



Ph.D-FSTC-12-2009
Fakultät für Naturwissenschaften, Technologie und Kommunikation

DISSERTATION

verteidigt am 19/11/2009 in Luxemburg

zur Erlangung des Titels

DOKTOR DER UNIVERSITÄT LUXEMBURG IM INGENIEURWESEN

von

Christoph Hahn
geboren am 2. April 1979 in Landau

ZUR ROTATIONSKAPAZITÄT VON VERBUNDANSCHLÜSSEN BEI DER BEMESSUNG NACH DEM FLIESSGELENKVERFAHREN

Prüfungskommission

Dr.-Ing. Christoph Odenbreit, Supervisor
Professor, Université du Luxembourg

Dr.-Ing. Arno Zürbes, Vorsitzender
Professor, Université du Luxembourg

Dr.-Ing. Jean-Pierre Jaspart
Professor, Université de Liège

Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
Professor, Technische Universität Kaiserslautern

Dr.-Ing. Ferdinand Reif
Spannverbund Waldems

gewidmet meinem Bruder Alexander

18.05.1981 - 17.11.2006

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Assistent an der Universität von Luxemburg.

Ganz besonders Danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Christoph Odenbreit für die Unterstützung und Anregungen in den letzten 4 Jahren. Sein Engagement hat mir die Anfertigung dieser Arbeit ermöglicht.

Vielen Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Arno Zürbes für die Leitung der Prüfungskommission, sowie Herren Prof. Dr.-Ing. Jean-Pierre Jaspart, Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz und Herrn Dr.-Ing. Ferdinand Reif für die Mitwirkung innerhalb des Prüfungskomitees.

An dieser Stelle möchte ich auch meinen Arbeitskollegen danken. Besonderen Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Stephan Fromknecht, Herrn Dipl.-Ing. Sandro Weisheit und Herrn Dipl.-Ing. Thorsten Hoos für ihre Diskussionsbereitschaft und für ihre Unterstützung im Versuchslabor.

Den Labormitarbeitern möchte ich danken für die Unterstützung bei der Durchführung der Versuche.

Nicht zuletzt gilt mein Dank all denen, die mich in den letzten Jahren so tatkräftig unterstützt haben. Allen voran danke ich meinen Eltern und meiner Frau Yvonne für ihre Unterstützung, ihre Geduld und ihr Vertrauen.

Das Forschungsprojekt wurde finanziell durch Forschungsmittel des luxemburgischen Ministeriums für Kultur, höhere Bildung und Forschung sowie durch die Firmen Spannverbund, Waldems und ArcelorMittal / ProfilARBED, Luxemburg unterstützt

Christoph Hahn
Luxemburg, November 2009

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Trag- und Rotationsverhalten von Verbundanschlüssen. Diese Anschlüsse werden im Hoch- und Industriebau üblicherweise als voll biegesteif oder gelenkig angenommen. Diese Annahme kann zu unwirtschaftlichen Konstruktionen führen.

Es wurde ein Berechnungsmodell erarbeitet, welches es ermöglicht die vorhandene Rotationskapazität, die Anfangssteifigkeit und die Momententrägfähigkeit von Verbundanschlüssen zu bestimmen. Auf Grundlage des Fließgelenkverfahrens wurden Diagramme entwickelt, die es ermöglichen die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit eines Verbundträgers mit teiltragfähigen Anschlüssen nachzuweisen.

Das entwickelte Berechnungsmodell basiert auf der Auswertung von 9 eigenen Versuchen an teiltragfähigen Verbundanschlüssen, sowie auf der Auswertung von 74 Versuchen die europaweit durchgeführt wurden. Die Grenzen für die Gültigkeit des Modells wurden mittels nichtlinearen Finite Elementberechnungen überprüft.

Abstract

The present work deals with the load bearing and rotational behaviour of composite connections in steel and concrete constructions. For typical buildings, composite connections are assumed to be rigid or pinned. This assumption can lead to uneconomic structures.

A design concept for the estimation of the available rotation capacity, the initial stiffness and the moment bearing capacity of semi-rigid connections is presented. On the basis of the plastic hinge theory diagrams were developed to prove the load carrying capacity and the serviceability of composite beams with semi-rigid connections.

The presented design model is based on the evaluation of 9 self conducted tests and on the evaluation of 74 tests on composite connections from all over Europe. The availability of the model was proved by intensive nonlinear finite element simulations.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung und Zielsetzung	1
2. Stand der Technik.....	3
2.1. Stand der Normung	3
2.1.1. Teiltragfähige Anschlüsse	4
2.2. Stand der Forschung	8
2.2.1. Verbundanschlüsse.....	9
3. Eigene Versuche	19
3.1. Zielsetzung der Versuche.....	19
3.2. Versuchsreihe A	19
3.2.1. Versuchsaufbau.....	21
3.2.2. Materialkennwerte	25
3.3. Versuchsreihe B	29
3.3.1. Versuchsaufbau.....	30
3.3.2. Materialkennwerte	36
3.4. Versuchsreihe C	36
3.4.1. Versuchsaufbau.....	29
3.4.2. Materialkennwerte	37
3.5. Versuchsdurchführung	39
4. Versuchsergebnisse und Auswertung.....	41
4.1. Ergebnisse der Versuchsreihe A	43
4.1.1. Das Momenten - Verdrehungsverhalten	44
4.1.2. Verhalten des Betongurtes	53

4.2. Ergebnisse der Versuchsreihe B	61
4.2.1. Das Momenten - Verdrehungsverhalten	64
4.2.2. Verhalten des Betongurtes	65
4.3. Ergebnisse der Versuchsreihe C	69
4.3.1. Das Momenten - Verdrehungsverhalten	71
4.3.2. Verhalten des Betongurtes	72
5. Ermittlung der vorhandenen Anschlusseigenschaften	75
5.1. Die Momententrägfähigkeit.....	75
5.2. Die Anfangssteifigkeit.....	82
5.3. Die Rotationskapazität.....	93
6. Das Bemessungsmodell	103
6.1. Berechnung der Zustandsgrößen des statischen Systems	106
6.1.1. Traglast mit den Annahmen der Fließgelenktheorie	109
6.1.2. Erforderliche Verdrehung im Anschluss.....	109
6.1.3. Durchbiegung im Feld.....	112
6.2. Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen im statischen Systems.....	112
6.2.1. Die Belastung q_{el}	114
6.2.2. Die Traglast $q_{Rd,FGV}$ nach der Fließgelenktheorie.....	117
6.2.3. Die elastische Verdrehung Φ_{el}	118
6.2.4. Die plastische Verdrehung $\Delta\Phi_{pl}$	120
6.2.5. Die elastische Durchbiegung δ_{el}	121
6.2.6. Die plastische Durchbiegung $\Delta\delta_{pl}$	122
6.2.7. Ablaufschema für das Bemessungsmodell	122
6.3. Rechenbeispiel.....	125

7. Nichtlineare Vergleichsberechnungen	137
7.1. Brauchbarkeit des FE - Modells.....	137
7.2. Vergleichsberechnung zur Prüfung der Sicherheit des Berechnungsmodells	145
7.2.1. Ergebnisse der nichtlinearen Vergleichsberechnung	148
8. Konstruktive Hinweise zum Erlangen einer großen Rotationskapazität im Anschluss	159
8.1. Der Stahlanschluss.....	159
8.2. Die Betonplatte.....	160
8.3. Die Stütze.....	162
9. Zusammenfassung und Ausblick	163
10. Literaturverzeichnis	165
 Anhang A: Zusammenstellung aller ausgewerteten Anschlüsse	169
 Anhang B: Diagramme zur Berechnung der erforderlichen Rotationskapazität von Verbundanschlüssen und der Durchbiegung des Verbundträgers im Feld	201
 Anhang C: Diagramme zum Nachweis der Rotationskapazität von Verbundanschlüssen mittels Bewehrungsdurchmesser und Bewehrungsgrad	241
 Anhang D: Diagramme zum <u>vereinfachten</u> Nachweis der Rotationskapazität von Verbundanschlüssen mittels Bewehrungsdurchmesser und Bewehrungsgrad	255

Formelverzeichnis und Abkürzungen

Koordinaten

- x Koordinate in Stablängsrichtung
y horizontale Koordinate
z vertikale Koordinate
z Ordinate ab Oberkante des Betongurtes

Geometrie

- L_j rechnerische Bezugslänge des Anschlusses
z Hebelarm
 z_{pl} innerer Hebelarm des Anschlusses
 z_i Hebelarm der Komponente i

Materialkennwerte

- f_c Betondruckfestigkeit
 $f_{c,t}$ Zugfestigkeit des Betons
 f_s Streckgrenze des Betonstahls
 f_u Zugfestigkeit des Stahls
 f_y Streckgrenze des Stahls
 $R_{p0,2}$ 0,2% - Dehngrenze
 A_{gt} Gesamtdehnung bei Höchstkraft
 A_t Gesamte Dehnung beim Bruch

Querschnittswerte und Steifigkeiten

- A_s Querschnittsfläche der Bewehrung
 E Elastizitätsmodul (E-Modul)
 EI_1 Biegesteifigkeit des Verbundträgers im positiven Momentenbereich
 EI_2 Biegesteifigkeit des Verbundträgers im negativen Momentenbereich
 S_j Anfangssteifigkeit des Anschlusses
 $S_{j,test}$ Anfangssteifigkeit des Anschlusses aus Versuchswerten

$s_{j,bez}$	bezogene Steifigkeit des Anschlusses
S_2	Bezugssteifigkeit nach Bild 6.11
ρ_s	Bewehrungsgrad
η	Verdübelungsgrad
\emptyset	Durchmesser
b	Breite
d	Dicke des Betongurtes
t_e	Blechdicke
d_s	Bewehrungsstabdurchmesser
L	Länge
h	Höhe
h_a	Trägerhöhe
h_{st}	Höhe des Stützenprofils
h_j	Abstand zwischen Bewehrungssachse und Druckflansch
h_p	Höhe des Profilbleches

Kräfte und Schnittgrößen

q	Streckenlast
q_{el}	Streckenlast, die gerade noch eine elastische Verdrehung im Anschluss bewirkt
$q_{Rd,FGV}$	maximal aufnehmbare Streckenlast nach Fließgelenktheorie
Δq_{pl}	plastischer Anteil der Belastung ($q_{Rd,FGV} - q_{el}$)
P	Kraft
P_{el}	Kraft, die gerade noch eine elastische Verdrehung im Anschluss bewirkt
$P_{Rd,FGV}$	maximal aufnehmbare Kraft nach Fließgelenktheorie
ΔP_{pl}	plastischer Anteil der Belastung ($P_{Rd,FGV} - P_{el}$)
P_i	Kraft der Komponente i
M_i	Moment im Anschluss
$M_{j,Rd}$	Momententragsfähigkeit des Anschlusses (Design value)
$M_{b,pl,Rd}$	plastische Momententragsfähigkeit des angeschlossenen Bauteils
$M_{pl,F}$	plastische Momententragsfähigkeit des Verbundträgers im Feld
$M_{pl,j}$	plastische Momententragsfähigkeit des Verbundanschlusses

M_{el}	elastisches Biegemoment
$M_{el,cal}$	rechnerisch ermitteltes elastisches Biegemoment
M_{pl}	plastisches Biegemoment
$M_{pl,cal}$	rechnerisch ermitteltes plastisches Biegemoment
$M_{u,test}$	maximal aufnehmbares Biegemoment im Versuch
$V_{wp,Rd}$	Schubwiderstand des Stützenstegfeldes
$F_{c,wc,Rd}$	Tragfähigkeit des Stützensteges auf Druck
$F_{t,wc,Rd}$	Tragfähigkeit des Stützensteges auf Zug
$F_{c,fb,Rd}$	Tragfähigkeit des Trägersteges oder –flansches auf Druck
$F_{t,wb,Rd}$	Tragfähigkeit des Trägersteges auf Zug
$F_{v,Rd}$	Tragfähigkeit der Schraube auf Abscheren
k_i	Steifigkeitskoeffizient der Komponente i

Spannungen, Dehnungen und Verformungen

Φ	Verdrehung
$\Phi_{u,test}$	maximal aufnehmbare Verdrehung im Versuch
$\Phi(\varepsilon_{smu})$	Verdrehung des Anschlusses bei maximaler Dehnung des Betongurtes
Φ_{el}	elastische Verdrehung des Anschlusses
Φ_{Ed}	Verdrehung unter Traglast
$\Delta\Phi_{pl}$	plastischer Anteil der Verdrehung ($\Phi_{Trag} - \Phi_{el}$)
δ_{el}	Durchbiegung im Feld bei der Belastung q_{el} oder P_{el}
$\delta_{Ed,SLS}$	Durchbiegung im Feld auf Gebrauchslastniveau
$\delta_{Ed,ULS}$	Durchbiegung im Feld auf Traglastniveau
$\Delta\delta_{pl}$	plastischer Anteil der Durchbiegung ($\delta_{SLS} - \delta_{el}$) oder ($\delta_{Trag} - \delta_{el}$)
σ_{sr}	Stahlspannung im 1. Riss
ε_{smu}	Grenzdehnung des bewehrten Zugstabes
$\varepsilon_{s,y}$	Dehnung des Stahls bei Erreichen der Streckgrenze
ε_{sr1}	Stahldehnung im ungerissenen Zustand unter Risschnittgrößen
ε_{sr2}	Stahldehnung im gerissenen Zustand im Riss

Indizes

a	Baustahl
c	Beton
s	Betonstahl
F	Feldbereich
j	Anschluss
u	Versagenszustand
el	elastisch
pl	plastisch
bez	bezogen
y	Streckgrenze
k	charakteristisch
d	Bemessungswert (Design)
R	Beanspruchbarkeit (Resistance)
E	Einwirkung
i	Nummerierung

Sonstige Abkürzungen

W	Wegaufnehmer
I	Inklinometer
d	Tage
R	Reißen der Bewehrung
B	Beulen des Stahlprofils
β_t	Beiwert zur Berücksichtigung der Belastungsdauer
δ	Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung
α_1	Beiwert zur Berücksichtigung des Bewehrungsdurchmessers
m	Anzahl der Schrauben pro Reihe
n	Anzahl

1. Einleitung und Zielsetzung

Die Verbundbauweise hat sich in den letzten Jahren im Hoch- und Industriebau immer weiter etabliert. Die Vergrößerung der Spannweiten, durch den Einsatz von Verbundträgern, und die damit verbundene Reduzierung der Anzahl an Stützen, führt zu effizienten Konstruktionen.

Das übliche Deckensystem im Verbundbau besteht aus der Betonplatte, die auf Deckenträgern gelagert ist. Die Deckenträger sind ihrerseits an Deckenunterzüge angeschlossen, welche wiederum an Stützen angeschlossen sind. Der Verbundträger entsteht durch das Zusammenwirken von Betondecke und Stahlträger. Die Anschlüsse zwischen Träger und Unterzügen, wie auch zwischen Unterzügen und Stützen werden als Verbundanschlüsse bezeichnet, wenn die Betonplatte zum Abtrag der Anschlusschnittgrößen herangezogen wird. Bild 1.1 zeigt einige typische Verbundanschlüsse.

