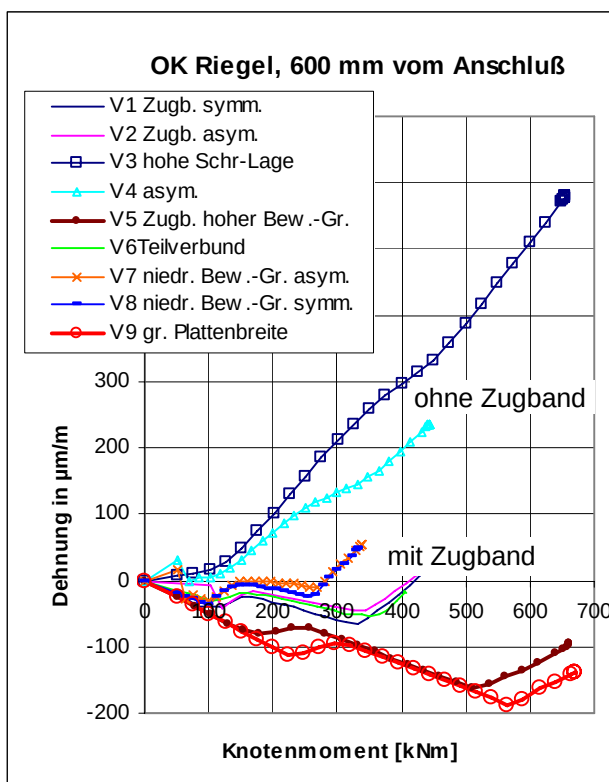


Bild 3.59: Rechnerische Dehnungen am Obergurt

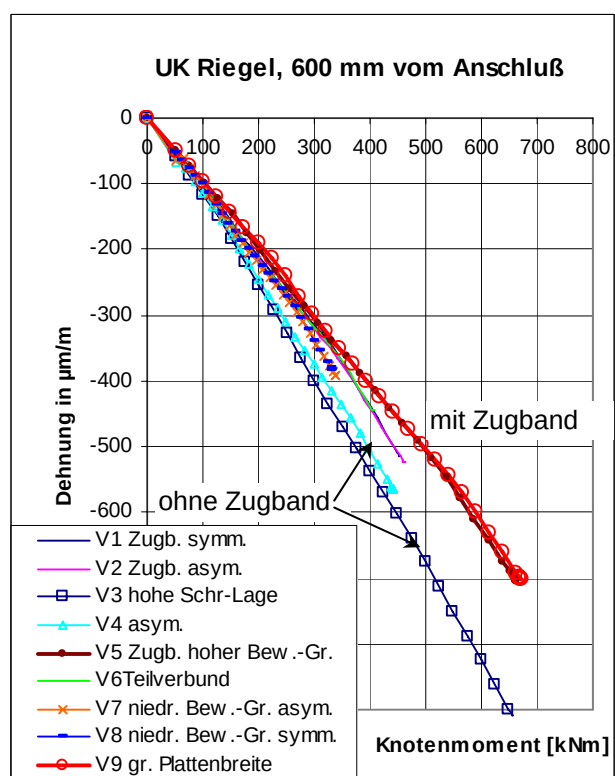


Bild 3.60: Rechnerische Dehnungen am Untergurt

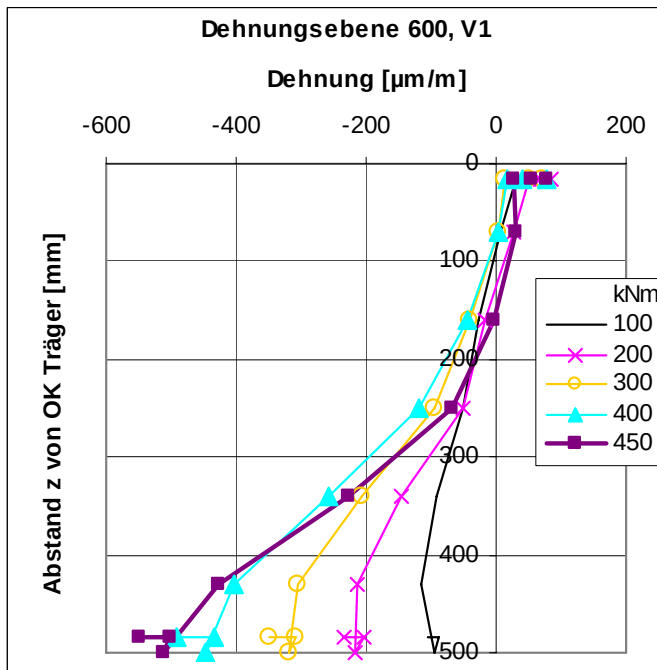


Bild 3.61: Dehnungsebene bei Versuch V1
600 mm vom Anschluss

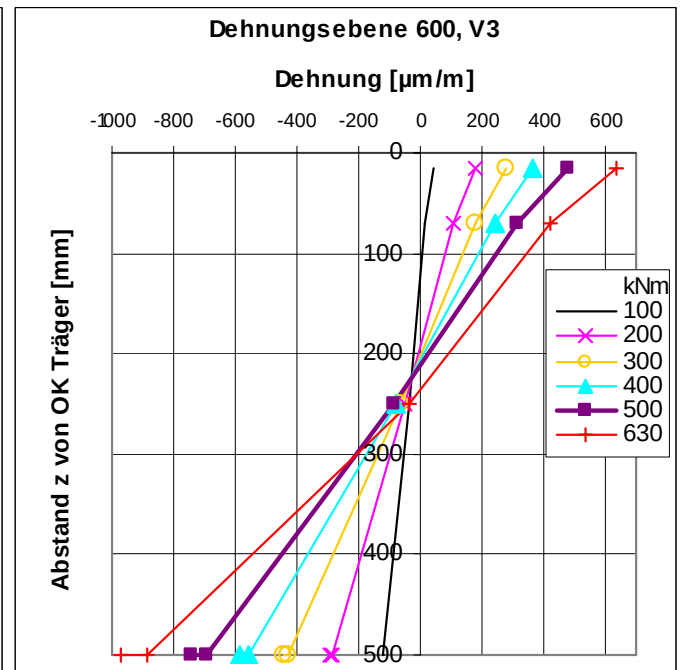


Bild 3.62: Dehnungsebene bei Versuch V3
600 mm vom Anschluss

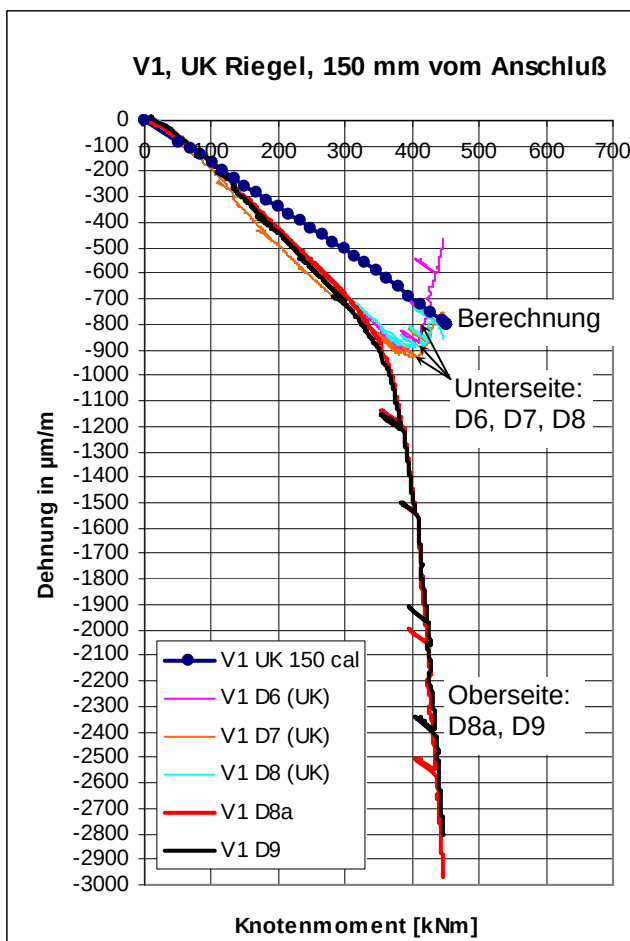


Bild 3.63: Vergleich der Dehnungen bei Versuch V1



Bild 3.64: Ausbeulen des unteren Rieglflansches

Weitere Ergebnisse sind im Versuchsbericht Kuhlmann/Schäfer (2004) enthalten.

3.3.9 Detailuntersuchungen an der Betonplatte bezüglich der Steifigkeit

3.3.9.1 Zielsetzung

Die Steifigkeit $S_{j,ini}$ der hier untersuchten duktilen Verbundknoten soll mit Hilfe von ECCS Doc. 109 (1999) berechnet werden. Bei der Ermittlung der Komponentensteifigkeit Beton auf Zug sind jedoch die beiden folgenden Fakten zu berücksichtigen:

1. Die Betonplatte umschließt die Stütze, und es ergibt sich ein kürzerer Lastpfad (Bild 3.3b) bei asymmetrischer Belastung und damit eine größere Steifigkeit.
2. Durch den auf 700 mm vergrößerten Abstand des ersten Kopfbolzendübels a_{KB} verringert sich die Steifigkeit der Komponente Stahlbeton auf Zug (Zugbandeffekt Bild 3.1a).

Theoretische Untersuchungen mit Hilfe des Rechenmodells in Kap 3.3.2 und die vergleichende Auswertung der Versuchsergebnisse führen zu einer vereinfachten Abschätzung des Zugbandeffektes. Auswertungen der Versuchsergebnisse zeigen die Größenordnung der Steifigkeitsabminderung infolge einseitiger Belastung auf.

3.3.9.2 Einteilung der Betonplatte

Die Betonplatte des Verbundknotens kann entsprechend Bild 3.65 in mehrere Bereiche aufgeteilt werden:

- A) Bereich, in dem über Kopfbolzendübel Kräfte in die Betonplatte eingeleitet werden. Für die verschiedenen Dübelanordnungen ergeben sich somit auch unterschiedliche Längen des Bereiches A, vgl. Bild 3.65a mit Bild 3.65b
- B) Freie Dehnlänge. Im Bereich B werden keine wesentlichen Kräfte in die Betonplatte eingeleitet. In diesem Bereich sind keine Kopfbolzendübel angeordnet und es gibt keine kraftschlüssige Verbindung zwischen der Betonplatte und dem Stahlprofil des Verbundträgers.
- C) Bereich, in dem Kräfte aus der Betonplatte in die Stütze eingeleitet werden (vgl. Bild 3.9). Der Bereich C verhält sich bei symmetrischer Belastung wie Bereich B. Bei Versuchen mit einseitiger Belastung dagegen wird im Bereich C die Kraft in der Bewehrung über eine Betondruckstrebe an die Stütze abgegeben, vgl. Bilder 3.3, 3.66. Die Verformung im Bereich C kann aus dem Vergleich von symmetrischen mit den asymmetrischen Versuchen ermittelt werden, siehe Kap. 3.3.9.3.

Weiterhin existieren Teilbereiche, die den eigentlichen Anschluss beinhalten.

F) Stützenbereich

G) Stirnplatte

Sonstige Teilbereiche D, E, H bis L sind messtechnisch durch die Anordnung der Wegaufnehmer festgelegt worden.

Folgende markante Schnitte werden betrachtet:

⌘ Symmetrieachse der Stütze

⌘ Lage des ersten Kopfbolzendübels bei üblicher Anordnung der Kopfbolzendübel

⌘ Lage des ersten Kopfbolzendübels für einen duktilen Knoten (mit Zugband)

⌘ Stelle, bei der das Erstrissmoment gerade erreicht wird

⊗ Ende des negativen Momentenbereiches

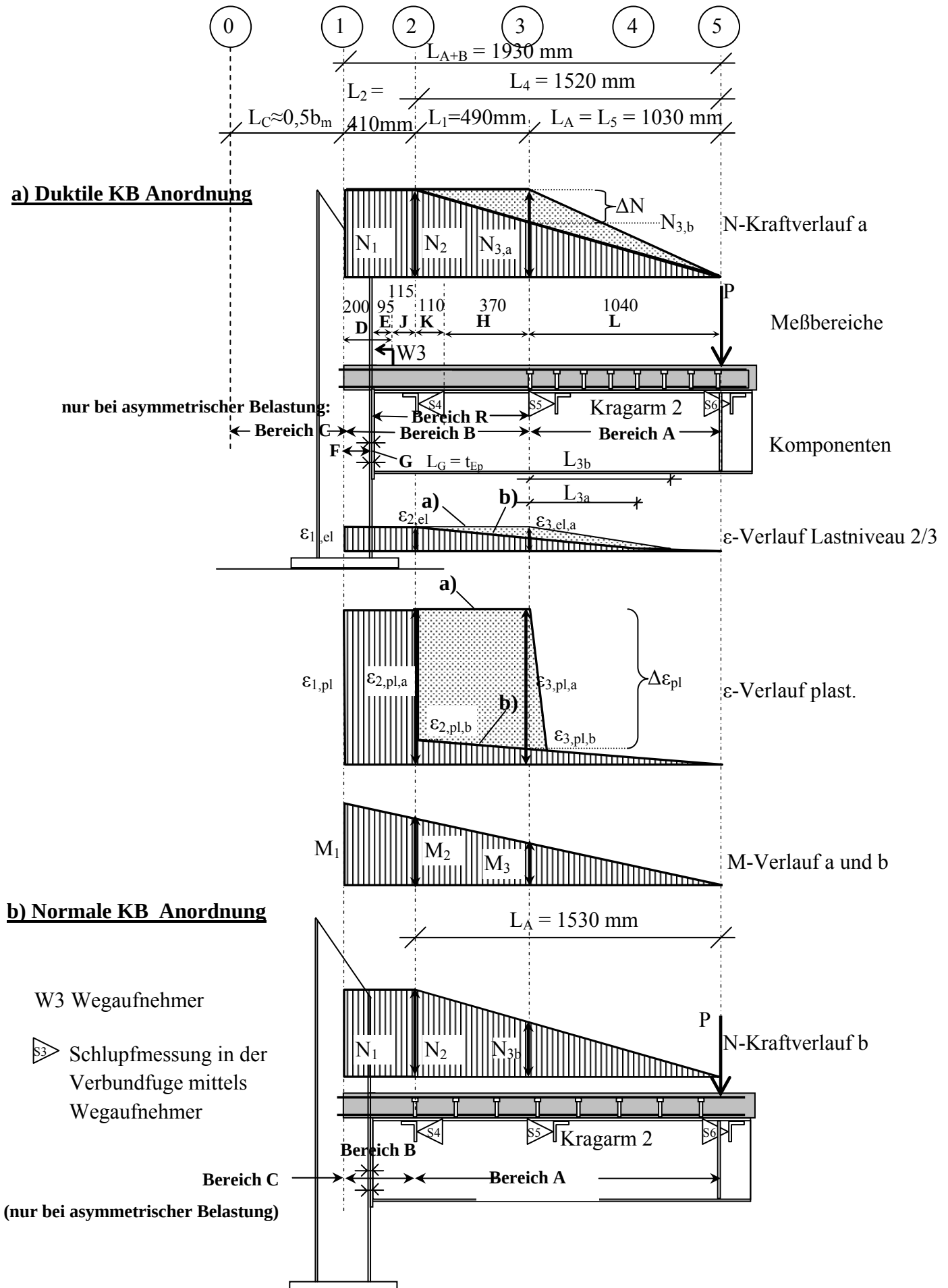


Bild 3.65: Einfluss des Zugbandeffektes auf den Normalkraftverlauf in der Betonplatte

Unterteilt man das Tragwerk in Knoten- und Riegelemente, so wird die Steifigkeit im Riegelbereich durch die Elementsteifigkeit EI_b der Riegelemente berücksichtigt. Die anzusetzende Anfangssteifigkeit des Verbundknotens $S_{j,ini}$ umfasst somit lediglich den Bereich F und G (Stirnplattenanschluss und Stützenbereich) sowie die Nachgiebigkeit der Kopfbolzendübel im Bereich A. Dies entspricht auch der Vorgehensweise zur Ermittlung der Verbundknotensteifigkeit $S_{j,ini}$ nach ECCS Doc. 109 (1999).

Für die hier in Versuchen untersuchte spezielle duktile Kopfbolzendübelanordnung mit Zugband nach Bild 3.65a ergibt sich jedoch eine zusätzliche Nachgiebigkeit der Bewehrung, da über einen größeren Bereich B keine Kopfbolzendübel vorhanden sind und aufgrund der fehlenden Verbundwirkung eine geringere Steifigkeit vorhanden ist als die des Verbundträgers EI_b .

3.3.9.3 Steifigkeitsänderung durch asymmetrische Belastung

Im Folgenden wird die Nachgiebigkeit der Lastausleitung (Bereich C) zunächst theoretisch erörtert, danach aus dem Vergleich von Versuchen mit symmetrischer Belastung und einseitiger Belastung ermittelt und schließlich mit den rechnerischen Werten von ECCS Doc. 109 (1999) verglichen.

Theoretische Betrachtungen zu Versuchen mit einseitiger Belastung:

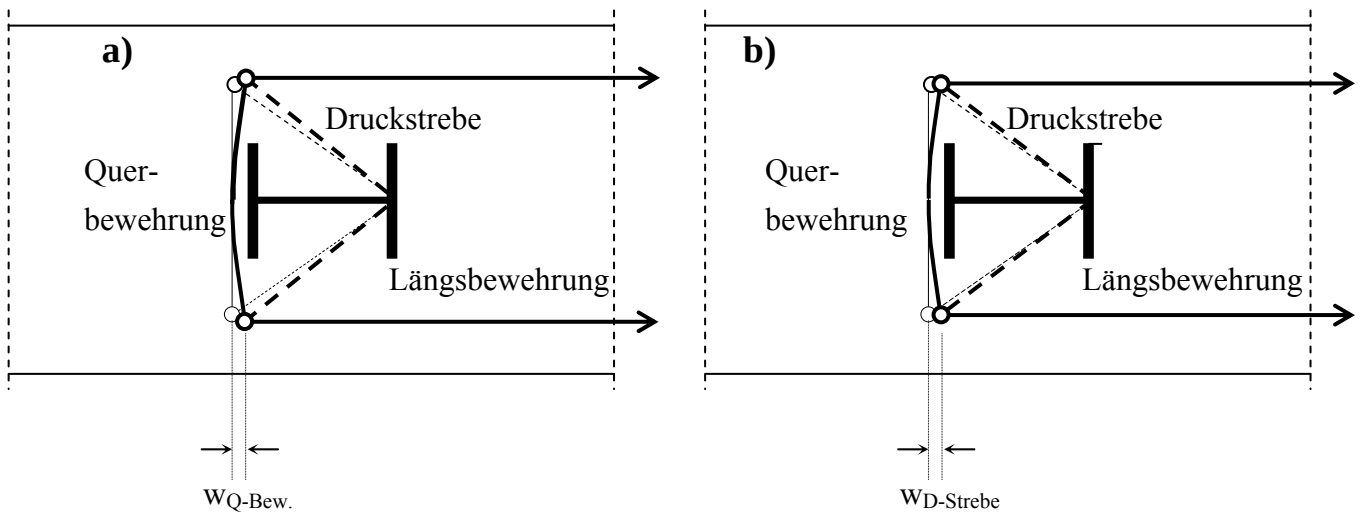
Die Verformung der Betonplatte im Bereich C setzt sich bei Versuchen mit einseitiger Belastung aus 3 Teilen zusammen, vgl. Bild 3.66 und 3.67. Durch die Beanspruchung der Querbewehrung wird diese gedehnt und es ergibt sich eine Verformung $w_{Q-Bew.}$ in Längsrichtung, vgl. Bild 3.66a. Außerdem wird die Druckstrebe gestaucht. Hieraus resultiert eine weitere zusätzliche Verformung $w_{D-Strebe}$ in Längsrichtung, vgl. Bild 3.66b. Schließlich ergibt sich noch eine Verlängerung $w_{L-Bew.,Ber.C}$ der Längsbewehrung im Bereich C, die mit einer Rissbildung einhergeht, vgl. Bild 3.67a und c.

Im Bereich F ergibt sich außerdem eine Dehnung der Längsbewehrung um den Verformungsbetrag $w_{L-Bew.,Ber.F}$, vgl. Bild 3.67c und d.

Die Messung des Wegaufnehmers W3 erfasst jedoch alle oben genannten Verformungsanteile $w_{L-Bew.,Ber.C+F+E}$ in einem. Eine Unterteilung der Verformung von W3 in Einzelanteile ist hier nur durch den Vergleich der Messergebnisse bei symmetrischer und einseitiger Belastung möglich. Verformungsmessungen mittels manueller Setzdehnungsmessungen sind aufgrund der minimalen auftretenden Dehnungswerte für die Erfassung der Dehnung in der Querbewehrung (Bild 3.66a) und der Stauchung der Druckdiagonale (Bild 3.66b) zu ungenau.

Theoretische Betrachtungen zu Versuchen mit symmetrischer Belastung:

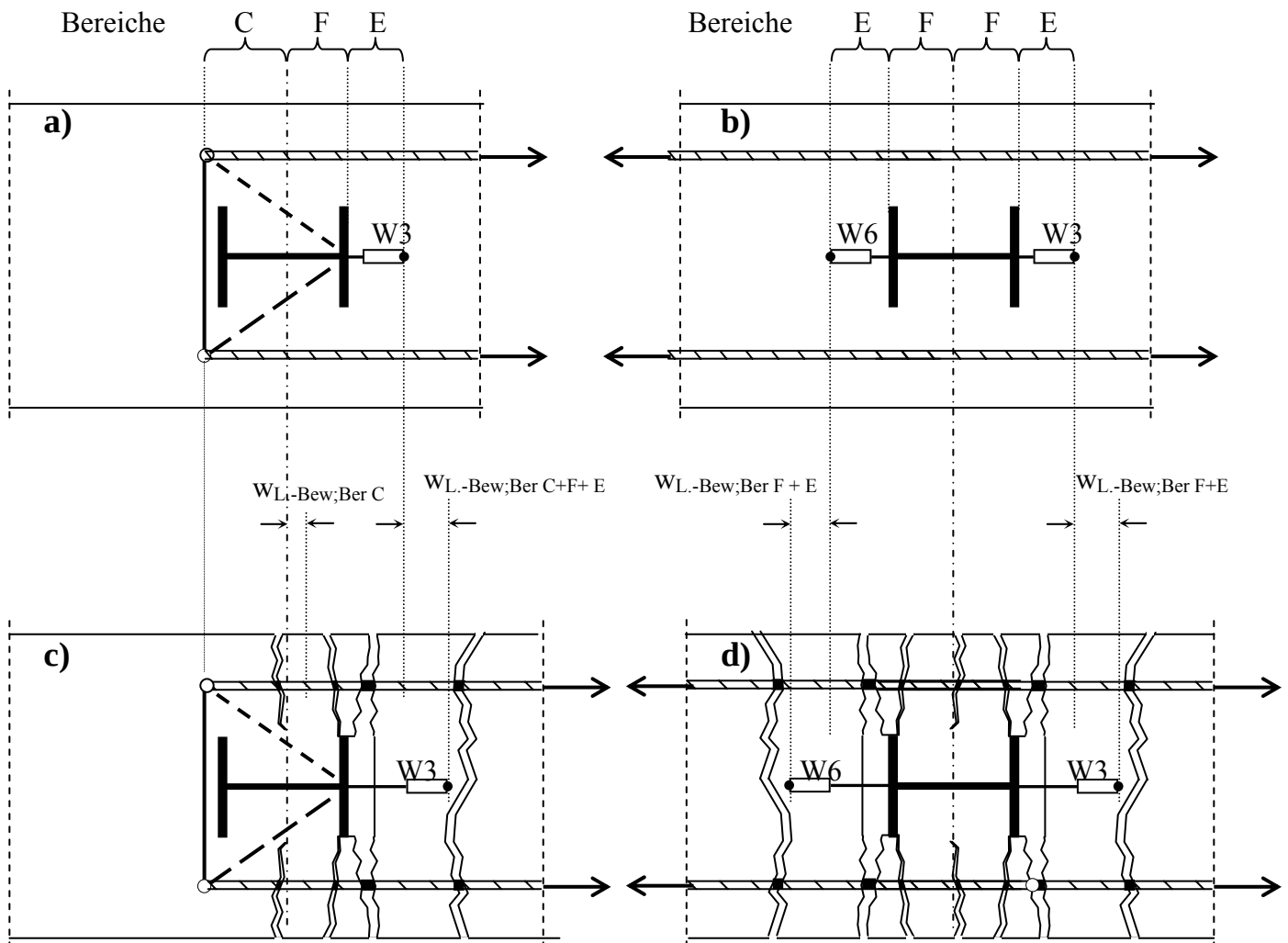
Es ergeben sich Verformungsanteile $w_{L-Bew.,Ber.E}$ und $w_{L-Bew.,Ber.F}$ der Längsbewehrung im Bereich F und E, vgl. Bild 3.67b und d. Es existieren keine Verformungsanteile $w_{Q-Bew.}$ und $w_{D-Strebe}$. Die Verformungen $w_{L-Bew.,Ber.E}$ im Bereich E werden identisch mit den asymmetrischen Versuchen sein, da dieselbe Zugkraft und somit auch die gleiche Dehnung in der Bewehrung vorhanden ist. Die Verformungen $w_{L-Bew.,Ber.F}$ im Bereich F dagegen werden beim symmetrischen Versuch gleich groß oder größer sein als beim asymmetrischen Versuch, wo ein Teil der Belastung aus der Längsbewehrung über einen kürzeren Lastweg schon innerhalb des Stützenbereiches E in die Stütze (innere Flanschseite) eingeleitet wird. Dieser Einfluss ist durch die vereinfachte Idealisierung im Stabwerksmodell mit konzentrierten Lastachsen nicht zu erkennen.



a) Dehnung der Querbewehrung

b) Stauchung der Druckstrebe

Bild 3.66: Verformungen auf der unbelasteten Kragarmseite bei asymmetrischer Knotenbelastung



a) unverformte Platte mit einseitiger Belastung

b) unverformte Platte mit symm. Belastung

c) verformte Platte mit einseitiger Belastung

d) verformte Platte mit symm. Belastung

Bild 3.67: Verformungsanteile der Längsbewehrung

Vergleich der Messergebnisse bezüglich des Bewehrungsgrades und des Zugbandeffektes

Um Streuungen, die sich aus dem Rissverhalten der Betonplatte ergeben, zu verringern, werden die Wegmessungen W6 und W3 bei den symmetrischen Versuchen gemittelt. Die so ermittelten Verformungen zeigen in erster Linie Tendenzen auf, da sie stark von dem Rissbild abhängen. So könnte ein zusätzlicher Riss ohne weiteres 0,3 mm an zusätzlicher Verformung bedeuten und sich im Kurvenverlauf (Bilder 3.68 bis 3.71) deutlich bemerkbar machen. Um Versuche mit verschiedenen Bewehrungsgraden vergleichen zu können, werden keine absoluten Knotenmomente sondern auf die Tragfähigkeit $M_{j,pl,mod}$ bezogene Werte in den Bildern 3.68 bis 3.71 betrachtet.

Der Bewehrungsgrad (Bild 3.68) und der Zugbandeffekt (Bild 3.69) haben keinen deutlich erkennbaren Einfluß auf die Nachgiebigkeit der Stahlbetonplatte im Bereich E und F.

Vergleich der Messergebnisse von symmetrischer und asymmetrischer Belastung

Bei asymmetrischer Belastung gehen zusätzlich die Verformungen im Bereich C ein. Es ergeben sich größere Verformungen als bei symmetrischer Belastung, vgl. Bild 3.70. Aus der Differenz eines einseitig belasteten Versuches und des symmetrischen Versuches lassen sich diese Verformungen ermitteln. Die Verformungsdifferenzen sind bei den duktilen Standardversuchen (V2 – V1) und bei den Versuchen ohne Zugband (V3 – V2) etwa gleich (Bild 3.71). Die Verformungsdifferenz beträgt etwa 0,3 mm beim Lastniveau 2/3 (entsprechend $2/3 M_{j,pl}$ zur Bestimmung der Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ und entspricht damit einer geringen Knotenrotation von 0,5 mrad.

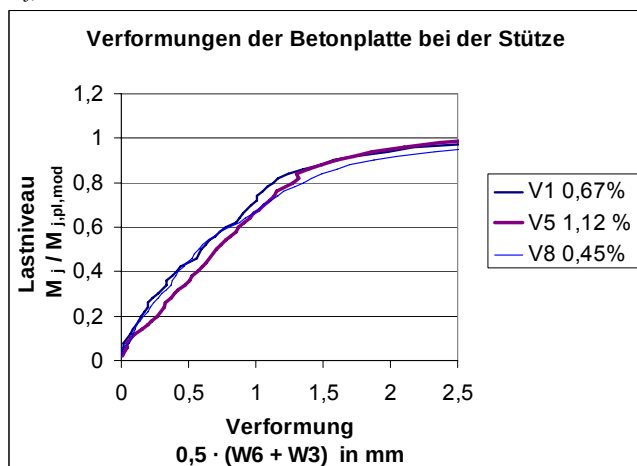


Bild 3.68: Vergleich der Verformungen für verschiedene Bewehrungsgrade bei symmetrischer Belastung

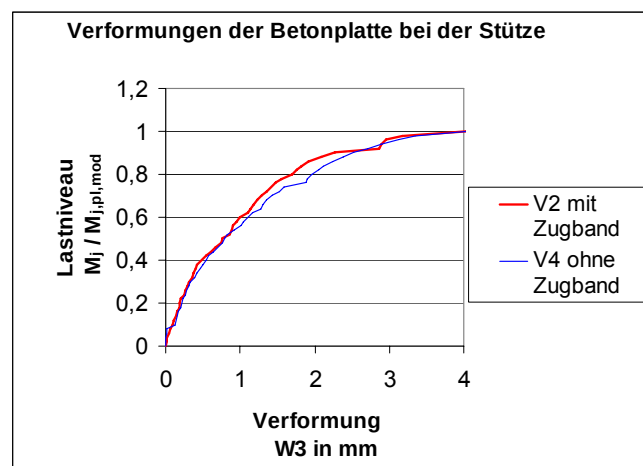


Bild 3.69: Vergleich der Verformungen mit/ohne Zugband bei asymmetrischer Belastung

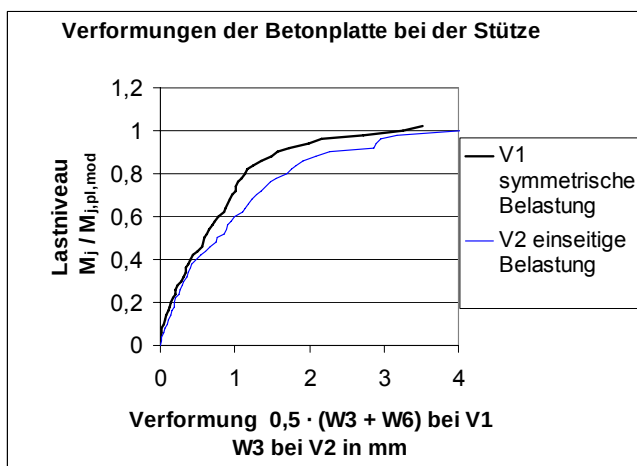


Bild 3.70: Vergleich der Verformungen für unterschiedliche Belastungsarten bei Verbundknoten mit Zugband

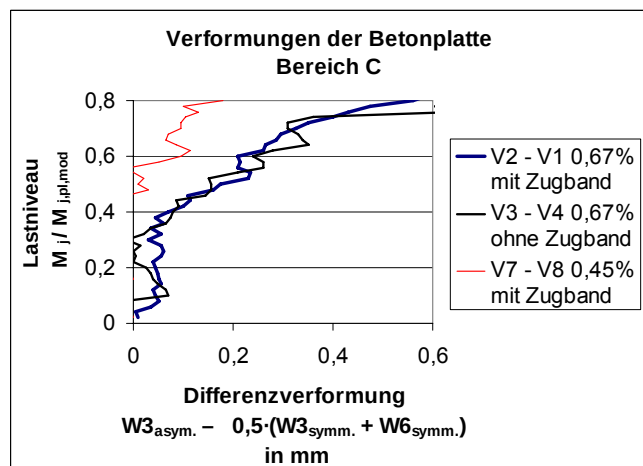


Bild 3.71: Aus der Belastungsart resultierende Verformungsdifferenzen

Vergleich der Komponentensteifigkeiten (RFT) von Versuch und Berechnung

Laut **ECCS Doc. 109** (1999) (J. 48) ergibt sich für einen Knoten mit symmetrischer Belastung ($\beta=0$) ohne Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der übrigen Stahlkomponenten die Steifigkeit k_{13} , die der Steifigkeit $k_{\text{RFT},F}$ im Bereich F entspricht:

$$k_{\text{RFT},F} = 2 \cdot A_s / h_c \cdot E_s / E_a \quad (3.78)$$

geht man von einem E-Modulverhältnis E_s/E_a von Bewehrungsstahl zu Baustahl in Höhe von 1,0 aus, so ergibt sich

$$k_{\text{RFT},F} = A_s / (h_c/2) \quad (3.79)$$

entsprechend einem Dehnstab der Länge $h_c/2$ und dem Bewehrungsquerschnitt A_s . Die Dehnlänge $h_c/2$ ist identisch mit der Länge des Bereiches F.

Im Folgenden wird der Reduktionsfaktor k_{red} eingeführt:

$$k_{\text{red}} = k_{\text{RFT},F} / k_{\text{RFT},F+C} \quad (3.80)$$

Mit k_{13} aus (J.50a) von ECCS Doc. 109 (1999) ergibt sich für asymmetrische Belastung folgender Reduktionsfaktor k_{red} :

$$k_{\text{red}} = k_{13}(\beta=0) / k_{13}(\beta=1,0) = 7,2 \quad (3.81)$$

Die Steifigkeit $k_{\text{RFT},C}$ im Bereich C kann für die 2 hintereinander liegenden Komponentenfedern des Bereiches C und F aus Gleichung (3.82) bestimmt werden.

$$1/k_{\text{RFT},F+C} = 1/k_{\text{RFT},F} + 1/k_{\text{RFT},C} \quad (3.82)$$

Aus dem **Versuch** ergibt sich die Federsteifigkeit zu

$$K_{\text{test}} = N_{\text{RFT}} / w_{\text{RFT},F} \quad (3.83)$$

mit

K_{test} aus dem Versuch ermittelte Komponentensteifigkeit [kN/mm]

N_{RFT} Zugkraft in der Bewehrung [kN]

$w_{\text{RFT},F}$ Aus den Messwerten Wegaufnehmer W3 bzw. W6 interpolierte Verformung der Bewehrung im Bereich der Stütze (Bereich F) [mm], vgl. Kuhlmann/Schäfer (2003)

Die bezogene Komponentensteifigkeit k_{test} in mm ergibt sich im Versuch zu

$$k_{\text{test}} = K_{\text{test}} / E_s \quad (3.84)$$

In Tabelle 3.7 Spalte 9 werden nun die aus den Versuchen ermittelten Teilsteifigkeiten der Komponente „Bewehrung auf Zug“ mit den rechnerischen Werten nach ECCS Doc. 109 (1999) verglichen.

Für den Bereich F bei der Stütze liegt die Steifigkeit der Versuchswerte etwas unter der rechnerischen Steifigkeit nach ECCS Doc. 109 (1999), vgl. Tabelle 3.7 Spalte 9. Die Steifigkeit hängt stark von dem Verhältnis von Rissbild zum Messbereich ab. Wird ein zusätzlicher Riss im Messbereich mit erfasst, so hat dies einen erheblichen Einfluss auf die Steifigkeit. Entsprechend sind an den hier vergleichenden Werten nur Tendenzen abzulesen, sie sind nie als „absolut“ richtig anzusehen.

Die aus den Versuchen ermittelten Steifigkeitswerte im Bereich F+C liegen weit über den rechnerischen Werten von ECCS Doc. (1999), vgl. Tabelle 3.7 Spalte 9. Dies liegt daran, dass die Lasteinleitung bei asymmetrischer Belastung direkt über den kurzen Weg zur Stützeninnenseite erfolgt, vgl. Bilder 3.3b und 3.9 und nicht wie in ECCS Doc. 109 (1999) beschrieben (Bild 3.3a). Der Reduktionsfaktor 7,2 (3.81) für einseitige Belastung nach ECCS Doc. 109 (1999) ist viel zu groß. Aus den Versuchen ergibt sich lediglich ein Faktor 1,1 bis 1,3, vgl. Tabelle 3.7 Spalte 10.

Tabelle 3.7: Vergleich der TeilstEIFigkeiten der Komponente Bewehrung auf Zug für das Lastniveau $M_f/M_{f,pl,mod} = 2/3$

1	2	3	8	9	10
Bereich Bild 3.65	Ver- such	Belastung	bezogene Steifigkeit		
			ECCS Doc 109 (1999) k	vorh. rechn. k_{test}/k	symm. einseitig aus Vers.
	Nr.	Art	mm	[-]	[-]
F	1	symm.	4,7	0,71	
F	3	symm.	4,7	0,66	
F	5	symm.	7,9	0,65	
F	6	symm.	4,7	0,64	
F	8	symm.	3,1	0,65	
F	9	symm.	7,9	0,57	
F + C	2	einseitig	0,65	3,9	1,3
F + C	4	einseitig	0,65	3,5	1,3
F + C	7	einseitig	0,44	4,4	1,1
C	2 - 1	einseitig	0,76	9,3	
C	4 - 3	einseitig	0,76	8,0	
C	8 - 7	einseitig	0,51	60,4	

3.3.9.4 Steifigkeitsänderung durch den Zugbandeffekt

Allgemeines

Der Momentenverlauf und der dazu gehörige Normalkraftverlauf sowie Dehnungsverlauf in der Betonplatte ist in Bild 3.65a für den Fall a) duktiler Anordnung der Kopfbolzendübel mit Zugband und in Bild 3.65b zum Vergleich (Fall b) mit normaler Anordnung ohne Zugband aufgezeigt. Es wird im Folgenden auf die vorhandene Normalkraft N in der Bewehrung und die zugehörige Dehnung ε der markanten Punkte $\mathfrak{S}$ bis $\mathfrak{P}$ eingegangen und danach werden die Unterschiede zwischen Fall a) und Fall b) mit dem Rechenmodell von Kap. 3.3.2 ermittelt.

Momentenverlauf

In beiden Fällen (mit und ohne Zugband) wird von derselben Belastung P ausgegangen, so dass sich für beide Fälle derselbe Momentenverlauf ergibt, vgl. Bild 3.65.

Normalkraftverlauf

Bei der normalen Anordnung der Kopfbolzendübel nimmt die Zugkraft N in der Bewehrung ab dem ersten Kopfbolzendübel (Punkt $\mathfrak{S}$) kontinuierlich im Bereich A ab, vgl. Bild 3.65b. Bei der Anordnung mit Zugband wird im Bereich des Zugbandes planmäßig keine Belastung ein- oder ausgeleitet, so dass die Normalkraft N im vergrößerten Bereich B (Zugband) bis zum ersten Kopfbolzendübel (Punkt $\mathfrak{R}$) konstant bleibt, vgl. Bild 3.65a. Erst danach nimmt die Normalkraft im Bereich A ab, wobei die Normalkraft über die Kopfbolzendübel in das Riegelprofil geleitet wird. Aus dem unterschiedlichen Normalkraftverlauf in der Bewehrung von Bild 3.65a und 3.65b ergibt sich eine Differenzkraft ΔN , die in Bild 3.65a als gepunktete Fläche hervorgehoben ist.

Dehnungsverlauf

Der Dehnungsverlauf ergibt sich aus der Materialkurve des Dehnkörpers. In einer Parameterstudie wurden die Dehnungsverläufe nach dem Rechenmodell aus Kap. 3.3.2 ermittelt. Hierbei wurden alle Reibungsbeiwerte μ zu 0 gesetzt, um diesen Einfluss zu eliminieren. Der Abstand des ersten Kopfbolzendübels wird von 100 mm bis 1100 mm in Schritten von 200 mm variiert. Außerdem wird der Bewehrungsgrad von 0,45 bis 1,12 % sowie der Verdübelungsgrad variiert.

Die Längenänderung ΔL der Komponentenverformung (RFT) durch die Variation des ersten Kopfbolzenabstandes ergibt sich durch die Integration der Dehnungen in der Betonplatte über die Kragarmlänge:

$$\Delta L = \int_{x=0}^{x=L_k} \varepsilon_{aKB2}(x) dx - \int_{x=0}^{x=L_k} \varepsilon_{aKB1}(x) dx \quad (3.85)$$

mit L_k Kragarmlänge bzw. Länge des negativen Momentenbereiches [m]

$\varepsilon_{aKB1}(x)$ Dehnungsverlauf in der Betonplatte für geringen Abstand des 1. Kopfbolzendübels zum Anschluss **ohne** Zugbandeffekt (Bsp. dicke Linie in Bild 3.72 für $a_{KB} = 100$ mm)

$\varepsilon_{aKB2}(x)$ Dehnungsverlauf in der Betonplatte für geringen Abstand des 1. Kopfbolzendübels zum Anschluss **mit** Zugbandeffekt (Bsp. dünne Linie in Bild 3.72 für $a_{KB} = 1100$ mm)

Das Ergebnis des Integrals ΔL kann anschaulich als Differenzfläche A_e dargestellt werden, vgl. Bild 3.72.

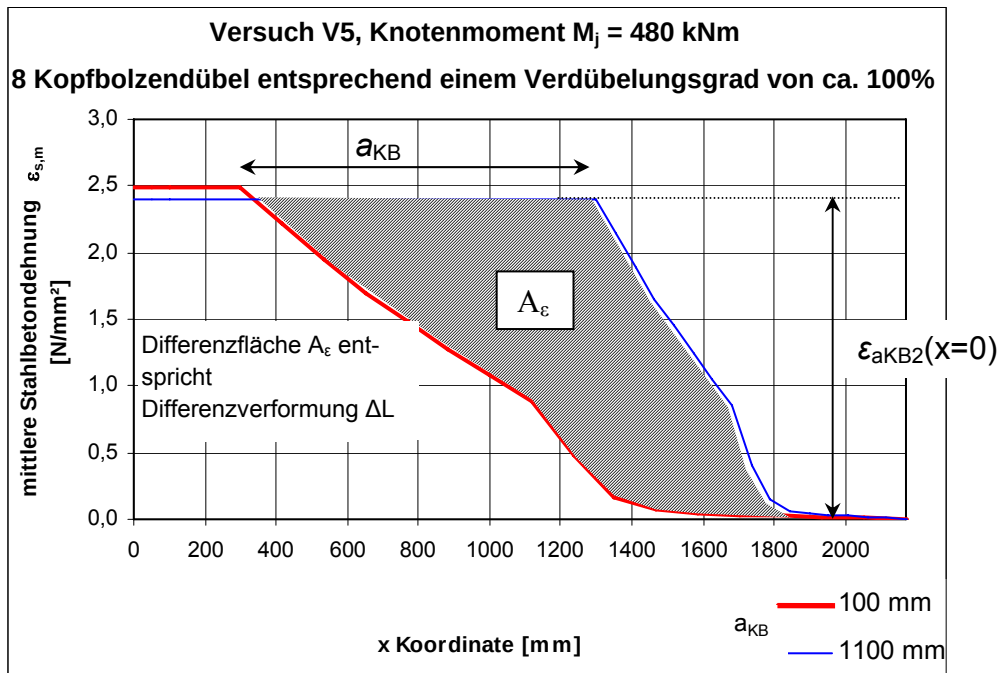


Bild 3.72: Dehnungsdifferenzen aufgrund des Zugbandeffektes (Beispiel)

Effektive Dehnlänge

Die freie Dehnlänge der Komponente erhöht sich durch das Zugband von $h_c/2$ auf $h_c/2 + a_{KB}$. Jedoch steigt die Knotenverformung nicht gleichermaßen mit der freien Dehnlänge sondern nur einem geringeren Maße. Dies wird durch den selbst definierten Abminderungsfaktor f_{aKB} erfasst, mit dessen Hilfe eine sogenannte effektive Dehnlänge $L_{0,eff}$ definiert wird.

$$L_{0,eff} = h_c/2 + f_{aKB} \cdot a_{KB} \quad (3.86)$$

mit

$$f_{aKB} = \Delta L / \Delta L_{nom} \quad (3.87)$$

ΔL siehe (3.85)

$$\Delta L_{nom} = \varepsilon_{aKB2}(x=0) \cdot (a_{KB2} - a_{KB1}) \quad (3.88)$$

a_{KB1} minimaler Kopfbolzendübelabstand ohne Zugband; Annahme 100 mm

a_{KB2} Kopfbolzendübelabstand mit Zugband; Variation 300, 500, 700, 900 und 1.100 mm

Es wurden folgende Werte für f_{aKB} in einer Parameterstudie ermittelt, vgl. Tabelle 3.8. Hierbei wurde von $a_{KB2} = 1.100$ mm ausgegangen. Geringere Werte für a_{KB2} beeinflussen das Ergebnis nur unerheblich.

Tabelle 3.8: Typische Werte für den Reduktionsfaktor f_{aKB} gemäß (3.87)

Vers. Nr.	Bew. Grad	Verdübelung		Lastniveau		
		Anz.		63%	95%	pl.
5	1,12%	11	wie Versuch	0,76	0,72	0,91
5	1,12%	8	ca. 100%	0,76	0,68	0,90
3	0,45%	4	wie Versuch	0,80	0,72	0,88
Mittel				0,77	0,71	0,90
Gesamtmittel				0,74		

Die Werte für den Abminderungsfaktor f_{aKB} aus Tabelle 3.8 streuen nur geringfügig. Für das elastische Niveau wird als Mittelwert

$$f_{aKB} = \frac{3}{4} \quad (3.89)$$

empfohlen. Beim plastischen Lastniveau ergibt sich ein Wert von

$$f_{aKB} = 0,9 \quad (3.90)$$

wobei der Einfluss der Reibungsbeiwerte μ (μ vgl. Kap. 3.3.3.3) nicht berücksichtigt wird.

Somit können die Gleichungen (J.48 bis 50a) nach ECCS Doc. 109 (1999) verwendet werden, indem die Dehnlänge $h_c / 2$ durch $L_{0,eff}$ ersetzt werden muss:

Es ergibt sich nun z. B. für die Gleichung (J.48) aus ECCS Doc. 109 (1999):

$$k_{aKB*} = A_s \cdot E_s / (L_{0,eff} \cdot E_a) \quad (3.91)$$

k_{aKB*} bezogene Steifigkeit der Komponente „Bewehrung auf Zug ohne Nachgiebigkeit der Kopfbolzendübel“ mit Berücksichtigung des Zugbandeffektes [mm]

$$k_{aKB} = \kappa_\tau \cdot A_s \cdot E_s / (L_{0,eff} \cdot E_a) \quad (3.92)$$

k_{aKB} bezogene Steifigkeit der Komponente „Bewehrung auf Zug mit Nachgiebigkeit der Kopfbolzendübel“ mit Berücksichtigung des Zugbandeffektes [mm]

κ_τ Reduktionsfaktor der Komponentensteifigkeit „Betonplatte auf Zug“ infolge der Nachgiebigkeit der Kopfbolzendübel nach (J.51) aus ECCS Doc. 109 (1999)

Ein Vergleich der Ergebnisse aus Gleichung (3.92) mit den Versuchsergebnissen in Tabelle 3.9 Spalte 8a zeigt eine relativ gute Übereinstimmung. Ausgenommen hiervon sind die asymmetrischen Versuche mit Zugband (V2 und V7), bei denen die Zugbandkraft bereits im Bereich F ausgeleitet

wird. Es ist zu beachten, dass die aus den Messungen ermittelten Steifigkeiten aufgrund des streuenden Rissbildes nur einen groben Anhalt bieten.

Tabelle 3.9: Vergleich der Komponentensteifigkeiten (RFT) für $f_{aKB} = \frac{3}{4}$

1	2	3	6	7a	8a
Bereich Bild (3.91)	Versuch	$L_{0,eff}$ (3.86) mm	bezogene Steifigkeit		
			Steifgk. k_{test} mm	k_{aKB} (3.92) mm	<u>vorh.</u> rechn. [-]
A+B	1	725	0,9	0,92	0,99
A+B	3	358	2,4	1,87	1,27
A+B	5	725	1,1	1,26	0,88
A+B	6	725	0,8	0,76	1,01
A+B	8	725	0,6	0,58	1,01
A+B	9	725	1,2	1,26	0,96
A+B+C	2	725	1,4	0,92	1,50
A+B+C	4	358	2,0	1,87	1,04
A+B+C	7	725	1,1	0,58	1,88

3.3.10 Rissbreiten

Für die Anwendungsmöglichkeiten von teiltragfähigen Verbundknoten ist der Nachweis der Rissbreiten unter Gebrauchslasten von entscheidender Bedeutung. Versuchsauswertungen sowie grundsätzliche Betrachtungen zu den Rissbreiten bei Verwendung von teiltragfähigen Verbundknoten enthält Kuhlmann/Schäfer (2003).

3.3.11 Dehnungen der Komponente Stahlbeton auf Zug bei Höchstlast

3.3.11.1 Berechnung nach ECCS Doc. 109 (1999)

Es wird im Folgenden auf die Berechnung der Verformbarkeit des Stahlbetons auf Zug gemäß ECCS Doc. 109 (1999) eingegangen. Im nächsten Abschnitt 3.3.11.2 wird basierend auf zahlreichen Dehnkörperversuchen ein wesentlich vereinfachtes und verbessertes Berechnungsverfahren für die Verformbarkeit des Stahlbetons auf Zug entwickelt. Die Versuchsergebnisse werden mit den beiden Berechnungsverfahren verglichen.

ECCS Doc. 109 (1999) übernimmt in Kapitel Anhang A2 Gleichung (A2.2) die Verformbarkeit des einbetonierten Betonstahles auf Zug aus CEB-FIP Model-Code 90 (1990), vgl. Bild 3.73. Die mittlere Stahlbetondehnung zum Zeitpunkt des Bruches ϵ_{smu} setzt sich aus folgenden Komponenten zusammen:

- a) Fließdehnung Bewehrungsstahl
- b) abzüglich Mitwirkung des Betons im elastischen Stahlbereich
- c) zuzüglich plastischer Dehnungsanteil

$$\epsilon_{smu} = [\epsilon_{sy}] - [\beta_t \cdot \Delta\epsilon_{sr}] + [\delta (1 - \sigma_{sr1}/f_{y,k}) \cdot (\epsilon_{su} - \epsilon_{sy})] \quad (3.93)$$

mit

ϵ_{smu} mittlere Betondehnung bei Höchstlast [–]

ϵ_{sy} Fließdehnung des Bewehrungsstahles [–]

$\Delta\epsilon_{sr}$ Dehnungsdifferenz zwischen Beginn und Abschluss der Erstrissbildung

ϵ_{su} Dehnung des Bewehrungsstahles bei Höchstlast [–]

σ_{sr1} Stahlspannung im Riss bei Beginn der Erstrissbildung [N/mm²]

$f_{y,k}$ Streckgrenze des Bewehrungsstahles [N/mm²]

δ Faktor abhängig vom Materialverhalten des Bewehrungsstahles [–]

$\beta_t = 0,4$ Faktor für Kurzzeitbelastung

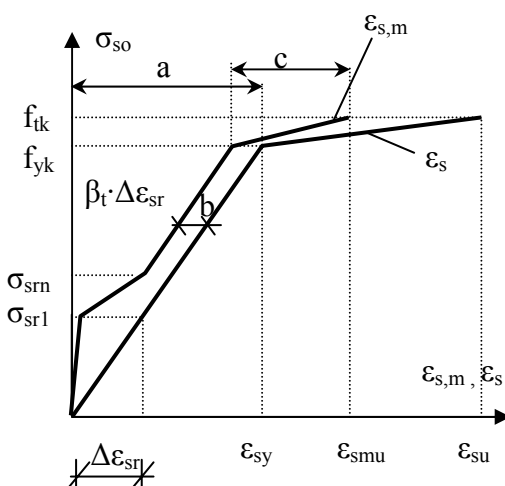


Bild 3.73: Spannungs-Dehnungslinie von Stahlbeton (schematisch) entsprechend ECCS Doc. 109 (1999)

Die Darstellung in Bild 3.73 ist nicht maßstäblich. Der elastische Bereich ist hier stark vergrößert dargestellt, vgl. Bild 3.73 mit den Versuchsergebnissen in Bild 3.19. Während die elastischen Verformungen (Bereich a abzüglich b) bei ca. 2 % bis 3 % liegen, erreichen die plastischen Dehnungen

rechnerisch in der Regel etwa das 10-fache, vgl. Kuhlmann/Schäfer (2003) und die im Versuch erreichten Dehnungen liegen mit 50 ‰ sogar 20 mal so hoch. Bei der Ermittlung der Verformbarkeit der Komponente Stahlbeton auf Zug (RFT) kann man sich somit auf den plastischen Bereich c konzentrieren. Die Formel (3.93) wurde in erster Linie für die Rissbildung, also den elastischen Bereich der Bewehrungsspannungen entwickelt, Kreller (1990). Im plastischen Bereich wird wegen der Mitwirkung des Betons ein pauschaler Reduktionsfaktor δ angesetzt, vgl. ECCS Doc. 109 (1999) Seite A2.3. Für hochduktilen Stahl wird dort der Wert $\delta = 0,8$ angegeben. Der Multiplikator $(1 - \sigma_{sr1}/f_{yk})$ hängt von der Bewehrungsspannung bei der Erstrissbildung ab und ist relativ aufwändig zu ermitteln. Im Folgenden wird eine vereinfachte Beziehung für die Verformbarkeit des Stahlbetons vorgeschlagen.

3.3.11.2 Neues Berechnungsverfahren

3.3.11.2.1 Ziel

Der in ECCS Doc. 109 (1999) angegebene Wert δ basiert auf einzelnen älteren Versuchen, die nicht das gesamte Spektrum der Materialeigenschaften der Bewehrung abdecken. Neuere Versuche von Alvarez (1996), Elz (2000), Fiedler (2000), Kempmann (1998), Koci (1998), Lettow (1998), Mayer (2001), Schiebelbein (2003), Kuhlmann/Schäfer (2003) haben gezeigt, dass dieser Reduktionsfaktor sehr stark streut und nicht durch einen Pauschalwert abgedeckt werden kann. Ziel ist es, für die Verformbarkeit der Komponente eine einfachere Beziehung zu entwickeln, die jedoch die Bewehrungseigenschaften differenzierter und damit genauer berücksichtigt.

3.3.11.2.2 Erforderliche Mindestbewehrung zur Verteilung der Risse

Um nennenswerte Verformbarkeiten bei der Komponente Stahlbeton auf Zug zu erhalten, ist zur Risseverteilung eine gewisse Mindestbewehrung erforderlich. Falls ein so geringer Bewehrungsgrad vorhanden ist, dass die Zugtragfähigkeit der eingelegten Bewehrung die Tragfähigkeit des reinen Betonquerschnitts auf Zug unterschreitet, dann wird die Bewehrung nach der Bildung des ersten Risses bei weiterer Verformungsbeanspruchung in diesem Riss plastizieren. Der Bewehrungsstahl wird sich in diesem ersten Riss verfestigen und schließlich versagen. In den Nachbarbereichen bilden sich keine Risse aufgrund der Tragkraft des Betons auf Zug, die höher ist als die Tragkraft der Bewehrung im Riss. So werden in einem einzelnen Riss nur minimale Verformungen erreicht.

Um weitere Risse zu bilden, muss die Bewehrung eine so hohe Tragfähigkeit besitzen, dass die Bewehrung im ersten Riss nicht versagt. Bei weiterer Verformungsbeanspruchung wird die Zugfestigkeit des Betons an einer benachbarten Stelle überschritten, so dass sich dort dann ein zweiter Riss bildet. Es bilden sich schließlich weitere Risse aus, die sich über den ganzen Bereich des Zugbandes verteilen. Die Bewehrung plastiziert und verfestigt sich teilweise in allen Rissen, es ergeben sich größere plastische Verformungsanteile, bis sich an der schwächsten Stelle eine Einschnürung ausbildet und die Bewehrung versagt. In einem Versuch von Fiedler (2000), siehe Bild 3.76, Versuch $f_w/f_y = 1,15$ war die erforderliche Mindestbewehrung unterschritten und die Dehnung $\varepsilon_{sm,u}$ erreicht lediglich 1%.

Im Folgenden muss somit überprüft werden, dass die zur Risseverteilung erforderliche Mindestbewehrung eingehalten ist. Die Fließkraft des Bewehrungsquerschnitts muss größer sein als die sogenannte Erstrisskraft, bei der der Betonquerschnitt auf Zug versagt. Bezieht man die Erstrisskraft auf den Betonquerschnitt, so erhält man die Erstrissspannung. Im neuen Berechnungsverfahren werden bezüglich der Erstrissspannung die Regeln gemäß ECCS Doc. 109 (1999) übernommen. Aus ECCS Doc. 109 (1999) Gleichung (A2.3) ergibt sich folgende Erstrissspannung:

$$\sigma_{sr1} = f_{ctm} \cdot k_c / \rho \cdot [1 + \rho \cdot E_s / E_c] \quad (3.94)$$

mit

f_{ctm} Zugfestigkeit des Betons nach prEN 1992-1 (2002) auf Basis der parallel zu den Dehnkörperversuchen ermittelten Zylinderfestigkeit

$$k_c = 1,0 \text{ für zentrischen Zug} \quad (3.95)$$

Die Erstrissspannung wird auf die Streckgrenze bezogen, so dass man mit Gleichung (3.96) die bezogene Erstrissspannung $\sigma_{sr1}/f_{y,k}$ erhält:

$$\sigma_{sr1}/f_{y,k} = \sigma_{sr1}/500 \text{ N/mm}^2 \quad (3.96)$$

Die aus (3.96) und (3.94) mit den nominellen Werten f_{ck} , E_{cm} , f_{ctm} , $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ nach prEN 1992-1 (2002) ermittelte bezogene Erstrissspannung σ_{sr1} / f_y kann nun in Abhängigkeit von der Betongüte und dem Bewehrungsgrad ρ dargestellt werden, vgl. Bild 3.74.

3.3.11.2.3 Definition des bezogenen Bewehrungsgrades ρ^*

Im Folgenden wird gezeigt, wie man den Einfluss der Betongüte auf die bezogene Erstrissspannung allgemein beschreiben kann, und zwar durch den eigens für das neue Berechnungsverfahren definierten bezogenen Bewehrungsgrad ρ^* , vgl. (3.97). Ausgangsbasis ($\rho^*=1,0$) bildet die Betongüte C30/37 und ein für den Anwendungsfall typischer Bewehrungsgrad, der hier mit $\rho_0=1,0 \%$ festgelegt wird.

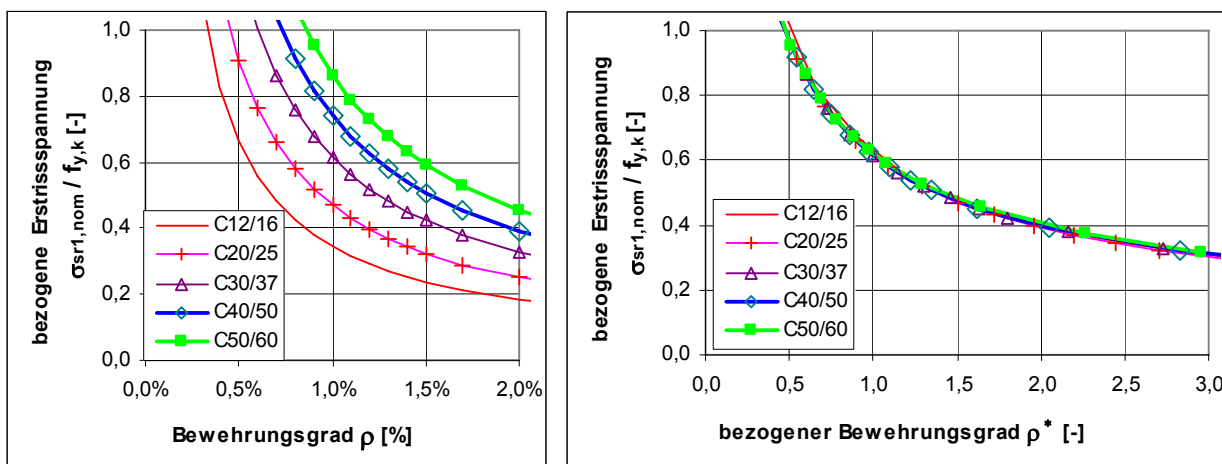
$$\rho^* = r^\kappa / (f_{ck}/f_{ck,C30/37}) \quad (3.97)$$

$$r = \rho/\rho_0 \text{ bezogener Bewehrungsgrad [-] mit } \rho_0 = 0,01; \text{ d. h.: } r = 1,0 \text{ für } \rho = 1 \% \text{ Bew.} \quad (3.98)$$

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit nach prEN 1992-1 (2001) in N/mm^2

$f_{ck,C30/37} = 30 \text{ N/mm}^2$ für Betongüte C30/37

$$\kappa = 1,45 \text{ Faktor} \quad (3.99)$$



Bilder 3.74 und 3.75: Bezogene nominelle Erstrissspannung nach (3.96) und (3.94) für Bewehrungsgrad ρ und bezogenen Bewehrungsgrad ρ^* nach (3.97)

Der Faktor κ wird sinnvollerweise so festgelegt, dass die Kurven in Bild 3.75 mit verschiedenen Betongüten möglichst geringe Abweichungen voneinander aufweisen. So kann die bezogene Erstrissspannung unabhängig von der Betongüte und nur noch abhängig vom Bewehrungsgrad dargestellt werden, vgl. Bild 3.75.

Der kritische bezogene Bewehrungsgrad $\rho_{\min}^*$ (Erstrisskraft = Fließgrenze identisch mit $\sigma_{sr1}/f_{y,k} = 1,0$) zur Einhaltung der Mindestbewehrung wird unabhängig von der Betongüte bei

$$\rho_{\min}^* = 0,50 \quad (3.100)$$

unterschritten. Aus (3.97) ergibt sich:

$$r_{\min} = (0,5 \cdot f_{ck} / f_{ck,C30/37})^{1/\kappa} \quad (3.101)$$

$$r_{\min} = (0,5 \cdot 1,0)^{1/1,45} = 0,62 \quad \text{entsprechend } \rho_{\min} = 0,62 \% \text{ Bewehrung für C30/37 und} \quad (3.102)$$

$$\rho_{\min} = 0,75 \% \text{ für C40/50} \quad (3.103)$$

Niedrigere Betongüten als C30/37 sollten rechnerisch zur Ermittlung der Mindestbewehrung nicht angesetzt werden, da in der Praxis in solchen Fällen häufig Überfestigkeiten vorhanden sind.

3.3.11.2.4 Einfluss f_u/f_y (Verfestigungsfaktor des Bewehrungsstahls)

Ein wesentlicher Einflussfaktor auf die Dehnungen ε_{smu} von Stahlbeton auf Zug bei Höchstlast ist der Verfestigungsfaktor des Bewehrungsstahls f_u/f_y , vgl. Bild 3.76. In diesem Bild werden die in Versuchen (Stahlbetonzugdehnkörper) erreichten mittleren Dehnungen bei Höchstlast $\varepsilon_{sm,u}$ dem Verfestigungsfaktor f_u/f_y gegenübergestellt. Bei einem Verfestigungsfaktor des Betonstahls $f_u/f_y < 1,09$ plastiziert die Bewehrung nur in kleinen Bereichen direkt im Rissbereich. Die Verfestigung des Bewehrungsstahls reicht nicht aus, um größere plastische Bereiche neben dem Riss zu aktivieren, so dass die mittlere Stahlbetondehnung unter 1 % liegt. Bei einem Verfestigungsfaktor $> 1,13$ liegen die Dehnungen etwa 10 mal so hoch bei 4 bis 10 %.

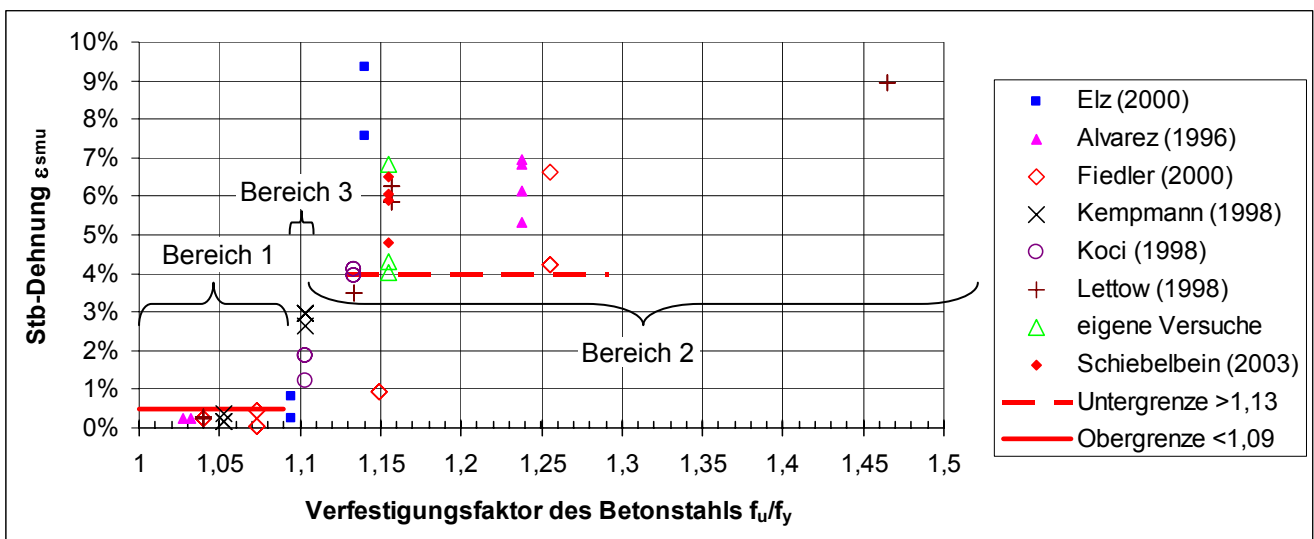


Bild 3.76: Einfluss des Verfestigungsfaktors des Betonstahls auf die Verformbarkeit des Stahlbetondehnkörpers

Im Gegensatz zu dem hier dargestellten Verfahren wurde der Faktor f_u/f_y in ECCS Doc. 109 (1999) bisher nicht berücksichtigt. Zur Erfassung dieses Faktors werden drei Wertebereiche festgelegt:

Bereich 1: $f_u/f_y < 1,095$

Bereich 2: $f_u/f_y > 1,105$

Bereich 3: $f_u/f_y = 1,1 \pm 0,005$

Diese Definition der Wertebereiche ist sinnvoll, da nahe dem Wert $f_u/f_y = 1,10$ eine Verringerung des Verfestigungsfaktors mit einer starken Verminderung der Dehnungen ε_{smu} einhergeht. Dieser Übergangsbereich wird als Bereich 3 bezeichnet. Innerhalb der Wertebereiche 1 und 2 dagegen sind keine signifikanten Änderungen der Dehnungen in Abhängigkeit vom Verfestigungsfaktor f_u/f_y zu beobachten, vgl. Bild 3.76.

3.3.11.2.5 Aufstellen der Berechnungsgleichung

Es wird nun eine anwendungsfreundliche Beziehung (3.104) für die Dehnung ε_{smu} des Stahlbetons auf Zug entwickelt, die folgende entscheidende Einflussfaktoren berücksichtigt:

- reine Stahldehnung bei Höchstlast ε_{su} aus Bewehrungszugversuch
- Verfestigungsfaktor f_u/f_y
- Bezogener Bewehrungsgrad ρ^* , vgl. Abs. 3.3.11.2.3

$$\varepsilon_{\text{smu}} = c_v \cdot c_\sigma \cdot \varepsilon_{\text{su}} \quad (3.104)$$

Die reine Stahldehnung ε_{su} bei Höchstlast wird beim Stahlbetondehnkörper durch die Mitwirkung des Betons herabgesetzt, was durch die hier definierten Abminderungsfaktoren

c_v Reduktionsfaktor in Abhängigkeit vom Verfestigungsfaktor f_u/f_y [-]

c_σ Reduktionsfaktor in Abhängigkeit von der bezogenen Erstrissspannung $\sigma_{\text{sr1}} / f_y$ [-]

berücksichtigt wird. Die Abminderungsfaktoren c_v und c_σ werden basierend auf den bekannten Stahlbetondehnkörperversuchen gemäß dem Verfahren in prEN 1990 (2001) Anhang D entwickelt.

Eine kontinuierliche Beschreibung des Faktors c_v , der die Stahlverfestigung berücksichtigt, ist wie oben beschrieben durch die Diskontinuität (vgl. Bild 3.76) nahe $f_u/f_y = 1,1$ schwierig. Es erfolgt deshalb die Aufteilung in 3 Wertebereiche (Kategorien) mit jeweils konstanten Faktoren c_{v1} bis c_{v3} . Damit lässt sich die Gleichung (3.104) bzw. die aus dem Ansatz resultierende Gleichung (3.118) zur Ermittlung des charakteristischen Wertes sehr einfach ableiten.

$$c_{v1} = 0,26 \quad \text{für } f_u/f_y < 1,095 \quad (3.105)$$

$$c_{v2} = 1,0 \quad \text{für } f_u/f_y > 1,105 \quad (3.106)$$

$$c_{v3} = 0,5 \quad \text{für } f_u/f_y = 1,1 \pm 0,005 \quad (3.107)$$

c_{v2} wird mit 1,0 festgelegt, c_{v1} und c_{v3} werden so gewählt, dass die Versuchswerte möglichst nahe bei den Rechenwerten liegen.

Für den Faktor c_σ wird folgender Ansatz einer geeigneten Exponentialfunktion gewählt mit den selbst definierten Konstanten a und v , die für alle Wertebereiche identisch sind.

$$c_\sigma = a \cdot \rho^{*v} \quad (3.108)$$

ρ^* bezogener Bewehrungsgrad aus Gleichung (3.97) [-]

$$a = 0,55 \quad [-] \quad (3.109)$$

$$v = 0,15 \quad [-] \quad (3.110)$$

Die Herleitung der Zahlenwerte a und v ist in Abs. 3.3.11.2.9 dargestellt.

Der bezogene Bewehrungsgrad ρ^* ergibt sich aus der Definition in Kapitel 3.3.11.2.3, vgl. Gleichung (3.97):

$$\rho^* = (\rho/\rho_0)^k / (f_{\text{ck}}/f_{\text{ck,C30/37}}) \quad [-] \quad (3.111)$$

mit

$$\rho_0 = 0,01 \quad \text{Standard-Bewehrungsgrad} \quad (3.112)$$

$$f_{\text{ck,C30/37}} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Standardfestigkeit} \quad (3.113)$$

$$f_{\text{ck}} = \text{Betonfestigkeit [N/mm}^2\text{]}$$

$$\rho = A_s / A_c \quad \text{Bewehrungsgrad [-]} \quad (3.114)$$

$$A_s = \text{Stahlquerschnitt [cm}^2\text{]}$$

A_c = Betonquerschnitt [cm²]

κ = 1,45 optimierte Konstante, Herleitung des Wertes vgl. Kap. 3.3.11.2.3 (3.115)

Durch den Bezug des Bewehrungsgrades sowie der Betonfestigkeit auf einen Standardwert wird erreicht, dass ρ^* neutral bezüglich der Einheiten ist und so der Eingangswert f_{ck} für Gleichung (3.111) nicht an eine bestimmte Einheit gebunden ist.

3.3.11.2.6 Ermittlung der charakteristischen Werte nach prEN 1990 Anhang D (2001)

Im Folgenden werden charakteristische Werte $c_{v,k}$ und $c_{\sigma,k}$ nach prEN 1990 Anh. D (2001) ermittelt.

Nach mehreren Umformungen ergibt sich aus Gleichung (3.104) mit (3.108), (3.111) und mit (3.114) folgende allgemeine Gleichung (3.116):

$$\varepsilon_{sm,u} = c_v \cdot a \cdot A_s^{\kappa v} \cdot A_c^{-\kappa v} \cdot \rho_0^{-\kappa v} \cdot f_{ck,C30/37}^v \cdot f_{ck}^{-v} \cdot \varepsilon_{su} \quad (3.116)$$

die nach Einsetzen der Konstanten (hier beispielhaft dargestellt für den Wertebereich $f_u/f_y < 1,1$)

$$\varepsilon_{sm,u} = 0,26 \cdot 0,55 \cdot A_s^{0,2175} \cdot A_c^{-0,2175} \cdot 0,01^{-0,2175} \cdot 30^{0,15} \cdot f_{ck}^{-0,15} \cdot \varepsilon_{su} \quad \text{für } f_u/f_y < 1,1 \quad (3.117)$$

zur Gleichung (3.118) führt und nur noch von den Basisvariablen A_s , A_c , f_{ck} und ε_{su} abhängig ist:

$$\varepsilon_{sm,u} = 0,65 \cdot A_s^{0,2175} \cdot A_c^{-0,2175} \cdot f_{ck}^{-0,15} \cdot \varepsilon_{su} \quad \text{für } f_u/f_y < 1,1 \quad (3.118)$$

Zur Ermittlung des Variationskoeffizienten V_{rt} , der aus allen Basisvariablen resultiert, muss die Gleichung (3.118) nach den jeweiligen Basisvariablen abgeleitet werden, vgl. Tabelle 3.10.

Die Festlegung bzw. Abschätzung der Variationskoeffizienten der Basisvariablen ist in Tabelle 3.11 dargestellt. Bedingt durch die geringen Exponenten für die Basisvariablen A_s , A_c , f_{ck} in Gleichung (3.118) wirkt sich eine Änderung dieser Basisvariablen nur geringfügig auf das Ergebnis $\varepsilon_{sm,u}$ aus. Da die einzelnen Variationskoeffizienten vektoriell (Pythagoras) addiert werden, wirken sich die Variationskoeffizienten V_{As} , V_{Ac} , V_{fck} nur geringfügig aus, und der Variationskoeffizient V_{rt} ist nahezu identisch mit $V_{\varepsilon_{su}}$ (Tabelle 3.10).

Tabelle 3.10: Ermittlung des Variationskoeffizienten V_{rt} , der aus den Basisvariablen resultiert

Ableitung nach den Basisvariablen	Variationskoeffizient	V_{rt} , vgl. prEN 1990 (2001) Gl. (D.16b)
$\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta A_s = 0,2175 \varepsilon_{sm,u} / A_s$	$V_{As} = 0,133$	$(\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta A_s \cdot V_{As})^2 = 0,0008 \varepsilon_{sm,u}^2$
$\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta A_c = -0,2175 \varepsilon_{sm,u} / A_c$	$V_{Ac} = 0,067$	$(\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta A_c \cdot V_{Ac})^2 = 0,0002 \varepsilon_{sm,u}^2$
$\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta f_{ck} = -0,1500 \varepsilon_{sm,u} / f_{ck}$	$V_{fck} = 0,200$	$(\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta f_{ck} \cdot V_{fck})^2 = 0,0009 \varepsilon_{sm,u}^2$
$\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta \varepsilon_{su} = 1,0000 \varepsilon_{sm,u} / \varepsilon_{su}$	$V_{\varepsilon_{su}} = 0,100$	$(\delta \varepsilon_{sm,u} / \delta \varepsilon_{su} \cdot V_{\varepsilon_{su}})^2 = 0,0100 \varepsilon_{sm,u}^2$
		Summe $\Sigma = 0,0120 \varepsilon_{sm,u}^2$
		$V_{rt} = (\Sigma / \varepsilon_{sm,u}^2)^{0,5} = 0,1093$ ---

Tabelle 3.11: Festlegung Variationskoeffizienten V_{rt} der Basisvariablen

V_{As}	0,133	Bewehrungsquerschnitt: mittlere Abweichung des Stababstandes um 2 cm bei 15 cm
V_{Ac}	0,067	Deckendicke: mittlere Abweichung um 1 cm auf 15 cm Decke
V_{fck}	0,2	Kürschner (2003), Gleichung (4-33)
$V_{\varepsilon_{su}}$	0,1	geschätzte Abweichungen bei Bewehrungszugversuchen

Der globale Variationskoeffizient V_r ergibt sich gemäß prEN 1990 (2001) Gleichung (D.15b) und wird hier maßgebend durch den Variationskoeffizienten V_δ der Versuchswerte bestimmt. Der Variationskoeffizient V_{rt} der Basisvariablen hat nur einen geringen Einfluss auf den globalen Variationskoeffizienten V_r .

$$V_r = \sqrt{V_\delta^2 + V_{rt}^2} \quad (3.119)$$

mit

V_δ Variationskoeffizient, der sich aus dem Vergleich Versuch/Rechnung ergibt

$$V_\delta = [e^{s_\Delta^2} - 1]^{0,5} \quad \text{vgl. prEN 1990 (2001) Gleichung (D.13)} \quad (3.120)$$

mit

s_Δ Standardabweichung, gemäß prEN 1990 (2001) Gleichungen (D.6) bis (D.12)

Für die einzelnen Kategorien wurden folgende Werte erreicht, vgl. Tabelle 3.12. Deutlich zu sehen ist der erhöhte Variationskoeffizient für die Kategorie $f_u/f_y = 1,1$, was in diesem Bereich auf der starken Änderung der im Versuch erreichten Dehnungen bei Höchstlast beruht, vgl. Bild 3.76.

Tabelle 3.12: Variationskoeffizienten

Kategorie	V_δ	V_{rt}	V_r
$f_u/f_y < 1,10$	0,301	0,109	0,320
$f_u/f_y > 1,10$	0,233	0,109	0,257
$f_u/f_y = 1,10$	0,435	0,109	0,448

Im Folgenden werden weitere Hilfswerte ermittelt, die in Tabelle 3.13 zusammengestellt sind.

$$b = \Sigma r_e r_t / \Sigma r_t^2 \quad \text{vgl. prEN 1990 (2001) Gleichung (D.7)} \quad (3.121)$$

mit

b mittlerer Faktor für das Verhältnis Versuch zu Berechnung (ideal $b = 1,0$)

r_e Versuchswerte

r_t Rechnerische Werte

$$\varepsilon_{sm,u,k} = b \cdot \exp(-k_\infty \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2) \cdot \varepsilon_{sm,u} \quad (3.122)$$

k_∞ für 5% Fraktile gemäß prEN 1990 (2001) Tabelle D1

k_n wird für unbekannten Variationskoeffizienten V_x und für $n_{unabhängig}$ von einander unabhängige Versuchen ermittelt. Die Versuchspaare mit identischer Ausführung sind von einander abhängig und werden bei der Ermittlung von $n_{unabhängig}$ somit als nur ein Versuch gewertet.