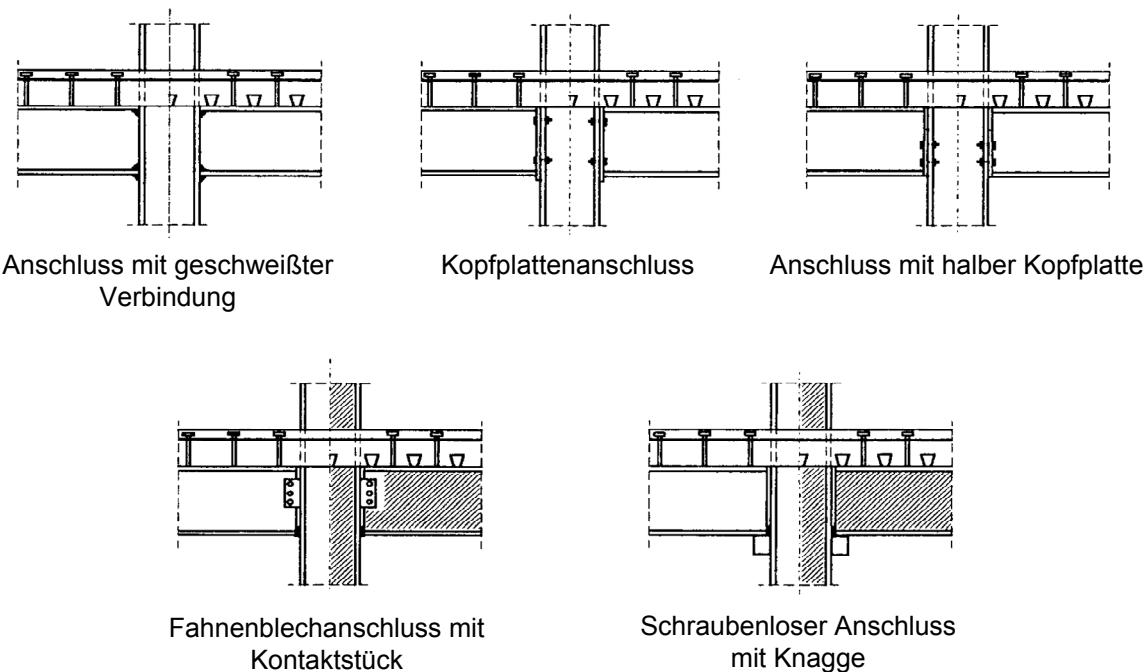


Bild 1.1 Beispiele für typische Verbundanschlüsse [COS-1999]

Dabei wird im Anschlussbereich die bewehrte Decke in der Regel auf Zug beansprucht, siehe Bild 1.2. Der übliche Verbundträger weist seine größte Biegetragfähigkeit im Bereich des Feldquerschnitts (im positiven Biegemomentenbereich) auf. Nach elastischer Berechnung tritt das betragsmäßig größte Biegemoment allerdings im Bereich des Anschlusses (Stützmoment) auf. Um die plastische Tragfähigkeit des Verbundträgers im Feld weiter ausnutzen zu können, ist eine Umlagerung des Stützmomentes erforderlich. Diese Schnittgrößenumlagerung führt zur Bildung eines Fließgelenkes im Bereich des Verbundanschlusses.



Bild 1.2 Verbundanschluss des Versuchs C-1

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Trag- und Rotationsverhalten von halbsteifen, teiltragfähigen Verbundanschlüssen. Diese Anschlüsse sind bezogen auf ihre Biegetragfähigkeit zwischen den gelenkigen und den biegesteifen An schlüssen einzustufen. Die rechnerisch gelenkig angenommenen Anschlüsse haben effektiv immer noch eine Biegetragfähigkeit von ungefähr 15 bis 60 % des angeschlossenen Trägers. Diese Tragreserven blieben bisher weitgehend unberücksichtigt. Voll biegesteif angeschlossene Anschlüsse können aufgrund der erforderlichen Steifigkeiten zu sehr aufwändigen Anschlusskonstruktionen führen. Der teiltragfähige Anschluss kombiniert die Vorteile der gelenkigen und der steifen Anschlüsse. Er erlaubt oft eine einfachere konstruktive Ausbildung, berücksichtigt aber immerhin eine gewisse Momententragfähigkeit. Um den Feldquerschnitt des Verbundträgers bis zur plastischen Biegetragfähigkeit voll ausnutzen zu können, ist es erforderlich die Rotationskapazität des Verbundanschlusses nachzuweisen.

Das Hauptaugenmerk dieser Arbeit besteht darin, die Rotationskapazität von An schlüssen zu untersuchen und ein vereinfachtes Berechnungsmodell zum Nachweis von Verbundanschlüssen zu erarbeiten. Dazu werden auf der einen Seite die vorhandene Anschlusskenngrößen (Momententragfähigkeit, Anfangssteifigkeit und Rotationskapazität) bestimmt und auf der anderen Seite ein Berechnungsmodell erarbeitet um die Zustandsgrößen im Verbundträger mit halbsteifen, teiltragfähigen An schlüssen auf Basis des Fließgelenkverfahrens zu ermitteln.

Um die Anschlusskenngrößen zu bestimmen und um ein vereinfachtes Berechnungsmodell zu erarbeiten, wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Universität von Luxemburg Versuche durchgeführt und numerische Vergleichsberechnungen angestellt. Diese Arbeit beschäftigt sich insbesondere auch mit dem Einfluss der Bewehrung auf die Rotationskapazität, um daraus Regeln für die Konstruktion von An schlüssen abzuleiten. Es wurde untersucht, in wieweit die Art der Bewehrung (Matte oder Stäbe), der Bewehrungsgrad und der Durchmesser der Bewehrung einen Einfluss auf die Trag- und Rotationskapazität von An schlüssen hat.

2. Stand der Technik

2.1 Stand der Normung

In den letzten Jahren wurden die Eurocodes in den meisten europäischen Ländern eingeführt. Dies hat zu einer Angleichung der Regelwerke innerhalb von Europa geführt. Der Eurocode 4 [EC4-2004] nennt vier Möglichkeiten die inneren Schnittgrößen von statischen Systemen zu ermitteln.

1. Linear-elastische Schnittgrößenermittlung (EC4-2004, Abschnitt 5.4.2).
2. Nicht-lineare Ermittlung der Schnittgrößen (EC4-2004, Abschnitt 5.4.3).
3. Linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung für Gebäude (EC4-2004, Abschnitt 5.4.4). Dabei müssen die Anschlüsse voll biegesteif oder gelenkig sein.
4. Berechnung nach der Fließgelenktheorie für Gebäude (EC4-2004, Abschnitt 5.4.5).

Der Eurocode 4 enthält strenge Anforderungen für die Querschnitte von Verbundträgern im Bereich von Fließgelenken. Die Anwendung des Fließgelenkverfahrens ist erlaubt, wenn die folgenden 5 Bedingungen erfüllt sind:

- a) Der Baustahlquerschnitt ist symmetrisch zur Stegachse.
- b) Biegedrillknicken ist ausgeschlossen.
- c) Der Einflussbereich von Fließgelenken ist seitlich gehalten.
- d) Ausreichende Rotationskapazität des Querschnitts ist gegeben, auch bei Berücksichtigung von eventuellen axialen Druckkräften.
- e) Wenn die Rotationskapazität nicht nachgewiesen wird, müssen alle Querschnittsteile im Bereich von Fließgelenken die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 erfüllen.

Nach Eurocode 4 ist eine ausreichende Rotationskapazität vorhanden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Die Stahlgüte ist nicht höher als S355.
- b) Kammerbeton und die Bewehrung im Kammerbeton bleibt bei der Ermittlung der Momententrägfähigkeit unberücksichtigt.
- c) Alle Querschnittsteile im Bereich von Fließgelenken erfüllen die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 und alle anderen Querschnittsteile die Bedingungen der Klasse 1 oder 2.
- d) Es wurde Nachgewiesen, dass alle Träger-Stützen-Anschlüsse eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen oder die Momententrägfähigkeit der

Anschlüsse ist 1,2-mal so hoch wie die Momententrägfähigkeit der angeschlossenen Träger.

- e) Die Spannweite benachbarter Felder unterscheidet sich um nicht mehr als 50%.
- f) Die Spannweite der Endfelder ist nicht länger als 115% der Feldlänge des benachbarten Feldes.
- g) Die Belastung ist in etwa gleichmäßig über die Trägerlänge verteilt.
- h) Der Druckflansch der Träger ist im Bereich von Fließgelenken seitlich gehalten.

Die sehr strengen Kriterien, die nach Eurocode 4 einzuhalten sind, um ausreichende Rotationskapazität zu gewährleisten (ohne direkten rechnerischen Nachweis) können zu unwirtschaftlichen Systemen führen. Es kann von Vorteil sein, das Rotationvermögen des Anschlusses explizit nachzuweisen. Dies führt für gewöhnlich zu wirtschaftlicheren Konstruktionen als eine generelle Überdimensionierung der Anschlüsse.

2.1.1 Teiltragfähige Anschlüsse

DIN EN 1993-1-8 [EC3-2005b] beinhaltet die Komponentenmethode zur Berechnung von reinen Stahlbau Anschlüssen. In der DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] wird die Komponentenmethode für Verbundanschlüsse erweitert. Das Verhalten eines teiltragfähigen Anschlusses wird durch eine Drehfeder beschrieben. Diese Feder definiert sich über:

- Die Momententrägfähigkeit $M_{j,Rd}$
- Die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$
- Die Rotationskapazität $\Phi_{j,Rd}$

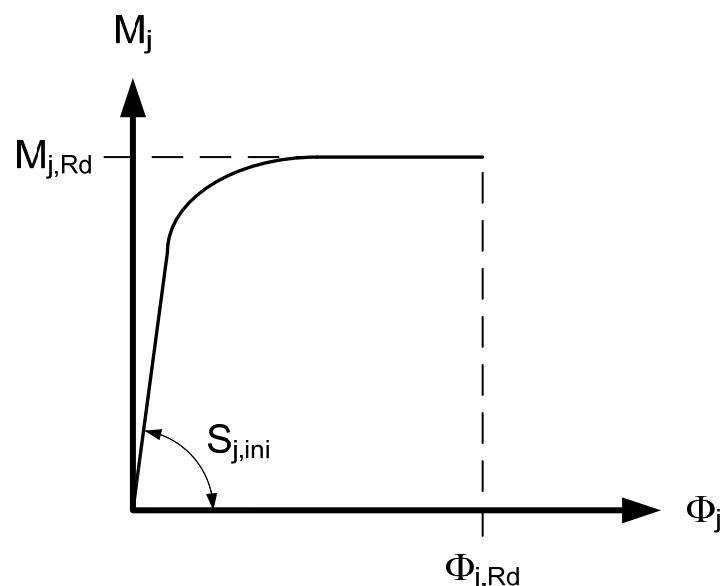


Bild 2.1 Momenten-Verdrehungs-Beziehung eines Anschlusses [EC3-2005b]

Nach DIN EN 1993-1-8 [EC3-2005b] werden Anschlüsse sowohl nach der Steifigkeit als auch nach der Tragfähigkeit klassifiziert.

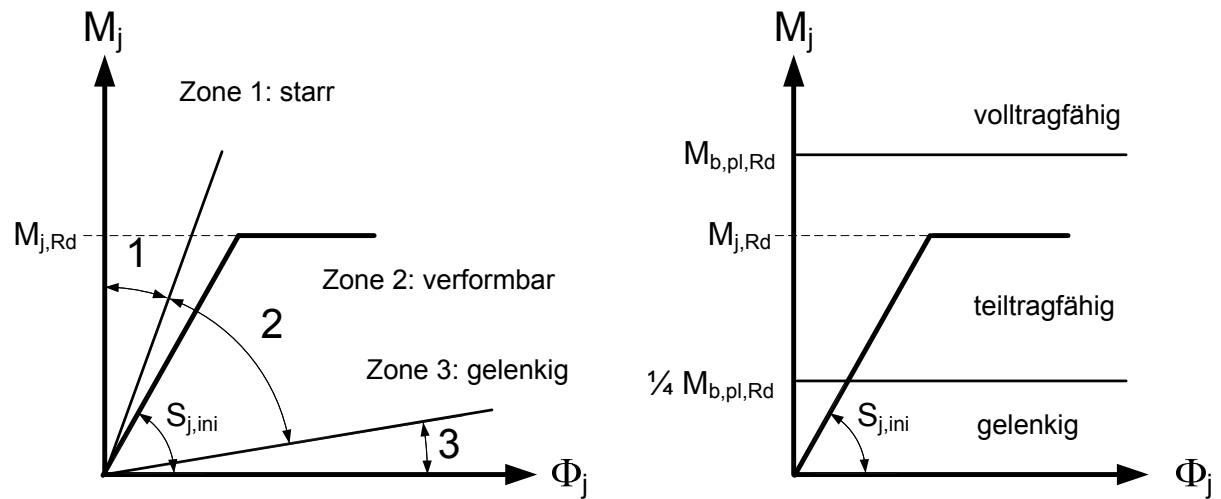


Bild 2.2 Klassifizierung nach der Steifigkeit (links) und nach der Tragfähigkeit (rechts) [EC3-2005b]

Die in DIN EN 1993-1-8 beschriebene Komponentenmethode basiert auf dem Innsbrucker Komponentenmodell [Cos-1999]. Dabei wird das Verhalten der Grundkomponenten durch Federn beschrieben. Jeder Komponente wird eine Tragfähigkeit, eine Steifigkeit und eine Rotationskapazität zugewiesen. Durch Zusammenfügen der Federn wird das Verhalten des Anschlusses abgebildet, siehe Bild 2.3. Tabelle 2.1 nennt beispielhaft einige Komponenten aus DIN EN 1993-1-8.

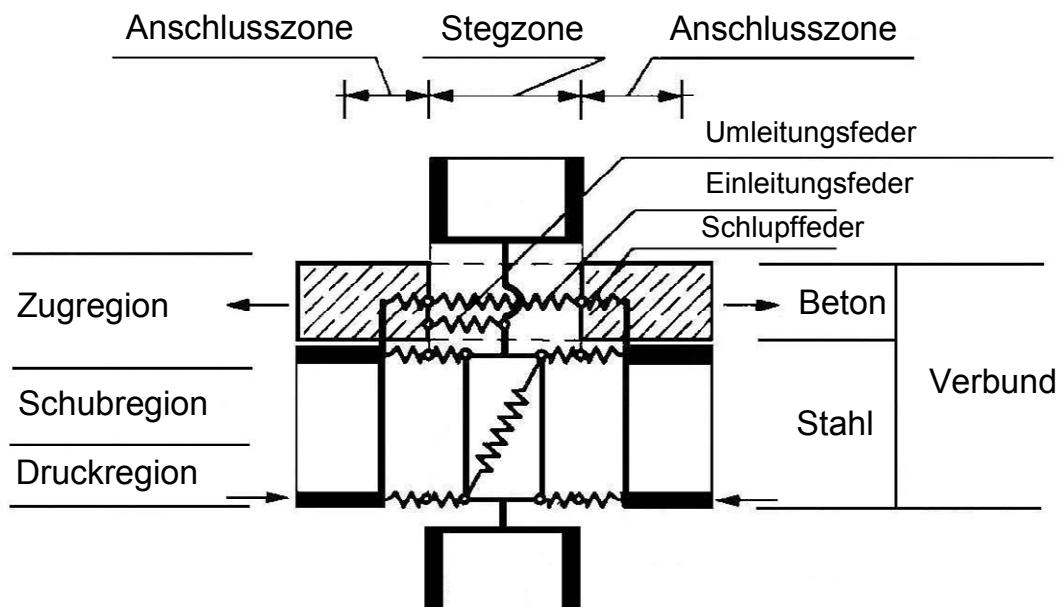
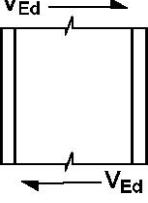
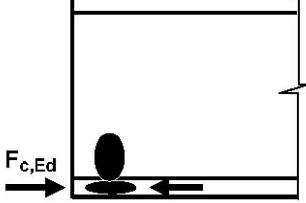
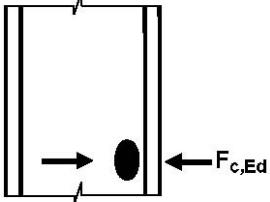
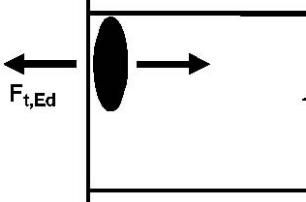
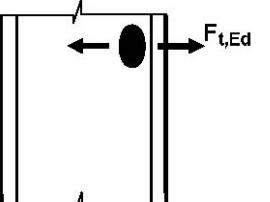
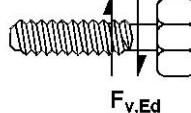


Bild 2.3 „Innsbrucker Komponentenmodell“ [Cos-1999]

Tabelle 2.1 Beispiele für die Tragfähigkeit der Grundkomponenten [EC3-2005b]
Symbole: DIN EN 1993-1-8

<p>Stützensteg auf Schub</p>  $V_{wp,RD} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{wc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$	<p>Trägersteg oder -flansch auf Druck</p>  $F_{c,fb,RD} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}}$
<p>Stützensteg auf Druck</p>  $F_{c,wc,RD} = \frac{w k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$	<p>Trägersteg auf Zug</p>  $F_{t,wb,RD} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$
<p>Stützensteg auf Zug</p>  $F_{t,wc,RD} = \frac{w b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$	<p>Schraube auf Abscheren</p>  $F_{v,RD} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$

DIN EN 1994-1-1 fügt zu den Grundkomponenten aus DIN EN 1993-1-8 die Komponenten hinzu, die aus der bewehrten Betonplatte resultieren. Zum Beispiel:

- Längsbewehrung unter Zug
- Stützensteg von Verbundstützen mit Kammerbeton
- Duktilität der Verdübelung zwischen Stahlträger und Betongurt

Die Tragfähigkeit eines Anschlusses wird durch die Tragfähigkeit der schwächsten Komponente bestimmt. Die Rotationssteifigkeit ergibt sich aus der Duktilität der Komponenten. Nach DIN EN 1993-1-8 folgt die Anfangssteifigkeit aus Gleichung 2.1:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum \frac{1}{k_i}} \quad (2.1)$$

mit:

k_i Steifigkeitskoeffizient der Komponente i

z Hebelarm

μ Verhältnis der Steifigkeiten $S_{j,ini}/S_j$

Bei Stirnplattenverbindungen können mehrere Schraubenreihe auf Zug nach DIN EN 1993-1-8 zu einer Komponente zusammengefasst werden. Der äquivalente Steifigkeitskoeffizient ergibt sich zu:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}} \quad (2.2)$$

mit:

h_r Abstand der Schraubenreihe r vom Druckpunkt

$k_{eff,r}$ effektiver Steifigkeitskoeffizient der Schraubenreihe r

z_{eq} äquivalenter Hebelarm

Die Rotationskapazität von Verbundanschlüssen ist im Allgemeinen rechnerisch nachzuweisen. Wenn die Momententrägfähigkeit des Anschlusses mindestens das 1,2-fache der plastischen Momententrägfähigkeit des angeschlossenen Bauteils beträgt, darf der Nachweis nach DIN EN 1994-1-1 entfallen. In allen anderen Fällen ist die Rotationskapazität der Anschlüsse zur Anwendung plastischer Berechnungsverfahren durch Versuche oder durch geeignete Berechnungsmodelle, die auf experimentellen Versuchen basieren, nachzuweisen.

Nach DIN EN 1993-1-8 kann bei reinen Stahlbauanschlüssen davon ausgegangen werden, dass diese über eine ausreichende Rotationskapazität verfügen, wenn die Momententrägfähigkeit der Anschlüsse durch die Schubtragfähigkeit des Stützenstegfeldes bestimmt wird und wenn folgende Gleichung eingehalten ist:

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon \quad (2.3)$$

mit:

- d Schraubendurchmesser
 t_w Dicke des Stützensteges
 ε Beiwert in Abhängigkeit von f_y

Anschlüsse mit Stirnplatte oder Flanschwinkel verfügen über ausreichende Rotationskapazität wenn die Momententrägfähigkeit durch die Komponenten „Stützenflansch auf Biegung“ oder „Stirnplatte oder Flanschwinkel auf Biegung“ gegeben ist und gleichzeitig folgende Bedingung eingehalten wird.

$$t \leq 0,36 d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (2.4)$$

mit:

- d Schraubendurchmesser
 t Dicke der Stirnplatte oder Flanschwinkel
 f_{ub} Zugfestigkeit der Schraube
 f_y Streckgrenze

Die Grundlagen der Komponentenmethode werden sowohl im Cost C1 Dokument „Composite Steel-Concrete Joints in Frames for Buildings“ [Cos-1999] als auch im ECCS Dokument „Design of Composite Joints for Buildings“ [ECC-1999] beschrieben.

2.2 Stand der Forschung

In den 40er Jahren startete die Erfolgsgeschichte der Verbundbauweise in Stahl und Beton. Erste Versuche an Verbundträgern wurden von Maier-Leibnitz [Mai-1941] im Jahre 1941 und von Fuchs [Fuc-1950] durchgeführt. Anfangs wurde die Verbundbauweise nur im Brückenbau angewendet. Später erfolgte die Übertragung der Verbundbauweise auf Hochhäuser und Fabrikgebäude. Zu Beginn wurden gebogene Bewehrungsstäbe, Winkel oder Teile von Profilträgern eingesetzt, um die Schubkraft zwischen Stahlträger und Betongurt zu übertragen. Es war sehr zeit- und lohnintensiv, diese Teile auf den Stahlträger zu schweißen. Erst die Entwicklung des Bolzenschweißens, Anfang der 60er Jahre, ermöglichte eine wirtschaftliche Schubkraftübertragung [Sat-1962]. Ab diesem Zeitpunkt gab es keine Grenzen mehr für die Verbundbauweise. Eine ausführliche Beschreibung der geschichtlichen Entwicklung der Verbundbauweise ist in [Mue-2004] von Muess oder in [Wap-1992] von Wapenhans zu finden.

2.2.1 Verbundanschlüsse

Erste Versuche an teiltragfähigen Verbundanschlüssen wurden in den 70er Jahren zum Beispiel von Johnson [Joh-1975] und Hope-Gill [Joh-1972] durchgeführt. Sie realisierte 5 symmetrische, kreuzförmige Versuche an teiltragfähigen Anschlüssen. Der Bewehrungsgrad lag zwischen 0,87% und 2,01%. Die Ergebnisse dieser Versuche wurden mit den Ergebnissen von biegesteifen Anschlüssen verglichen [Cli-1970]. Wichtigste Erkenntnis dieser Versuche war, dass die Verdrehung der teiltragfähigen Anschlüsse grösser ist, als die Verdrehung der biegesteifen Anschlüsse. Zandonini gibt in [Zan-1989] eine detaillierte Zusammenfassung der Forschungsvorhaben an teiltragfähigen Anschlüssen.

Seit dem Beginn der 90er Jahre werden die Forschungsaktivitäten an Verbundanschlüssen durch das COST-C1-Programm koordiniert. Im Rahmen dieses Programmes hat Tschemmernegg mit Versuchen an den Grundkomponenten von Anschlüssen begonnen, siehe [Cos-1992] und [Cos-1994]. In [Tsc-1997] beschreibt Tschemmernegg mit Hilfe des Innsbrucker Modells den Aufbau der Komponentenmethode für Verbundanschlüsse, wie sie heute auch in der DIN EN 1994-1-1 Anwendung findet. Tschemmernegg unterteilt den Verbundanschluss in 16 Komponenten. Er unterscheidet nach Zug-, Druck- und Querkraftkomponenten.

In 1991 wurden von Altmann, Maquoi und Jaspart die Ergebnisse von 24 Versuchen an Verbundanschlüssen mit Flansch- und Stegwinkeln veröffentlicht. Es wurden die Parameter „Dicke der Winkel“, „Anzahl der Winkel“ und „Bewehrungsgrad der Betonplatte“ untersucht. Die Versuche haben gezeigt, dass Anschlüsse über eine sehr große Rotationskapazität verfügen, wenn die Bewehrung die maßgebende Komponente ist. Anschlüsse bei denen der Stützensteg auf Druck zuerst versagt erreichten bei den durchgeführten Versuchen geringere Rotationskapazitäten.

Im Jahre 1995 veröffentlicht Kathage 16 Tests an Verbundanschlüssen. Kathage testete drei verschiedene Anschlussarten. Typ A war ein schraubenloser Kopfplattenanschluss (Bild 2.4a). Typ B war ein Fahnenblechanschluss (Bild 2.4b) und Typ C ein durchlaufender Träger mit einem Zentrierstück (Bild 2.4c). Tabelle 2.2 zeigt die Versuchsparameter [Kat-1995]. Ziel der Versuche war die Bestimmung des Momenten-Verdrehungsverhaltens der Anschlüsse, siehe Bilder 2.5 a, b, und c.

Für die in diesem Projekt durchgeführten Versuche wurde der Anschlussart A weitestgehend übernommen, siehe Abschnitt 3 und 4.

Kathage zeigte, dass die Fließgelenktheorie die maximale Tragfähigkeit von Systemen mit teiltragfähigen Anschlüssen sehr gut abschätzen kann. Die Verformung der Systeme lässt sich aber mit der Fließzonentheorie wesentlich besser vorhersagen.

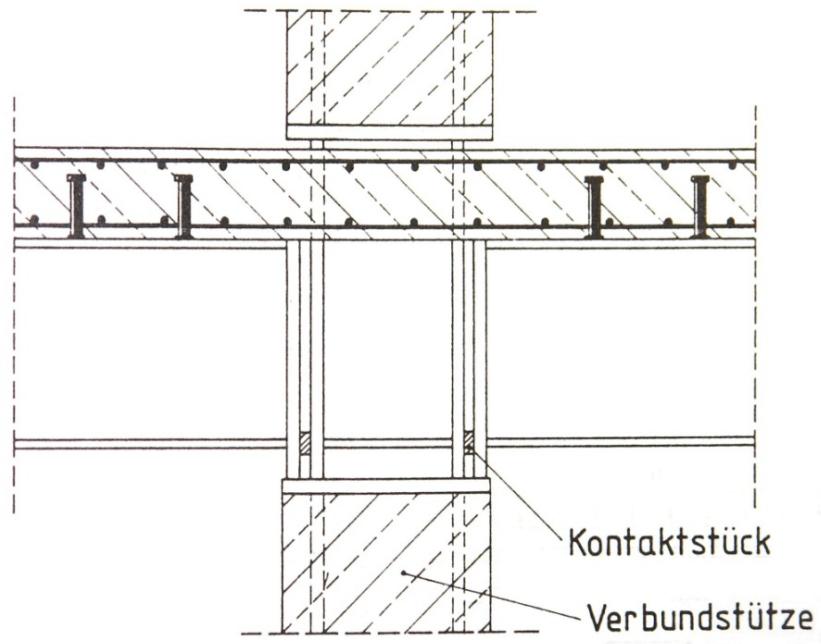


Bild 2.4a Schraubenloser Kopfplattenanschluss (Anschluss Typ A) aus [Kat-1995]

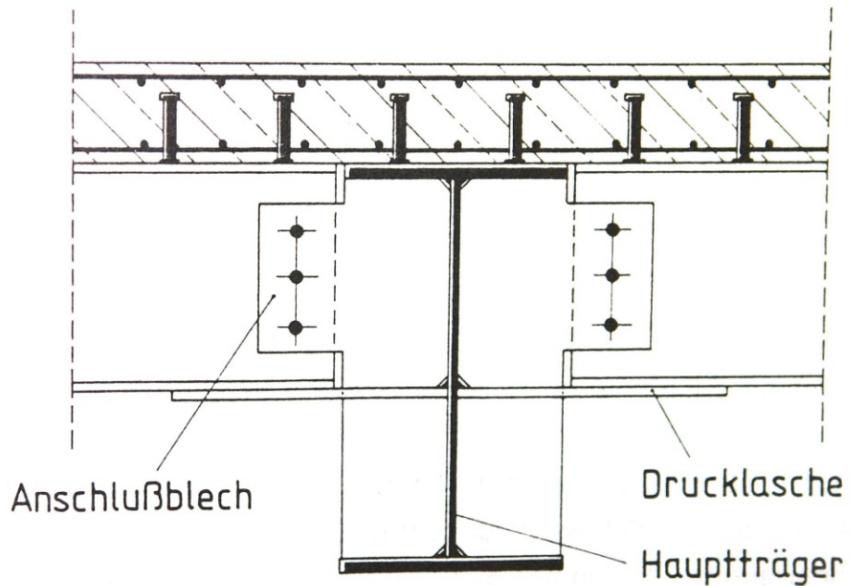


Bild 2.4b Fahnenblechanschluss (Anschluss Typ B) aus [Kat-1995]

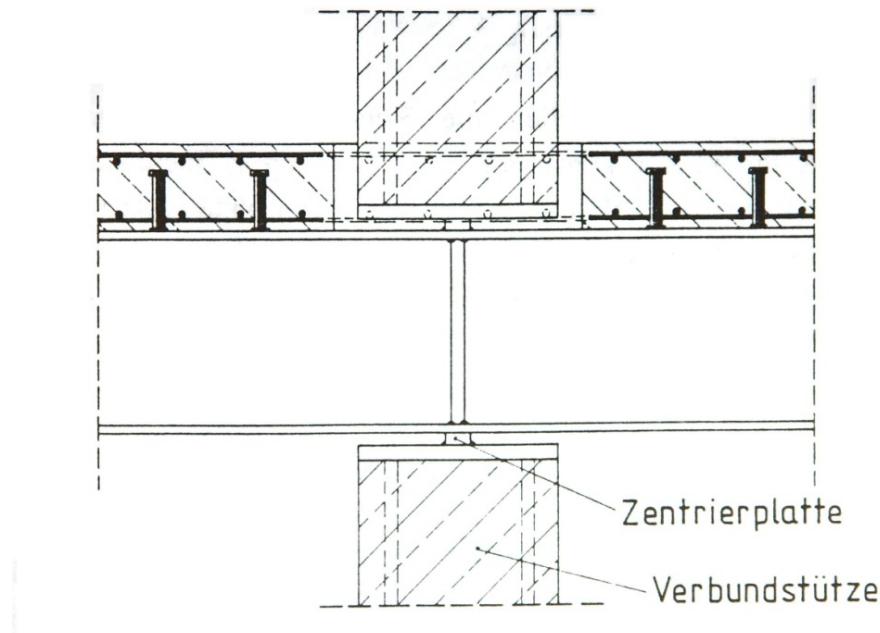


Bild 2.4c Träger mit Zentrierstück (Anschluss Typ C) aus [Kat-1995]

Tabelle 2.2 Versuchspараметer [Kat-1995]

Anschluss-Typ	Vers.Nr.	Bewehrung Ø [mm]	Bewehrungsgrad ρ_s [%]	Kontaktstück [mm]	Drucklasche [mm]	Zentrierleiste [mm]
A	VT 1.1	12	1,06	15 × 40 × 180	---	---
	VT 1.2	14	1,44	15 × 40 × 60	---	---
	VT 1.3	12	1,06	15 × 40 × 60	---	---
	VT 2.1	10	0,74	15 × 40 × 180	---	---
	VT 2.2	Matte R589	0,74	15 × 40 × 180	---	---
	VT 2.3	14	1,44	15 × 40 × 180	---	---
	VT 2.4	12	1,41	15 × 40 × 180	---	---
B	VT 3.1	12	1,06	---	13,5 × 210 × 607	---
	VT 3.2	10	0,74	---	13,5 × 210 × 607	---
	VT 3.3	14	1,44	---	13,5 × 210 × 607	---
	VT 4.1	12	1,06	---	13,5 × 210 × 607	---
	VT 4.2	10	0,74	---	13,5 × 210 × 607	---
	VT 4.3	14	1,44	---	13,5 × 210 × 607	---
C	VT 5.1	10	0,65	---	---	25 × 40 × 90
	VT 5.2	10	0,65	---	---	25 × 40 × 90
	VT 5.3	10	0,65	---	---	25 × 40 × 160