Mit den folgenden Hilfsvariablen, vgl. Gleichungen (3.123) bis (3.127) und Tabelle 3.13 wird gemäß prEN 1990 (2001) der charakteristische Wert $\varepsilon_{sm,u,k}$ in Tabelle 3.14 ermittelt.

$$\alpha_{rt} = Q_{rt}/Q \quad \text{vgl. prEN 1990 (2001) Gleichung (D.19a)} \quad (3.123)$$

$$\alpha_\delta = Q_\delta/Q \quad \text{vgl. prEN 1990 (2001) Gleichung (D.19b)} \quad (3.124)$$

$$Q_{rt} = [\ln(V_{rt}^2 + 1)]^{0,5} \quad \text{vgl. prEN 1990 (2001) Gleichung (D.18a)} \quad (3.125)$$

$$Q_\delta = [\ln(V_\delta^2 + 1)]^{0,5} \quad \text{vgl. prEN 1990 (2001) Gleichung (D.18b)} \quad (3.126)$$

$$Q = [\ln(V_r^2 + 1)]^{0,5} \quad \text{vgl. prEN 1990 (2001) Gleichung (D.18c)} \quad (3.127)$$

Tabelle 3.13: Hilfsvariablen zur Ermittlung des charakterist.n Wertes, vgl. prEN 1990 (2001) Gl. (D.17)

Kategorie	$\varepsilon_{sm,u,k} = b \cdot \exp(-k_{\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{\eta} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2) \cdot \varepsilon_{sm,u}$
$f_u/f_y < 1,10$	$\varepsilon_{sm,u,k} = 1,00 \cdot \exp(-1,64 \cdot 0,35 \cdot 0,109 - 1,96 \cdot 0,94 \cdot 0,294 - 0,5 \cdot 0,10) \cdot \varepsilon_{sm,u}$
$f_u/f_y > 1,10$	$\varepsilon_{sm,u,k} = 1,00 \cdot \exp(-1,64 \cdot 0,42 \cdot 0,109 - 1,82 \cdot 0,91 \cdot 0,230 - 0,5 \cdot 0,06) \cdot \varepsilon_{sm,u}$
$f_u/f_y = 1,10$	$\varepsilon_{sm,u,k} = 1,01 \cdot \exp(-1,64 \cdot 0,25 \cdot 0,109 - 2,33 \cdot 0,97 \cdot 0,416 - 0,5 \cdot 0,18) \cdot \varepsilon_{sm,u}$

Tabelle 3.14: Charakteristischer Wert

Kategorie	f	$c_{v,k}$
$f_u/f_y < 1,10$	$\varepsilon_{sm,u,k} = 0,515 \cdot \varepsilon_{sm,u}$	0,134
$f_u/f_y > 1,10$	$\varepsilon_{sm,u,k} = 0,661 \cdot \varepsilon_{sm,u}$	0,611
$f_u/f_y = 1,10$	$\varepsilon_{sm,u,k} = 0,344 \cdot \varepsilon_{sm,u}$	0,217

Der Abminderungsfaktor f (vgl. Tabelle 3.14) für den charakteristischen Wert wird in den Faktor c_v integriert:

$$\varepsilon_{sm,u,k} = f \cdot c_v \cdot c_{\sigma} \cdot \varepsilon_{su} \quad (3.128)$$

Es ergibt sich mit

$$c_{v,k} = f \cdot c_v \quad (3.129)$$

$$\varepsilon_{sm,u,k} = c_{v,k} \cdot c_{\sigma} \cdot \varepsilon_{su} \quad (3.130)$$

Für $c_{v,k}$ und c_{σ} ergeben sich folgende charakteristische Werte:

$$c_{v,k} = 0,134 \quad \text{für } f_u/f_y \leq 1,105 \quad (3.131)$$

$$c_{v,k} = 0,61 \quad \text{für } f_u/f_y > 1,105 \quad (3.132)$$

$$c_{\sigma} = a \cdot \rho^{*v} \quad \text{für } \rho^{*} \geq \rho^{*}_{\min} \quad (3.133)$$

$$c_{\sigma} = 0 \quad \text{für } \rho^{*} < \rho^{*}_{\min} \quad (\text{rechn. erforderl. Mindestbew. unterschritten}) \quad (3.134)$$

$\rho^{*}_{\min}$ siehe Abs. 3.3.11.2.3 bzw. Gleichung (3.100)

a, v siehe Gleichungen (3.109) und (3.110)

Die Kategorie $f_u/f_y=1,1$ sollte auf der sicheren Seite der Kategorie $f_u/f_y<1,1$ zugewiesen werden, da sich geringe Abweichungen des Verfestigungsfaktors f_u/f_y vom Wert 1,1 sehr stark auf die Dehnungen bei Höchstlast $\varepsilon_{sm,u}$ auswirken, Bild 3.76. Für die Kategorie $f_u/f_y>1,1$ ist in jedem Fall sicherzustellen, dass der Wert 1,105 nicht unterschritten wird. Ansonsten kann es zu einer starken Reduzierung der Dehnungen $\varepsilon_{sm,u}$ kommen, die von dieser statistischen Herleitung nicht abgedeckt wird.

3.3.11.2.7 Vergleich von Versuch und Berechnung

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen des neuen Berechnungsverfahrens verglichen. Die mit dem hier dargestellten Berechnungsverfahren ermittelten charakteristischen Werte liegen bezüglich der Versuchsergebnisse alle auf der sicheren Seite, vgl. Bild 3.77.

Für den Vergleich der gemäß Gleichung (3.104) zu erwartenden rechnerischen Dehnungen mit den Versuchswerten ergeben sich Abweichungen des Rechenwertes $\varepsilon_{sm,u,cal}$ zum Versuchswert bis zu einem Faktor von 1,7, vgl. Bild 3.78.

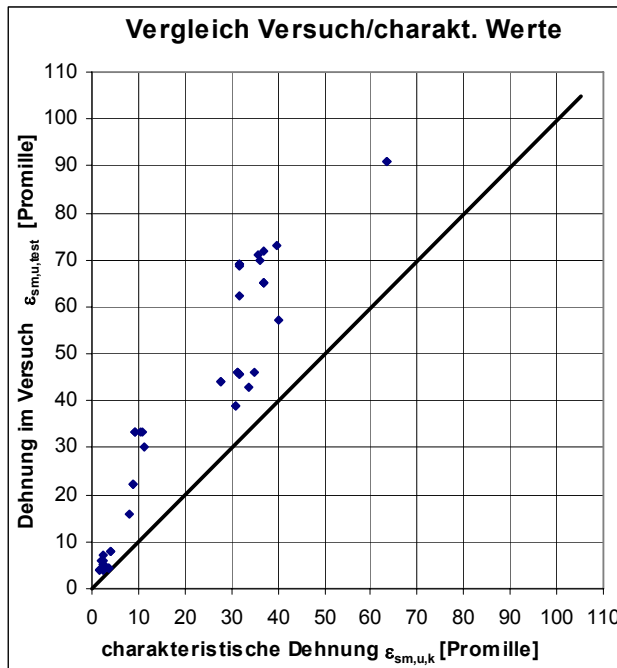


Bild 3.77: Vergleich der Versuchswerte mit den charakteristischen Werten

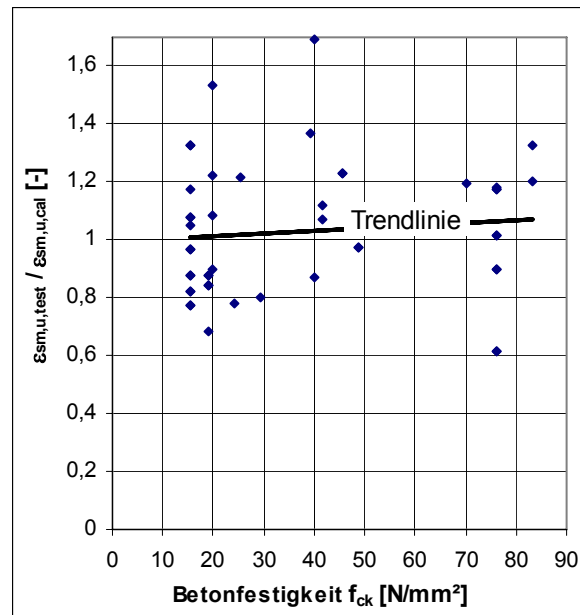
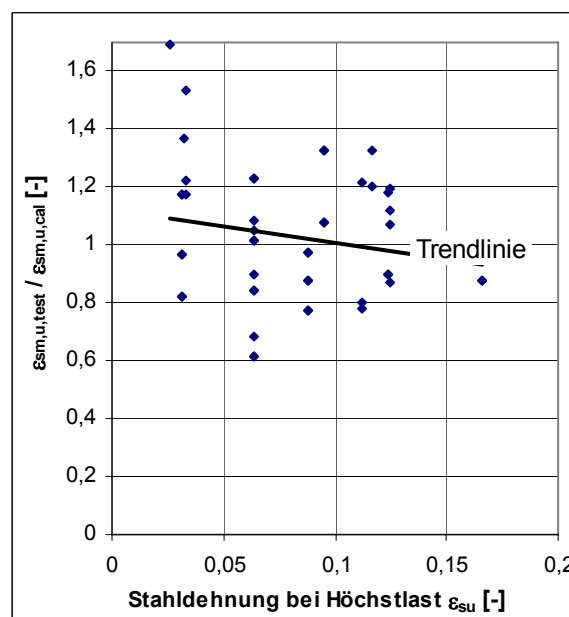
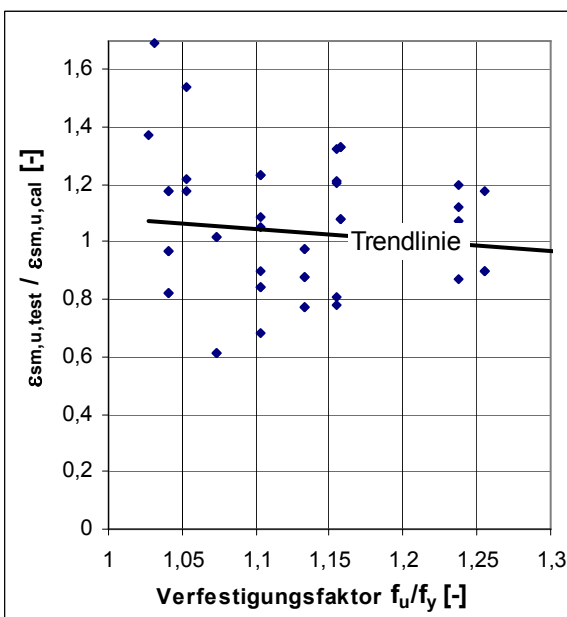


Bild 3.78: Vergleich der Dehnungen bei Höchstlast von Versuch ($\epsilon_{sm,u,test}$) und Berechnung ($\epsilon_{sm,u,cal}$) nach (3.104)

Bei größeren Bewehrungsgraden dagegen ist in jedem Fall ein abgeschlossenes Rissbild zu erwarten, so dass eine Überfestigkeit bzw. eine Erhöhung des Bewehrungsgrades zu keinen wesentlich größeren Verformbarkeiten führt. Für große Stahldehnungen bei Höchstlast ϵ_{su} und die damit in der Regel verbundenen größeren Verfestigungsfaktoren f_u/f_y ergeben sich ebenfalls geringere Streuungen, vgl. Bilder 3.79 und 3.80.

Ein weiterer Grund für die Streuungen ist die Inhomogenität des Werkstoffes Beton. Zudem wird Bewehrung lediglich durch die 4 Kennwerte E-Modul E_s , Streckgrenze f_y , Zugfestigkeit f_u und Dehnung bei Höchstlast ϵ_{su} charakterisiert. Der Kurvenverlauf der Spannungs-Dehnungslinie der Bewehrung im oberen Lastplateau (Bild 3.55) hat aber ebenfalls einen Einfluss auf die Verformbarkeit des Stahlbetons.



Bilder 3.79 und 3.80: Vergleich der Dehnungen bei Höchstlast von Versuch ($\epsilon_{sm,u,test}$) und Berechnung ($\epsilon_{sm,u,cal}$) mit der vereinfachten Berechnungsgleichung (3.104)

Weiterhin wird der Rissabstand und die Anzahl der Risse nicht nur durch die Risseinleitungskraft, sondern auch durch den Achsabstand a_{Bu} der Querbewehrung beeinflusst, vgl. Elz (2000) und Bild 3.18. Zusätzliche Risse bewirken eine höhere Verformbarkeit. Schließlich wurden die Geometrieinflüsse (Dicke, Quadrat/Rechteck) der Dehnkörper mit den daraus resultierenden Eck-/ Randeinflüssen auf die Rissbildung nicht berücksichtigt. Weitere Einflussparameter sind Rippengeometrie, Betondeckung (v. a. bei einlagiger innenliegender Bewehrung), Belastungsalter bzw. Belastungsdauer.

Es werden in den Stahlbetonzugversuchen jedoch auch bei Unterschreiten der rechnerischen Mindestbewehrung von ECCS Doc. 109 (1999) relativ große Verformungen bei den Dehnkörperversuchen erreicht. Dies liegt daran, dass die tatsächliche Zugfestigkeit des Betons geringer ist als der Normwert f_{ctm} , vgl. Bilder D.5 und D.6. Näheres über die realen Betonzugfestigkeiten im Vergleich zum Normwert geht aus Anhang D hervor. Ursache für ein frühzeitiges Reißen sind Spannungskonzentrationen an der Querbewehrung und Zwangsspannungen, vgl. Elz (2000). In den Dehnkörperversuchen (Bild 3.76) wurden z. T. somit hohe Dehnungen auch mit sehr geringen bezogenen Bewehrungsgraden von $\rho^* = 0,15$ erreicht. In einem Fall (Versuch von Fiedler) ergaben sich jedoch bei einem geringen Bewehrungsgrad von $\rho^* = 0,17$ nur geringe Verformungen. Hier war die Mindestbewehrung nicht ausreichend.

3.3.11.2.8 Optimierung der Konstanten a und v

Im Folgenden wird noch auf die Ermittlung der Zahlenwerte für die Konstanten a und v eingegangen. Die Konstanten a und v werden zunächst bezüglich vier verschiedener Kriterien optimiert und schließlich wird ein Wertepaar für a und v definiert, das in die Gleichungen (3.109) und (3.110) eingeht. Zur Optimierung werden folgende vier Kriterien herangezogen:

1. möglichst hohe charakteristische Dehnung
2. möglichst geringer Variationskoeffizient
3. minimale Abweichung des Rechenwertes vom Versuchswert
4. bezogener Bewehrungsgrad wird korrekt erfasst

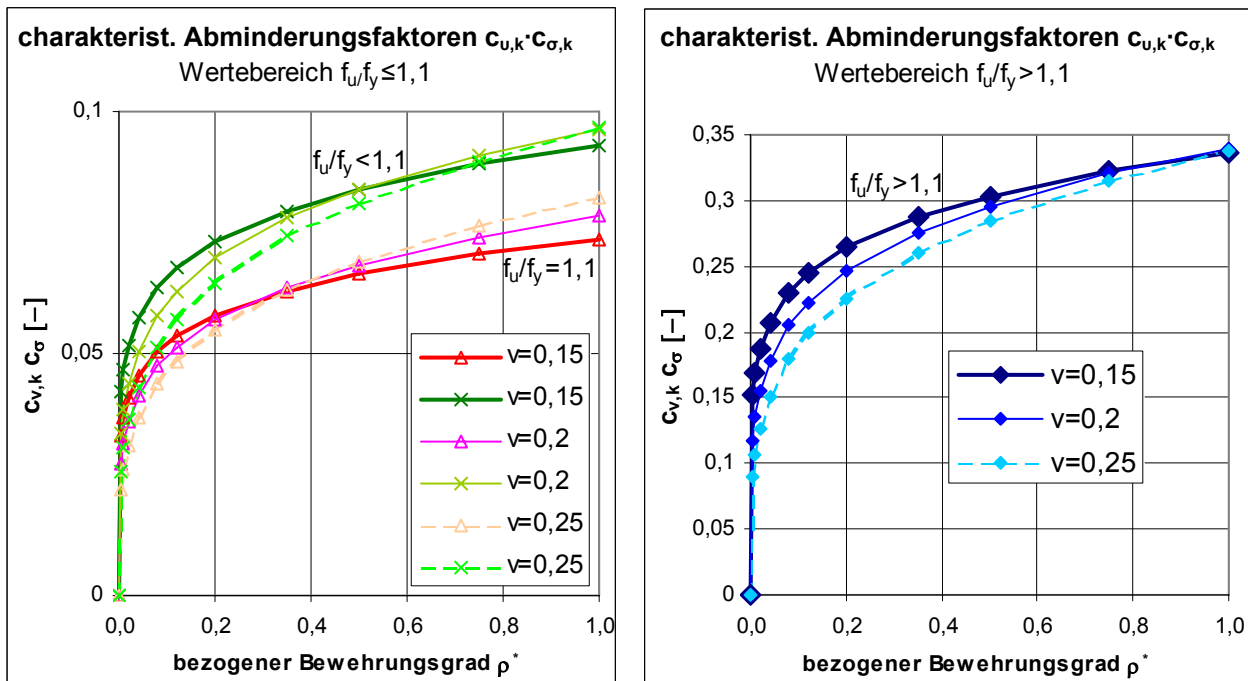
Die Auswertung der optimalen Werte von v für die Punkte 1. bis 4. ist im Folgenden dargestellt:

1. Die größten Dehnungen $\varepsilon_{sm,u,k}$ ergeben sich nach (3.130), wenn das Produkt $c_{v,k} \cdot c_\sigma$ der gemäß prEN 1990 (2001) Anhang D rechnerisch ermittelten charakteristischen Abminderungsfaktoren $c_{v,k}$ und c_σ am größten sind. Für den Wert des Parameters $v = 0,15$ wird eine möglichst hohe rechnerische charakteristische Dehnungen $\varepsilon_{sm,u,k}$ erreicht, vgl. Bilder 3.81 und 3.82.
2. Ein möglichst geringer Variationskoeffizient V_δ ergibt sich aus (3.120) für $v = 0,27$, wobei der Variationskoeffizient V_δ sich für Werte $0,15 < v < 0,35$ nur geringfügig vergrößert, vgl. Bild 3.83.
3. Für $v = 0,25$ liegen die min bzw. max Werte für $\varepsilon_{sm,u,test} / \varepsilon_{sm,u,cal}$ möglichst nahe bei 1, also die größte relative Abweichung der Berechnung vom Versuch wird minimiert, vgl. Bild 3.84. Hierbei wird in einem Wertebereich jeweils nur der Versuch mit der größten relativen Abweichung gewertet.
4. Für $v = 0,12$ beträgt die Neigung der Trendlinie für die Abhängigkeit $\varepsilon_{sm,u,test}(\rho^*) / \varepsilon_{sm,u,cal}(\rho^*)$ in etwa null, siehe Bild 3.86, so dass der bezogene Bewehrungsgrad zutreffend erfasst wird. In Bild 3.85 ist das Verhältnis der Dehnungen bei Höchstlast von Versuchswert $\varepsilon_{sm,u,test}$ zum Rechenwert $\varepsilon_{sm,u,cal}$ in Abhängigkeit vom bezogenen ρ^* Bewehrungsgrad für den gewählten Wert $v = 0,15$ dargestellt.

Man sieht an der Lage und Neigung der Trendlinie, dass für geringe bezogene Bewehrungsgrade die Versuchswerte im Mittel etwas über den berechneten Werten und für große bezogene Bewehrungsgrade die Versuchswerte geringfügig unter den Berechnungswerten liegen. Durch die Variation von v ändert sich auch die Neigung der Trendlinie, vgl. Bild 3.86.

Es wird als Ergebnis dieser vier Punkte der $v = 0,15$ als geeigneter Wert angesehen.

Der zu v zugehörige Wert a wird dabei jeweils so ermittelt, dass die Trendlinie (vgl. Bild 3.87) die Steigung $b = 1,0$ aufweist (vgl. hierzu Gleichung (3.121) zur Ermittlung von b).



Bilder 3.81 und 3.82: Gemäß prEN 1990 (2001) Anhang D rechnerisch ermittelte charakteristische Abminderungsfaktoren

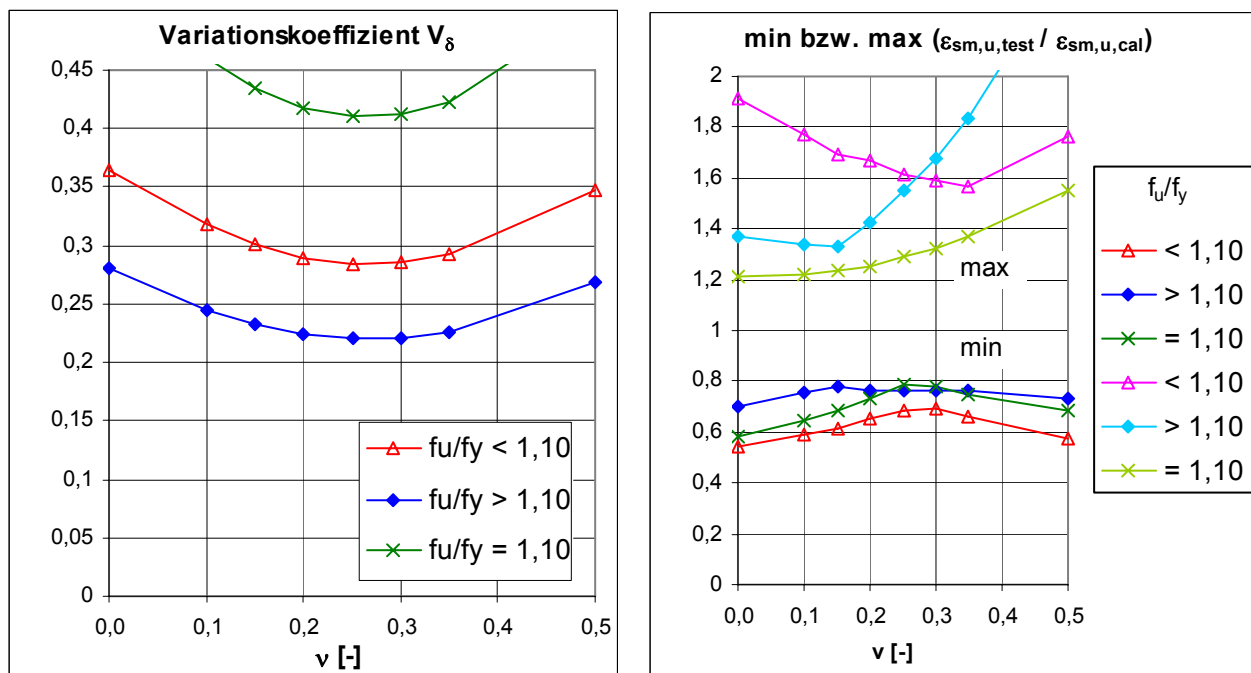


Bild 3.83: Variationskoeffizient V_δ

Bild 3.84: Extreme Abweichungen Versuch-Rechnung

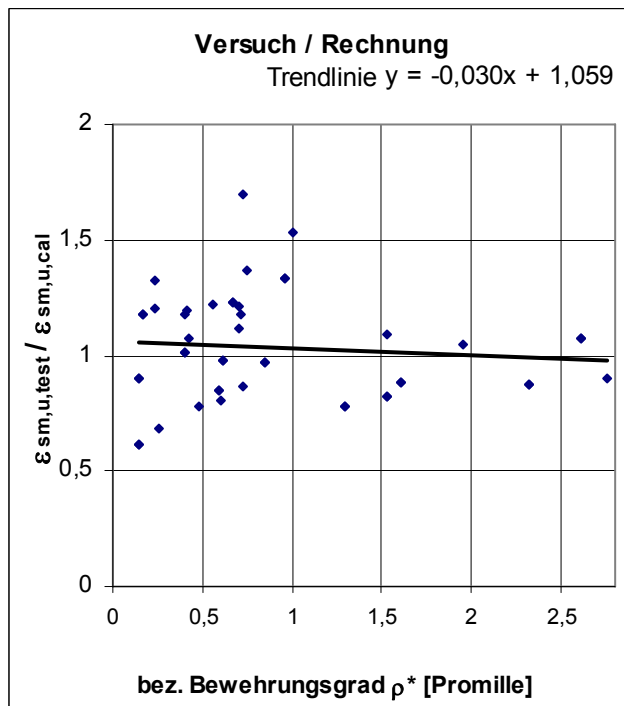


Bild 3.85: Vergleich Versuch/Rechnung für $v = 0,15$
Neigung der Trendlinie hier: $-0,030$

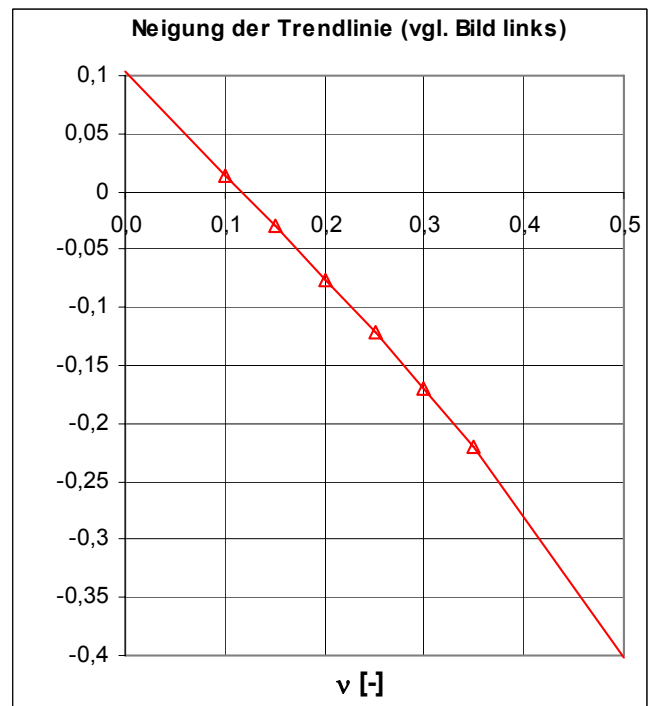


Bild 3.86: Neigung der Trendlinie aus Bild 3.85 für verschiedene v -Werte

3.3.11.2.9 Vergleich des neuen Berechnungsverfahren mit ECCS Doc. 109 (1999)

Insgesamt betrachtet bietet die einfache Beziehung (3.104) jedoch durch die Berücksichtigung des Verfestigungsfaktors f_u/f_y eine deutliche Verbesserung gegenüber ECCS Doc. 109 (1999) (A2.2), vgl. Bild 3.87 mit Bild 3.88. Außerdem ist die Beziehung sehr anwendungsfreundlich im Gegensatz zu dem in Kuhlmann/Schäfer (2003) gezeigten Berechnungsbeispiel nach ECCS Doc. 109 (1999).

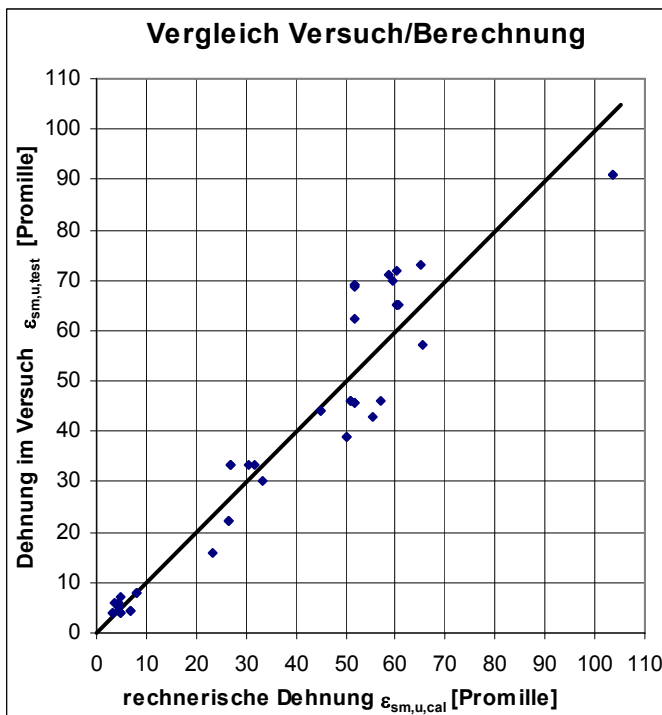


Bild 3.87: Vergleich der experimentellen mit den rechnerischen Dehnungen (3.104) bei Höchstlast

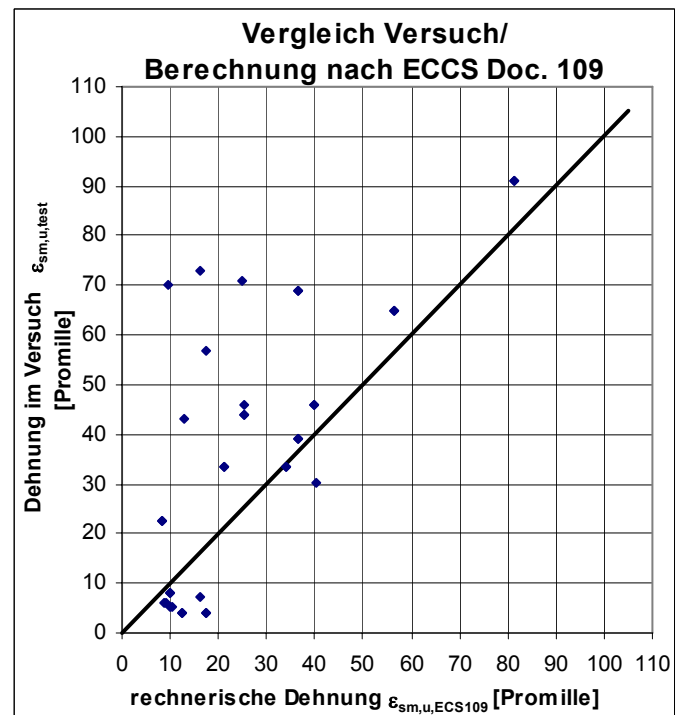


Bild 3.88: Vergleich der Versuchswerte mit den Werten nach ECCS Doc. 109 (1999)

Im Vergleich zur Beziehung nach ECCS Doc. 109 (1999) Bild 3.88 fällt bei dem neuen Bemessungsverfahren die relativ gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten auf. Nach ECCS Doc. 109 (1999) ergeben sich bei Unterschreiten der rechnerischen Mindestbewehrung sogar negative Dehnungswerte, die in Bild 3.88 nicht dargestellt sind. Bei der Beziehung nach ECCS Doc. 109 (1999) unterschreiten bzw. überschreiten die rechnerischen Werte die Versuchswerte zum Teil um den Faktor 5, während nach der neuen Bemessungsformel die Abweichung der Werte zu den Versuchswerten vom Faktor 0,6 bis 1,7 reicht, vgl. Bild 3.84 für $\nu=0,15$. Die größten Abweichungen ergeben sich für geringe bezogene Bewehrungsgrade ρ^* in der Größenordnung von 0,5 (Bild 3.85), bei denen die vorhandene Bewehrung nahe der Mindestbewehrung liegt und die Rissbildung bei Erreichen des Fließens der Bewehrung noch nicht abgeschlossen ist ($f_y < \sigma_{sm}$ bzw. $\rho^* \approx 0,5$ in Bild 3.85). Hier kann eine im Versuch vorhandene Überfestigkeit des Bewehrungsstahls die erreichbaren mittleren Stahlbetondehnungen ε_{smu} stark erhöhen, da sich zusätzliche Risse bilden.

Schlussfolgerung:

Zur Beschreibung der Dehnung des Stahlbetons bei Höchstlast unter Berücksichtigung aller Kriterien wie Verfestigungsfaktor des Bewehrungsstahls, Bewehrungsgrad sowie Betonfestigkeit wird der charakteristische Wert gemäß Gleichung (3.130)

$$\varepsilon_{sm,u,k} = c_{v,k} \cdot c_{\sigma} \cdot \varepsilon_{su} \quad (3.135)$$

mit $c_{v,k}$ und c_{σ} gemäß (3.131) bis (3.134) empfohlen.

3.4 Zusammenfassung

Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse bezüglich der vorhandenen Rotationskapazität zusammengefasst.

Für eine duktile Ausbildung der Verbundknoten ist eine strengere Begrenzung der **Stirnplattendicke** als nach ENV 3-1-1/A2 Anhang J (1998) erforderlich, um Schraubenversagen zu verhindern und ausreichende Duktilität des Verbundknotens für verschiebbliche Verbundrahmen sicherzustellen. Alternativ kann durch eine Erhöhung des Schraubendurchmessers die duktile Versagensart „Ausknöpfen der Schrauben“ erreicht werden, vgl. Kap. 3.2.2.

Bei **Teilverbund** ergeben sich nur geringe verfügbare Knotenrotationen (Bild 3.13).

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Verbundknotens können wesentlich größere **mittragende Breiten** als nach ENV 1994-1-1 (1994) angesetzt werden. Im Versuch mit der Plattenbreite 2,0 m wird das Doppelte der rechnerischen mittragenden Breite aktiviert, vgl. Kap. 3.2.1.6.

Selbst bei einem geringen **Bewehrungsgrad** von 0,45 % können hohe Verformbarkeiten der Betonplatte und hohe Knotenrotationen über 70 mrad erzielt werden. Höhere Bewehrungsgrade bewirken nur eine geringe Zunahme der vorhandenen Rotationskapazität, vgl. Bild 3.13.

Durch die spezielle Anordnung der Kopfbolzendübel (**Zugbandeffekt**) kann die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ wesentlich vergrößert werden. In den Versuchen werden hierbei 75 bis 100 mrad erreicht, vgl. Bild 3.13. Der Zugbandeffekt wirkt sich vor allem auf die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ aus, 3.3.6 und beeinflusst nicht die Knotentragfähigkeit $M_{j,u}$ bzw. $M_{j,pl}$. Die durch den Zugbandeffekt beeinflusste Steifigkeit der Komponente „Bewehrung auf Zug“ (RFT) kann durch die in Kapitel 3.3.9.4 eingeführte modifizierte Dehnlänge analog zu ECCS Doc. 109 (1999) ermittelt werden. Der Zugbandeffekt wirkt sich auch auf die Dehnungen im Stahlträger aus

Der untere Flansch erhält im Bereich des Zugbandes geringere Druckstauchungen, der Zugbandeffekt wirkt sich günstig aus. Der obere Flansch kann Druckspannungen erhalten.

Die **Belastungsart** (einseitig/symmetrisch) hat keinen nennenswerten Einfluss auf das Knotenverhalten. Die Versuche haben gezeigt, dass durch die starke Reduktion der rechnerischen Steifigkeit der Komponente Betonplatte auf Zug (RFT) bei asymmetrischer Belastung des Knotens nach ECCS Doc. 109 (1999) die tatsächlich vorhandenen Steifigkeiten unterschätzt werden, vgl. Kap. 3.3.9.3.

Das Kapitel 3.3.2 bis 3.3.4 vorgestellte **Berechnungsmodell** basiert im Wesentlichen auf der Komponentenmethode und beinhaltet Reibungseffekte sowie die Nachgiebigkeit der Kopfbolzendübel. Die mit dem Rechenmodell ermittelten Momenten-Rotations Kurven stimmen mit den Versuchskurven relativ gut überein, vgl. Kap. 3.3.6. Ebenso wird durch das Berechnungsmodell die gemessene Dehnungsverteilung in der Stahlbetonplatte bis auf die üblichen Streuungen, die aus der Rissbildung resultieren, gut getroffen, vgl. Kap. 3.3.5. Bei der Rotationsfähigkeit ergeben sich jedoch gewisse Abweichungen. Ursache hierfür ist u. a., dass im Fließbereich eine geringe Änderung der Beanspruchung eine große Änderung der Verformung bewirkt.

Eine mit dem Berechnungsmodell durchgeführte Parameterstudie (Kap. 3.3.7) lieferte folgende Ergebnisse: Die **vorhandene Rotationskapazität** ergibt sich in erster Linie aus der Verformbarkeit der versagenden Komponente. Der Verformungsbeitrag der übrigen Komponenten ist gering. Die Versagensart beeinflusst die vorhandene Rotationskapazität maßgeblich. Wenn die Abmessungen der Komponenten so variiert werden, dass gerade ein Versagenswechsel eintritt, plastizieren mehrere Komponenten und es ergibt sich die maximale Rotationskapazität. Im angrenzenden Variationsbereich kann je nach Versagensart die Rotationskapazität stark absinken.

Eine tiefe Schraubenlage wirkt sich günstig auf die Rotationskapazität aus. Dies gilt auch bei einem Versagenswechsel zur beschränkt duktilen Komponente „Stützensteg auf Druck“ (CWC). Der Verlauf der maßgebenden Komponentenkurve im plastischen Bereich übt einen großen Einfluß auf das gesamte Knotenverhalten aus. Deshalb ist für die Ermittlung der Rotationskapazität eine detailgetreue Kenntnis der Kraft-Weg Kurven der plastizierenden Komponenten vor allem im Verfestigungs- und Traglastbereich erforderlich (Bsp. EPT).

Unplanmäßige Reibungskräfte beeinflussen den Kräfteverlauf in der Komponente Bewehrung auf Zug (RFT) zwar nur geringfügig. Hieraus resultieren sich jedoch große Auswirkungen auf die Verformbarkeit dieser Komponente und damit auch auf die Rotationskapazität des Gesamtknotens.

ECCS Doc. 109 (1999) liefert vor allem bei asymmetrischer Belastung zu geringe rechnerische **Steifigkeiten** der Komponente „Betonplatte auf Zug“. Hieraus resultieren geringere Stützmomente sowie zu geringe rechnerische Rissbreiten.

Durch den Zugbandeffekt verringert sich die Steifigkeit des Verbundknotens geringfügig, vgl. Kap. 3.3.9.4.

In Kap. 3.3.11 wird eine neue anwendungsfreundliche Formel (3.104) zur Ermittlung der Verformbarkeit der Komponente „**Bewehrung auf Zug**“ (RFT) vorgestellt. Durch die Berücksichtigung des Verfestigungsfaktors f_u/f_y des Bewehrungsstahls stimmen die Rechenwerte dieser Formel mit den Versuchen wesentlich besser überein als die bisher übliche aufwändige Berechnung nach ECCS Doc. 109 (1999).

Für duktile Verbundknoten ist folgende **Konstruktionsregel** einzuhalten: Es ist eine konstante Bewehrung im Bereich des Zugbandes anzuordnen, vgl. Bild 3.4. Auswechselung der Bewehrung im Bereich der Stütze sowie bei Deckenaussparungen, nachträgliche Deckendurchbrüche für Installation und sonstige Unregelmäßigkeiten im Bereich des Zugbandes sind zu vermeiden.

4 System – erforderliche Rotationskapazität

4.1 Überblick

Für den Rotationsnachweis entsprechend Bild 1.3b muss außer der vorhandenen Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$, vgl. Kap. 3, auch die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ bekannt sein. Im Folgenden wird die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ an verschieblichen Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten auf verschiedene Arten ermittelt, vgl. Bild 4.1. Die erforderliche Rotationskapazität ergibt sich aus den Verformungen des Systems. Die Verformungen richten sich sowohl nach der Geometrie und Schnittgrößenverteilung im System als auch nach den Steifigkeiten der Elemente (Stabquerschnitte und Anschlüsse). Die Schnittgrößen wiederum werden von der Belastung, der Geometrie, den Steifigkeiten, den Knotentragfähigkeiten der teiltragfähigen Knoten sowie der Berechnungsart (Fließzonen-/Fließgelenktheorie) beeinflusst.

In einer Parameterstudie (Kap. 4.2.1) wird die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ für typische Tragwerke betrachtet, bei denen Verbundkonstruktionen zur Anwendung kommen. Es werden die Systemgeometrie, die Belastung, die Knoteneigenschaften, der Bauablauf sowie die Materialeigenschaften des Betons (Kriechen) variiert. Die Berechnung erfolgt nach der Fließgelenktheorie 2. Ordnung. In Kapitel 4.2.2 wird der Einfluss verschiedener Parameter auf die erforderliche Rotationskapazität analytisch behandelt.

Da Teilplastizierungen im Riegel zu größeren Verformungen führen als in der vereinfachten Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG), werden außer der Berechnung nach Fließgelenktheorie 2. Ordnung (FG) entsprechend Kap. 4.2 auch Berechnungen nach Fließzonentheorie 2. Ordnung (MK) mit einer genaueren Berücksichtigung des Materialverhaltens durchgeführt, vgl. Kap. 4.3. Daraufhin werden die Ergebnisse miteinander verglichen, um festzustellen, unter welchen Bedingungen die vereinfachte Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) erfolgen darf.

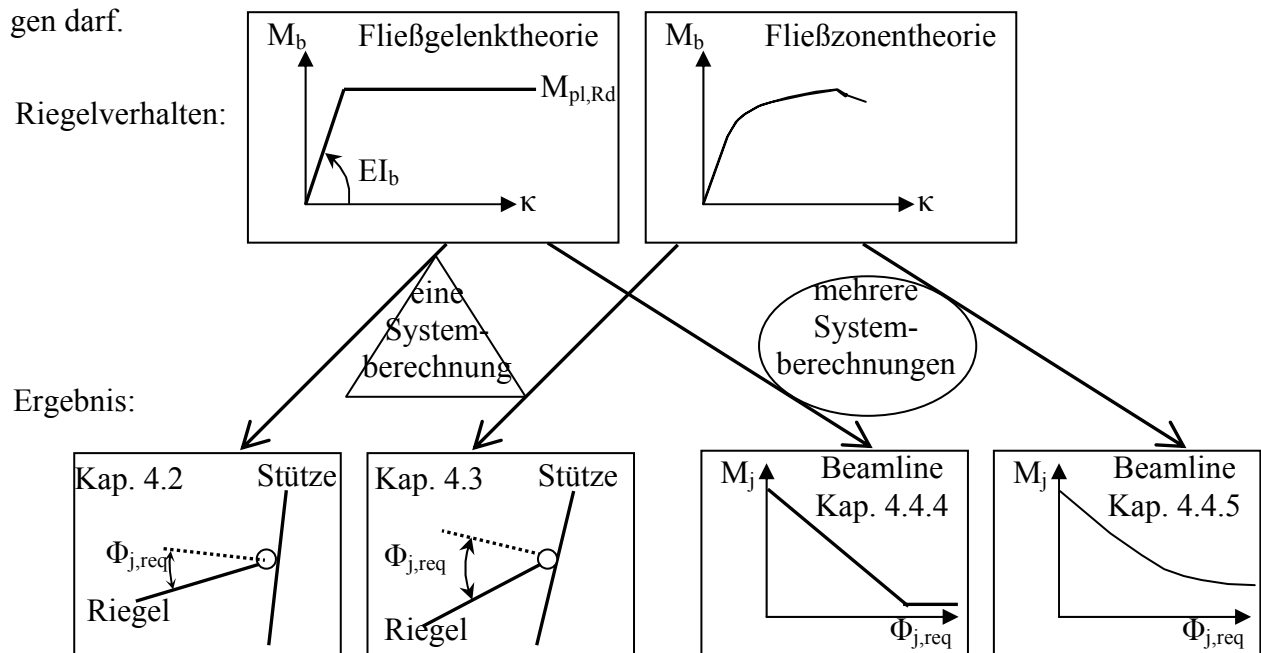


Bild 4.1: Verfahren zur Ermittlung der erforderlichen Rotationskapazität

Des Weiteren wird an einzelnen Beispielen ein grafisches Verfahren mit der Systemkennlinie (engl. “beamline“) dargestellt (Kap. 4.4). Dabei wird die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ der vorhandenen Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ direkt gegenübergestellt. Anschaulich können hier die Auswirkungen des Verlaufes der Knotenkennlinie (M- Φ -Kurve) auf den Nachweis der erforderlichen Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ ermittelt werden.

4.2 Fließgelenktheorie

4.2.1 Parameterstudie

4.2.1.1 Geometrie und Belastung

In der Parameterstudie werden 3-geschossige verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten untersucht. Die Systeme orientieren sich an der Praxis. Außer der Spannweite $L = 8,0$ m (Bürogebäude) / $12,0$ m (Geschäftsgebäude) / $16,0$ m (Parkhaus) werden auch die Verkehrslast $p = 2,0$ kN/m² (Parkhaus) / $5,0$ kN/m² (Geschäfte, öffentl. Gebäude, Büro mit Trennwandzuschlag) / $12,5$ kN/m² (Industriegebäude) sowie die Geschosshöhe h_g ($3,5$ m / $6,0$ m) variiert, vgl. Bild 4.2. Als Eigengewichtslasten werden neben der Betonplatte (G1) auch der Ausbau (G2 = $1,5$ kN/m²) berücksichtigt. Die Windlasten W werden nach DIN1055-4 (1986) durch Einzellasten idealisiert. Die Ersatzlasten H_{ers} zur Berücksichtigung der Schiefstellung (Imperfektionen) werden nach ENV 1994-1-1 (1994) für 6 hintereinander liegende Rahmen ermittelt.

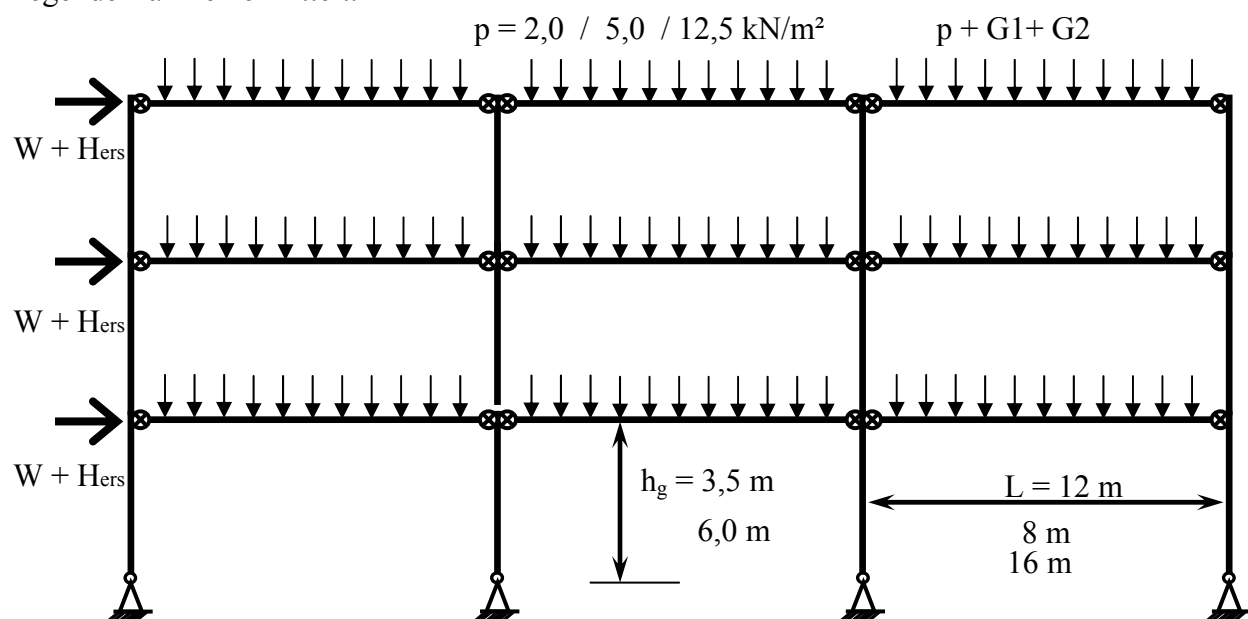


Bild 4.2: Geometrie und Lastannahmen der Parameterstudie

Es werden entsprechend den Bildern 4.3 und 4.4 zwei unterschiedliche typische Deckensysteme untersucht.

Das *Deckensystem 1* besteht aus Deckenträgern, die im Abstand von $a = 5$ m angeordnet werden und die verschiebblichen Verbundrahmen bilden, vgl. Bild 4.3. Die Dicke d der Betonplatte beträgt 20 cm aufgrund der Spannweite $a = 5$ m.

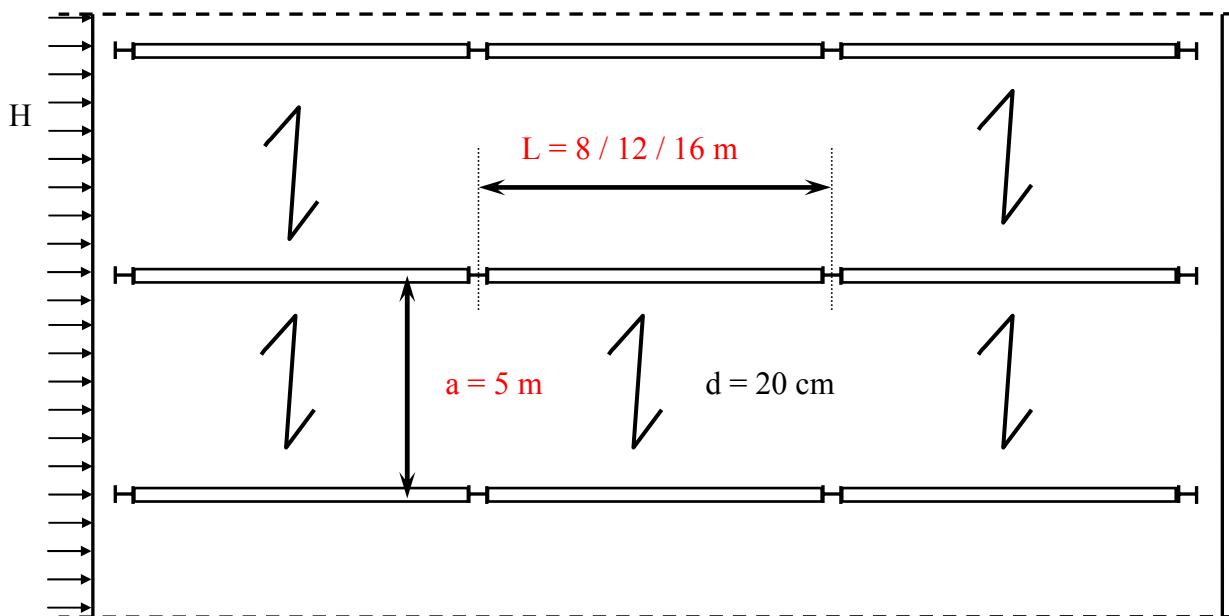


Bild 4.3: Deckensystem 1 mit Rahmenabstand $a = 5\text{ m}$

Das Deckensystem 2 besteht aus Haupt- und Nebenträgern, dabei bilden die Hauptträger HT mit den Stützen die verschieblichen Verbundrahmen, die die Horizontallasten H aufnehmen, vgl. Bild 4.4. In der Richtung der Nebenträger wird von einem seitlich gehaltenen, d. h. unverschieblichen System ausgegangen. Dieses System kommt vor allem bei großen Spannweiten a zur Anwendung. Der Abstand der Nebenträger NT wird mit 2,5 m gewählt und die Dicke der Betonplatte wird mit $d = 14\text{ cm}$ entsprechend dünner gewählt.

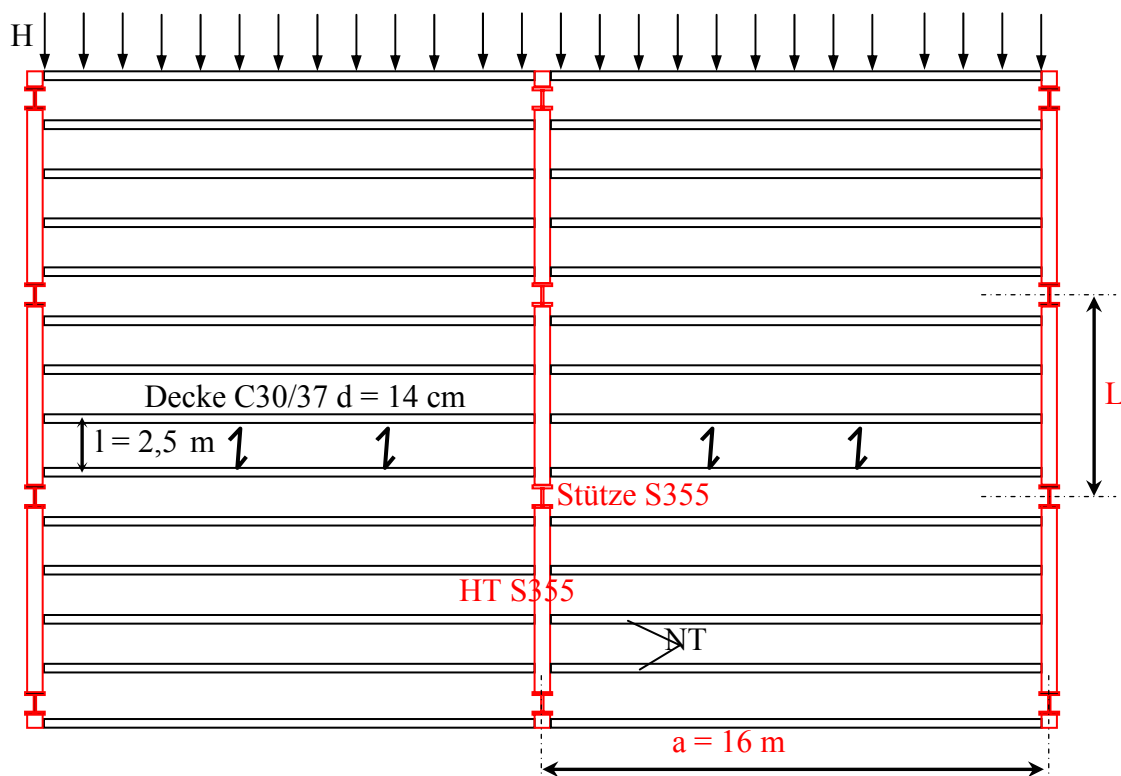


Bild 4.4: Deckensystem 2 mit Rahmenabstand $a = 16\text{ m}$

4.2.1.2 Querschnitte

Die Querschnitte (siehe Anhang E Seiten E -1 bis E -3) werden so gewählt, dass die Träger im Feld elastisch mit 90 % bis 105 % $M_{el,Rd}$ elastisch ausgenutzt sind. $M_{el,Rd}$ bezeichnet dabei den Bemessungswert des elastischen Grenzmomentes, bei dem der untere Riegeflansch gerade die Streckgrenze $f_{y,Rd}$ erreicht. Diese Begrenzung erfolgt, da eine plastische Ausnutzung des Riegels $M_{pl,Rd}$ zu sehr hohen Verformungen und damit auch zu sehr großen erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ führen würde, vgl. genauere Berechnungen nach Fließzonentheorie (MK) mit höherer Ausnutzung in Kap. 4.3.

4.2.1.3 Materialverhalten

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind nach ENV 1994-1-1 (1994), Abs. 2.3.2.1 (4) bei Betrachtung eines Grenzzustandes “Verlust der Stabilität nach Theorie II. Ordnung“ alle Tragwerkeigenschaften mit ihren Bemessungswerten anzunehmen. Die angesetzten Materialeigenschaften sind in Tabelle 4.1 angegeben. Detaillierte Angaben sind in Kuhlmann/Schäfer (2003) Kap. 4.2.3 zu finden. Auf der sicheren Seite liegend werden in den hier durchgeführten Berechnungen auch die Steifigkeiten abgemindert, auch wenn nach heutiger Auffassung Mittelwerte angesetzt werden können.

Es wird unterschieden einerseits in die Berechnung der Parameterstudie (s. Spalten 3, 5 und 7 und Kap. 4.2.1) und andererseits in die Vergleichsberechnungen (s. Spalten 4, 6 und 8) von Fließgelenk (FG) / Fließzonentheorie (MK), vgl. Kap. 4.3. In Kapitel 4.2.2 wird von den Werten der Parameterstudie (Kap. 4.2.1) ausgegangen und es werden jeweils einzelne Faktoren variiert.

Es wird mit starrem Verbund gerechnet. In den Stützbereichen wird die Nachgiebigkeit der Kopfbolzendübel rechnerisch bei der Knotensteifigkeit nach ECCS Doc. 109 (1999) bereits in der Komponente „Bewehrung auf Zug“ berücksichtigt. Die Anschlüsse werden durch bilineare Federn mit den nach ECCS Doc. 109 (1999) berechneten Steifigkeiten S_{ini}/η und Tragfähigkeiten $M_{pl,j,Rd}$ idealisiert, vgl. Bild 4.5a. Die Elementlänge der Ersatzfeder wird gleich der halben Stützendicke gewählt, vgl. Bild 4.5b. Bei der Parameterstudie in Kap 4.2.1 richtet sich der Transformationsfaktor β an den Innenknoten nach dem Knoten mit der stärksten asymmetrischen Belastung. Für alle Knoten (links und rechts der Stütze) wird dieselbe Steifigkeit S_{ini}/η angesetzt.

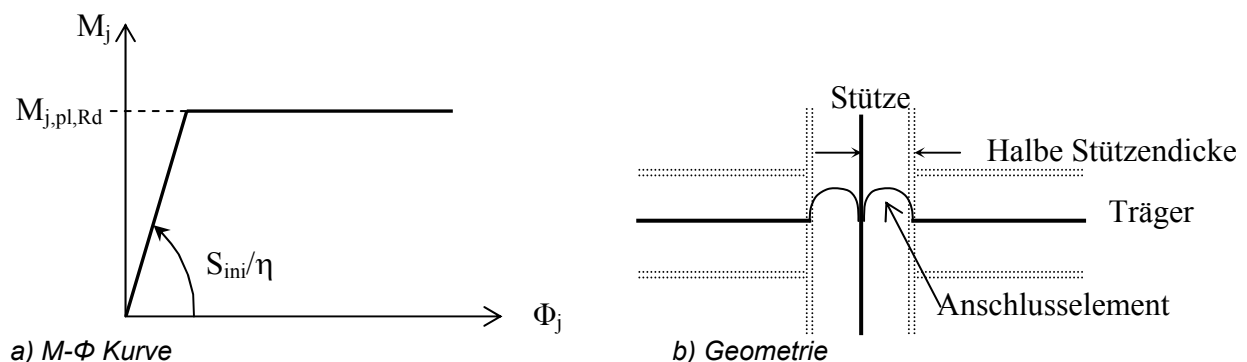


Bild 4.5: Idealisierung des Anschlussverhaltens

Tabelle 4.1: Überblick über die Berechnungsannahmen

1	2	3	4	5	6	7	8
	<i>Einheit</i>	Parameter- studie	Vergleich MK/FG*	Parameter- studie	Vergleich MK/FG*	Parameter- studie	Vergleich MK/FG*
		Bewehrung BSt500		Baustahl S 355		Beton C30/37	
E-Modul	<i>MN/m²</i>	210.000	210.000	210.000	210.000	32.000	32.000
Abminderung γ_E	<i>Faktor</i>	1,1	1,15	1,1	1,1	1,1	1,76**
Bruchdehnung	<i>‰</i>	---	unbegrenzt	---	unbegrenzt	---	-3,2 ‰
Kriechen Red.	<i>Faktor</i>	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Festigkeit f_{yk}, f_{ck}	<i>N/mm²</i>	± 355	± 355	± 500	± 500	-30/+0	-30/+0
Sicherheit γ_M	<i>Faktor</i>	1,15	1,15	1,1	1,1	1,5/0,85	1,5/0,85

*MK = Fließzonentheorie, FG = Fließgelenktheorie

**entspricht 1,5/0,85

4.2.1.4 Berechnung

Die Durchführung der statischen Berechnung unter Berücksichtigung der verschiedenen Bauabläufe (mit bzw. ohne kontinuierlicher Hilfsunterstützung im Bauzustand) ist ausführlich in Kuhlmann/Schäfer (2003) beschrieben. Effekte aus Theorie 2. Ordnung, verschiedene Anschlusstragfähigkeiten und Anschlusssteifigkeiten sowie verschiedene Steifigkeiten des Riegels im Zuge des Bauablaufes sind hierbei zu berücksichtigen.

Aus den statischen Berechnungen ergeben sich außer der Schnittgrößenverteilung auch die Verformungsgrößen. In Bild 4.6 sind an einem Rahmenknoten die globalen Stabdrehwinkel dargestellt, die direkt dem Ergebnisausdruck des Stabwerkprogramms Sofistik (1995) entnommen werden können. Die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ setzt sich aus der Auflagerneigung α_L und der Stützenverdrehung ψ zusammen, vgl. (4.2).

$$\Phi_{j,req} = \Phi_{j,L} \quad (4.1)$$

$$\Phi_{j,req} = \alpha_L + \psi \quad (4.2)$$

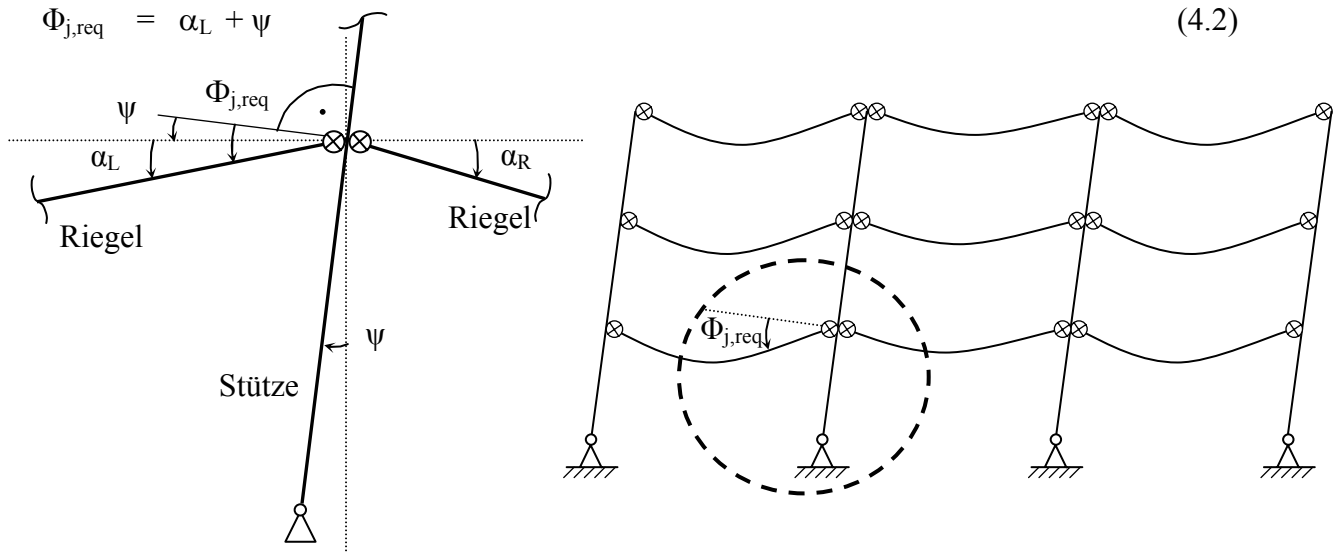


Bild 4.6: Ermittlung der erforderlichen Rotationskapazität - maßgebender Verbundknoten

In der Regel ergibt sich die größte erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ für den Verbundknoten an der ersten Innenstütze im untersten Geschoss, vgl. Bild 4.6. Das links angrenzende Randfeld weist aufgrund der geringeren Einspannwirkung des Riegels in die Randstütze die größten Vertikalverformungen und Auflagerneigungen auf. Im untersten Geschoss sind die Horizontalbelastungen am größten, so dass sich dort die größte Stützenschiefstellung und damit auch der größte Stabdrehwinkel am Knoten ergibt.

4.2.1.5 Ergebnisse

Die Ergebniswerte der Parameterstudie sind im Anhang E angegeben. Wie aus den Bildern 4.7 und 4.8 hervorgeht, hängen die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ nicht von der Spannweite L sondern von der Trägerschlankheit L/h ab, vgl. auch Kap. 4.2.2.4.

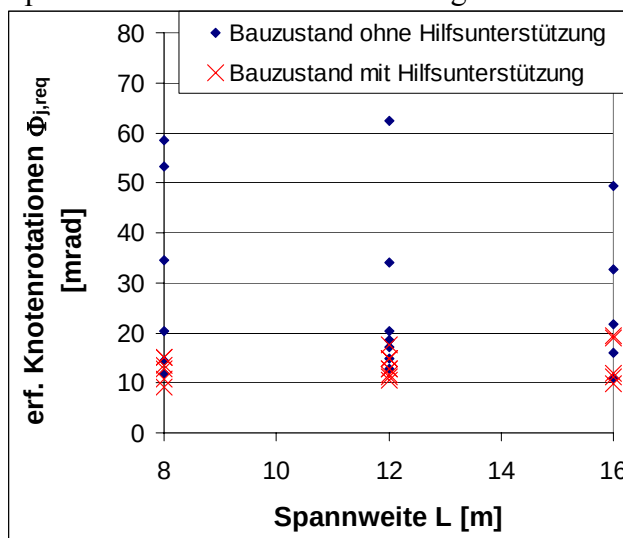


Bild 4.7: Gesamte erforderliche Knotenrotationen in Abhängigkeit von der Spannweite L

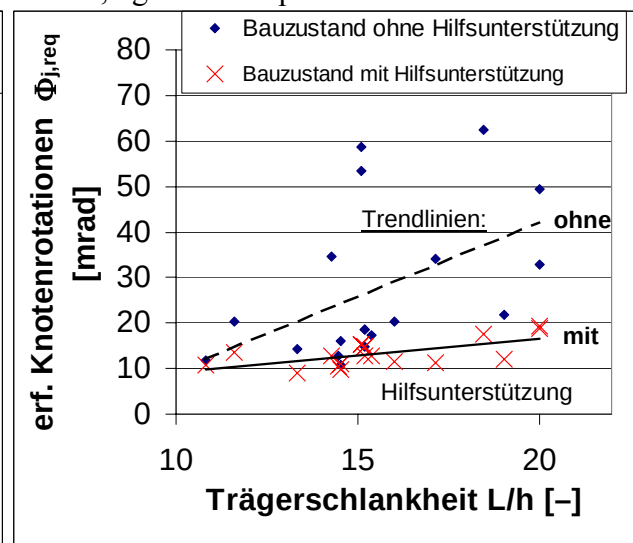


Bild 4.8: Gesamte erforderliche Knotenrotationen in Abhängigkeit von der Trägerschlankheit L/h

Durch den Verzicht auf eine Hilfsunterstützung während der Betonage erhöht sich Knotenrotation von maximal 20 auf maximal 60 mrad. Beim Bauen **ohne** Hilfsunterstützung sind aufgrund der geringen Steifigkeit des Stahlträgers und der geringen Einspannwirkung des Stirnplattenanschlusses bereits relativ große Rotationen während der Betonage der Decke über 1. OG (LF 1) vorhanden. Besonders hohe Rotationsanteile im Bauzustand ergeben sich somit bei einem großen Eigengewichtsanteil der Betonplatte im Vergleich zur Verkehrslast, also vor allem bei geringen Verkehrslasten, vgl. Bilder 4.9 und 4.10 (durchgezogene Trendlinie). Aus dem weiteren Bauablauf für die Erstellung der oberen Geschosse resultieren zunächst relativ geringe Rotationen, da die unteren Geschosse einen steifen Verbundrahmen bilden, bei dem noch keine Plastizierungen in den teiltragfähigen Verbundknoten auftreten. Danach wirken auf den Stirnplattenanschluss jedoch noch zusätzliche Rotationen, die sich durch die Plastizierung des Verbundknotens unter voller Verkehrslastbeanspruchung ergeben.

Für den Bauzustand **mit** Hilfsunterstützung ist dagegen wie erwartet die Höhe der Verkehrslast ohne sichtbaren Einfluss (gestrichelte Trendlinie in Bild 4.10). Alle Lastarten wirken hier auf dasselbe statische System mit identischer Steifigkeit. Die Gewichtung der einzelnen Lastanteile (Bsp. Verkehrslast) wirkt sich deshalb nicht auf die Rotation aus.

Wie in einzelnen Berechnungen festgestellt wurde, können durch eine konstruktive Einspannung der Innenstützen in das Fundament die Horizontalverformungen und damit die Rotationsanforderungen drastisch reduziert werden. Dies gilt vor allem für den LF 1 im Bauzustand ohne Hilfsunterstützung.

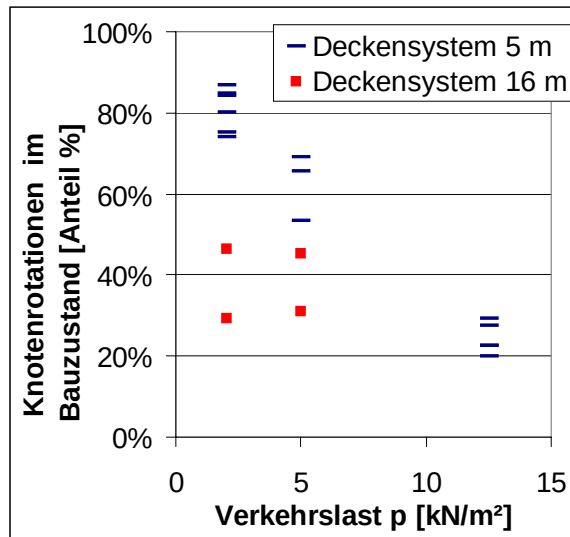


Bild 4.9: Anteil der erforderlichen Knotenrotation im Bauzustand (LF 1) an der Gesamtrotation $\Phi_{j,req}$

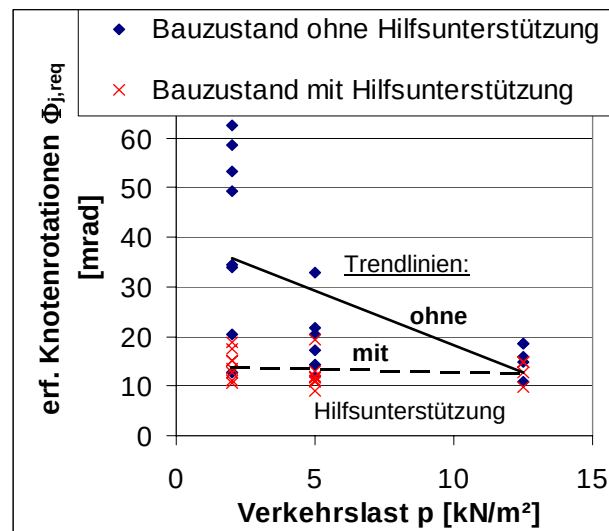


Bild 4.10: Erforderliche Knotenrotationen in Abhängigkeit von Bauzustand und Verkehrslast

Die Hauptträger („HT“ in Bild 4.4) des Deckensystems mit 16 m werden aufgrund der starken Belastung durch die Nebenträger (NT) eher gedungen und mit einer geringen Trägerschlankheit $L/h = 10$ bis 15 ausgeführt (Bild 4.11, Symbole $\diamond, \square$), so dass sich in allen Fällen nur geringe Gesamtrotationen < 20 mrad ergeben. Aufgrund der großen Steifigkeit dieser gedungenen Stahlträger im Vergleich zum Verbundquerschnitt tritt beim Deckensystem mit 16 m Rahmenabstand nur ein relativ kleiner Teil der Gesamtrotation im Bauzustand auf, vgl. Bild 4.9.

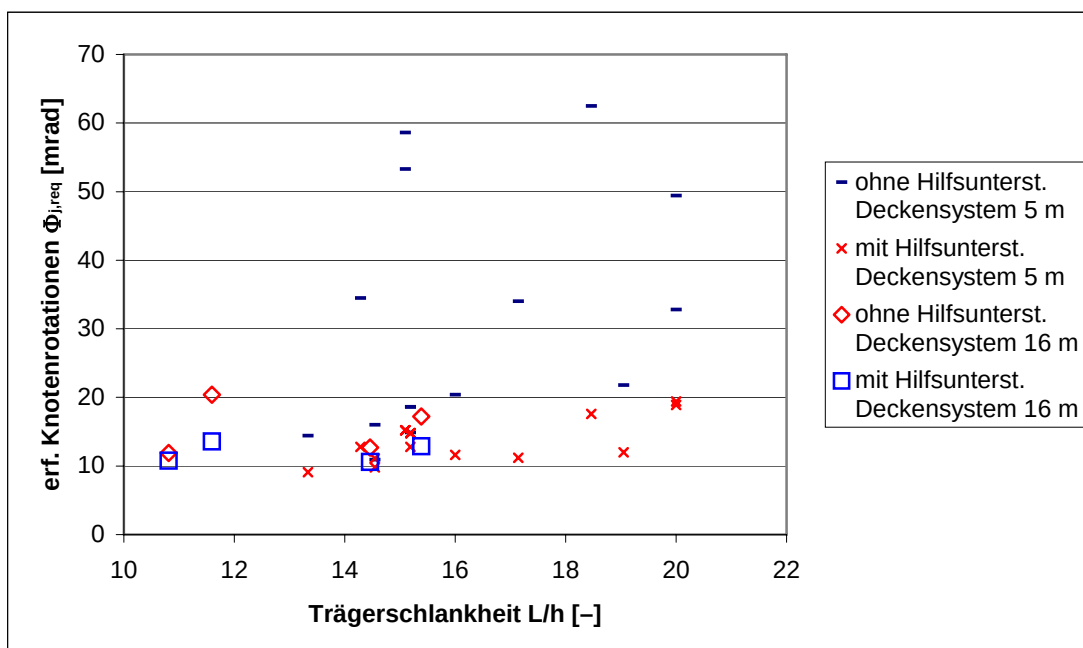


Bild 4.11: Erforderliche Knotenrotationen in Abhängigkeit vom Deckensystem

Die Tabellen 4.2 und 4.3 vergleichen die Schnittgrößen und Verformungen für die beiden verschiedenen Bauabläufe für die verschiedenen statischen Systeme (lfd. Nr. 1 bis 19, vgl. Anhang E). Die erforderlichen Rotationen $\Phi_{j,req}$ im Verbundknoten steigen durch den Verzicht auf eine Hilfsunterstützung vor allem beim Deckensystem mit 5 m Rahmenabstand erheblich. Es ergibt sich im Mittel ein Verhältnis der Rotationen ohne/mit Hilfsunterstützung von 2,16 (vgl. Tabelle 4.2 letzte Spalte „Mittel“), was einer Verdopplung der Rotation durch den Verzicht auf eine Hilfsunterstützung gleichkommt. Wegen des relativ steifen Stahlträgers beim Deckensystem mit 16 m Rahmenabstand erhöhen sich die Knotenrotationen nur um ca. $\frac{1}{4}$, vgl. Tabelle 4.3.

Tabelle 4.2: Vergleich der Bauzustände für das Deckensystem 5 m: Verhältniswerte ohne Hilfsunterstützung
mit Hilfsunterstützung

System 5 m	Var.	Einh.	1	2	3	4	5	6	9	11	12	13	14	15	16	17	19	Min.	Max.	Mittel
Spannweite	L	m	8	8	12	12	16	16	12	12	12	16	16	8	8	16	12			
Geschosshöhe	h_g	m	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	6	6	6	6	6	3,5	3,5	3,5	3,5			
Verkehrslast	P	kN/m ²	2	5	2	5	2	5	13	13	13	13	5	2	2	5	2			
Knotenmoment	$M_{j,d}$	–	0,98	1,11	0,93	1,04	0,99	0,98	1,11	1,09	1,09	1,10	1,00	0,97	1,05	0,99	0,88	0,88	1,11	1,02
Feldmoment	$M_{F,d}$	–	1,04	1,00	1,04	1,00	1,01	1,01	0,99	0,99	0,99	0,99	1,01	1,06	1,04	1,00	1,05	0,99	1,06	1,02
Stützenmoment	$M_{c,d}$	–	1,07	1,07	1,03	1,03	0,78	0,99	1,05	1,05	1,05	1,05	1,14	1,14	1,11	0,85	1,08	0,78	1,14	1,03
Stützennormalkr.	$N_{c,d}$	–	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	1,00	1,00
erf. Knotenrot.	$\Phi_{j,req}$	–	3,86	1,58	3,04	1,76	2,61	1,82	1,16	1,26	1,26	1,11	1,44	3,51	2,70	1,69	3,55	1,11	3,86	2,16
H-Verf. 1. OG	w_h	–	2,26	1,20	2,87	1,41	2,52	1,79	1,09	1,08	1,08	1,05	1,42	2,36	1,82	1,68	2,76	1,05	2,87	1,76

Tabelle 4.3: Vergleich der Bauzustände für das Deckensystem 16 m: Verhältniswerte ohne Hilfsunterstützung
mit Hilfsunterstützung

System 16 m	Var.	Einh.	7	8	10	18	Min.	Max.	Mittel
Spannweite	L	m	8	8	12	12			
Geschosshöhe	h_g	m	3,5	3,5	3,5	3,5			
Verkehrslast	P	kN/m ²	2	5	2	5			
Knotenmoment	$M_{j,d}$	–	0,99	1,09	1,15	1,06	0,99	1,15	1,07
Feldmoment	$M_{F,d}$	–	1,01	0,99	0,98	0,99	0,98	1,01	1,00
Stützenmoment	$M_{c,d}$	–	1,11	1,04	1,08	1,05	1,04	1,11	1,07
Stützennormalkr.	$N_{c,d}$	–	0,98	1,01	1,01	1,00	0,98	1,01	1,00
erf. Knotenrot.	$\Phi_{j,req}$	–	1,50	1,10	1,20	1,33	1,10	1,50	1,28
H-Verf. 1. OG	w_h	–	1,35	1,05	1,13	1,00	1,00	1,35	1,13

Beim Deckensystem mit 5 m Rahmenabstand ergibt sich beim Verzicht auf eine Hilfsunterstützung im Bauzustand im Mittel nahezu die doppelte Horizontalverformung w_h durch die größeren Stützenschiefstellungen ψ , vgl. Tabelle 4.2. Durch den Effekt aus der Berechnung nach Theorie 2. Ordnung führen die größeren Horizontalverformungen w_h zu erhöhten Abtriebskräften H (vgl. Bild 4.31), die eine Erhöhung des Stützenmomentes $M_{c,d}$ in der Größenordnung von maximal 14 % bewirken, vgl. Tabelle 4.2 und es erhöht sich das Feldmoment $M_{F,d}$ geringfügig ($\leq 6 \%$), vgl. Tabelle 4.2. Durch die erhöhten Abtriebskräfte ergibt sich eine kaum merkbare Änderung der Normalkraftbeanspruchung $N_{c,d}$ in den Stützen.

Beim Deckensystem mit 16 m Rahmenabstand wirken sich die oben beschriebenen Einflüsse wesentlich geringer aus, vgl. Tabelle 4.3.

Der Transformationsfaktor $\beta = 1 - M_{j,R}/M_{j,L}$ beschreibt das Momentenverhältnis von rechter Knotenhälfte zur linken Knotenhälfte, vgl. Kuhlmann/Schäfer (2003) Bild 4.8. β liegt bei 0,3 bis 0,9 für den Bauzustand mit Hilfsunterstützung und erhöht sich durch den Verzicht auf Hilfsstützen auf 0,5 bis 1,1. Damit ergibt sich ein Vorzeichenwechsel ($\beta > 1,0$) bei der schwächer beanspruchten Knotenhälfte. Hierbei erreichen die Knotenmomente jedoch nur geringe positive Werte. Größere positive Momente würde man u. U. dann erhalten, wenn man auf eine Beschränkung der Riegelausnutzung auf $M_{el,Rd}$ verzichtet, siehe Kap. 4.3.

In diesem Kapitel 4.2.1 wurden die Ergebnisse der Parameterstudie v. a. bezüglich des Bauablaufes, der Spannweite, des Deckensystems und der Verkehrslast dargestellt. Um den Einfluss weiterer Parameter zu erfassen und abzuschätzen, wird im folgenden Kapitel 4.2.2 die erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ theoretisch hergeleitet. Des weiteren können hierdurch die Ergebnisse der Parameterstudie begründet werden.

4.2.2 Theoretische Betrachtungen

4.2.2.1 Überblick

An einem Elementausschnitt (Bild 4.12) eines verschieblichen Rahmens mit teiltragfähigen Knoten werden die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,\text{req}}$ auf Grundlage der Fließgelenktheorie hergeleitet. Die hier gezeigte Betrachtungsweise macht sich zu Nutze, dass die maximale Krümmung in Feldmitte für den gesuchten ungünstigen Fall „volle Riegelausnutzung“ bekannt ist. Abgesehen von der Trägerschlankheit L/h treten keine system- und belastungsabhängigen Einflüsse auf, und der maximale Krümmungswert in Feldmitte kann als Konstante angesehen werden. Aus dem Krümmungsverlauf lässt sich somit die maximal erforderliche Rotationskapazität in Abhängigkeit vom Einspanngrad allgemein herleiten. Die Einflüsse aus dem darüberliegenden Geschoss sowie der Biegesteifigkeit der Stütze EI_c werden zunächst aus Vereinfachungsgründen vernachlässigt. Maßgebend für die Bemessung ist in der Regel das unterste Geschoss, vgl. Bild 4.6. Auf der Grundlage dieser Betrachtungen lassen sich mehrere Einflussfaktoren identifizieren, die an Beispielrechnungen in Kap. 4.2.2.5 verifiziert werden. Mittels weiterer Modifizierungen dieser Grundlagen lässt sich in Kap 4.3 auch das Verhalten von Verbundrahmen bei Teilplastizierungen des Riegels erklären (Fließzonentheorie). Die Ergebnisse der Fließgelenktheorie in diesem Kapitel werden später in Kap. 4.3 mit den Ergebnissen der Fließzonentheorie verglichen.