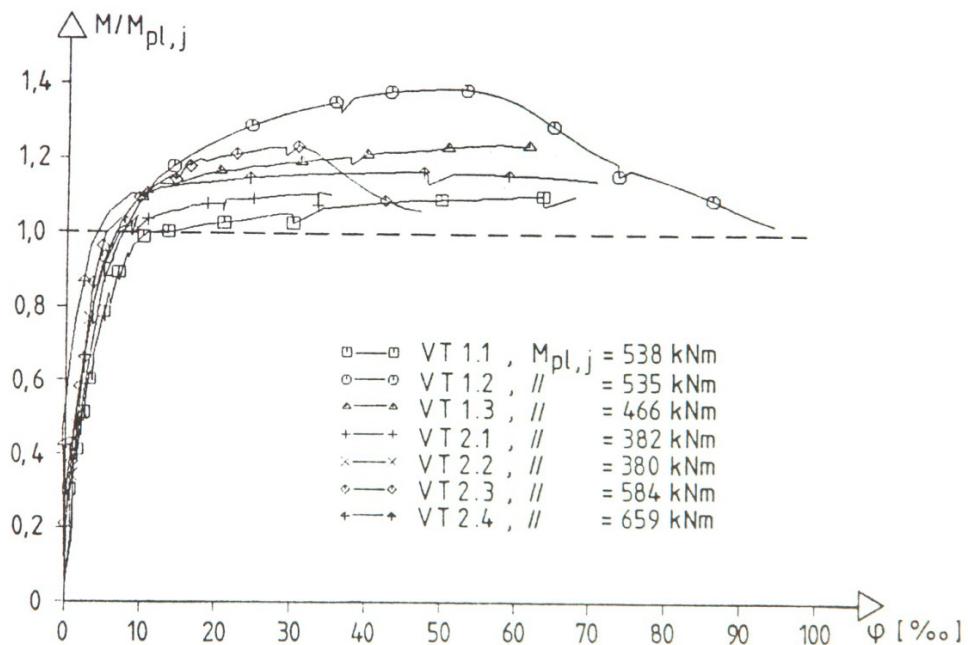


Bild 2.5a Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche an den Anschlüssen des Typs A [Kat-1995]

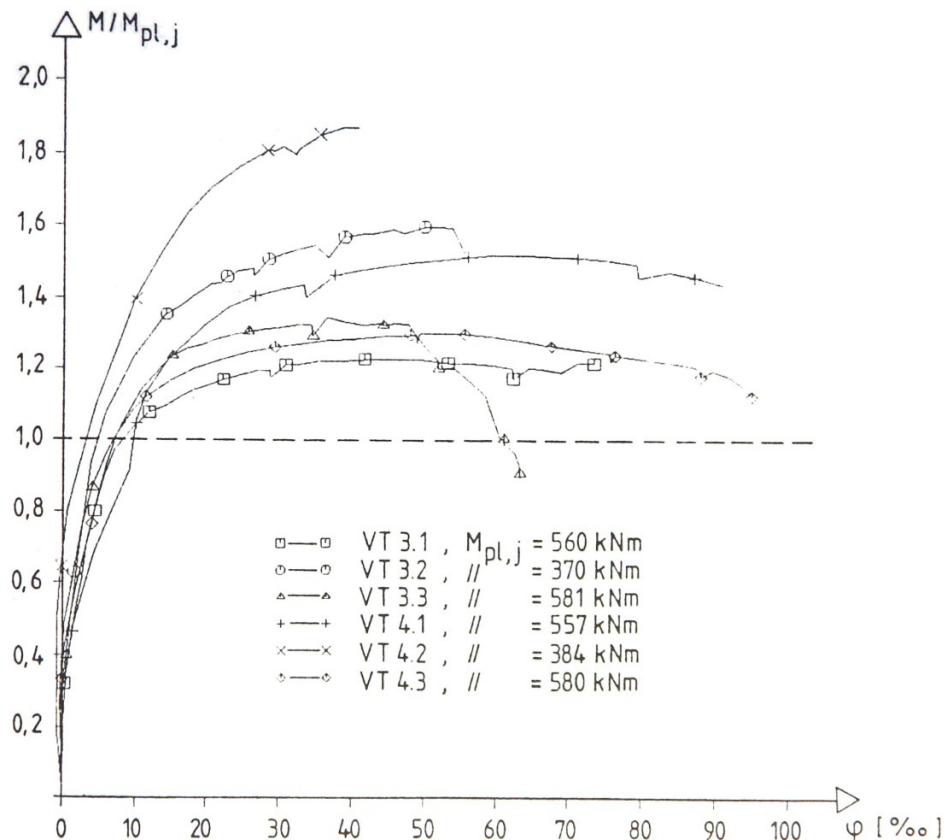


Bild 2.5b Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche an den Anschlüssen des Typs B [Kat-1995]

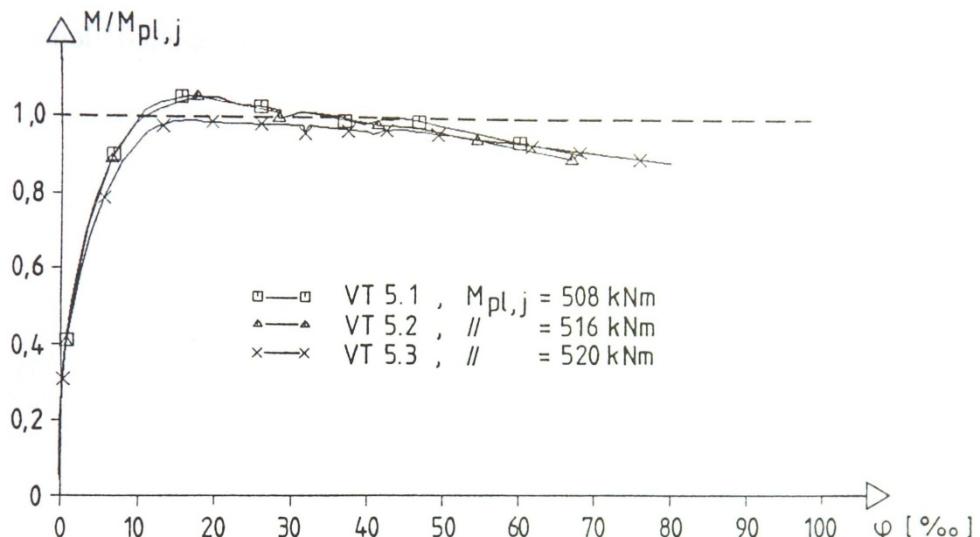


Bild 2.5c Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche an den Anschlüssen des Typs C [Kat-1995]

Im Jahr 1990 testeten Davison, Lam und Nethercot 12 kreuzförmige Versuchsaufbauten [Dav-1990]. Sie verglichen die Ergebnisse der Versuche an den Verbundanschlüssen mit den Ergebnissen von Versuchen an reinen Stahlanschlüssen. Die Versuche haben gezeigt, dass die Verwendung von Bewehrungsmatten zu einer sehr geringen Rotationskapazität der Anschlüsse führt. Die Rotationskapazität der Anschlüsse konnte durch Bewehrungszulage in Form von Stabstahl wieder verbessert werden. 1994 führten Xiao, Choo und Nethercot 20 weitere Versuche durch, siehe Bild 2.6 [Xia-1994]. Sie beobachteten verschiedene Versagensarten für diverse Stahlbauanschlüsse und für unterschiedliche Bewehrungsanordnungen. Sie bemerkten einen signifikanten Zusammenhang zwischen der Anfangssteifigkeit, der Momententrägfähigkeit und der Rotationskapazität der Anschlüsse auf der einen Seite und dem Bewehrungsgrad, der Art des Stahlbauanschlusses, der Steifigkeit des Stützenflansches und dem Verhältnis zwischen Biegemoment und Querkraft auf der anderen Seite. Des Weiteren beobachteten Sie, dass eine Steife in der Stütze, in Höhe der Druckzone des Anschlusses, die Biegeträgfähigkeit der Verbindung erheblich vergrößert, die Rotationskapazität des Anschlusses davon jedoch kaum beeinflusst wird.

1996 entwickelten Xiao, Choo und Nethercot ein Rechenmodell um die Momententrägfähigkeit von Kopfplattenanschlüssen bestimmen zu können [Xia-1996].

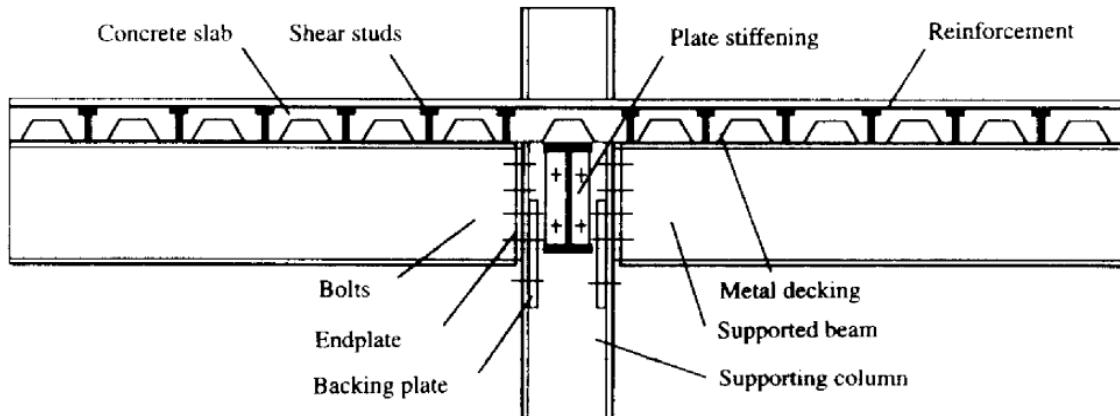


Bild 2.6 Verbundanschluss [Xia-1994]

1995 untersuchten Nethercot, Li und Choo die erforderliche Rotationskapazität und die Momentenumlagerung von Verbundrahmen und durchlaufenden Trägern [Net-1995]. Dabei stellte sich heraus, dass die erforderliche Rotationskapazität hauptsächlich von folgenden Parametern beeinflusst wird:

- Dem Verhältnis zwischen Stütz- und Feldmoment (M'/M_d).
- Dem relativen Momentenverhältnis $(M_d - M_y)/(M_p - M_y)$.
- Dem Verhältnis von (M_y/M_d) .

mit: M' Stützmoment

M_d Bemessungswert des Feldmomentes

M_y Momententrägfähigkeit des Feldquerschnitts berechnet mit der Streckgrenze des Baustahls

M_p Plastische Momententrägfähigkeit des Feldquerschnitts

In [Net-1995] werden einfache Formeln zur Bestimmung der erforderlichen Rotationskapazität angegeben, siehe Tabelle 2.3.

Nethercot, Li und Choo beobachteten, dass die Verdrehung von Verbundanschlüssen in realen Systemen zwischen 36 und 50 mrad liegt, wenn die Biegeträgfähigkeit des Feld- und Stützquerschnitts vollständig ausgenutzt wird. Des Weiteren beobachteten sie, dass die Momentenumlagerung ungefähr 30 % beträgt, wenn die Anschlussverdrehung grösser als 20 mrad ist.

Tabelle 2.3 Gleichungen zur Bestimmung der erforderlichen Verdrehung [Net-1995]

Last- und Lagerungsbedingungen	Gleichungen zur Bestimmung der erforderlichen Verdrehung von Verbundanschlüssen mit einem Stützmoment M' (mit $R' = M'/M_d$)
Lienienlast mit $M' = M''$ und $\gamma = 0,991$	$\Theta_r^* = \left(0,344 - 0,212R' + 0,561 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \frac{1}{\sqrt{1 + R'}} \right) \frac{M_d \cdot L}{EI}$
Lienienlast mit $M'' = 0$ und $\gamma = 0,990$	$\Theta_r = \left(0,344 - 0,225R' + 0,556 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \frac{1}{\sqrt{1 + R'}} \right) \frac{M_d \cdot L}{EI}$
2 Punkt Last mit $M' = M''$ und $\gamma = 0,985$	$\Theta_r = \left(0,344 - 0,211R' + 1,144 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \frac{M_y}{M_p} \right) \frac{M_d \cdot L}{EI}$
2 Punkt Last mit $M'' = 0$ und $\gamma = 0,992$	$\Theta_r = \left(0,344 - 0,270R' + 1,091 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \frac{M_y}{M_p} \frac{1}{(1 + R')^2} \right) \frac{M_d \cdot L}{EI}$
Mittige Einzellast mit $M' = M''$ und $\gamma = 0,987$	$\Theta_r = \left(0,255 - 0,300R' + 0,722 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \left(\frac{1 - M_y/M_d}{1 + R'} \right) \right) \frac{M_d \cdot L}{EI}$
Mittige Einzellast mit $M'' = 0$ und $\gamma = 0,978$	$\Theta_r = \left(0,255 - 0,252R' + 0,610 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \left(1 - \frac{M_y}{M_d} \right) \right) \frac{M_d \cdot L}{EI}$
Θ_r entspricht der erforderlichen Verdrehung Φ_{Ed} in dieser Arbeit.	

In 2000 führten Li, Nethercot und Lawson theoretische Berechnungen zur Bestimmung der Verdrehung von Verbundanschlüssen durch [Li-2000]. Unter anderem beobachteten sie, dass sich die größte Anschlussverdrehung einstellt, wenn der Verbundträger durch zwei Einzellasten in den drittelpunkten Belastet (2PL) wird. Die kleinste Anschlussverdrehung ergibt sich bei einer Belastung durch eine Einzellast in Feldmitte (1PL). Bei einer gleichmäßigen Streckenlast (UDL) liegt die Verdrehung zwischen diesen beiden Fällen, siehe Bild 2.7a. Desweiteren haben sie beobachtet, dass die Anschlussverdrehung ansteigt, bei der Verwendung von Stählen mit höherer Festigkeiten, siehe Bild 2.7b.

Die Bilder 2.7 a und b beziehen sich auf einen Verbundträger mit einem Verhältnis von Trägerlänge zu Stahlträgerhöhe von 20 ($L/D = 20$). Die Bilder erlauben das Ablesen der erforderlichen Anschlussverdrehung (vertikale Achse) in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen Anschluss- und Feldmoment (horizontale Achse). Es wird deutlich, dass bei sonst gleichen Bedingungen die erforderliche

Anschlussverdrehung verringert wird, wenn die Momententrägfähigkeit des Anschlusses ansteigt.

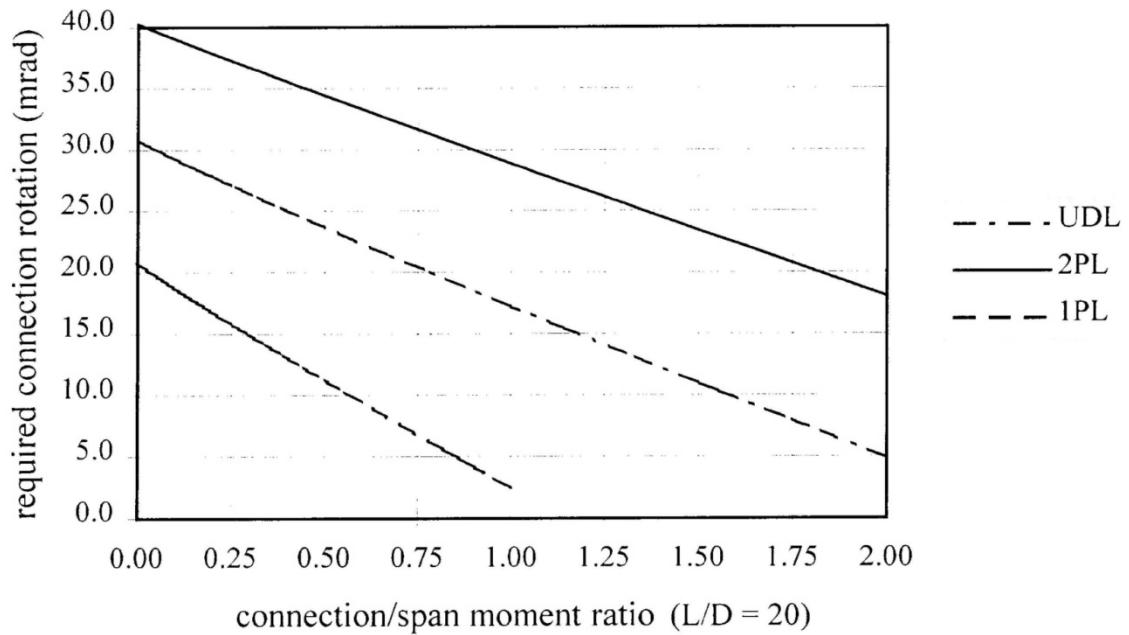


Bild 2.7a Vergleich der erforderlichen Verdrehung in Abhängigkeit von der Art der Belastung aus [Li-2000]

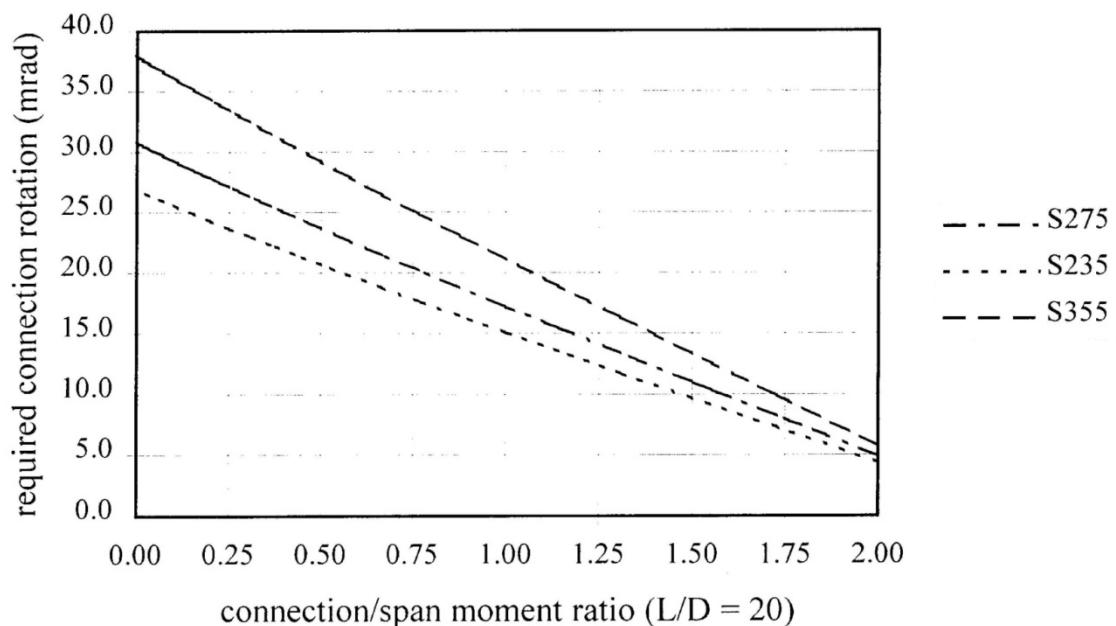


Bild 2.7b Vergleich der erforderlichen Verdrehung in Abhängigkeit von der verwendeten Stahlgüte aus [Li-2000]

In 2000 entwickelte Odenbreit ein vereinfachtes Berechnungsmodell für Verbundträger mit teiltragfähigen Anschlüssen [Ode-2000]. Das Modell basiert auf der Auswertung der Ergebnisse von 56 Versuchen. Das Verhalten des Anschlusses wird vereinfacht durch eine bilineare Feder beschrieben. Die Feder wird definiert durch die Anfangssteifigkeit, die Momententrägfähigkeit und die Rotationskapazität des Anschlusses. Die Rotationskapazität eines Anschlusses ergibt sich aus der maximalen Dehnung der Betonplatte. Um die erforderliche Verdrehung im Anschluss zu reduzieren, begrenzte Odenbreit das maximal aufnehmbare Feldmoment, in Abhängigkeit der Rotationskapazität des Anschlusses, auf bis zu 90 % von $M_{pl,Rd}$. Odenbreit zeigte, dass die Steigerung des Feldmomentes von $0,9 \times M_{pl,Rd}$ auf $1,0 \times M_{pl,Rd}$ zu einer Verdreifachung der Durchbiegung in Feldmitte führt und damit eine dramatische Zunahme der Verdrehung im Anschluss hervorruft. In [Jos-2004] und [Jos-2005] beschreiben Jost und Odenbreit das erwähnte Rechenmodell ausführlich und zeigen anhand eines Beispiels dessen Anwendung.

In 2005 veröffentlichte Schäfer [Sch-2005] die Ergebnisse von 9 Versuchen an Verbundanschlüssen. Um die Rissverteilung im Anschlussbereich günstig zu beeinflussen und um die freie Dehnlänge der Betonplatte zu erhöhen, wurde der erste Kopfbolzen in einem Abstand von 0,7 m vom Stützenflansch entfernt auf den Stahlträger geschweißt, siehe Bild 2.8. Er beobachtete, dass die erforderliche Rotationskapazität des Anschlusses in erster Linie von der Momentenausnutzung im Feld abhängig ist. Er erkannte aber auch, dass die verwendete Stahlgüte, die Momententrägfähigkeit des Anschlusses und die Schlankheit des Stahlträgers einen entscheidenden Einfluss auf die erforderliche Rotationskapazität ausüben. Beim Austausch der Stahlgüte S355 in S235 reduziert sich die erforderliche Verdrehung um 20 %. Der Einfluss der Anfangssteifigkeit und des Verdübelungsgrades zwischen Betonplatte und Stahlträger spielt dagegen nur eine untergeordnete Rolle. Schäfer stellte fest, dass die DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] die „Mittragende Breite“ im Bereich des Anschlusses unterschätzt. Dadurch weisen die Anschlüsse unter Umständen eine größere Momententrägfähigkeit auf, als ihnen rechnerisch zugemutet wird.

Schäfer beschrieb 3 mögliche Nachweiskonzepte. Das „Getrennte Nachweiskonzept“ bei dem die Anschlusstragfähigkeit und die Rotationskapazität des Anschlusses getrennt voneinander nachzuweisen sind. Bei der „Beamlime-Methode“ werden Systemanforderungen und Konteneigenschaften direkt miteinander verglichen. Dadurch wird die Optimierung des Anschlusses erleichtert. Als drittes wird ein Nachweisverfahren vorgestellt, das auf Konstruktionsregeln aufbaut. Ein direkter, rechnerischer Nachweis kann bei Einhaltung dieser Regeln entfallen. Allerdings werden diese Regeln noch nicht genauer definiert.

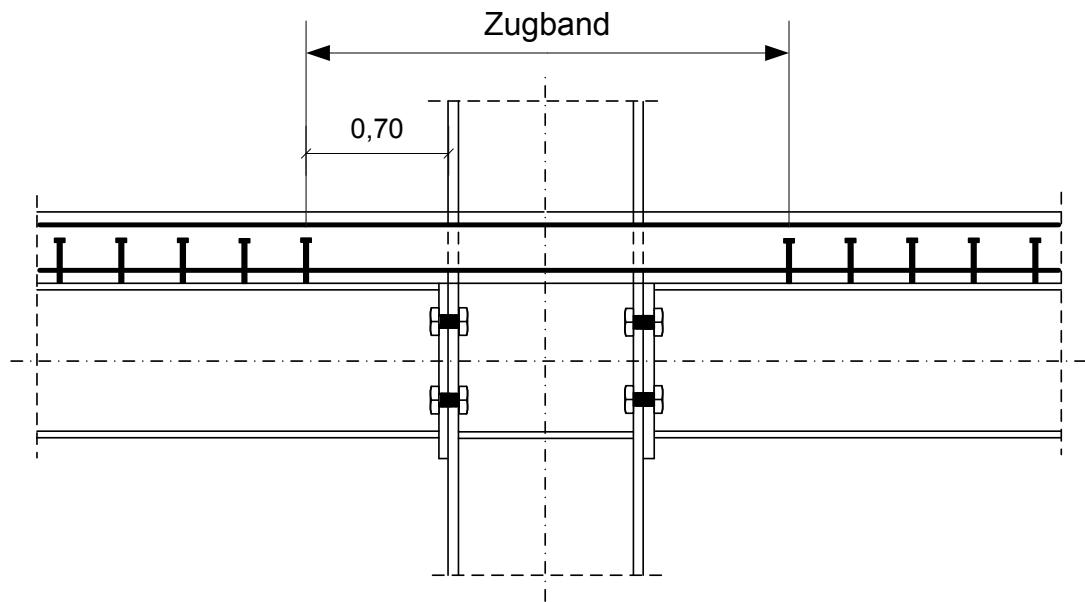


Bild 2.8 Zugbandeffekt nach Schäfer [Sch-2005]

3. Eigene Versuche

3.1 Zielsetzung der Versuche

Um die Datenbasis von bestehenden Versuchen an Verbundanschlüssen zu erweitern, wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Universität von Luxemburg 9 kreuzförmige Versuche durchgeführt. Dabei wurde im Besonderen Wert auf die Bestimmung der folgenden Parameter gelegt:

- Bestimmung des Momenten-Verdrehungsverhaltens der Anschlüsse.
- Bestimmung der Verformungen während der Versuche.
- Bestimmung des Rissverhaltens der Betongurte.

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden drei Versuchsreihen durchgeführt.

3.2 Versuchsreihe A

Das Ziel dieser Versuchsreihe war, den Einfluss von wechselnder Bewehrung auf das Trag- und Rotationsverhalten der Anschlüsse zu untersuchen. Die Versuchsreihe A enthielt 5 Versuche. Um eine maximale Vergleichbarkeit zu erlangen und um die Anzahl an eigenen Versuchen zu reduzieren, wurde der Versuchsaufbau von Kathage [Kat-1995] übernommen. Die Anschlüsse wurden innerhalb eines kreuzförmigen Versuchsaufbaus getestet, siehe Bild 3.1.

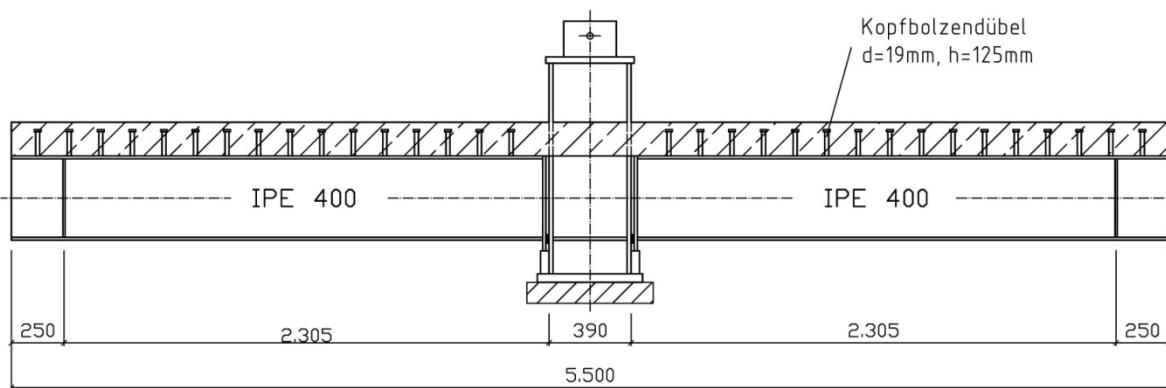


Bild 3.1 Versuchskörper der Versuchsreihe A

Der Versuchskörper bestand aus einer Stahlstütze (HEA 400) mit beidseitig angeschlossenen Verbundträgern. Die Verbundträger wurden aus IPE 400 Profilen mit einer 16 cm dicken und 120 cm breiten Betonplatte hergestellt. Zwischen Betongurt und Stahlprofil bestand voller Verbund, der mit Kopfbolzen $\varnothing = 19$ mm realisiert wurde. Damit sich der Kraftfluss innerhalb des Anschlusses möglichst einfach gestaltet, wurde auf einen Stahlanschluss verzichtet, siehe Bild 3.2. Um die Druckzone möglichst steif auszubilden, wurde auf Höhe der Druckflansche eine Steife in die Stütze eingeschweißt.

Bei einer angenommenen mittragenden Breite von 1,20 m ergibt sich die zugehörige Feldlänge nach DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] zu 9,60 m. Bei der Berechnung wurde angenommen, dass die Felder auf beiden Seiten der Stütze gleich groß sind. Diese Feldlänge ist für Verbundträger mit IPE400 Profielen durchaus realistisch.

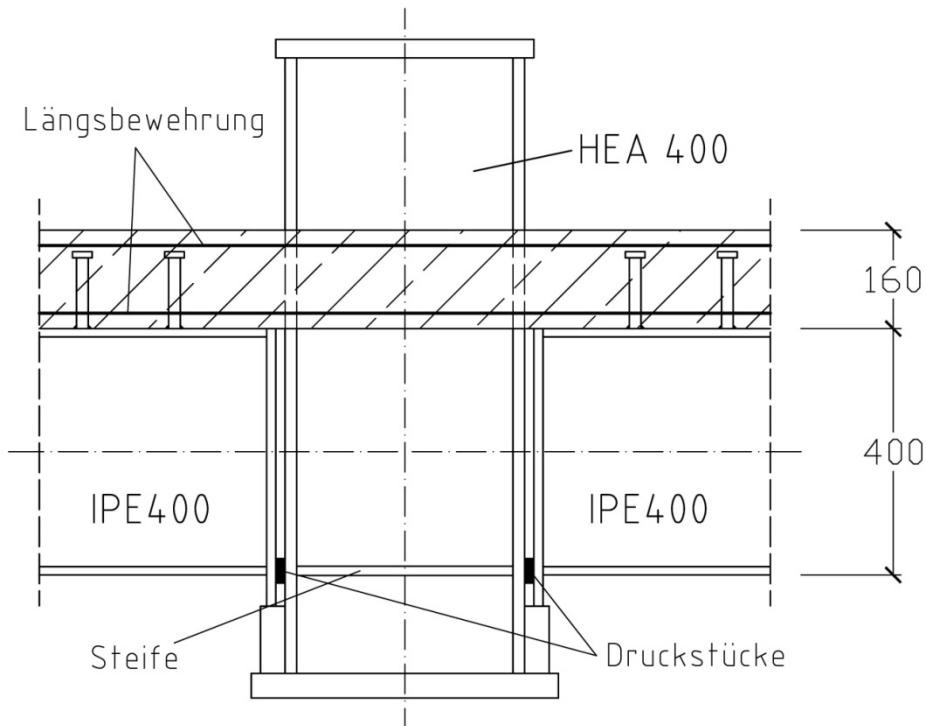


Bild 3.2 Anschluss der Versuchsreihe A

Dieser Anschlusstyp hat zwei Vorteile:

- Der Kraftfluss innerhalb des Anschlusses ist einfach zu bestimmen. Das Biegemoment wird durch eine Zugkraft innerhalb der bewehrten Betonplatte und einer Druckkraft im unteren Flansch des Stahlprofils übertragen. Die Querkraft wird direkt durch die Kopfplatte in die Knagge eingeleitet.
- Der Druckbereich des Anschlusses ist sehr steif ausgebildet. Dies hat zur Folge, dass die Rotation des Anschlusses hauptsächlich aus der Dehnung des Betongurtes resultiert. Dadurch ist der Einfluss der wechselnden Bewehrung sofort zu erkennen.

Der Versuchsaufbau für die 5 Versuche wurde nahezu konstant gehalten. Nur die Art der Bewehrung und der Bewehrungsgrad wurde variiert, siehe Tabelle 3.1. Die Bewehrung wurde gleichmäßig auf die obere und untere Lage verteilt.

Zur Vermeidung von Stabilitätsproblemen der Druckflansche, wurde bei den Versuchen A-4 und A-5 die unteren Flansche durch aufgeschweißte Bleche verstärkt.