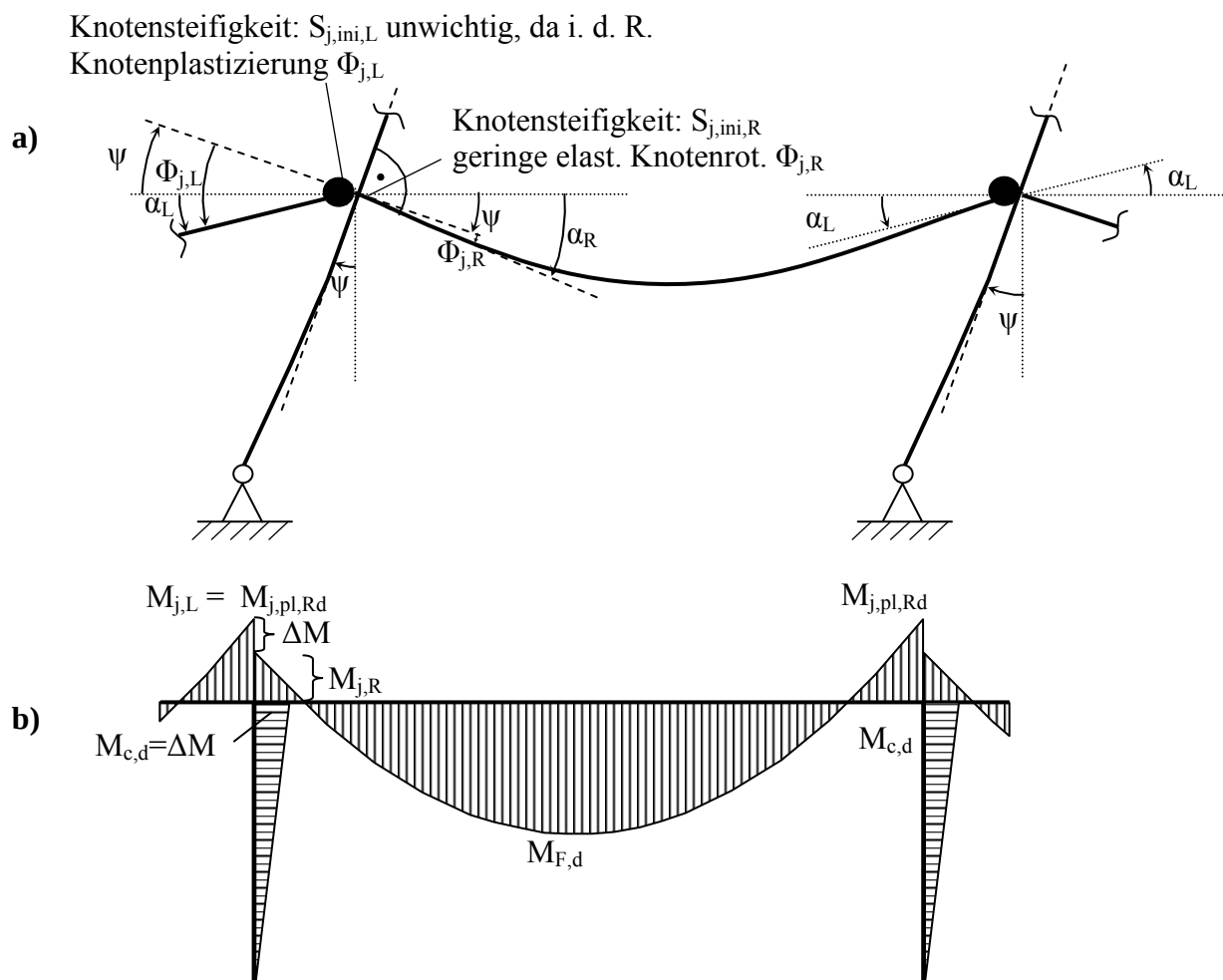


Bild 4.12: Verformungen und Momentenverlauf an einem Rahmenelement eines Innenfeldes

4.2.2.2 Winkel- und Schnittgrößenverhältnisse am Knoten

Die erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,\text{req}}$ setzt sich aus der Stützenschiefstellung ψ und der Riegelneigung α_L am Auflager zusammen, vgl. $\Phi_{j,L}$ in Bild 4.13. Die Auflagerverdrehung α des Riegels (Kap. 4.2.2.3) wird durch die Schnittgrößen am Knoten bestimmt.

Schnittgrößen am Knoten:

Nach Bild 4.12 plastiziert in der Regel der teiltragfähige Knoten auf der der Horizontallast H zugewandten Seite der Stütze (hier: $M_{j,L}$ links der Stütze).

$$M_{j,L} = M_{j,\text{pl}} \quad (4.3)$$

Die andere Knotenseite ($M_{j,R}$ rechts der Stütze) wird i. d. R. nur im elastischen Bereich beansprucht.

$$M_{j,R} < M_{j,\text{el}} \quad (4.4)$$

Das Differenzmoment ΔM ergibt sich aus Bild 4.13 und ist abhängig von der Horizontallast H und der Geschosshöhe h_g :

$$\Delta M = H / h_g \quad (4.5)$$

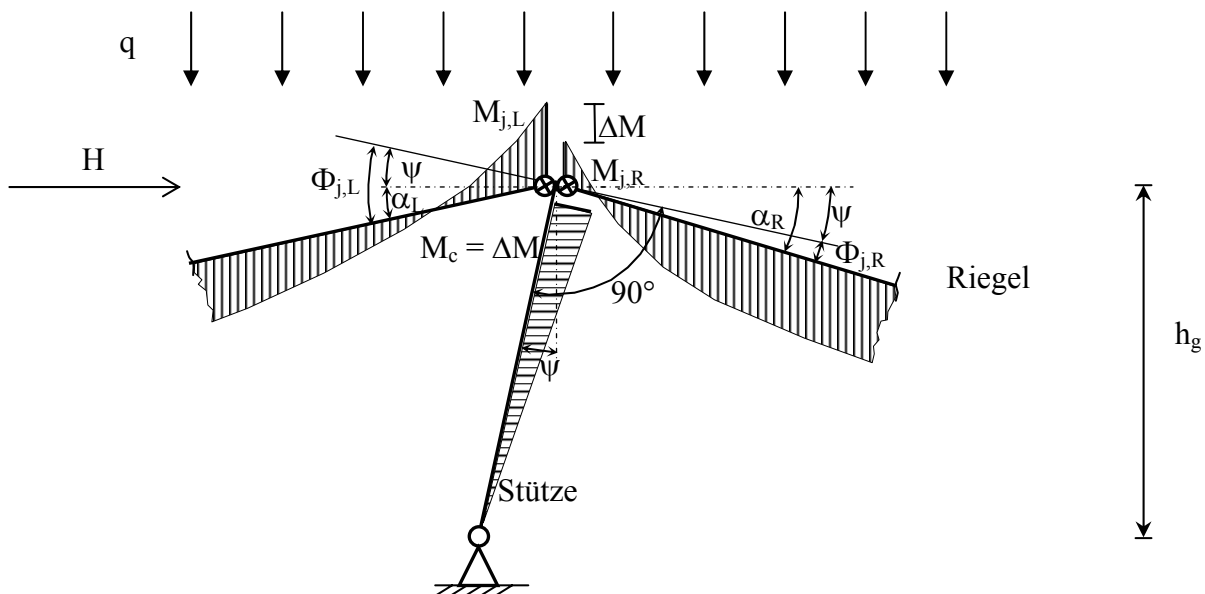


Bild 4.13: Systemausschnitt mit Beanspruchungen und Verformungen

Das Moment $M_{j,R}$ auf der rechten Knotenseite lässt sich wie folgt bestimmen:

$$M_{j,R} = M_{j,L} - \Delta M \quad (4.6)$$

Mit (4.3) erhält man:

$$M_{j,R} = M_{j,\text{pl}} - \Delta M \quad (4.7)$$

Bei elastischer Ausnutzung des Riegels im Feld ($M_{F,d} < M_{el,Rd}$) treten am rechten Knoten ($M_{j,R}$) in der Parameterstudie (Kap. 4.2.1) in der Regel schließende Momente auf. Dies beruht auf der relativ geringen Horizontalbelastung, so dass das aus der Rahmenwirkung resultierende Moment ΔM kleiner ist als $M_{j,\text{pl}}$.

Winkelverhältnisse am Knoten:

Die Stützenverdrehung ψ ergibt sich somit aus den Anteilen der Knotenrotation $\Phi_{j,R}$ und der Trägerneigung α_R , vgl. Bild 4.13 rechts:

$$\psi = \alpha_R - \Phi_{j,R} \quad (4.8)$$

Die Steifigkeit $S_{j,ini,L}$ der plastizierten linken Knotenseite ist ohne Einfluss auf die Knotenrotation. Die Stützenschiefstellung ψ ist bei schließendem Knotenmoment geringer als die Trägerneigung α_R auf der rechten Seite der Stütze, vgl. Bilder 4.14b und 4.13.

Die Knotenrotation $\Phi_{j,R}$ beträgt im elastischen Bereich in Abhängigkeit von der Knotensteifigkeit $S_{j,ini,R}$:

$$\Phi_{j,R} = M_{j,R} / S_{j,ini,R} \quad (4.9)$$

Je größer die Knotensteifigkeit $S_{j,ini,R}$ desto geringer ist die Relativverdrehung $\Phi_{j,R}$ im rechten Knoten und desto größer ist die Stützenschiefstellung ψ , vgl. (4.8). Somit ergibt sich bei einem unendlich steifen Knoten gemäß Bild 4.14a eine größere Stützenschiefstellung (ψ_1) als beim weichen Knoten (ψ_2 in Bild 4.24b). Bei unendlicher Knotensteifigkeit, das heißt mit ideal starr-plastischem Verhalten ergibt sich aus den Gleichungen (4.9) und (4.8) bzw. aus Bild 4.14a:

$$\Phi_{j,R1} = 0 \quad (4.10)$$

$$\psi_1 = \alpha_R \quad (4.11)$$

Aus einer größeren Stützenverdrehung ψ resultieren zunächst größere erforderliche Knotenrotationen $\Phi_{j,L}$ am linken Knoten. Außerdem wirken durch die erhöhte Stützenverdrehung ψ zusätzliche Abtriebskräfte H_{ers} aus Theorie 2. Ordnung, die eine Erhöhung des Differenzmomentes ΔM bewirken und damit auch ein größeres Moment M_c (M_c siehe Bild 4.13) in der Stütze verursachen.

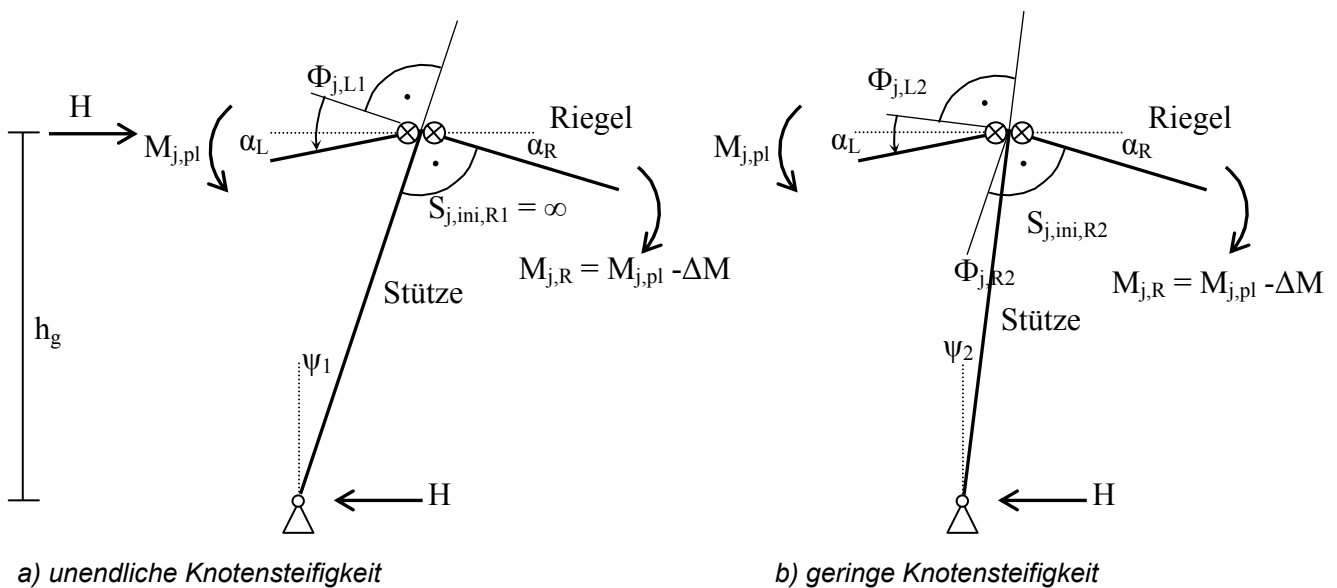


Bild 4.14: Stützenschiefstellung in Abhängigkeit von der Knotensteifigkeit

4.2.2.3 Elastische Endverdrehungen des Riegels

Schnittgrößen im Riegel:

Die Endverdrehungen α_R und α_L des Riegels lassen sich aus dem statischen System eines teilweise eingespannten Einfeldträgers herleiten, vgl. Bild 4.15. Das Einspannmoment ist aufgrund der Knotenplastizierung auf der einen Seite identisch mit $M_{j,pl,Rd}$, Gleichung (4.3), Bilder 4.12, 4.15 rechts.

Als Maß für die Einspannung wird die Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ des teiltragfähigen Knotens auf die elastische Riegeltragfähigkeit $M_{el,Rd}$ im Feld bezogen:

$$\eta_{M,el} = M_{j,pl,Rd} / M_{el,Rd} \quad (4.12)$$

Auf der anderen Seite ergibt sich ein geringeres Einspannmoment, das über den Transformationsfaktor β eindeutig definiert ist, Bild 4.15 (links).

Der Transformationsfaktor β ergibt sich für Bild 4.15 nach ECCS Doc. 109 (1999):

$$\beta = 1 - M_{j,R} / M_{j,pl,Rd} \quad (4.13)$$

Weiterhin ist bekannt, dass sich die größten rechnerischen Knotenrotationen bei voller Ausnutzung des Riegels ergeben. Die Berechnung nach Fließgelenktheorie beschränkt sich jedoch zunächst auf die volle elastische Ausnutzung ($M_{F,d} = M_{el,Rd}$), vgl Bild 4.16; höhere Riegelausnutzungen werden in Kap. 4.3 (Fließzonentheorie) behandelt.

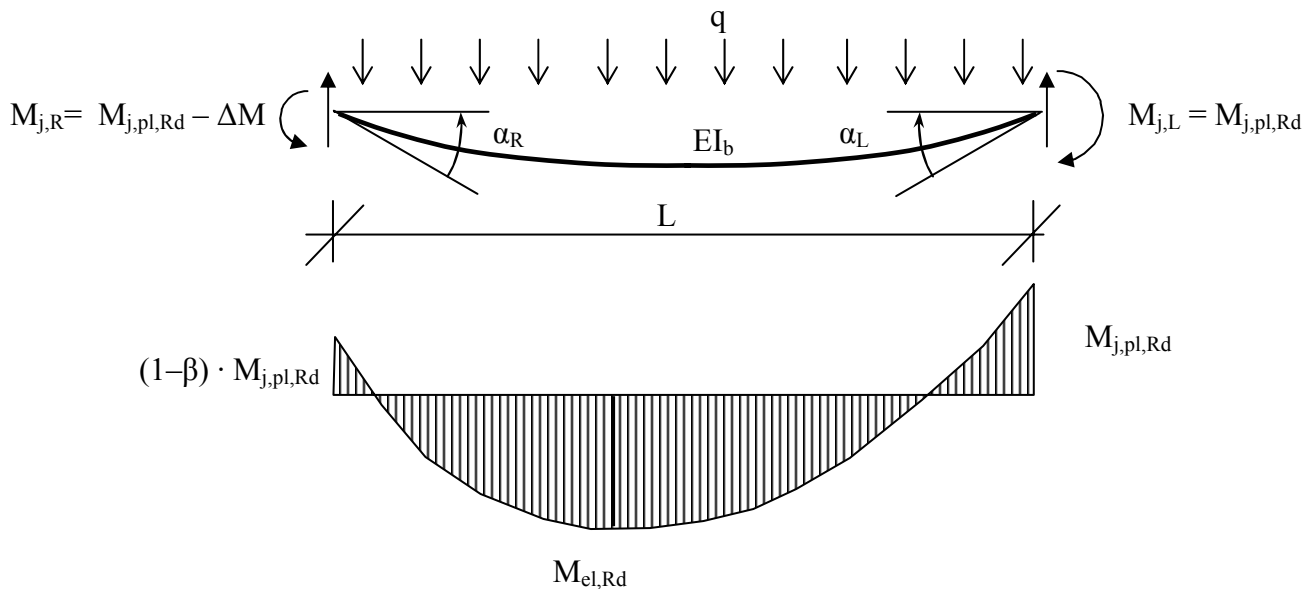


Bild 4.15: Momentenverlauf im Riegel

Krümmungen im Riegel:

Die Riegelverdrehung $\alpha = \alpha_L + \alpha_R$ ergibt sich aus der Integration der Krümmungen über die Trägerlänge L und kann anschaulich als die Fläche der aufgetragenen Krümmungswerte betrachtet werden. Die hier vorgestellte Betrachtungsweise hat den Vorteil, dass die Riegelkrümmung in Feldmitte bekannt ist und nur von wenigen Einflussparametern abhängt. Der Krümmungswert am Auflager wird lediglich durch den Einspanngrad, also durch die Knoten Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ und den Transformationsfaktor β bestimmt.

Krümmung κ_m in Feldmitte:

Die Krümmung κ_m in Feldmitte beträgt für den Verbundträger (Bild 4.16):

$$\kappa_m = (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) / h \quad (4.14)$$

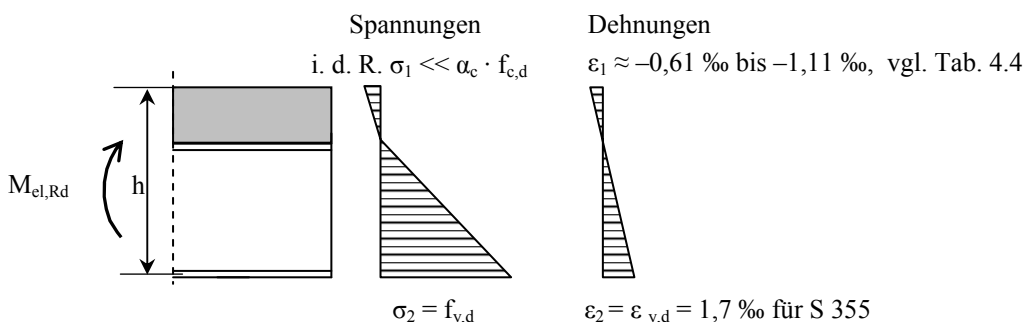


Bild 4.16: Spannungs- und Dehnungsverteilung bei elastischer Ausnutzung des Verbundträgers

Mit dem Hookschen Gesetz erhält man die Dehnung ε_2 am Untergurt.

$$\varepsilon_2 = f_{y,d} / E_a \quad (4.15)$$

Die Spannung am unteren Riegelflansch σ_2 beträgt bei voller elastischer Riegelausnutzung:

$$\sigma_2 = f_{y,d} \quad (4.16)$$

Die Dehnung an der Oberseite ε_1 der Betonplatte erreicht hierbei im baupraktischen Bereich etwa $-0,6$ bis $-1,1$ ‰, vgl. Tabelle 4.4.

Auflagerverdrehung:

Bild 4.17 zeigt die Anteile zur Bestimmung der Winkel α_L und α_R am Riegelaufleger, die sich aus der Gleichlast (Bild 4.17a) sowie den Knoteneinspannmomenten (Bild 4.17b und c) zusammensetzen, wobei vereinfachend $M_{el,Rd}$ in Feldmitte angesetzt wird.

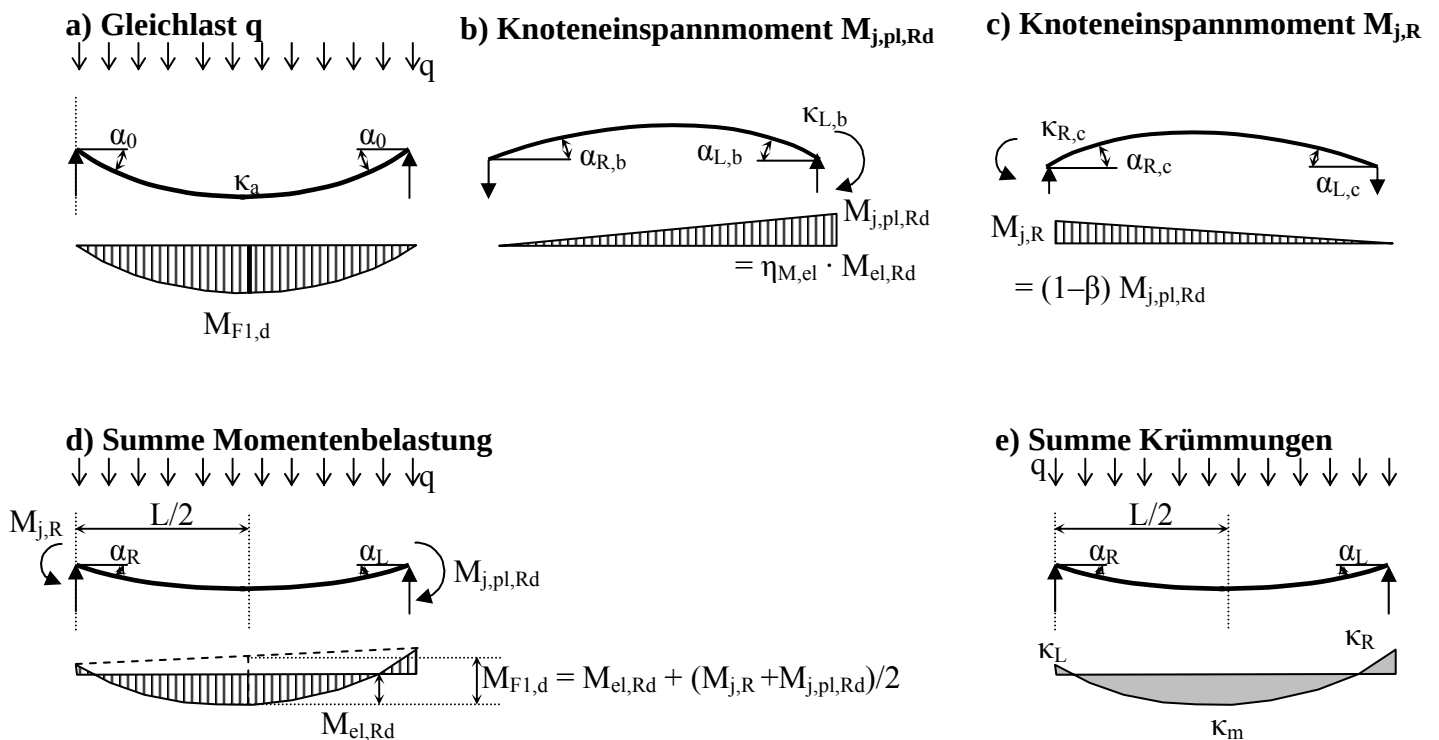


Bild 4.17: Anteile der Auflagerverdrehung

Auflagerverdrehung unter Gleichlast (Bild 4.17a)

$$\alpha_0 = \kappa_a \cdot L/3 \quad (4.17)$$

mit

$$\kappa_a / \kappa_m = M_{F1,d} / M_{el,Rd} \quad \text{aus Bild 4.17a, d und e} \quad (4.18)$$

$$\kappa_a = (M_{F1,d} / M_{el,Rd}) \cdot \kappa_m \quad \text{aus (4.18)} \quad (4.19)$$

$$\kappa_a = [M_{el,Rd} + (M_{j,R} + M_{j,pl,Rd})/2] / M_{el,Rd} \cdot \kappa_m \quad \text{aus Bild 4.17d und (4.19)} \quad (4.20)$$

$$\kappa_a = [M_{el,Rd} + (1 - \beta) \cdot \eta_{M,el} \cdot M_{el,Rd}/2 + \eta_{M,el} \cdot M_{el,Rd}/2] / M_{el,Rd} \cdot \kappa_m \quad \text{aus Bild 4.17b und c(4.21)} \quad (4.21)$$

$$\kappa_a = [1 + (1 - \beta/2) \cdot \eta_{M,el}] \cdot \kappa_m \quad \text{aus (4.21)} \quad (4.22)$$

Für die Summe der Auflagerverdrehungen gilt (Bild 4.17):

$$\alpha_L = \alpha_0 + \alpha_{L,b} + \alpha_{L,c} = \alpha_0 + \alpha_{L1} \quad (4.23)$$

$$\alpha_R = \alpha_0 + \alpha_{R,b} + \alpha_{R,c} = \alpha_0 + \alpha_{R1} \quad (4.24)$$

Die Auflagerverdrehungen α_{L1} und α_{R1} infolge der beiden Knoteneinpannmomente sind in Kuhlmann/Schäfer (2003), Gleichungen (4.33) und (4.34) ermittelt worden:

$$\alpha_{L1} = -(3-\beta) \cdot \eta_{M,el} \cdot \kappa_m \cdot L/6 \quad (4.25)$$

$$\alpha_{R1} = -(3-2\beta) \cdot \eta_{M,el} \cdot \kappa_m \cdot L/6 \quad (4.26)$$

Aus (4.23) bzw. (4.24) ergibt sich mit (4.25) bzw. (4.26) sowie mit (4.17) und (4.22) nach einigen Umformungen:

$$\alpha_L = [2 - \eta_{M,el}] \cdot \kappa_m \cdot L/6 \quad (4.27)$$

$$\alpha_R = [2 + (\beta-1) \cdot \eta_{M,el}] \cdot \kappa_m \cdot L/6 \quad (4.28)$$

und mit (4.14)

$$\alpha_L = 1/6 \cdot [2 - \eta_{M,el}] \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot L/h \quad (4.29)$$

$$\alpha_R = 1/6 \cdot [2 + (\beta-1) \cdot \eta_{M,el}] \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot L/h \quad (4.30)$$

Wie aus den Gl. (4.29) und (4.30) zu ersehen ist, sind die Auflagerverdrehungen α_R und α_L proportional zur Schlankheit des Riegels L/h . Außerdem ergibt sich die Auflagerverdrehung α_L am rechten Auflager unabhängig von dem Knotenmomentenverhältnis $M_{j,R} / M_{j,pl,Rd}$ bzw. dem Transformationsfaktor β . Für die Summe der Auflagerverdrehungen ergibt sich:

$$\alpha_R + \alpha_L = 1/6 \cdot [4 + (\beta-2) \cdot \eta_{M,el}] \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot L/h \quad (4.31)$$

4.2.2.4 Erforderliche Knotenrotation

Aus den im letzten Kapitel ermittelten Auflagerverdrehungen α_R , α_L und der elastischen Knotenrotation $\Phi_{j,R}$ an der schwächer beanspruchten Knotenhälfte lässt sich die erforderliche Knotenrotation am stärker beanspruchten (plastizierenden) Knoten wie folgt herleiten (Bild 4.12a):

$$\Phi_{j,req} = \Phi_{j,L} \quad (4.32)$$

Aus Bild 4.12 ergibt sich am stärker beanspruchten linken Knoten

$$\Phi_{j,L} = \alpha_L + \psi \quad (4.33)$$

Aus (4.32) folgt mit (4.33) und (4.8)

$$\Phi_{j,req} = \alpha_R + \alpha_L - \Phi_{j,R} \quad (4.34)$$

wobei

$$\Phi_{j,R} = (1-\beta) \cdot \Phi_{j,el} \quad (4.35)$$

mit

$$\Phi_{j,el} = M_{j,pl,Rd} / S_{j,ini,R} \quad (4.36)$$

Somit ergibt sich für $S_{j,ini,R} = \infty$ aus (4.34) und (4.36) vereinfacht:

$$\Phi_{j,req} = \alpha_R + \alpha_L \quad (4.37)$$

Beim **verschieblichen** Rahmen mit teiltragfähigen Knoten richtet sich die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ vor allem nach der Summe der Auflagerverdrehungen des Riegels an beiden Enden entsprechend (4.37). Bei den **unverschieblichen** Rahmen richtet sich die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ im Wesentlichen nach der Auflagerneigung α des Trägers. Somit ist die erforderliche Rotationskapazität beim verschieblichen etwa Rahmen doppelt so groß wie beim unverschieblichen.

Außerdem ist beim verschieblichen Rahmen an einem Trägersauflager ein geringeres Einspannmoment $(1-\beta) \cdot M_{j,pl}$ (vgl. Bild 4.15 linkes Auflager) vorhanden, so dass sich die Auflagerdrehwinkel α_R und α_L und damit auch die erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ im Vergleich zum unverschieblichen Rahmen weiter erhöhen. Beim unverschieblichen Rahmen mit teiltragfähigen Knoten beträgt in der Regel das Einspannmoment auf beiden Seiten $M_{j,pl}$. Die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ des verschieblichen Rahmens mit teiltragfähigen Knoten kann somit auch etwas mehr als das Doppelte des unverschieblichen Rahmens betragen.

Insgesamt ergibt sich für die erforderliche Knotenrotation mit (4.31), (4.35) und (4.36) in (4.34):

$$\Phi_{j,req} = 1/6 \cdot [4 + (\beta-2) \cdot \eta_{M,el}] \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot L/h - (1-\beta) \cdot M_{j,pl} / S_{j,ini,R} \quad (4.38)$$

Der Term

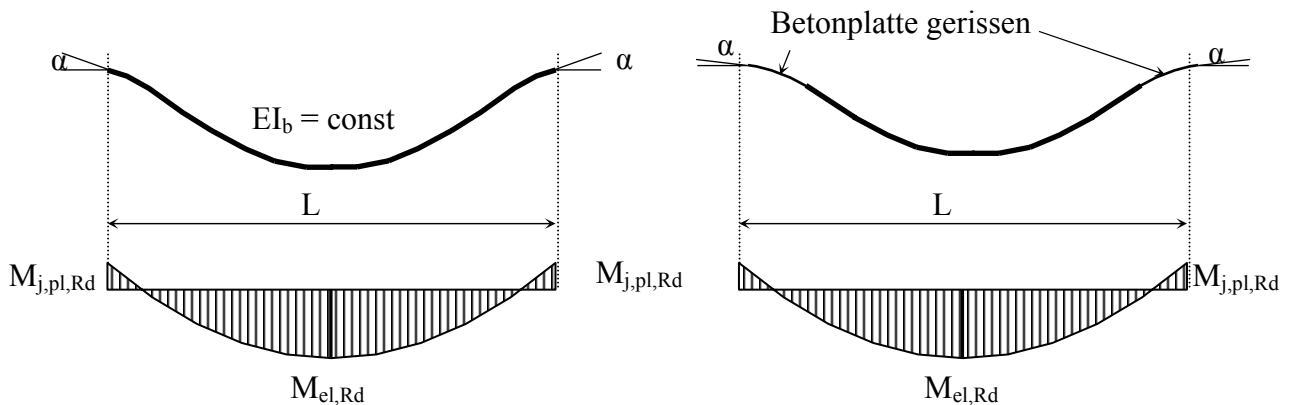
$$\Phi_{j,R} = (1-\beta) \cdot M_{j,pl} / S_{j,ini,R} \quad (4.39)$$

kann bei schließendem Knotenmoment $M_{j,R}$ vernachlässigt werden, da für $S_{j,ini,R}$ eher große Werte oder näherungsweise $S_{j,ini,R} = \infty$ anzusetzen sind.

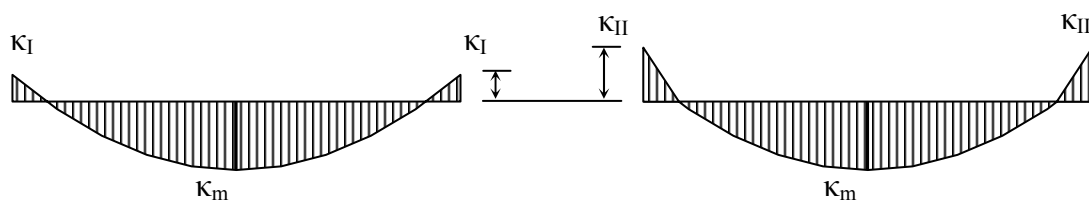
Das reale Rahmenverhalten zeigt folgende Abweichungen von dieser Näherungsrechnung:

1. Im Stützbereich ergeben sich durch die geringere Verbundträgersteifigkeit (Beton gerissen) größere Krümmungen, die Auflagerverdrehungen verringern sich dadurch und damit auch die Knotenrotationen (Bild 4.18). Dies kann durch eine weitere Modifizierung von (4.38) vereinfacht berücksichtigt werden. Der Einfluss ist jedoch in der Regel gering, da eine nennenswerte Einspannung lediglich an einer Seite vorhanden ist, und beim Einsatz von teiltragfähigen Knoten geringere Einspannmomente als beim üblichen Durchlaufträger vorhanden sind. Dadurch rücken die Momentennullpunkte näher an die Stütze heran und der Einflussbereich für negative (schließende) Momente, nach prEN 1994-1-1 (2003) Abs. 5.4.2.3 (3) pauschal mit $0,15 \cdot L$ angegeben, verkürzt sich.

A) Verformungen



B) Momentenverlauf



C) Krümmungsverlauf

a) Vereinfachte Annahme für Näherungsgleichung (4.38)

b) Berechnungsannahme für Parameterstudie in Kap. 4.2.1

Bild 4.18: Auflagerverdrehungen des Riegels (Verbundträger)

2. Es wurde vereinfachend angenommen, dass das maximale Feldmoment in Feldmitte liegt, was nicht genau zutrifft. Bei einer genaueren Berechnung würde man geringfügig kleinere erforderliche Rotationskapazitäten $\Phi_{j,req}$ erhalten.
3. In Randfeldern sind die Momententragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ und die Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ auf der linken und rechten Riegel­seite unterschiedlich. Durch die Angleichung der Werte

$$\eta_{M,el} = M_{j,max} / M_{el,Rd} \quad (4.40)$$

$$\beta = (1 - M_{j,min} / M_{j,max}) \quad (4.41)$$

kann die obige Gleichung (4.38) ohne Probleme angepasst werden, wenn das größere Knoteneinspannmoment $M_{j,max}$ und das kleinere Knoteneinspannmoment $M_{j,min}$ eingesetzt werden.

4. Bei Teilplastizierungen des Riegels ergeben sich wesentliche zusätzliche Verformungsanteile und damit zusätzliche Knotenrotationen, auf die in Kap. 4.3 eingegangen wird.

Im Folgenden werden auf der Grundlage dieser theoretischen Betrachtungen weitere Einflussfaktoren auf die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ erörtert sowie an Beispielrechnungen verifiziert.

4.2.2.5 Parameterdiskussion

Allgemeines

Im Folgenden wird der Einfluss der Parameter Trägerschlankheit L/h , Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$, Knotentragfähigkeit $M_{j,pl}$, Transformationsfaktor β , Stahlgüte, Kriechen, Betongüte, Verbundträgerquerschnitt und Bauzustände auf die erforderliche Knotenrotation untersucht.

Berechnungen von Li (2000) an teilweise eingespannten Verbundträgern bestätigen die hier dargestellten wesentlichen Einflussfaktoren Trägerschlankheit L/h , Knotentragfähigkeit und Stahlgüte.

Einfluss der Trägerschlankheit

Aus der theoretischen Herleitung von Kapitel 4.2.2.4 ergibt sich als wesentlicher Einflussfaktor die Trägerschlankheit L/h , vgl. Gleichung (4.38). Dies wird an den Ergebnissen der Parameterstudie (Kap. 4.2.1) überprüft. Tabelle 4.4 zeigt die Größenordnung der Eingangswerte $\Phi_{j,el}$, β , $\eta_{M,el}$, ϵ_1 aus der Parameterstudie (Kap 4.2.1) für den maßgebenden Innenknoten und den Bauzustand mit Hilfsunterstützung.

In Bild 4.19 ist die erforderlichen Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ in Abhängigkeit von der Trägerschlankheit L/H abgetragen. Die Gerade in Bild 4.19 resultiert aus der Näherungsberechnung (4.38). Wie später gezeigt wird, hat der Transformationsfaktor β keinen wesentlichen Einfluss auf die erforderliche Knotenrotation und wird in den Näherungsberechnungen der folgenden Kapitel mit einem Mittelwert angesetzt, vgl. Tabelle 4.4. Die Werte der Tabelle 4.4 zeigen, dass die Knotenrotation

$$\Phi_{j,el} = M_{j,pl} / S_{j,ini} \quad (4.42)$$

relativ geringe Streuungen aufweist, dasselbe gilt für die Betonstauchungen auf der Plattenoberseite.

In Bild 4.19 sind weiterhin die Berechnungsergebnisse $\Phi_{j,req}$ aus der Parameterstudie (Kap 4.2.1) am Gesamtsystem über L/h abgetragen. Deutlich ist der lineare Einfluss der Trägerschlankheit L/h zu beobachten. Die aus der Parameterstudie am Gesamtsystem ermittelten Werte in Kap. 4.2.1 streuen

infolge der Streuung der Momentenauslastung des Riegels $M_{F,d} / M_{el,Rd}$, des Transformationsparameters β , der Betonstauchung ε_1 und des Verhältniswertes $\eta_{M,el}$.

Tabelle 4.4: Werte aus der Parameterstudie (Kap 4.2.1) für den maßgebenden Innenknoten und den Bauzustand mit Hilfsunterstützung

		Einheit	Mittel	Min.	Max.	Standardabweichung
$M_{j,pl} / S_{j,ini}$	$\Phi_{j,el}$	mrاد	6,8	5,0	9,1	1,1
Transformationsfaktor	β	[-]	0,60	0,31	0,91	0,18
Verhältniswert $M_{j,pl,Rd} / M_{el,Rd}$	$\eta_{M,el}$	[-]	0,47	0,36	0,66	0,09
max. Betonstauchung	ε_1	[‰]	0,85	0,61	1,11	0,13

Die ermittelte Näherung nach Gleichung (4.38) bestätigt den Trend, überschätzt die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ und bildet damit eine Art oberen Grenzwert, liegt also auf der sicheren Seite.

Die Näherungswerte liegen etwas zu hoch, da sie auf einer konstanten Riegelsteifigkeit El_b über die gesamte Trägerlänge beruhen, vgl. Bild 4.18a. Bei der Parameterstudie dagegen wird im Stützbe-reich mit einer geringeren rechnerischen Verbundträgersteifigkeit (Betonplatte gerissen) gerechnet Bild 4.18b. Dies führt dazu, dass sich die Krümmungen im negativen Momentenbereich erhöhen und sich somit die Auflagerverdrehungen α des Riegels damit auch die erforderlichen Knotenrotationen verringern. Zum zweiten liegt die Stahldehnung am Untergurt etwas niedriger, da die Träger nicht immer ganz exakt zu 100 % $M_{el,Rd}$ ausgenutzt sind.

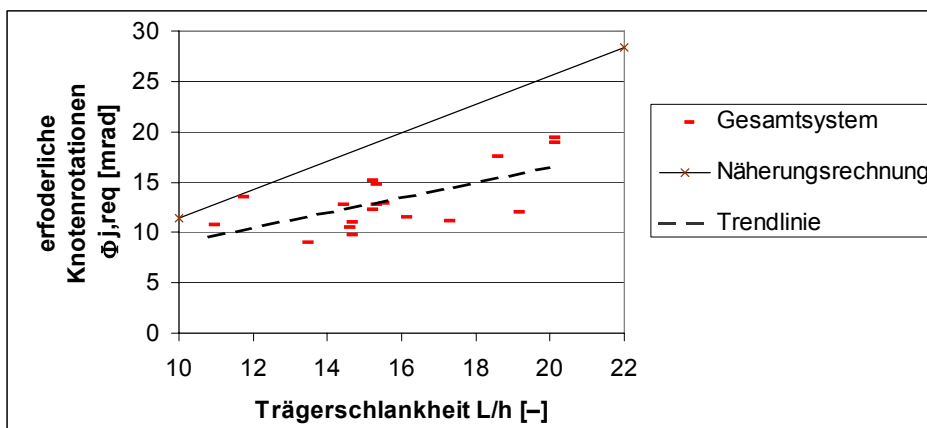


Bild 4.19: Erforderliche Knotenrotationen für den Bauzustand mit Hilfsunterstützung in Abhängigkeit von der Trägerschlankheit L/H , Näherungsrechnung gemäß (4.38) mit Mittelwerten aus Tabelle 4.4

Einfluss der Knotensteifigkeit

Wie aus Bild 4.20 zu ersehen und in Kap 4.2.2.2 anhand von Bild 4.14 beschrieben ist, vergrößert eine höhere Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ in der Regel die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$. Jedoch ist der Einfluss mit ca. 3 mrاد Differenz relativ gering.

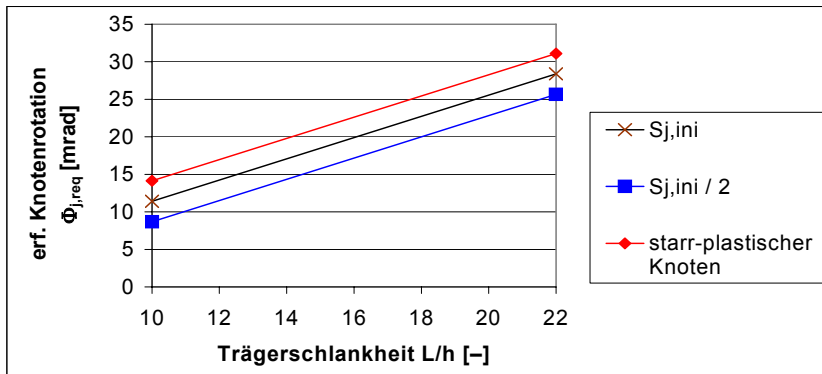


Bild 4.20: Einfluss der Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ auf die erforderliche Rotationskapazität nach der Näherungsformel gemäß (4.38) und mit Mittelwerten aus Tabelle 4.4

Dies bestätigen auch Berechnungen von Lahmeyer (2003) an verschieblichen Verbundrahmenelementen mit teiltragfähigen Knoten. Hierbei erfolgt die Berechnung an einem Rahmenausschnitt nach Fließgelenktheorie 2. Ordnung (Bild 4.35). Die Horizontalbelastung wird auf die aussteifenden Rahmenfelder gleichmäßig verteilt. Es wird ein Rahmenausschnitt des untersten Geschosses betrachtet, da dort die Normalkräfte und damit die Effekte aus Theorie 2. Ordnung am größten sind. Die erforderlichen Knotenrotationen an der stärker belasteten plastizierenden Knotenhälfte sind in Abhängigkeit von der Belastung q in Bild 4.21 beispielhaft dargestellt. Lahmeyer (2003) untersucht die Fälle starr-plastischer Knoten, Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ und $S_{j,ini}/2$.

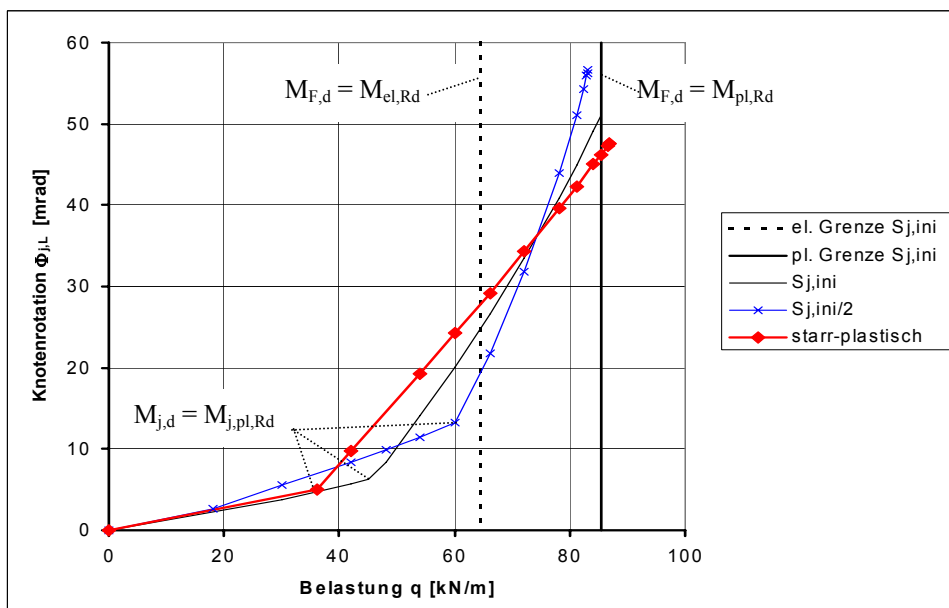


Bild 4.21: Einfluss der Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ auf die Knotenrotationen an der stärker belasteten Knotenhälfte aus Lahmeyer (2003)

Der Beginn der Plastizierung des stärker belasteten Knotens ist an dem ersten Knick zu erkennen. Der starr-plastische Knoten plastiziert bereits bei einer Belastung von 35 kN/m. Beim Knoten mit geringer Steifigkeit $S_{j,ini}/2$ finden aufgrund der elastischen Nachgiebigkeit des Knotens größere Momentenumlagerungen von der Stütze in das Feld statt und der Knoten erreicht erst bei 60 kN/m das plastische Knotenmoment $M_{j,pl}$. Im Bereich mittlerer Belastung ($q = 40$ bis 70 kN/m) sind die Knotenrotationen Φ_j beim starr-plastischen Anschluss am größten, vgl. hierzu auch Bild 4.14. Im Schnittpunkt der drei Kurven ($q \approx 70$ kN/m) beträgt das Knotenmoment an der schwächer belasteten Knotenhälfte gerade null, so dass die Anschlusssteifigkeit $S_{j,ini}$ die Schnittgrößen und die Knotenro-

tationen nicht beeinflusst, vgl. Bild 4.22. Bei weiterer Laststeigerung ($q > 70 \text{ kN/m}$) kehrt sich das Vorzeichen des Momentes an der schwächer belasteten Knotenhälfte um. Damit kehrt sich auch der in Bild 4.14 beschriebene Effekt um, vgl. Bild 4.31. Nun liefert bei einem öffnenden Knotenmoment $M_{j,R}$ der starr-plastische Anschluss die geringsten Knotenrotationen $\Phi_{j,L}$. Öffnende Knotenmomente $M_{j,R}$ treten in der Regel lediglich bei Plastizierung des Riegels im Feld auf ($M_{F,d} > M_{el,Rd}$), so auch bei diesem Beispiel. Das elastische Grenzmoment $M_{el,Rd}$ wurde im Feld nämlich bereits bei 65 kN/m überschritten, vgl. gestrichelte Linie in Bild 4.21. Der Riegel erreicht für eine Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ bei einer Belastung von 85 kN/m das plastische Moment $M_{pl,Rd}$, dargestellt durch die vertikale Linie. Beim starr-plastischen Knoten ist eine geringfügig größere Belastung ($q = 86 \text{ kN/m}$) möglich, während beim Knoten mit geringer Steifigkeit das plastische Moment im Feld etwas früher ($q = 83 \text{ kN/m}$) erreicht wird. Die Traglast nach Fließgelenktheorie 2. Ordnung wird durch die Knotensteifigkeit nur minimal beeinflusst. Am Ende aller Kurven wird nahezu derselbe Wert erreicht. Ein noch geringerer Einfluss der Knotensteifigkeit auf die Traglast ergibt sich bei der Berechnung nach Fließzonentheorie.

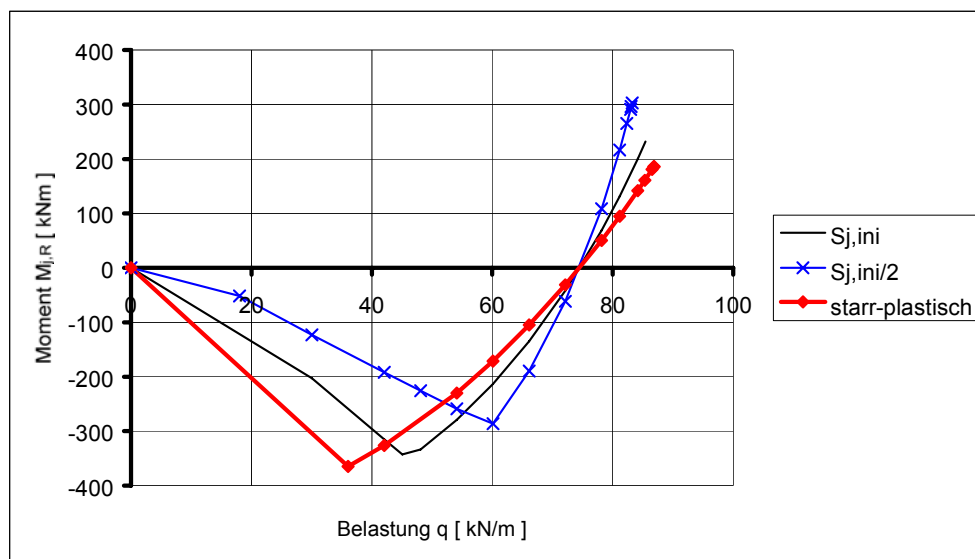


Bild 4.22: Zu Bild 4.21 zugehöriges Knotenmoment der schwächer belasteten Knotenhälfte aus Lahmeyer (2003)

Die Systemberechnung mit einer reduzierten Steifigkeit $S_{j,ini,R} = S_{j,ini} / \eta$ ist bei elastischer Riegelausnutzung in der Regel auf der unsicheren Seite, da sie u. a. zu geringe Knotenrotationen liefert, vgl. Bild 4.21 für q zwischen 40 und 65 kN/m . Im Regelfall liegt der Transformationsfaktor β für eine elastische Riegelausnutzung zwischen $1/3$ und 1 , vgl. Tabelle 4.4. Es ergibt sich auf der schwächer belasteten Seite ein schließendes Knotenmoment $M_{j,R}$ und es gilt:

$$M_{j,R} \leq 2/3 \cdot M_{j,pl} \quad (4.43)$$

Folglich ist der Ansatz einer durch η reduzierten Anfangssteifigkeit $S_{j,ini,R}$ nicht gerechtfertigt. Der Knoten befindet sich noch nicht im teilplastischen Bereich.

Auf der sicheren Seite liegend sollte der Anschluss näherungsweise auf der schwächer belasteten Seite (in Bild 4.12: rechts der Stütze) als starr-plastisch angesehen werden. Der Abzugswert $(1 - \beta) \cdot M_{j,pl} / S_{j,ini,R}$ in Gleichung (4.38) nimmt in der Regel (für $\beta < 1$) positive Werte an. Für große bzw. unendliche Knotensteifigkeiten $S_{j,ini,R}$ ergibt sich ein kleinerer Abzugswert und somit in Gleichung (4.38) auch eine konservative größere Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$.

Einfluss der Knotentragfähigkeit

In Bild 4.23 sind die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,\text{req}}$ für die Mittelwerte in Tabelle 4.4 in Abhängigkeit vom Einspanngrad $\eta_{M,\text{el}}$ dargestellt. Eine höhere Knotentragfähigkeit $M_{j,\text{pl,Rd}}$ erhöht den Einspanngrad $\eta_{M,\text{el}}$ und vermindert die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,\text{req}}$. Der Einfluss ist jedoch geringer als zunächst erwartet.

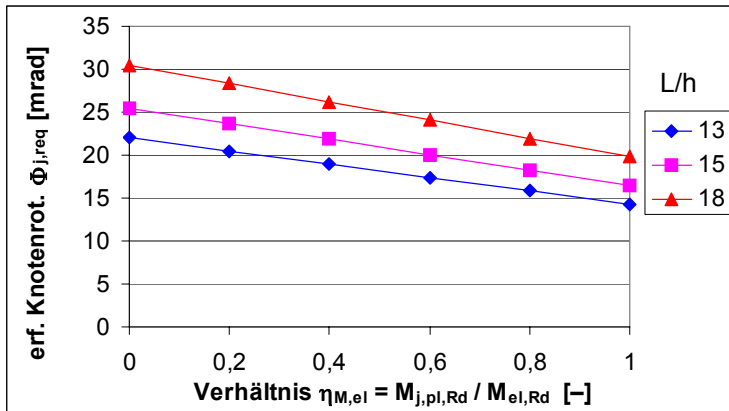


Bild 4.23: Erforderliche Knotenrotationen bei Beginn der Plastizierung des Riegels in Abhängigkeit vom Einspanngrad $\eta_{M,\text{el}}$ mit dem Kurvenparameter Riegelschlankheit L/h gemäß Gleichung (4.38) mit Mittelwerten aus Tabelle 4.4

Einfluss des Transformationsfaktors

Der Transformationsfaktor $\beta = 1 - M_{j,L}/M_{j,R}$ ist vom Momentenverhältnis der rechten und linken Knotenhälfte abhängig. Folglich hängt der Einspanngrad des Riegels am schwächer belasteten Knoten vom Transformationsfaktor ab. Für $\beta = 1$ beträgt der Einspanngrad am schwächer belasteten Knoten 0 und für $\beta = 1$ ist der Einspanngrad am schwächer belasteten Knoten identisch mit dem Einspanngrad am stärker belasteten Knoten. Für die vereinfachte Annahme $S_{j,\text{ini}} = \infty$ (starr plastisch) erhält man für die Dehnungen entsprechend Tabelle 4.4 und für die Trägerschlankheit $L/h = 15$ die in Bild 4.24 dargestellten Knotenrotationen. Der Einfluss von β auf die Knotenrotationen ist unerwartet gering. Nur bei hohen Knotentragfähigkeiten reduzieren sich die Rotationen, z. B. um 1/3 für $\eta_{M,\text{el}} = 1$.

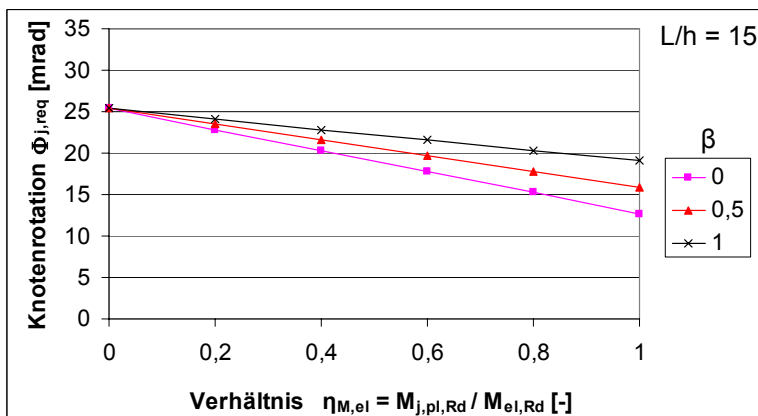


Bild 4.24: Einfluss des Transformationsfaktors β auf die erforderliche Knotenrotation für $S_{j,\text{ini}} = \infty$ gemäß (4.38) mit $L/H = 15$ und Mittelwerten aus Tabelle 4.4

Einfluss der Stahlgüte

Eine höhere Stahlgüte lässt durch die Erhöhung der Streckgrenze $f_{y,d}$ höhere elastische Dehnungen ε_2 am unteren Riegeflansch zu, siehe Gleichung (4.15), Bild 4.16. Es ergeben sich größere Krümmungen und damit auch höhere Anforderungen an die Rotationskapazität der Knoten, vgl. Tabelle 4.5, Gleichungen (4.14) und (4.38). In Tabelle 4.5 wird die Betonstauchung ε_1 als fester Wert betrachtet. Bei der Stahlgüte S 235 beträgt die erforderliche Rotationskapazität lediglich 78 % des Standardfalls S 355.

Tabelle 4.5: Einfluss der Stahlgüte auf die erforderliche Rotationskapazität gemäß Gleichung (4.38)

Stahlgüte	Dehnungen			Erf. Rot. Kap.
	Beton	Stahl	Differenz	bezogen auf Φ bei S 355
	(Annahme)	$f_{y,d}/(E_a/\gamma_E)$	$\varepsilon_2 - \varepsilon_1$	$\frac{\Phi_{j,req}}{\Phi_{j,reqS355}}$ [-]
	‰	‰	‰	
	ε_1	ε_2	$\Delta\varepsilon$	
S 235	-0,85	1,12	2,0	78%
S 355	-0,85	1,69	2,5	100%
S 460	-0,85	2,19	3,0	120%

Einfluss des Kriechens

Kriechen hat wider Erwarten keinen so großen Einfluss auf die erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$. Die Betonstauchung erhöht sich durch Kriechen nach Tabelle 4.6 bei Erreichen von $M_{el,Rd}$ in etwa von -0,5 auf -1 ‰. Der verwendete Reduktionsfaktor für den Beton in Höhe von 3,0 entsprechend der Kriechzahl $\varphi = 2,0$, vgl. Gleichung (4.7) in Kuhlmann/Schäfer (2003), schlägt sich lediglich in einer Erhöhung der erforderlichen Rotationskapazität um ein Fünftel nieder, vgl. Tabelle 4.6.

Tabelle 4.6: Einfluss des Kriechens mit Werten aus der Parameterstudie von Kap. 4.2.1

		Mittel	Min.	Max.
ohne Kriechen Betondehnung OK Platte bei $M_{el,Rd}$	$\varepsilon_{1,oKr}$	-0,53	-0,41	-0,63
mit Kriechen Betondehnung OK Platte bei $M_{el,Rd}$	$\varepsilon_{1,mKr}$	-0,93	-0,76	-1,17
Verhältnis der Betondehnungen mit/ohne Kriechen $\varepsilon_{1,\varphi=2} / \varepsilon_{1,\varphi=0}$	—	1,77	1,53	1,88
Verhältnis der elastischen Riegeltragfähigkeit $M_{el,Rd,\varphi=2} / M_{el,Rd,\varphi=0}$	—	1,06	1,04	1,08
Verhältnisse der erforderlichen Rotkap. gemäß (4.38) $\Phi_{j,req,\varphi=2} / \Phi_{j,req,\varphi=0}$	—	1,18	1,14	1,23

Einfluss der Betongüte

Die Betongüte beeinflusst die erforderliche Knotenrotation über die Größe des E-Moduls. Der E-Modul variiert jedoch nur sehr geringfügig (um ¼ bei Betongüte C50/60 im Vergleich zu C20/25). So betragen die Änderung der Betondehnung nur ein Bruchteil der Kriechdehnung und sind somit vernachlässigbar.

Einfluss des Verbundträgerquerschnittes

Bei einer durch das Feldmoment $M_{F,d}$ stark auf Druck ausgenutzten Betonplatte können die Betonstauchungen ε_1 die Größenordnung von $-1,5 \text{ ‰}$ erreichen. Die Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ erhöhen sich nach Gleichung (4.38) dann um ca. 20 % gegenüber der Rotation bei einer Betonstauchung -1 ‰ . Dies kann u. a. bei Schweißprofilen mit starkem Untergurt und kleinem Obergurt des Schweißprofils auftreten oder bei Verbundträgern mit relativ geringem Betonquerschnitt im Verhältnis zum Stahlquerschnitt.

Einfluss des Bauzustandes

Aus der Parameterstudie (Kap. 4.2.1) geht hervor, dass der Bauablauf die erforderliche Rotationskapazität stark beeinflusst. Dies kann im Folgenden durch die theoretischen Betrachtungen bestätigt werden. Beim Verzicht auf Hilfsstützen im Bauzustand treten höhere Knotenrotationen auf, denn bei voller elastischer Ausnutzung im Bauzustand des Stahlträgers der Güte S 355 gilt:

$$\varepsilon_1 = -\varepsilon_2 = 355 \text{ N/mm}^2 / 210.000 \text{ N/mm}^2 = -1,69 \text{ ‰}. \quad (4.44)$$

Die Gesamtträgerhöhe h im Bauzustand entspricht der Stahlträgerhöhe h_b . Als Krümmung κ_m in Feldmitte bei voller elastischer Riegelausnutzung ergeben sich beim Stahlträger im Vergleich zum Verbundträger (Bsp. IPE 500, S 355 mit 20 cm dicker Betonplatte) nach Gleichung (4.14) folgende Werte:

Stahlträger:

$$\kappa_m = [1,69 \text{ ‰} - (-1,69 \text{ ‰})] / 0,5 \text{ m} = 6,8 \text{ mrad/m} \quad (4.45)$$

Verbundträger:

$$\kappa_m = [1,69 \text{ ‰} - (-0,8 \text{ ‰})] / 0,7 \text{ m} = 3,6 \text{ mrad/m} \quad (4.46)$$

Die Krümmungen κ_m können schon im Bauzustand den doppelten Wert annehmen, und in gleicher Weise erhöhen sich auch die Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$. Hinzu kommt, dass nach der Fertigstellung durch die Ausbaulasten und Verkehrslasten weitere Verformungen des Verbundträgers hinzukommen.

Die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ streuen relativ stark in Abhängigkeit von der Trägersausnutzung im Bauzustand. Diese hängt, wie bereits in Bild 4.10 dargestellt, vor allem vom Ausbau- und Verkehrslastanteil bzw. vom Gewichtsanteil des Betons ab.

Bei geeigneter Ausbildung der Stirnplatte können die sehr hohen erforderlichen Knotenrotationen ($>60 \text{ mrad}$) ohne weiteres vom Anschluss erreicht werden, vgl. Versuchsergebnisse in Kap 3.2.2.

4.2.2.6 Schlussfolgerungen aus der Parameterdiskussion

Die Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ hat bei verschieblichen Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten nur einen geringen Einfluss auf die Schnittgrößen und Verformungen. Die Stützenverdrehung ψ richtet sich in erster Linie nach dem Auflagerdrehwinkel α_R , vgl. Bild 4.12a. Auf der schwächer beanspruchten Knotenseite sollte bei schließenden Knotenmomenten konservativ von einem ideal starr-plastischen Knotenverhalten ausgegangen werden. Die verschiedenen Einflüsse auf die erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ sind in Tabelle 4.7 zusammengestellt.

Tabelle 4.7: Einflüsse auf die erforderliche Knotenrotation

Rang- folge	Einflussgröße	Auswir- kung	> erhöht Φ_{erf} < verringert Φ_{erf}
1	Trägerschlankheit L/h	groß	>
2	Einspanngrad $\eta_{M,el}$ und somit Knotentragfähigkeit $M_{j,pl}$	groß	<
3	Stahldehnung ε_2 und somit Stahlgüte	mittel	>
4	Betonstauchung ε_1 für unterschiedliche Querschnittsverhältnisse von Betonplatte zu Stahlträger	mittel	>
5	Betonstauchung ε_1 infolge Kriechen des Betons	gering	>
6	Betonstauchung ε_1 für unterschiedliche Betongüten	gering	>
7	Transformationsfaktor β	gering	>
8	Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ für $\beta < 1$	gering	>
9	Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ für $\beta > 1$	gering	<

Die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ werden durch eine geringere Steifigkeit der Betonplatte im Stützbereich verringert. Somit liegt der Ansatz einer hohen rechnerischen Steifigkeit auf der sicheren Seite.

4.3 Fließzonentheorie

4.3.1 Ziel

Für die Berechnungen in Kap. 4.2 nach der Fließgelenktheorie wurde die Riegelausnutzung im Feld auf maximal $M_{el,Rd}$ begrenzt. Zur Erzielung höherer Traglasten ist für den Riegel eine plastische Ausnutzung $M_{pl,Rd}$ erstrebenswert. Dies gilt besonders für Verbundträger, bei denen hierdurch eine Traglaststeigerung um 20 bis 55 % im Vergleich zur elastischen Ausnutzung $M_{el,Rd}$ erzielt werden kann (Werte aus Parameterstudie Kap 4.2.1). Bei Stahlträgern liegt die Traglaststeigerung durch die Plastizierung lediglich bei ca. 13 %. Eine Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) liegt wie die folgenden Untersuchungen zeigen, jedoch für den teilplastischen Bereich des Riegels auf der unsicheren Seite. Um das nichtlineare Materialverhalten besonders in den teilplastischen Bereichen genauer zu erfassen, wird im Weiteren eine Berechnung nach Fließzonentheorie (MK) durchgeführt. Ein Vergleich dieser beiden Berechnungsarten (FG, MK) soll zeigen, wie weit die Fließgelenktheorie auf der unsicheren Seite liegt.

Ausgehend von einer Momenten-Krümmungs-Beziehung des Verbundträgers (M- κ -Linie) wird zunächst näher auf das Verformungsverhalten des Riegels und anschließend auf die daraus resultierenden Auswirkungen auf den verschieblichen Verbundrahmen eingegangen.

4.3.2 Verhalten des Verbundträgers

In Bild 4.25 wird an der M- κ Linie eines ausgewählten Beispiels der Unterschied des idealisierten Trägerverhaltens bei einer Berechnung nach der Fließgelenktheorie (FG), siehe gestrichelte bilineare Kennlinie, und nach der Fließzonentheorie (MK) entsprechend der durchgezogenen gekrümmten Linien deutlich. Es ergeben sich vor allem im Bereich nach Erreichen der elastischen Grenzlast $M_{el,Rd}$ für $\kappa > 5$ mrad/m deutliche Unterschiede zwischen der bilinearen Kurve der Fließgelenktheorie und den Kurven nach Fließzonentheorie.

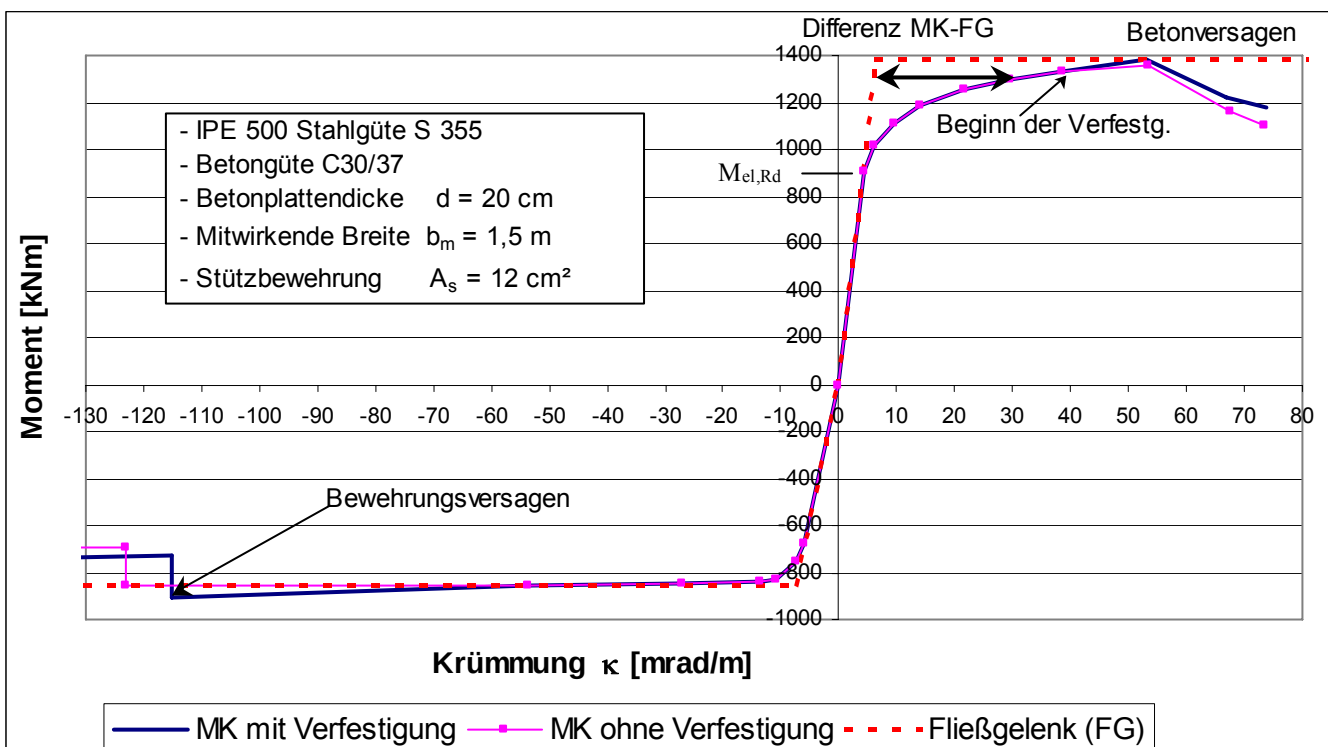


Bild 4.25: M- κ Kurven mit und ohne Verfestigung

Nimmt man z. B. den Momentenbereich zwischen 1.100 und 1.350 kNm, so werden die Krümmungen durch die Fließgelenktheorie um den Faktor 2 bis 10 unterschätzt.

Wie der Vergleich der Kurven Fließzonentheorie (MK) mit Verfestigung und (MK) ohne Verfestigung in Bild 4.25 zeigt, ist der Einfluss der Materialverfestigung des Baustahles auf die M- κ Linie gering, was mittels der Dehnungsverteilung anschaulich dargestellt werden kann, vgl. Bild 4.26.

Ohne Berücksichtigung des Betonkriechens wird für das Beispiel aus Bild 4.25 die Bruchstauchung des Betons bereits bei $-3,2\text{‰}$ erreicht. In Bild 4.26a ist die realistische Dehnungsverteilung zum Zeitpunkt des Verbundträgerversagens dargestellt. Die Dehnung des Baustahls erreicht hierbei lediglich 10‰ . Eine Materialverfestigung tritt jedoch erst ab einer Dehnung von ca. 20‰ ein und wird nur bei einer kleinen Betondruckzonenhöhe erreicht, vgl. Bild 4.26b. Erst bei Bild 4.26c mit 40‰ Stahldehnung ist aus der Verfestigung ein nennenswerter Zugewinn an Tragfähigkeit zu verzeichnen. Solch eine Situation wird aber in der Regel nicht eintreten, da die beanspruchte Betondruckzone zu klein ist, um im Gleichgewicht mit der Zugkraft des Stahlträgers zu stehen. Ansourian (1984) stellt ebenfalls fest, dass eine Materialverfestigung beim Verbundträger nur in einzelnen Fällen erreicht wird.

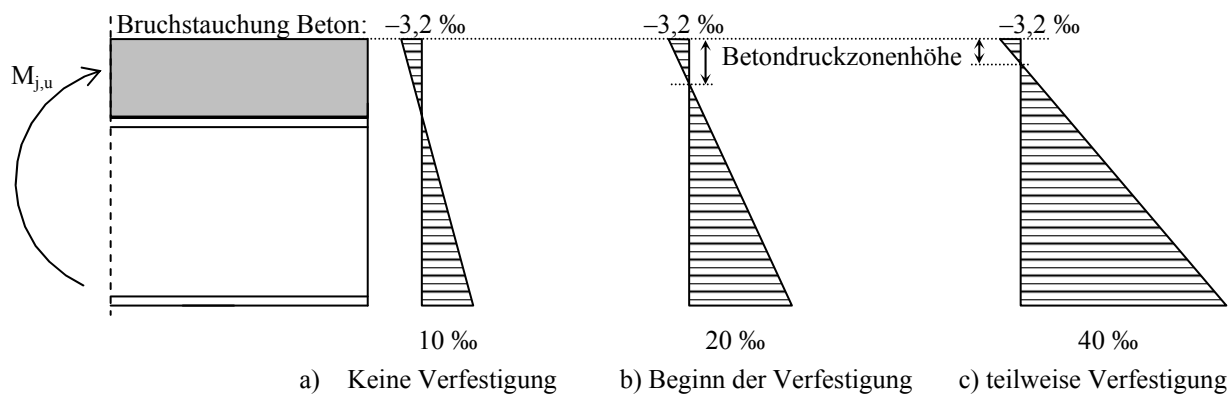


Bild 4.26: Verschiedene Dehnungsverteilungen bei Erreichen der Momententragfähigkeit $M_{j,u}$ des Verbundträgers für das Beispiel in Bild 4.25 (ohne Kriechen)

In Bild 4.27 ist für die in Bild 4.25 gegebene Verbundträgergeometrie beispielhaft mit einem gewählten maximalen Feldmoment (Bsp. $M_{F,d} = 1.150\text{ kNm}$ entsprechend $1,27 \cdot M_{el,Rd}$) der Krümmungsverlauf für einen Einfeldträger angegeben. Bei einem üblichen parabelförmigen Momentenverlauf (Gleichlast q) ergibt sich im plastizierten Bereich der Länge L_{pl} eine Zusatzrotation $\Phi_{b,\Delta MK}$ nach der Fließzonentheorie, die eindeutig aus dem gegebenen Verbundträgerquerschnitt, dem gegebenen Feldmoment $M_{F,d}$ sowie dem Abstand der Momentennullpunkte L_0 bestimmt werden kann. Hierzu müssen die Krümmungen aufintegriert werden.

Der teilplastische Bereich in Bild 4.27 erstreckt sich über die Länge L_{pl} , was in diesem Beispiel nahezu der halben Trägerlänge entspricht. In diesem teilplastischen Bereich ergibt sich eine mittlere Krümmung $\kappa_{m,pl}$ von $8,2\text{ mrad/m}$, die über der nach der Fließgelenktheorie in diesem Bereich ermittelten mittleren Krümmung $\kappa_{m,el}$ von ca. 5 mrad/m liegt. Steigert man die Momententragfähigkeit weiter über 1150 kNm , so erhöhen sich die nach der Fließzonentheorie (MK) ermittelten Krümmungen $\kappa_{m,pl}$ im teilplastischen Bereich stark exponentiell, vgl. dicke Linie in Bild 4.28. Es ergibt sich damit nach der Ausbildung von Fließzonen auch eine starke Zunahme der Auflagerverdrehungen, was lediglich von der Berechnung nach Fließzonentheorie (MK) berücksichtigt wird. Demgegenüber nehmen die Krümmungen bei der Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) lediglich linear mit der steigenden Momentenbeanspruchung $M_{F,d}$ nur wenig auf $\kappa_{m,el} = 6\text{ mrad/m}$ zu.

Nach weiterer Erhöhung der Momentenbeanspruchung des Verbundträgers wird bei der Berechnung nach Fließzonentheorie die kritische Betonstauchung überschritten und es tritt ein Betonversagen in der Druckzone auf. Die Momententragfähigkeit $M_{j,u}$ nach Fließzonentheorie erreicht, bedingt durch geringe Effekte der Materialverfestigung, in etwa die für die Berechnung nach Fließgelenktheorie maßgebende plastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$. Bei den Verbundträgern sind in der Regel bei der Berechnung nach Fließgelenktheorie keine Momentenreserven (aus Materialverfestigung) vorhanden, vgl. Erklärung zu Bild 4.26.

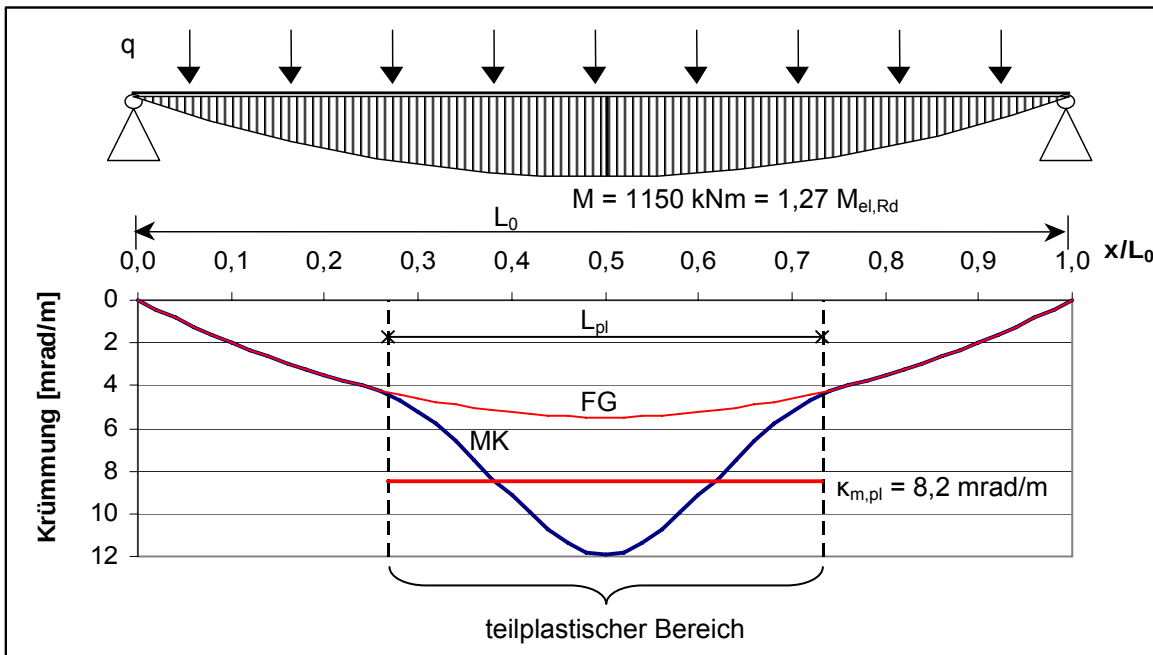


Bild 4.27: Krümmungen im Vergleich: Fließzonentheorie (MK) und Fließgelenktheorie (FG)
(Verbundträgergeometrie aus Bild 4.25)

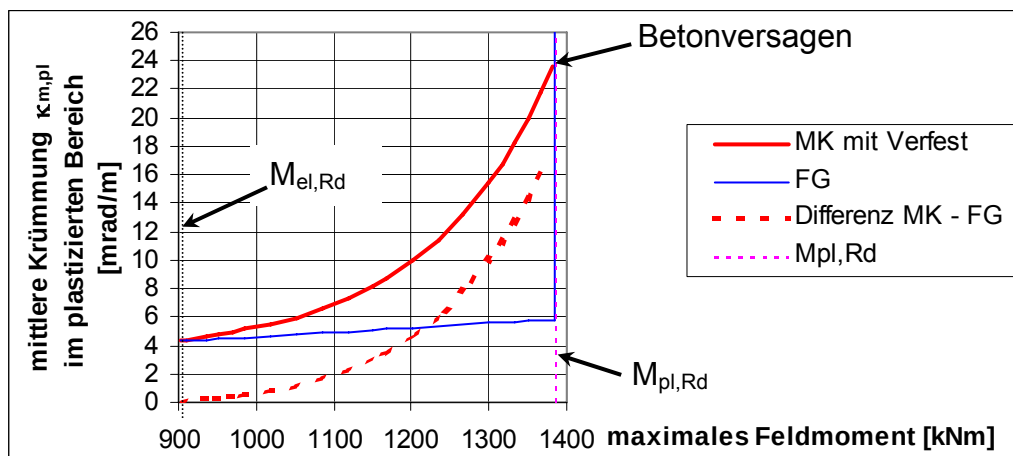


Bild 4.28: Mittlere Krümmung $K_{m,pl}$ im teilplastischen Bereich (Bild 4.27) in Abhängigkeit von der maximalen Momentenbeanspruchung $M_{F,d}$ im Feld für den Verbundträger nach Bild 4.25

4.3.3 Verhalten des Gesamtsystems

Die aus der Riegelplastizierung resultierenden erhöhten Auflagerverdrehungen α des Verbundträgers wirken sich, wie im Folgenden gezeigt, auf das Gesamtsystem aus, vgl. Bild 4.29. Durch die Kopp-

lung des Verbundträgers über den teiltragfähigen Knoten an die Stütze erhöht sich die Stützenschiefstellung ψ in gleichem Maße wie die Auflagerverdrehung α_R , vgl. Bild 4.12a und Gleichung (4.8). Proportional zur Stützenschiefstellung ψ erhöhen sich die Abtriebskräfte H_{ers} aus Theorie 2. Ordnung.