Tabelle 3.1 Übersicht über die Versuchsparameter

	ρ_s [%]	Bewehrung					
		$\varnothing = 8 \text{ mm}$	$\varnothing = 10 \text{ mm}$	$\varnothing = 12 \text{ mm}$	R 513	R 589	Q 513 $\varnothing = 12 \text{ mm}$
University of Luxembourg, 2008	0,63	A - 2					
	0,64				A - 1		
	0,71			A - 3			
	1,04	A - 5					
	1,11						A - 4
Ruhr University Bochum, 1995	0,74		VT 2.1			VT 2.2	
	1,06			VT 1.1			
	1,41			VT 2.4			

3.2.1 Versuchsaufbau

Wie im statischen System in Bild 3.3 zu erkennen ist, wurden die Versuchskörper an beiden Enden vertikal gehalten aber horizontal verschieblich gelagert. Die Stütze wurde während des Versuchs durch einen 630 kN Hydraulikzylinder mit der Kraft P nach oben gezogen. Diese Art der Belastung wurde aus Sicherheitsgründen gewählt, da somit plötzliches Stabilitätsversagen der Stütze vermieden wird. Der Einfluss auf das Tragverhalten des Betongurtes kann vernachlässigt werden.

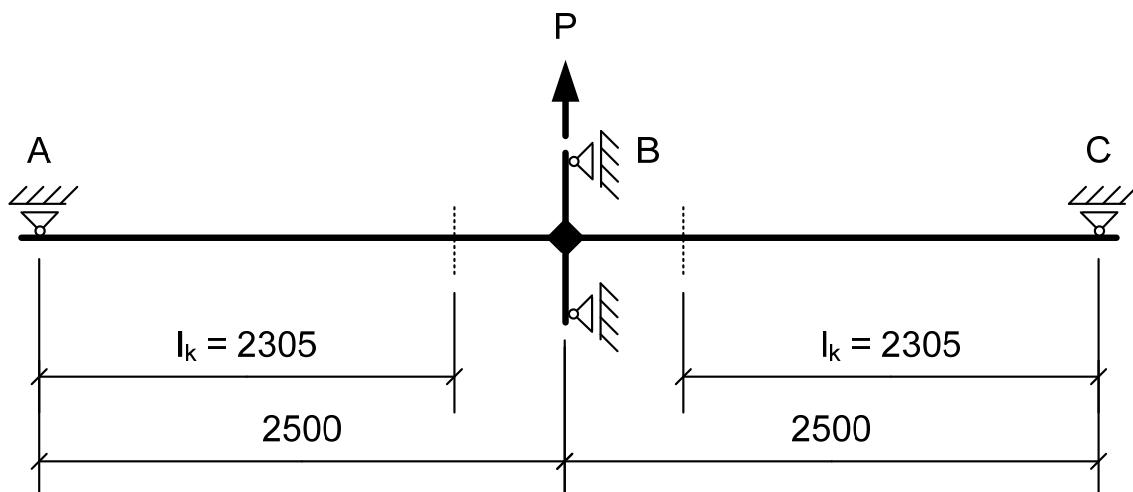
**Bild 3.3** Statisches System der Versuche A-1 bis A-5

Bild 3.4 zeigt den in den Prüfrahmen eingebauten Versuchskörper des Versuchs A-4. Es ist die Lagerung des Versuchskörpers auf beiden Seiten und der hydraulische Zylinder in Rahmenmitte zu erkennen. Desweitern sind Elemente der verwendeten Messtechnik abgebildet.

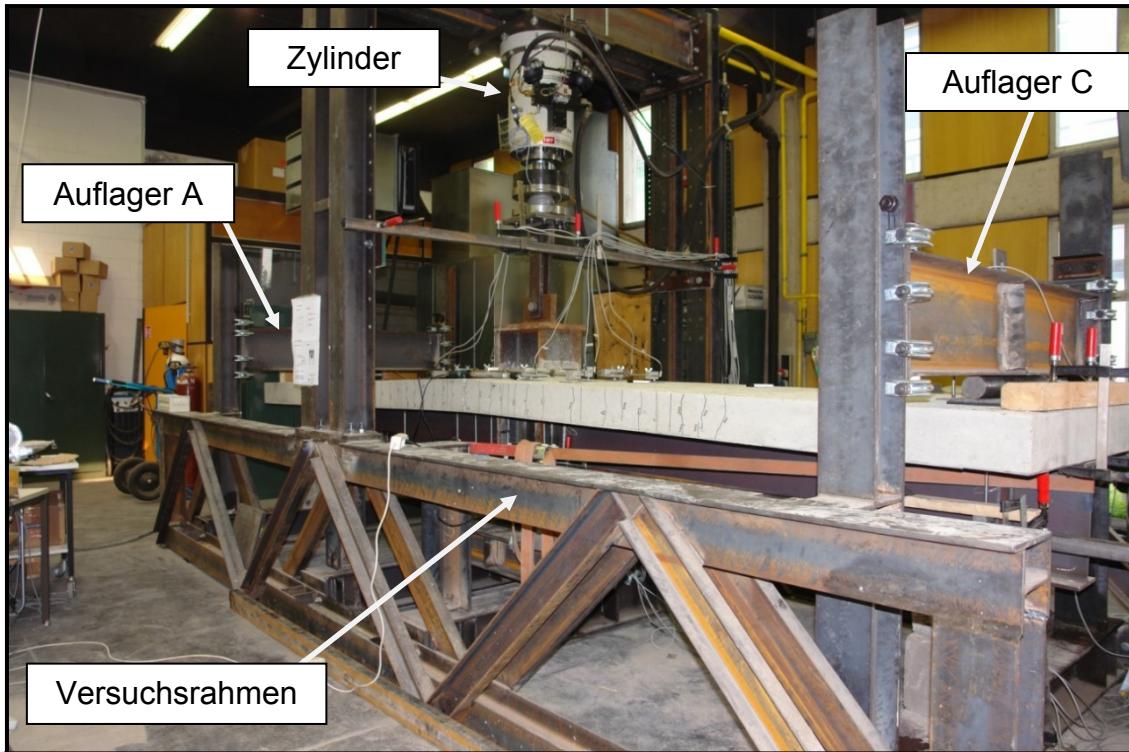


Bild 3.4 Versuchskörper eingebaut in den Prüfrahmen

Um die Verformungen während des Versuchs aufzunehmen, wurden an jedem Versuchskörper 26 Wegaufnehmer und 3 Inklinometer befestigt. Bild 3.5 zeigt die Anordnung der Wegaufnehmer und Inklinometer im Bereich der Stütze. Im Bild 3.6 sind alle verwendeten Wegaufnehmer dargestellt.

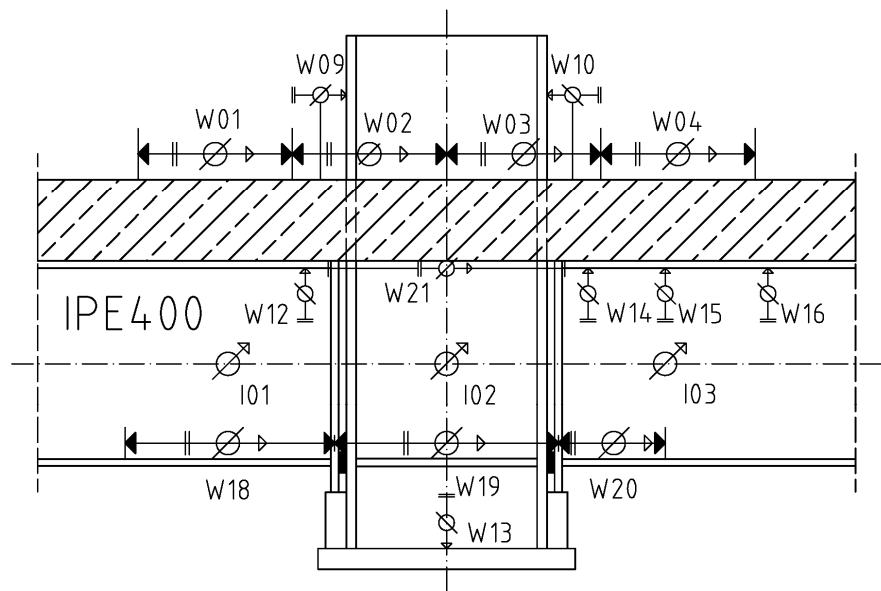


Bild 3.5 Wegaufnehmer (W) und Inklinometer (I) im Bereich der Stütze

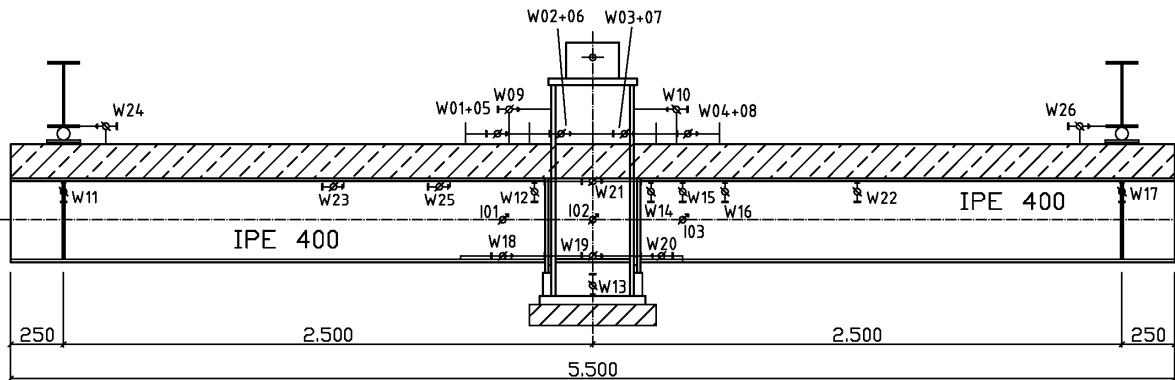


Bild 3.6 Aufbau der Messtechnik

Die Verdrehung der Stahlträger im Bereich der Anschlüsse wurde mit den Inklinometern I01 und I03 gemessen, siehe Bilder 3.5 und 3.7. Die Inklinometer wurden im Abstand der halben Trägerhöhe von der Kopfplatte entfernt angebracht. Der Inklinometer I02 sollte eine eventuell auftretende Schiefstellung der Stütze aufnehmen. Die Wegaufnehmer W19 und W21 (siehe Bild 3.5 und 3.7 im Bereich der Stütze) sollten Verformungen der Stütze messen. Die Messung der Stauchung der unteren Flansche der IPE 400 erfolgte mit den Wegaufnehmern W18 und W20.



Bild 3.7 Wegaufnehmer im Bereich der Stütze, rechte Seite

Bild 3.8 zeigt die gegenüber liegende Ansicht des Anschlusses. Die Vertikalverschiebung des Versuchskörpers im Bereich der Stütze wurde durch die Wegaufnehmer W12 bis W16 gemessen. Aus dieser Verschiebung konnte später ebenfalls die Verdrehung des Anschlusses berechnet werden.



Bild 3.8 Wegaufnehmer im Bereich der Stütze, linke Seite



Bild 3.9 Wegaufnehmer auf der Betonplatte

Bild 3.9 zeigt die Wegaufnehmer, die auf der Oberseite der Betonplatte befestigt wurden. Die Wegaufnehmer W01 bis W08 zeichneten die Dehnung des Betongurtes im negativen Momentenbereich auf. Mit Hilfe der Wegaufnehmer W09 und W10

sollte die Breite des Spaltes zwischen Betongurt und Stützenflansch gemessen werden.

Zur besseren Bestimmung der Vertikalverschiebung der Platte, wurden zusätzliche Wegaufnehmer (W11, W17 und W22) außerhalb des Anschlussbereiches angebracht.

Zwei weitere Wegaufnehmer wurden verwendet um den Schlupf in der Verbundfuge zwischen Stahlträger und Betongurt aufzuzeichnen (W23 und W25). Die Auflagerverschiebung in horizontaler Richtung wurde mit den Wegaufnehmern W24 und W26 kontrolliert.

3.2.2 Materialkennwerte

Um die Eigenschaften der verwendeten Baumaterialien genauer abschätzen zu können, wurden verschiedene Materialtests durchgeführt. Am Baustahl und an der Bewehrung wurden Zugversuche nach DIN EN 10002-1 [Din-2001] bzw. DIN EN 15630-1 [Din-2002b] durchgeführt. Die Probenentnahme erfolgte nach DIN EN ISO 377 [Din-1997]. Am Beton wurden Druckversuche nach DIN EN 12390-3 [Din-2002a] durchgeführt. Um gleiche Lagerungsbedingungen zu erzielen, wurden die Würfel in unmittelbarer Nähe zu den Versuchskörpern gelagert. In Tabelle 3.2 bis 3.4 sind die wichtigsten Materialkennwerte zusammengefasst. Die Bilder 3.10 bis 3.13 zeigen die Spannungs-Dehnungs-Diagramme der getesteten Stähle. Es ist zu beachten, dass die Werte in den Tabellen 3.2 bis 3.4 die Mittelwerte aus einer Serie von Versuchen darstellen. Die in den Bildern 3.10 bis 3.13 angegebenen Spannungs-Dehnungslinien beziehen sich allerding auf eine Probe aus der genannten Serie. Daraus ergeben sich gewisse Unterschiede zwischen den in den Tabellen genannten Werten und den Spannungs-Dehnungslinien.

Tabelle 3.2 Materialkennwerte der Versuchsreihe A - Baustahl

Versuch	Profil		Streckgrenze f_y [N/mm 2]	Zugfestigkeit f_u [N/mm 2]	Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%]	Gesamte Dehnung beim Bruch A_t [%]
A-1	IPE 400	Flansch	431,0	516,7	165,7	231,1
A-2		Steg	461,0	561,2	141,9	218,1
A-3	IPE 400	Flansch	401,5	520,8	158,1	300,6
A-4		Steg	416,3	508,4	162,5	269,7

Tabelle 3.3 Materialkennwerte der Versuchsreihe A – Bewehrung

Versuch	Art der Bewehrung	Streckgrenze f_y oder $R_{p0,2}$ [N/mm 2]	Zugfestigkeit f_u [N/mm 2]	Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%]	Gesamte Dehnung beim Bruch A_t [%]
A-1	R513	520,0	555,9	41,5	54,1
A-2	$\emptyset = 8$ mm	558,3	646,3	72,1	116,4
A-3	$\emptyset = 12$ mm	553,7	630,4	104,1	144,1
A-4	Q513	519,0	569,8	45,5	56,0
	$\emptyset = 12$ mm	553,7	630,4	104,1	144,1
A-5	$\emptyset = 8$ mm	550,7	619,0	105,0	127,1

Tabelle 3.4 Materialkennwerte der Versuchsreihe A – Beton

Versuch	Betonalter bei Prüfung [d]	Kantenlänge des Würfels [mm]	Druckfestigkeit f_c [N/mm 2]
A-1	78	150	55,6
A-2	85	150	53,5
A-3	48	150	56,5
A-4	56	150	62,9
A-5	69	150	62,9

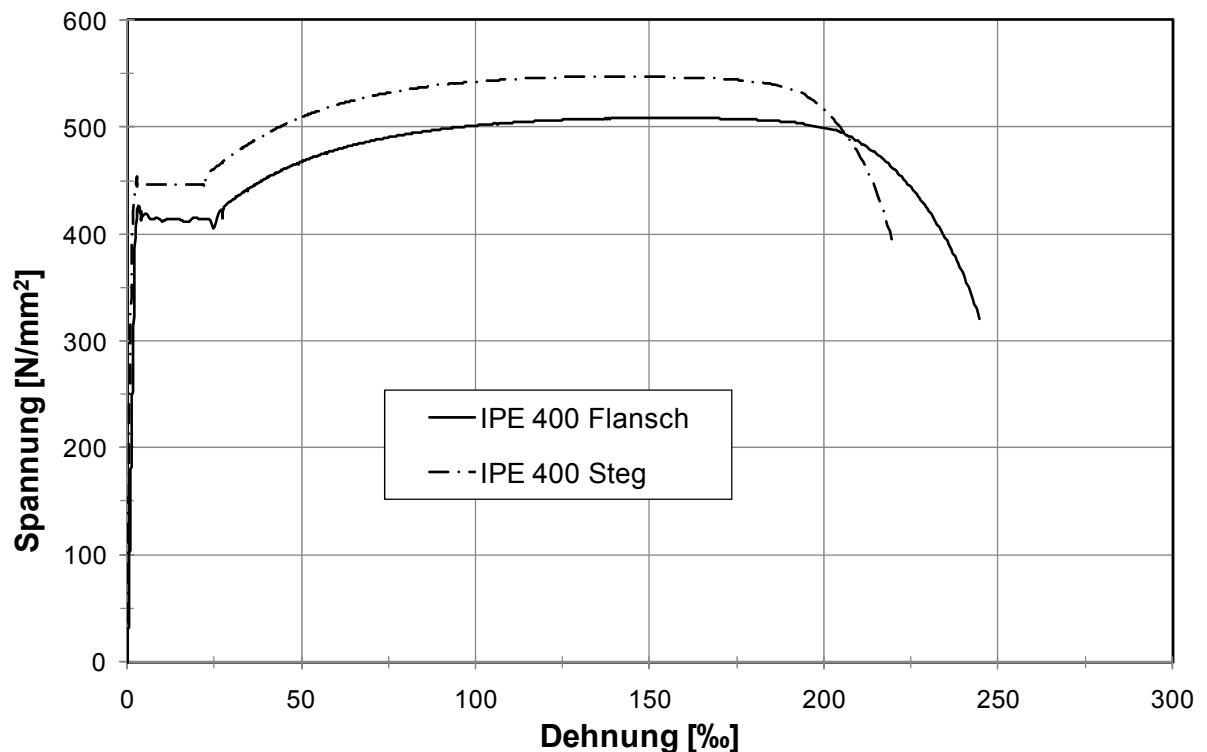


Bild 3.10 Versuche A-1, A-2 und A-3: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für IPE 400

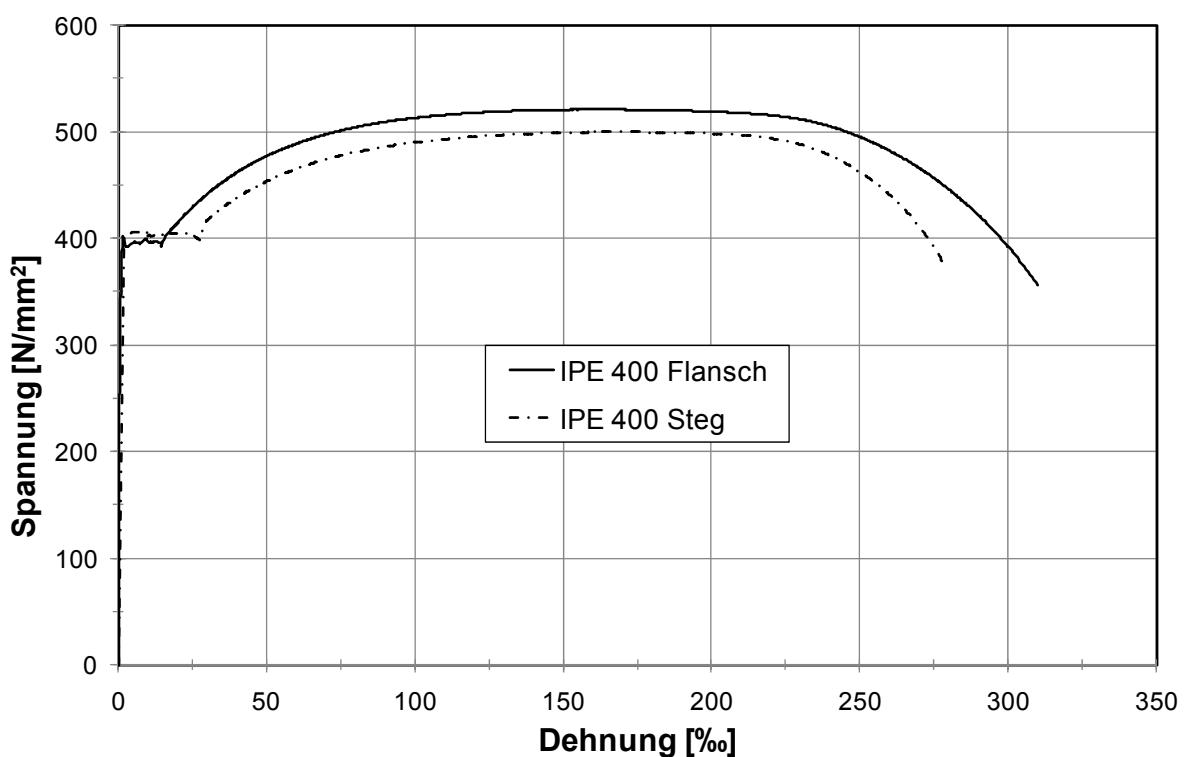


Bild 3.11 Versuche A-4 und A-5: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für IPE 400

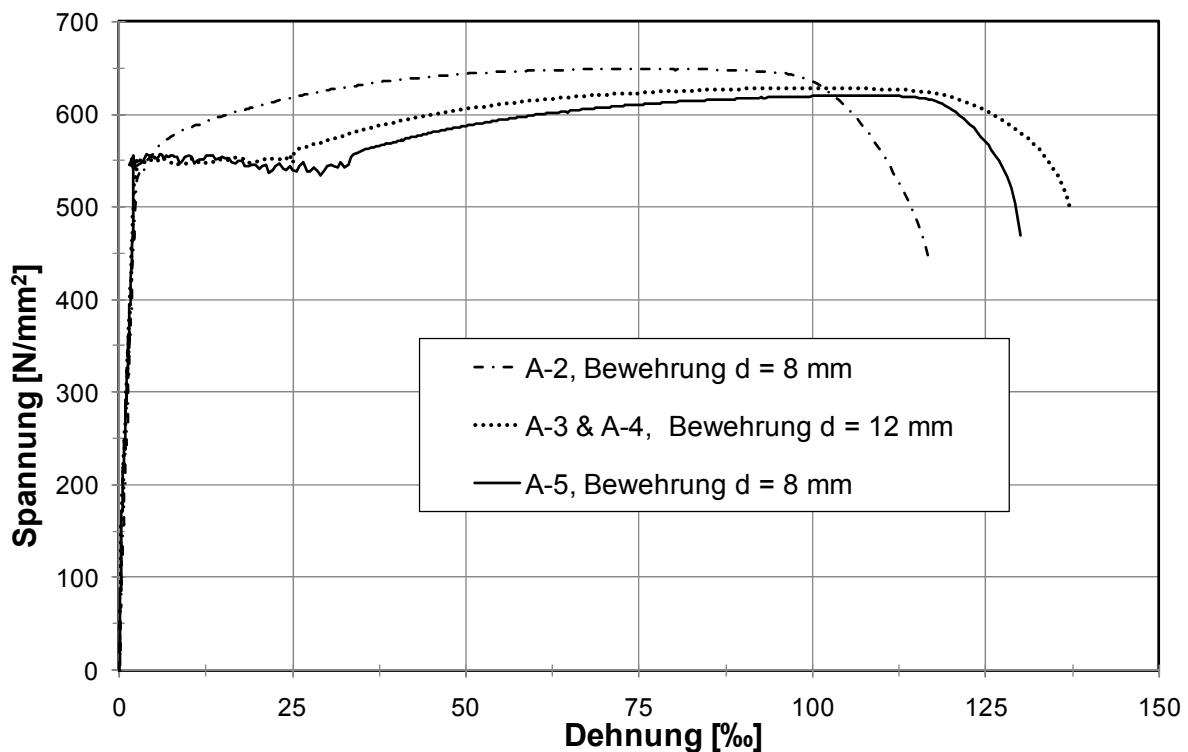


Bild 3.12 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Stabbewehrung

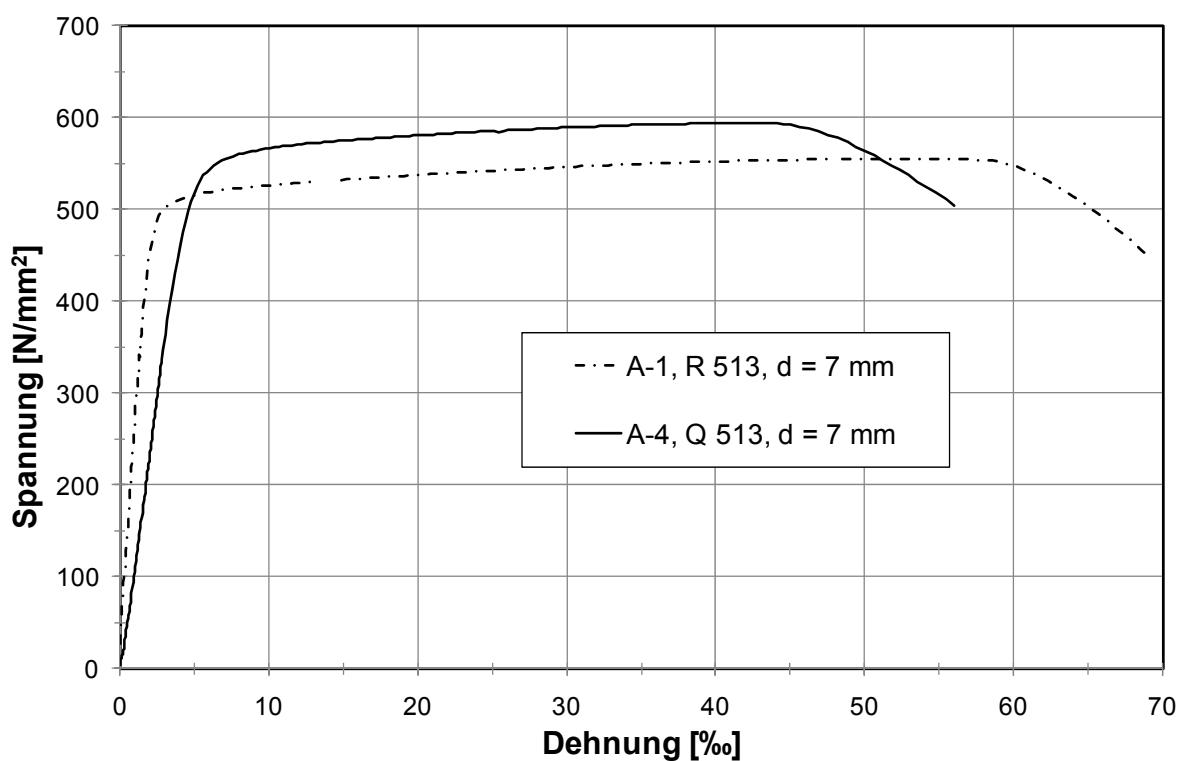


Bild 3.13 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Mattenbewehrung

3.3 Versuchsreihe B

Die Versuchsreihe B enthält 2 Versuche. Im Rahmen dieser Versuchsreihe wurden Anschlüsse mit langem Fahnenblech getestet, siehe Bild 3.14. Ähnliche Anschlüsse werden in der Praxis sehr gerne als einfache Träger-Träger Verbindungen angewendet. Ziel der Versuche war, den Einfluss unterschiedlicher Fahnenblechausführungen auf das Anschlussverhalten zu analysieren und das Rißverhalten der Betonplatte im Bereich der Anschlüsse zu untersuchen.

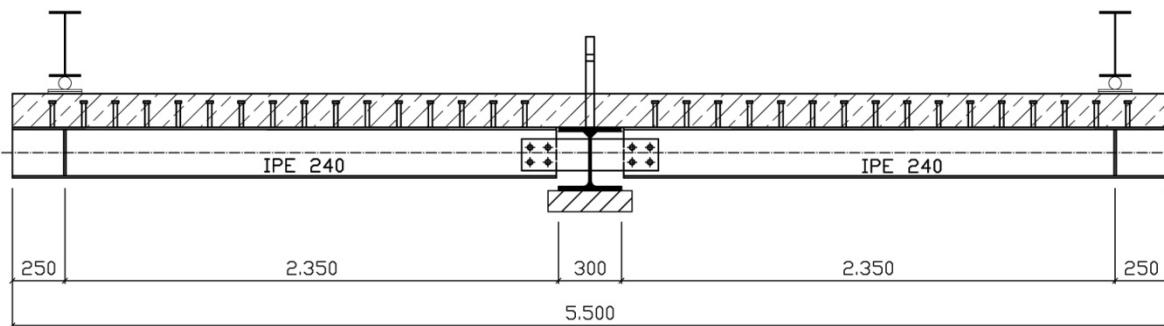


Bild 3.14 Versuchskörper für Versuchsreihe B

Während beim Versuch B-1 das Fahnenblech nur an den Steg des Hauptträgers geschweißt wurde, erfolgte beim Versuch B-2 die Befestigung des Fahnenblechs sowohl am Steg als auch am Flansch des Hauptträgers, siehe Bild 3.15. Dafür war das Fahnenblech des Versuchs B-1 25 mm und das Fahnenblech des Versuchs B-2 nur 15 mm dick. Bis auf die Ausbildung der Fahnenbleche wurde der Aufbau der zwei Versuchskörper nicht verändert.

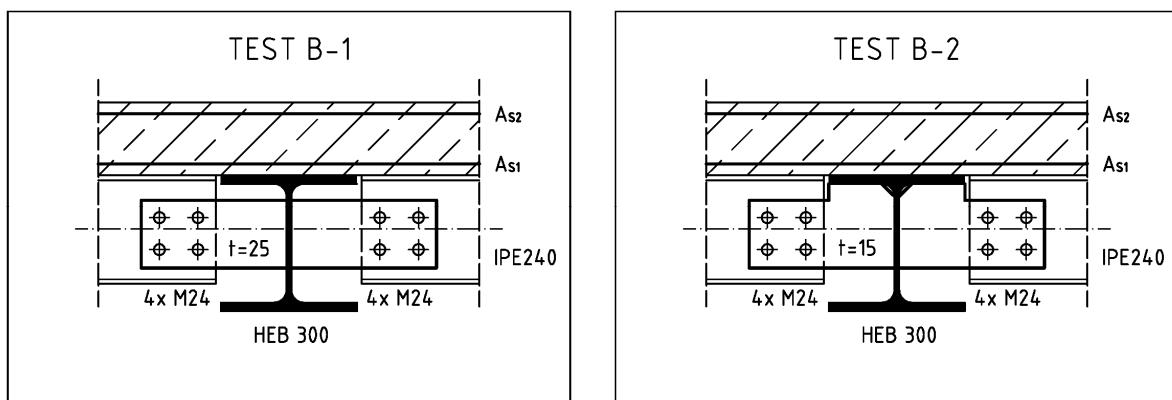


Bild 3.15 Fahnenblechanschlüsse der Versuchsreihe B

Die beiden Versuchskörper sollten den Anschluss zwischen einem Hauptträger und einem durchlaufenden Nebenträger darstellen. Der Hauptträger bestand aus einem HEB300 Profil und die Nebenträger aus IPE240 Profilen mit einer 16 cm dicken und 120 cm breiten Betonplatte. Zwischen Betongurt und Stahlprofil bestand voller Verbund, der hier ebenfalls mit Kopfbolzen $\varnothing = 19$ mm realisiert wurde. Die Betonplatte wurde mit Stabstahl $\varnothing = 12$ mm bewehrt. Der Bewehrungsgrad betrug

bei beiden Versuchen 0,71 %. Um Anfangsschlupf in der Verbindung zu vermeiden, wurde die Verschraubung als Scher-Lochleibungs-Passverbindung (SLP) ausgeführt.