Die eigentliche Horizontalbelastung aus Wind und Imperfektionen spielt im Vergleich zu den Ersatzkräften H_{ers} in der Parameterstudie (Kap. 4.2.1) nur eine untergeordnete Rolle, so dass sie nur einen geringen Einfluss auf das Systemverhalten ausübt. Aus der Momentengleichung (4.7) und Bild 4.30 folgt eine Vergrößerung des Differenzmomentes ΔM , gleichbedeutend mit einer Verringerung des "schließenden" Knoteneinspannmomentes $M_{j,R}$ am linken Auflager des Riegels. Das Vorzeichen des Momentes $M_{j,R}$ kann sich bei weiterer Laststeigerung auch umkehren, vgl. Bild 4.30, ("öffnendes" Moment), so dass dann eine Vergrößerung des Differenzmomentes ΔM zu einer Vergrößerung des öffnenden Momentes führt. Durch die erhöhte Schubbeanspruchung im Stützensteg gemäß (6.9) aus prEN 1993-1-8 (2003) ergibt sich eine Abminderung der Komponententragfähigkeit Stützensteg auf Druck (CWC), vgl. Faktor ω in Table 6.3 aus prEN 1993-1-8 (2003). Dies kann zu einer Reduzierung der Gesamtknotentragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ führen, so dass sich u. U. auch das Einspannmoment $M_{j,L}$ am linken Auflager verringert.

Durch die geringeren Einspannmomente erhöht sich das Feldmoment M_F . Hierdurch vergrößert sich der plastizierte Bereich L_{pl} (Bild 4.27) und die plastischen Krümmungen nehmen erheblich zu (Bild 4.25), was insgesamt zu einer Vergrößerung des Auflagerdrehwinkels führt, u. s. w. So kommt es relativ frühzeitig zum Stabilitätsversagen, bevor das plastische Moment $M_{pl,Rd}$ in Riegelmitte erreicht wird.

Letztendlich sind die Horizontallasten Wind und Imperfektionen nur der Auslöser für die Stützenschiefstellung ψ . Das eigentliche Stabilitätsversagen ergibt sich durch die Vertikalbelastung q , die eine Plastizierung des Riegels bewirkt und damit zu einer wesentlichen Vergrößerung der Schiefstellungen ψ führt.

Im Folgenden wird eine Beispielsrechnung an einem verschieblichen Verbundrahmen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens der Materialien (Fließzonen) und der teiltragfähigen Anschlüsse mit selbst programmierten Programmmodulen des Stabwerkprogramms Sofistik (1995) durchgeführt. Mit frei wählbaren Materialkennlinien des Betons, der Bewehrung und des Baustahles wird die Momenten-Krümmungskurve (MK) des Verbundträgers (Riegel) ermittelt, vgl. Materialverhalten in Kap 4.2.1.3. Die Stützenprofile werden elastisch gerechnet. Die Anschlusskennlinien können polygonzugartig vorgegeben werden. Eine Abminderung der Knotentragfähigkeit durch ungleichmäßige Momentenbeanspruchung (Transformationsfaktor β , s. o.) wird berücksichtigt. Die wesentlichen Kenngrößen der Beispielsrechnung sind in Tabelle 4.8 aufgeführt. Die Horizontal- und Vertikalbelastung wird kontinuierlich in kleinen Schritten mit einem Lastfaktor L_f proportional gesteigert, und hierfür werden die Schnittgrößen sowie die Verformungen unter Berücksichtigung der Effekte nach Theorie 2. Ordnung ermittelt. In Bild 4.32 sind die Stellen der maßgebenden Schnitt- und Verformungsgrößen für den Regelfall des verschieblichen Verbundrahmens mit teiltragfähigen Verbundknoten dargestellt.

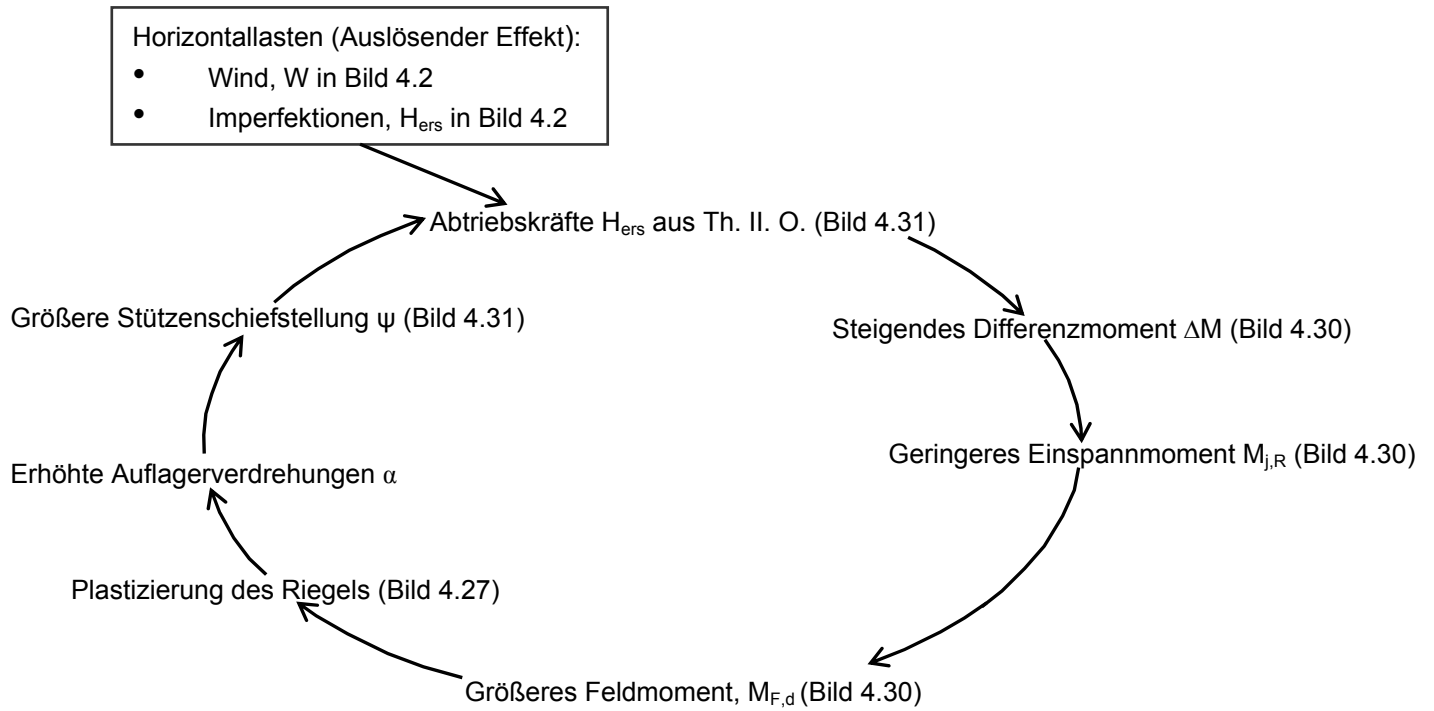


Bild 4.29: Stabilitätsversagen bei verschieblichen Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten

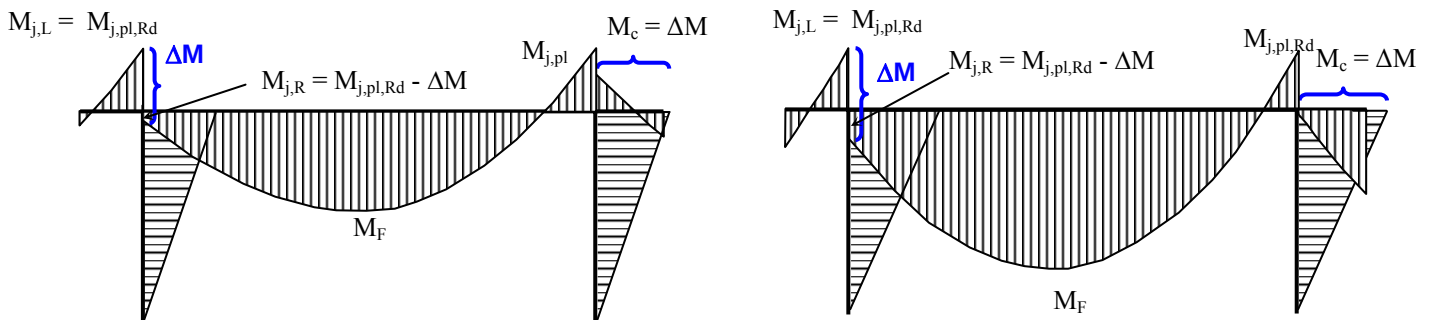


Bild 4.30: Einfluss eines öffnenden Momentes $M_{j,R}$ infolge Laststeigerung

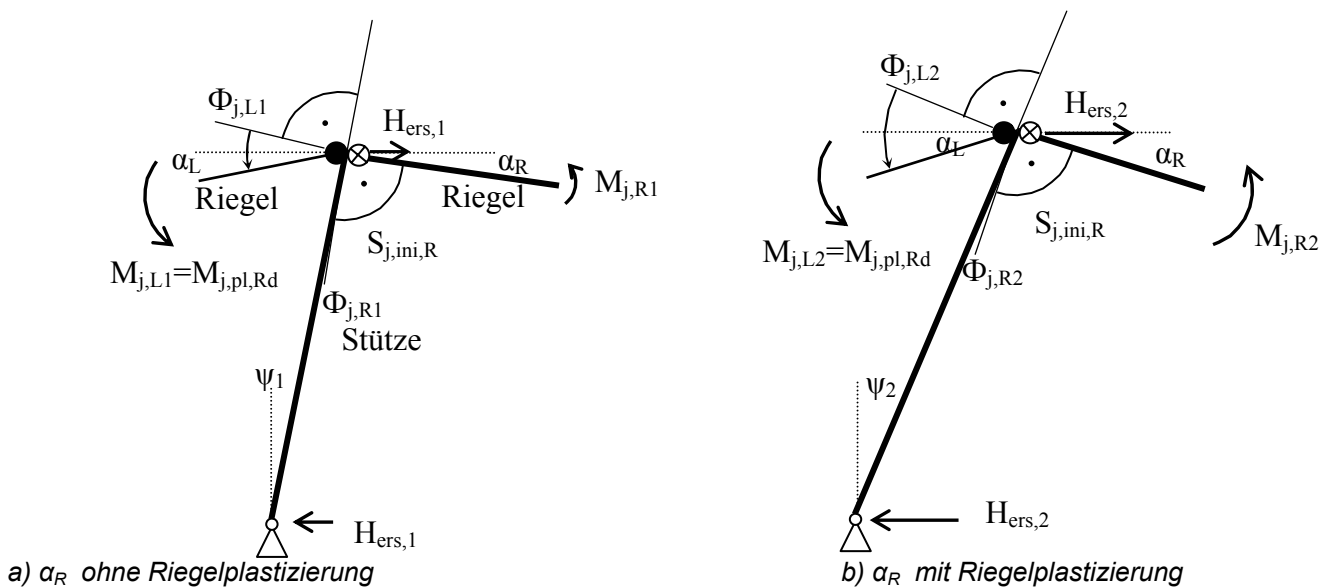
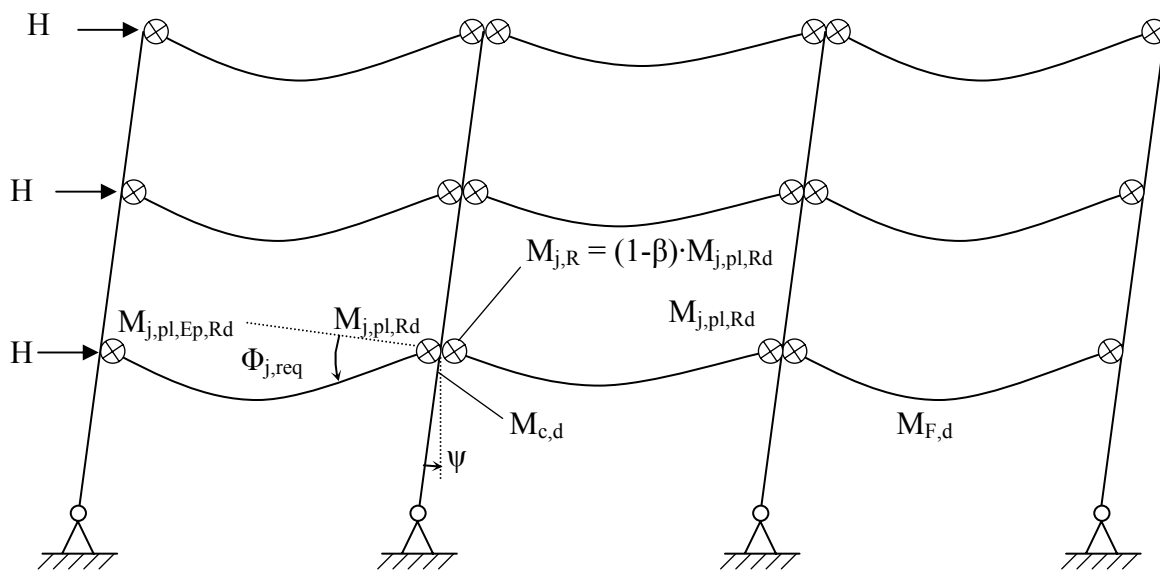


Bild 4.31: Stützenverdrehung in Abhängigkeit vom Auflagerdrehwinkel α_R

Tabelle 4.8: Kenngrößen für die Beispielsrechnung

Riegel		IPE 500 S 355
Stütze		HEB 400 S 355
Spannweite	L	12 m
Deckensystem	a	5 m
Verkehrslast	p	5 kN/m ²
Anschlusstragfähigkeit	$M_{j,pl,Rd}$	640 kNm
Betonplattendicke	d	200 mm
Bauzustand mit Hilfsunterstützung		



$M_{j,pl,Rd}$ plastisches Verbundknotenmoment [kNm]

$M_{j,pl,Ep,Rd}$ plastisches Knotenmoment am Randknoten (Stirnplattenanschluss) [kNm]

$M_{j,R}$ Knotenmoment am schwächer belasteten Knoten (Stelle mit dem größten β -Wert) [kNm]

$M_{F,d}$ Feldmoment [kNm]

$M_{c,d}$ Stützenmoment [kNm]

$\Phi_{j,req}$ erforderliche Knotenrotation

ψ Stützenverdrehung am Knoten mit der maximalen Knotenrotation [mrad]

Bild 4.32: Stellen der maßgebenden Schnitt- und Verformungsgrößen

Die Berechnungen werden jeweils nach Fließgelenktheorie (FG) und nach Fließzonentheorie (MK) durchgeführt. Die Ergebnisse werden im Folgenden miteinander verglichen, siehe Bild 4.33.

Bei einer Rotation von 8 mrad (Lastfaktor 0,8) ist das plastische Knotenmoment $M_{j,pl,Rd}$ des teiltragfähigen Knotens erreicht, was deutlich an einem Knick zu sehen ist. Beim Lastfaktor $Lf_{el} = 0,87$ beginnt der Riegel zu plastizieren. Die Fließzonen bilden sich zunächst nur im Randfeld aus, da durch die Einspannung über einen Stahlknoten ein geringeres Einspannmoment vorhanden ist als bei den beidseitig über Verbundknoten eingespannten Innenfeldern. Für einen Lastfaktor größer als 0,95 nehmen die Knotenrotationen bei der Berechnung nach Fließzonentheorie (MK) stark zu; es ergeben

sich wesentlich höhere Knotenrotationen als bei der Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG). Die Fließzonen haben sich auch in weiteren Feldern ausgebreitet. Beim Lastfaktor $Lf_{(MK)} = 1,0$ kommt es aufgrund großer Verformungen vor Erreichen der plastischen Riegeltragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ bereits zum Stabilitätsversagen (MK). Bei der Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) tritt dagegen erst bei Überschreiten des plastischen Feldmomentes $M_{pl,Rd}$ beim Lastfaktor $Lf_{(FG)} = 1,09$ ein Versagen auf. Das Versagen ergibt sich durch die Bildung einer kinematischen Kette.

Die vereinfachte Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) überschätzt somit die Tragfähigkeit und unterschätzt die Rotationsanforderungen. Außerdem wird durch die Unterschätzung der Schiefstellungen ein mögliches Stabilitätsversagen nicht erkannt.

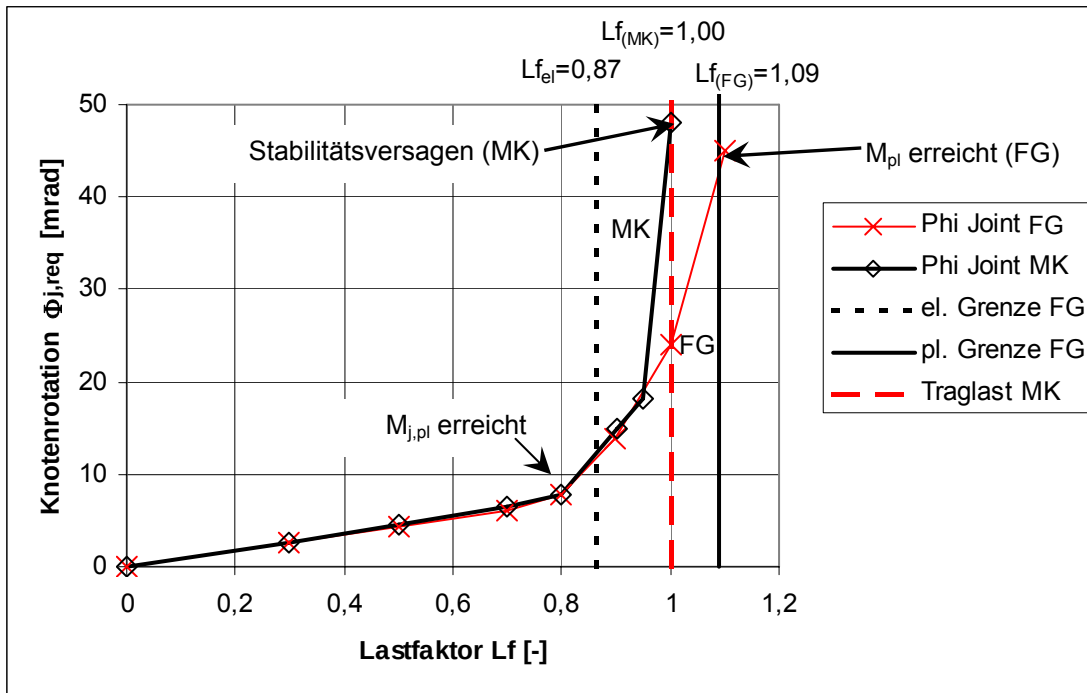


Bild 4.33: Erforderliche Knotenrotationen in Abhängigkeit von der Belastung unter Berücksichtigung des Transformationsfaktors β für Beispiel nach Tabelle 4.8

In Bild 4.34 sind die verschiedenen Momentenbeanspruchungen für einen verschiebblichen 3-geschossigen Verbundrahmen mit teiltragfähigen Knoten in Abhängigkeit vom Lastfaktor dargestellt. Bezüglich der maximalen Knotenbeanspruchung $M_{j,L}$ fällt auf, dass bei einem Lastfaktor von 0,8 das plastische Knotenmoment $M_{j,pl,Rd}$ erreicht wird, siehe auch erster Knick in Bild 4.33. Bei weiterer Laststeigerung jedoch sinkt das minimale Knotenmoment $M_{j,R}$ auf der anderen Stützensseite, so dass der Transformationsfaktor β zunimmt und die Knoten Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ ab dem Lastfaktor 0,95 wieder abnimmt, vgl. Bild 4.34 und obige Erläuterung bezüglich Abminderungsfaktor ω .

Das Moment $M_{j,R}$ an der schwächer beanspruchten rechten Knotenseite nimmt ab einem Lastfaktor von 0,8 ab. Bei einem Lastfaktor von 0,8 plastiziert die stärker beanspruchte linke Knotenseite ($M_{j,L} = M_{j,pl}$), so dass das System für zusätzliche Lasten wesentlich weicher reagiert, größere Horizontalverformungen aufweist, dadurch größere Abtriebskräfte aus Theorie 2. Ordnung erhält und somit eine Erhöhung des Differenzmomentes ΔM aufweist (Bild 4.29). Da nach der Plastizierung der linken Knotenseite keine Erhöhung des Einspannmomentes erfolgt und da das Moment ΔM zunimmt, reduziert sich das rechte Knotenmoment $M_{j,R}$, vgl. Bild 4.30. Nach Überschreiten des Lastfaktors 0,95 wird durch die Riegelplastizierung bei der Berechnung nach Fließzonentheorie (MK) das Moment $M_{j,R}$ noch stärker reduziert. Zum Zeitpunkt des Versagens treten hier noch keine positiven („Umkehr“-) Momente im rechten Knoten $M_{j,R}$ auf ($\beta < 1$), vgl. Bild 4.34.

Das Differenzmoment ΔM , das hier etwa dem Stützenmoment M_c entspricht, nimmt ab einem Lastfaktor von 0,95 bei der Berechnung nach Fließzonentheorie extrem schnell zu. Dies liegt an der Plastizierung des Riegels in Feldmitte, den damit verbundenen Stützenschiefstellungen ψ und den daraus folgenden Effekten aus Theorie 2. Ordnung, vgl. auch Erläuterungen zu Bild 4.29.

Beim Feldmoment M_F fällt auf, dass bei Berechnung nach Fließzonentheorie (MK) aufgrund des vorzeitigen Stabilitätsversagens gar nicht das plastische Grenzmoment erreicht wird. Es ergibt sich jedoch nur eine leicht überproportionale Zunahme des Feldmomentes, vgl. Bild 4.34. Die Berechnungsart (MK oder FG) hat nur einen geringen Einfluss auf das Feldmoment M_F .

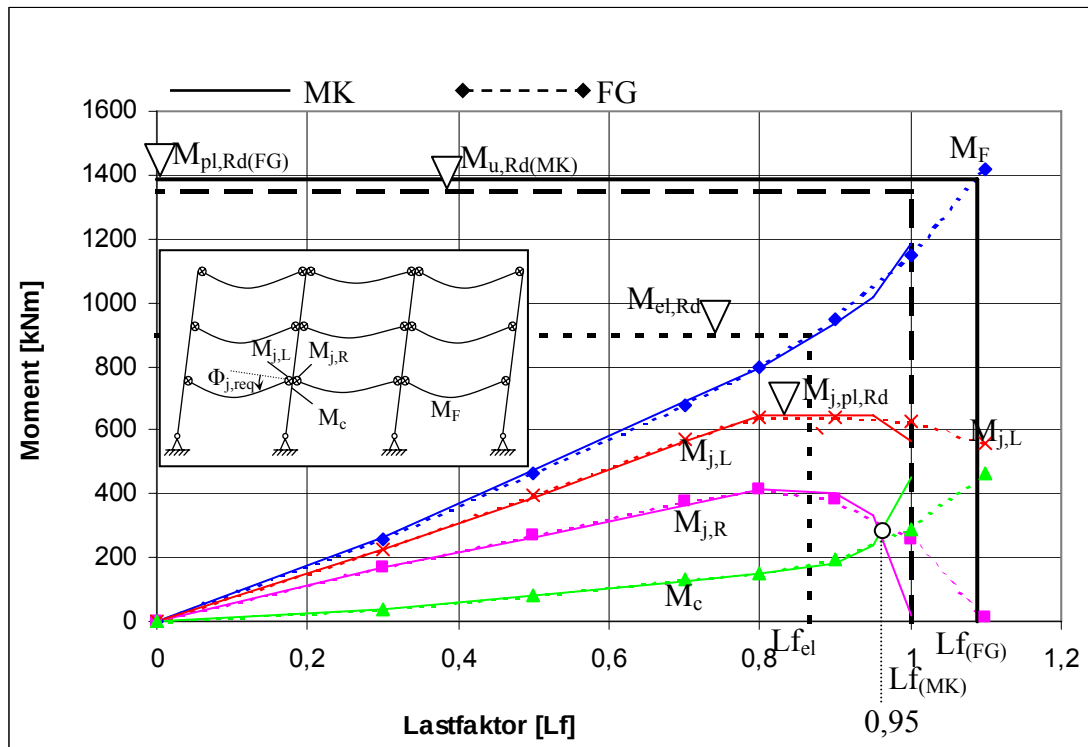


Bild 4.34: Vorhandene Momente in Abhängigkeit von der Belastung für das Beispiel Tabelle 4.8

Die Traglast wird durch die Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) in diesem Beispiel um 10 % überschätzt. Die Berechnung nach Fließgelenktheorie sollte deshalb in diesem Fall auf den Bereich mit Lastfaktor $< 0,95$ begrenzt werden. Dies entspricht einer Begrenzung der Momententragfähigkeit auf das 1,17-fache des elastischen Grenzmomentes $M_{el,Rd}$ bzw. auf 76 % des plastischen Rieglmomentes $M_{pl,Rd}$. In einem anderen Tragwerk mit 16 Meter Spannweite liegen die Werte etwas höher: $1,21 \cdot M_{el,Rd}$ bzw. $0,79 \cdot M_{pl,Rd}$.

Die grundsätzlichen Zusammenhänge wurden an diesem Beispiel dargestellt. Eine Parameterstudie in der Diplomarbeit von Lahmeyer zeigt, wie im folgenden Kapitel dargestellt, ähnliche Ergebnisse.

4.3.4 Parameterstudie an Rahmenelementen

Lahmeyer (2003) vergleicht für die in der Parameterstudie (Kap. 4.2.1) gewählten Querschnitte (Anhang E) und Belastungen die Berechnung nach Fließzonentheorie (MK) mit der Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) an Teilelementen des Rahmens mit einem von der Knotenbeanspruchung unabhängigen Transformationsfaktor β . Es wird das unterste Randfeld eines Rahmens betrachtet, vgl. Bild 4.35, bei dem der Riegel zuerst plastiziert.

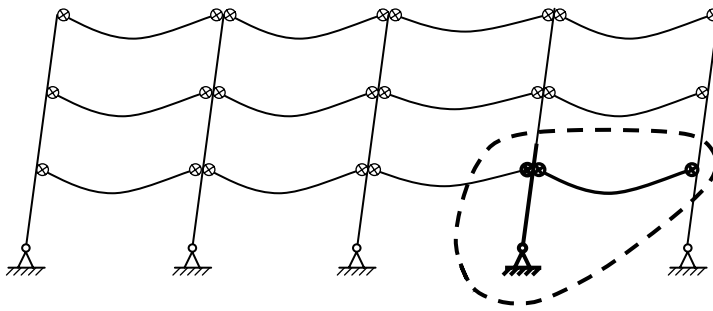


Bild 4.35: Rahmenausschnitt für Berechnungen von Lahmeyer (2003)

Die Traglast nach Fließzonentheorie beträgt im Mittel von 19 Rechnungen nur 88 % im Vergleich zur Berechnung nach Fließgelenktheorie. Die Schnittgrößen und Knotenrotationen werden bei der Berechnung nach Fließgelenktheorie unterschätzt.

Lahmeyer bestimmt den möglichen Anwendungsbereich der Fließgelenktheorie unter der Bedingung, dass eine Erhöhung der erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ bzw. Stützenmomente M_c des Riegels um maximal 10 % toleriert werden kann infolge der Teilplastizierung bei der Fließzonenberechnung (MK) im Vgl. zur Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG). Für die Belastung, bei der ein 10 %-iger Unterschied der Knotenrotationen auftritt, wird die elastische Ausnutzung des Riegels $M_F / M_{el,Rd}$ im Feld ermittelt. Lahmeyer stellt fest, dass hierfür die Ausnutzung des Rieglmomentes $M_F / M_{el,Rd}$ im Mittel bei 1,10 liegt. Bei Betrachtung eines 10 %-igen Unterschiedes des Stützenmomentes $M_{c,d}$ liegt die Ausnutzung im Mittel etwas höher bei $1,12 \cdot M_{el,Rd}$. Jedoch gibt es Einzelfälle, bei denen mit der Fließgelenktheorie bereits für eine Auslastung des Riegels von $1,05 \cdot M_{el,Rd}$ die wirklichen Knotenrotationen bzw. Stützenmomente um 10 % unterschätzt werden. Eine 10 %-ige Erhöhung der Knotenrotationen bzw. Stützenmomente ergibt sich bereits bei einer Riegelausnutzung im Feld von 67 bis 84 % $M_{pl,Rd}$ (Mittelwert 75 %). Das Verhältnis $M_{el,Rd}/M_{pl,Rd}$ schwankt in dieser Studie zwischen 60 und 75 % (Mittelwert 67%).

Somit ist es sinnvoll, für eine vereinfachte Berechnung nach Fließgelenktheorie 2. Ordnung die Riegelausnutzung auf $M_{el,Rd}$ zu begrenzen.

Kattner (1999) und Li (2000) empfehlen eine Beschränkung der Riegelausnutzung auf etwa 0,85 bis 0,9 M_{pl} wegen der hohen erforderlichen Knotenrotationen, die bei einer vollständigen Plastizierung des Riegels auftreten.

4.3.5 Einfluss der Verfestigung des teiltragfähigen Knotens

Lahmeyer (2003) untersucht in seiner Diplomarbeit an einem Rechenbeispiel (Verbundrahmenelement) den Einfluss der Stahlverfestigung des teiltragfähigen Knotens auf die Tragfähigkeit des Gesamtsystems und den Einfluss auf die erforderlichen Knotenrotationen. Wie aus den Versuchsergebnissen des Kapitels 3 zu entnehmen ist, richtet sich die Knotentragfähigkeit bei einem Versagen der Zugkomponente nach der Zugfestigkeit f_u des Stahles. Somit kann die Materialverfestigung bei der Ermittlung der Knotentragfähigkeit mit angerechnet werden. Außerdem ergeben sich u. U. höhere Knotentragfähigkeiten aufgrund der größeren mitwirkenden Plattenbreite. In dem folgenden Beispiel (Ausgangswerte siehe Anhang E Seite E -1, Nr. 3, mHs) wird eine vorhandene Rotationskapazität von 60 mrad angenommen. Hierbei wird von einer Steigerung der Tragfähigkeit um 42 % im Vergleich zum plastischen Knotenmoment $M_{j,pl,Rd}$ ausgegangen (Annahme), vgl. Bild 4.36. Eine Stahlverfestigung bei einer Plastizierung des Riegels im Feld wird nicht angerechnet, da diese sich nur geringfügig auswirkt, vgl. Bild 4.25. Es wird sowohl nach Fließzonentheorie (MK) als auch nach

Fließgelenktheorie (FG) gerechnet. Die Vertikallast q und die Horizontallasten H werden proportional gesteigert.

Durch die Berücksichtigung einer Verfestigung des Anschlusses beginnt der Riegel erst bei 68 kN/m zu plastizieren anstatt bei 65 kN/m, vgl. gestrichelte Linien in Bild 4.36. Bei einer weiteren Laststeigerung ergeben sich nun Unterschiede zwischen der Berechnung nach Fließzonentheorie (MK) und nach Fließgelenktheorie (FG). Die Berechnung nach Fließgelenktheorie ohne Verfestigung liegt im Vergleich zur Berechnung nach Fließzonentheorie mit Verfestigung bis zu einer Belastung von 72 kN/m auf der sicheren Seite, vgl. "Schnittpunkt" in Bild 4.36. Das Feldmoment $M_{F,d}$ überschreitet das elastische Grenzmoment $M_{el,Rd}$ dabei um 15 %.

Bei der Berechnung nach Fließzonentheorie und mit Berücksichtigung der Knotenverfestigung wird die Systemtragfähigkeit durch das Erreichen der vorhandenen Rotationskapazität in Höhe von 60 mrad begrenzt, siehe Kurve "MK mit Verfestigung" in Bild 4.36. Man sieht jedoch, dass die Kurve an dieser Stelle eine sehr hohe Steigung aufweist, so dass bei einer zusätzlichen geringen Laststeigerung ein Stabilitätsversagen zu erwarten ist. Bei der Berechnung ohne Verfestigung ergibt sich in Bild 4.36 ein Stabilitätsversagen ($\Phi_{j,req} = 53$ mrad), bevor die vorhandene Rotationskapazität des Knotens erreicht wird. Dies beruht auf der Riegelplastizierung und den damit indirekt verbundenen P- Δ Effekten aus Theorie 2. Ordnung, vgl. Bild 4.29. Bei der Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) wird die Traglast durch Erreichen des plastischen Rieglmomentes begrenzt und es ergibt sich rechnerisch noch kein Stabilitätsversagen.

Wird das System jeweils bis zur Traglast voll ausgenutzt, so ergeben sich höhere erforderliche Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ bei Berücksichtigung einer Materialverfestigung im Knoten. Die maximale Knoten Tragfähigkeit der M- Φ Kurve mit Verfestigung kann jedoch nur bei einer entsprechenden Neigung der M- Φ Kurve im plastischen Bereich erreicht werden, da sonst der Tragfähigkeitsgewinn der Verfestigung durch die Effekte aus Theorie 2. Ordnung aufgezehrt wird und ein frühzeitiges Stabilitätsversagen eintritt wie beim Fall ohne Verfestigung. Bei einer geringen Neigung der M- Φ Kurve kann somit nur ein Teil der Verfestigung genutzt werden.

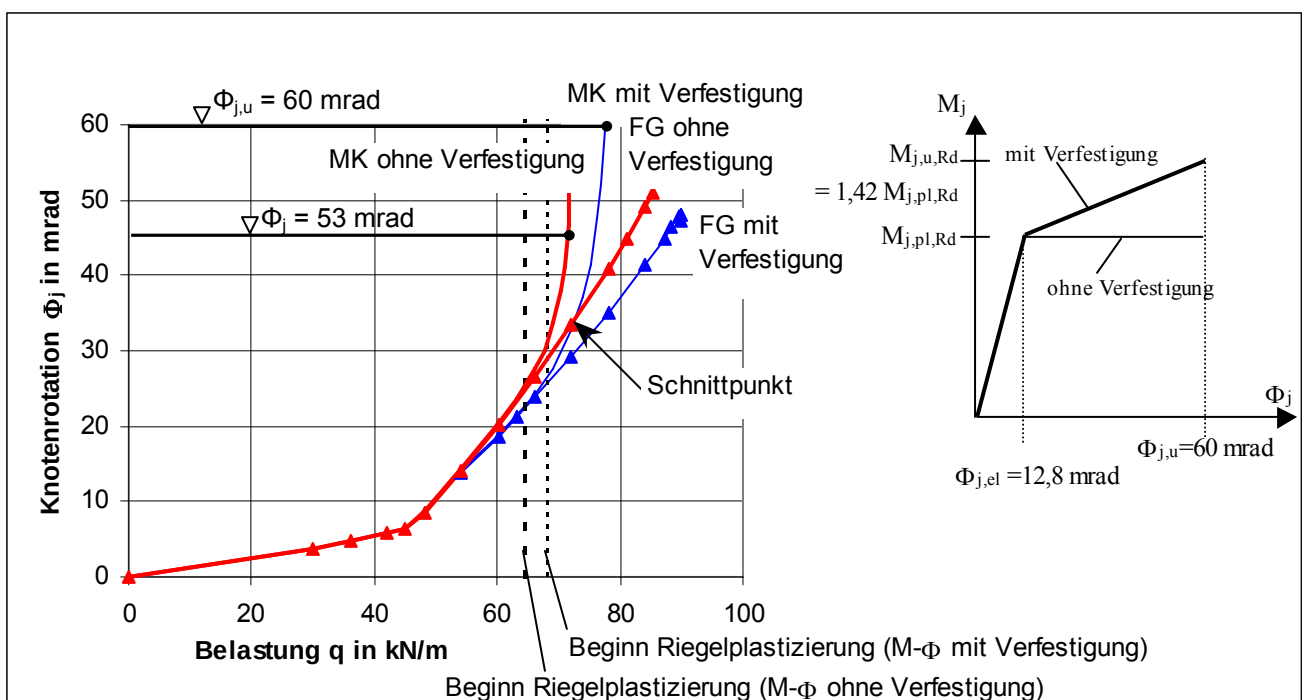


Bild 4.36: Einfluss der Verfestigung auf die erforderlichen Knotenrotationen am Verbundrahmenelement nach Lahmeyer (2003) mit Ausgangswerten aus Anhang E Seite E -1, Nr. 3, mHs

Die Berechnung nach Fließgelenktheorie überschätzt die Tragfähigkeiten, vgl. jeweils die Kurven FG in Bild 4.36 mit den Kurven MK. Durch die Verfestigung des Knotens ergibt sich eine Steigerung der Tragfähigkeit q um etwa 8 % von 72 auf 78 kN/m, vgl. die Kurve "MK mit Verfestigung" mit der Kurve "MK ohne Verfestigung" in Bild 4.36.

Dieses Rechenbeispiel geht, um die Effekte zu verdeutlichen, von einer relativ starken Verfestigung aus. In den Versuchen bewirkt die Verfestigung eine Erhöhung der Knotentragfähigkeit $M_{j,pl,test} \rightarrow M_{j,u,test}$ um ca. 20 %, was nur der Hälfte der im Rechenbeispiel angenommenen 42 % entspricht. Auf der anderen Seite wird sich bei generell höheren Einspanngraden η_M (Verhältnis Knotentragfähigkeit/Riegeltragfähigkeit) wiederum ein stärkerer Einfluss der Verfestigung ergeben.

4.3.6 Schlussfolgerungen

Aufgrund der Effekte aus Theorie 2. Ordnung und der großen auftretenden Verformungen bei einer Plastizierung des Riegels tritt in den gerechneten Beispielen, die aber einen typischen Parameterbereich abdecken, ein Stabilitätsversagen ein, bevor das Feldmoment M_F das plastische Rieglmoment $M_{pl,Rd}$ erreicht. Bei einer Berechnung nach Fließgelenktheorie werden die Teilplastizierungen des Riegels nicht berücksichtigt und dadurch die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ und die Stützenmomente M_c unterschätzt. Um trotzdem eine sichere Berechnung nach Fließgelenktheorie durchführen zu können, wird eine Begrenzung des Rieglmomentes im Feld auf die elastische Momententragfähigkeit $M_{el,Rd}$ vorgeschlagen:

Folgende Vorteile ergeben sich durch diese Begrenzung:

- Es brauchen bei Berechnung nach Fließgelenktheorie keine Korrekturen für die Stützenmomente M_c bzw. Rotationsanforderungen $\Phi_{j,req}$ durchgeführt werden, um die zusätzlichen Momente bzw. Rotationen abzudecken, die aus der Riegelplastizierung resultieren.
- Zudem bleibt das Stützenmoment M_c gering und ermöglicht ggf. ein kleineres Stützenprofil als bei einer höheren Riegelausnutzung.
- Die Rotationsanforderungen an den Knoten $\Phi_{j,req}$ sind wesentlich geringer und somit leichter zu erfüllen.
- Der Knoten behält in der Regel seine volle Momententragfähigkeit, da sich bedingt durch die geringen Verformungen und die damit verbundenen geringen Abtriebskräfte aus Theorie 2. Ordnung ein günstiges Momentenverhältnis von $\beta < 0,6$ einstellt und der Stützensteg nur wenig auf Schub beansprucht wird.
- Auf eine iterative Berechnung der Momententragfähigkeit des Knotens in Abhängigkeit von dem Momentenverhältnis β der beiden Anschlüsse kann somit häufig verzichtet werden.

Anmerkungen:

Diese Begrenzung führt allerdings zu einer geringeren Ausnutzung der Tragfähigkeit. Dies kann hingenommen werden, wenn der Tragfähigkeitsgewinn im System durch die Plastizierung des Riegels nicht allzu groß ist.

Geringe Überschreitungen des elastischen Grenzmomentes $M_{el,Rd}$ bis zu 5 % sind im Allgemeinen auch ohne besondere Berücksichtigung der Teilplastizierung unbedenklich.

4.4 Beamline

4.4.1 Allgemeines

Aus dem Diagramm der Systemkennlinie, der sogenannten Beamline kann in Abhängigkeit von der Anschlusstragfähigkeit $M_{pl,j,Rd}$ die zugehörige *erforderliche Knotenrotation* $\Phi_{j,req}$ sowie die Mindestanforderung an die *erforderliche Momententragfähigkeit des Anschlusses* direkt abgelesen werden. Die Beamline wird zunächst am einfach statisch unbestimmten Beispiel des Zwei-Feldträgers (Kap 4.4.2) vorgestellt und in Kap. 4.4.3 auf verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Knoten erweitert. In Kap 4.4.4 wird hergeleitet, dass die Beamline unbeeinflusst von Effekten aus Theorie 2. Ordnung eine Gerade bildet. Die Einflüsse aus der Riegelplastizierung (Fließzonentheorie) werden in Kap. 4.4.5 behandelt.

Weitere vorteilhafte Anwendungsmöglichkeiten der Beamline sind:

- Entkopplung der Bemessung von teiltragfähigen Anschlüssen vom Gesamtsystem. Die getrennte Bemessung der Querschnitte aufgrund der *Systemanalyse* durch den Tragwerksplaner und die *konstruktive Ausbildung der Anschlüsse* von der ausführenden Firma ist in der Praxis ein häufig anzutreffender Fall.
- Effiziente Optimierung der Anschlüsse sowie des Tragwerkes, vgl. Kap 5.6.2.
- Integrierter Tragfähigkeits- und Rotationsnachweis nach Kap 5.6.
- Hilfsmittel zur effizienten Ermittlung der Sicherheitsbeiwerte für die Rotationskapazität, vgl. Kap 5.7
- Hilfsmittel zur Erstellung von Konstruktionsregeln für duktile Anschlüsse, vgl. Kap 5.8
- Parameterstudien, z. B. über den Einfluss der Knotensteifigkeiten auf das Systemverhalten, vgl. Kap. 4.4.4.

4.4.2 Einführung der Beamline am Beispiel des Zwei-Feldträgers

„Beamlines“ wurden zunächst für einfach statisch unbestimmte Systeme verwendet. Stenzel (1993) variiert bei einem Zwei-Feldträger für eine vorgegebene Belastung das Stützmoment und ermittelt an der freigeschnittenen statisch bestimmten Systemhälfte (Bild 4.37b) in Abhängigkeit vom Stützmoment eine resultierende Knotenrotation Φ_j und stellt dies in einem Diagramm dar. Das Vorgehen gliedert sich am Beispiel eines Zwei-Feldträgers entsprechend Bild 4.37 in folgende Schritte: Für eine vorgegebene Belastung q und ein vorgewähltes Einspannmoment $M_{S,d}$ des Trägers werden die Schnittgrößen und die Verformungsfigur aufgetragen, vgl. Bild 4.37a. Durch die Variation des vorgewählten Einspannmomentes $M_{S,d}$ erhält man aus der Systemberechnung die zugehörigen Trägerrotationen α am Auflager, vgl. Bild 4.37b. Trägt man die mit Hilfe von mehreren Systemberechnungen ermittelten Wertepaare $M_{S,d}$ und α als Diagramm auf und verbindet diese Punkte, so erhält man die sogenannte Beamline, vgl. Bild 4.38.

Die Auflagerverdrehung des Trägers α ist identisch mit der Knotenrotation Φ_j , da in dem hier betrachteten symmetrischen Fall keine Verdrehung der Stütze auftritt.

$$\Phi_j = \alpha \quad (4.47)$$

Das Einspannmoment $M_{S,d}$ des Trägers entspricht bei einem teiltragfähigem Knoten der Knotentragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$.

$$M_{S,d} = M_{j,pl,Rd} \quad (4.48)$$

Eine Plastizierung tritt bei teiltragfähigen Knoten üblicherweise auf, da das elastische Stützmoment bei einem Zwei-Feldträger größer als das Feldmoment ist.

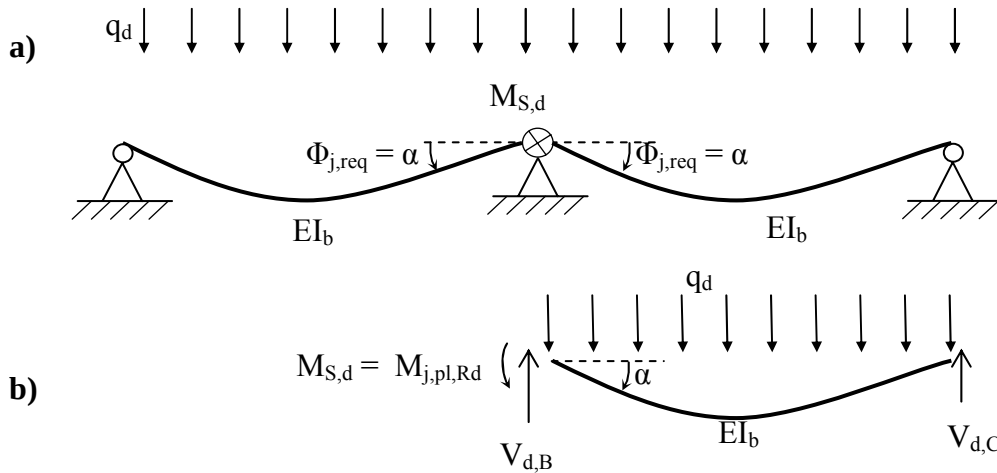


Bild 4.37: Schnittgrößen und Verformungen an einem Zwei-Feldträger zur Ermittlung der Beamline

Für den Auflagerdrehwinkel α in Bild 4.37b ist selbstverständlich die Trägersteifigkeit EI_b sowie die Belastung q von Bedeutung. Zur Ermittlung einer „Beamline“ sind diese beiden systemabhängigen Werte fest vorgegeben. Die Beamline wird durch eine Variation des Einspannmomentes $M_{S,d}$ erzeugt. Dies geschieht hier durch eine Variation der Knotentragfähigkeit $M_{j,pl}$. Für die beiden Extremfälle kontinuierlicher Knoten (volltragfähig $M_{j,pl,Rd} = M_{pl,Rd}$ und biegesteif) und gelenkiger Knoten ($M_{j,pl,Rd} = 0$) sind die Auflagerrotationen in Bild 4.38 mit dem zugehörigen Einspannmoment eingetragen. Die Beamline kann hier durch diese beiden Punkte definiert werden und ergibt sich aus der Verbindungsgeraden.

Beim kontinuierlichen (das heisst biegesteifen und volltragfähigen) Knoten (Index 2) ergibt sich für das Knotenmoment $M_{j,2,d}$ am einseitig voll eingespannten Einfeldträger:

$$M_{j,2,d} = M_{S,d} = q \cdot L^2 / 8 = 0,125 \cdot q \cdot L^2 \quad (4.49)$$

Die Knotenrotation $\Phi_{j,2,d}$ beträgt definitionsgemäß beim biegesteifen Knoten

$$\Phi_{j,2,d} = 0 \quad (4.50)$$

Beim gelenkigen Knoten (Index 0) ergibt sich definitionsgemäß

$$M_{j,0,d} = 0 \quad (4.51)$$

Aus dem statischen System des Einfeldträgers ohne Einspannwirkung ermittelt sich die Knotenrotation zu

$$\Phi_{j,0,d} = 1/24 \cdot q \cdot L^3 / EI_b \quad (4.52)$$

Alle dazwischen liegenden Fälle, für die sogenannten nachgiebigen Knoten liegen auf der Verbindungsgeraden. Für ein Rechenbeispiel sind in Bild 4.38b konkrete Werte für die Knotenrotationen aufgetragen.

Die sich aus der „Beamline“ ergebende Knotenrotation Φ_j ist identisch mit der erforderlichen Knotenrotation $\Phi_{j,req}$. Für eine vorgegebene Knotentragfähigkeit $M_{j,pl}$ kann nun die erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ direkt aus dem Diagramm abgelesen werden. So ergibt sich z. B. für eine Momententragfähigkeit des Knotens von 450 kNm eine erforderliche Knotenrotation von 9 mrad, vgl. Bild 4.38b.

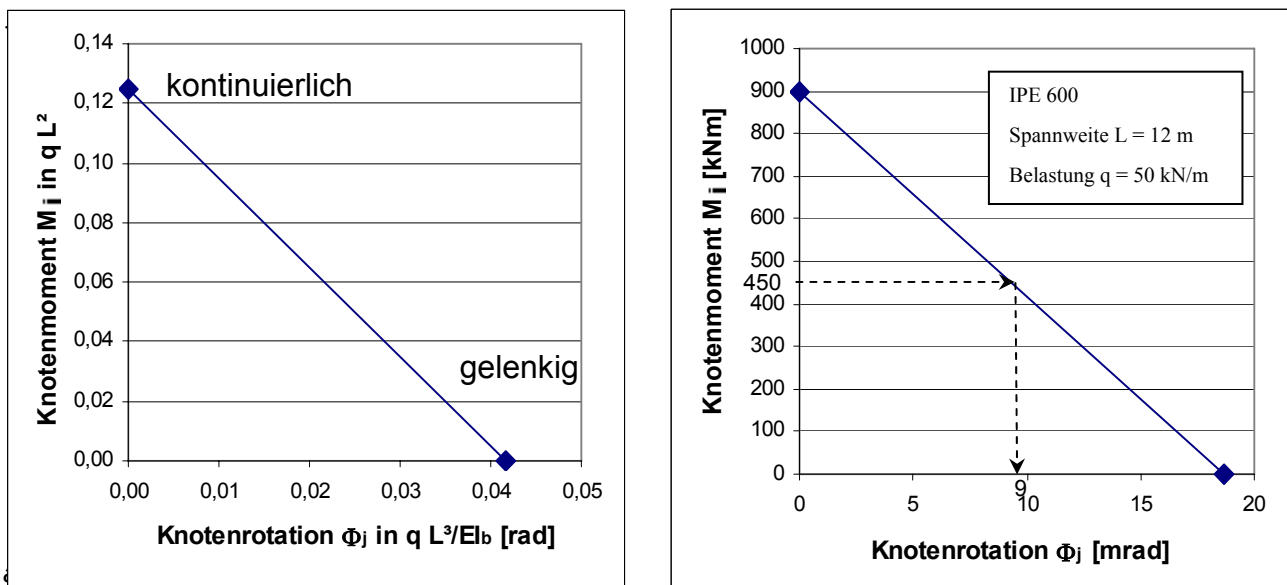


Bild 4.38: Beamline für einen Zwei-Feldträger

Bei einem System mit nur einer statisch Unbestimmten bzw. einem Knotentyp erhält man eine eindeutige Beamline für einen bestimmten Knoten. Hierbei ist es unerheblich, ob die Variation des Anschlussmomentes M_j über eine Variation der Knotensteifigkeit S_j (Beamlinetyp a laut Anhang F) oder über eine Variation der Knotentragfähigkeit $M_{j,pl}$ (Beamlinetyp c laut Anhang F) erfolgt. Weitere Beamlinetypen, die der Optimierung von Anschlüssen und Tragwerken dienen oder bei Parameterstudien zur Anwendung kommen sind in Bild F.1 und im Anhang F erläutert.

4.4.3 Erweiterung der Beamline auf verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten

Beim verschiebblichen Verbundrahmen handelt es sich im Gegensatz zum Zwei-Feldträger um ein mehrfach statisch unbestimmtes System mit den beiden Knotentypen „Randknoten“ (Stahlknoten) und „Innenknoten“ (Verbundknoten). Soll die maßgebende Rotationsanforderung an den Innenknoten ermittelt werden, so wird die Tragfähigkeit jedes Innenknotens $M_{j,pl,Rd}$ variiert. Die Tragfähigkeit der Randknoten und deren Knotensteifigkeiten werden unverändert belassen. Die Beamline selbst wird für die ermittelten Wertepaare der am stärksten belasteten Knotenhälfte aufgestellt. Dies ist in der Regel der Knoten an der ersten Innenstütze bei der Decke über Erdgeschoss, vgl. Bild 4.39. Dieser Knoten erfährt die größten Rotationen und ist für den Rotationsnachweis des Verbundknotens maßgebend. Die Rotation ergibt sich aus der Systemberechnung gemäß Gleichung (4.2).

Die gesamte Beamline lässt sich zum einen aus wenigen Systemberechnungen nach Fließgelenktheorie 2. Ordnung ermitteln und zum anderen aus mehreren Systemberechnungen nach Fließzonentheorie 2. Ordnung, vgl. Bild 4.1. Bei der Ermittlung der Knotenrotationen nach der Fließgelenktheorie (FG) ergibt sich, wie in Kap. 4.4.2 und Bild 4.39 gezeigt, eine gerade Beamline. Es sind in der Regel lediglich 2 Berechnungen erforderlich, wobei ein dritter Wert zur Kontrolle eingefügt werden sollte. Bei der Berechnung der Beamline nach Fließzonentheorie (Kap. 4.4.5) dagegen erhält man einen gekrümmten Bereich (Bild 4.41), der durch mindestens 3 zusätzliche Wertepaare ergänzt werden sollte. Im folgenden Kap. 4.4.4 werden verschiedene Einflüsse auf die gerade Beamline betrachtet.

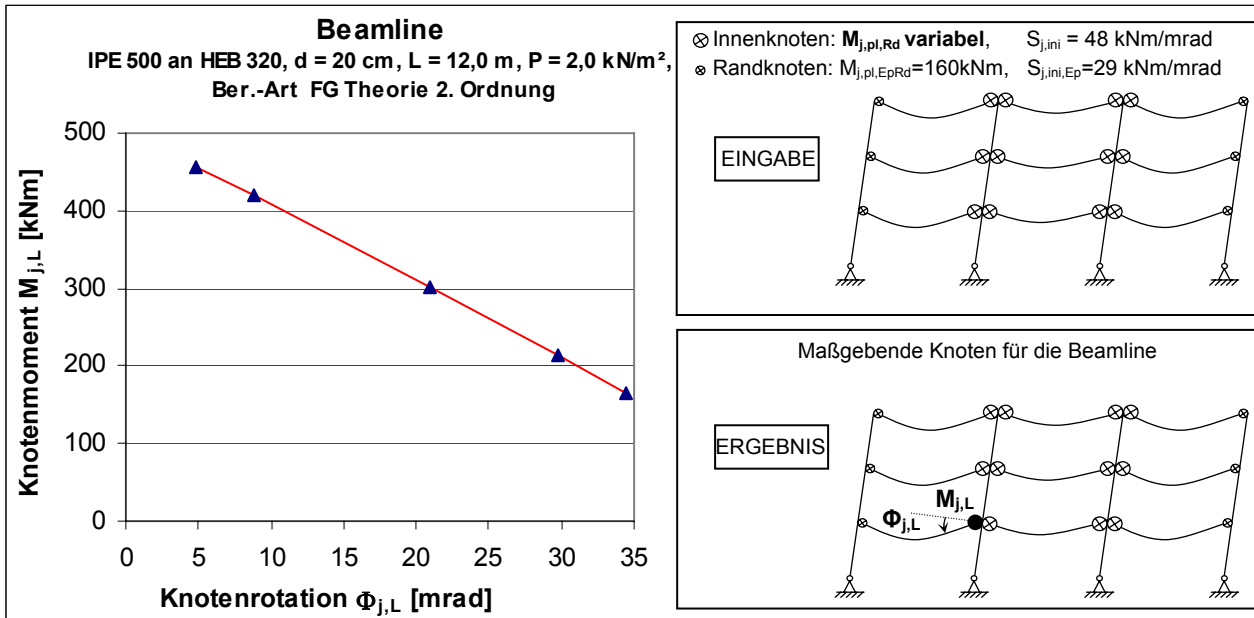
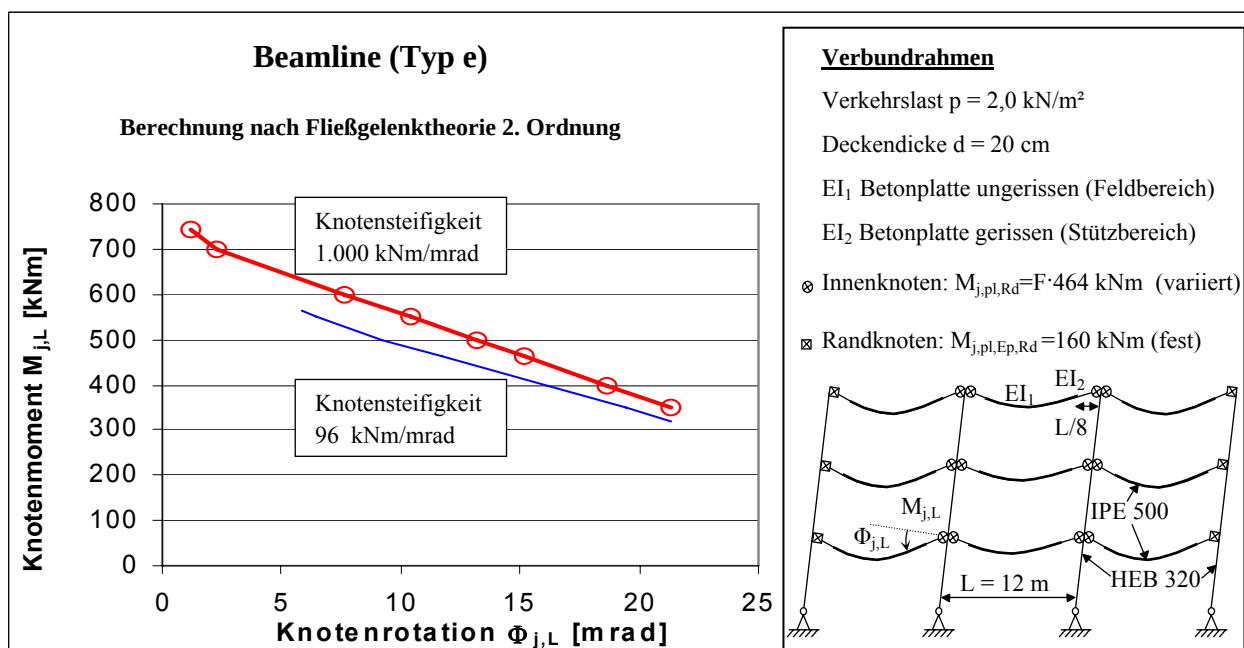


Bild 4.39: Beamline eines verschieblichen Verbundrahmens nach der Fließgelenkmethode

4.4.4 Gerade Beamlines (Einflüsse der Knotensteifigkeit)

In Anhang G wird theoretisch hergeleitet, dass die Beamline auch bei verschieblichen Systemen mit näherungsweise Berücksichtigung von Effekten aus Theorie 2. Ordnung eine Gerade ergibt.

Am Beispiel in Bild 4.40 ist zu sehen, dass eine erhöhte Verbundknotensteifigkeit $S_{j,ini}$ zu geringfügig größeren Knotenrotationen Φ_j führt. Bei der kleineren Verbundknotensteifigkeit $S_{j,ini}$ liegt das maximal erreichbare Knotenmoment bei etwa 560 kNm und bei der sehr großen Knotensteifigkeit bei 740 kNm. Durch die Nachgiebigkeit des Knotens verringert sich wie erwartet das erreichbare Knotenmoment. Beim starr-plastischen Knoten würde sich ein Schnittpunkt mit der Ordinatenachse ergeben. In Bild 4.40 wird dieser Punkt nicht ganz erreicht, da der Steifigkeitswert 1.000 kNm/mrad nicht ganz einer unendlichen Steifigkeit entspricht. Die Abweichung der Beamline von der Geraden im oberen Bereich wird in Kap. 4.4.5 erklärt.

Bild 4.40: Beamline (Typ e gemäß Anh. F): Variation der Innenknotentragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ mit dem Faktor F

Anschaulich kann die Beamline als eine Art Anforderung betrachtet werden, die vom System aufgestellt wird. Die Momenten-Rotationskurve des Knotens muss über dieser Beamline liegen oder sie zumindest erreichen, um ein Systemversagen zu verhindern. Die höher liegende Beamline mit sehr großer Knotensteifigkeit stellt somit höhere Anforderungen und liegt damit beim Nachweis auf der sicheren Seite, vgl. auch Kap. 4.2.2.5 und Bild 4.14. Da die Beamline nicht von fest gewählten Knoteneigenschaften ausgeht, sondern sich über den gesamten möglichen Tragfähigkeits- und Rotationsbereich des Knotens erstreckt, lassen sich mit ihr vorteilhaft Parameterstudien durchführen. Damit kann zum einen festgestellt werden, ob eine Veränderung (Bsp. Vergrößerung) eines Parameters zu einer insgesamt höher liegenden Beamline führt. Indem man den Abstand der aufgestellten Beamlines untereinander betrachtet, kann außerdem die Größenordnung des Parametereinflusses im gesamten Spektrum der Beamline abgeschätzt werden.

4.4.5 Gekrümmte Beamlines

4.4.5.1 Anschlussplastizierungen

In Bereichen geringer Knotenrotation ändert sich die Neigung der Beamline im oberen Bereich und weicht von der Geraden ab, vgl. Bild 4.40. Ursache hierfür sind die Änderungen des statischen Systems durch den Übergang der Knoten vom elastischen zum plastischen Verhalten. Dieser Übergang vom elastischen zum plastischen Knotenverhalten ergibt sich sukzessiv für die einzelnen Knoten, da die Randknoten andere Eigenschaften als die Innenknoten aufweisen und da die oberen Knoten geringere Momente erfahren als die Knoten im untersten Geschoss aufgrund der geringeren Horizontalbeanspruchung. Man kann jedoch an der geringen Abweichung von der Geraden sehen, dass diese Systemwechsel von untergeordneter Bedeutung sind. Auch in Bild 4.41 ergibt sich bei Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) nach Theorie 2. Ordnung nahezu eine ideal gerade Beamline, dasselbe gilt für die Berechnung nach Fließzonentheorie (MK), solange der Riegel noch nicht plastiziert.

4.4.5.2 Steifigkeitsänderungen im Riegel (Verbundträger)

Die veränderliche Steifigkeit des Verbundträgers in Abhängigkeit von der Momentenbeanspruchung führt ebenfalls zu einer Systemänderung und es ergeben sich dadurch leicht gekrümmte Beamlines. Im Gegensatz zum positiven Momentenbereich in Feldmitte wird im negativen Momentenbereich nahe der Stütze die Betonplatte als gerissen angenommen. Somit richtet sich die Riegelsteifigkeit EI_b beim Verbundträger streng genommen nach der Momentenbeanspruchung.

Lahmeyer (2003) ermittelt die Riegelsteifigkeit in Abhängigkeit von der tatsächlichen Momentenlinie. Danach ergibt sich für das Beispiel in Bild 4.41 eine schwache Krümmung der Beamlines im Bereich $\Phi_j = 10$ bis 20 mrad, die aus der vom Momentenverlauf abhängigen Steifigkeit des Verbundträgers resultiert. Bei großen Knoten Tragfähigkeiten $M_{j,pl,Rd}$ und den damit verbundenen höheren Einspannmomenten $M_{j,L}$ und $M_{j,R}$ dehnt sich der negative Momentenbereich mit geringer Verbundträgersteifigkeit (gerissene Betonplatte) weiter aus. Aufgrund der geringen Verbundträgersteifigkeit in diesen Bereichen ergeben sich größere Krümmungen im Einspannbereich und die Knotenrotationen Φ_j verringern sich geringfügig, vgl. Bild 4.18.

Bei der Ermittlung der Beamlines in Bild 4.39 und 4.40 dagegen wurde der Stützbereich mit gerissenem Querschnitt mit $1/8 L$ beidseits der Stütze fest gewählt. Eine Abweichung von der Geraden tritt deshalb in Bild 4.40 nicht auf.

4.4.5.3 Effekte aus der Riegelplastizierung (Fließzonen)

Ein entscheidender Einfluss auf den Verlauf der Beamline ergibt sich aus der Systemänderung aufgrund der Plastizierung des Riegels in Feldmitte. Die Riegelsteifigkeit nimmt gegenüber dem elastischen Steifigkeitswert EI_b stark ab, vgl. Bild 4.25. Dieser Effekt wird nur bei der Systemberechnung nach Fließzonentheorie erfasst, vgl. Kap. 4.3. So weicht nach Beginn der Plastizierung (Knotenrotation größer als 15 mrad in Bild 4.41) die Berechnung nach Fließgelenktheorie (gerade Beamline) zunehmend von der Berechnung nach Fließzonentheorie (gekrümmte Beamline) ab.

Lahmeyer (2003) untersuchte Einzelelemente eines verschieblichen Verbundrahmens nach der Fließzonentheorie (MK), vgl. Bild 4.41. Aufgetragen ist in Bild 4.41 eine Beamline des Typs e (Bild F.1 im Anhang F), bei der die Knotentragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ der Innenknoten variiert wird. Hierbei wird die variierte Momententragfähigkeit des Verbundknotens $M_{j,pl,Rd}$ über der erforderlichen Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ aufgetragen, die sich aus der Systemberechnung ergibt. Deutlich ist der Punkt ($M_j = 300$ kNm) zu sehen, ab dem die Plastizierung des Riegels beginnt. Bei abnehmendem Einspannmoment ($M < 150$ kNm) des Knotens plastiziert der Riegel weiter und die Knotenrotationen steigen stark überproportional an, bis es zum Stabilitätsversagen kommt, Bild 4.42.

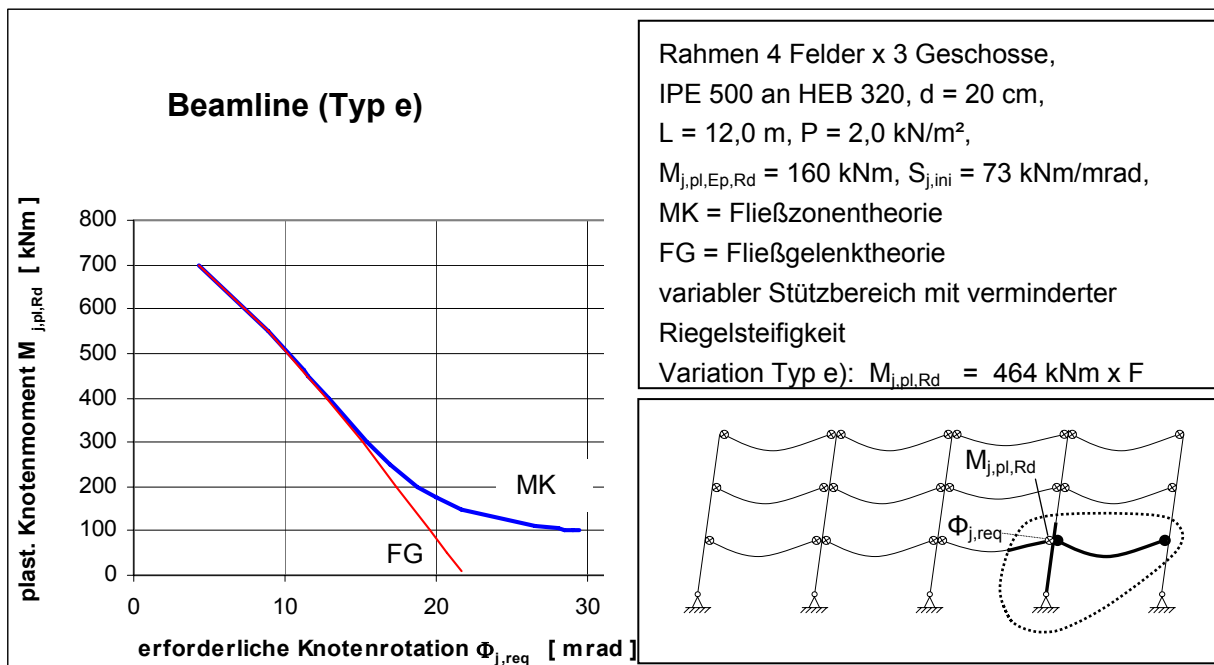


Bild 4.41: Am Verbundrahmenelement ermittelte Beamline (Typ e gemäß Anhang F) nach Lahmeyer (2003)

Die Knotenrotationen erreichen aufgrund des vorzeitigen Stabilitätsversagens hierbei nicht beliebig große Werte, so dass die Beamline an einem Punkt endet. Ein gewisse Mindestknotentragfähigkeit (100 kNm für MK in Bild 4.41) ist erforderlich, um die aussteifende Rahmenwirkung sicherzustellen. Bei Berechnung nach Fließgelenktheorie 2. Ordnung liegt dieser Wert bei nur ca. 10 kNm. Dies zeigt, dass durch eine vereinfachte Berechnung nach Fließgelenktheorie (FG) das Stabilitätsversagen nicht erkannt wird und die erforderliche Momententragfähigkeit des Knotens zur Sicherstellung der Horizontalaussteifung bei weitem unterschätzt wird.

4.4.5.4 Reihenfolge und Einfluss der Plastizierungen

In Bild 4.42 ist für eine Berechnung nach Fließzonentheorie am Gesamtsystem zu beobachten, dass bedingt durch die Riegelplastizierungen bereits bei einem plastischen Knotenmoment von 300 kNm ein Stabilitätsversagen auftritt. Das maximale Riegefeldmoment M_F erreicht in diesem Rechenbeispiel zum Zeitpunkt dieses Stabilitätsversagens mit 1130 kNm lediglich 80 % des plastischen Feldmomentes.

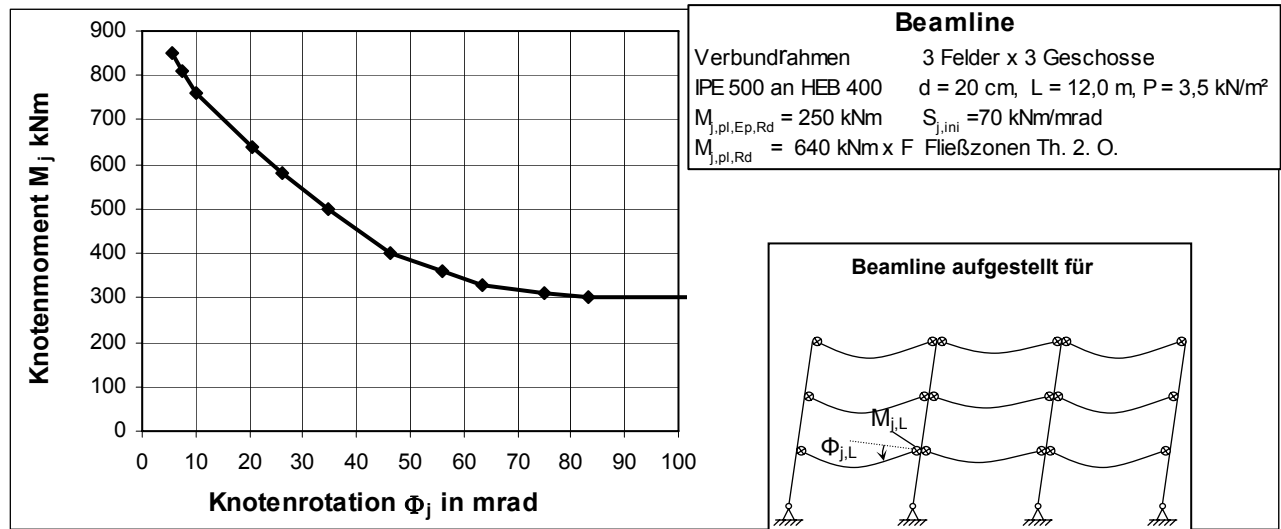


Bild 4.42: Beamline, die am Gesamtsystem (3 Geschosse x 3 Felder) ermittelt wurde

Es fällt auf (vgl. Bild 4.42 mit Bild 4.41), dass sich bei Verringerung der Knoten Tragfähigkeit $M_{j,pl}$ das Stabilitätsversagen beim Gesamtsystem im Vergleich zum Verbundrahmenelement durch einen längeren gekrümmten Übergangsbereich mit großen Knotenrotationen ankündigt. Die Riegelplastizierung tritt nicht synchron an allen Riegeln gleichzeitig, sondern zuerst im rechten unteren Feld auf, vgl. 4.43b. Alle übrigen Riegel befinden sich noch im elastischen Bereich und bilden einen noch relativ steifen Verbundrahmen. Bei steigender Belastung plastizieren sukzessiv auch die übrigen Riegel und die Gesamtsteifigkeit des Verbundrahmens nimmt damit kontinuierlich ab. Durch die kontinuierliche Steifigkeitsabnahme vergrößern sich in gleichem Maße die Abtriebskräfte, die Stützenschiefstellung und auch die Knotenrotation. Die Aussteifung zur Aufnahme der Abtriebskräfte H_{ers} kann außer durch die Momentendifferenzen ΔM an den Innenknoten (vgl. Bild 4.12b) nun auch durch Momentendifferenzen der Randknoten erfolgen, vgl. Bild 4.43c: Durch die starke Schiefstellung verringert sich am linken Randknoten das Moment und nähert sich dem Wert 0. Am rechten Randknoten dagegen ist noch das plastische Moment des Stahlknotens $M_{j,pl,Ep}$ vorhanden.

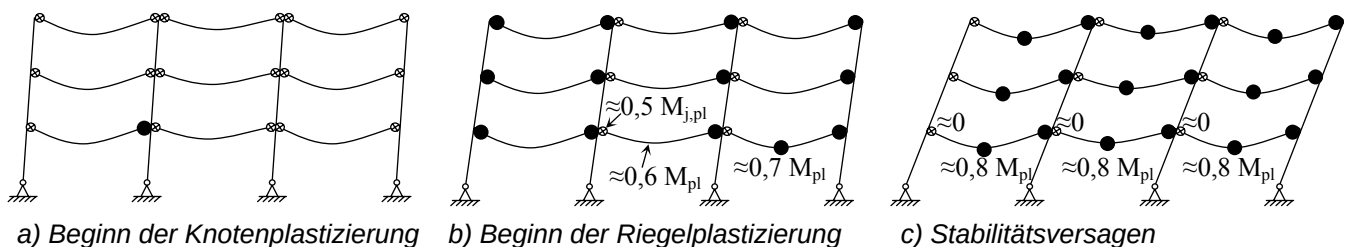


Bild 4.43: Reihenfolge der Plastizierungen im Gesamtsystem (● = Plastizierung, Beginn bei etwa $0,7 M_{pl}$)

Momentendifferenzen der Randknoten treten nur bei sehr großen Horizontalverformungen des Rahmens auf. Bei geringen Horizontalverformungen (Bild 4.43a) treten nur geringe Momentendiffe-

renzen bei den Randknoten auf, und zu Beginn der Riegelplastizierung (Bild 4.43b) ergeben sich keine Momentendifferenzen, da sämtliche Randmomente den Wert $M_{j,pl,Ep}$ aufweisen.

Die beiden Effekte „sukzessive Plastizierung der verschiedenen Riegel“ und „Aussteifung über die Randknoten“ verzögern zwar das Stabilitätsversagen, können es aber nicht verhindern. Diese beiden günstigen Effekte zeigen, dass Kräfteumlagerungen im Rahmensystem stattfinden können und dass die Horizontalkräfte von den Rahmenabschnitten der stark plastizierenden Riegelfelder auf die steiferen Rahmenabschnitte mit noch gering plastizierenden Riegelquerschnitten umgelagert werden. Durch die plastische Schnittgrößenermittlung werden diese Umlagerungseffekte ausgenutzt.

4.5 Zusammenfassung

Die hier durchgeführten Untersuchungen können mit folgenden Punkten zusammengefasst werden:

- Bei einer nur elastischen Riegelausnutzung $M_{F,d} \leq M_{el,Rd}$ im Feld ergeben sich für die untersuchten Tragwerke maximale Knotenrotationen bis zu 30 mrad.
- Es ergeben sich in der Regel keine öffnenden Momente am schwächer belasteten Knoten, das heisst $\beta \leq 1$.
- Bei Verzicht auf Hilfsstützen treten aufgrund des Bauzustandes (Stahlträger mit geringer Steifigkeit) etwa doppelt so große Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ auf.
- Für höhere Riegelausnutzungen $M_F \geq M_{el,Rd}$ steigen die Rotationsanforderungen $\Phi_{j,req}$, die Horizontal- und Vertikalverformungen sowie das Stützenmoment M_c stark überproportional an.
- Bei höheren Riegelausnutzungen $M_F \geq M_{el,Rd}$ liegt eine Systemberechnung nach Fließgelenktheorie auf der unsicheren Seite und es sollte eine Berechnung nach Fließzonentheorie durchgeführt werden. Geringe Überschreitungen des Feldmomentes bis $1,05 M_{el,Rd}$ können toleriert werden, da die Schnittgrößen und die Rotationen durch geringe Teilplastizierungen nur geringfügig erhöht werden.
- Ein Stabilitätsversagen des Gesamtsystems trat bei allen hier durchgeführten Systemberechnungen nach Fließzonentheorie ein, bevor $M_{pl,Rd}$ im Riegel erreicht ist.
- Beim schwächer belasteten Knoten sollten konservativ große Knotensteifigkeiten angesetzt werden (näherungsweise vereinfacht $S_{j,ini,R} = \infty$). Ausnahme: Bei Momentenumkehr (öffnende Momente) sollte für die Knotensteifigkeit $S_{j,ini,R}/\eta$ angesetzt werden.
- Mit der Beamline Methode können die Anforderungen an die Knoten Tragfähigkeit **und** Rotationskapazität ermittelt und grafisch anschaulich dargestellt werden.
- Aus der Beamline kann die erforderliche Knotenrotation in Abhängigkeit von der vorhandenen Momenten Tragfähigkeit des Knotens direkt abgelesen werden.
- Die Beamline ist in weiten Bereichen gerade, so dass dort zwei Systemberechnungen für die Definition der Beamline ausreichen
- Eine Krümmung der Beamline ergibt sich durch eine Systemänderung (v. a. bei Beginn der Riegelplastizierung)
- Die Auswirkung der Riegelplastizierung auf die erforderliche Knotenrotation kann mit Hilfe der Beamline anschaulich dargestellt werden.

5 Bemessungsverfahren

5.1 Gliederung

Es wird im Folgenden unterschieden in

- **Niveaus** der Sicherheitsanalyse (1 mit Teilsicherheitsbeiwerten, 2 Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung, 3 probabilistisch)
- **Typen** des Nachweisverfahrens für Rotation (1 getrennt, 2 integriert, 3 vereinfacht)
- **Berechnungsarten** (1 elastisch, 2 + 3 plastisch Fließgelenkverfahren, 4 plastisch Fließzonenverfahren)
- **Knotenklassen** (1 duktil für plastisch-plastische Bemessung, 2 beschränkt duktil für elastisch-plastische Bemessung, 3 spröde für elastisch-elastische Bemessung)

5.2 Nachweisverfahren

Es werden drei Nachweisverfahren für die Rotationskapazität unterschieden, vgl. Bild 5.1:

1. Getrennter Nachweis für Tragfähigkeit und Rotationsfähigkeit
2. Integrierter Nachweis mit der Beamline-Methode
3. Vereinfachter Rotationsnachweis mittels Konstruktionsregeln

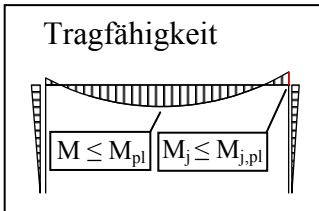
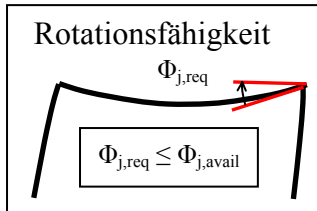
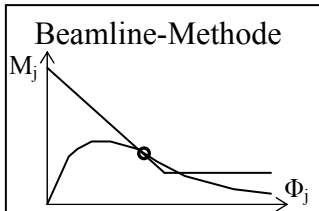
1. getrennt	2. integriert	3. vereinfacht	
Tragfähigkeit 	Rotationsfähigkeit 	Beamline-Methode 	Konstruktionsregeln Schraube: $d_b/t_p \geq \dots$ Bewehrung: $f_u/f_y \geq \dots$

Bild 5.1: Verschiedene Nachweisverfahren

Aus den Ergebnissen von Kapitel 3 und 4 wird ein Bemessungsverfahren mit **getrenntem** Tragfähigkeits- und Rotationsnachweis für verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten erstellt. Das Bemessungsverfahren basiert auf der Verbundbaunorm prEN 1994-1-1 (2003). Weiterhin wird auf die Stahlbetonnorm prEN 1992-1-1 (2002), die Stahlbaunorm prEN 1993-1-1 (2003) sowie zur Berechnung der teiltragfähigen Anschlüsse auf Basis von prEN 1993-1-8 (2003) sowie auf ECCS Doc. 109 (1999) zurückgegriffen. Die Variablen sind am Anfang der Dissertation definiert.

Zunächst wird in Stichpunkten und zugehörigen Anmerkungen auf die Idealisierung der Querschnitte und Anschlüsse eingegangen, vgl. Kap 5.5.3. Nach der statischen Berechnung ist sowohl der Tragfähigkeitsnachweis als auch der Nachweis der Rotationskapazität zu führen, vgl. Bild 1.3. Der Nachweis der Rotationskapazität beruht vor allem auf den neuen Forschungsergebnissen. Für den noch zu ermittelnden Teilsicherheitsbeiwert der Rotationskapazität $\gamma_{M\Phi}$ wird in Kap 5.7 ein stochastisches Verfahren aufgezeigt, bei dem die Beamline-Methode zur Anwendung kommt, wobei in dieser Arbeit noch keine konkreten Werte ermittelt werden.

Der **integrierte** Nachweis mit der Beamline-Methode ist kurz in Kap. 5.6 dargestellt. In Abschnitt 5.6.2 wird auf die Vor- und Nachteile der Beamline-Methode eingegangen.

In Kapitel 5.8 ist die anwenderfreundliche Möglichkeit dargestellt, den zahlenmäßigen Rotationsnachweis durch einen **vereinfachten** Nachweis mit Konstruktionsregeln zu ersetzen, um eine ausreichende Knotenduktilität für die plastische Bemessung nach der Fließgelenkmethode sicherzustellen. Die Konstruktionsregeln selbst können ebenfalls mit Hilfe der Beamline-Methode aufgestellt werden, vgl. Kap 5.8.

5.3 Sicherheitskonzept

Die hier vorgestellten Nachweisverfahren (Typ 1 bis 3) beruhen auf der sogenannten Sicherheitsanalyse des Niveau 1 „Berechnungsmethode mit Teilsicherheitsbeiwerten – Semiprobabilistische Methode“, vgl. Spaethe (1992) bzw. Steenhuis (2000). Hierbei wird ein ausreichender Sicherheitsabstand durch ein System von Teilsicherheitsbeiwerten erzielt. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind in prEN 1993-1-1 (2003), prEN 1994-1-1 (2003) und prEN1992-1 (2002) für die Widerstandsseite (Material) und die Einwirkung bereits ermittelt worden. Noch nicht ermittelt wurde der Teilsicherheitsbeiwert für Rotation $\gamma_{M\Phi}$ für das Nachweisverfahren Typ 1 und 2 sowie die Konstruktionsregeln für Nachweisverfahren Typ 3.

Die Teilsicherheitsbeiwerte sowie die Konstruktionsregeln können an Vergleichsberechnungen (Simulationsrechnungen) auf der Sicherheitsanalyse des Niveau 3 „Zuverlässigkeitstheorie, probabilistische Methode“ kalibriert werden.

Die prinzipielle Vorgehensweise wird in Kap. 5.7 dargestellt. Eine zahlenmäßige Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ bedarf jedoch weiterer detaillierter Kenntnisse der Kraft-Verformungskurven aller Komponenten, ist recht aufwändig und nicht Teil dieser Arbeit.

5.4 Verschiedene Berechnungsarten

Für jeden Typ des Bemessungsverfahrens kommen prinzipiell verschiedene Stufen der **Berechnungsart** zur Ermittlung der Momentenbeanspruchungen und erforderlichen Knotenrotationen im Betracht, vgl. Tabelle 5.1. Spalten 1 bis 3.

Je höher die Stufe der Berechnungsart, desto größer ist der Berechnungsaufwand und die Genauigkeit, und desto geringer ist der erforderliche Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ bzw. desto geringer sind die Anforderungen aus den Konstruktionsregeln. Für die verschiedenen Stufen der Berechnungsart werden an die Riegel und Knoten unterschiedliche Bedingungen gestellt. Jaspart (1996) teilt die Knoten entsprechend der möglichen Berechnungsart in verschiedene Klassen ein. Dies geschieht analog zu den in prEN 1993-1-1 (2003) vorhandenen Querschnittsklassifizierungen für die Riegel. Die Analogie des Knotenverhaltens (M- Φ Kurve) zum Riegelverhalten (M- κ Kurve) ist in Tabelle 5.1 Spalte 4 aufgezeigt. Die Werte in Klammern stehen für das Riegelverhalten. Hierbei erscheint anstatt der Momententragfähigkeit des Knotens M_j die Riegeltragfähigkeit M . Analog zur Knotenrotation Φ_j erscheint die Riegelkrümmung κ und analog zur Knotensteifigkeit S_{ini} steht hier die Riegelsteifigkeit EI_b .

Stufe 1 betrifft die elastische Berechnung, wobei bei Stufe 1a (Spalte 5) der Knoten wegen vorzeitigem Versagen keine Teilplastisierungen ertragen kann. Solch ein Knoten wird der Knotenklasse 3 zugeordnet. Die Knotentragfähigkeit ist auf $M_{j,el,Rd}$ zu begrenzen und ein Rotationsnachweis ist damit nicht erforderlich. Bei der Stufe 1b erreicht der Knoten seine rechnerische plastische Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$, es wird jedoch keine Momentenumlagerungen zugelassen. Für diesen Knoten ist ein Nachweis der Rotation erforderlich, der üblicherweise aber nach dem Nachweisverfahren 3 mit Konstruktionsregeln erfolgt. Die Konstruktionsregeln stellen sicher, dass der Knoten vollständig

Tabelle 5.1: Übersicht über ausgewählte Berechnungsarten

1	2		3	4		5	6	7
Berechnungsart				Knotenverhalten (Trägerverhalten)			Knoten-anforderg.	Rotations-Nachweis
Stufe	EC 3	DIN 18800	Theorie	Standard	Variante		Klasse	Typ
1a	elastisch	Elastisch-Elastisch	Elastizitätsth.	1a 	1b 		3	--- nicht erforderlich.
1b		Elastisch-Plastisch					2	3 Konstruktionsregeln
2	starr-plastisch	Plastisch-Plastisch	FG 1. Ordn.	ohne Verfestig. (Norm) 	mit Verfestigung 		1	1, 2, 3 alle
3	elastisch-plastisch	Plastisch-Plastisch	FG 2. Ordn.	bilinear 	nichtlinear (gekrümmt) 		1	1, 2, 3 alle
4	elastisch-plastisch	Plastisch-Plastisch	Fließzonen (MK)	bilinear mit Verfestigung g 	aus Versuch 		3	2 integriert

plastizieren kann und so seine plastische Momententragfähigkeit erreichen kann. Der Knoten besitzt jedoch kein weiteres Rotationsvermögen. Jaspart (1996) gruppiert solch einen Knoten in die Knotenklasse 2 ein.

Die plastischen Berechnungsarten der Stufe 2 und 3 werden von prEN 1993-1-8 (2003) und ECCS Doc. 109 (1999) angewandt, wobei die Stufe 3 die Knotensteifigkeit berücksichtigt und als Variante

(Spalte 5) ein gekrümmter Verlauf der $M-\Phi$ Kurve gewählt werden kann. Bei der Berechnung nach Stufe 2 und 3 kann der Knoten plastizieren und es ergeben sich dann größere Knotenrotationen und Momentenumlagerungen. Ein Knoten, der diese größeren Knotenrotationen zur Verfügung stellt, wird in die Knotenklasse 1 eingeordnet. Hierbei kommen alle drei Nachweistypen (getrennt / integriert / mit Konstruktionsregeln) in Betracht. Regelungen zur Ermittlung der vorhandenen Knotenrotationen für das getrennte Nachweisverfahren (Typ 1) existieren in ECCS Doc. 109 (1999) nur bei Versagen der Komponente „Bewehrung auf Zug“, wobei bezüglich des Sicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ zur Ermittlung des Bemessungswertes keine Angaben gemacht werden. ENV 1993-1-1/A2 Annex J (1998) und die zukünftige Norm prEN 1993-1-8 (2003) verwenden für den Regelfall das Nachweisverfahren 3 mit Konstruktionsregeln (sogenannte „deemed-to-satisfy criteria“).

Die Berechnungsart der Stufe 4 nach Fließzonentheorie ist am aufwändigsten. Hierbei sollte die Materialverfestigung nutzbar gemacht werden, vgl. Spalte 4. Die Knotenkurve wird in diesem Fall im Gegensatz zum Riegelverhalten näherungsweise bilinear angenähert. Bei der bilinearen Kurve wird im plastischen Bereich eine verminderte Steifigkeit $S_{j,pl,Sek}$ angesetzt (Spalte 4). Girao (2004) ermittelte Sekantenmodule für das plastische Verhalten der Komponente „Stirnplatte auf Biegung“ aus Versuchsergebnissen, Jaspart (1991) gibt hierfür ebenfalls Werte an. Eine noch genauere Berechnung mit der Versuchskurve (Spalte 5) ist nur in seltenen Fällen möglich. Durch die genaue Abbildung des Komponentenverhaltens können hier alle Knotenklassen zur Anwendung kommen. So wird z. B. ein frühzeitiges Schraubenversagen bei nicht vollständiger Plastizierung der Stirnplatte durch die Berechnungsstufe 4 erkannt und automatisch berücksichtigt.

Durch die Materialverfestigung erhöht sich bei der Komponente Stirnplatte auf Zug wesentlich die Komponententragfähigkeit. Damit steigt häufig auch die rechnerische Gesamttragfähigkeit des Knotens. Diese Materialverfestigung hat außerdem einen entscheidenden Einfluss auf die maßgebende Versagensart und damit auch auf die Verformbarkeit des Knotens. Somit ist bei dieser Verbesserung der Modellierung eine höhere Tragfähigkeit $M_{j,u}$ anstatt $M_{j,pl}$ und ein geringerer Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ zu erwarten. Die Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ spielt dagegen nur eine untergeordnete Rolle, da die teiltragfähigen Knoten in der Regel plastizieren und in diesem Fall die vorhandene Knotenrotation unabhängig von der Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ ist. Ggf. eignet sich für die einfache und wirtschaftliche Bemessung am ehesten eine vereinfachte starr-plastische Modellierung mit einem ansteigenden Ast (vgl. Stufe 2 Spalte 5).

5.5 Getrenntes Nachweisverfahren für Tragfähigkeit und Rotation

5.5.1 Allgemeines

Die beiden Nachweise für Momententragfähigkeit und Rotationskapazität sind in Bild 1.3 dargestellt. Ein Nachweis der Rotation im Knoten wird bei der Plastizierung der Anschlüsse erforderlich. Dies ist der Regelfall für eine optimale Systemausnutzung bei Verwendung von teiltragfähigen Knoten. Die aus Kapitel 3 hervorgehende vorhandene Rotationskapazität wird als ein pauschaler diskreter Zahlenwert der aus der Systemberechnung ermittelten erforderlichen Rotation (Kap. 4) gegenübergestellt. Auf die Ermittlung der vorhandenen Knotenrotation wird hier nicht näher eingegangen, da dies bereits in Kap. 3 bzw. Kuhlmann/Schäfer (2003) ausführlich erläutert wurde.

5.5.2 Belastung

Die erforderliche Knotenrotation für verschiebbliche Verbundrahmen ergibt sich aus der Systemberechnung in Abhängigkeit von der Belastung:

- Eigengewicht, Verkehrslasten, Windlasten etc.
- Imperfektionen (Schiefstellung) nach prEN 1994-1-1 (2003).

Die Berechnung des Bauablaufes ohne Hilfsunterstützung ist analog zu Schäfer/Kuhlmann (2003) Kap. 4.3.3 durchzuführen.

Die Berücksichtigung verschiedener Laststellungen von Verkehrslasten kann in der Regel entfallen, da die teiltragfähigen Anschlüsse auf einer Rahmenseite im Allgemeinen bei den mit Volllast belasteten Feldern plastizieren (vgl. Bild 5.2), somit die Belastung sowie die Verformung der Nachbarfelder keinen direkten Einfluss auf die Auflagerverdrehungen ausüben und damit auch keinen Einfluss auf den Momentenverlauf des betrachteten Feldes haben.

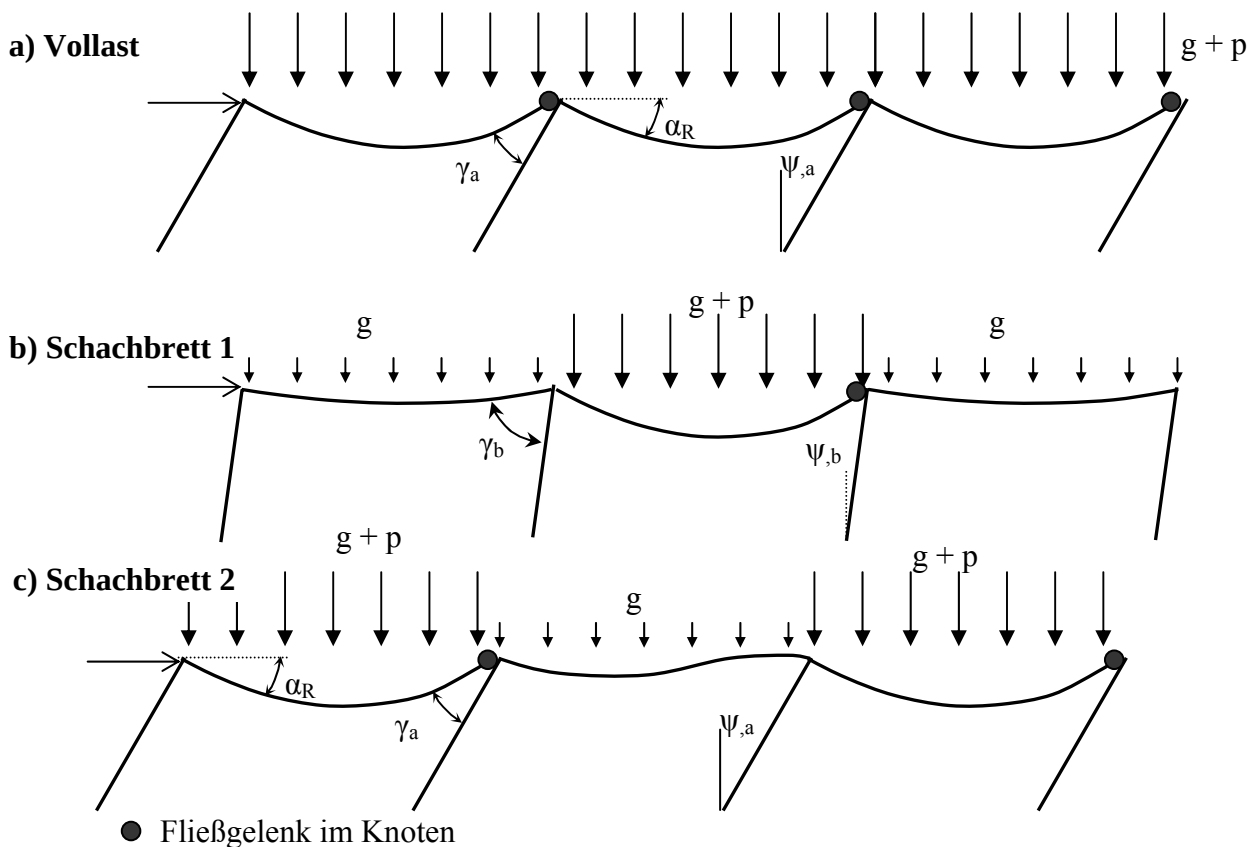


Bild 5.2: Vergleich verschiedener Laststellungen (schematische Darstellung für $EI_c = \infty$)

Bei einer geringeren Belastung der Nachbarfelder ergibt sich ein geringeres Einspannmoment, so dass der Knoten nur elastisch beansprucht wird, vgl. Bild 5.2b. In diesem Fall bildet sich ein nahezu rechter Winkel γ_b aus und die Stützenverdrehung verringert sich von $\psi_a \approx \alpha_R$ auf ψ_b . Hierdurch reduzieren sich auch die Abtriebskräfte und die Beanspruchungen in der Stütze.

5.5.3 Idealisierung der Querschnitte und Anschlüsse

5.5.3.1 Verbundträger (Riegel)

- E-Modul, vgl. prEN 1992-1 (2002) Abs. 5.8.6 (3) Gleichung (5.20)

$$E_c = (E_{cm} / n_L) / \gamma_{cE} \quad (5.1)$$

E_{cm} Elastizitätsmodul des Betons gemäß prEN 1992-1-1 (2003) Table 3.1

$\gamma_{cE} = 1,2$ (Empfehlung) Teilsicherheitsbeiwert für die Steifigkeit

n_L Abminderungsfaktor für Kriechen nach prEN 1994-1-1 (2003) Abs. 5.4.2.2 Gleichung (5.6)

- Tragfähigkeit im Feld: $M_{el,Rd}$ ergibt sich nach elastischer Berechnung beim Erreichen der Streckgrenze $f_{y,d}$ im unteren Riegelflansch
- Tragfähigkeit im Stützbereich: maßgebend ist hier der teiltragfähige Anschluss (siehe dort)
- Vollverbund ist erforderlich

Es erfolgt eine geringe Abminderung der Steifigkeit mit dem γ_{cE} Teilsicherheitsbeiwert, da bei verschieblichen Rahmen die Steifigkeit sich auf die Systemtragfähigkeit auswirkt und somit bezüglich der Sicherheit relevant ist. Außerdem wirkt sich die Riegelsteifigkeit auf die erforderliche Knotenrotation aus und geht damit in den Rotationsnachweis ein.

Aufgrund des geringen Stützmomentes bei teiltragfähigen Verbundknoten sollte der Stützbereich (Betonplatte gerissen) nicht wie üblich auf 15 % der Spannweite nach prEN 1994-1-1 (2003) angenommen werden, sondern entsprechend dem Momentenverlauf verringert werden. Vereinfachend kann auch mit einer konstanten Steifigkeit (ungerissen) gerechnet werden, da diese Annahme bei der Ermittlung der erforderlichen Rotationskapazität auf der sicheren Seite liegt, vgl. Bild 4.18.

Die vereinfachte Bemessung nach Fließgelenktheorie (FG) erfordert die Begrenzung der Tragfähigkeit des Riegels im Feld auf $M_{el,Rd}$, vgl. u. a. Kap. 4. Bei der Berechnung nach Fließzonentheorie (Kap. 4.3) kann die Begrenzung selbstverständlich entfallen.

Bei Teilverbund ergeben sich aufgrund der relativ geringen Verformbarkeit der Kopfbolzendübel nur geringe vorhandene Knotenrotationen, vgl. Versuchsergebnisse von V6 in Kap. 3.2.1.6.

5.5.3.2 Stütze

- E-Modul Stahl: E_a (5.2)
- Tragfähigkeit: nach prEN 1993-1-1 (2003) mit Berücksichtigung von Knicken um die schwache Achse und Biegedrillknicken

Bei Verbundstützen ist gemäß prEN 1994-1-1 (2003) Abs. 6.7.2 (1) ein entsprechender Abschlag des E-Moduls von Beton für Kriechen erforderlich, da aufgrund der Effekte aus Theorie 2. Ordnung die Steifigkeit in den Nachweis der Tragsicherheit eingeht.

5.5.3.3 Anschlüsse

Allgemeines

Je nach gewählter Berechnungsart ist eine mehr oder weniger aufwändige Idealisierung der Anschlüsse erforderlich, vgl. Tabelle 5.1. Das hier beschriebene getrennte Nachweisverfahren (Typ 1) eignet sich besonders für die Berechnung nach Fließgelenktheorie (Stufe 2 sowie Stufe 3).

Vereinfachung der Knotenidealisierung

Bei den verschieblichen Verbundrahmen wird eine Vereinfachung der Knotenidealisierung angestrebt, um den Arbeitsaufwand für die Bemessung zu minimieren. So will man auf eine iterative Bestimmung der Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ in Abhängigkeit vom Transformationsfaktor β verzichten, um

die Anzahl der Rechendurchläufe zu reduzieren. Eine weitere Vereinfachung ist die Annahme eines starr-plastischen Knotenverhaltens, so dass man die Ermittlung der Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ vermeiden kann und die Berechnungsart Stufe 2 angewendet wird. Eine hohe Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ liegt bezüglich der vorhandenen Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ auf der sicheren Seite, vgl. Kapitel 4.2.2.5 und Forschungsbericht Kuhlmann/(Schäfer (2003)).

Stützensteg auf Schub

Als Alternative zur Schubkomponente in prEN 1993-1-8 (2003) könnte man den Knoten vereinfachend entsprechend Bild 5.3a idealisieren. Die Federkomponenten aus der Druckbeanspruchung wird in K_C zusammengefasst und diejenige der Zugbeanspruchung analog in K_T . Die Schubverformungen γ werden durch die Schubsteifigkeit der Stütze mit dem effektiven Stegquerschnitt A_{vc} und dem Schubmodul G bei der Stabwerksberechnung berücksichtigt. In Bild 5.3b ist der zugehörige Kraftverlauf dargestellt und in Bild 5.3c ein vergrößerter Ausschnitt des Stützenstegpanels. Die Scherung γ entspricht der Knotenrotation $\Phi_{j,CWS}$ aus der Verformung des Stützensteges auf Schub. Man erhält nun

$$\Phi_{j,CWS} = M_j / (z \cdot A_{vc} \cdot G) \quad (5.3)$$

Die bezogene Knotensteifigkeit k_{CWS} der Komponente Stützensteg auf Schub beträgt nach mehreren Umformungen:

$$k_{CWS} = (G/E) \cdot A_{vc} / z \quad (5.4)$$

Daraus folgt mit den Materialkennwerten von Stahl

$$k_{CWS} = 0,38 \cdot A_{vc} / z \quad (5.5)$$

Dies entspricht der für „Column web panel in shear“ in prEN 1993-1-8 (2003) Table 6.11 angegebenen Formel für eine einseitige Belastung ($\beta=1$). Für andere β -Werte lässt sich diese Formel aus Bild 5.3 mit zusätzlich angreifenden Kräften auf der linken Seite der Stütze ebenfalls herleiten.

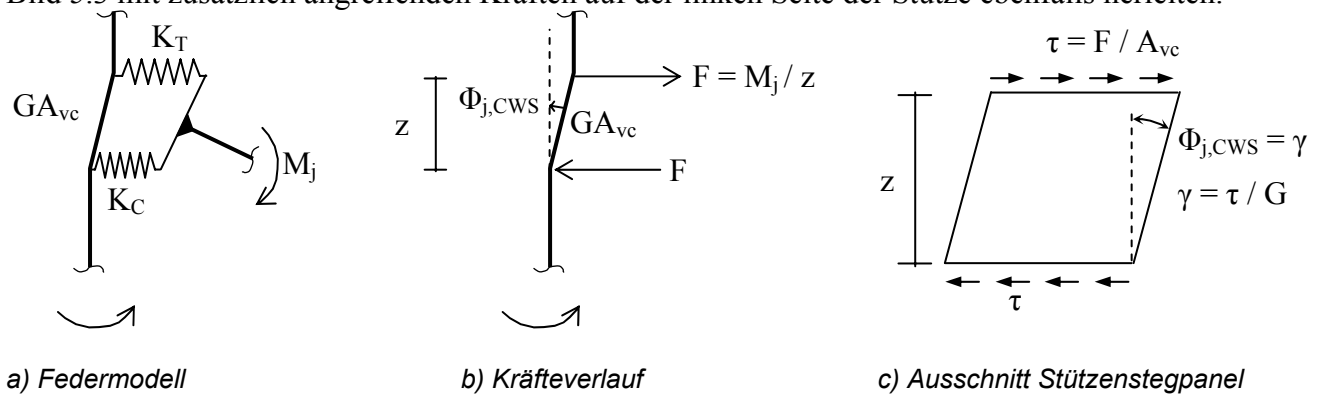


Bild 5.3: Vereinfachte Modellierung der Komponente Stützensteg auf Schub

Ein wesentlicher Vorteil dieser Vereinfachung ist, dass die Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ nicht mehr vom Momentenverhältnis (Transformationsfaktor β) abhängt und nun allgemein für die Ermittlung der Knotensteifigkeit $\beta=0$ (entspricht symmetrischer Belastung) angesetzt werden kann. Bei dem Berechnungsverfahren nach prEN 1993-1-8 (2003) dagegen muss dieser Faktor über mehrere Iterationen ermittelt werden, da der Faktor β am Anfang der Berechnung nicht bekannt ist. Die hier durchgeführte Herleitung betrifft zunächst nur die Stahlknoten. Die aus der Betonplatte in die Stütze eingeleiteten Kräfte verursachen ebenfalls eine Verformung des Stützensteges auf Schub. Diese Verformungen können entsprechend Bild 5.3b mit $z = z_{RFT}$ (Abstand untere Flanschachse zum Schwerpunkt der Bewehrung in der Betonplatte) erfasst werden.

Lasteinleitungsfeder Betonplatte-Stütze

ECCS Doc. 109 (1999) mindert für eine Knotenausbildung nach Bild 3.3a bei Stützen mit Kammerbeton die Knotensteifigkeiten an der jeweils **stärker belasteten Knotenhälfte** für einseitige Belastung sehr stark ab, vgl. (3.81). Aus Kapitel 3.3.9.3 ist jedoch zu ersehen, dass bei Ausbildung der Betonplatte nach Bild 3.3b (Beton umschließt die Stütze) die Nachgiebigkeit der Betonkomponente im Bereich C (vgl. Bild 3.67 Lasteinleitung von der Betonplatte in die Stütze bei einseitiger Belastung) so gering ist, dass sie keinen erheblichen Einfluss auf die Verbundknotensteifigkeit hat. Es ergibt sich lediglich eine geringe Ermäßigung der Steifigkeit $S_{j,ini}$ bei asymmetrischer Belastung ($\beta=1$) im Vergleich zur symmetrischen Belastung ($\beta=0$). Durch die höhere vorhandene Knotensteifigkeit im Vergleich zu ECCS Doc. 109 (1999) tritt eine Plastizierung der stärker belasteten Knotenhälfte früher auf, was zu größeren Stützenschiefstellungen und zu höheren erforderlichen Knotenrotationen führt. Es sollte eine zusätzliche Berechnung durchgeführt werden, bei der die rechnerische Knotensteifigkeit der stärker belasteten Knotenhälfte mit dem Transformationsfaktor $\beta=0$ anzusetzen ist.

An der **schwächer belasteten Knotenhälfte** steigt die Steifigkeit nach ECCS Doc. 109 (1999) Gleichung (J.50b) auf unendlich für eine einseitige Belastung ($\beta = 1,0$):

$$k_{red} = \frac{A_s}{h_c \cdot (1 - \beta)} \cdot \frac{E_s}{E_a} \rightarrow \infty \quad (5.6)$$

Die Annahme einer sehr großen rechnerischen Steifigkeit liegt für $\beta \leq 1$ bezüglich der Horizontalverformungen und bezüglich der Rotationsanforderungen auf der sicheren Seite, vgl. Bild 4.14.

Zugbandeffekt

Die Abminderung der Komponentensteifigkeit Bewehrung auf Zug (RFT) zur Berücksichtigung des Zugbandeffektes kann auf Basis von ECCS Doc. 109 (1999) berücksichtigt werden. Hierbei ist jedoch eine vergrößerte rechnerische effektive Dehnlänge $L_{0,eff}$ zu berücksichtigen, vgl. Kap. 3.3.9.4 Gleichung (3.86).

5.5.3.4 Empfehlungen für die Modellierung der Anschlüsse

Die hier vorgeschlagene Modellierung beschränkt sich auf Stirnplattenanschlüsse, da keine anderen Anschlussstypen untersucht wurden. Die Ermittlung des plastischen Knotenmomentes $M_{j,pl,Rd}$ und der Anschlusssteifigkeit $S_{j,ini}$ erfolgt nach prEN 1994-1-1 (2003), wobei bei maßgebenden Versagen des Stützensteges auf Druck nur eine reduzierte Tragfähigkeit des Stützensteges angesetzt wird, um nennenswerte vorhandene Rotationskapazitäten des Gesamtknotens zu erreichen, vgl. Kühnemund (2003).

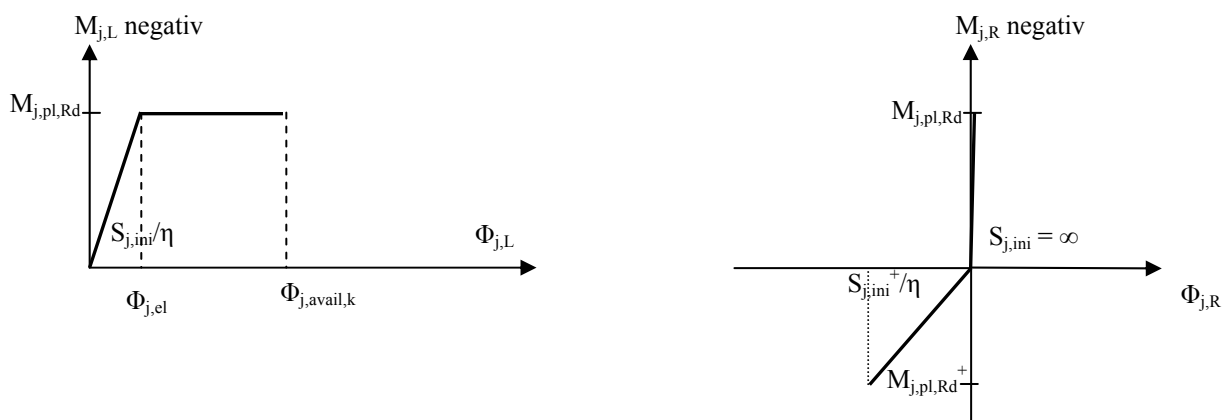
Für den stärker beanspruchten Knoten (Bild 4.6: linke Knotenhälfte) wird die bilineare Knotenkennlinie A) nach Bild 5.4a gemäß prEN 1994-1-1 (2003) verwendet. Eine Momentenumkehr tritt beim stärker beanspruchten Knoten nicht auf, so dass nur negative Momente gemäß Vorzeichenkonvention auftreten. Eine Verfestigung des Materials könnte, wie aus den Versuchen hervorgeht (Kap. 3.2.1.6), bei maßgebendem Versagen einer Zugkomponente in Rechnung gestellt werden, um einen Zugewinn an Tragfähigkeit zu erhalten. Jedoch tritt die Verfestigung erst bei relativ großen Knotenrotationen auf, und es kann dafür noch keine Empfehlung gegeben werden. Hierzu sind noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Die mittragende Plattenbreite wird nach prEN 1994-1-1 (2003) bestimmt. Größere mittragende Breiten sind bei großen plastischen Verformungen der Bewehrung zu erwarten, siehe Versuch V9 mit großer Plattenbreite (Kap. 3.2.1.6). Hierzu besteht noch weiterer Forschungsbedarf. Üblicherweise

kann die Betonplatte, die bezüglich der Ermittlung der mittragenden Breite als Scheibe wirkt, mit Hilfe eines Stabwerksmodelles (Bsp. Bild 3.3) nachgewiesen werden. Der Nachweis betrifft die Querbewehrung sowie die Betondruckstrebe, wobei die mittragende Breite in gewissem Rahmen vorgewählt werden kann. Besonders bei größeren Plastizierungen einer hochduktilen Längsbewehrung ist eine veränderte Tragwirkung mit wesentlich größeren mittragenden Breiten im Vergleich zur elastischen Beanspruchung zu erwarten. Größere mittragende Breiten können die Versagensart und damit auch erheblich die vorhandene Rotationskapazität beeinflussen und sind deshalb ggf. zu berücksichtigen, vgl. Kap 3.3.7.7.

Die Knotenmomente werden als „negativ“ bzw. „positiv“ gemäß der üblichen Vorzeichenkonvention bezeichnet. Der schwächer beanspruchte Innenknoten sollte auf der sicheren Seite liegend als biegesteif im negativen Momentenbereich (Bild 5.4b) idealisiert werden, vgl. Kap 4.2.2.5. Eine Momentenumkehr vom negativen in den positiven Momentenbereich (Bild 5.4b) wird beim Knoten lediglich für eine hohe plastische Systemausnutzung mit großen Stützenschiefstellungen auftreten (Kap. 4.2). In diesen Sonderfällen sind auf der Grundlage des Komponentenmodells und ECCS Doc. 109 (1999) entsprechende Steifigkeiten und Tragfähigkeiten zu ermitteln.

Der Transformationsfaktor β für die Ermittlung der **Knotentragfähigkeit** ist iterativ zu bestimmen. Bei einer Ausführung der Betonplatte nach Bild 3.3b ohne Zugband sollte der Transformationsfaktor β zur Ermittlung der **Knotensteifigkeit** ggf. zu 0 gesetzt werden, vgl. Kap. 5.5.3.3. Abminderungen der Knotentragfähigkeit durch vorhandene Normalspannungen in der Stütze sind ebenfalls nach ECCS Doc. 109 (1999) zu berücksichtigen. In der Regel sind die Stützen im Knotenbereich aufgrund des Knicknachweises für die schwache Achse nicht voll ausgenutzt.



a) stärker beanspruchter Knoten

b) schwächer beanspruchter Knoten

Bild 5.4: Knotenkennlinien (M_j entsprechend Vorzeichenkonvention: negativ entspricht schließendem Moment)

5.5.4 Berechnung

Zwei Berechnungsverfahren sind alternativ verwendbar:

- Fließgelenktheorie Theorie 2. Ordnung mit Begrenzung der Riegeltragfähigkeit auf $M_{el,Rd}$ (Kap. 4.2)
- Fließzonentheorie Theorie 2. Ordnung (Kap. 4.3)

Die Berechnung nach Fließzonentheorie erlaubt eine bessere Ausnutzung des Riegels, wobei wesentlich höhere erforderliche Rotationskapazitäten und stärkere Beanspruchungen der Stützen durch

ein größeres Stützenmoment $M_{c,d}$ (Effekte aus Th. 2. O.) auftreten, vgl. Kap 4.3. Eine volle Ausnutzung des Riegels bis auf $M_{pl,Rd}$ ist nicht sinnvoll bzw. wegen häufig auftretenden vorzeitigem Stabilitätsversagen nicht möglich, vgl. Kap. 4.3.3. Es werden im Folgenden Anhaltswerte angegeben, die auf einer Beispielrechnung an einem Rahmen (Kap. 4.3.3) und mehreren Berechnungen an Rahmenelementen (Kap. 4.3.4) beruhen. Geringe Überschreitungen von $M_{el,Rd}$ in der Größenordnung von 5 % bei vereinfachter Berechnung (nach Fließgelenktheorie 2. Ordnung) sind von geringem Einfluss auf die Schnittkräfte und Verformungen, vgl. Kap. 4.3.4. Durch eine Ausnutzung in der Größenordnung von 1,2 $M_{el,Rd}$ und die Berechnung nach Fließzonentheorie erreicht man wirtschaftlichere Ergebnisse mit einem Tragfähigkeitsgewinn (Lastfaktor) in der Größenordnung von 10 % gegenüber der vereinfachten Berechnung nach Fließgelenktheorie bei 5 % Überschreitung von $M_{el,Rd}$.

5.5.5 Nachweis der Rotationskapazität

5.5.5.1 Nachweisformat

Es ist nachzuweisen, dass

$$\Phi_{j,req} \leq \Phi_{j,avail,k} / \gamma_{M\Phi} \quad (5.7)$$

mit

$$\gamma_{M\Phi} \text{ Teilsicherheitsbeiwert, vgl. Kap 5.7} \quad (5.8)$$

Dabei wird die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ durch die Berechnung am System mit γ_F -fachen Lasten ermittelt, und enthält somit bereits Sicherheiten auf der Einwirkungsseite. Auf der Widerstandsseite sind für die vorhandene Rotationskapazität des Verbundknotens $\Phi_{j,avail,k}$ charakteristische Werte anzusetzen. Zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ sind noch genauere Untersuchungen erforderlich, vgl. Kap. 5.7.

5.5.5.2 Erforderliche Rotationskapazität

Die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ (Bild 4.6) ergibt sich aus der Stabwerksberechnung unter γ_F -facher Belastung:

$$\Phi_{j,req} = \alpha_L + \psi \quad (5.9)$$

5.5.5.3 Vorhandene Rotationskapazität

Da die Ermittlung der vorhandenen Rotationskapazität in Kap. 3 und im Forschungsbericht Kuhlmann/Schäfer (2003) bereits ausführlich erläutert ist, wird hier nicht näher auf die Ermittlung eingegangen. Bei der duktilen Ausbildung der Verbundknoten (mit Zugbandeffekt) sind die Konstruktionsregeln in Kap. 3.4 zu beachten!

5.5.6 Sonstige Nachweise

Außer dem Rotationsnachweis sind auch die sonst üblichen Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu führen. Für die Vordimensionierung von teiltragfähigen Verbundknoten sollte zuerst der Gebrauchstauglichkeitsnachweis (Rissbreitenbeschränkung und Horizontalverformung) erfüllt sein, da dieser in der Regel für die Dimensionierung maßgebend ist, vgl. Bemessungsbeispiel in Kuhlmann/Schäfer (2003) Kap. 6.2.12.

5.6 Integriertes Nachweisverfahren mit der Beamline-Methode

5.6.1 Nachweisverfahren

Das integrierte Nachweisverfahren liefert einen simultanen Nachweis von Momententragfähigkeit und Rotation. Es wird eine sogenannte Grenzzustandsgleichung aufgestellt, die anschaulich als Beamline grafisch dargestellt werden kann, vgl. Bild 5.5a. Aus der Beamline kann direkt abgelesen werden, welche Anschlüsse eine ausreichende Tragfähigkeit **und gleichzeitig** eine ausreichende Rotationskapazität besitzen. Es handelt sich um die Anschlüsse, deren mit Teilsicherheitsbeiwerten reduzierte Momenten-Rotationskurve (Knotenkennlinie) die Beamline mindestens ein Mal schneidet wie z. B. in Bild 5.5a dargestellt. Die genaue Ermittlung der Beamline (siehe Kap. 4.4) setzt jedoch eine Berechnung nach Fließzonentheorie voraus und die Ermittlung der Knotenkennlinie bedarf einer Kenntnis der Komponentenkurven sowie ebenfalls einer umfangreicheren Berechnung. Solch eine Ermittlung ist in Einzelfällen und für die Simulationsrechnung des sogenannten „realen Systemverhaltens“ zur Ermittlung eines wirtschaftlichen Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ sinnvoll.

Für die Praxis wird deshalb hier nur kurz eine Vereinfachung dieses integrierten Verfahrens vorgestellt, das auch ausführlich in Kühnemund (2003) beschrieben ist. Hierbei wird die Grenzzustandsgleichung für das jeweilige System analytisch aufgestellt, wobei hier vereinfachend das Fließgelenkverfahren zur Anwendung kommt. Plastizierungen werden vereinfacht durch eine Verdopplung der Knotenrotation Φ_j berücksichtigt. So lautet die Grenzzustandsgleichung für den Sonderfall des beidseitig teilweise eingespannten Riegels nach Kühnemund (2003) Gleichung (7.5):

$$M_j = q L_b^2 / 12 - 2 \cdot \Phi_j \cdot EI_b / (2L_b) \quad (5.10)$$

Das Knotenverhalten wird vereinfachend durch die beiden Einzelwerte Knotentragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ sowie vorhandene Knotenrotation $\Phi_{avail,R}/\gamma_{M\Phi}$ charakterisiert, vgl. **x** in Bild 5.5b. In dem hier dargestellten Beispiel (Bild 5.5b) existiert kein Schnittpunkt mit der Beamline und damit ergibt sich ein rechnerisches Knotenversagen.

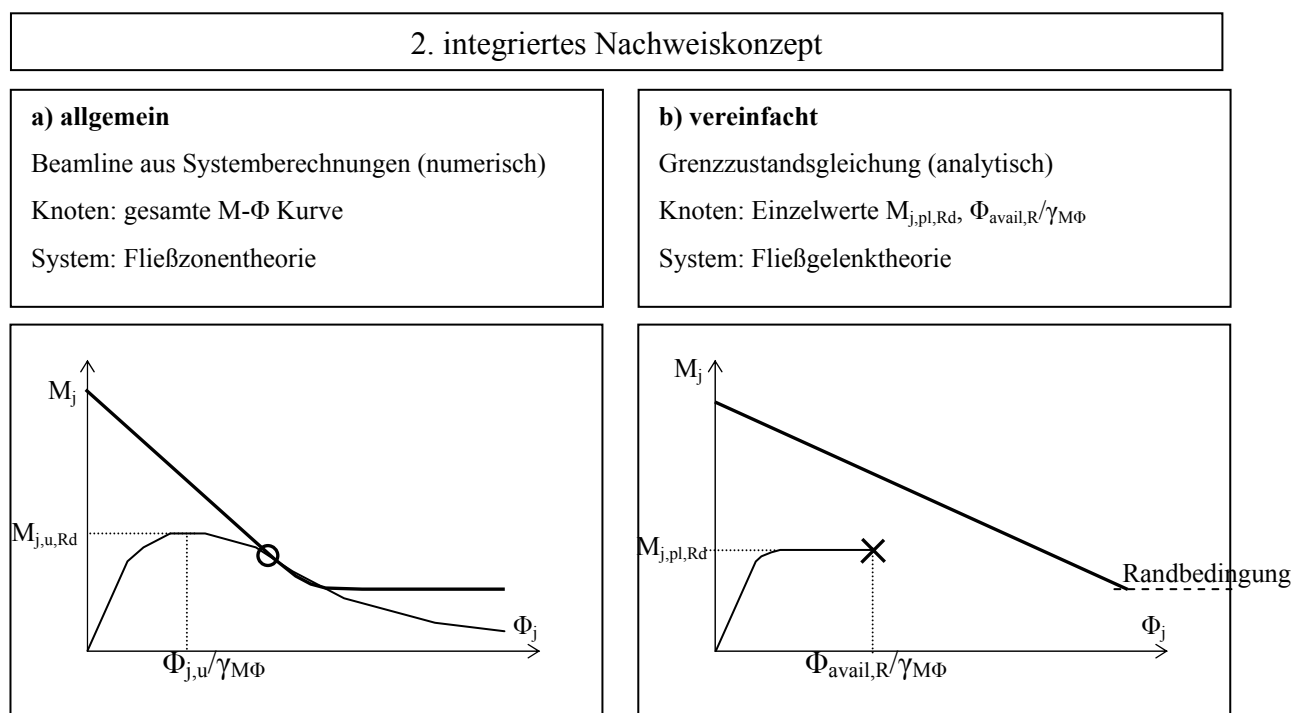


Bild 5.5: Integrierte Nachweiskonzepte

Die in Bild 5.5b veranschaulichte Grenzzustandsgleichung kann bei einfachen statischen Systemen wie z.B. unverschieblichen Rahmen zur Anwendung kommen, da dann in der Regel die Einspannmomente am linken und am rechten teiltragfähigen Knoten mit der Knotentragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ identisch sind und damit auch gleich groß sind. Für den Fall der in dieser Arbeit untersuchten verschieblichen Rahmens sollte dagegen das allgemeine Nachweisverfahren angewendet werden, vgl. Bild 5.5a, da zahlreiche Geometrie- sowie Steifigkeitsverhältnisse von Stütze und Riegel eingehen. Hierbei kann eine allgemeine analytische Herleitung der Grenzzustandsgleichung nur bedingt erfolgen, so z. B. für einen vorgegebenen Wert des Transformationsfaktors β . Da keine allgemeine analytische Grenzzustandsgleichung aufgestellt werden kann, wird hier auf die Beamline zurückgegriffen, die durch mehrere Systemberechnungen nach Kap. 4.4 numerisch ermittelt werden kann. Die Beamline stellt eine gute Näherung der Grenzzustandsgleichung dar.

Durch die Systemberechnungen nach Fließzonentheorie können Teilplastizierungen genauer berücksichtigt werden, so dass eine pauschale Verdopplung der Knotenrotation zur Berücksichtigung von Fließzonen entfallen kann und eine realitätsnahe Beamline ermittelt wird. Die so aufgestellte realitätsnahe Beamline liegt vor allem im elastischen und teilplastischen Bereich über der Grenzzustandsgleichung des vereinfachten Verfahrens (Bild 5.5a) und ermöglicht dort eine wirtschaftlichere Bemessung. Bei der Berechnung nach Fließzonentheorie, vgl. Bild 5.5a, existiert ein Schnittpunkt der Knotenkurve mit der Beamline, so dass sich ein Gleichgewichtszustand einstellen kann. Durch die Berücksichtigung der gesamten $M-\Phi$ Kurve beim allgemeinen Verfahren werden auch mögliche Gleichgewichtszustände im Nachtraglastbereich (abfallender Ast) ermittelt (Bild 5.5a).

Für das in Bild 5.6 dargestellte Berechnungsbeispiel mit der Ermittlung des Knotenverhaltens gemäß Berechnungsmodell aus Kap. 3.3 ergeben sich für eine Knotenkonfiguration mit 18 Bewehrungsstäben gerade noch Schnittpunkte der Knotenkennlinie mit der Beamline, so dass sich hier ein Gleichgewichtszustand einstellen kann.

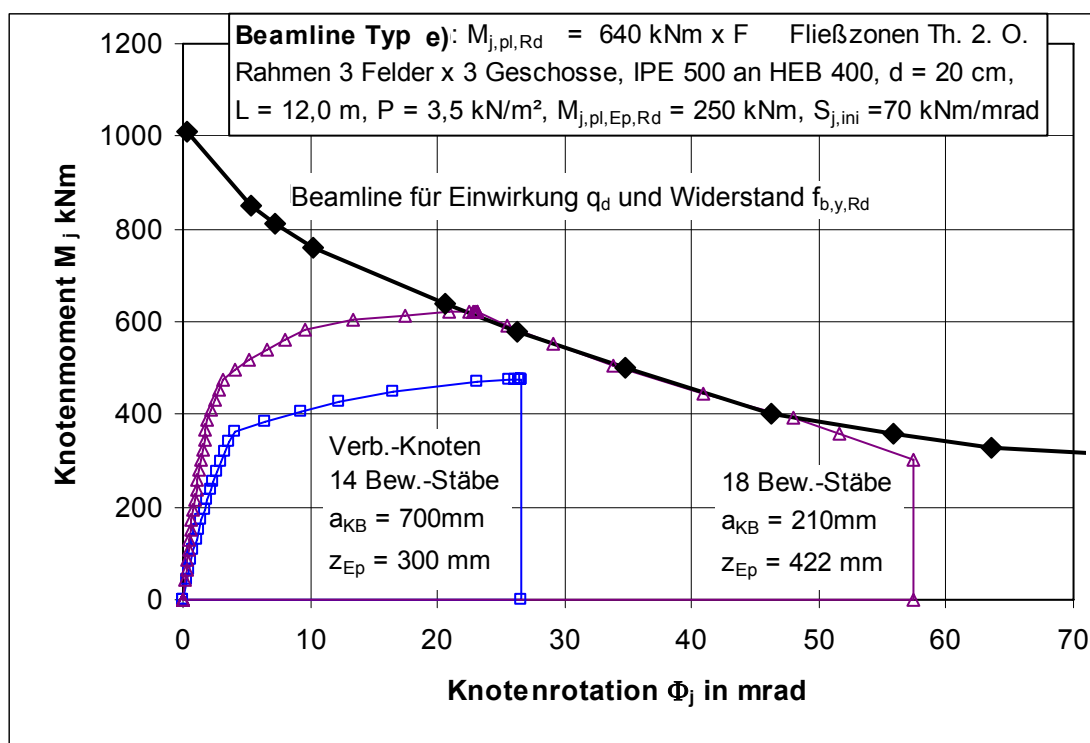


Bild 5.6: Rotationsnachweis mit der Beamline-Methode auf dem Niveau der Bemessungswerte (Beamlinetyp e mit Variation der Momententragfähigkeit der Innenknoten mit dem Faktor F , siehe Bild F.1 im Anhang F)

Die relativ großen Rotationen werden nur deshalb erreicht, weil sowohl die Bewehrung auf Zug als auch der Stützensteg auf Druck (maßgebend für Versagen) zur Rotation beitragen. Solch große Verformbarkeiten der Komponente Stützensteg auf Druck ergeben sich hier aufgrund der relativ geringen Normalkraftausnutzung in der Stütze.

Beim bewusst duktil ausgebildeten Verbundknoten mit Zugbandeffekt ($a_{KB} = 700 \text{ mm}$), 14 Bewehrungsstäben und einer tieferen Schraubenlage M24 ($z_{Ep} = 300 \text{ mm}$) reicht die Tragfähigkeit bzw. Duktilität nicht aus. Allein eine höhere Schraubenlage ($z_{Ep} = 422 \text{ mm}$) ergäbe zwar eine höhere Tragfähigkeit, jedoch aufgrund der geringeren Duktilität und der damit verbundenen reduzierten Rotationskapazität würde die so ermittelte Momenten-Rotationskurve trotzdem die Beamline nicht erreichen. Eine alternative Lösung hierfür wäre ein größerer Schraubendurchmesser (M30), der eine höhere Tragfähigkeit des Knotens bei großer Duktilität realisiert.

Die Sicherheitsbeiwerte werden bei der Beamline-Methode folgendermaßen berücksichtigt, vgl. Bild 5.7:

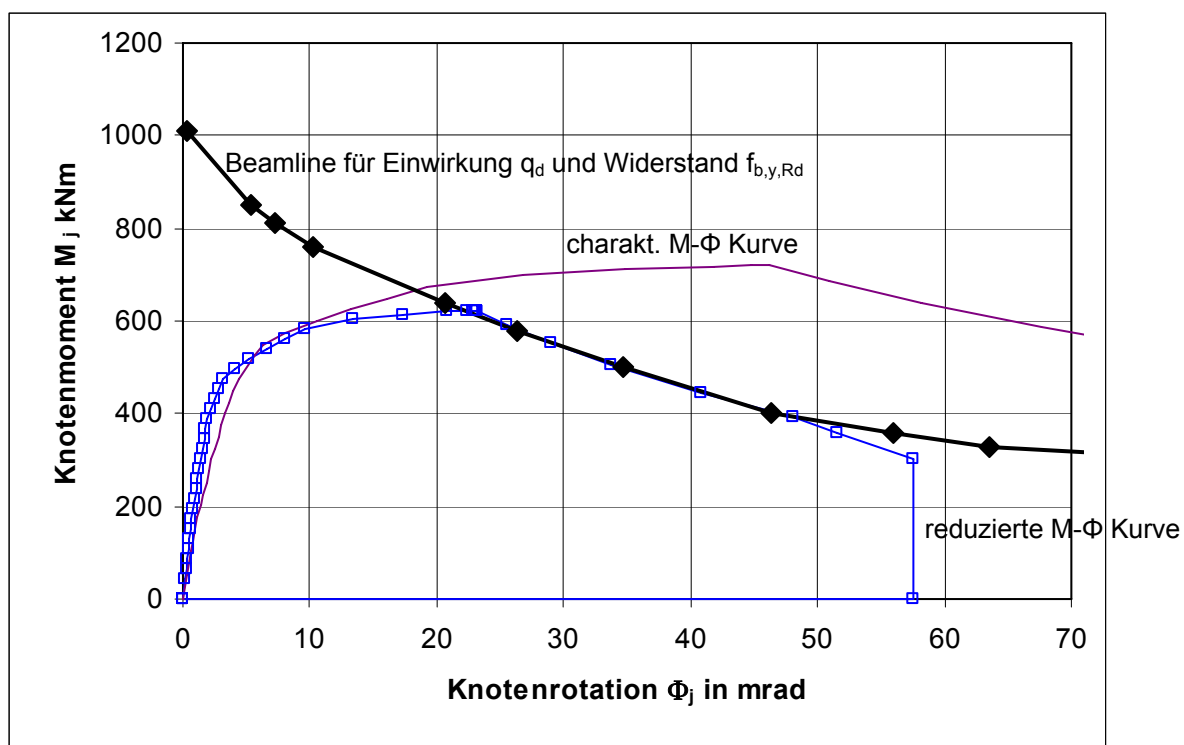


Bild 5.7: Reduktion der M- Φ Kurven für die Bemessung

- Die Beamline selbst wird mit γ_F -fachen Lasten und der reduzierten Streckgrenze $f_{b,y,Rk}/\gamma_M$ des Riegels und bei Verbundträgern mit einem reduzierten E-Modul des Betons ermittelt
- Die M- Φ Kurve wird mit den jeweils um γ_M reduzierten charakteristischen Festigkeiten der einzelnen Komponenten ermittelt und um den Teilsicherheitsbeiwert für Rotation $\gamma_{M\Phi}$ in x-Richtung (Rotation) gestaucht, vgl. Bild 5.7, vgl. auch Kühnemund (2003) Bild 7.4

Die Lage der Beamline hängt somit sowohl von der Belastung, als auch von der Streckgrenze bzw. von der Riegeltragfähigkeit ab. In Bild 5.8 ist beispielhaft dargestellt, wie sich die Beamline für den Ansatz verschiedener Belastungs- bzw. Festigkeitsniveaus zueinander verhalten. Für die Annahme von Bemessungswerten sowohl bei der Belastung q_d als auch beim Widerstand (Streckgrenze des Riegels $f_{b,y,Rk}/\gamma_M$) ergeben sich jeweils die größten Knotenmomente M_j und die Beamline liegt weit über derjenigen, die mit den Mittelwerten der Streckgrenze ermittelt wurde.

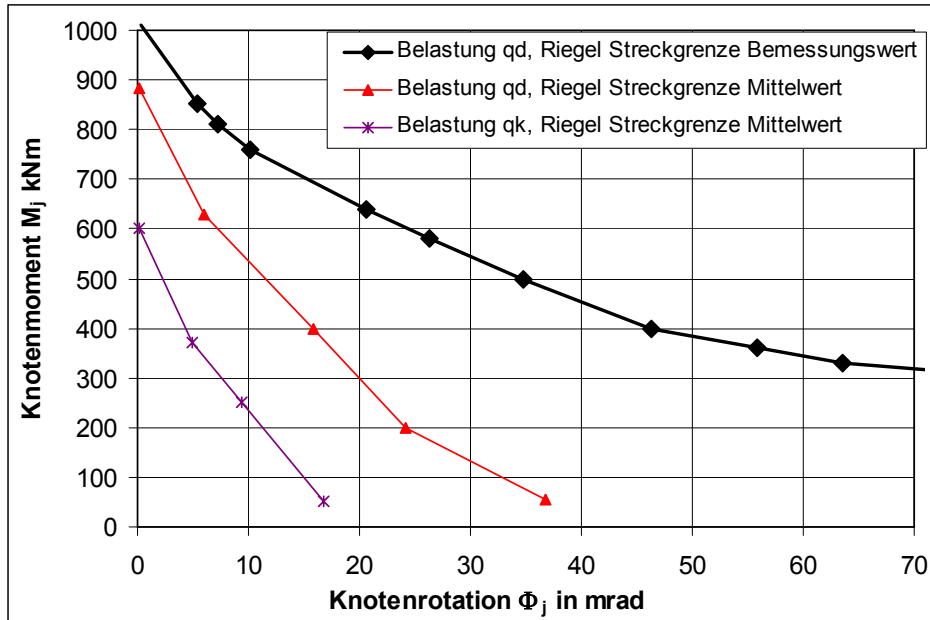


Bild 5.8: Beamlines für verschiedene Belastungsniveaus und Widerstandsniveaus

5.6.2 Bewertung der Beamline-Methode

Effiziente Optimierung der Anschlüsse

Anhand der Beamline kann die minimale erforderliche Anschluss Tragfähigkeit direkt abgelesen werden. Diese ergibt sich am Beispiel von Bild 5.6 mit 310 kNm am unteren Ende der Beamline. Nach der Wahl eines Anschlusses, der diese Anforderung erfüllt, kann durch den Vergleich von Anschluss- und Systemkurve (Beamline) festgestellt werden, inwieweit ggf. die Verformbarkeit oder alternativ die Tragfähigkeit zu erhöhen ist. Kennt man die Größenordnung der vorhandenen Rotationskapazität des Anschlusses (Bsp. 45 mrad), so kann aus der Beamline direkt die erforderliche Anschluss Tragfähigkeit (in Bild 5.6: 400 kNm) abgelesen werden. Aus dem Verlauf des unteren flachen Astes der Beamline geht hervor, dass bei Anschluss Tragfähigkeiten <400 kNm sich die Rotationsanforderungen sehr stark erhöhen, so dass nur bei kostengünstiger hochduktiler Knotenausführung solch geringe Anschluss Tragfähigkeiten wirtschaftlich sind. Man wird eher versuchen, die Anschluss Tragfähigkeit über 400 kNm zu erhöhen, um die Rotationsanforderungen zu reduzieren. Bei zu großen Tragreserven, die in der Regel zu unwirtschaftlichen Konstruktionen führen, können die Anschlüsse entsprechend der direkt aus der Beamline abzulesenden erforderlichen Tragfähigkeit gezielt geringer dimensioniert werden.

Zwar sind bei der Beamline-Methode zur Ermittlung der Beamline vorab ca. 6 Systemberechnungen erforderlich, dafür bedarf die Optimierung der Anschlüsse keiner weiteren Systemberechnungen sondern lediglich der Ermittlung der Anschlusscharakteristik. Im Gegensatz dazu ist beim getrennten Tragfähigkeits- und Rotationsnachweis nach Kapitel 5.5 nach dem Scheitern eines Nachweises jeweils eine neue Systemberechnung erforderlich. Bei zu großen, unwirtschaftlichen Tragreserven gilt dasselbe.

Entkopplung von System- und Anschlussbemessung

Bei der Beamline-Methode kann die Bemessung der Anschlüsse nachträglich erfolgen. Die Anschlüsse werden somit wie in der Praxis bisher üblich entsprechend den Präferenzen der ausführenden Firma gewählt unter der Bedingung, dass sich ein Schnittpunkt der Anschlusskennlinie (M- Φ Kurve) mit der Beamline ergibt, so dass sich ein Gleichgewichtszustand einstellen kann.

Anschauliche Darstellung

Bei der Beamline-Methode kann durch die anschauliche Darstellung z. B. erfasst werden, wie sich die Veränderung einzelner Parameter auf die erforderlichen bzw. vorhandenen Rotationen und Tragfähigkeiten auswirkt. Es kann festgestellt werden, wie groß die Reserven jeweils bezüglich Knoten Tragfähigkeit und Knotenrotation sind, vgl. Kuhlmann Schäfer (2003) Kap. 4.6.6. Außerdem kann erfasst werden, wie stark sich eine aufwändigere Ermittlung einer verfeinerten Anschlusscharakteristik (Bsp. Nutzung der Materialverfestigung) sich auf das Systemverhalten auswirkt (Bsp. Verringerung der Rotationen).

Einfluss von Materialüberfestigkeiten

Das folgende Beispiel (Bild 5.9) zeigt die Momenten-Rotationskurve einer Stirnplattenverbindung, deren Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ rechnerisch gerade so gewählt wurde, dass ein Gleichgewichtszustand des Gesamtsystems entsteht, vgl. Schnittpunkt der dünnen Linie am unteren Ende der Beamline. In diesem Fall ergibt sich eine relativ hohe Knotenrotation. Das duktile Verhalten dieser Verbindung ergibt sich hauptsächlich durch die geringe Dicke t_{Ep} des Stirnplattenmaterials.

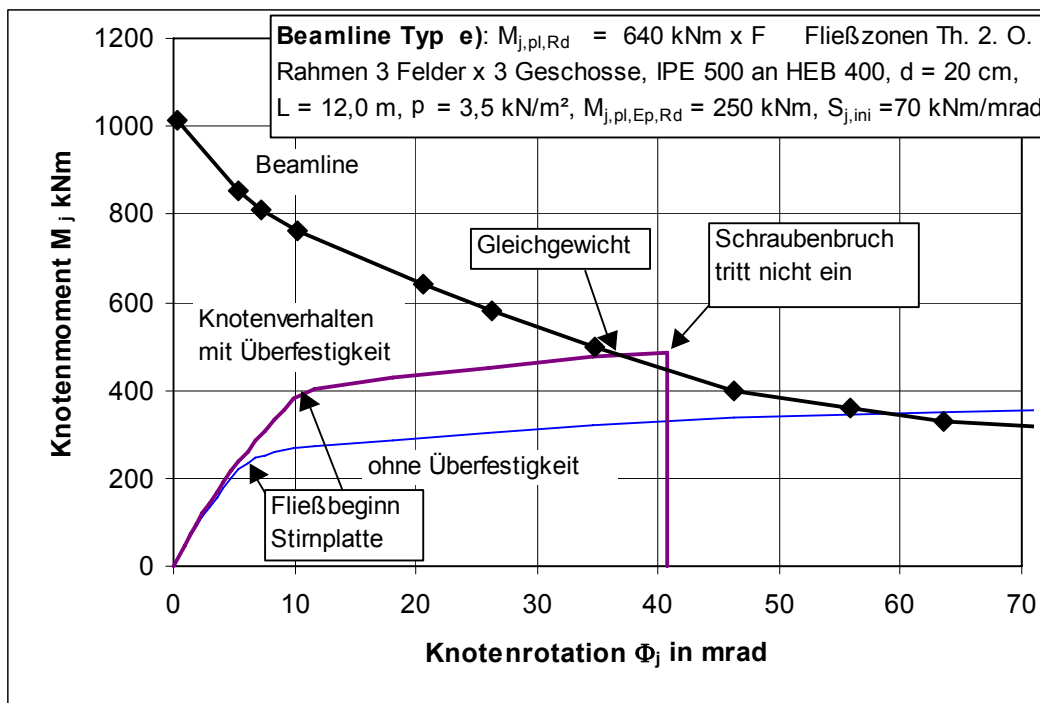


Bild 5.9: Nachweis mit der Beamline bei Materialüberfestigkeiten (Beamlinetyp e mit Variation der Momententragfähigkeit der Innenknoten mit dem Faktor F , siehe Bild F.1 im Anhang F)

Im Falle einer Überfestigkeit des Stirnplattenmaterials erfolgt aufgrund der höheren Tragfähigkeit der Stirnplatte u. U. keine vollständige Plastizierung der Stirnplatte, da hierbei zu große Kräfte in den Schrauben auftreten und es zu einem vorzeitigen Schraubenversagen kommt, gekennzeichnet durch eine geringe Knotenrotation. Aufgrund der höheren Tragfähigkeit der Stirnplatte ergibt sich jedoch eine höhere Gesamttragfähigkeit des Knotens und somit reduzieren sich die erforderlichen Rotationen im Knoten, die sich aus dem System ergeben, vgl. Schnitt der dicken Linie mit der Beamline in Bild 5.9. So kann sich bei einer Knotenverformung von 37 mrad ein Gleichgewichtszustand einstellen. In dem hier gezeigten Beispiel ist eine Materialüberfestigkeit unproblematisch, da der Schraubenbruch erst bei 41 mrad auftritt.

Durch eventuelle unplanmäßige Versagenswechsel zum Beispiel infolge von Materialüberfestigkeiten der duktilen Komponenten können sich relativ geringe vorhandene Knotenrotationen ergeben, so

dass solch ein System mit teiltragfähigen Knoten rechnerisch nicht nachweisbar ist. Andererseits kann bei einem Versagenswechsel durch Materialüberfestigkeiten eine entsprechend höhere Momententragfähigkeit $M_{j,pl}$ des Gesamtknotens ausgenutzt werden, so dass sich die erforderlichen Rotationen erheblich reduzieren. Dies gilt vor allem im unteren Bereich der Beamline mit geringem Gefälle, also bei hoher Ausnutzung des Riegels mit Teilplastizierungen. Mit Hilfe der Beamline-Methode kann dieser ungünstige Fall, wie im Beispiel gezeigt, rechnerisch nachgewiesen werden.

Ausnutzung der gesamten $M-\Phi$ Kurve

Mit Hilfe der Beamline Methode lässt sich der Nachtraglastbereich (absteigender Ast) berücksichtigen. Dagegen wird bei einer nichtlinearen direkten Systemberechnung ggf. aufgrund der auftretenden Konvergenzprobleme der Nachtraglastbereich nicht erfasst.

So ergibt sich im folgenden Beispiel (Bild 5.10) ein Gleichgewichtszustand im Nachtraglastbereich, mit um 1/3 reduzierter Knotentragfähigkeit. Solch eine starke Reduktion der rechnerischen Knotentragfähigkeit würde man ohne Kenntnis der Beamline nicht berücksichtigen. Der Gleichgewichtszustand ermöglicht immerhin 2/3 der rechnerischen Tragfähigkeit des Verbundknotens zu nutzen, was über das so erreichte Einspannmoment zu einer Reduzierung des Feldmomentes und des Riegelquerschnittes führt.

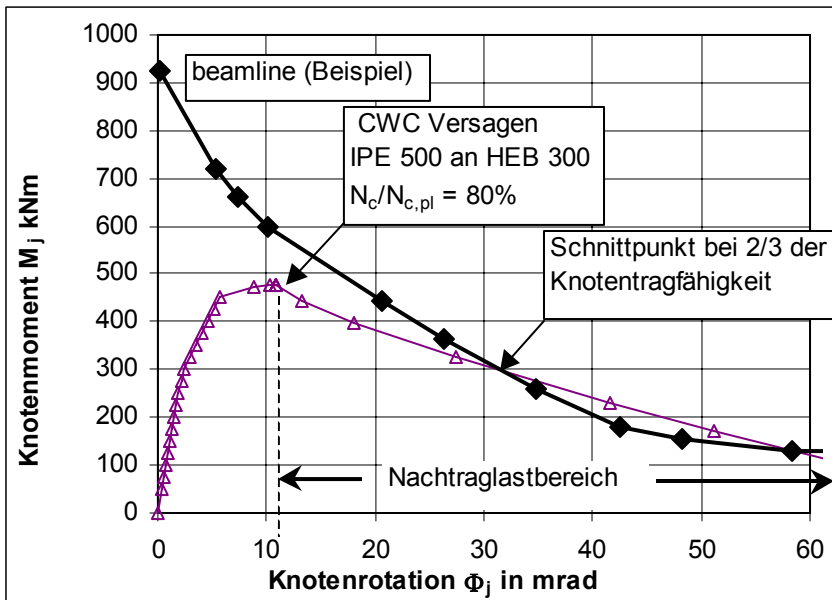


Bild 5.10: Gleichgewichtszustand im Nachtraglastbereich (Verbundknoten mit Versagen Stützensteg auf Druck)

Beim getrennten Nachweisverfahren wird die Anschlusstragfähigkeit sowie die Rotationskapazität nur durch einen Einzelwert charakterisiert. Wie Kühnemund (2003) festgestellt hat, richtet sich jedoch die Rotationskapazität bei Knoten mit Stützenstegversagen auf Druck vor allem nach dem angesetzten Momentenniveau für die Berechnung der Tragfähigkeit und kann nur in Abhängigkeit von einem vorgegebenen rechnerischen Momentenniveau durch einen Zahlenwert für die Rotationskapazität charakterisiert werden. So ist es beim getrennten Nachweisverfahren (Kap. 5.5) sinnvoll, das rechnerische Tragniveau dieser Komponente von vornherein generell einzuschränken (Bsp. auf 85 % der maximalen Komponententragfähigkeit), um eine entsprechende verfügbare Knotenrotation zu erhalten. Bei der Beamline-Methode dagegen kann die Komponententragfähigkeit und damit auch die Anschlusstragfähigkeit im Fall einer geringen erforderlichen Knotenrotation voll ausgeschöpft werden.

5.7 Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes für Rotation

5.7.1 Vorgehensweise

Im Folgenden wird lediglich die prinzipielle Vorgehensweise zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ erläutert, die Ermittlung von konkreten Zahlenwerten wird im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt.

Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für Rotation kann durch den Vergleich der jeweiligen **Bemessungsmethode** (Niveau 1 „Berechnungsmethode mit Teilsicherheitsbeiwerten – Semiprobabilistische Methode“) mit dem **realen** Systemverhalten (Niveau 3 „Zuverlässigkeitstheorie, probabilistische Methode“) an voll ausgenutzten Systemen ermittelt werden. Dieser Vergleich erfolgt sowohl für das getrennte Nachweisverfahren (Typ 1) als auch für das integrierte Nachweisverfahren (Typ 2) zweckmäßigerweise mit der Beamline-Methode.

Das **reale** Systemverhalten beinhaltet eine Streuung der auftretenden Eingangsparameter des Knotens und der „Stabelemente“ (Belastung, Geometrie, Festigkeit und E-Modul). Weiterhin sind für Modellierungsungenauigkeiten gewisse Streubreiten der Kraft-Weg Kurven der Knotenkomponenten zu berücksichtigen. Die Modellierungsstufe, die das reale Systemverhalten am besten beschreibt ist Stufe 4 unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens mit Berechnung nach dem Fließzonenverfahren (Tabelle 5.1). Für dieses sogenannte „reale“ System wird die Versagenswahrscheinlichkeit auf einen bestimmten vorgeschriebenen Wert begrenzt. Dieser Wert liegt z. B. für die Lebensdauer des Gebäudes (i. d. R. 50 Jahre) nach NA Bau (1981) bei $p_{\text{erf}} = 10^{-6}$ (Sicherheitsindex $\beta = 4,7$) bei Gefahr für Menschenleben. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ sollte so gewählt werden, dass bei einer gewählten Systemkonfiguration, die nach dem Bemessungsverfahren gerade an der Grenze zum Versagen liegt, mit der vergleichenden „realen“ Auswertung die vorgeschriebene Versagenswahrscheinlichkeit erreicht wird.

Das „reale“ Systemverhalten wird mit Hilfe einer stochastischen Auswertung bzw. Monte-Carlo Simulation verschiedener statischer Systeme mit verschiedenen Über/Unterfestigkeiten, Geometrieabweichungen und einer Faktorisierung der Komponentenkurven zur Berücksichtigung der Streuungen aus Modellierungsungenauigkeiten ermittelt. Die Belastung stellt ebenfalls eine Streugröße dar und kann durch eine Extremwertverteilung dargestellt werden, vgl. Spaethe (1992). Die maximale Lastgröße, die statistisch alle 50 Jahre einmal auftritt, liegt bei dem charakteristischen Wert. Jedoch treten bei der Monte-Carlo Simulation in einzelnen Fällen auch Lasten auf, die statistisch z. B. nur alle 1.000 Jahre auftreten und damit über dem charakteristischen Wert q_k liegen.

Für stochastische Auswertungen, in die die Streuungen der Systemwerte (Einwirkung) und der Tragfähigkeitswerte (Widerstand) eingehen, eignet sich besonders die Beamline-Methode, da nicht zahlreiche Berechnungen des Gesamtsystems mit Variation aller Parameter erforderlich sind, sondern das System und die Knoten zunächst getrennt betrachtet werden. So lassen sich z. B. aus der Kombination von 100 zufällig generierten „realen“ Beamlines und 1.000 zufällig generierten „realen“ Knotenkurven durch den Schnitt der jeweiligen Beamlines mit den Knotenkurven 100.000 Simulationen durchführen. Anstatt 100.000 komplette Systemberechnungen sind bei Anwendung der Beamline-Methode somit nur ca. 500 Systemberechnungen für die Punkte der 100 Beamlines und 1.000 Knotenberechnungen mit dem Komponentenmodell erforderlich.

Beim System ergeben sich mit den Belastungs-, Steifigkeits- und Festigkeitsstreuungen des Riegels und der Stütze unterschiedliche Beamlines, die mit unterschiedlichen Wahrscheinlichkeiten auftreten und sehr stark streuen, vgl. Bild 5.11. So erreicht der Bereich oberhalb der Bemessungs-

Beamline nur eine sehr geringe Auftretenswahrscheinlichkeit, vgl. Bild 5.11. Die größte Auftretenswahrscheinlichkeit wird man bei der Beamline mit Mittelwerten also unter charakteristischer Belastung q_k , ohne Abminderung des E-Moduls bzw. Reduktion des E-Moduls infolge Kriechen (hier gewählt Faktor 2,0) und mit mittleren Festigkeiten von ca. 400 N/mm² für den Baustahl S 355 erhalten. Diese häufig auftretende Beamline liegt weit unter der mit den Bemessungswerten der Riegefestigkeiten $f_{y,d}$ und der Belastungen q_d ermittelten „Bemessungs-Beamline“.

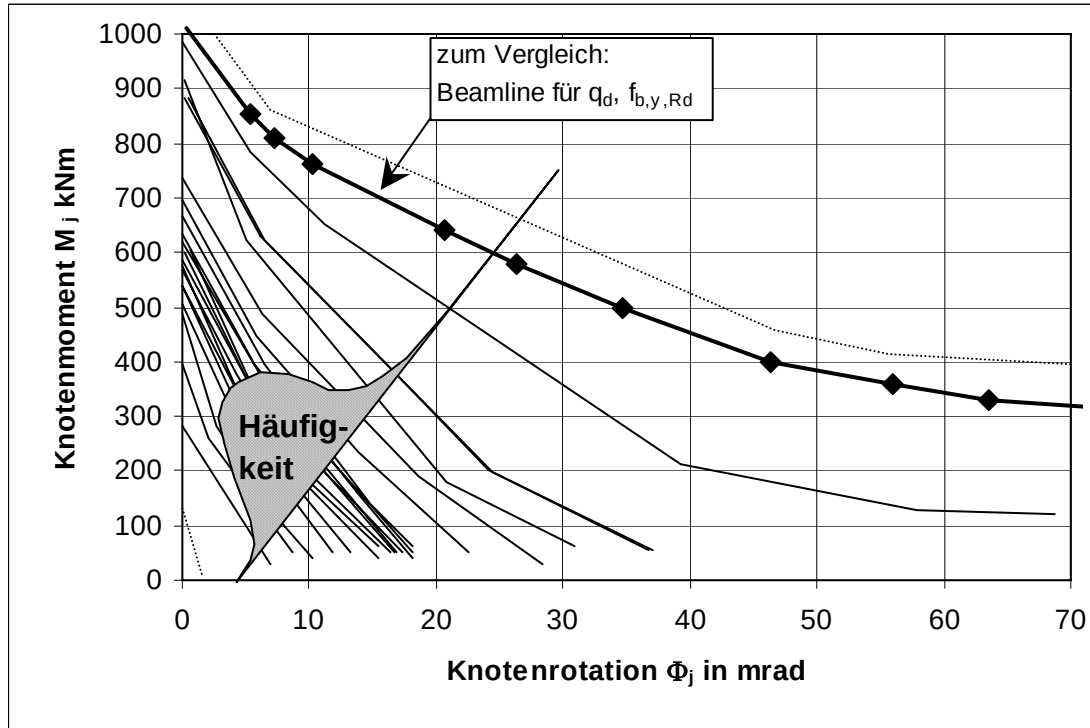


Bild 5.11: Streuung der Beamlines

Auf der anderen Seite wird von einem Knoten ausgegangen, dessen rechnerische Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ gerade das untere Ende der „Bemessungs“-Beamline erreicht und damit seitens der Tragfähigkeit gerade rechnerisch ausreicht. Nun kann mit Hilfe von Streuungen der Geometrie und Festigkeitseigenschaften der einzelnen Knotenkomponenten eine Bandbreite von M - Φ Kurven generiert werden mit unterschiedlicher Wahrscheinlichkeit des Auftretens dieser einzelnen Kurven, vgl. Borges (2004) und Gervásio (2002). Durch das Schneiden der verschiedenen M - Φ Kurven mit den verschiedenen Beamlines erhält man zahlreiche Kombinationen mit jeweils unterschiedlicher Auftretenswahrscheinlichkeit, die Auskunft darüber geben, unter welchen Bedingungen es zu einem Versagen kommt und wie hoch die Versagenswahrscheinlichkeit liegt. Weitergehend können die Fälle mit Versagen genauer untersucht werden und hierauf aufbauend einfache Konstruktions- bzw. Bemessungsregeln (vereinfachtes Nachweisverfahren Typ 3, vgl. Kap 5.8) aufgestellt werden, die einen Rotationsnachweis nach der obigen Bemessungsmethode ersetzen.

5.7.2 Idealisierung der Basisvariablen

Alle Eingangsgrößen (Festigkeiten, Steifigkeiten, Geometrieabmessungen) werden nicht mit einem Eingangswert, sondern einer Verteilungsfunktion definiert. Der angesetzte Mittelwert m der idealisierten Verteilungsfunktion (in Bild 5.12 gewählt Normalverteilung mit $m = 580$ N/mm²) kann dem Mittelwert der Stichprobe entsprechen oder sollte bei kleinen Stichprobengrößen etwas darunter lie-

gen. Somit liegt man bezüglich der Tragfähigkeit mit der gewählten Verteilungsfunktion auf der sicheren Seite. Die 5 % Fraktile der gewählten idealisierten Verteilungsfunktion entspricht dem Wert der charakteristischen Streckgrenze f_{yk} , vgl. Beispiel für Betonstahl BSt 500 S in Bild 5.12. Gleichzeitig muss aber, um Überfestigkeiten abzudecken, die 95% Fraktile der verwendeten idealisierten Verteilungsfunktion mindestens so hoch oder höher liegen als der reale 95% Fraktilewert, vgl. Bild 5.12. Hierdurch erhält man eine größere Streuung der Verteilungsfunktion als in der Realität, so dass Über- und Unterfestigkeiten auf der sicheren Seite liegend abgedeckt werden. Die Standardabweichung σ der Normalverteilung wurde hier mit 80 N/mm² gewählt, um diese genannten Bedingungen einzuhalten. Bei Baustählen S 235 ergibt sich u. U. eine Mischverteilung mit einem zweiten lokalen Maximum in der Funktion der Verteilungsdichte, vgl. Weynand (1997).

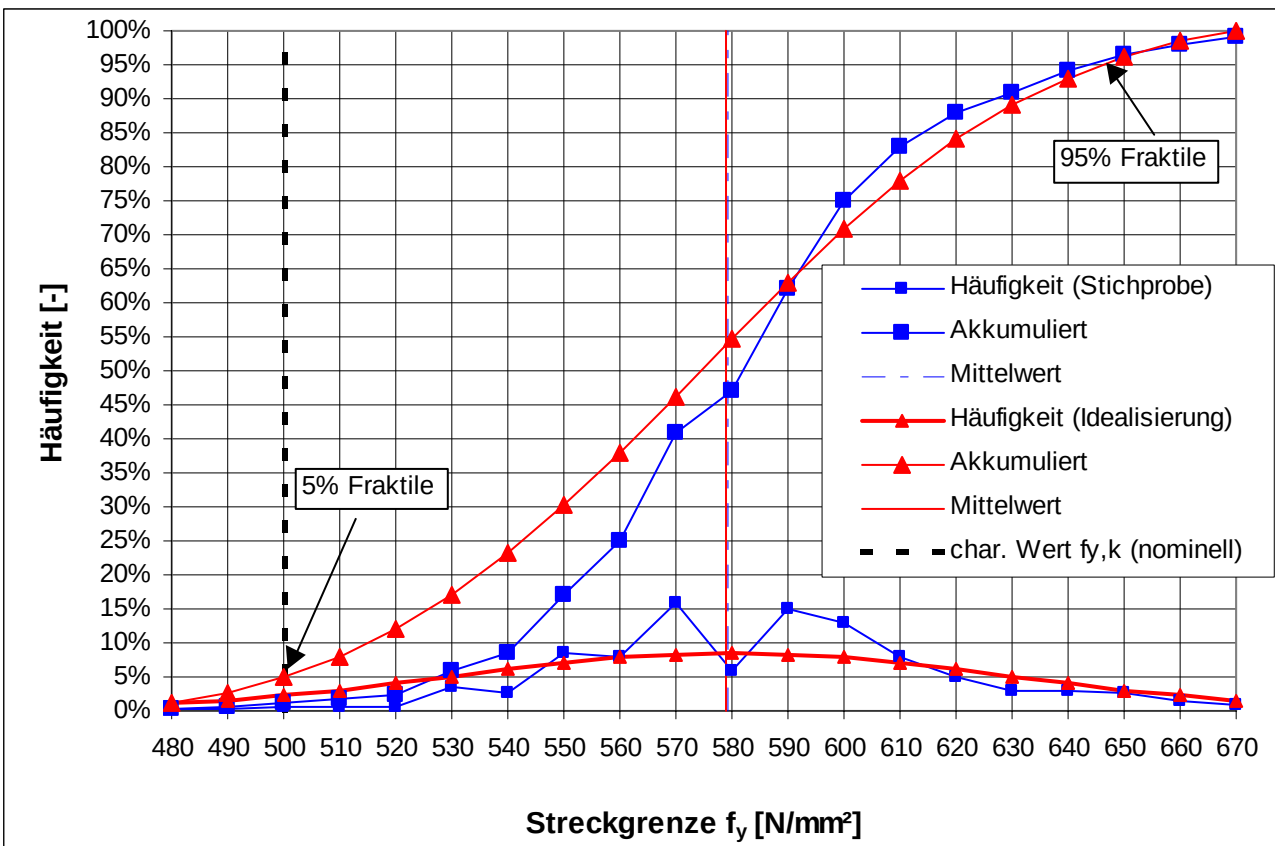


Bild 5.12: Streckgrenze von Betonstahl BSt500 S (Stichprobenwerte in Anlehnung an Rußwurm (1993)) mit zugehöriger Idealisierung durch eine standardisierte Normalverteilung ($m = 580$ N/mm²; $\sigma = 80$ N/mm²)

5.7.3 Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes mittels Simulationsrechnungen

Die prinzipielle Vorgehensweise zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ wird in diesem Kapitel dargestellt. Aus folgenden Gründen wird dieser Teilsicherheitsbeiwert nicht analytisch, sondern mittels Simulationsrechnungen, den sogenannten Monte-Carlo Simulationen ermittelt.

1. Die große Anzahl der Basisvariablen erhöht den Aufwand der Berechnungen. Eine partielle Ableitung der Grenzzustandsgleichung nach allen Basisvariablen wäre bei einer analytischen Lösung erforderlich.
2. Die Basisvariablen weisen nicht immer eine Normalverteilung auf, Kap. 5.7.2 Baustahl S 235. Für eine analytische Lösung sind jedoch zur Superposition „normal“ verteilte Basisvariablen erforderlich.

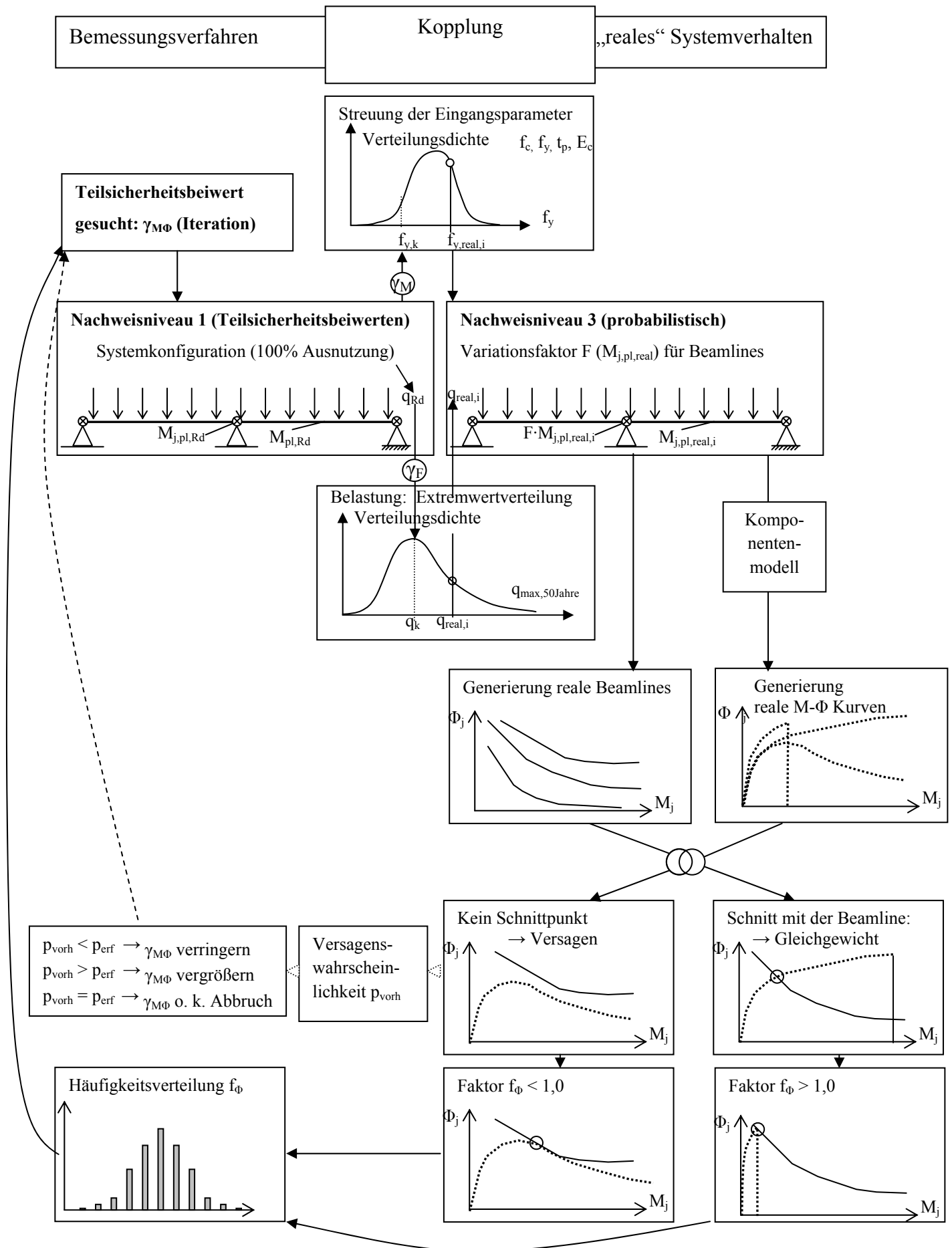
3. Das Knotenverhalten (Bsp. vorhandene Rotationskapazität) kann sich durch einen Versagenswechsel für geringe Änderungen der Basisvariable (Bsp. Materialüberfestigkeit f_y) relativ stark ändern, vgl. Kap. 3.3.7). Somit führen normal verteilte Basisvariablen nicht zu normal verteilten Knoteneigenschaften.
4. Die Beziehung zwischen Verformbarkeiten der Knotenkomponente und den Basisvariablen kann z. B. bei der Komponente Betonplatte auf Zug nicht allgemein über den gesamten Wertebereich, sondern lediglich in Teilabschnitten aufgestellt werden, Kap. 3.3.11.2, so dass eine analytische Ableitung dieser Beziehung an der Abschnittsgrenze aufgrund von Unstetigkeiten nicht möglich ist.
5. Die Grenzzustandsgleichungen können für komplexe Rahmensysteme nicht allgemein und nur mit großem Aufwand aufgestellt werden.
6. Die Versagenswahrscheinlichkeit kann durch unterschiedliche Versagensbedingungen (Tragfähigkeit und/oder Rotation) determiniert und beeinflusst werden, vgl. Steenhuis (2000).

Der schematische Ablauf zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ für eine fest vorgewählte **Systemkonfiguration** (Spannweite, Trägerabstand, Stahlgüte, Plattendicke, Verkehrslast, ...) ist in Bild 5.13 dargestellt. Die untersuchte Systemkonfiguration muss für die Berechnung $\gamma_{M\Phi}$ nach dem **Nachweisverfahren** (Niveau 1 „Berechnungsmethode mit Teilsicherheitsbeiwerten – Semiprobabilistische Methode“) an der Grenze zum Versagen liegen, wobei der noch nicht bekannte Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ zunächst vorzuschätzen ist. Es werden nun mit den zufällig streuenden Eingangsparametern (Geometrie, Belastung, Festigkeiten,...) zahlreiche „reale“ Beamlines und zahlreiche „reale“ Momenten-Rotationkurven der Knoten ermittelt (Niveau 3 „Zuverlässigkeitstheorie, probabilistische Methode“). Die zufällig streuenden Eingangsparameter des „realen“ Systems (Niveau 3) sind hierbei zur Vergleichbarkeit an die Eingangswerte des Nachweisverfahrens (Niveau 1) gekoppelt. Die 5 % Fraktile der Häufigkeitsverteilung der Streckgrenze des „realen“ Systems (Niveau 3) ist für alle Materialien jeweils identisch mit der nominellen charakteristischen Streckgrenze $f_{y,k}$ beim Nachweisverfahren. Analog ist auch die Belastung q vom „realen“ System (Niveau 3) an das mit dem Nachweisverfahren (Niveau 1) untersuchte System gekoppelt.

Die folgenden Schritte werden für jede Kombination aus Beamline und Knotenkurve durchgeführt. Jede Kombination wird als ein „reales“ Gesamtsystem betrachtet. Ergibt sich ein Schnittpunkt der realen Knotenlinie mit der realen Beamline, so erhält man einen Gleichgewichtszustand (Bsp. dünne Linie Bild 5.14), andernfalls tritt ein Versagen ein. Die hier dargestellte zufällig ausgewählte reale Beamline liegt tiefer als die Bemessungs-Beamline von Bild 5.11, das heißt es sind Ausgangswerte mit höheren Festigkeits- bzw. Steifigkeitswerten als bei der Bemessungs-Beamline (Eingangswerte q_d , f_{yd} , E_d) vorhanden, was für die meisten der realen Beamlines zutrifft.

Die in Bild 5.14 dargestellte zufällig ausgewählte Momenten-Rotations Kurve liegt ebenfalls über der „Bemessungskurve“, was ebenfalls auf Festigkeiten (zumindest bei der versagenden Komponente) zurückzuführen ist, die über den Bemessungswerten liegen. Dies ist ebenfalls ein häufig auftretender Fall.

Aus der Anzahl der Versagensfälle bezogen auf die Gesamtanzahl der untersuchten Kombinationen ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit p_{vorh} . Ist die ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit p_{vorh} unter dem Sollwert p_{erf} , so kann der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ im nächsten Schritt reduziert werden, ansonsten ist der Teilsicherheitsbeiwert zu erhöhen, vgl. gestrichelte Linie in Bild 5.13. Liegt p_{vorh} nahe an p_{erf} , so ist der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für eine Systemkonfiguration ermittelt.

Bild 5.13: Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ (hier nur für **eine** Systemkonfiguration dargestellt)

Zur Beschleunigung der Konvergenz und zur Reduktion des Rechenaufwandes ist es jedoch sinnvoll, folgenden kleinen zusätzlichen Schritt einzufügen, vgl. Bild 5.13. Es wird nun ein Faktor f_ϕ definiert, der angibt, wie groß die Reserven für die Rotationskapazität im „realen“ Fall sind. Der Faktor f_ϕ wird nun so gewählt, dass die um diesen Faktor bezüglich der Knotenrotation (x-Achse) gestauchte „reale“ Momenten-Rotationskurve gerade die Beamline berührt, vgl. reduzierte M- Φ Kurve in Bild 5.14. In diesem Beispiel wird die reale Momenten-Rotations Kurve auf 1/14 bezüglich der x-Achse gestaucht was einem Faktor $f_\phi = 14,0$ entspricht. Die mögliche (vorhandene) Knotenrotation beträgt somit das 14-fache der erforderlichen Knotenrotation für diesen einen realen Fall. Ein Faktor $f_\phi > 1$ zeigt folglich, dass noch Reserven im „realen“ Knoten bezüglich der Knotenrotation vorhanden sind. $f_\phi = 1,0$ liegt an der Grenze zum Versagen. Dann berührt die Beamline die „reale“ Momenten-Rotations Kurve des Knotens nur in einem Punkt. Im Versagensfall (reale Momenten-Rotations Kurve des Knotens besitzt keinen gemeinsamen Punkt mit der Beamline) ergibt sich ein Faktor $f_\phi < 1,0$. In diesem Fall muss die reale Momenten-Rotations Kurve des Knotens gestreckt werden, um die Beamline in einem Punkt zu berühren. Dieser Versagensfall tritt dann auf, wenn die zufällig ausgewählte „reale“ Beamline über der Bemessungs-Beamline liegt und/oder die zufällig ausgewählte „reale“ Knoten-Rotationskurve unter der „Bemessungskurve“ liegt.

Nach der Auswertung zahlreicher „realer“ Kombinationen erhält man eine Häufigkeitsverteilung der Faktoren f_ϕ . Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich anschaulich aus der Häufigkeit $f_\phi < 1,0$, vgl. Bild 5.15. Liegt dieser Wert über der vorgeschriebenen Grenze p_{erf} , so wird der Faktor $\gamma_{M\Phi}$ erhöht (andernfalls vermindert) und in einem nächsten Iterationsschritt wiederum die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit ($f_\phi < 1,0$) ermittelt. Der neue Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ kann durch die Auswertung der Häufigkeitsverteilung von f_ϕ extrapoliert werden, so dass eine schnellere Konvergenz $p_{\text{vorh}} \rightarrow p_{\text{erf}}$ als bei dem oben beschriebenen Verfahren erreicht wird. Weynand (1997) geht ähnlich vor, indem er die Häufigkeitsverteilung des Sicherheitsabstandes Z zum Versagen ermittelt, wobei $Z=0$ der Grenze zum Versagen entspricht.

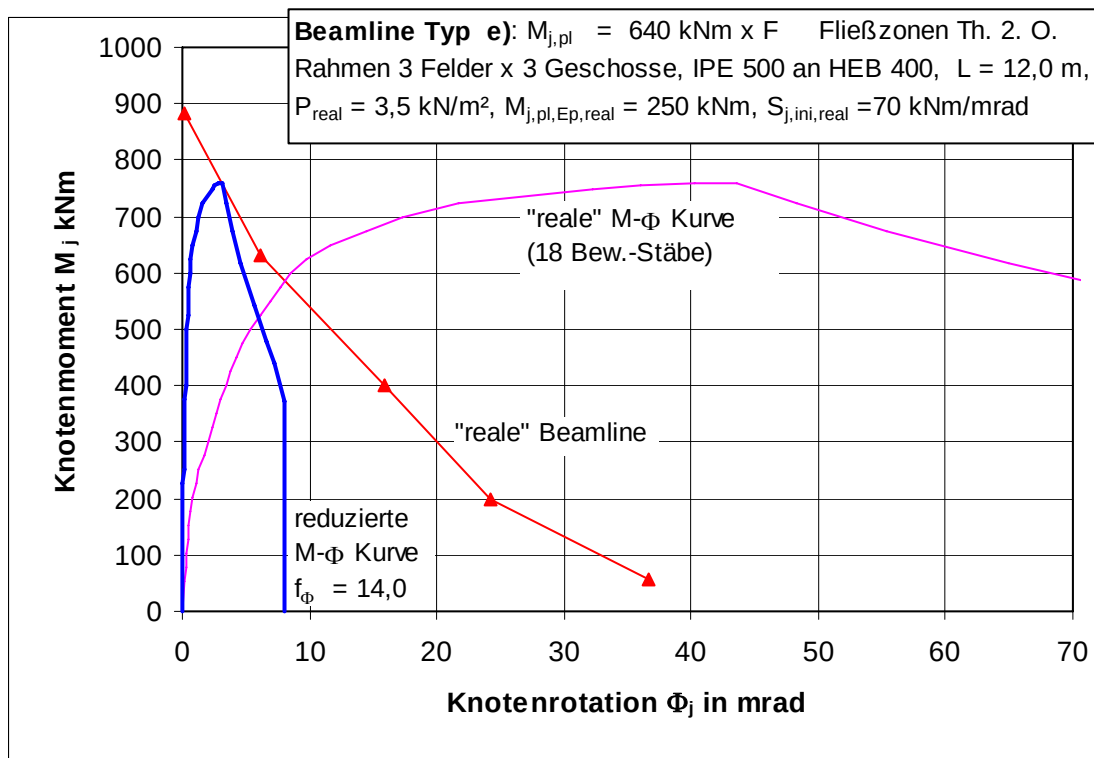


Bild 5.14: Ermittlung des Rotationsfaktors f_ϕ für eine zufällig ausgewählte Kombination aus „realer“ Beamline und „realer“ Rotationskurve

Mit dem neuen veränderten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ ergibt sich keine genau 100%-ige Systemausnutzung mehr. Die untersuchten Systemkonfigurationen sind geringfügig zu modifizieren (z. B. Belastung), um für jede zu untersuchende Systemkonfiguration eine 100%-ige Systemausnutzung zur Vergleichbarkeit der beiden Niveaus der Sicherheitskonzepte zu erreichen. Mit dieser modifizierten Systemkonfiguration wird wie oben beschrieben im 2. Iterationsschritt wiederum die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt und der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ in weiteren Iterationsschritten so verändert, bis die in den Simulationsrechnungen ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit nahe der erforderlichen Versagenswahrscheinlichkeit liegt.

Die in Bild 5.14 dargestellte Verfahrensweise zeigt auf, wie die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit für **eine** bestimmte Systemkonfiguration ermittelt werden kann. Da das Bemessungsverfahren möglichst ohne große Einschränkungen allgemein gültig sein sollte, sind zahlreiche Systemkonfigurationen (verschiedene Spannweiten, Trägerabstände, Verkehrslasten, Stahlgüten, ...) analog zu untersuchen, um einen breiten Anwendungsbereich des Nachweisverfahrens mit den vorgewählten Anwendungsgrenzen abzudecken.

Verfahren zur Minimierung Rechenaufwandes über eine Reduktion der zu untersuchenden Kombinationen aus Beamlines und M- Φ Kurven (z. B. das sogenannte „Importance sampling“) sind in Spaethe (1992) angegeben.

5.7.4 Allgemeine Einflussfaktoren für den Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$

Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für die Verformbarkeiten beinhaltet zwei wesentliche Einflüsse ($\gamma_{M\Phi1}$ und $\gamma_{M\Phi2}$):

Faktor $\gamma_{M\Phi1}$:

Reduktion der Verformbarkeit durch Überfestigkeiten des Materials und durch Geometrieabweichungen. Dieser Faktor nimmt einen relativ hohen Wert ein. Ergibt sich z. B. durch eine Überfestigkeit des Stirnplattenmaterials ein Versagenswechsel von der Komponente Stirnplatte auf Biegung zu Schraube auf Zug, so kann sich die Verformbarkeit des Knotens ohne weiteres auf 1/5 reduzieren.

Faktor $\gamma_{M\Phi2}$:

Der Faktor $\gamma_{M\Phi2}$ berücksichtigt Abweichungen, die aus der rechnerischen Idealisierung resultieren, da die wahre Komponentenkurve rechnerisch nur angenähert wird und auch nicht unbedingt alle Faktoren berücksichtigt sind (Modellierungsungenauigkeiten), wie z. B. Membrankräfte bei der Stirnplatte, Rissbildung des Betons an der Querbewehrung, Biegezwangsbeanspruchung der Schraube. So sind die idealisierten Komponentenkurven mit gewissen Unsicherheiten behaftet.

5.7.5 Abhängigkeiten der Teilsicherheitsbeiwerte für Material und Rotation

Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite, namentlich γ_{Mj} für die Knotentragfähigkeit und $\gamma_{M\Phi}$ für die vorhandene Rotationskapazität sind unmittelbar miteinander gekoppelt. Erreicht eine mit den Teilsicherheitsbeiwerten abgeminderte Momenten-Rotationskurve gerade die Beamline in einem Schnittpunkt, das heißt die rechnerische Tragfähigkeit ist gerade noch erfüllt, so ergibt sich für einen höheren gegebenen Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mj} für die Tragsicherheit ein geringerer Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für die Rotation, vgl. Bild 5.15. So wäre in diesem Beispiel bei einem von $\gamma_{Mj} = 1,15$ auf $\gamma_{Mj} = 1,5$ erhöhten Teilsicherheitsbeiwert der Sicherheitsbeiwert für die Rotation $\gamma_{M\Phi}$ von 2,0 auf 1,45 zu reduzieren, damit sich in beiden Fällen dieselbe Ausnutzung ergibt. Die Ausnutzung kann jedoch nicht immer durch einen Wert definiert werden, da sich unterschiedliche Ausnutzungsgrade bezüglich der Rotation und der Tragfähigkeit ergeben. Lediglich im Fall einer Ausnutzung von 100 % (Grenze zum Versagen) wie im gewählten Beispiel (Bild 5.15) kann ein Vergleich erfolgen, wie sich unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte auswirken. Deshalb wird nur an solchen Systemen mit rechnerischer voller Ausnutzung (Grenzfall zum Versagen) der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für die Rotation ermittelt.

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Tragfähigkeit ist bereits in der Norm vorgegeben (vgl. prEN 1993-1-8 (2003), er liegt bei sprödem Versagen (Schrauben und Kopfbolzen) mit $\gamma_{Mj} = 1,25$ höher als bei duktilem Versagen des Baustahls ($\gamma_{Mj} = 1,1$). Ebenso ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_F für die Einwirkungen in der Norm festgelegt.

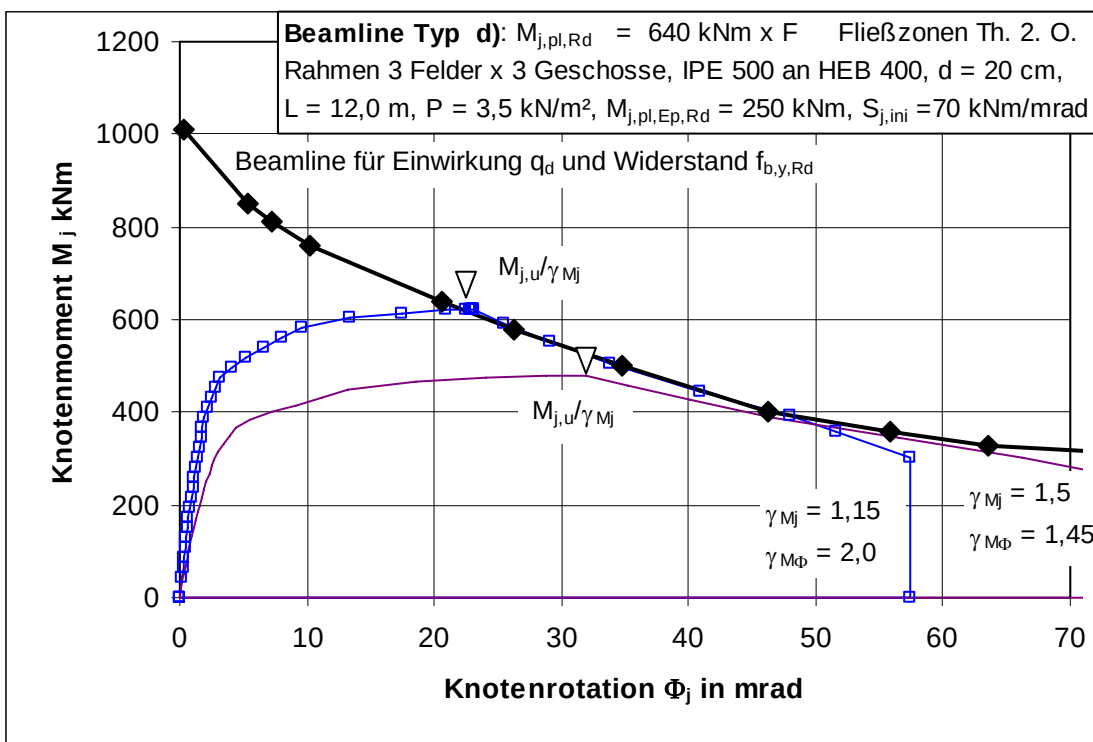


Bild 5.15: Darstellung der aneinander gekoppelten der Teilsicherheitsbeiwerte von Rotation und Tragfähigkeit an einem Beispiel

Die Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{M\Phi}$ für das integrierte Nachweisverfahren 2 mit der Beamline-Methode erfolgt analog zum getrennten Nachweisverfahren 1, wobei wiederum voll ausgenutzte Bemessungssysteme betrachtet werden. Dies bedeutet, dass beim Bemessungssystem die Bemessungs-Beamline die Bemessungskurve des Knotens gerade in einem Punkt berührt, vgl. Bild 5.15.

5.8 Vereinfachtes Nachweisverfahren mit Konstruktionsregeln

Für die praktische Anwendung ist ein vereinfachter Rotationsnachweis mit Konstruktionsregeln, den sogenannten „deemed-to-satisfy criteria“ in der Norm prEN 1993-1-8 (2003) vorgesehen und damit als zukünftiges Standardverfahren anzusehen. Bisher gibt es jedoch nur wenige einzelne Regeln, so z. B. bezüglich der Komponente EPT (Stirnplatte auf Biegung), um ein sprödes Schraubenversagen zu verhindern, vgl. Erläuterungen in Kap. 3.2.2. Weitere Untersuchungen sind hierzu und auch für andere Komponenten erforderlich (vgl. Kap. 3.2.2). Mit den Konstruktionsregeln könnte ähnlich wie bei den Trägerquerschnitten eine Klassifizierung der Knoten nach den folgenden Kategorien erfolgen, vgl. Tabelle 5.2 und Kühnemund (2003).

Tabelle 5.2: Knotenklassifizierungen

Klasse	Duktilität	Systemberechnung	Momenten- umlagerung	Knotentrag- fähigkeit	Riegeltrag- fähigkeit
1a	hochduktil	FG	ja	plastisch	plastisch
1b	duktil	FG nur im Knoten	ja	plastisch	elastisch
2	gering duktil	elastisch	nein	plastisch	elastisch
3	spröde	elastisch	nein	elastisch	elastisch

Folgende Vorteile bietet diese Klassifizierung:

- Wirtschaftliche Bemessung durch gute Abstimmung der einzelnen Komponenten untereinander
- Einfache Rechenvorschriften zur Einhaltung gewisser Geometrie Größen, kein zahlenmäßiger Rotationsnachweis. Bei den typisierten Verbindungen Sedlacek (2002) kann die Klassifizierung im Handbuch ohne zusätzlichen Aufwand erfolgen, Kuhlmann (2004a).
- Keine Zusatzberechnungen zur Berücksichtigung von Überfestigkeiten
- Zum gewählten Verfahren einer Systemberechnung (elastisch, FG in Tab. 5.1) wird die geeignete Knotenklasse und damit die konstruktive Durchbildung der Knoten weitgehend festgelegt. Umgekehrt richtet sich das anzusetzende Bemessungsverfahren für die Tragfähigkeit des Systems nach den gewählten Anschlüssen

Die Klasse 1 lässt eine plastische Bemessung mit Momentenumlagerungen zu. Die Klasse 1 wird in dieser Arbeit zweckmäßigerweise noch in die Klassen 1a und 1b unterteilt, da sich für diese beiden Klassen stark unterschiedliche Rotationsanforderungen ergeben und damit auch stark unterschiedliche Konstruktionsanforderungen. Bei Klasse 1a ergeben sich große Zusatzrotationen (Kap. 4.3) durch die mögliche vollständige Plastizierung des Riegels im Gegensatz zu Klasse 1b, bei der keine Plastizierung des Riegel zulässig ist und der Riegel rechnerisch wie in den Berechnungen von Kap. 4.2 bis $M_{el,Rd}$ (entspricht ca. 75% $M_{pl,Rd}$) ausgenutzt werden kann. In der Realität kann ggf. in lokal begrenzten Bereichen eine geringe Teilplastizierung des Riegels auftreten, was nur zu einer geringen Erhöhung der Knotenrotation führt und damit in der Regel unproblematisch ist.

Kattner (1999) schlägt bei der plastischen Bemessung von unverschieblichen Verbundrahmen mit teiltragfähigen Knoten eine Begrenzung der Trägersausnutzungen auf die Größenordnung von ca. 90-95 % $M_{pl,Rd}$ vor, da sonst die Knotenrotationen außerordentlich stark zunehmen, vgl. auch Kap. 4.3. Solch eine Begrenzung liegt zwischen den Klassen 1a und 1b.

Der Rotationsnachweis mit den sogenannten „deemed-to-satisfy criteria“, basiert auf Konstruktionsregeln, die eine ausreichende Duktilität der Verbindung für eine zuvor spezifizierte Berechnungsart sicherstellen. Geht man analog zu obigem Verfahren (Kap. 5.7) vor, so bedeutet „ausreichend“, dass bei Einhaltung der Konstruktionsregeln eine festgelegte Versagenswahrscheinlichkeit nicht überschritten wird. Die Konstruktionsregeln unterscheiden sich je nach Typ des statischen Systems (unverschieblich/verschieblich, Stahl/Stahlverbund) und je nach Genauigkeit der Berechnungsart (Tab. 5.1) und nach der möglichen Momentenumlagerung im System (Tabelle 5.2). Entsprechend der möglichen Momentenumlagerung können dann die Knoten auf Basis der Konstruktionsregeln entsprechend klassifiziert werden, siehe Tabelle 5.2.

Die Konstruktionsregeln werden nach obigem Verfahren (Kap. 5.7) analog zu Bild 5.13 wie folgt ermittelt.

1. Es werden Einschränkungen hinsichtlich der Knotengeometrie und bei verschieblichen Systemen auch hinsichtlich der Riegelausnutzung angenommen.
2. Es werden nun „**Bemessungs**“-Systeme (γ_F -fache Belastung, mit γ_M reduzierter Widerstand, s. o.) betrachtet, bei denen die Konstruktionsregeln gerade noch eingehalten werden und die bezüglich der Tragfähigkeit nach der unter 1. festgelegten Berechnungsart voll ausgenutzt sind. Hierbei erfolgt keine Reduktion der Rotationskapazität.
3. Zum Vergleich werden mit den streuenden Eingabeparametern (v. a. Festigkeit, Belastung) „**reale**“ Systeme betrachtet und die Versagenswahrscheinlichkeit mittels Simulationsrechnungen bestimmt. Hierbei kommt wie oben beschrieben die Beamline-Methode zur Anwendung.
4. Die Versagensfälle werden gesondert unter die Lupe genommen, um hieraus strengere Konstruktionsregeln zu ermitteln. Bei einer zu geringen ermittelten Versagenswahrscheinlichkeit dagegen können die Konstruktionsregeln gelockert werden. Mit den geänderten Konstruktionsregeln fängt man wieder bei 1. an, bis die erzielte Versagenswahrscheinlichkeit ausreicht.

Die gezielte Optimierung der Konstruktionsregeln wird durch die Beamline-Methode unterstützt, da anschaulich hervorgeht, wodurch das Versagen ausgelöst wird.

Bei dieser Methode kann auch der günstige Effekt der Materialverfestigung im Anschluss berücksichtigt werden. Die **reale** Knotentragfähigkeit $M_{j,u,Rd}$ erreicht wesentlich höhere Werte als der **Bemessungswert** (plastische Knotentragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$). Bei den Komponenten aus Baustahl ist ein Gewinn von etwa 50 % zu erwarten, falls kein vorzeitiges Stabilitätsversagen auftritt (lokales Beulen der für das Versagen maßgebenden Komponente). So wird bei der Versagenskomponente Stirnplatte auf Biegung EPB in Versuchen eine wesentlich höhere Tragfähigkeit $M_{j,u,test}$ erreicht als die rechnerische plastische Tragfähigkeit $M_{j,pl,mod}$, vgl. Tabelle 3.4 Spalte 8. Außerdem erhöht sich hierbei die Komponententragfähigkeit durch die Membraneffekte.

Im Riegel dagegen kann die Materialverfestigung lediglich zu einem geringen Teil genutzt werden: Bei Verbundträgern wird in der Regel nur eine geringe Materialverfestigung erreicht, da zuvor die Betonplatte versagt, vgl. Kap. 4.3.2. Bei Stahlträgern ist eine Verfestigung des Riegelmaterials erst bei sehr großen plastischen Verformungen und damit großen einhergehenden Knotenrotationen zu erwarten. Voraussetzung hierfür sind hochduktile Knoten, die jedoch nur mit sehr restriktiven Konstruktionsregeln erzielt werden können. Für praktikable und wirtschaftliche Anwendungen wird man eher auf Knoten mit mittlerer Duktilität zurückgreifen, bei denen die Konstruktionsregeln weniger restriktiv ausfallen.

Insgesamt ergeben sich somit nennenswerte nutzbare Tragreserven aus der Materialverfestigung nur beim Knoten nicht jedoch beim Riegel.

Bei der Ermittlung der Konstruktionsregeln für die Knoten sollte unterschieden werden in

1. Unverschiebliche / verschiebliche Rahmen
2. Stahl- und Verbundrahmen
3. Verbundrahmen mit / ohne Hilfsunterstützung im Bauzustand

In dieser Arbeit können noch keine konkreten Werte, sondern lediglich Hinweise für die Konstruktionsregeln angegeben werden.

Bewehrung (RFT):

- Mindestwert für Verfestigungsfaktor des Betonstahls f_u/f_y (diese Forderung ist auch mit relativ großen Werten für ϵ_{su} verknüpft)
- Mindestbewehrungsgrad ρ_{min}

Kopfbolzen (KB):

- Vollverbund
- Kopfbolzendübel müssen die Duktilitätsanforderungen gemäß prEN 1994-1-1 (2003) einhalten (mindestens 6 mm Verformbarkeit)

Stirnplattenverbindung (EPT):

- Beschränkung der Stirnplattendicke t_p analog zu (6.32) von prEN 1993-1-8 (2003), wobei der dort angegebene Wert zu überprüfen ist (vgl. Versuch V3: Bild 3.6 und Kap. 3.2.1.2) und ggf. das Verhältnis Schraubendurchmesser/Stirnplattendicke zu erhöhen ist.
- Alternativ: Tiefere Anordnung der Schraube z_{Ep} , vgl. Bild 3.2b und Bild 3.16

Stützensteg aus Druck (CWC) und Stützensteg auf Schub (CWS):

- Reduktion der anrechenbaren Tragfähigkeit, alternativ: Sicherheitsabstand gegenüber anderen Komponenten bezüglich des Versagens, alternativ bei Verbundknoten: Kammerbeton zur Erhöhung der Tragfähigkeit oder tiefe Schraubenlage
- Ggf. Beschränkung der Normalkraftausnutzung der Stütze im Anschlussbereich

Riegelflansch auf Druck (BFC):

- Beschränkung des b/t -Verhältnisses

Stützenflansch auf Biegung (CFT):

- Keine Beschränkung, wenn die Duktilität wie bei der Komponente EPT durch eine entsprechend dünne Stirnplattendicke sichergestellt wird

Stützensteg auf Zug (CWT):

- Keine Beschränkung

5.9 Zusammenfassung und Ausblick

Es wird die Vorgehensweise aufgezeigt, wie der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für das getrennte (Typ 1) und das integrierte (Typ 2) Nachweisverfahren ermittelt werden kann. Dies geschieht durch den Vergleich des Bemessungsverfahrens mit dem in stochastischen Simulationsrechnungen ermittelten „realen“ Systemverhalten. Für das vereinfachte Nachweisverfahren (Typ 3) können durch diesen Vergleich entsprechende Konstruktionsregeln (sogenannte „deemed-to-satisfy criteria“) ermittelt werden, so dass ein zahlenmäßiger Nachweis der Rotationskapazität entfallen kann. Der Nachweis mit Konstruktionsregeln stellt das zukünftige Standardverfahren für den Rotationsnachweis dar, vgl. prEN 1993-1-8 (2003). Hierzu sind jedoch noch weitere Untersuchungen erforderlich, da bisher lediglich Regelungen bezüglich der Komponenten „Stützensteg auf Schub“, „Stirnplatte auf Biegung“ sowie „Schrauben auf Zug“ existieren.

Die praxisüblichen Bemessungsverfahren beruhen auf der Fließgelenktheorie (Berechnungsart Stufe 2 oder 3, Tabelle 5.1). Dieses Verfahren liegt bei einer Plastizierung des Riegels jedoch auf der unsicheren Seite, vgl. Kap. 4.3.

Beim getrennten Nachweisverfahren von Tragfähigkeit und Rotation werden die „**erforderlichen**“ Knotenrotationen für einen zulässigen Gleichgewichtszustand des Systems zahlenmäßig ermittelt und den „vorhandenen“ Rotationen (Rotationskapazität) der Knoten gegenübergestellt (Kap. 4.2). Die erforderliche Knotenrotation hängt, wie in Kap. 4.2 gezeigt wird, außer von der Stahlgüte im Wesentlichen von der Trägerschlankheit L/H und vom Einspanngrad $\eta_M = M_{j,pl,Rd}/M_{pl,Rd}$ ab. Die Trägerschlankheit weist im baupraktischen Bereich nur relativ geringe Streuungen auf. Der Einspanngrad hängt seinerseits von der Knoten Tragfähigkeit und damit von den Knoteneigenschaften ab.

Aus wirtschaftlichen Gründen und zur Vereinfachung der Berechnung ist eine hohe Riegelausnutzung bis zum plastischen Moment anzustreben. Bei einer Plastizierung des Riegels im Feld ergeben sich aber hohe Rotationsanforderungen an die Knoten und starke Schiefstellungen der Stützen, die zum Stabilitätsversagen führen können. Ziel der Bemessung muss es daher sein, eine zu starke plastische Rotation im Feld zu vermeiden. Dies kann am einfachsten durch die vorgeschlagene geringfügige Herabsetzung der Momentenausnutzung des Riegels geschehen.

Die vorhandene **Rotationskapazität der Knoten** streut sehr stark in Abhängigkeit von der Versagensart, vgl. Kap. 3.3.7. Dies macht die Rotationsnachweise sehr empfindlich gegenüber Abweichungen der Festigkeiten und konstruktiven Details. Da beim getrennten Nachweiskonzept mehrere Nachweise mit Berücksichtigung von Materialüberfestigkeiten der einzelnen Komponenten zu aufwändig sind, werden die Materialstreuungen durch einen entsprechend hohen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für die vorhandene Knotenrotation mit berücksichtigt (Kap. 5.6).

Insgesamt wird der Rotationsnachweis maßgebend von den Knoteneigenschaften und nicht von den Systemeigenschaften beeinflusst, so dass es sinnvoll erscheint, die Knoteneigenschaften gezielt über Konstruktionsregeln einzustellen, um eine ausreichende Knotenrotation zu gewährleisten. Damit können auch die problematischen Versagenswechsel ausgeschlossen werden. Bei dem skizzierten „vereinfachten Nachweis mit Konstruktionsregeln“ (Kap. 5.8) erübrigen sich für den Anwender die aufwändigen Nachweise der ausreichenden Rotationskapazität.

Für eine gezielte Optimierung des Tragwerkes und für die Ausarbeitung von Konstruktionsregeln ist das integrierte Nachweiskonzept mit der Beamline zu empfehlen (Kap. 5.6). Damit lassen sich die Zusammenhänge von Systemtragfähigkeit und Rotation sehr anschaulich darstellen.

Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ für Rotation bzw. die Konstruktionsregeln sind in dieser Arbeit nicht angegeben, sie können aber mit den vorgestellten Konzepten ermittelt werden, vgl. auch Kap. 5.7.

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

In dieser Dissertationsschrift werden verschiedene Varianten des Tragfähigkeits- und Rotationsnachweises für verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten dargestellt. Hierdurch eröffnen sich neue Konstruktionsweisen im Verbundbau, die eine größtmögliche Flexibilität bei geringem Herstellaufwand für die Anschlüsse bieten. Die hier vorgestellten verschiebblichen Verbundrahmen bedürfen keiner zusätzlichen Aussteifung (Bild 1.2a). Durch den Einsatz von teiltragfähigen Verbundknoten kann auf das Einschweißen zusätzlicher Steifen im Anschlussbereich verzichtet werden (Bild 1.1a).

Bei Verwendung teiltragfähiger Anschlüsse finden Momentenumlagerungen vom Stützbereich (Anschlussbereich) in den Feldbereich statt. Hierdurch wird der Verbundträger im Feld optimal ausgenutzt, und es sind nur geringe Anschlusstragfähigkeiten erforderlich. Aus der Momentenumlagerung resultiert eine Verdrehung im Anschluss, die sogenannte erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$, die sich aus dem System ergibt (Bild 4.6). $\Phi_{j,req}$ wird mittels theoretischer Betrachtungen und in einer Parameterstudie (Kap. 4.2.1) für verschiebbliche Verbundrahmen bestimmt. Um diese Rotationsanforderungen zu erfüllen, wurden in Versuchen erfolgreich Verbundknoten mit hohen vorhandenen Rotationskapazitäten $\Phi_{j,avail}$ entwickelt, die auch sehr hohen Rotationsanforderungen $\Phi_{j,req}$ von verschiebblichen Systemen genügen (Kap. 3).

Die wichtigsten Ergebnisse und Empfehlungen für die Praxis sind nachstehend zusammengefasst. Außerdem ist am Ende jedes Kapitels eine Zusammenfassung zu finden.

Die **erforderliche Rotationskapazität** $\Phi_{j,req}$ im System richtet sich in erster Linie nach der Feldmomentenausnutzung des Verbundträgers (Riegel) $M_{F,d}/M_{pl,Rd}$. Bei einer elastischen Ausnutzung des Riegels ($M_{F,d} \leq M_{el,Rd}$) ergibt sich für typische Rahmensysteme eine erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ von maximal 30 mrad, vgl. Kap. 4.2.1. Eine plastische Ausnutzung des Riegels ($M_{F,d}/M_{pl,Rd}=1,0$) kann aufgrund der damit verbundenen großen Verformungen und des daraus resultierenden vorherigen Stabilitätsversagens des Rahmensystems (Bild 4.29) nicht erreicht werden (Kap. 4.3). Bei der Berechnung nach Fließzonentheorie werden bei einer teilweisen Plastizierung des Riegels Rotationen bis zu 60 mrad erreicht (Kap. 4.3), bevor Stabilitätsversagen eintritt. Die Knotenrotation sowie die Horizontalverformung des Rahmens wird in erster Linie durch die Vertikalbelastung und die von ihr verursachte Riegelausnutzung beeinflusst. Die Größe der Horizontalbelastung hat nur einen geringen Einfluss auf das Rahmenverhalten.

Durch den **Bauzustand ohne Hilfsunterstützung** verdoppeln sich die erforderlichen Knotenrotationen $\Phi_{j,req}$ (Kap. 4.2.1). Hierbei erfährt aber lediglich der reine Stahlanschluss höhere Knotenrotationen, auf den Verbundanschluss wirken nur geringe Knotenrotationen aus den Ausbau- und Verkehrslasten.

Die erforderliche Knotenrotation $\Phi_{j,req}$ wird weiterhin von der **Riegelschlankheit** L/H beeinflusst (Bilder 4.8 und 4.20), jedoch kaum von der Spannweite L (Bild 4.7). Die niedrigere Stahlgüte S 235 erfordert ca. 1/5 geringere Knotenrotationen als S 355 (Tabelle 4.5). Die Betongüte hat nahezu keinen Einfluss (Kap 4.2.2.5). Durch Kriechinflüsse des Betons erhöhen sich die Knotenrotationen geringfügig (Tabelle 4.6).

Die **Knotensteifigkeit** $S_{j,ini}$ spielt dagegen nur eine untergeordnete Rolle für das Systemverhalten (Bild 4.20) sowie für die erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$. Bei negativen Knotenmomenten

($\beta \leq 1,0$ i. d. R. zutreffend bei elastischer Ausnutzung des Riegels $M_{F,d} < M_{el,Rd}$) kann das Knotenverhalten näherungsweise und auf der sicheren Seite liegend als starr-plastisch angenommen werden (Kap. 4.2.2.5). Beim Verbundknoten ergibt sich durch eine einseitige Belastung im Versuch nur eine geringe Abminderung der Knotensteifigkeit gegenüber derjenigen bei Belastung beider Riegel (Kap. 3.3.9.3). Gemäß ECCS Doc. 109 (1999) wird die Komponentensteifigkeit RFT der Zugbewehrung mit dem Faktor $1/7,2$ für einseitige Belastung abgemindert und liefert deshalb zu geringe Knotensteifigkeiten. Dies liegt bei der Ermittlung der Schnittgrößen und Knotenrotationen von verschieblichen Verbundrahmen auf der unsicheren Seite.

Eine höhere **Knotentragfähigkeit** $M_{j,pl,Rd}$ reduziert die erforderlichen Knotenrotationen (Bild 4.40). Zum Abtrag der Horizontallasten reichen im allgemeinen geringe Anschlusstragfähigkeiten $M_{j,pl,Rd}$ aus.

Die **vorhandene Rotationskapazität** $\Phi_{j,avail}$ richtet sich in erster Linie nach der Verformbarkeit der versagenden Komponenten. Für die Verformbarkeit der Komponente **Bewehrung auf Zug** ist der Verfestigungsfaktor f_u/f_y sowie die Dehnung ε_{su} bei Höchstlast des Betonstahls maßgebend, was in einem neu entwickelten Berechnungsverfahren berücksichtigt wird, vgl. Kap. 3.3.11.2. Für $f_u/f_y > 1,13$ ergibt sich aus Komponentenzugversuchen eine mittlere verfügbare Stahldehnung $\geq 4\%$ und für $f_u/f_y < 1,09$ lediglich ca. $0,2\%$ (Bild 3.76). Dieser entscheidende Faktor f_u/f_y wird nach ECCS Doc. 109 (1999) noch nicht berücksichtigt.

Die freie Dehnlänge L_0 des Zuggurtes wurde in eigenen Versuchen durch einen größeren Abstand des ersten Kopfbolzendübels zum Stützenflansch erhöht (Bild 3.1a). Hierdurch wird eine günstigere Risseverteilung erreicht (Bild 3.7) und die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ vergrößert. Durch diesen sogenannten **Zugbandeffekt** verringert sich die Knotensteifigkeit. Dies kann durch eine modifizierte Dehnlänge der Komponente „Bewehrung auf Zug“ gemäß (3.86) berücksichtigt werden. Eine geringere Knotensteifigkeit bewirkt eine Verringerung des Knotenmomentes beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis und wirkt sich damit günstig auf die Rissbreiten aus. Der Zugbandeffekt wirkt sich nicht auf die Knotentragfähigkeit aus (Bild 3.12), bewirkt jedoch eine geänderte Dehnungsverteilung im Riegel (Kap. 3.3.8), die als unkritisch anzusehen ist. Geringe Krafteinleitungen (z. B. durch Reibungskräfte) im Zugbandbereich bewirken u. U. eine erhebliche Reduktion der Verformbarkeit der Komponente Bewehrung auf Zug, vgl. Kap. 3.3.7.3. Dasselbe gilt für Diskontinuitäten bei der Bewehrungsführung im Zugbandbereich, vgl. Bild 3.4. Es ist auf eine sorgfältige Ausbildung der Bewehrung zu achten: Örtliche Zulagen, Auswechslungen im Bereich der Stütze und Installationsöffnungen sowie nachträgliche Deckendurchbrüche sind zu vermeiden.

Dringend erforderlich ist eine duktile Ausbildung der **Stirnplattenverbindung** (vgl. Bild 3.6 mit Bild 3.16). Hierfür ist das Verhältnis Schraubendurchmesser/Stirnplattendicke sowie das Verhältnis der Materialfestigkeiten entscheidend. Wie im Versuch V3 gezeigt wurde, können durch die Einhaltung des Duktilitätskriteriums nach EC 3-1-1/A2 (1998) Annex J Gleichung (J.49) keine ausreichenden Rotationskapazitäten $\Phi_{j,avail}$ für verschiebliche Verbundrahmen garantiert werden (Bild 3.6). Jedoch konnte durch zusätzliche Stahlknotenversuche eine Anschlusskonfiguration (Schraube M30 10.9 / Stirnplatte $t=12$ mm S355) realisiert werden, die sowohl tragfähig als auch sehr stark verformbar ist (Bilder 3.16 und 3.17) und die hohen Rotationsanforderungen im Bauzustand erfüllt. Das im Versuch beobachtete Ausknöpfen der Schrauben (Bilder 3.16 und 3.17) kann als duktile Versagensart bezeichnet werden. Durch eine tiefere Anordnung der oberen Schraubenreihe kann sowohl die Rotationskapazität der Stirnplattenverbindung (Kap. 3.2.2) als auch die des Verbundkno-

tens (Kap. 3.2.1.6 und 3.3.7.5) wesentlich erhöht werden, wobei allerdings das aufnehmbare Knotenmoment verringert wird.

Die **Kopfbolzendübel** weisen nur eine beschränkte Duktilität auf, so dass beim Versuch V6 mit Teilverbund nur geringe Rotationen erreicht wurden (Bild 3.13). Für verschiebbliche Verbundrahmen ist somit dringend ein voller Verbund zu empfehlen.

Ein Versagen des **Stützensteges auf Druck** ergibt eine hohe Verformbarkeit im sogenannten Nachtraglastbereich, die genutzt werden kann, wenn die rechnerische Tragfähigkeit herabgesetzt wird. Bei Verbundstützen kann durch Kammerbeton ggf. ein Versagen des Stützensteges verhindert werden.

Die **mittragende Breite** der Betonplatte wirkte sich in den Versuchen nicht auf die Verformbarkeit der Komponente Bewehrung auf Zug aus (Kap. 3.2.1.6). Jedoch können bei Plastizierung des Anschlusses wesentlich höhere rechnerische mittragende Plattenbreiten im Anschlussbereich in Rechnung gestellt werden als die nach ENV 1994-1-1 (1994) üblichen angenommenen mittragenden Breiten (Versuch V9, Bild 3.12). Es ergibt sich dadurch eine höhere Tragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$. Durch diese größeren mittragenden Breiten oder auch durch Überfestigkeiten des Materials (Bsp. Betonstahl) kann sich die Versagensart des Anschlusses ändern. Damit verändert sich auch die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ beträchtlich (Kap. 3.3.7.7).

Die vorhandene Rotationskapazität des Knotens richtet sich in erster Linie nach der Verformbarkeit der versagenden Komponente. Materialüberfestigkeiten einzelner Komponenten können zu einem unplanmäßigen **Versagenswechsel** und damit zu einer erheblichen Reduktion der vorhandenen Rotationskapazität führen, vgl. Kap 3.3.7. Dies kann effizient mit Hilfe der Beamline-Methode (Kap. 4.4) berücksichtigt werden.

Der **Rotationsnachweis** wird in Kapitel 5 erläutert. Folgende drei verschiedene Möglichkeiten sind dort aufgeführt:

1. Getrenntes Nachweiskonzept für Tragfähigkeit und Rotation (Kap. 5.5)
2. Integriertes Nachweiskonzept mit der Beamline-Methode (Kap. 5.6)
3. Vereinfachter Rotationsnachweis mit Konstruktionsregeln (sogenannte „deemed-to-satisfy criteria“, Kap. 5.8)

Das **getrennte Nachweiskonzept** ist eine konsequente Fortführung des Nachweiskonzeptes der Tragfähigkeit mit Teilsicherheitsbeiwerten von prEN 1993-1-8 (2003) und prEN 1994-1-1 (2003). Als Tragfähigkeit und vorhandene Knotenrotation werden jedoch lediglich Einzelwerte ermittelt, welche unter Umständen große Reserven gegenüber den vorhandenen Kapazitäten aufweisen und deshalb unwirtschaftlich sind. Bei Versagen des Stützensteges auf Druck wird sowohl die Knoten Tragfähigkeit als auch die Verformbarkeit nur teilweise ausgenutzt.

Die **Beamline-Methode** vergleicht anschaulich die Systemanforderungen („Beamline“) mit den zur Verfügung stehenden Knoteneigenschaften (Momenten-Rotations Charakteristik), vgl. Kap. 4.4. Hierdurch kann die Systemberechnung von der Knotenberechnung entkoppelt werden, so dass der Anschluss separat vom Konstrukteur gewählt werden kann. Durch die Anschaulichkeit dieses Verfahrens erfolgt eine schnelle Optimierung des Gesamtsystems einschließlich der Knoten. Weiterhin können durch die Beamline-Methode der Nachtraglastbereich des Knotens sowie evt. auftretende Materialüberfestigkeiten nutzbar gemacht werden (Kap. 5.5.3).

Beim dritten Verfahren werden **Konstruktionsregeln** für die Knoten(komponenten) für verschiedene Bemessungsverfahren aufgestellt, so dass ein vorgegebenes Sicherheitsniveau erreicht wird. Die Knoten können dann in Abhängigkeit vom Bemessungsverfahren (Bsp. Plastisch-Plastisch) klassifiziert werden, vgl. Tabelle 5.2.

6.2 Ausblick

Für die oben dargestellten Nachweisverfahren 1 und 2 ist in zukünftigen Untersuchungen der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M\Phi}$ bezüglich der Rotation zu ermitteln. Für das Verfahren 3 sind Konstruktionsregeln für zahlreiche Komponenten zu bestimmen, für die gemäß prEN 1993-1-1 (2003) noch keine sogenannten „deemed-to-satisfy-criteria“ existieren. Für alle drei Verfahren kann dies auf der Basis von **Sicherheitsbetrachtungen** durch Simulationsrechnungen mit der Beamline-Methode erfolgen, wie in Kap. 5.7 skizziert.

Weiterer Forschungsbedarf besteht zur Ausbildung von **hochduktilen Stirnplattenverbindungen**, bei denen kein vorzeitiges Schraubenversagen auftritt. Hierbei kann, wie aus den eigenen Stahlknotenversuchen hervorgeht (Tab. 3.4 Spalte 8), eine höhere Tragfähigkeit der Stirnplatte auf Biegung als nach der bisher gültigen Norm prEN 1993-1-8 (2003) berücksichtigt werden.

Für die steifenlose Bauweise eignen sich als Stützen besonders die kompakten HEM-Profile. Das Rechenmodell für die Komponente Stützensteg auf Druck nach Kühnemund (2003) sollte durch Versuche mit HEM-Profilen an dieser Komponente verifiziert werden, um den Anwendungsbereich des Modells zu erweitern.

Versuch V9 hat gezeigt, dass wesentlich größere **mittragende Breiten** als nach prEN 1994-1-1 (2003) angerechnet werden können. Dies sollte durch weitere Versuche umfassender untersucht werden. Die Berücksichtigung größerer mittragender Plattenbreiten im Stützbereich sind für den Verbundbau generell von größtem Interesse. Hierin liegt ein wesentliches Optimierungspotential, das unbedingt genutzt werden sollte. Dann kann auch bei geringen Bewehrungsgraden ein sehr hohes Stützmoment angerechnet werden. Außer der Einsparung an Bewehrung kann ein kleineres Trägerprofil verwendet werden, das heißt die Bauhöhe reduziert werden und dem Stahlverbundbau als wirtschaftliche Variante weiteren Auftrieb geben.

Die spezielle Anordnung der Kopfbolzendübel zur Realisierung eines sogenannten „Zugbandes“ ist von generellem Interesse für den Verbundbau. Die Rissbreiten lassen sich hiermit ohne zusätzlichen Aufwand auch beim Gebrauchslastniveau reduzieren. Da häufig für die Dimensionierung der Bewehrung der Gebrauchstauglichkeitsnachweis (v. a. Rissbreitenbeschränkung) maßgebend wird, kann somit Bewehrung eingespart werden und eine größere Momentenumlagerung in das Feld erreicht werden. Dadurch kann die Verbundkonstruktion optimal ausgenutzt werden und an Wirtschaftlichkeit gewinnt. Hierzu können weitere Untersuchungen wertvolle Hinweise geben.

7 Literatur

Ahmed, B.; Li, T. Q.; Nethercot, D. A.: Design of finplate and angle cleated connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 41 (1997), p. 1-30.

Alvarez, M.; Marti, P.: Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen. IBK Bericht Nr. 222, September 1996, ETH Zürich.

Amadio, C.; Fedrigo, C.; Fragiaco, M.; Macorini, L.: Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams. *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004), p. 199-220.

Anderson, D.; Najafi, A.A.: Performance of composite connections: Major axis end plate joints. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 31 (1994), p. 31-57.

Ansourian, P. : Beitrag zur plastischen Bemessung von Verbundträgern. *Der Bauingenieur* 59 (1984), S. 267-272.

Aribert, J. M.; Lachal, A.; Dinga, O.: Modélisation du comportement d'assemblages métalliques semi-rigides de type poutre-poteau boulonnés par platine d'extrémité. *Revue Construction Métallique* 1999/1, p. 25-46.

Bachmann, H.: Duktiler Bewehrungsstahl – unentbehrlich für Stahlbetontragwerke. *Beton- und Stahlbetonbau* 95, Heft 4/2000, S. 206-217.

Badran, M.: Modelling of the connection zone on composite joints. Dissertation Universität Innsbruck (1995).

Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nichtruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997.

Beguin, P.: Calcul d'un assemblage mixte. *Revue Construction Métallique*, (3/2000), p. 57-90.

Bernuzzi, C.; Zandonini, R.; Zanon, P.: Rotational behaviour of end plate connections. *Costruzioni Metalliche* (2/1991).

Bode, H.: Euro Verbundbau. Werner Verlag, 1998.

Bode, H.; Kronenberger, H.-J.: Zum Einfluß teiltragfähiger verformbarer Verbundanschlüsse auf das Tragverhalten von Einfeldträgern. *Stahlbau* 67 (7/1998), S. 501.

Borges, L.: Probabilistic evaluation of the rotation capacity of steel joints. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, especialidade de Estruturas. Coimbra 2003.

Bose, B.: Design resistance of unstiffened column web subject to transverse compression in beam-to-column joints. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 45 (1998), p. 1-15.

Broderick, B. M.; Thomson, A. W.: The response of flush end-plate joints under earthquake loading. *Journal of Constructional Steel Research* 58 (2002) p. 1161-1175.

Brown, N. D.: Windmoment steel frames with standard ductile connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 52 (1999), p. 255-268.

Brugger, R.: Zur Schubtragfähigkeit von Verbundknoten. Dissertation Universität Innsbruck 1993.

- Bursi, O. S.; Ballerini, M.; Nemati, R.; Zandonini, R.: Quasi-static monotonic and low-cycle behaviour of steel isolated tee-stub connections.
- Byfield, M. P.; Dhanalakshmi, M.; Goyder, H.G.D.: Modelling of unpropped semi-continuous composite beams. *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 60 (2004), p. 1353-1367.
- Carvalho, L. C. V.; Andrade, S. A. L.; Vellasco, P. C. G.: Experimental analysis of bolted semi-rigid steel connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), paper No. 131.
- CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro International du Béton, Lausanne, 1990.
- Cerfontaine, F.: Étude analytique de l'interaction entre moment de flexion et effort normal dans les assemblages boulonnés. *Revue Construction Métallique* (4/2001), p. 3-29.
- Chan, S. L.; Chui, P. P. T.: Non-linear static analysis of steel frames with semi-rigid connections. Elsevier 2000.
- Chen, W. F.; Toma, S.: Advanced analysis of steel frames. Theory, software and applications. CRC Press 1996.
- Chen, W. F.; Kim, S.-E.: LRFD Steel design using advanced analysis. CRC Press Boca Raton, New York 1997.
- Chiaki Matsui et. al.: New type of beam-to column connection using embossed wide steel shape. Buckner, D. (ed.): *Composite Construction in Steel and Concrete*, 1988.
- Christopher, J. E.; Bjorhovde, R.: Response characteristics of frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), paper No. 141.
- Ciutina, A.; Aribert, J.-M.; Lachal, A.: Expérimentation et modélisation numérique du comportement d'assemblages boulonnés métalliques et mixtes acier-béton sous sollicitations cycliques de type sismique. *Revue Construction Métallique*, No 1/2004.
- Commission of the European Communities, Directorate General for Science, Research and Development, Technical Research Steel (XII-C4): Frame design including joint behaviour. ECSC Contracts n° 7210/SA212 and 320 January 1997. Université de Liège, Département M.S.M., Liège; C.T.I.C.M. Saint-Remy-les-Chevreuse; TNO, Building and Construction Research, Delft; RWTH, Lehrstuhl für Stahlbau, Aachen; CRIF, Département Construction Métallique, Liège.
- Davies, M.: Frame instability and strain hardening in plastic theory. *Journal of the Structural Division*, (6/1966), ASCE p. 1-14.
- DIN 488-1: Betonstahl. Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. September 1984.
- DIN 488-3: Betonstahl. Betonstahl Prüfungen, Juni 1986.
- DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.
- DIN 1055-4: Lastannahmen für Bauten. Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken. August 1986.
- DIN EN 10002-1: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Dezember 2001.

DIN 18800-1: Stahlbauten. Bemessung und Konstruktion. November 1990.

Dinga, O.N.: Étude du comportement des assemblages poutre-poteau en acier et mixtes acier-béton boulonnés par platine d'extrémité. Thèse de Doctorat INSA de Rennes, Novembre 1998.

Dissanayake, U. I.; Davison, J. B.; I. W. Burgess: Limit state behaviour of composite frames. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46 (1998), paper No. 71.

ECCS Document No. 109: Design of Composite Joints for Buildings. ECCS Technical Committee 11 – Composite Structures, First Edition 1999. Anderson, D. (ed.); Aribert, J.-M.; Bode, H.; Huber, G.; Jaspart, J.-P.; Kronenberger, H.-J.; Tschemmerneegg, F.

prEN 1990: Eurocode. Basic of structural design. Annex D: Design assisted by testing. Final Draft July 2001.

ENV 1992-1-1: Planung von Stahlbetontragwerken; Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausgabe Juni 1992.

prEN 1992-1-1 (rev. final draft): Design of concrete structures – part 1. General rules and rules for buildings. Draft stage 49, July 2002.

ENV 1993-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1.1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. April 1992.

ENV 1993-1-1/A2: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, Amendment A2, Annex J, Oktober 1998.

prEN 1993-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für Stabtragwerke und Anwendungen für den Hochbau. Endgültiger Entwurf 19. Mai 2003.

prEN 1993-1-8: Design of steel structures. Design of joints. November 2003.

ENV 1994-1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln. Februar 1994.

prEN 1994-1-1: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. English version, edited document, 6 May 2003.

E DIN 18800-5: Stahlbauten. Teil 5. Verbundtragwerke aus Stahl und Beton. Bemessung und Konstruktion. November 2004.

El-Tawil, S.; Deierlein, G.: Nonlinear analysis of mixed steel-concrete frames. I: Element formulation. Journal of Structural Engineering ASCE No. 127 (6), 2001, p. 645-655.

El-Tawil, S.; Deierlein, G.: Nonlinear analysis of mixed steel-concrete frames. II: Implementation and verification. Journal of Structural Engineering ASCE No. 127 (6), 2001a, p. 656-665.

Elz, S.: Untersuchungen zum Riß- und Tragverhalten des Betongurtes von Verbundträgern im negativen Momentenbereich. Dissertation Universität Kaiserslautern, Shaker Verlag, Aachen 2000.

Fabbrocino, G.; Manfredi, G.; Cosenza, E: Analysis of continuous composite beams including partial interaction and bond. Journal of Structural Engineering Vol. 126, (11/2000), p. 1288-1294.

- Fabbricino, G.; Manfredi, G.; Cosenza, E.: Ductility of composite beams under negative bending: An equivalence index for reinforcing steel classification. *Journal of Constructional Steel Research* 57 (2001) p. 185 – 202
- Faella, C.; Piluso, V.; Rizzano, G.: *Structural steel semirigid connections. Theory, design and software.* CRC Press Boca Raton, London, New York, Washington 2000.
- Fang, L. X. et al.: Strength analysis of semi-rigid steel-concrete composite frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 52 (1999), p. 269-291.
- Ferreira, L.; Andrade, S.; Vellasco, P.: *Composite semi-rigid connections for edge and corner columns.* PUC, Rio de Janeiro.
- Fiedler, Ch.: *Mitwirkung des Betons zwischen Rissen unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses eines hochfesten Betons.* Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2000.
- Fink, A.: *Das Momentenrotationsverhalten von Verbundknoten mit Verbundstützen aus Rechteckhohlprofilen.* Dissertation Innsbruck, 1997.
- Foley, C. M.; Vinnakota, S.: Toward design office moment-rotation curves for end-plate beam to column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 35 (1995), p. 217-254.
- Galvani, M.: *Analisi sperimentale e modellazione del comportamento isteretico di collegamenti flangiati in acciaio.* Tesi di Laurea, Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale, Facoltà di Ingegneria – Università degli Studi di Trento, 1996/97.
- Gebekken, N.; Wanzek, T.; Petersen, C.: *Semi-rigid connections T-stub Modelle –Versuchsbericht – Report on Experimental Investigations.* Universität der Bundeswehr München. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, 97/2, (Deutsch u. Englisch).
- Gervásio, H.; da Silva, L.; Borges, L.: Reliability assessment of the post-limit stiffness and ductility of steel joints. *Proceedings of third European Conference on Steel Structures*, 19-20 September 2002 in Coimbra, Portugal (Eurosteel 2002). Lamas, A; da Silva, L. (eds.).
- Gioncu, V.; Mateescu, G.; Petcu, D.; Anthimos, A.: Prediction of available ductility by means of local plastic mechanism method: Ductrot computer program. Mazzolani, F. (ed.): *Moment resistant connections of steel frames in seismic areas.* E&FN SPON London and New York, 2000.
- Gioncu, V.: Ductility of steel structures, general report. Ivanyi, M. (ed.): *Stability and ductility of steel structures (SDSS 2002)*, Akademiai Kiado, Budapest, p. 245-258.
- Gioncu, V.; Mazzolani, F.: *Ductility of seismic resistant steel structures.* SPON Press, London and New York, 2002a.
- Girão, A.; Bijlaard, F.; da Silva, L.: On the behaviour of bolted plate connections modelled by welded T-stubs. *Proceedings of third European Conference on Steel Structures*, 19-20 September 2002 in Coimbra, Portugal (Eurosteel 2002), Lamas, A; da Silva, L. (eds.).
- Girão, A.; Bijlaard, F.; Gresnigt, N.; da Silva, L.: Experimental assessment of the behaviour of bolted T-stub connections made of welded plates. *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 60 (2004) p. 269-311
- Gizejowski, M. A.; Papangelis, J. P.; Parameswar, H. C.: Stability design of semi-continuous steel frame structures. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), paper No. 148.

Graße, W.: Zuverlässigkeitstheorie und Stahlbau. Aus Bauen mit Stahl, Dokumentation 651, Fachsitzung I, Deutscher Stahlbautag 1998, Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung.

Hanswille, G.: Zur Reißbreitenbeschränkung von Verbundträgern. Ruhr-Universität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Dissertation, Mitteilung Nr. 86-1, 1986.

Hensman, J. S.; Nethercot, D. A.: Numerical study of unbraced composite frames: Generation of data to validate use of the wind moment method of design. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57 (2001), p. 791-809.

Hilsdorf, H. K.: Beton. Teil I, Kap. A. Betonkalender 1996, Editor: Eibl, J, Verlag Ernst & Sohn.

Hittenberger, R.: Zur Durchdringung von Stützen und Deckenplatten bei Verbundknoten. Dissertation, Universität Innsbruck, 1992.

Huber G.: Non – linear calculations of composite sections and semi-continous joints. Dissertation, Universität Innsbruck, 1999.

Jaspart, J.-P: Étude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. Ph. D. Thesis M.S:M. Department Université de Liège, Januar 1991.

Jost, M.; Odenbreit, C.: Berechnung von Stahlverbundträgern. Ein Rechenmodell zur Berücksichtigung von verformbaren, teiltragfähigen Verbundanschlüssen. Stahlbau 73, Heft 7/2004, S. 495-504.

Kathage, K.: Beitrag zur plastischen Bemessung durchlaufender Verbundträger mit Verbundanschlüssen. Ruhr-Universität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Dissertation, Mitteilung Nr. 95-2, 1995.

Kattner, M.: Beitrag zum Entwurf von Rahmen mit Verbundknoten im Hochbau. Thèse MK No. 2055 , Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1999.

Kemp, Alan R.; Nethercot, David A.: Required and available rotations in continuous beams with semi-rigid connections. Journal of Constructional Research Vol. 57 (2001), p. 375-400.

Kempmann, K.: Mitwirkung des Betons zwischen Rissen bei elastischen und nichtelastischen Stahldehnungen in Stahlbetonzugkörpern. Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1998.

Kindmann, R.; Kathage, K.: Experimentelle Untersuchungen zur Rotationskapazität von Verbundanschlüssen. Stahlbau 10/94, S. 319-328.

Kishi, N.; Chen, W. F.: Data-base of steel beam to column connections. Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26 (1986). School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.

Koci, S.: Zur experimentellen und numerischen Ermittlung der Mitwirkung des Betons zwischen Rissen in Stahlbetonkörpern. Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1998.

Kozłowski, A.: Kształtowanie szkieletów stalowych i zespolonych o węzłach półsztywnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów 1999.

- Kreller, H.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. DAfStb Heft 409, Beuth Verlag, Berlin 1990.
- Kuhlmann, U.: Rotationskapazität biegebeanspruchter I-Profile unter Berücksichtigung des plastischen Beulens. Ruhr-Universität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilung Nr. 86-5, Dissertation, Juni 1986.
- Kuhlmann, U.; Sedlacek, G.; Kühnemund, F.; Stangenberg, H.: Verformungsverhalten der Komponenten von wirtschaftlichen steifenlosen Anschlußkonstruktionen für die Anwendung plastischer Bemessungskonzepte im Stahlbau. DAST Forschungsbericht, 4/2001.
- Kuhlmann, U., Sedlacek, G., Kühnemund, F., Stangenberg, H.: Vorhandene Rotationskapazität wirtschaftlicher Anschlußkonstruktionen auf der Basis des Komponentenverhaltens für die Anwendung plastischer Bemessungskonzepte im Stahlbau. Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2002-3, Schlußbericht, Forschungsvorhaben im Auftrag der Stiftung Industrieforschung, S478, November 2002, (2002a).
- Kuhlmann, U.; Schäfer, M.: Forschungsbericht zum Forschungsvorhaben P505 „Innovative verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten“. Gefördert durch die Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2003. Mitteilungen Nr. 2003-46X. Veröffentlichung 2004, ISBN 3-934238-963, Verlag- und Vertriebsgesellschaft Düsseldorf.
- Kuhlmann, U.; Schäfer, M.: Versuchsbericht zum Forschungsvorhaben P505 „Innovative verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten“. Messdaten. Gefördert durch die Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Mitteilungen 2004-58X.
- Kuhlmann, U. (2004a): Duktilitätskriterien für typisierte Stirnplattenverbindungen. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf. Forschungsantrag AiF 10/2004.
- Kühnemund, F.: Zum Rotationsnachweis nachgiebiger Knoten im Stahlbau. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilungen Nr. 2003-1.
- Kürschner, K.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilungen Nr. 2003-4.
- Lahmeyer, J.: Untersuchungen an verschiebblichen Verbundrahmenelementen mit teiltragfähigen Verbundknoten. Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilungen Nr. 2003-5x.
- Leitner, Hermann: Die Querkraftdeformation von Verbundknoten. Diplomarbeit, Universität Innsbruck 1989.
- Leon, R.: Semi-rigid composite construction. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 15 (1990), p. 99-120.
- Lettow, S.: Mitwirkung des Betons zwischen Rissen im inelastischen Stahldehnungsbereich unter besonderer Berücksichtigung der Materialeigenschaften und der Oberflächengestalt des Stahls. Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart 1998.
- Li, T. Q.; Choo, B. S.; Nethercot, D. A.: Connection method for the analysis of semi rigid frames. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 32 (1995), p. 143-171.

- Li, T. Q.; Choo, B. S.; Nethercot, D. A.: Determination of rotation capacity requirements for steel composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 32 (1995a), p. 303-322.
- Li, T. Q.; Nethercot, D. A.; Choo, B. S.: Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 38 (1996), p. 125-198.
- Li, T. Q.; Moore, D. B.; Nethercot, D. A.; Choo, B. S.: The experimental behaviour of a full scale, semi-rigidity connected composite frame: Overall considerations. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 39 (1996a), p. 167-192.
- Li, T. Q.; Moore, D. B.; Nethercot, D. A.; Choo, B. S.: The experimental behaviour of a full scale, semi-rigidity connected composite frame. Detailed Appraisal. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 39 (1996b), p. 193-220.
- Li, T. Q.; Nethercot, D. A.; Lawson, R. M.: Required rotation of composite connections. *Journal of Constructional Research* Vol 56 (2000) p. 151-173.
- Liew, R.; Yu, C. H.; Ng, Y. H.; Shanmugam, N. E.: Testing of semi-rigid unbraced frames for calibration of second-order inelastic analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 41 (1997), p. 159-195.
- Liew, R.; Chen, H.; Shanmugam, N. E.: Inelastic analysis of steel frames with composite beams. *Journal of Structural Engineering* 2/2001 Vol. 127 No. 2, p. 194-202.
- Liew, J. Y. Richard, Teo, T. H.; Shanmugam, N. E.: Composite joints subjected to reversal loading. Part 1 + 2. *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004).
- Maurer, R.: Grundlagen zur Bemessung des Betongurtes von Stahlverbundträgern. Dissertation D17, Technische Hochschule Darmstadt, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, 1992.
- Mayer, Utz: Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2001.
- Monforton, Wu, T. S.: Matrix analysis of semi-rigidly connected frames. *Journal of the Structural Division*, ASCE Vol. 89, 12/1963, p.13 –43.
- Müller, G.: Das Momentenrotationsverhalten von Verbundknoten mit Verbundstützen aus Rohrprofilen. Dissertation, Universität Innsbruck, 1998.
- NA Bau: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Beuth-Verlag Köln, 1981.
- Najafi, A. A.: End plate connections and their influence on steel and composite structures. PhD Thesis, University of Warwick, UK, 1992.
- Nedli, P.: Geometrically nonlinear elastic-plastic analysis of frames with semi-rigid joints. Ivanyi, M. (ed.): *Stability and ductility of steel structures (SDSS 2002)*, Akademiai Kiado, Budapest, p. 259-264.
- Odenbreit, C.: Zur Ermittlung der Tragfähigkeiten, der Steifigkeiten und der Schnittgrößen von Verbundträgern mit halbsteifen, teiltragfähigen Verbundanschlüssen. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 2000.

- Olsen, P. C.: Bolted endplate connections revisited. *Journal of Constructional Steel Research*, 58 (2002), p. 1265-1280.
- Ren, P.: Steel connections allowing for the influence of reinforced-concrete slabs. These N° 1369, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1995.
- Pasternak, H.; Schwarzlos, A.: Zur Interaktion zwischen Biegemoment und Normalkraft bei nachgiebigen Verbindungen. *Bauingenieur*, Mai 2002, S. 199-206.
- Puhali, R.; Smotlak, I.; Zandonini, R.: Semi-rigid composite action: experimental analysis and a suitable model. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 15 (1990), p.121-151.
- Reisch, C.: Einflußgrößen auf die Rotationskapazität nachgiebiger Stahlknoten bei symmetrischer Belastung. Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilungen Nr. 2001-39X.
- Ribeiro, L. F. L.; Goncalves, R. M.; Castilglioni, C. A.: Beam-to-column end plate connections – An experimental analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), Paper No. 304.
- Rodrigues, F. C.; Saldanha, A. C.; Pfeil, M. S.: Non-linear analysis of steel plane frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), Paper No. 145.
- Rußwurm, D.: Betonstähle für den Stahlbetonbau. Eigenschaften und Verwendung. Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, 1993.
- Ryan, I.: Calcul d'assemblages poutre-poteau selon l'Annexe J de l'Eurocode 3. *Construction Métallique*, No 1/2004.
- Schiebelbein, E.: Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen unter Berücksichtigung des Einflusses von hochfestem Beton und hochfestem Stahlfaserbeton. Entwurfsarbeit, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2003
- Schwarzkopf, M.: BSt 500 MA das neue Mattenprogramm im Einklang mit DIN-1045-1: 2001-07. *Der Bauingenieur*, Dez 2001, S. 557-562.
- Sedlacek, G.; Hoffmeister, B.: Ein neues Verfahren zur nichtlinearen Berechnung von Tragwerken. *Stahlbau Heft 67* (7/1998), S. 492.
- Sedlacek, G., Weynand, K., Klinkhammer, R., Hüller, V.: Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau, Band 2. Deutscher Stahlbau-Verband DSTV, Stahlbau- Verlag- und Service GmbH, 2. Auflage 2002.
- Shanmugam, N. E.; Yu, C. H.; Liew, R.; Teo, T. H.: Modelling of steel concrete composite joints. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), paper No. 138.
- Da Silva, L.; Simoes, R.; Cruz, P.: Experimental behaviour of end-plate beam-to-column joints under monotonical loading. *Engineering Structures* (2001).
- Simões, R.: Comportamento Ligações mistas viga-pilar sob acções estáticas e cíclicas. Tese, Faculdade de Ciencias e Tecnologia da Universidade de Coimbra (Portugal), 2000.
- Sofistik: STAR 2. Statik der Stabwerke. Sofistik GmbH Oberschleißheim 1995.
- Spaethe, Gerhard: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Auflage, Springer Verlag Wien New York, 1992.

Stenzel, G.: Zur Berücksichtigung von nachgiebigen Verbindungen bei der Berechnung von Stabwerken (Erweiterung der Beam-Line Method). Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, Technische Universität München, 1993.

Steenhuis, M.; Weynand, K.; Gresnigt, A. M.: Strategies for economic design of unbraced steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), Paper No. 69.

Steenhuis, M.; van Herwijnen, F. & Snijder, H.: Safety concepts for ductility of joints. International AISC/ECCS workshop on connections in steel structures IV, Roanoke, Virginia, USA, 2000.

Steurer, A.: Trag- und Verformungsverhalten von auf Zug beanspruchten Schrauben, IBK Bericht Nr. 217, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich Birkenhäuser Verlag, Basel, Mai 1996.

Steurer, A.: Tragverhalten und Rotationsvermögen geschraubter Stirnplattenverbindungen. IBK Bericht Nr. 247, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich Birkenhäuser Verlag, Basel, Dezember 1999.

Tobschall, M.: Stirnplattenverbindung: Tragwirkung und rechnerische Modellierung. Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. Günther Valtinat. Hrsg: Proebe, J. Eberwien 2001, S. 395-406.

Tschammernegg, F.; Bergmann, J.; Marcher, S.: Zur Berechnung von Verbundrahmen mit nachgiebigen Verbundknoten. *Stahlbau* 7/1998.

Tschammernegg, F.; Rubin, D.: Application of the component method to composite joints. COST C1 Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections. Proceedings of the International Conference Liège, 1998a.

Ungermann, D.: Bemessungsverfahren für Vollwand- und Kastenträger unter besonderer Berücksichtigung des Stegverhaltens. RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau, Dissertation, Schriftenreihe Stahlbau, Heft 17, 1990.

Unterwegener, Harald; Greiner, Richard: Zur Rotationssteifigkeit standardisierter geschraubter Stirnplattenverbindungen nach Eurocode. *Stahlbau* 73 (2004) Heft 3, S. 151ff.

Van Keulen, D. C.; Nethercot, D. A.; Snijder, H. H.; Bakker, M. C. M.: Frame analysis incorporating semi-rigid joint action: Applicability of the half initial Secant stiffness approach. *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 59 (2003), p. 1083-1100.

Vayas, I.; Zupancic, D.; Beg, D.: Rotationskapazität von Knoten in Rahmen aus Stahl – Verformbarkeit der Komponenten. *Bauingenieur* Band 78 Januar 2003, S. 44-52.

Weynand, K.: Sicherheits- und Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zur Anwendung nachgiebiger Anschlüsse im Stahlbau. Dissertation, Schriftenreihe Stahlbau RWTH Aachen Heft 35, Shaker Verlag, 1997.

Weynand, K.; Jaspart, J. P.; Steenhuis, M.: Economy studies of steel building frames with semi-rigid joints. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46 (1998), Paper No. 63.

Wiesholzer, J.: Zur Krafteinleitung bei Verbundknoten. Dissertation, Universität Innsbruck, 1992.

Willibald, S.; Packer, J. A.; Puthli, R. S.: Experimental study of bolted HSS flange-plate connections in axial tension. *Journal of Structural Engineering* Vol. 128, No. 3 (2002), p. 328-345.

Wolff, F.: Reibung und Verbundspannungen zwischen Spundwand und Unterwasserbeton. *Bautechnik* 1998 Heft 9, S. 704-709.

Xiao, Y.; Nethercot, D. A.; Choo, B. S.: Moment resistance of composite connections. Dowling; Harding (eds.): *Constructional Steel Design*. Elsevier (1992).

Xiao, Y.; Choo, B. S.; Nethercot, D. A.: Composite connections in steel and concrete. Part 1: Experimental behaviour of composite beam-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 31 (1994), p. 3-30.

Xiao, Y.: Behaviour of composite connections in steel and concrete. Ph. D. Thesis, University of Nottingham, (1994a).

Xiao, Y.; Choo, B. S.; Nethercot, D. A.: Composite connections in steel and concrete. Part 2: Moment capacity of end plate beam to column connections. *Journal of Constructional Research* Vol. 37 (1996), p. 63-90.

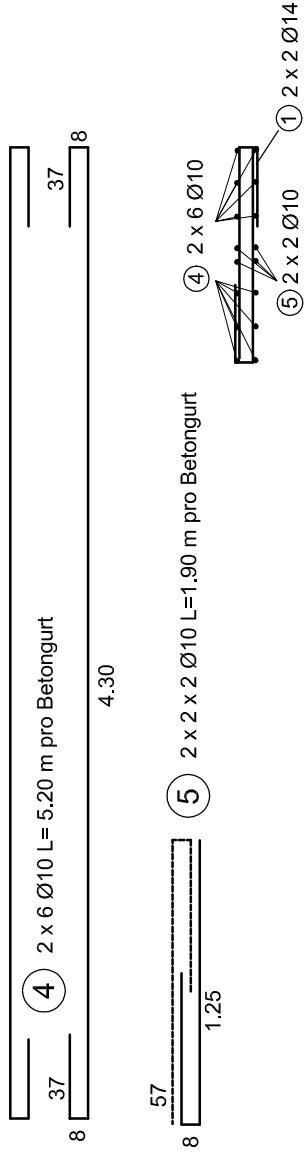
Zupančič, E.: Rotacijska kapaciteta delno togih stikov jeklenih konstrukcij: Magistrska naloga št. 164. Ljubljana. Rotation capacity of semi-rigid connections. Master thesis of science, April 2001 Ljubljana, Slovenia.

Anhang A

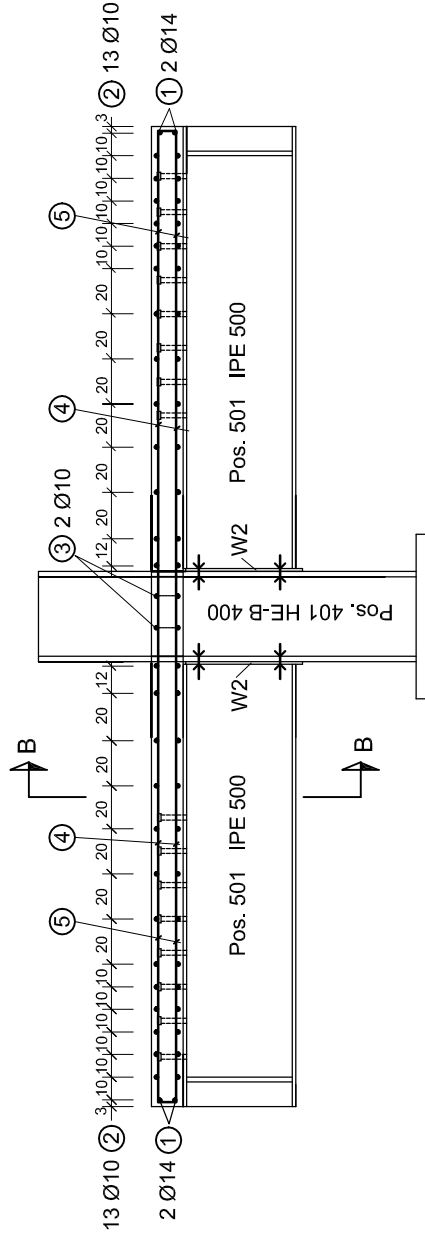
Pläne

Bewehrungspläne, Stahlbaupläne, Messpunkte

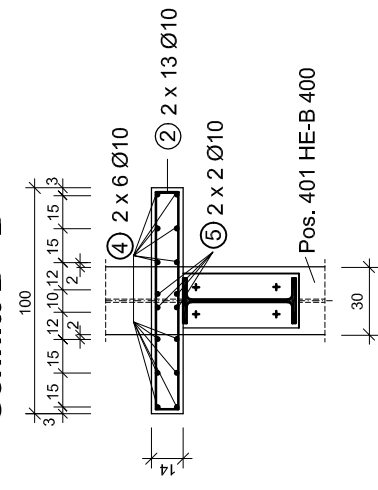
aus Forschungsbericht Kuhlmann/Schäfer (2003)



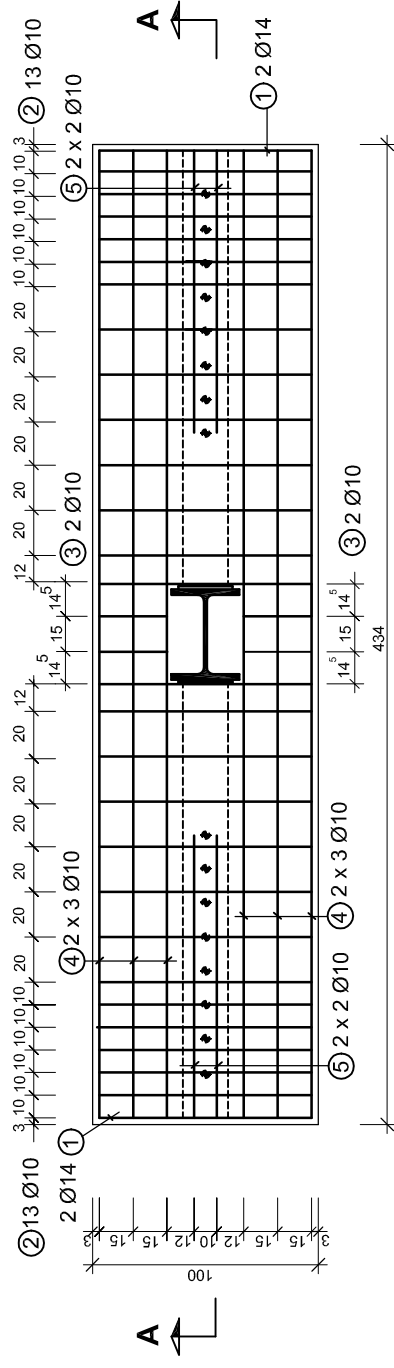
Schnitt A-A



Schritt B - B

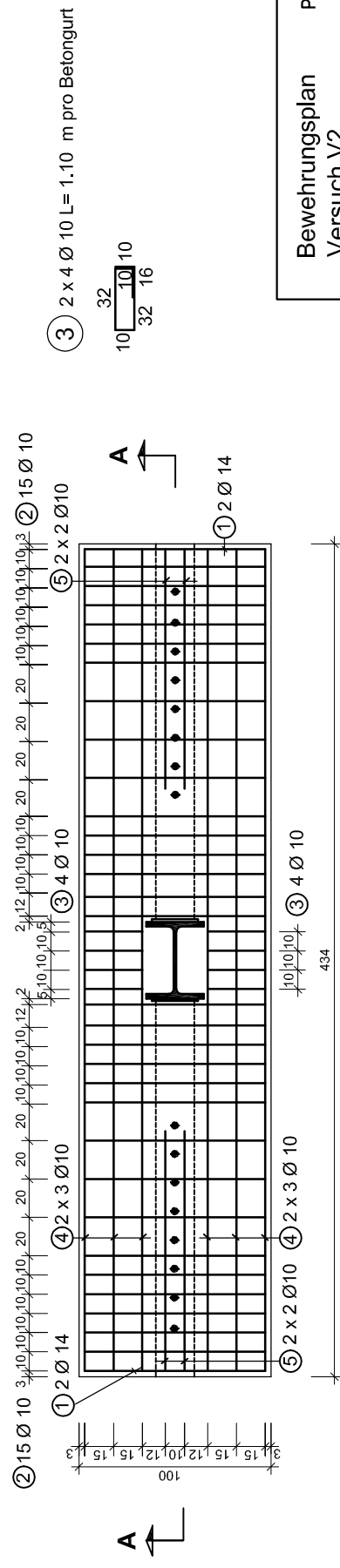
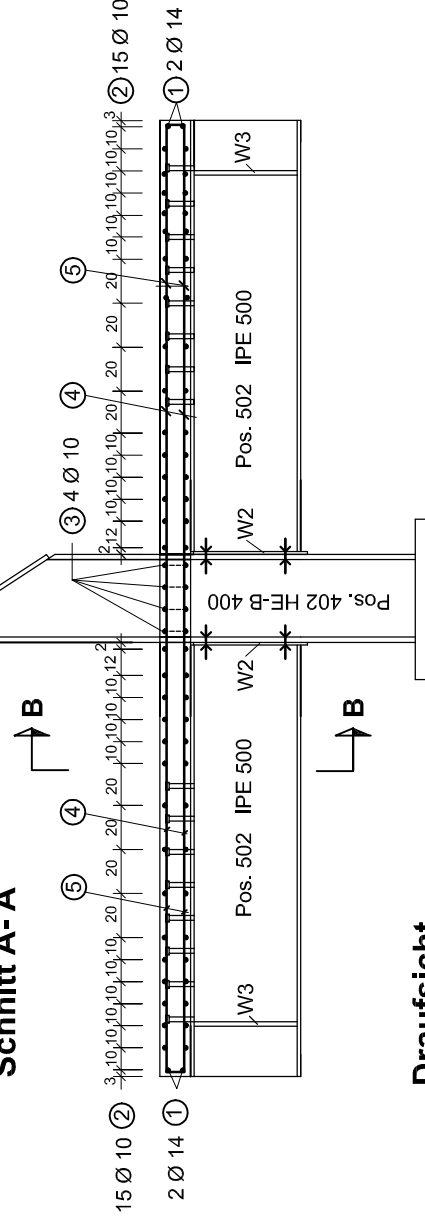
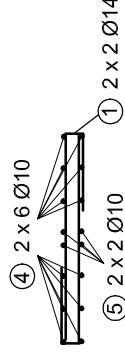
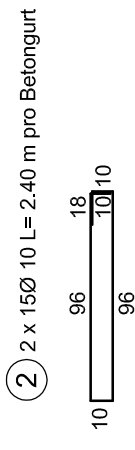
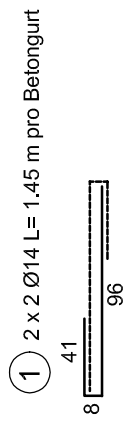


Draufsicht



Bewehrungsplan Versuch V1

Plan Nr.
1a



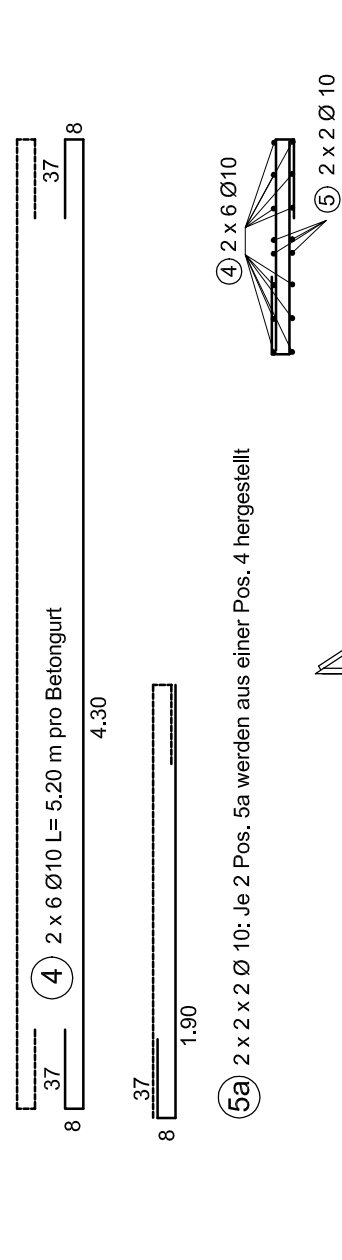
① 2 x 2 Ø 14 L= 1.45 m pro Betongurt

5a) 2 x 2 x 2Ø10: je 2 Pos. 5a werden aus einer Pos. 4 hergestellt

② $2 \times 13 \text{ } \varnothing 10 \text{ } L = 2.40$

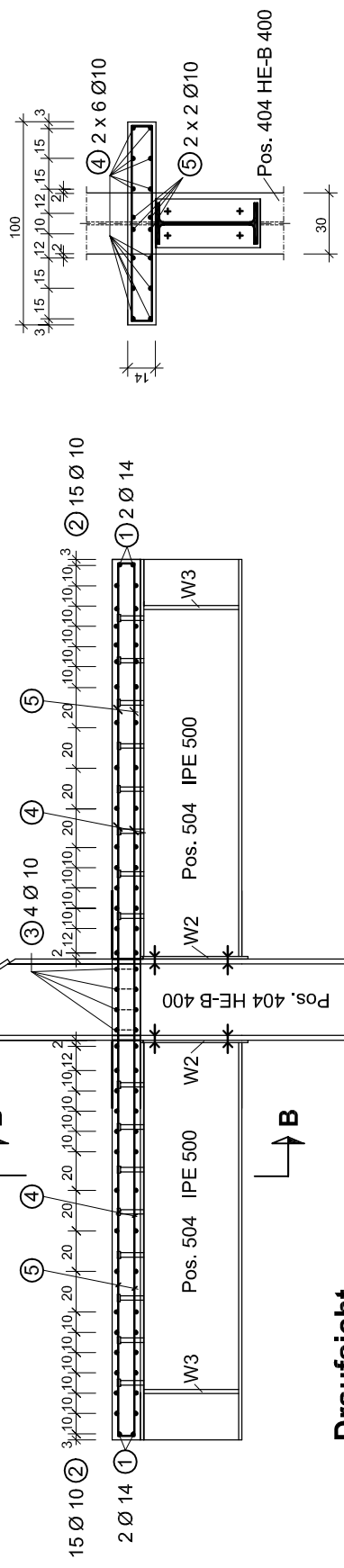
[illegible][illegible]

3 $2 \times 2 \varnothing 10 L = 1,10m$ pro Betongurt

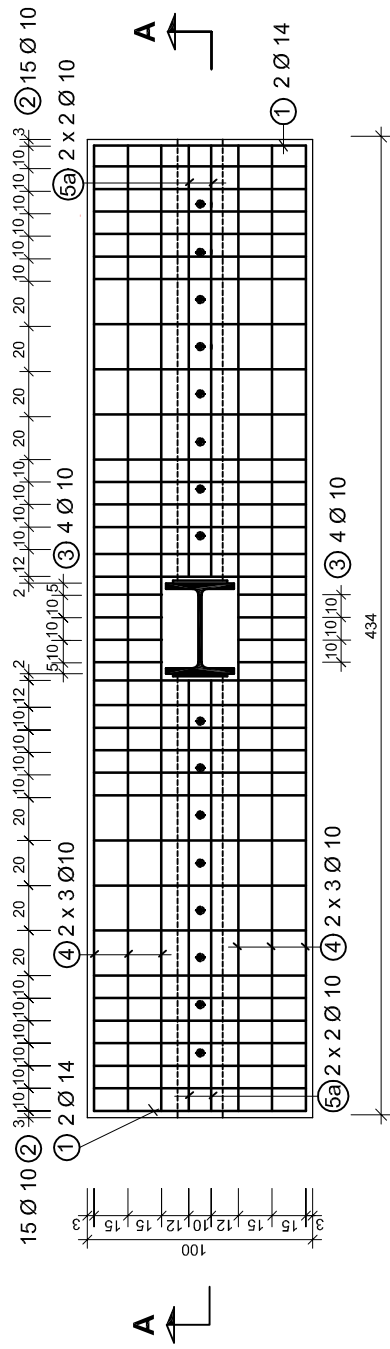


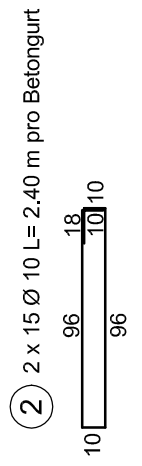
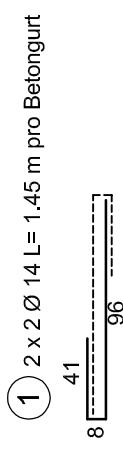
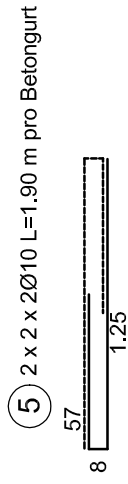
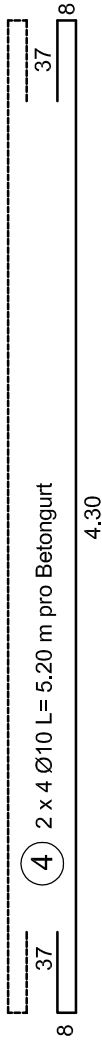
Schnitt A- A

Schnitt B - B

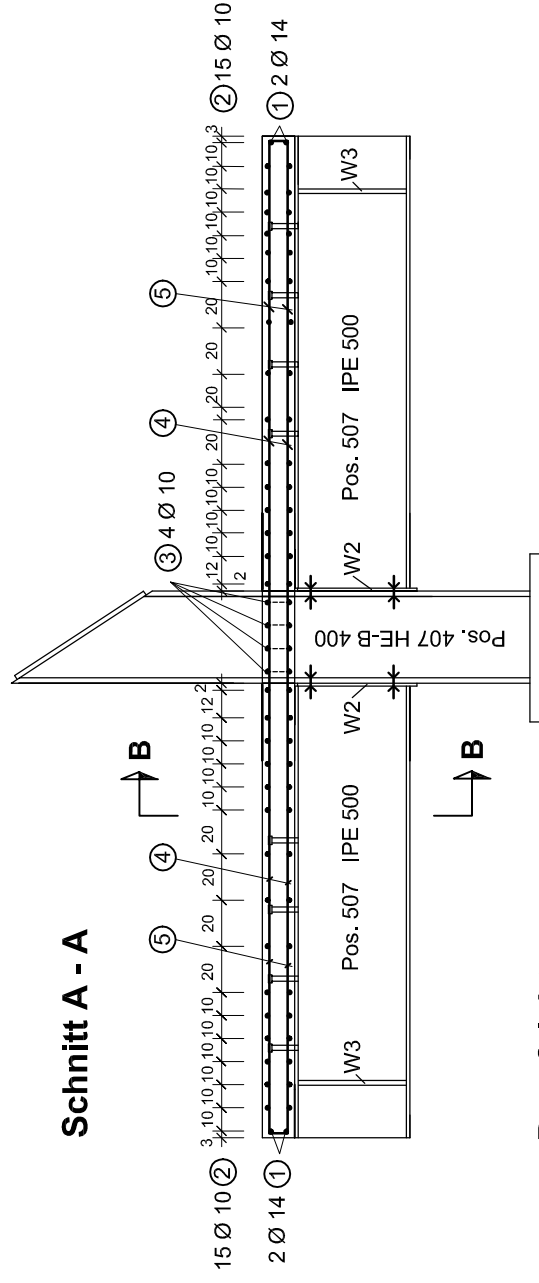


Draufsicht

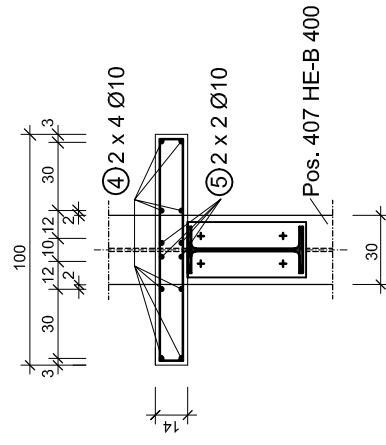




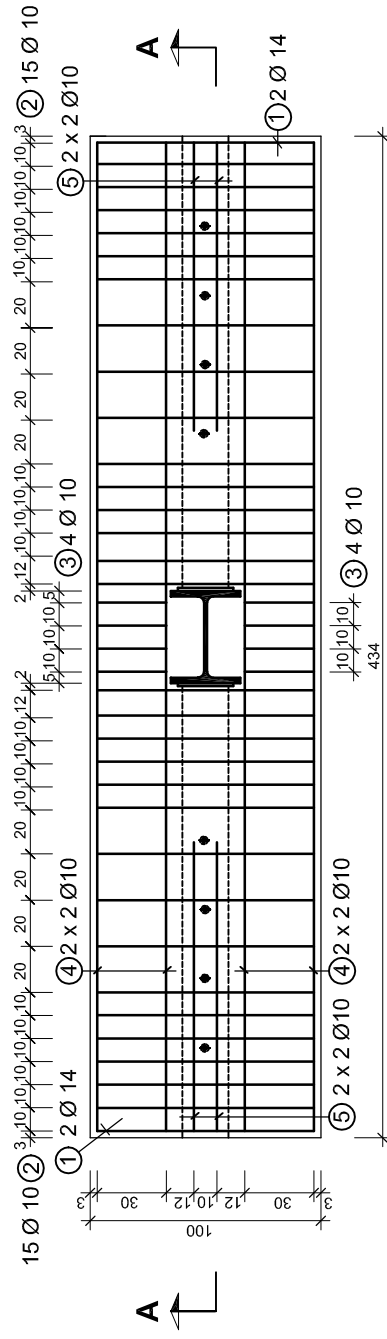
Schnitt A - A



Schnitt B - B

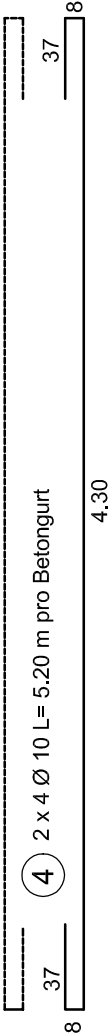


Draufsicht

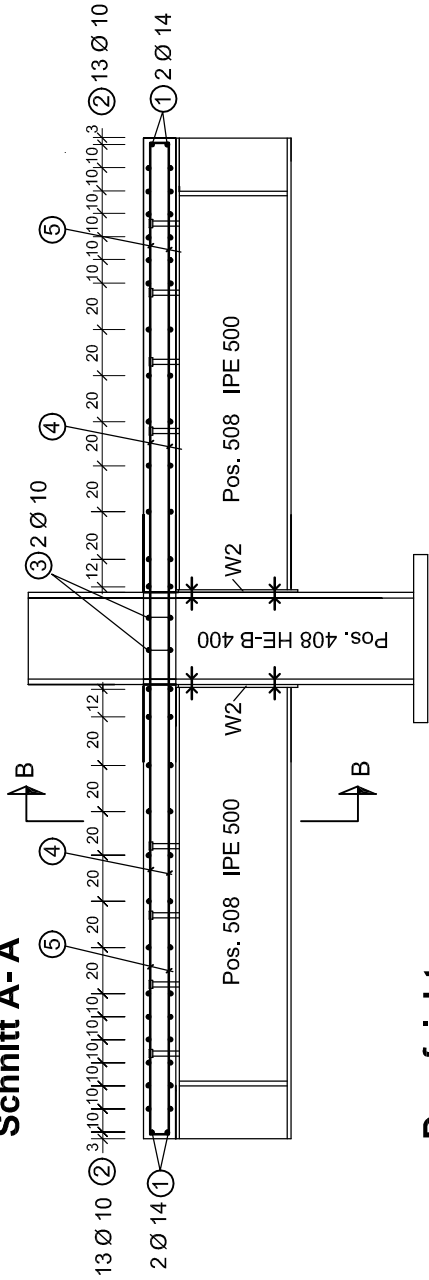


Bewehrungsplan Versuch V7

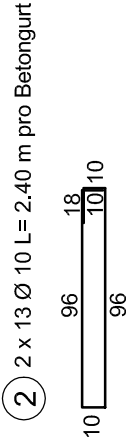
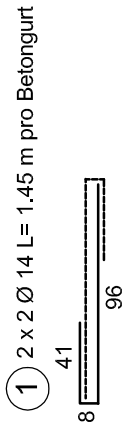
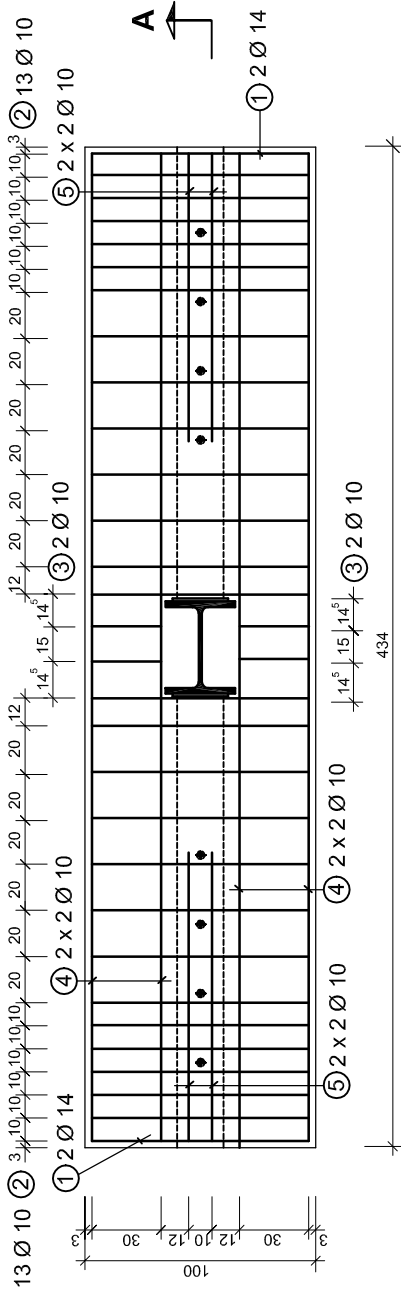
Plan Nr.
7a



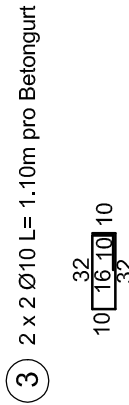
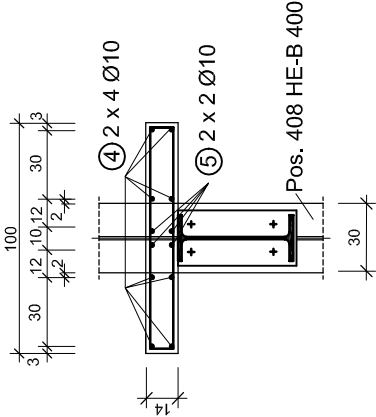
Schnitt A - A



Draufsicht



Schnitt B - B



[illegible][illegible]

Technical drawing of a roof structure showing a cross-section and a plan view.

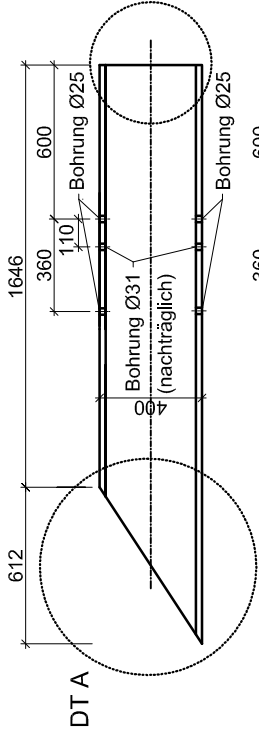
The cross-section shows a roof with a 14% slope. The roof is supported by a 2x10 Ø10 beam (4) and a 2x2 Ø10 beam (5). The beam is labeled "Pos. 409 HE-B 400".

The plan view shows a 30m span and a 200mm width. The beam is labeled "Pos. 409 HE-B 400".

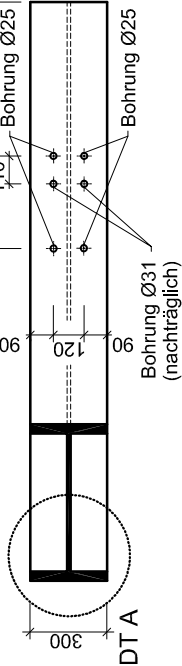
Bewehrungsplan
Versuch V9
Plan Nr. 9b

Stützenpos. 402, 1 mal vorh. HE-B 400

Ansicht

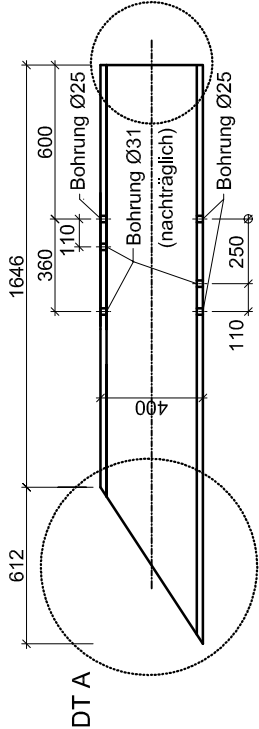


Draufsicht



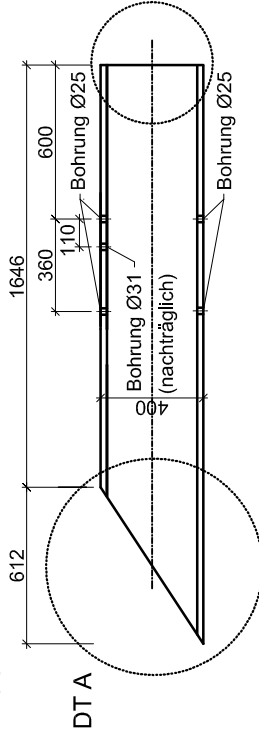
Stützenpos. 404 1 mal vorh. HE-B 400

Ansicht

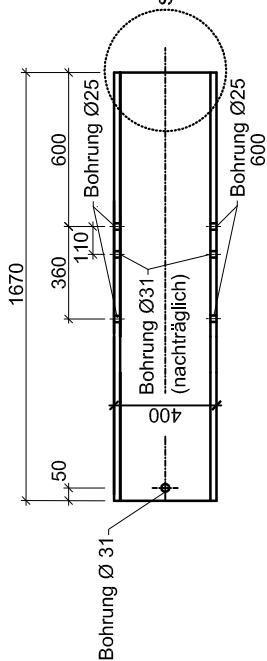


Stützenpos. 407 1 mal vorh. HE-B 400

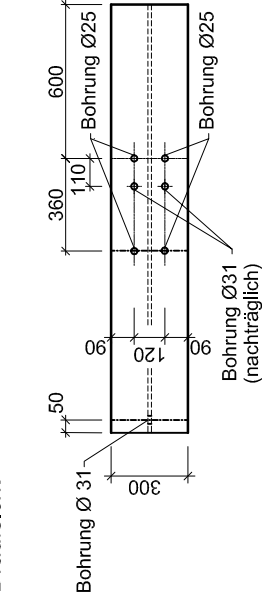
Ansicht



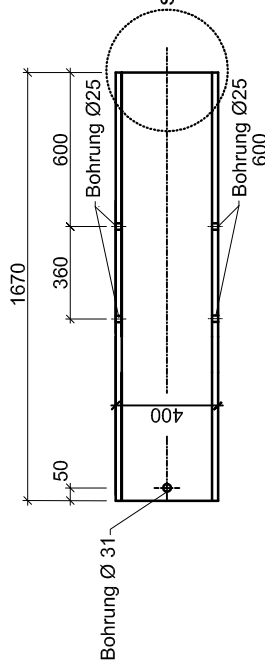
Stützenpos. 401, 405, 406, 408, 409 5 mal vorh. HE-B 400



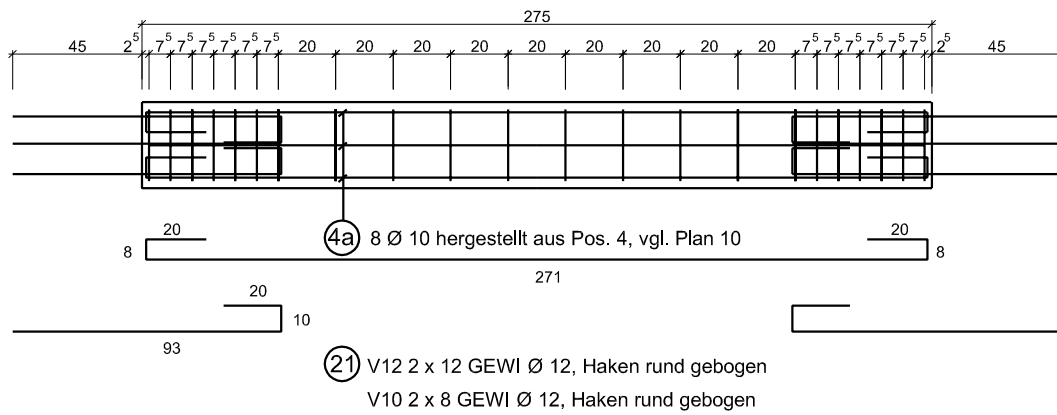
Draufsicht



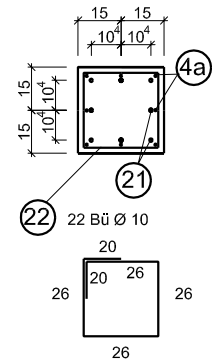
Stützenpos. 403, 1 mal vorh. HE-B 400



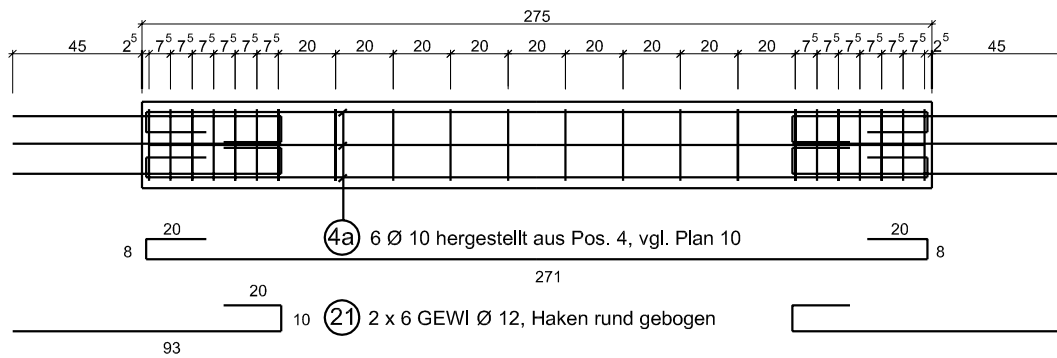
Ansicht Versuchskörper V10, V12 Bew. Grad wie V1 bis V4



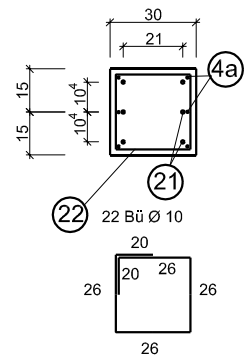
Schnitt V10



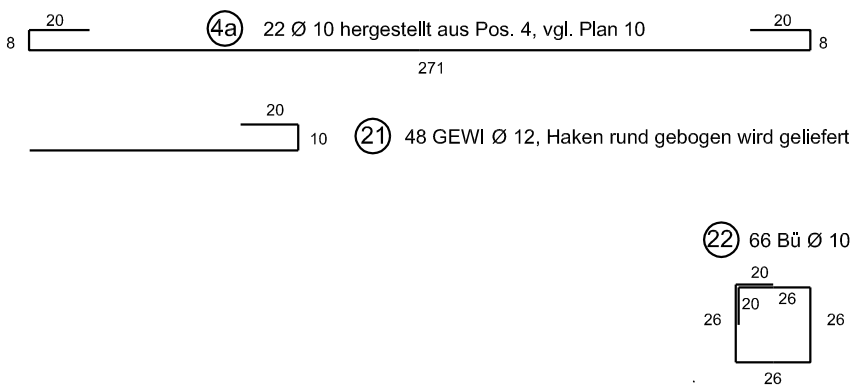
Ansicht Versuchskörper V11 Bew. Grad wie V7 bis V9



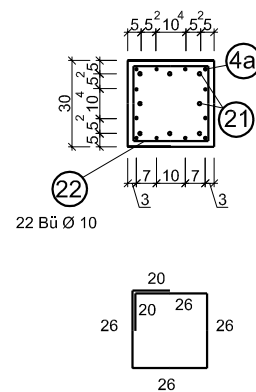
Schnitt V11



Materialliste BSt 500/550

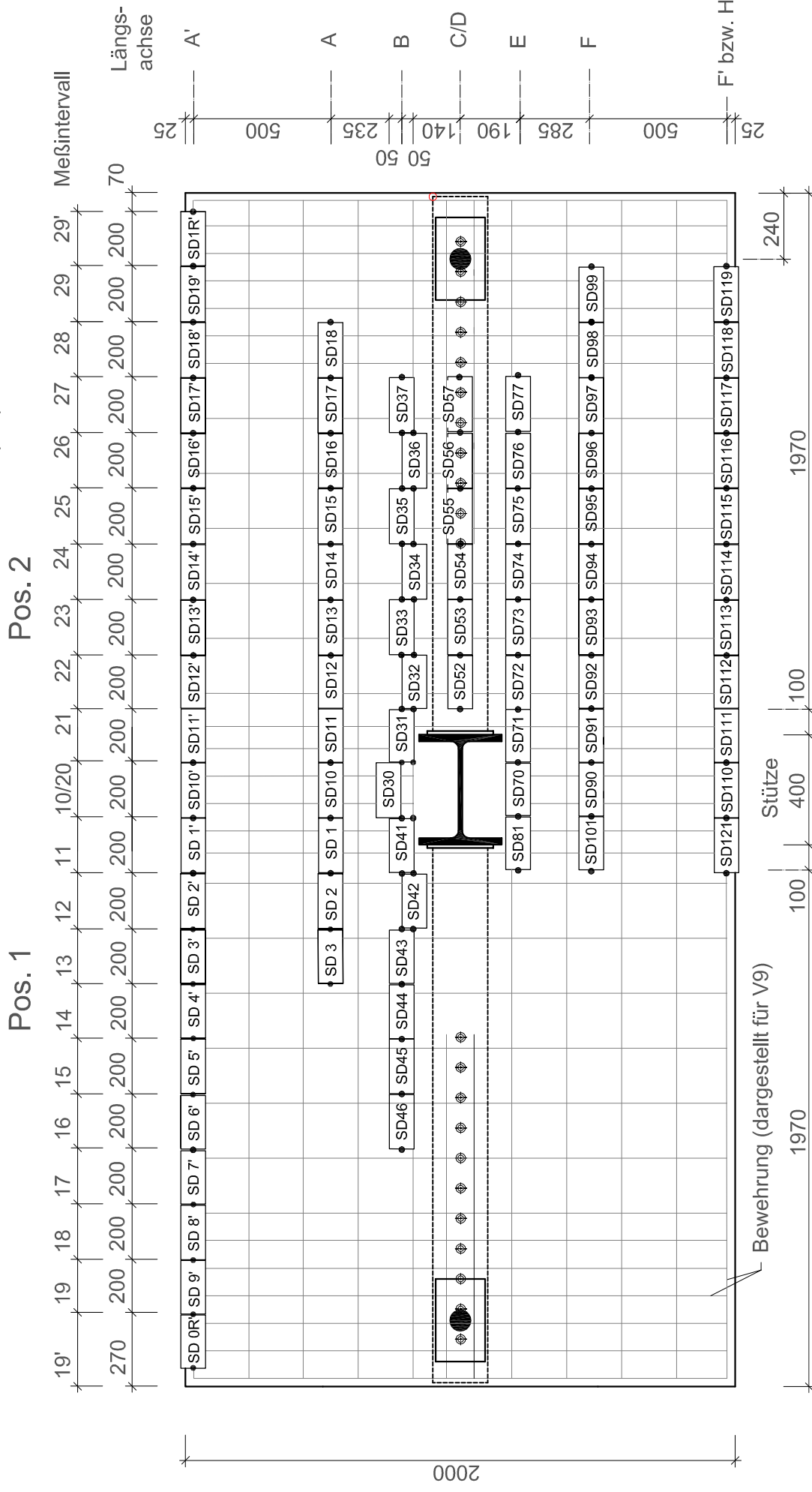


Schnitt V12



Bewehrungsplan
der Komponentenzugversuche
Versuch V10 - V12 Plan Nr. 18a

PLAN 23
Plattenoberseite VERSUCHE MIT 2,0 M PLATTENBREITE (V9)

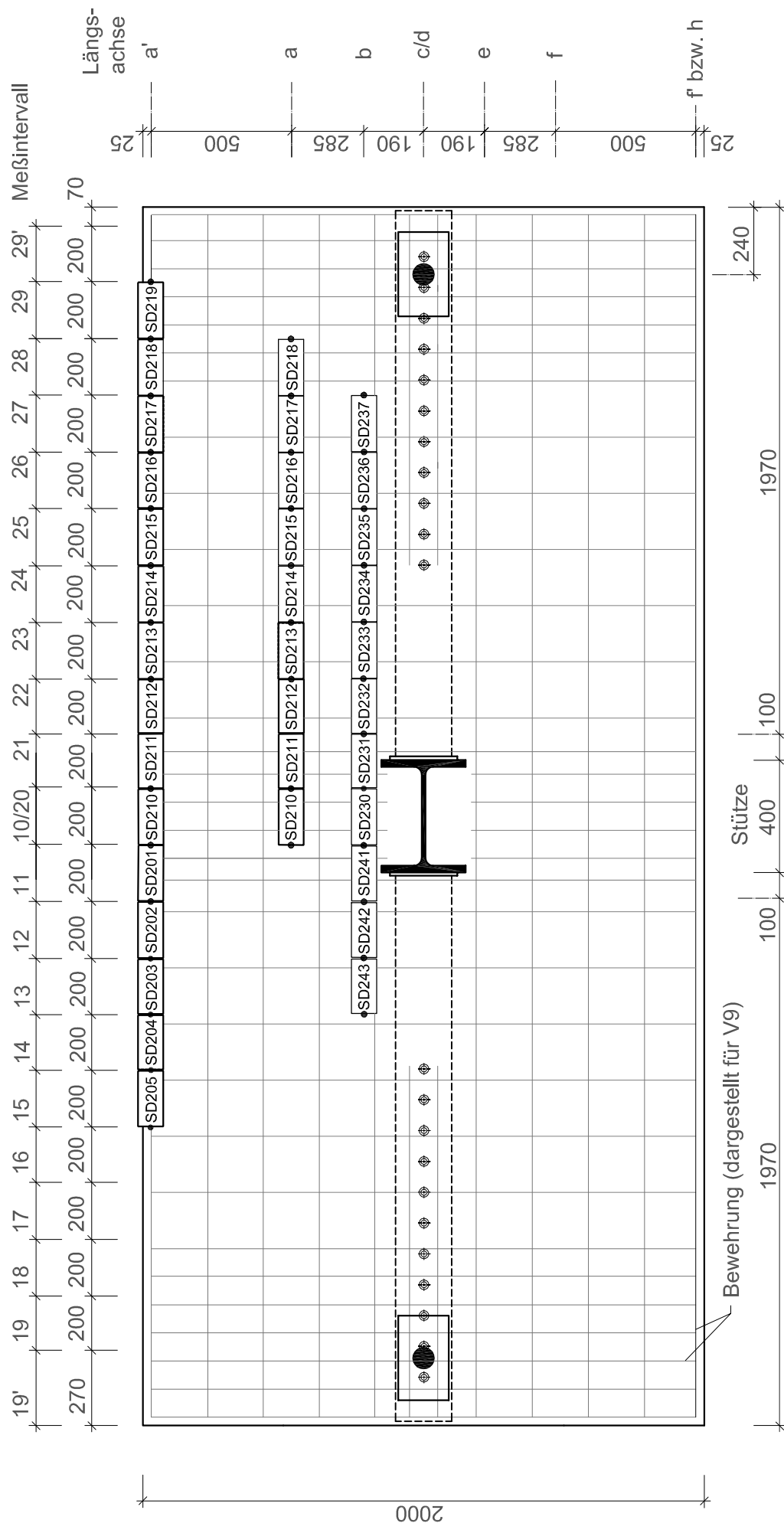


Meßpunkte Plattenoberseite
Versuche V9

PLAN 24
Plattenunterseite VERSUCHE MIT 2,0 M PLATTENBREITE (V9)

Pos. 1

Pos. 2



Meßpunkte Plattenunterseite
Versuche V9

Anhang B: Nachrechnung der Verbundknotenversuche

(Ergänzung zu Kap. 3.3.2 bis 3.3.6)

B.1: Rechenannahmen (Komponentenverhalten)

Die im Rechenmodell (Kap. 3.3.2 bis 3.3.9) verwendeten Kraft-Verformungskurven der einzelnen Komponenten werden in den folgenden Bildern B.1 bis B.2 sowie in Tabelle B.1 bis B.3 angegeben. Die Kalibrierung der Komponente Stirnplatte auf Biegung (Bild B.1) erfolgt an den Stahlknotenversuchen V7a (hohe Schraubenlage) und V2a (tiefe Schraubenlage). Die Komponentenkurve CWC (Bild B.2) wird nur im elastischen Bereich aus den Versuchen V5 und V9 ermittelt und im plastischen Bereich nach Kühnemund (2003) mit dem Programm proLV von Reisch (2001) berechnet. Die Komponentenkurve CWT und CFT (Tabelle B.1) wird aus dem Versuch V3 ermittelt. Für die Bewehrung auf Zug werden entsprechend dem vorhandenen Bewehrungsgrad die entsprechenden Dehnkörperversuche herangezogen, vgl. Zuordnung in Tabelle B.2. Die verwendeten Eingabewerte sind in Tabelle B.3 zusammengestellt.

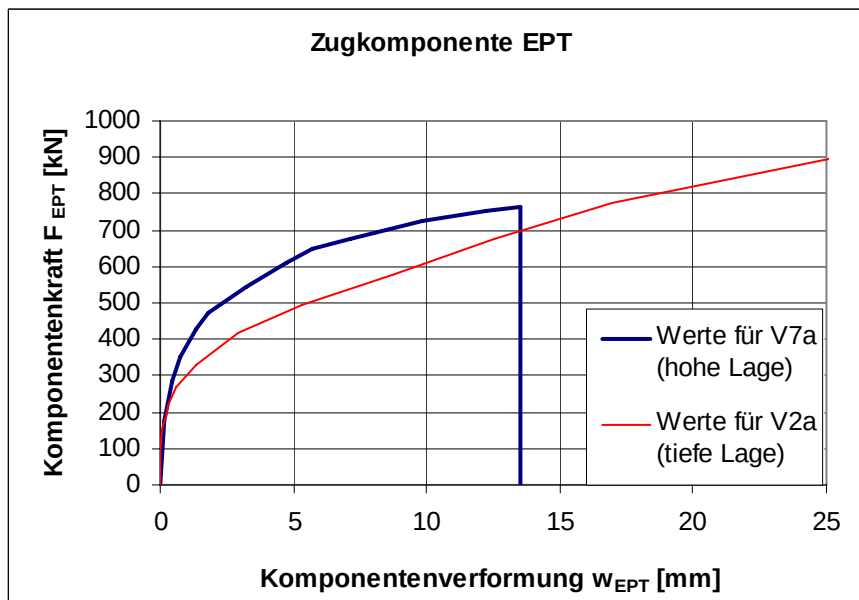


Bild B.1: Komponentenkurve „Stirnplatte auf Biegung“ (EPT)

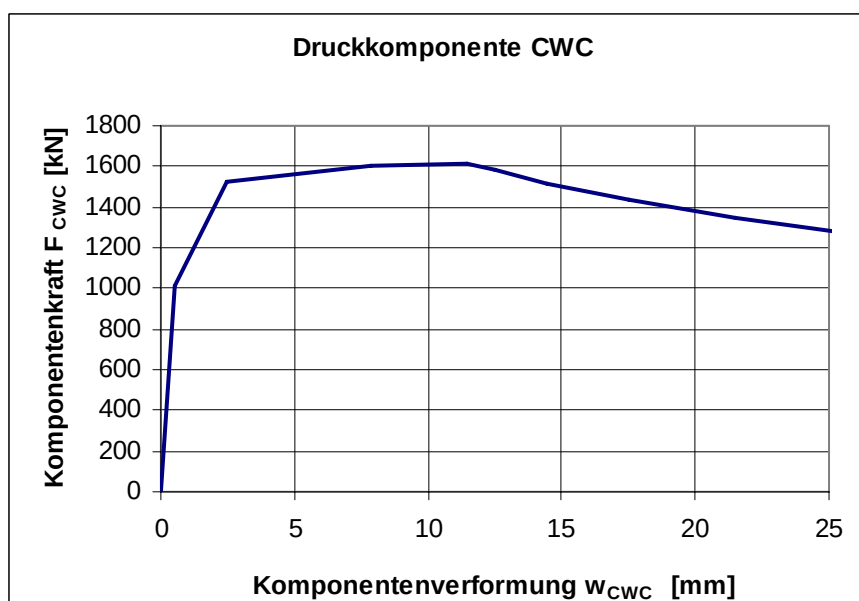


Bild B.2: Komponentenkurve „Stützensteg auf Druck“ (CWC)

Tabelle B.1: Komponentencharakteristik von Stützensteg auf Zug (CWT) und Stützenflansch auf Biegung (CFT)

CWT		CFT	
w mm	F kN	w mm	F kN
0	0	0	0
0,077	554	0,35	554
1,81	1823	3,22	1015
		>3,22	1015

Tabelle B.2: Für die Nachrechnung verwendete Dehnkörper

Verbundknoten Nr.	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
Dehnkörper Nr.	V12	V12	V12	V12	V12	V12	V11	V11	V11

Bei V1 bis V6 wird bei den Vergleichsrechnungen als Variante auch Dehnkörper V10 mit herangezogen

Tabelle B.3: Eingabeparameter für die Vergleichsrechnung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Vers.- körper Nr.	Mess Stop Nr.	Moment		Kopfbolzendübel			Dehn- Körper Nr	Stpl.-Anschl		Bew. n Stück	Platte b mm	Elementeinteilung		
		$M_{j,test}$ kNm	$M_{j,u,test}$ kNm	a_{KB} mm	n_{KB} Stk..	e_{KB} mm		Vers. Nr (a)	z_{Ep} mm			Ber. R n_R	je KB $n_{EI/KB}$	Ber. F n_F
1	12	422	463	700	8	150	12	2	172	12	1000	14	3	4
2	13	436	481	700	8	150	12	2	172	12	1000	14	3	4
3	11	587	652	210	8	210	12	7	422	12	1000	4	5	4
4	11	423	465	210	8	210	12	2	172	12	1000	4	5	4
5	12	615	686	700	11	110	12	2	172	20	1000	14	2	4
6	9	331	408	700	3	300	10	2	172	12	1000	14	6	4
7	10	314	347	700	4	300	11	2	172	8	1000	14	6	4
8	12	333	342	700	4	300	11	2	172	8	1000	14	6	4
9	12	618	676	700	11	110	11	2	172	20	2000	14	2	4

Legende:

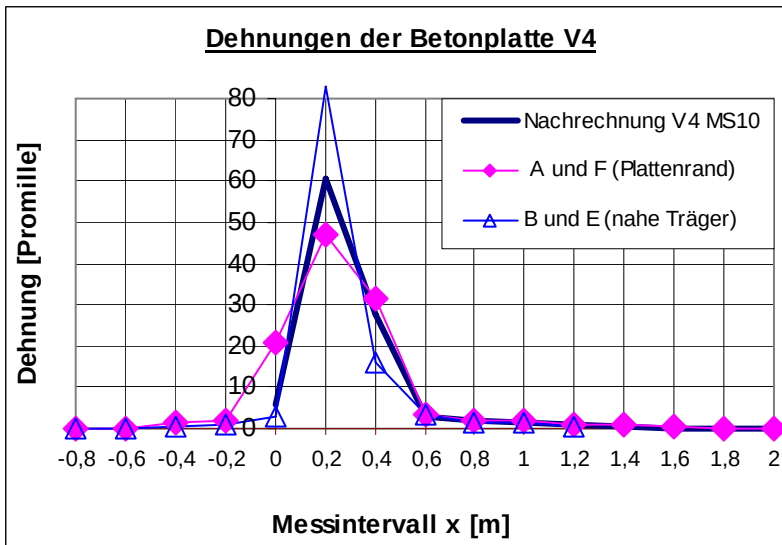
$M_{j,test}$ gemittelte Momentenbeanspruchung für den angegebenen Messstop (Kragarm 1+2) für symmetrische und Kragarm 2 für asymmetrische Versuche

Ber. R unverdübelter Bereich des Riegels, siehe Bild 3.65

Ber. F Bereich neben der Stütze, siehe Bild 3.65

B.2 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

B.2.1 Vergleichsrechnungen der Dehnungen in der Betonplatte



Im Folgenden werden die mit den Setzdehnungsmessgeräten gemessenen Dehnungen der Betonplatte mit den Berechnungsergebnissen des Berechnungsmodells aus Kap. 3.3 verglichen. Es werden die Werte aus Symmetriegründen jeweils für die Messachsen A und F sowie B und E gemittelt. Die genaue Lage der Messachsen geht aus A-21 und A-23 im Anhang A hervor.

Bild B.3: Vergleichsrechnung von Versuch V4 (asymmetrisch ohne Zugband)

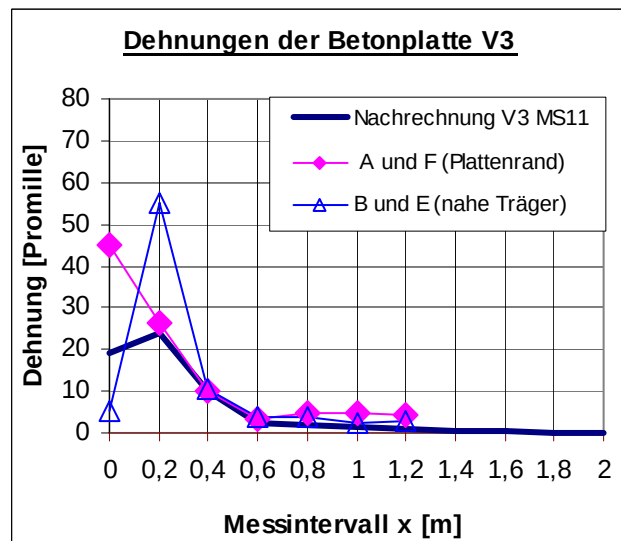
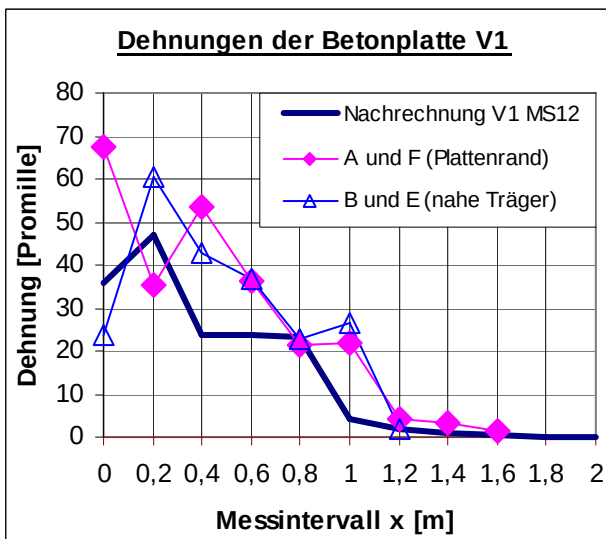


Bild B.4 und B.5 Vergleichsrechnung von Versuch V1 und V3 (mit/ohne Zugband)

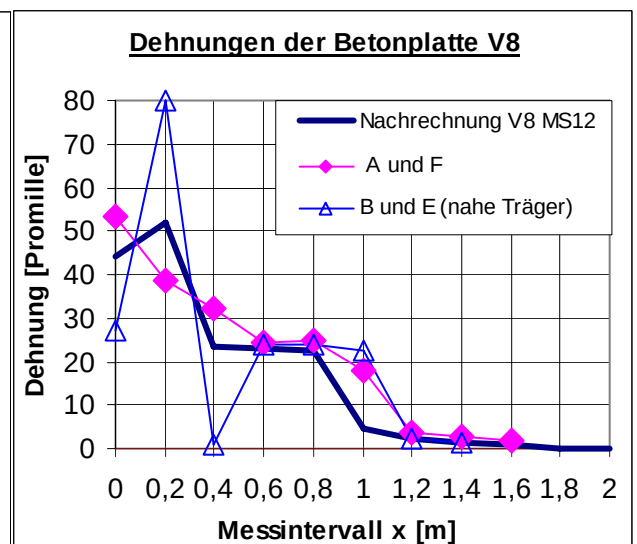
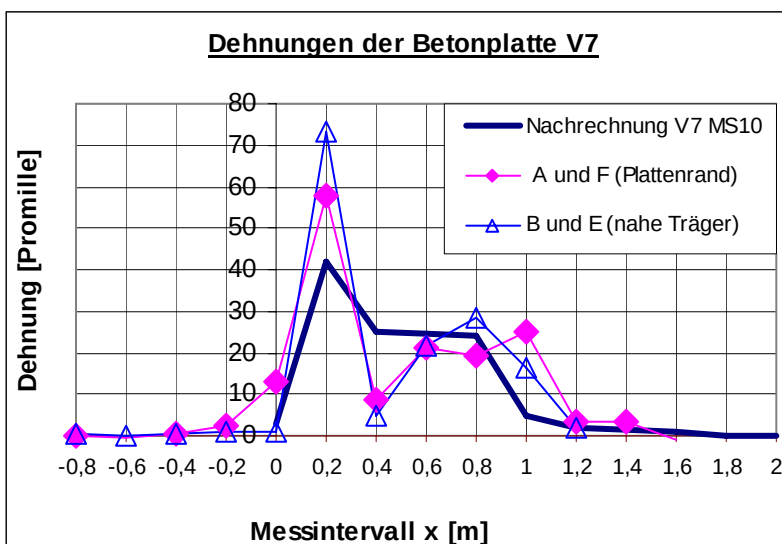


Bild B.6 und B.7: Vergleichsrechnung von Versuch V7 und V8 (niedriger Bew.-Grad) einseitig/beidseitig

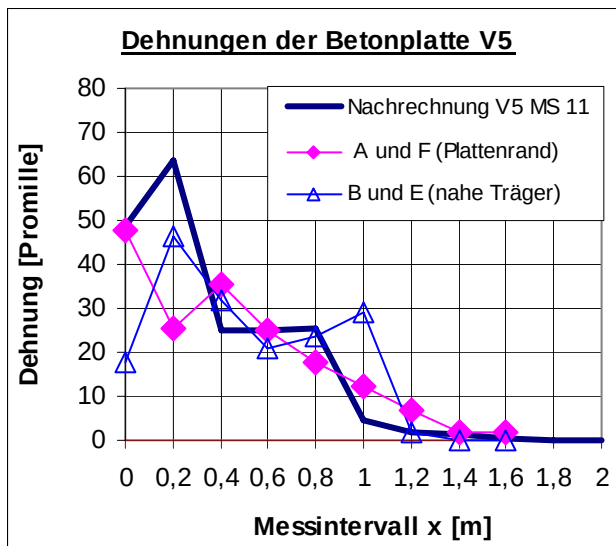


Bild B.8: Vergleichsrechnung von V5 (hoher Bewehrungsgrad)

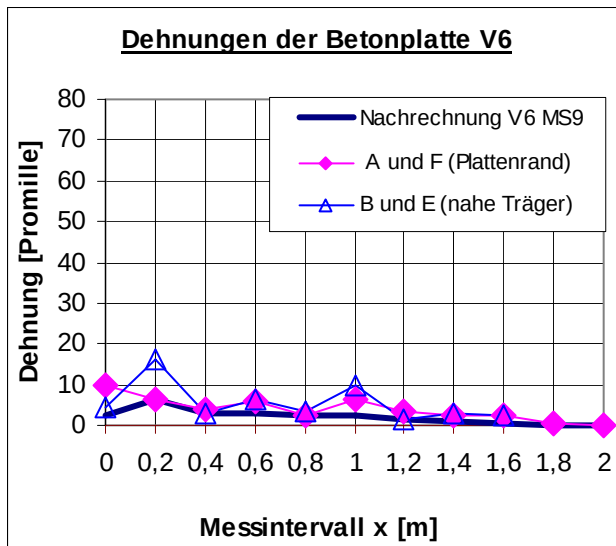


Bild B.9: Vergleichsrechnung von Versuch V6 (Teilverbund)

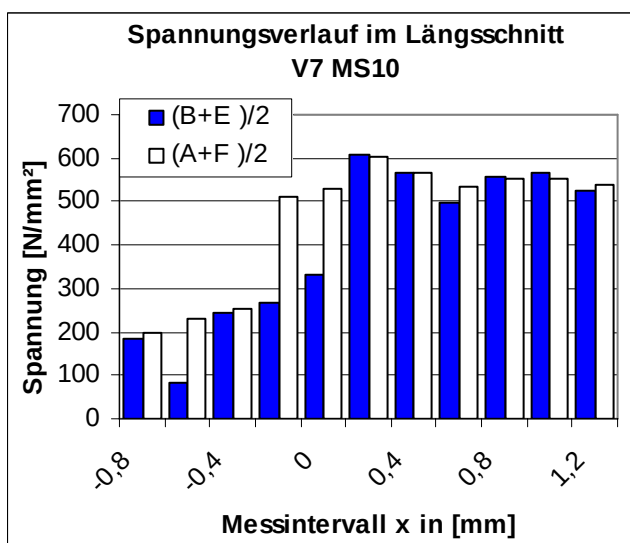


Bild B.10: Spannungen, die aus den gemessenen Dehnungen des Versuchskörpers V7 ermittelt wurden

B.2.2 Vergleichsrechnung der Momenten-Rotationskurven

Im Folgenden werden die aus den Messungen der Wegaufnehmer W13 und W14 ermittelten Versuchskurven mit den Berechnungsergebnissen des Berechnungsmodells aus Kap. 3.3 verglichen.

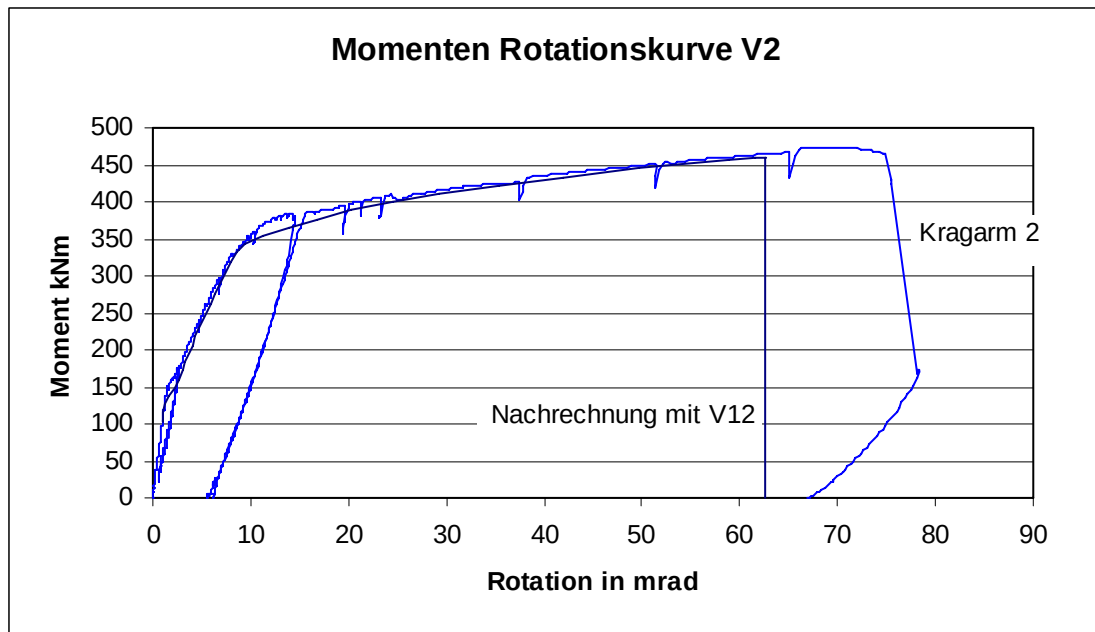


Bild B.11: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V2 (asymmetrische Belastung mit Zugband)

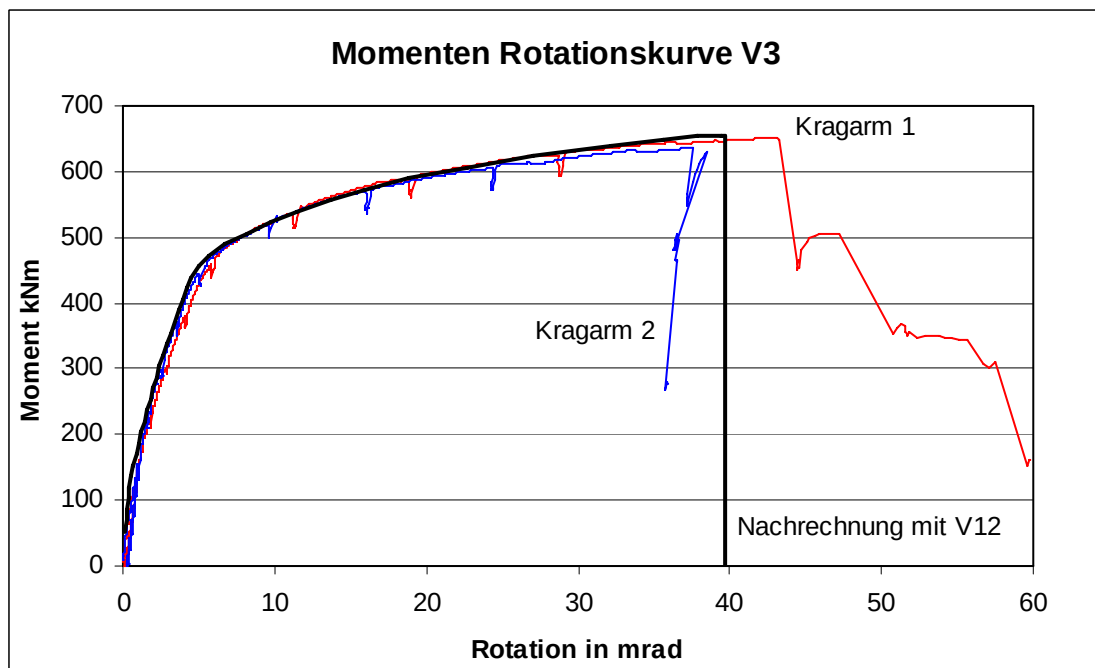


Bild B.12: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V3 (ohne Zugband)

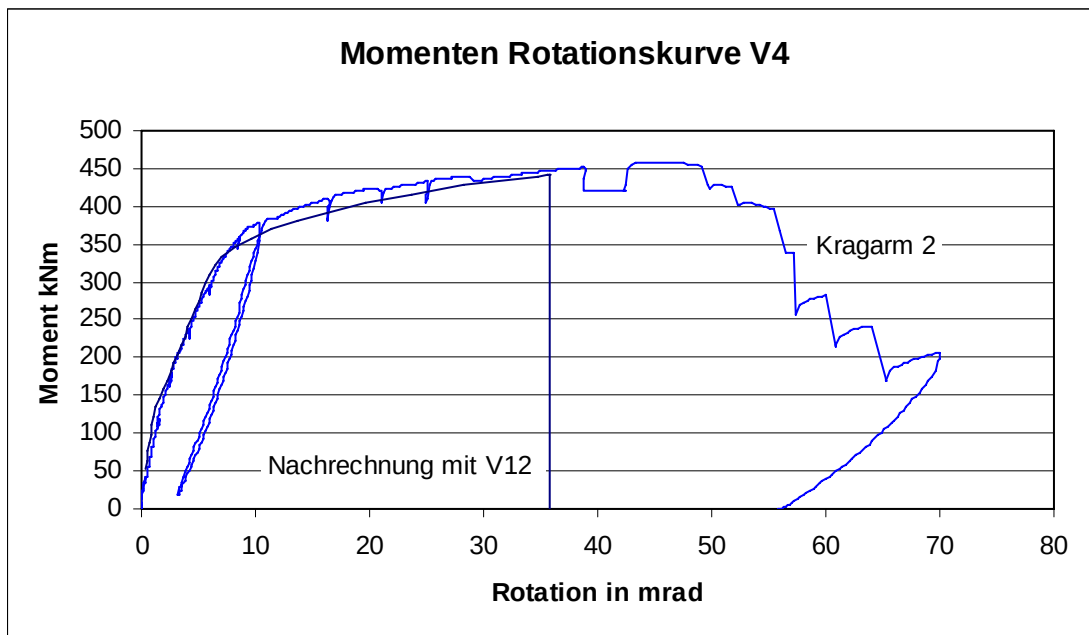


Bild B.13: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V4 (asymmetrische Belastung ohne Zugband)

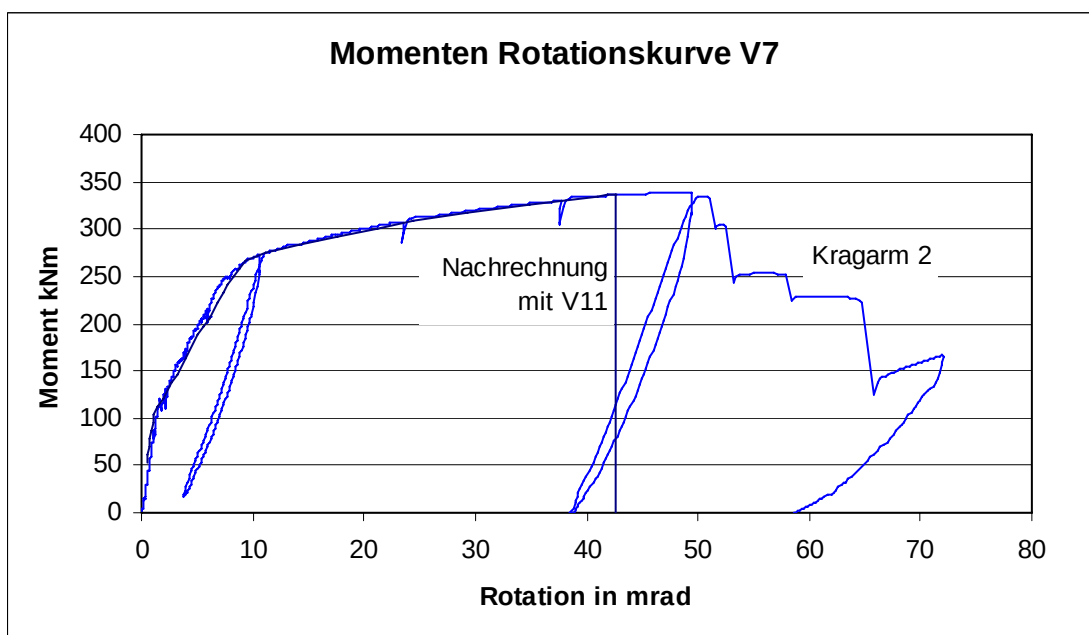


Bild B.14: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V7 (asymmetrische Belastung mit niedrigem Bewehrungsgrad 0,45%)

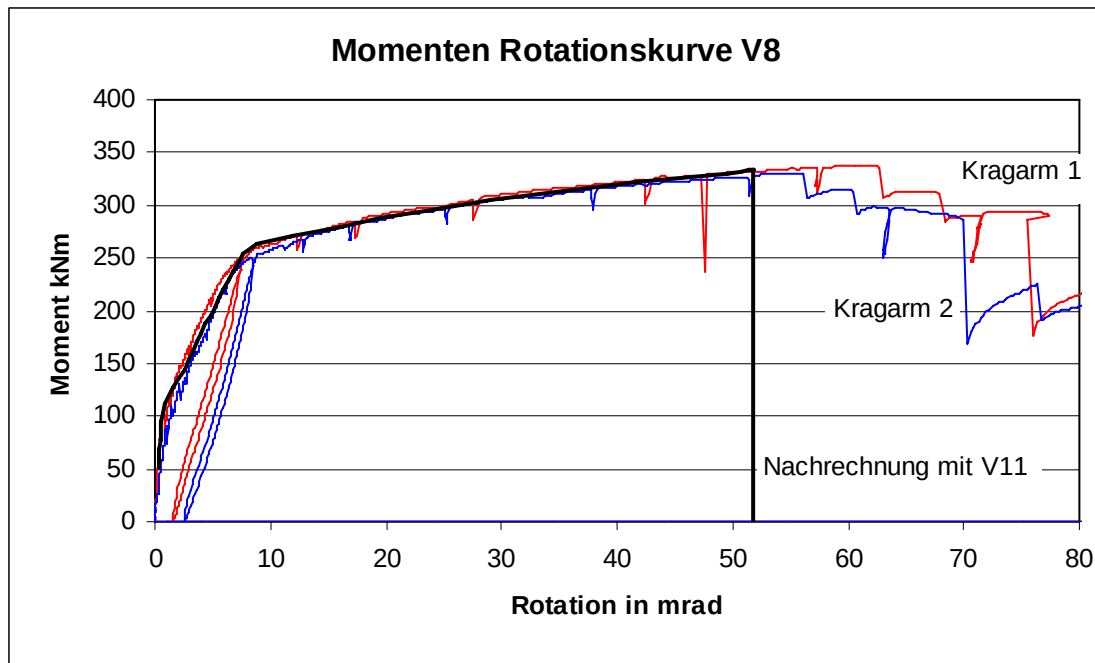


Bild B.15: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V8 (niedriger Bewehrungsgrad 0,45%)

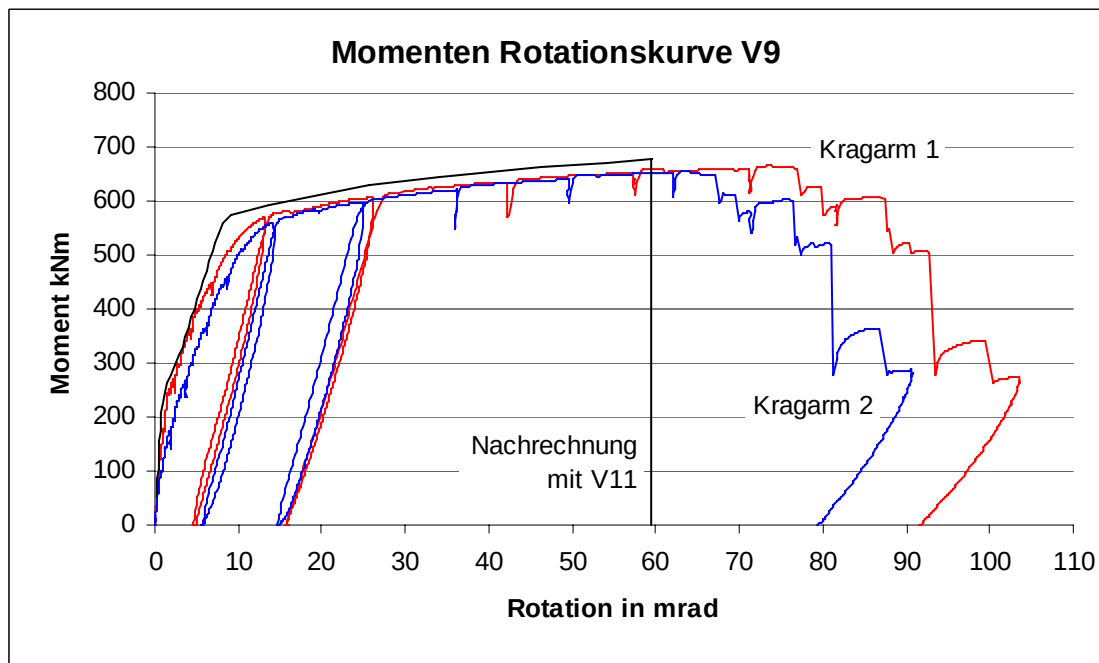


Bild B.16: Vergleich von Versuch und Rechnung bei Versuch V9 (große Plattenbreite $b=2,0\text{m}$)

Anhang C: Parameterstudie zur vorhandenen Rotationskapazität

(Ergänzung zu Kap. 3.3.7)

Variation a_{KB}

In Bild C.1 sind die mit dem Rechenmodell aus Kap. 3.3.2 ermittelten Dehnungen (Linie mit Δ) und Spannungen (Linie mit $\circ$) für den Verbundknoten V5 mit Zugband dargestellt. Durch die Lasteinleitung in die Betonplatte über Reibungskräfte R (Bild 3.22) an der Stelle des Anschlusses ($x=200\text{mm}$) werden die Spannungen geringfügig, die Dehnungen jedoch erheblich reduziert.

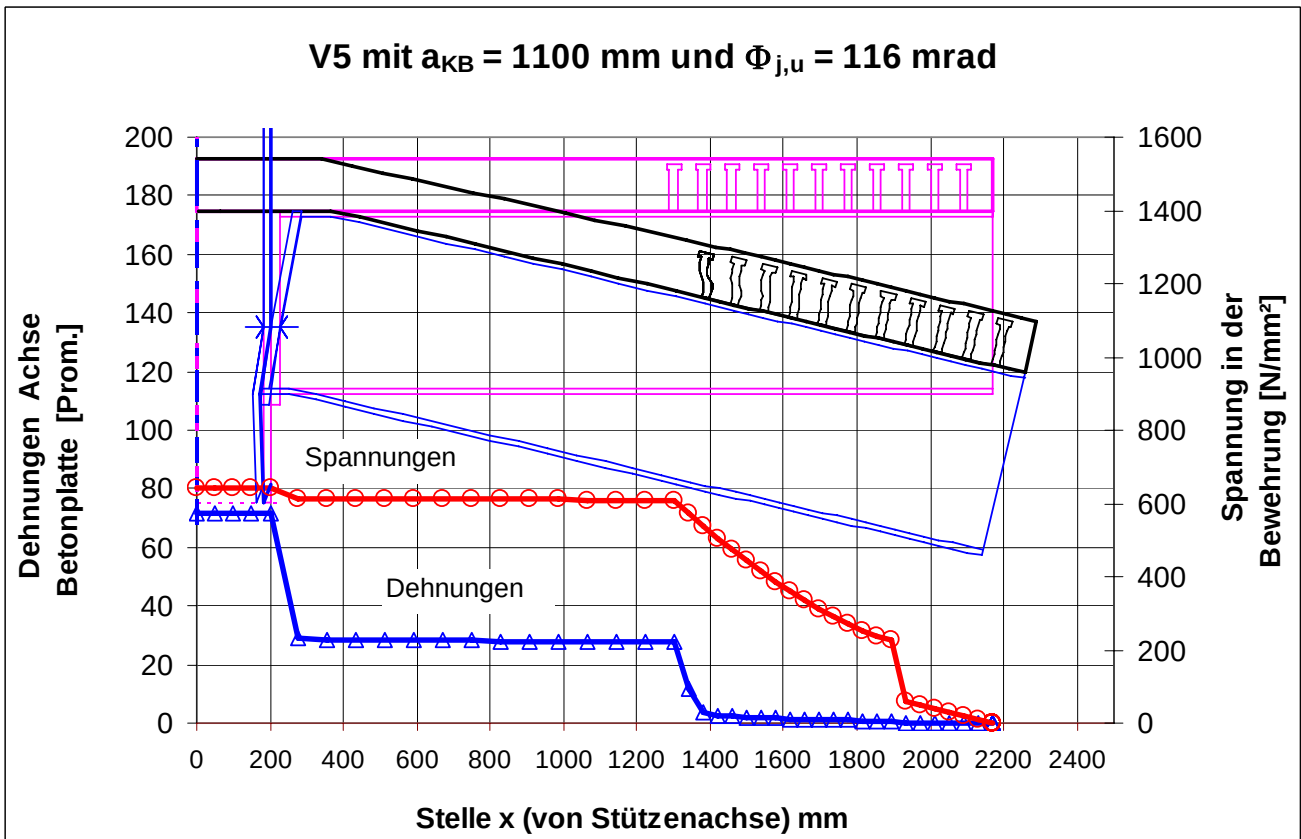


Bild C.1: Verformungen, Dehnungen und Spannungen

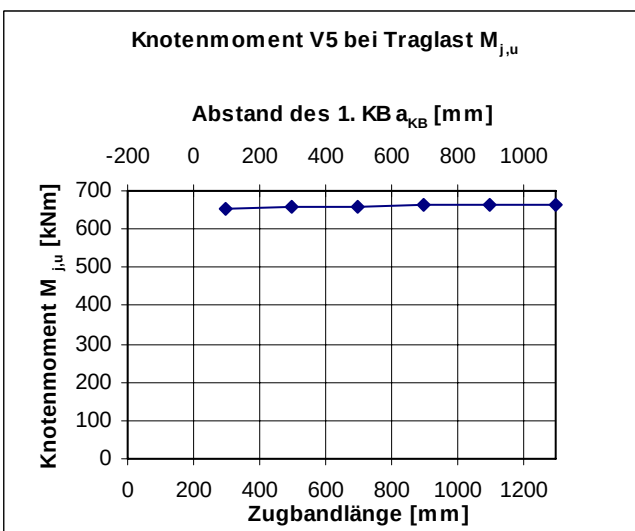


Bild C.2: Momententragfähigkeit

Die Momententragfähigkeit wird nach Berechnungen mit dem Rechenmodell (Kap. 3.2.2) durch den Abstand a_{KB} des ersten Kopfbolzendübels nicht beeinflusst, vgl. Bild C.2.

Der Dehnungsverlauf an der Unterkante des Riegels wird nur geringfügig durch den Abstand a_{KB} beeinflusst, vgl. Bild C.3. Im Gegensatz dazu ergeben sich größere Änderungen des Dehnungsverlaufes im oberen Riegeflansch in Abhängigkeit vom Abstand des ersten Kopfbolzendübels a_{KB} , vgl. Bild C.4.

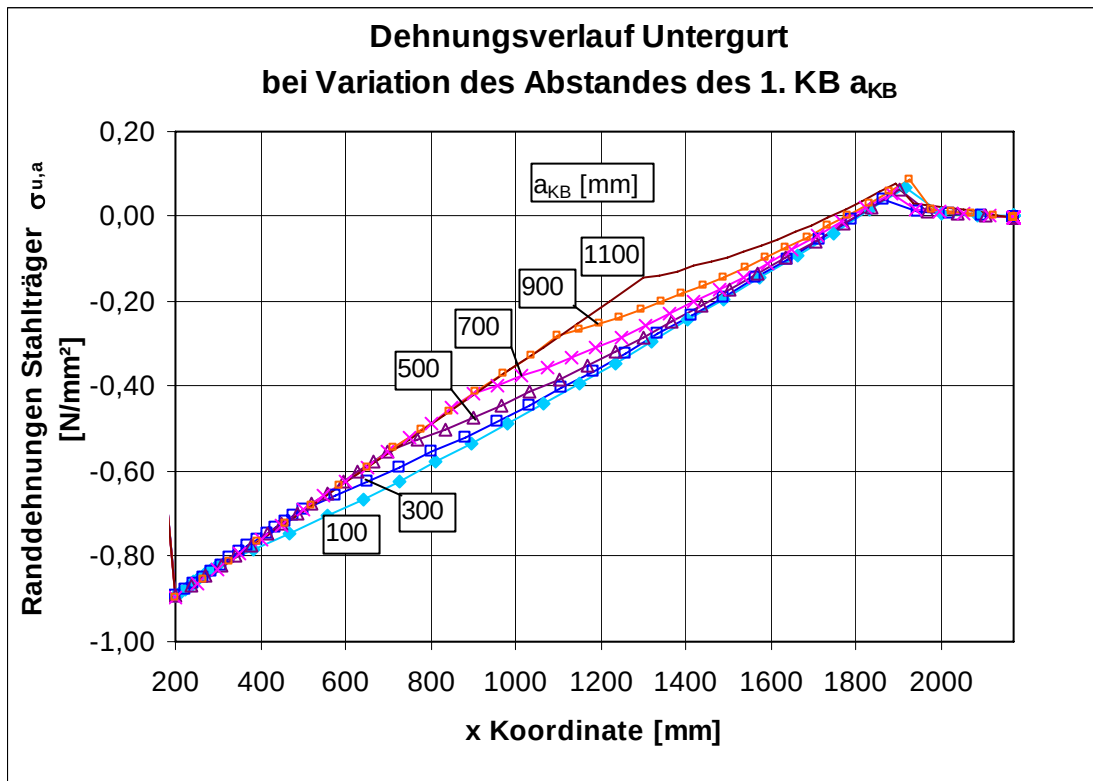


Bild C.3: Randdehnungen UK Riegel für ein Knotenmoment $M_j = 480$ kNm (Varianten von V5)

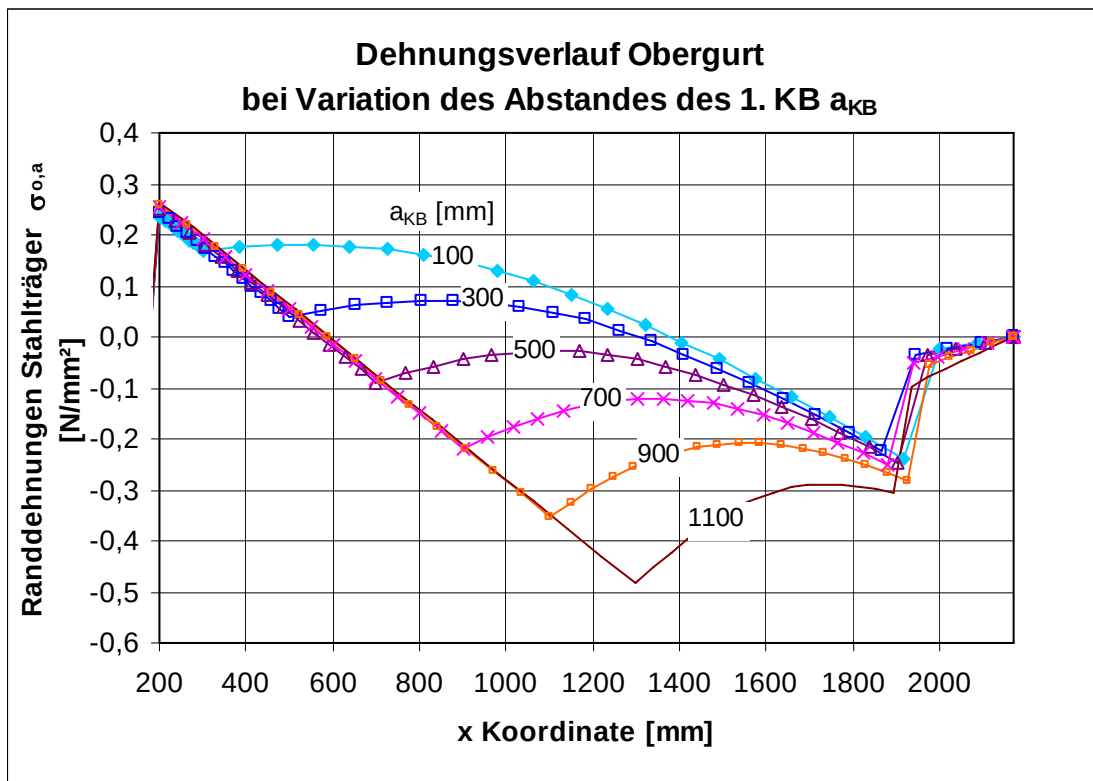


Bild C.4: Randdehnungen OK Riegel für ein Knotenmoment $M_j = 480$ kNm (Varianten von V5)

Reibungsbeiwert

Ein größerer Reibbeiwert μ verursacht größere Reibungskräfte und verringert hierdurch die Zugkraft in der Betonplatte. Im plastischen Dehnungsbereich ergibt sich bereits bei einer geringen Reduzierung der Normalkraft eine erhebliche Verminderung der Dehnungen in der Betonplatte, die zu einer Verringerung der vorhandenen Rotationskapazität auswirkt, vgl. Bild C.5. Der Reibbeiwert μ beeinflusst nicht die Momententragfähigkeit $M_{j,u}$ des Knotens (Bild C.6).

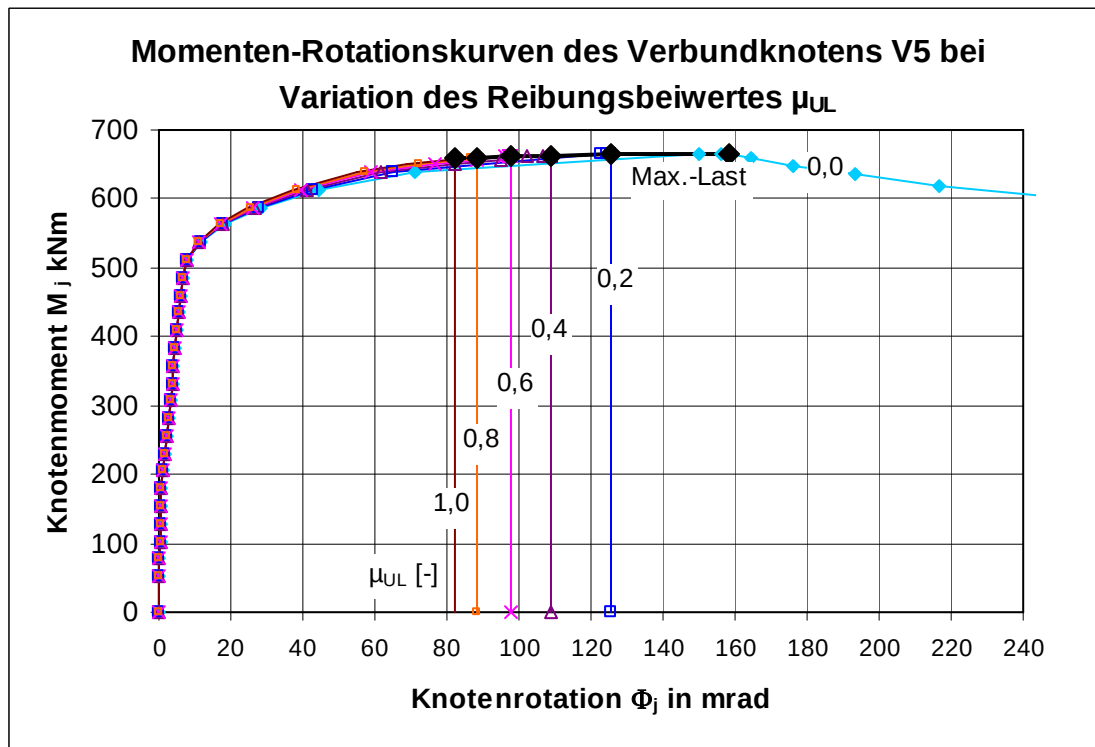


Bild C.5: Momenten-Rotationskurven

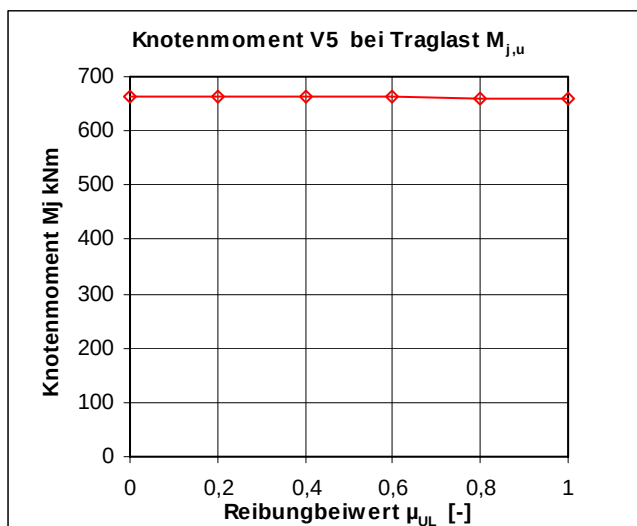


Bild C.6: Momententragfähigkeit

Schraubenlage M30 10.9

Eine höhere Schraubenlage vergrößert die Momententragfähigkeit des Knotens (Bild C.8) und bewirkt ein Versagenswechsel von der Komponente Bewehrung auf Zug zur Komponente Stützensteg auf Druck (erkennbar in Bild C.7 am langsam abfallenden Ast im Nachtraglastbereich).

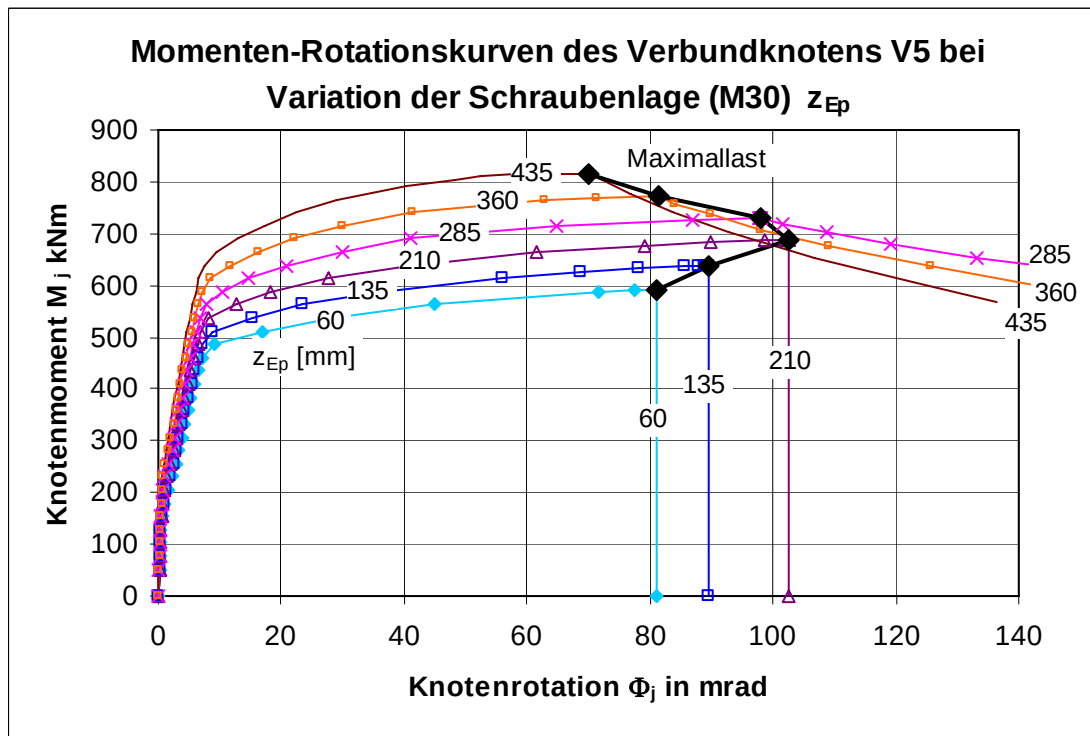


Bild C.7: Momenten-Rotationskurven

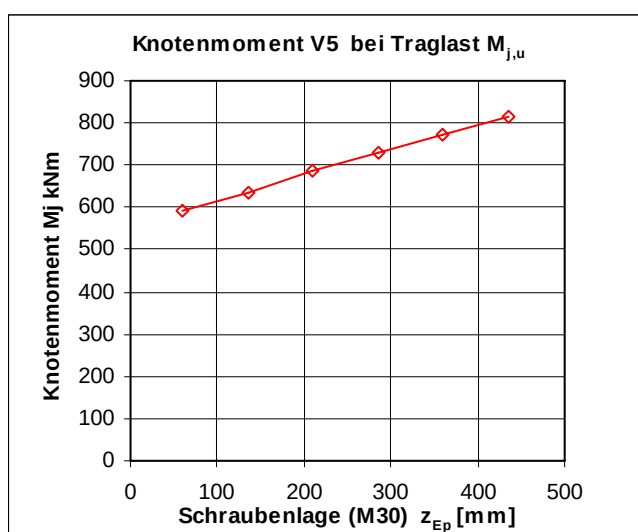


Bild C.8: Momententragfähigkeit

Schraubenlage M24 10.9

Eine höhere Schraubenlage vergrößert die Momententragfähigkeit des Knotens (Bild C.10) und bewirkt ein Versagenswechsel von der Komponente Bewehrung auf Zug zur Schraube auf Zug (erkennbar in Bild C.9 an der verringerten Rotation zum Zeitpunkt des Versagens).

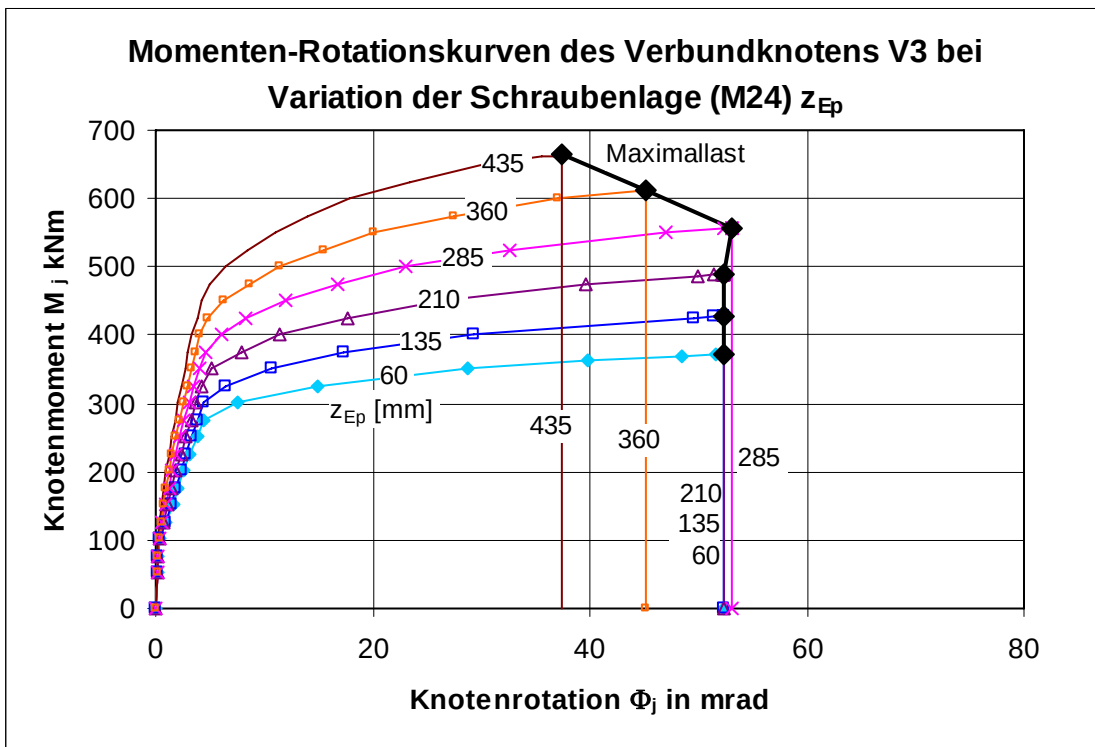


Bild C.9: Momenten-Rotationskurven

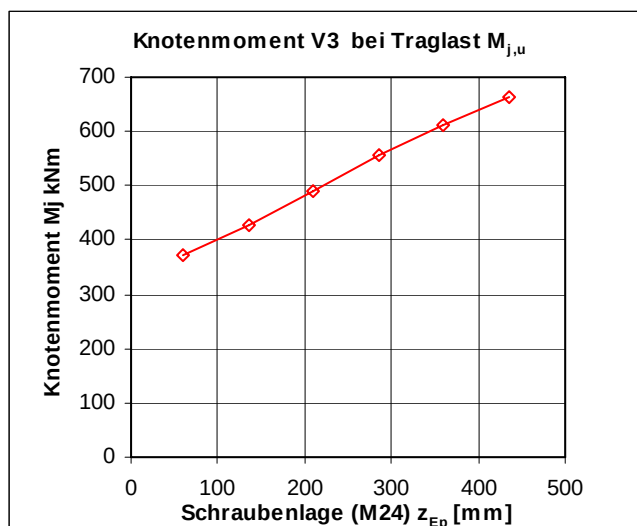


Bild C.10: Momententragfähigkeit

Stützensteg auf Druck CWC

Eine Verstärkung der Komponente Stützensteg auf Druck erhöht die Tragfähigkeit solange, bis ein Versagenswechsel zur Zugkomponente hin eintritt (Faktor 1,0 in Bild C.11).

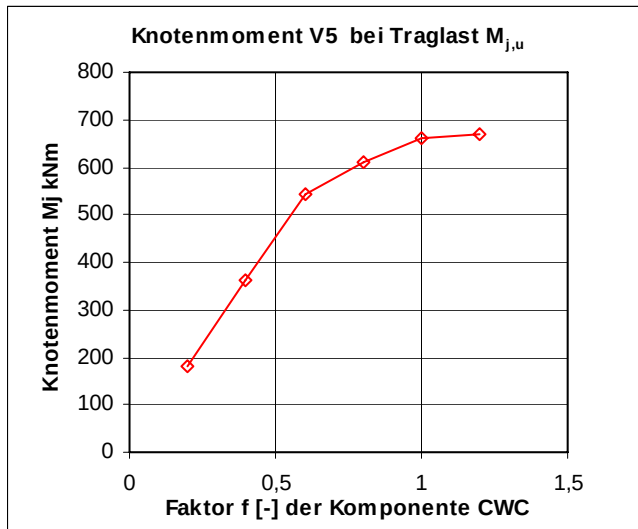


Bild C.11: Momententragfähigkeit

Bewehrung auf Zug (RFT)

Eine Steigerung der Bewehrungsmenge vergrößert die Momententragfähigkeit des Knotens solange (Bild C.13) bis ein Versagenswechsel von der Komponente Bewehrung auf Zug zur Komponente Stützensteg auf Druck eintritt (erkennbar in Bild C.12 am langsam abfallenden Ast im Nachtraglastbereich).

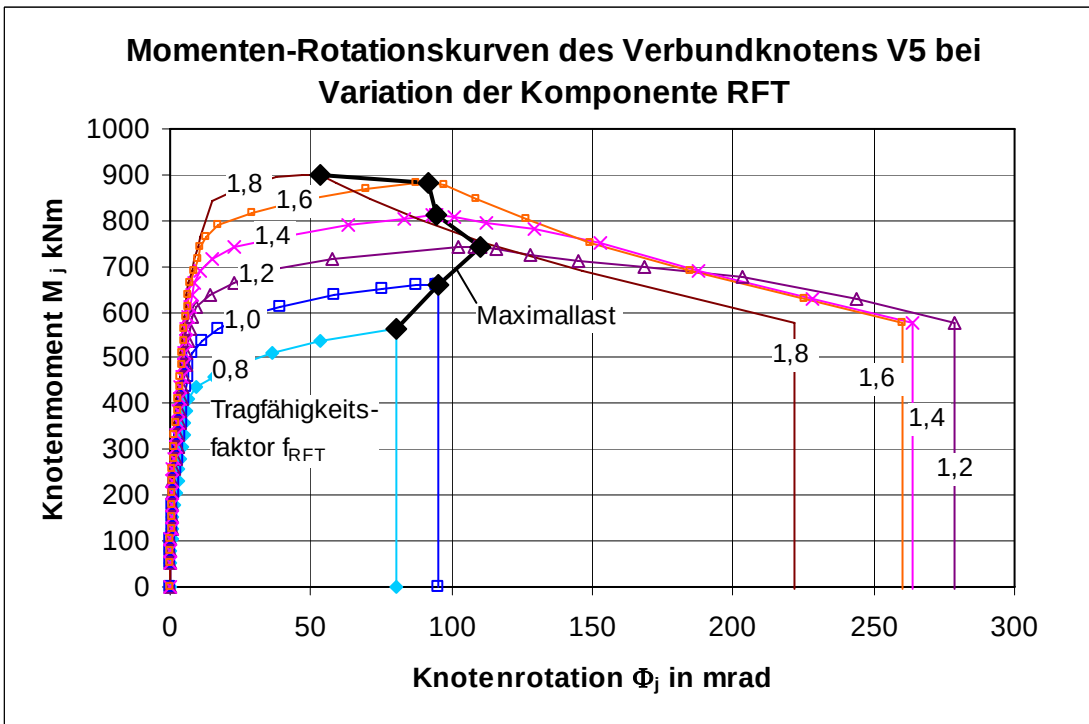


Bild C.12: Momenten-Rotationskurven

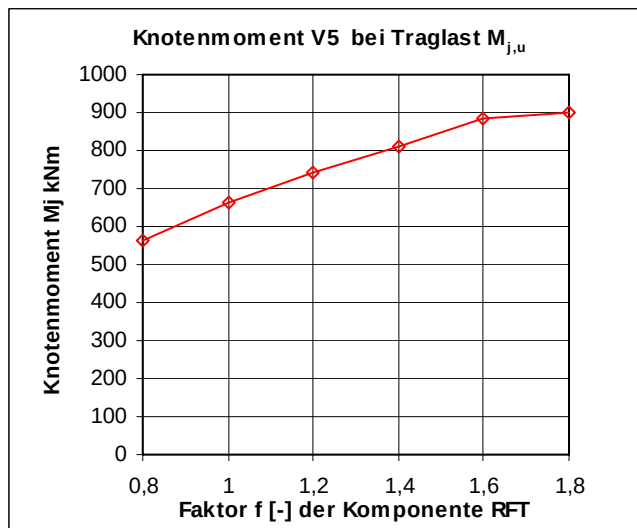


Bild C.13: Momententragfähigkeit

Kopfbolzendübel (KB)

Eine Steigerung der Anzahl der Kopfbolzendübel vergrößert die Momententragfähigkeit (Bild C.14 und 15) sowie die vorhandene Rotationskapazität des Knotens (Kap. 3.5.3) solange bis ein Versagenswechsel von der Komponente Kopfbolzendübel zur Komponente Bewehrung auf Zug eintritt (Vollverbund), vgl. Bild 3.54.

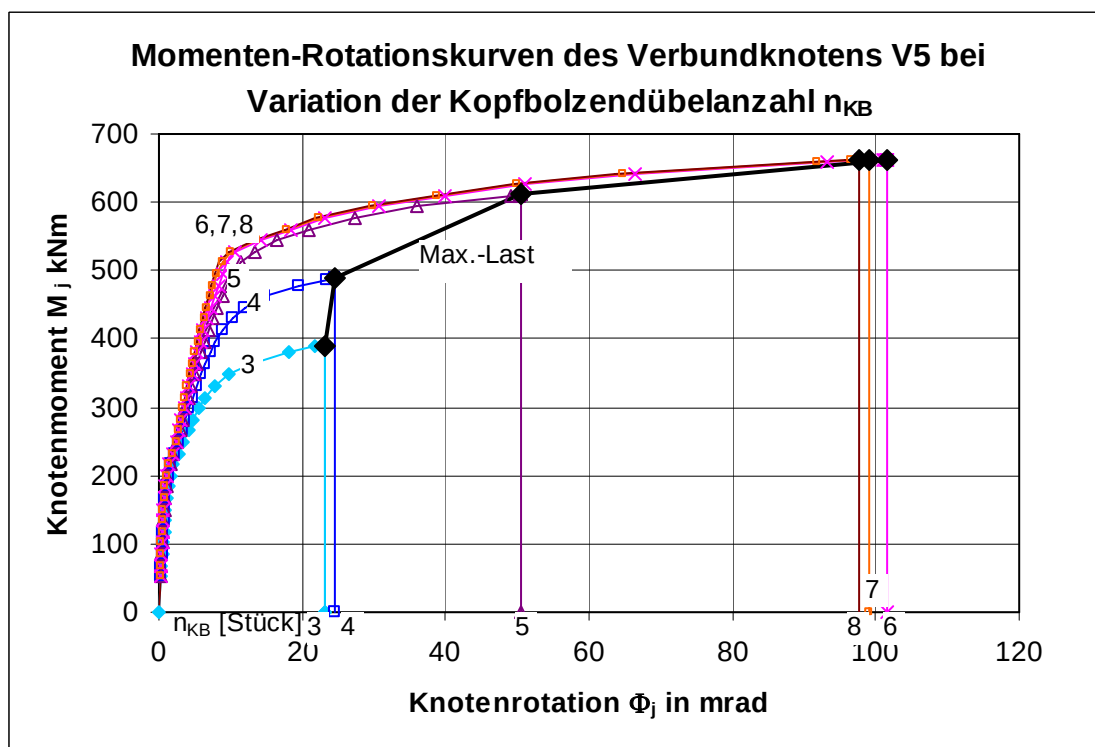


Bild C.14: Momenten-Rotationskurven

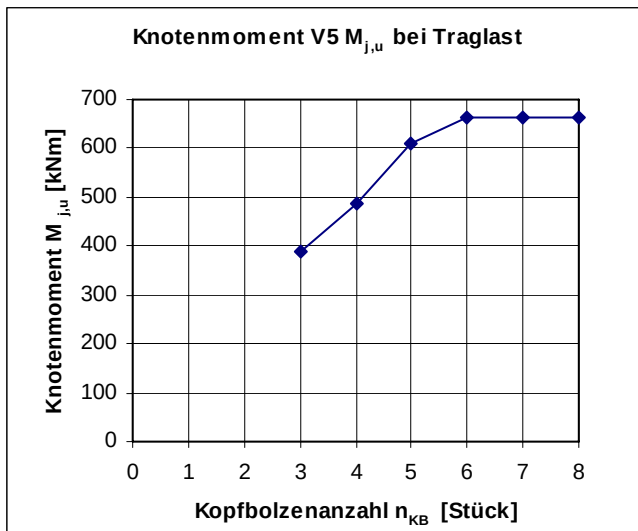


Bild C.15: Momententragfähigkeit

Anhang D: Betonplatte

(Ergänzung zu Kap. 3.3.11)

D.1 Verformungen der Betonplatte (Versuchsergebnisse)

In den Bildern D.1 bis D.4 sind die gemessenen Verformungen für verschiedene Lastniveaus dargestellt. Die Lage der Messintervalle geht aus Plan.-Nr. 21 im Anhang A-14 hervor, die Länge eines Messintervalls der Setzdehnungsmessung beträgt 200 mm.

Die oberen beiden Bilder D.3 und D.4 geben die Verformungen kurz vor dem Bewehrungsversagen wieder. Hier tritt deutlich der Zugbandeffekt mit einem vergrößerten plastizierten Bereich zu Tage, vgl. Bild D.2. Beim Lastniveau $5/6 \cdot M_{j,pl,test}$ (Bilder D.3 und D.4) ist kein Einfluss aus dem Zugbandeffekt erkennbar. Zwar haben sich bei diesem Lastniveau schon zahlreiche verteilte Risse gebildet, jedoch weist die Bewehrung lediglich geringe elastische Dehnungen auf.

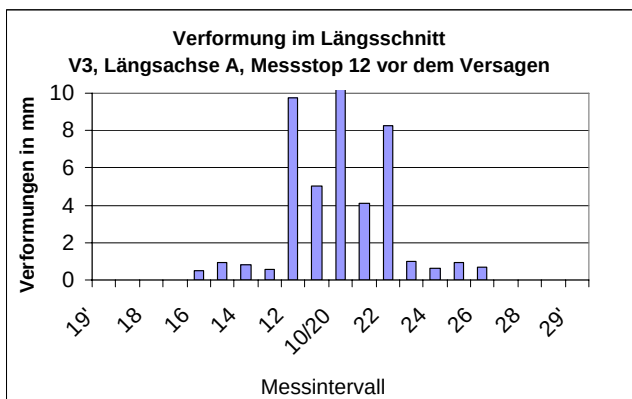


Bild D.1: Verformungen beim Verbundknoten V3 kurz vor dem Versagen **ohne** Zugband $\sigma = 0,67 \%$

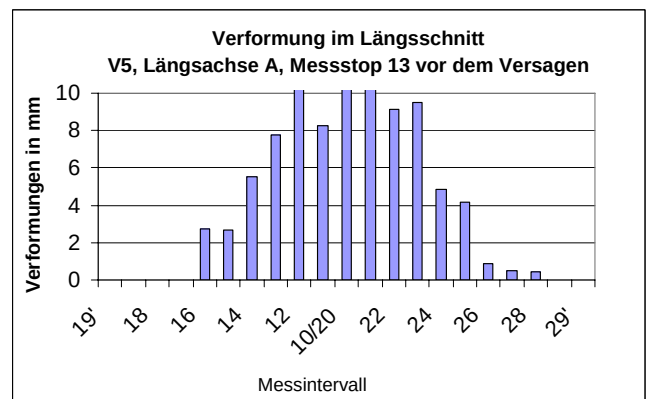


Bild D.2: Verformungen beim Verbundknoten V5 kurz vor dem Versagen **mit** Zugband $\sigma = 1,12 \%$

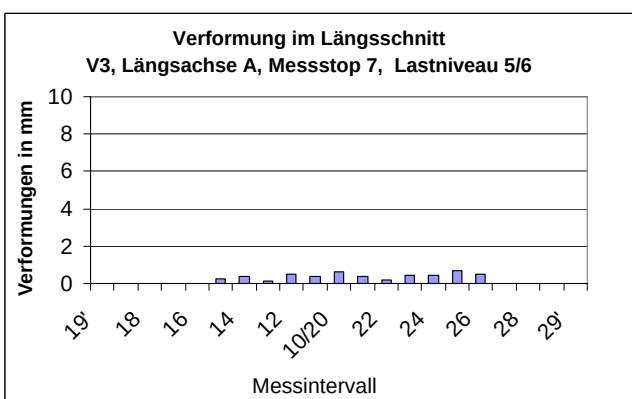


Bild D.3: Verformungen beim Verbundknoten V3 bei Lastniveau $5/6 \cdot M_{j,pl,test}$

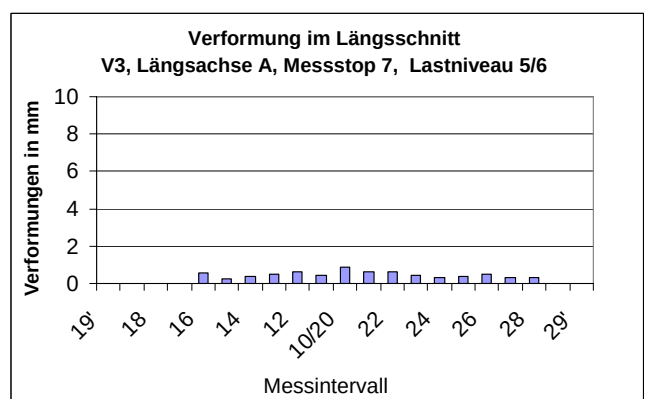


Bild D.4: Verformungen beim Verbundknoten V5 bei Lastniveau $5/6 \cdot M_{j,pl,test}$

D.2 Ermittlung der Bewehrungsspannung bei Bildung des ersten Risses

Zur Sicherstellung der Duktilität der Komponente Stahlbeton auf Zug (RFT) ist es unabdingbar, dass sich mehrere verteilte Risse bilden. Hierzu ist die Kenntnis der Erstrissspannung σ_{sr1} erforderlich. Liegt die Bewehrungsspannung σ_{sr1} zum Zeitpunkt der ersten Rissbildung über der Streckgrenze, so wird die Bewehrung lediglich in diesem einen Riss plastizieren und bei weiterer Zugverformung schließlich versagen, ohne dass sich weitere Risse ausbilden können.

Die Bewehrungsspannung σ_{sr1} im Rissbereich zum Zeitpunkt der ersten Rissbildung kann auf verschiedene Arten ermittelt werden. Zum einen kann dieser Wert direkt aus den Stahlbetondehnkörpern ermittelt werden.

$$\sigma_{sr1} = F_R / A_s \quad (D.1)$$

F_R Erstrisskraft des Versuchskörpers [kN]

A_s Bewehrungsquerschnitt des Versuchskörpers [cm²]

Außerdem kann dieser Wert aus der rechnerischen Zugfestigkeit des Betons gemäß ECCS Doc. 109 (1999) ermittelt werden.

$$\sigma_{sr1} = f_{ctm} \cdot k_c / \rho \cdot [1 + \rho \cdot E_s / E_c] \quad (D.2)$$

mit

$$k_c = 1,0 \text{ für zentrischen Zug} \quad (D.3)$$

$$E_c = 9,5 f_{ck}^{1/3} \quad \text{vgl. ENV 1992-1 (1992)} \quad (D.4)$$

$$f_{ck} = (f_{cm, \text{cube}} - 8 \text{ N/mm}^2) \cdot 0,875 \quad (D.5)$$

$f_{cm, \text{cube}}$ aus Betondruckversuch

f_{ctm} aus Gleichung (D.6), (D.7), (D.8) oder (D.9)

Die rechnerische Zugfestigkeit f_{ctm} wiederum kann aus der Betondruckfestigkeit (D.6), der Biegezugfestigkeit (D.7), der Spaltzugfestigkeit (D.8) oder wie bei Lettow (1998) aus dem Mittelwert hergeleitet werden:

aus Betondruckfestigkeit:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{mit } f_{ck} \text{ in N/mm}^2 \quad (\text{Bild D.6}) \quad (D.6)$$

aus der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ nach Hilsdorf (1996) Abs. 5.3.6:

$$f_{ctm,fl} = 0,5 \cdot f_{ct,fl} \quad (\blacklozenge \text{ in Bild D.5}) \quad (D.7)$$

der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ nach Hilsdorf (1996) Gleichung (5.11):

$$f_{ctm,sp} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (\text{X in Bild D.5}) \quad (D.8)$$

Mittelwert:

$$f_{ctm,MW} = (f_{ctm} + f_{ctm,fl} + f_{ctm,sp}) / 3 \quad (\text{— in Bild D.5}) \quad (D.9)$$

In den folgenden Bildern D.5 und D.6 werden die verschiedenen Arten der Ermittlung der Betonzugfestigkeiten mit der realen Zugfestigkeit verglichen. Die reale Zugfestigkeit des Betons $\sigma_{ct,real}$ wird hierbei aus dem Dehnkörperversuch ermittelt:

$$\sigma_{ct,real} = F_R / A_b \quad (D.10)$$

mit

F_R Erstrisskraft bei Bildung des ersten Risses [kN]

A_b Betonquerschnitt (brutto) [m²]

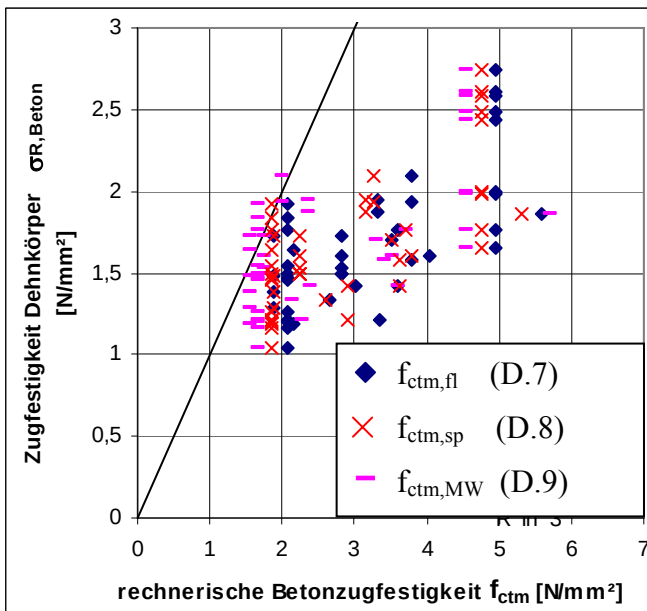


Bild D.5: Vergleich der rechnerischen Betonzugfestigkeit aus Biegezugfestigkeit (D.7), Spaltzugfestigkeit (D.8) bzw. Mittelwert (D.9) mit den Versuchswerten (D.10)

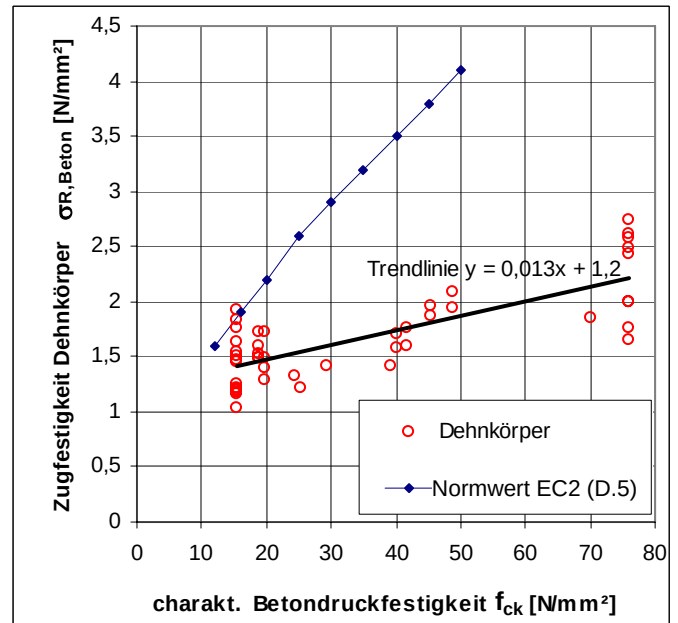


Bild D.6: Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

Die nominellen Werte der Zugfestigkeit liegen wesentlich über den tatsächlich erreichten Werten in den Dehnkörperversuchen. Dabei ist es unerheblich, ob die Zugfestigkeit f_{ctm} aus der Zylinderdruckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit oder der Spaltzugfestigkeit errechnet wird, vgl. Bilder D.5 und D.6. Ursache für ein Reißen des Betons bei geringerer Beanspruchung als der Betonzugfestigkeit f_{ctm} ist die vorhandene Querbewehrung, bei der sich aufgrund der lokalen Diskontinuität im Betonquerschnitt Spannungskonzentrationen ergeben, die zum vorzeitigen Aufreißen des Betons führen.

Anhang E: Werte der Parameterstudie

(zu Kap. 4.2.1)

In den Tabellen auf den drei folgenden Seiten sind die wichtigsten Werte der Parameterstudie (vgl. Kap. 4.2.1) angegeben. Es handelt sich um verschiebbliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten, wobei verschiedene typische baupraktische Spannweiten, Deckensysteme und Belastungen untersucht wurden, vgl. hierzu Kap 4.2.1 und Kuhlmann/Schäfer (2003). Die statischen Systeme sind fortlaufend von 1 bis 19 nummeriert. Es wurde jeweils der Bauzustand mit Hilfsunterstützung „mHs“ sowie ohne Hilfsunterstützung „oHS“ untersucht.

Nummer	Nr.	-	1	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6
Bauzustand	-	-	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs
Spannweite	L	m	8	8	8	8	12	12	12	12	16	16	16	16
Geschosshöhe	H	m	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Verkehrslast	p	m	2,0	2,0	5,0	5,0	2,0	2,0	5,0	5,0	2,0	2,0	5,0	5,0
Rahmenabst. (Deckensystem)	a	m	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Trägerprofil	-	-	IPE330	IPE330	IPE400	IPE400	IPE500	IPE500	IPE550	IPE550	IPE600	IPE600	HEA650	HEA650
Stützenprofil	HEB	mm	280	280	300	300	320	320	360	360	400	400	450	450
Bewehrungsquerschnitt	A _s	cm ²	12	12	12	12	12	12	14	14	12	12	18	18
Transformationsfaktor Rechenw.	b _{calc}	-	1	1	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,5	0,5
Transformationsfaktor vorh.	b _{vorh}	-	0,84	1,06	0,63	0,65	0,48	0,55	0,46	0,48	0,43	0,46	0,31	0,34
Verbundknotentragf.	M _{j,pl,Rd}	kNm	246	246	346	346	464	464	577	577	588	588	818	819
Verbundknotensteifigkeit	S _{j,ini} /η	MNm/mrad	20	20	31	31	48	48	46	46	51	51	73	73
Stahlknotentragfähigkeit	M _{j,pl,Rd,Fe}	kNm	54	54	98	98	160	160	187	187	237	237	258	258
Stahlknotensteifigkeit, Innenkn.	S _{j,ini,Fe,I} /η	MNm/mrad		12		22		40		39		46		56
Stahlknotensteifigkeit, Randkn.	S _{j,ini,Fe,R} /η	MNm/mrad	10	10	17	17	29	29	29	29	35	35	42	42
Max. Knotenmoment	M _{j,max,d}	kNm	247	223	284	316	454	420	534	556	587	583	824	804
Max. Feldmoment	M _{F,d}	kNm	389	419	511	509	811	842	1145	1150	1542	1560	2051	2080
Min. Knotenmoment	M _{j,min,d}	kNm	40	-13	106	111	235	187	286	288	332	314	567	530
Max. Stützenmoment	M _{c,d}	kNm	158	175	151	161	156	161	183	189	205	160	190	189
Max. Stützennormalkraft	N	kN	1515	1500	2050	2060	2240	2230	3060	3070	3000	2990	4080	4070
elast. Ausnutzung Träger	M _{F,d} /M _{el,Rd}	-	98%	105%	85%	85%	84%	87%	96%	97%	104%	105%	84%	85%
plast. Ausnutzung Stütze	M _{c,d} /M _{c,pl,redBDK}	-	77%	80%	76%	78%	74%	74%	84%	85%	76%	72%	86%	85%
elast./plast. Riegeltagf.	M _{el,d} /M _{pl,d}	-	0,64	0,64	0,69	0,69	0,69	0,69	0,70	0,70	0,69	0,69	0,77	0,77
1.OG H-Verf.	w _H	mm	46	120	30	36	23	66	22	31	33	83	14	25
Max. Riegelneigung	α _L	mrad	4,1	30,1	4,7	8,5	6,2	18,7	8	14,5	11,9	27,4	9,7	16,2
Max. Stützenverdrehung	ψ	mrad	-8,2	-28,5	-4,4	-5,9	-5	-15,3	-3,6	-5,9	-7	-22	-2,3	-5,6
Max. Knotenrotation	Φ _{j,req}	mrad	12,3	58,6	9,1	14,4	11,2	34	11,6	20,4	18,9	49,4	12	21,8

mHs = Bauzustand mit Hilfsunterstützung
oHs = Bauzustand ohne Hilfsunterstützung

η = 2,0
M_{c,pl,redBDK}

Abminderungsfaktor für die Knotensteifigkeiten
reduzierte Momententragf. der Stütze infolge Biegedrillknicken

Nummer	Nr.	-	7	7	8	8	9	9	10	10	11	11	13	13
Bauzustand	-	-	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs
Spannweite	L	m	8	8	8	8	12	12	12	12	12	12	16	16
Geschosshöhe	H	m	3,5	3,5	3,5	3,5	6,0	6,0	3,5	3,5	6,0	6,0	6,0	6,0
Verkehrslast	p	m	2,0	2,0	5,0	5,0	12,5	12,5	2,0	2,0	12,5	12,5	12,5	12,5
Rahmenabst. (Deckensystem)	a	m	16	16	16	16	5	5	16	16	5	5	5	5
Trägerprofil	-	-	IPE550	IPE550	IPE600	IPE600	HEA600	HEA600	HEA700	HEA700	HEA600	HEA600	HEA900	HEA900
Stützenprofil	HEB	mm	450	450	600	600	1000	1000	700	700	800	800	HEM1000	HEM1000
Bewehrungsquerschnitt	A _s	cm ²	12	12	14	14	22	22	18	18	16	16	28	28
Transformationsfaktor Rechenw.	b _{calc}	-	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	1	1	1	1
Transformationsfaktor vorh.	b _{vorh}	-	0,76	0,78	0,66	0,65	0,66	0,66	0,49	0,48	0,75	0,72	0,48	0,48
Verbundknotenentragf.	M _{j,pl,Rd}	kNm	609	608	734	734	1009	1009	1002	1000	837	837	1755	1755
Verbundknotensteifigkeit	S _{j,ini} /η	MNm/mrad	47	47	58	58	55	55	80	80	52	52	130	130
Stahlknotenentragfähigkeit	M _{j,pl,Rd,Fe}	kNm	296	296	332	332	383	383	458	458	383	383	614	614
Stahlknotensteifigkeit, Innenkn.	S _{j,ini,Fe,I} /η	MNm/mrad		47		54		43		74		48		119
Stahlknotensteifigkeit, Randkn.	S _{j,ini,Fe,R} /η	MNm/mrad	35	35	43	43	39	39	60	60	42	42	103	103
Max. Knotenmoment	M _{j,max,d}	kNm	585	582	615	673	707	782	853	981	770	838	1271	1400
Max. Feldmoment	M _{F,d}	kNm	888	897	1290	1280	1794	1780	2042	2010	1896	1880	3272	3230
Min. Knotenmoment	M _{j,min,d}	kNm	138	129	207	234	241	266	435	507	191	234	667	734
Max. Stützenmoment	M _{c,d}	kNm	391	433	381	398	469	492	366	397	544	571	512	539
Max. Stützennormalkraft	N	kN	3894	3920	5600	5630	5133	5150	5760	5800	5142	5160	6862	6890
elast. Ausnutzung Träger	M _{F,d} /M _{el,Rd}	-	84%	85%	99%	98%	84%	84%	81%	79%	89%	88%	80%	79%
plast. Ausnutzung Stütze	M _{c,d} /M _{c,pl,redBDK}	-	99%	103%	98%	99%	96%	97%	87%	88%	114%	115%	112%	113%
elast./plast. Riegeltagf.	M _{el,d} /M _{pl,d}	-	0,79	0,79	0,79	0,79	0,81	0,81	0,82	0,82	0,81	0,81	0,78	0,78
1.OG H-Verf.	w _H	mm	37	50	21	22	35	38	15	17	50	54	22	23
Max. Riegelneigung	α _L	mrad	6,2	9,7	6,2	7,1	7,9	9,4	7,5	9,1	8,2	9,7	7	7,9
Max. Stützenverdrehung	ψ	mrad	-7,4	-10,7	-4,6	-4,8	-4,9	-5,5	-3,1	-3,6	-6,6	-7	-2,8	-3
Max. Knotenrotation	Φ _{j,req}	mrad	13,6	20,4	10,8	11,9	12,8	14,9	10,6	12,7	14,8	16,7	9,8	10,9

mHs = Bauzustand mit Hilfsunterstützung
oHs = Bauzustand ohne Hilfsunterstützung

η = 2,0
M_{c,pl,redBDK}

Abminderungsfaktor für die Knotensteifigkeiten
reduzierte Momententragf. der Stütze infolge Biegedrillknicken

Nummer	Nr.	-	14	14	15	15	16	16	17	17	18	18	19	19
Bauzustand	-	-	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs	mHs	oHs
Spannweite	L	m	16	16	8	8	8	8	16	16	12	12	12	12
Geschosshöhe	H	m	6,0	6,0	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Verkehrslast	p	m	12,5	12,5	2,0	2,0	2,0	2,0	5,0	5,0	5,0	5,0	2,0	2,0
Rahmenabst. (Deckensystem)	a	m	5	5	5	5	5	5	5	5	16	16	5	5
Trägerprofil	-	-	HEA900	HEA900	IPE330	IPE330	IPE360	IPE360	HEA600	HEA600	HEA650	HEA650	IPE450	IPE450
Stützenprofil	HEB	mm	IPBSB700	IPBSB700	280	280	260	260	450	450	700	700	300	300
Bewehrungsquerschnitt	A _s	cm ²	18	18	12	12	12	12	18	18	18	18	14	14
Transformationsfaktor Rechenw.	b _{calc}	-	0,7	0,7	1	1	0,9	0,9	0,5	0,5	0,7	0,7	0,7	0,7
Transformationsfaktor vorh.	b _{vorh}	-	0,52	0,55	0,91	1,11	0,91	1,06	0,39	0,36	0,52	0,50	0,61	0,77
Verbundknotentragf.	M _{j,pl,Rd}	kNm	1348	1348	246	220	268	268	755	756	926	925	421	421
Verbundknotensteifigkeit	S _{j,ini} /η	MNm/mrad	135	135	15	15	18	18	62	62	68	68	32	32
Stahlknotentragfähigkeit	M _{j,pl,Rd,Fe}	kNm	614	614	54	54	62	62	234	234	418	418	113	113
Stahlknotensteifigkeit, Innenkn.	S _{j,ini,Fe,I} /η	MNm/mrad		136		9		12		46		61		23
Stahlknotensteifigkeit, Randkn.	S _{j,ini,Fe,R} /η	MNm/mrad	103	103	8	8	9	9	35	35	51	51	17	17
Max. Knotenmoment	M _{j,max,d}	kNm	1354	1350	227	220	224	235	759	755	879	928	433	380
Max. Feldmoment	M _{F,d}	kNm	3434	3460	401	427	402	420	2120	2120	2061	2050	869	916
Min. Knotenmoment	M _{j,min,d}	kNm	655	611	21	-25	20	-14	460	480	424	461	169	89
Max. Stützenmoment	M _{c,d}	kNm	578	657	163	186	158	176	242	206	394	413	198	213
Max. Stützennormalkraft	N	kN	6878	6890	1506	1500	1497	1500	4084	4080	5783	5810	2253	2230
elast. Ausnutzung Träger	M _{F,d} /M _{el,Rd}	-	84%	85%	101%	107%	83%	87%	98%	98%	92%	92%	113%	119%
plast. Ausnutzung Stütze	M _{c,d} /M _{c,pl,redBDK}	-	82%	85%	78%	83%	89%	94%	90%	87%	88%	89%	89%	91%
elast./plast. Riegeltagf.	M _{el,d} /M _{pl,d}	-	0,78	0,78	0,64	0,64	0,66	0,66	0,77	0,77	0,83	0,83	0,67	0,67
1.OG H-Verf.	w _H	mm	33	47	53	125	51	93	28	47	18	18	46	127
Max. Riegelneigung	α _L	mrad	7,4	10,1	5,7	23,8	7,9	15,8	11,8	21,2	8,9	11,7	9,8	31,7
Max. Stützenverdrehung	ψ	mrad	-3,7	-5,9	-9,5	-29,5	-4,9	-18,7	-7,6	-11,6	-4	-5,5	-7,8	-10,8
Max. Knotenrotation	Φ _{j,req}	mrad	11,1	16	15,2	53,3	12,8	34,5	19,4	32,8	12,9	17,2	17,6	42,5

mHs = Bauzustand mit Hilfsunterstützung
oHs = Bauzustand ohne Hilfsunterstützung

η = 2,0
M_{c,pl,redBDK}

Abminderungsfaktor für die Knotensteifigkeiten
reduzierte Momententragf. der Stütze infolge Biegedrillknicken

Anhang F: Beamlinetypen

(Ergänzung zu Kap. 4.4.3)

Im Folgenden werden für mehrfach statisch unbestimmte Systeme (Bsp. Verbundrahmen) verschiedene Möglichkeiten zur Ermittlung der Beamline aufgezeigt. Beim verschieblichen Verbundrahmen handelt es sich im Gegensatz zum Zwei-Feldträger um ein mehrfach statisch unbestimmtes System mit den beiden Knotentypen „Randknoten“ (Stahlknoten) und „Innenknoten“ (Verbundknoten), die in verschiedenen Tragfähigkeits- und Steifigkeitsverhältnissen zueinander stehen können. Die Innenknoten bestehen aus einer stärker belasteten (plastizierenden) und einer schwächer belasteten (elastischen) Knotenhälfte, vgl. Bild 4.12. Stehen die Konfiguration und damit die Eigenschaften „Steifigkeit“ und „Tragfähigkeit“ des Randknotens noch nicht fest, so können gleichzeitig mit den Innenknoten auch die Eigenschaften der Randknoten variiert werden. Die aus den verschiedenen Variationsmöglichkeiten (siehe Bild F.1) ermittelten Beamlinetypen werden auf der nächsten Seite erläutert. Die Beamline-Methode, kann wie in Kap. 5.6.2 gezeigt wird, für eine effiziente Optimierung von Anschlüssen und Tragwerken angewandt werden, wobei der Beamlinetyp entsprechend der Optimierungsaufgabe gewählt wird. Außerdem kann der Einfluss der Knotensteifigkeit und der Randknoten auf das Systemverhalten und die erforderliche Rotation der Innenknoten durch den Vergleich verschiedener Beamlinetypen abgeschätzt werden, vgl. Bild F.2

Aus der Systemberechnung erhält man für eine gegebene Belastung und angenommene Knotensteifigkeiten ein Wertepaar $M_{j,d} - \Phi_j$ und damit einen Punkt der Beamline. Weitere Punkte ergeben sich durch einer der im Folgenden aufgeführten Variationsmöglichkeiten. Je nach Variationsmöglichkeit ergeben sich folgende Beamlinetypen a) bis e), vgl. auch Bild F.1:

- a) Die Variation der Anschlussmomente erfolgt indirekt über eine zu variiierende **Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ aller Knoten**. Die Tragfähigkeit des Knotens und des Riegels wird unbegrenzt angenommen. Die Trägersteifigkeit bleibt unveränderlich. **Alle** Knotensteifigkeiten werden mit demselben Faktor erhöht bzw. abgemindert. Aus der Systemberechnung des verschieblichen Verbundrahmens ergibt sich für eine geringere Knotensteifigkeit ein geringeres Einspannmoment $M_{j,d}$ und gleichzeitig eine höheren Knotenverdrehung Φ_j . Bei dieser Beamline wird davon ausgegangen, dass bei einer steiferen modifizierten Ausbildung des Innenknotens gleichzeitig auch der Randknoten in gleichem Maße eine höhere Steifigkeit erhält. Dies ist z. B. der Fall, wenn die Stirnplattendicke aller Anschlüsse erhöht wird, ohne dass die Tragfähigkeit des Knotens steigt (Bsp. Versagensart in allen Fällen „Schrauben auf Zug“)
- b) Nur die **Steifigkeit $S_{j,ini,L}$** der Anschlüsse links der Stütze wird herabgesetzt, um das Anschlussmoment zu variieren. Die Steifigkeit $S_{j,ini,R}$ der schwächer beanspruchten Knoten auf der rechten Seite sowie der Randknoten wird konstant gehalten.
- c) Die **plastische Anschlusstragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ aller Anschlüsse** wird mit einem Faktor multipliziert. Die Steifigkeit $S_{j,ini}$ wird konstant gehalten. Hierbei wird bei einer Modifizierung der Anschlüsse von einer gleichzeitigen Verstärkung sowohl der Innen- als auch der Randknoten ausgegangen. Dies ist z. B. der Fall, wenn die Schraubengüte beim Stirnplattenanschlusses erhöht wird und sich dadurch nur die Anschlusstragfähigkeit aber nicht die Steifigkeit erhöht (Versagensart „Schrauben auf Zug“)
- d) Sowohl die plastische **Anschlusstragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$** als auch die **Anschlusssteifigkeit $S_{j,ini}$** werden mit demselben Faktor variiert. Hierbei wird bei einer Modifizierung der Anschlüsse von einer gleichzeitigen Verstärkung sowohl der Innen- als auch der Randknoten ausgegangen, wobei die Tragfähigkeitssteigerung gleichzeitig mit einer proportional höheren Steifigkeit

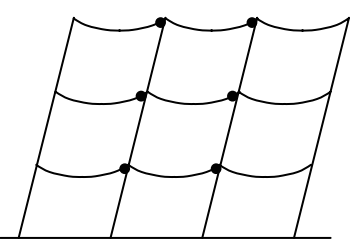
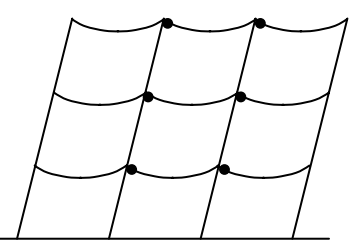
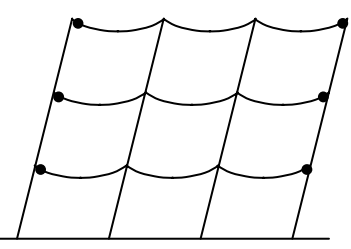
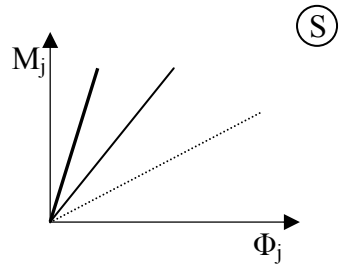
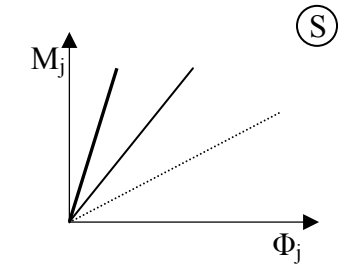
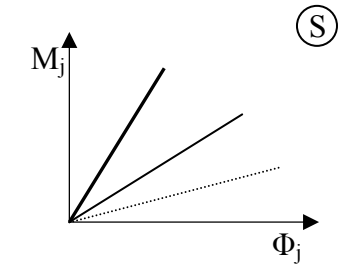
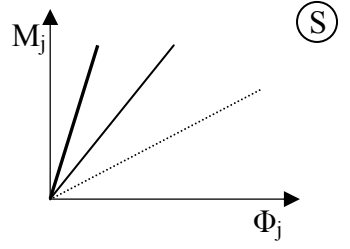
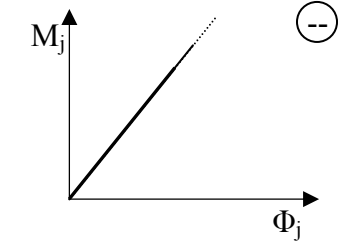
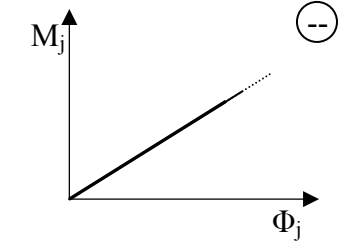
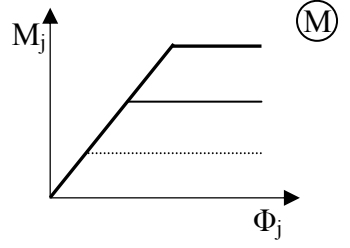
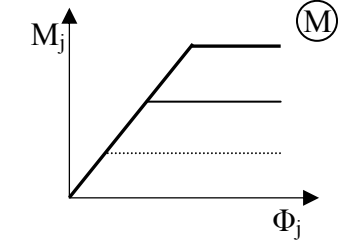
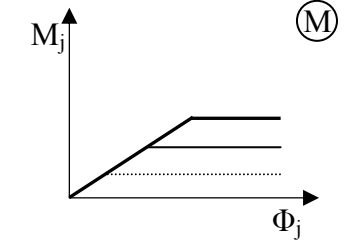
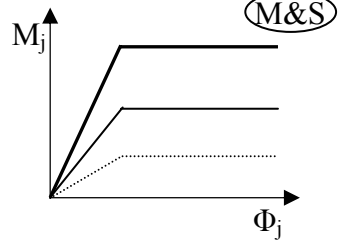
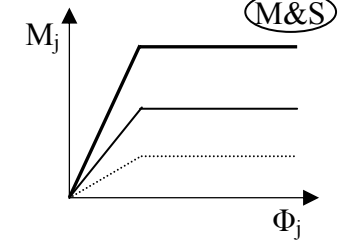
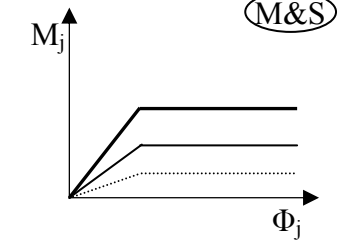
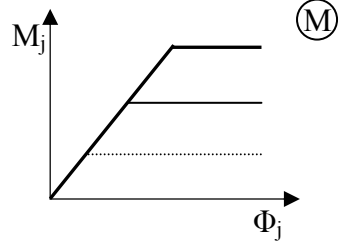
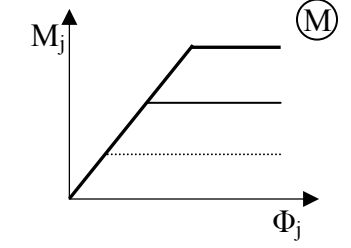
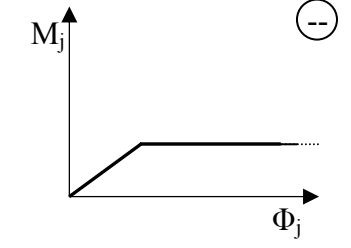
Beam- line Typ	stärker belasteter Innenknoten	schwächer belasteter Innenknoten	Randknoten
			
a	 (S)	 (S)	 (S)
b	 (S)	 (--)	 (--)
c	 (M)	 (M)	 (M)
d	 (M&S)	 (M&S)	 (M&S)
e	 (M)	 (M)	 (--)
(M) = Variation der Knotentragfähigkeit (S) = Variation der Knotensteifigkeit			

Bild F.1: Übersicht über die Beamlinetypen mit den zugehörigen Variationen der Anschlusscharakteristik

einhergeht. Dies trifft zu, wenn zusätzliche Längsbewehrung eingelegt wird und gleichzeitig auch der Stirnplattenanschluss z. B. durch eine dickere Stirnplatte und/oder Schrauben mit einem größeren Durchmesser verstärkt wird.

e) Nur die **Anschlusstragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ der Innenknoten** wird variiert.

Die Varianten a) und d) entsprechen in der Regel der Praxis, da eine geringere Momententragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$ des Knotens normalerweise auch mit einer geringeren Steifigkeit $S_{j,ini}$ einhergeht.

Beamlines verschiedener Typen sind für einen verschieblichen Verbundrahmen ermittelt worden, vgl. Bild F.2. Einflüsse aus der Riegelplastizierung sind hier nicht berücksichtigt, da die Berechnung nach der Fließgelenktheorie (FG) 2. Ordnung durchgeführt wurde. Man sieht in Bild F.2 an dem horizontalen Kurvenverlauf für hohe Knotenrotationen, dass sich bei Beamline a) bei geringen Knotenmomenten $M_{j,L,d}$ aufgrund der stark reduzierten Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ ein Stabilitätsversagen ergibt. Durch die damit verbundenen P- Δ Effekte aus Theorie 2. Ordnung ergeben sich wiederum größere Knotenmomente zur Sicherstellung der aussteifenden Rahmenwirkung.

Die in Bild F.2 dargestellten verschiedenen Typen der Beamlines unterscheiden sich nicht wesentlich voneinander. Somit kann schon mit Hilfe von **eines** Typs auch für das vielfach statisch unbestimmte System des verschieblichen Verbundrahmens eine gute brauchbare Abschätzung der erforderlichen Knotenrotationen vorgenommen werden.

Im Weiteren können mit den Überlegungen in Kap. 4.2.2.5 alle Knoten mit ideal starr-plastischem Verhalten idealisiert werden, da der schwächer belastete Knoten nur sehr geringe Nachgiebigkeiten ($S_{j,ini} \rightarrow \infty$) aufweist und da bei plastizierenden Knoten die Knotensteifigkeit $S_{j,ini}$ der stärker belasteten Knotenhälfte keinerlei Auswirkungen auf das Systemverhalten hat. Als Variationsmöglichkeit ergibt sich dann lediglich das Verhältnis der Momententragfähigkeit des Innenknotens $M_{j,pl,Rd}$ zu der des Randknotens $M_{j,pl,Ep,Rd}$. So geht Beamlinetyp c) von einem konstanten Verhältnis der Beanspruchbarkeit von Innenknoten zu Randknoten $M_{j,pl,Rd} / M_{j,pl,Ep,Rd}$ aus. Selbstverständlich können auch mehrere Beamlines mit Varianten der Randknotentragfähigkeiten $M_{j,pl,Ep,Rd}$ als Parameter erstellt werden, um den Einfluss der Randknotentragfähigkeit $M_{j,pl,Ep,Rd}$ auf die Beamline des Innenknotens zu erfassen.

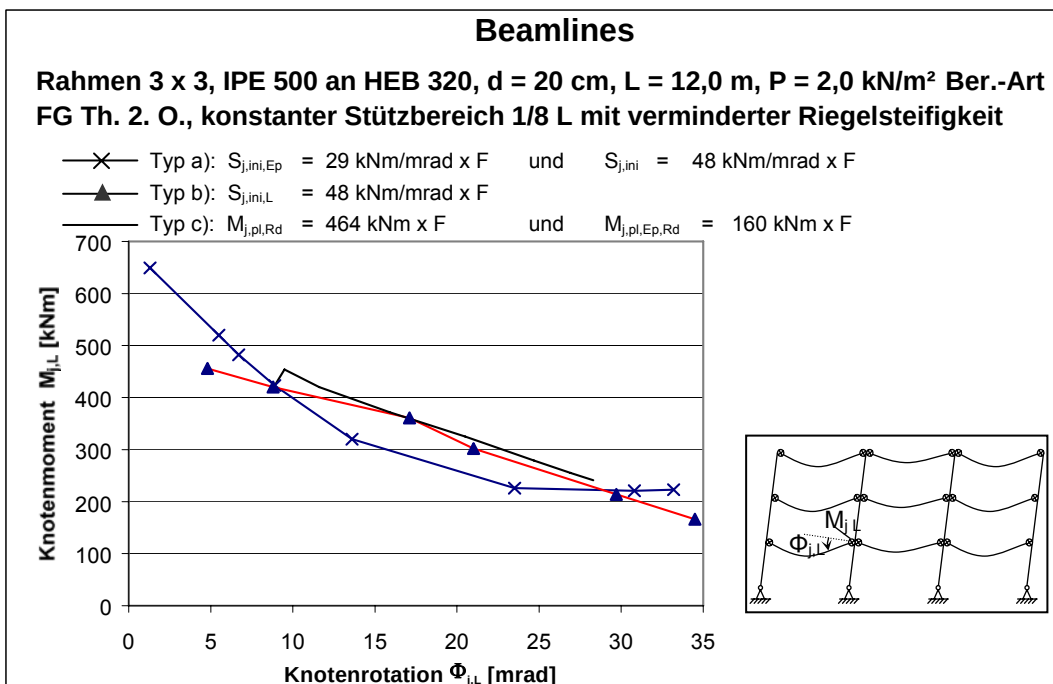


Bild F.2: Vergleich der Beamlinetypen a), b), c) anhand eines Beispiels

Anhang G: Effekte aus Theorie 2. Ordnung auf die Beamline

(Ergänzung zu Kap. 4.4.4)

Ein großer Vorteil der Beamlines ist, dass sie trotz der Effekte aus Theorie 2. Ordnung in weiten Bereichen gerade sind, wie die Beispielsrechnungen Bilder 4.39 und 4.40 gezeigt haben. Somit reichen zwei Systemberechnungen aus, um die Beamline zu definieren. Dies resultiert aus den im Folgenden dargestellten theoretischen Überlegungen an einer aus dem System herausgelösten Innenstütze.

Als für die „Beamline“ feststehende Werte ergeben sich

EI_b Riegelsteifigkeit

EI_c Stützensteifigkeit

$S_{j,ini,R}$ Knotensteifigkeit an der schwächer belasteten Knotenhälfte

q Belastung

N Stützennormalkraft

H Horizontalbelastung aus Wind und Imperfektionen

h_g Geschosshöhe

L Spannweite

Die im Folgenden definierten Werte, vgl. Gleichungen (G.10ff.), C_1 bis C_{15} sind aus den obigen Konstanten ableitbare Konstanten.

Für die Knotenrotation an dem für die „Beamline“ entscheidenden Knoten $\Phi_{j,L}$ ergibt sich mit Gleichung (4.34) aus Bild 4.12a:

$$\Phi_{j,L} = \alpha_R + \alpha_L - \Phi_{j,R} \quad (G.1)$$

Die gesamte Stützenschiefstellung ψ_{ges} setzt sich aus der Stützenverdrehung ψ im Knoten und der elastischen Stützenverformung ψ_k aus der Stützenkrümmung zusammen, vgl. Bild G.1.

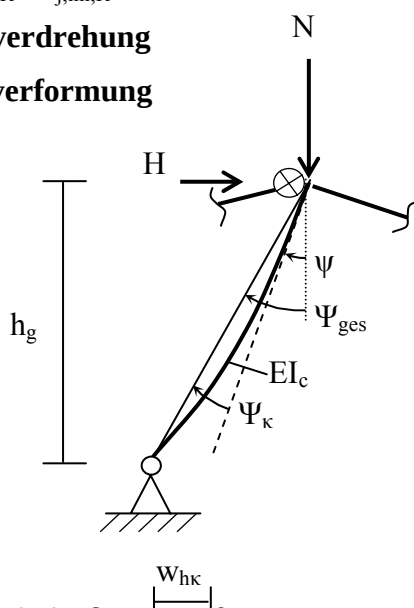
$$\psi_{ges} = \psi + \psi_k \quad (G.2)$$

mit (4.8) ergibt sich

$$\psi_{ges} = \alpha_R - \Phi_{j,R} + \psi_k \quad (G.3)$$

$$\Phi_{j,R} = M_{j,R} / S_{j,ini,R} \quad (G.4)$$

a) Stützenverdrehung und Biegeverformung



b) nur Biegeverformung

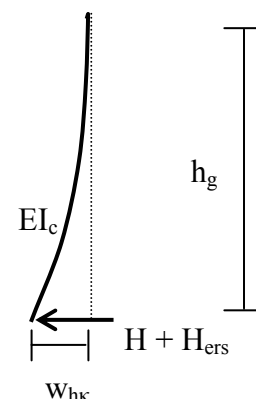


Bild G.1: Elastische Stützenverformung w_{hk} aus Wind, Schiefstellung und Theorie 2. Ordnung

Aus Bild 4.12b ergibt sich das kleinere Knotenmoment $M_{j,R}$ zu:

$$M_{j,R} = M_{j,pl,Rd} - \Delta M \quad (G.5)$$

Das Differenzmoment ΔM resultiert aus den Horizontalkräften Windlast H und Stützenschiefstellung ψ_{ges} , vgl. Bild G.1:

$$\Delta M = H \cdot h_g + N \cdot \psi_{ges} \cdot h_g \quad (G.6)$$

Aus (G.4) eingesetzt in (G.3), (G.3) eingesetzt in (G.6), (G.6) eingesetzt in (G.5) resultiert

$$M_{j,R} = M_{j,pl,Rd} - H \cdot h_g - N \cdot h_g \cdot (\alpha_R - M_{j,R} / S_{j,ini,R} + \psi_{\kappa}) \quad (G.7)$$

Das Moment $M_{j,L}$ entspricht nach Bild 4.12 der plastischen Momententragfähigkeit $M_{j,pl,Rd}$. Mit Hilfe der Auflagerneigung α_0 für den Träger ohne Einspannung (s. Bild 4.17a)

$$\alpha_0 = 1/24 \cdot q \cdot L^2 / EI_b \quad (G.8)$$

ergibt sich

$$\alpha_R = \alpha_0 - M_{j,R} \cdot L / (3 \cdot EI_b) - M_{j,pl,Rd} \cdot L / (6 \cdot EI_b) \quad (G.9)$$

Die Auflagerneigung des Trägers α_R am rechten Knoten ist somit linear abhängig von den Einspannmomenten $M_{j,R}$ und $M_{j,pl,Rd}$.

$$\alpha_R = C_1 - C_2 \cdot M_{j,R} - C_3 \cdot M_{j,pl,Rd} \quad (G.10)$$

mit entsprechenden abgeleiteten Konstanten

$$C_1 = \alpha_0 \quad (G.11)$$

$$C_2 = L / (3 \cdot EI_b) \quad (G.12)$$

$$C_3 = L / (6 \cdot EI_b) \quad (G.13)$$

Spiegelverkehrt ergibt sich am anderen Riegelaufleger:

$$\alpha_L = C_1 - C_3 \cdot M_{j,R} - C_2 \cdot M_{j,pl,Rd} \quad (G.14)$$

Für die Schiefstellung der Stütze ψ_{κ} aus elastischer Stützenkrümmung (Bild G.1a) gilt:

$$\psi_{\kappa} = w_{hk} / h_g \quad (G.15)$$

mit der elastischen Verformung w_{hk} am Kragarm der Länge h_g in Bild G.1b

$$w_{hk} = (H + H_{ers}) \cdot h_g^3 / (3 \cdot EI_c) \quad (G.16)$$

und der Ersatzlast aus Theorie 2. Ordnung

$$H_{ers} = N \cdot \psi_{ges} \quad (G.17)$$

Damit folgt aus (G.15) mit (G.16) und (G.17)

$$\psi_{\kappa} = H \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c) + N \cdot \psi_{ges} \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c) \quad (G.18)$$

Aus (G.3) folgt so

$$\psi_{ges} = \alpha_R - \Phi_{j,R} + N \cdot \psi_{ges} \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c) + H \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c) \quad (G.19)$$

$$[1 - N \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c)] \cdot \psi_{ges} = \alpha_R - \Phi_{j,R} + H \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c) \quad (G.20)$$

$$\psi_{ges} = [\alpha_R - \Phi_{j,R} + H \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c)] / [1 - N \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c)] \quad (G.21)$$

mit (G.10), (G.4), (G.24) und (G.25) ergibt sich:

$$\psi_{ges} = [(C_1 - C_2 \cdot M_{j,R} - C_3 \cdot M_{j,pl,Rd}) - M_{j,R} / S_{j,ini,R} + C_{14}] / [C_4] \quad (G.22)$$

$$\psi_{\text{ges}} = C_{15} + C_5 \cdot M_{j,R} + C_6 \cdot M_{j,pl,Rd} \quad (\text{G.23})$$

Mit entsprechend abgeleiteten Konstanten

$$C_4 = 1 - N \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c) \quad (\text{G.24})$$

$$C_{14} = H \cdot h_g^2 / (3 \cdot EI_c) \quad (\text{G.25})$$

$$C_5 = (-C_2 - 1/S_{j,ini,R}) / C_4 \quad (\text{G.26})$$

$$C_6 = -C_3 / C_4 \quad (\text{G.27})$$

$$C_{15} = (C_1 - C_{14}) / C_4 \quad (\text{G.28})$$

Mit (G.6) eingesetzt in (G.5) und ψ_{ges} aus (G.23) erhält man:

$$M_{j,R} = M_{j,pl,Rd} - H \cdot h_g - N \cdot h_g \cdot (C_{15} + C_5 \cdot M_{j,R} + C_6 \cdot M_{j,pl,Rd}) \quad (\text{G.29})$$

$$M_{j,R} = C_7 + C_8 \cdot M_{j,R} + C_9 \cdot M_{j,pl,Rd} \quad (\text{G.30})$$

mit

$$C_7 = -H \cdot h_g - N \cdot h_g \cdot C_{15} \quad (\text{G.31})$$

$$C_8 = -N \cdot h_g \cdot C_5 \quad (\text{G.32})$$

$$C_9 = -N \cdot h_g \cdot C_6 \quad (\text{G.33})$$

und schließlich die lineare Beziehung

$$M_{j,R} = C_{10} \cdot M_{j,pl,Rd} + C_{11} \quad (\text{G.34})$$

mit

$$C_{10} = C_9 / (1 - C_8) \quad (\text{G.35})$$

$$C_{11} = C_7 / (1 - C_8) \quad (\text{G.36})$$

Aus (G.10), (G.14) und (G.4) eingesetzt in (G.1) ergibt sich:

$$\Phi_{j,L} = 2 \cdot C_1 - (C_2 + C_3) \cdot M_{j,pl,Rd} - (C_2 + C_3) \cdot M_{j,R} - M_{j,R} / S_{j,ini,R} \quad (\text{G.37})$$

Mit der linearen Beziehung in (G.34) erhält man

$$\Phi_{j,L} = 2 \cdot C_1 - (C_2 + C_3) \cdot M_{j,pl,Rd} - (C_2 + C_3) \cdot (C_{10} \cdot M_{j,pl,Rd} + C_{11}) - (C_{10} \cdot M_{j,pl,Rd} + C_{11}) / S_{j,ini,R} \quad (\text{G.38})$$

$$\Phi_{j,L} = 2 \cdot C_1 - (C_2 + C_3) \cdot C_{11} - C_{11} / S_{j,ini,R} - [(C_2 + C_3) \cdot (1 + C_{10}) + C_{10} / S_{j,ini,R}] \cdot M_{j,pl,Rd} \quad (\text{G.39})$$

und letztendlich die lineare Beziehung

$$\Phi_{j,L} = C_{12} + C_{13} \cdot M_{j,pl,Rd} \quad (\text{G.40})$$

mit

$$C_{12} = 2 \cdot C_1 - (C_2 + C_3) \cdot C_{11} - C_{11} / S_{j,ini,R} \quad (\text{G.41})$$

$$C_{13} = -(C_2 + C_3) \cdot (1 + C_{10}) - C_{10} / S_{j,ini,R} \quad (\text{G.42})$$

Die lineare Beziehung (G.40) bestätigt die eingangs aufgestellte These, dass die Beamline auch bei verschieblichen Systemen mit Effekten aus Theorie 2. Ordnung eine Gerade bildet.

LEBENS LAUF

Name	Martin Schäfer
Geburtsdaten	30. April 1969 in Mannheim
Familienstand	verheiratet, 2 Kinder
1979 – 1988	Schickhardt-Gymnasium in Herrenberg
1988 – 1989	Baustellenpraktika bei DYWIDAG in Karlsruhe und Stuttgart
1989 – 1990	Zivildienst (Garten- und Landschaftsbau)
1990 – 1995	Studium des Bauingenieurwesens, TU Berlin Vertiefungsrichtung: Grundbau und Baustoffkunde
1995	Wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Prof. Dr.-Ing. Savidis am Grundbauinstitut, TU Berlin
1996 – 1999	Tragwerksplaner bei Prof. Dr.-Ing. Maurer im Technischen Büro der Philipp Holzmann AG in Berlin
1999 – 2004	Wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Prof. Dr.-Ing. Kuhlmann am Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart
seit 2005	Produktmanager bei MHH-Solartechnik GmbH in Tübingen

Stuttgart, 11. Mai 2005