3.3.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ähnelte sehr stark dem Aufbau der Versuchsreihe A. Das statische System der beiden Versuche gleicht exakt dem der ersten Versuchsreihe, siehe Bild 3.3. Bild 3.16 zeigt den Versuch B-2 eingebaut in den Versuchsrahmen kurz vor dem Versagen der Betonplatte.

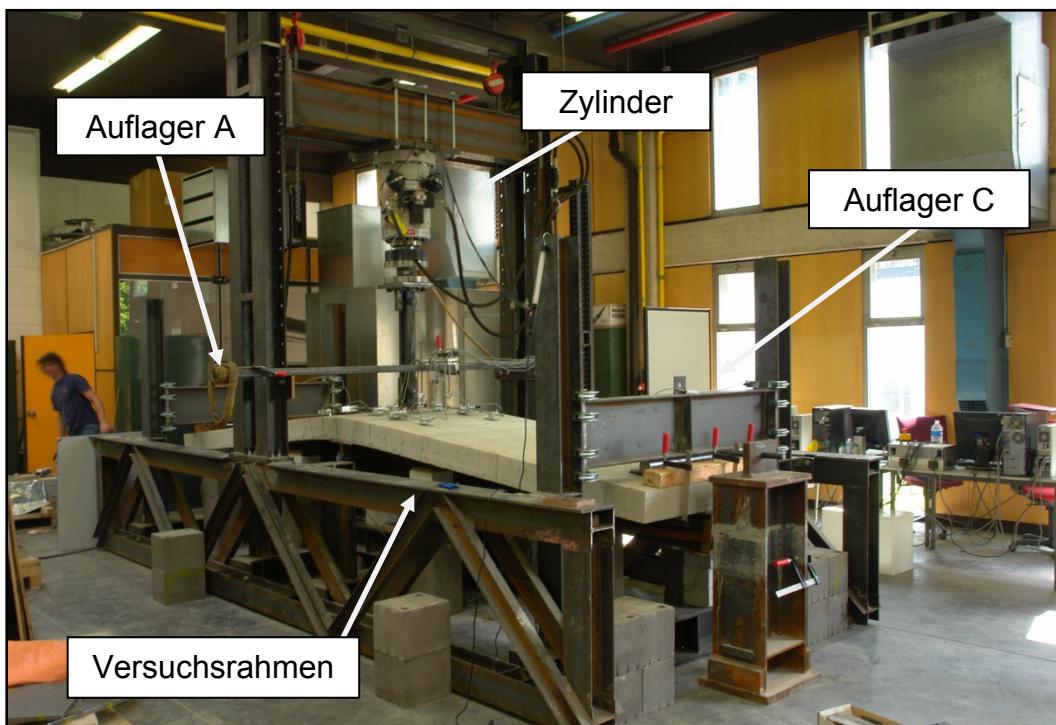


Bild 3.16 Versuch B-2 im Prüfrahmen

Die Bilder 3.17 bis 3.21 zeigen die Anordnung der Wegaufnehmer und Inklinometer. Da diese für beide Versuche identisch war, wird hier beispielhaft der Aufbau der Messtechnik am Versuch B-1 gezeigt. Wie bei Versuchsreihe A, wurden die Wegaufnehmer und Inklinometer so angebracht, dass die vertikale Verschiebung des Versuchskörpers, die Dehnung der Betonplatte im Bereich der Anschlüsse und die Verdrehung der Anschlüsse gemessen werden konnte.

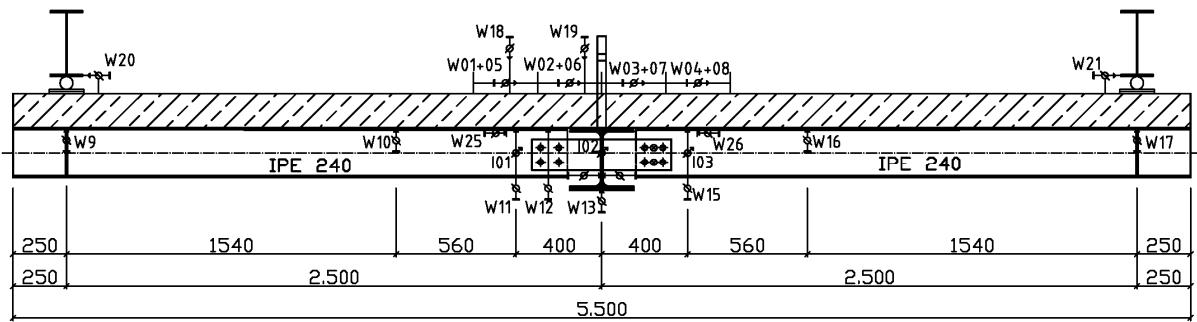


Bild 3.17 Versuchskörper des Versuch B-1 mit Messtechnik

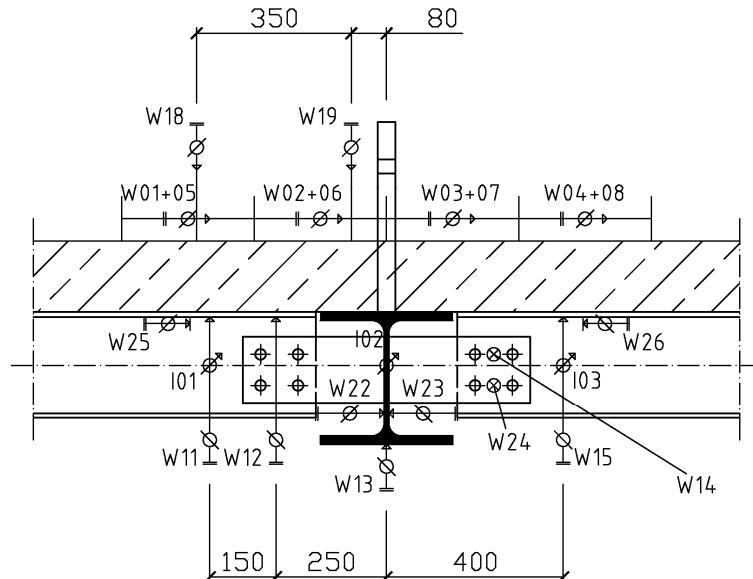


Bild 3.18 Anschluss des Versuchs B-1 mit Messtechnik



Bild 3.19 Versuch B-1 – Wegaufnehmer W11 und W12

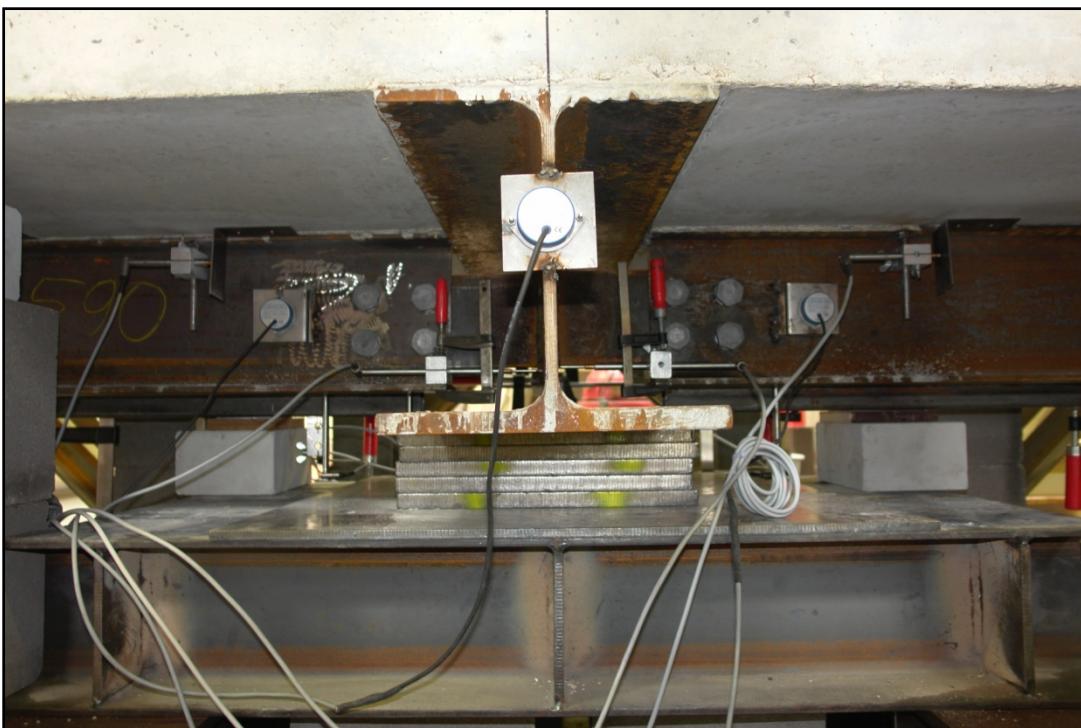


Bild 3.20 Versuch B-1 – Inclinometer und Wegaufnehmer

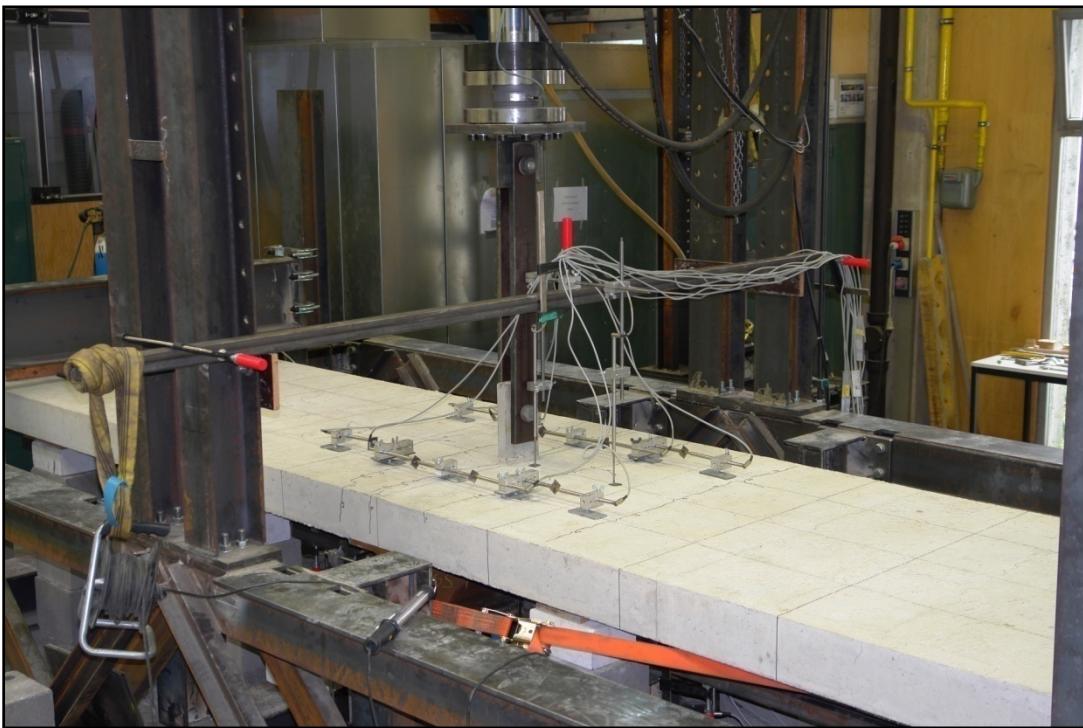


Bild 3.21 Versuch B-1 – Wegaufnehmer W01 bis W08, W18 und W19

3.3.2 Materialkennwerte

Die Durchführung der Materialtests erfolgte nach den in Abschnitt 3.2.2 genannten Normen. In den Tabellen 3.5 bis 3.7 sind die aus der Auswertung der Materialtests der Versuche B-1 und B-2 ermittelten Werte zusammengetragen. Bei den Stahlzugversuchen wurden die in den Bildern 3.22 und 3.23 gezeigten Spannungs-Dehnungs-Diagramme aufgenommen. Beim Vergleich der Tabellenwerte mit den in den Bildern gezeigten Spannungs-Dehnungslinien ergibt sich die in Abschnitt 3.2.2 bereits erwähnte Problematik. Die Werte in den Tabellen stellen den Mittelwert der Serie dar und die Spannung-Dehnungslinie repräsentieren eine Probe aus dieser Serie.

Tabelle 3.5 Materialkennwerte der Versuchsreihe B – Baustahl

Versuch	Profil		Streckgrenze f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%]	Gesamte Dehnung beim Bruch A_t [%]
B-1	IPE 240	Flansch	362,0	499,3	161,7	301,8
B-2		Steg	407,0	532,5	161,1	254,7

Tabelle 3.6 Materialkennwerte der Versuchsreihe B – Bewehrung

Versuch	Art der Bewehrung	Streckgrenze f_y oder $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%]	Gesamte Dehnung beim Bruch A_t [%]
B-1					
B-2	$\emptyset = 12$ mm	553,7	630,4	104,1	144,1

Tabelle 3.7 Materialkennwerte der Versuchsreihe B – Beton

Versuch	Betonalter bei Prüfung [d]	Kantenlänge des Würfels [mm]	Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]
B-1	35	150	50,4
B-2	48	150	53,7

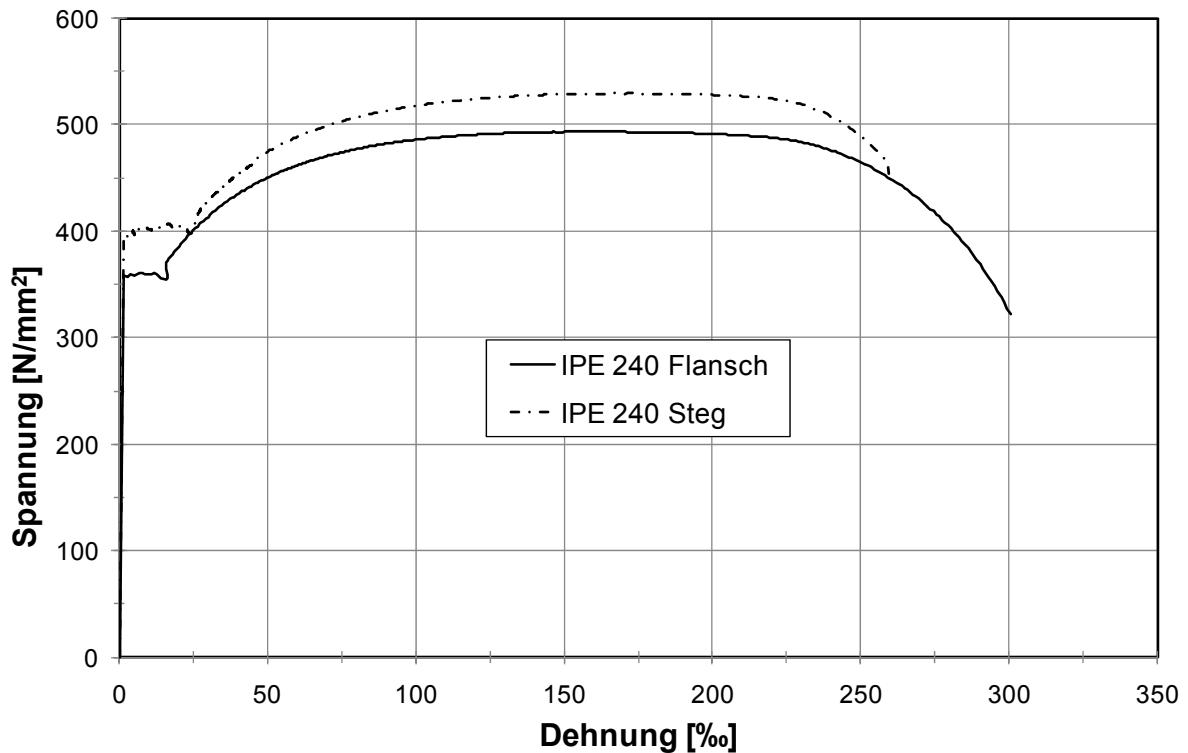


Bild 3.22 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für IPE 240

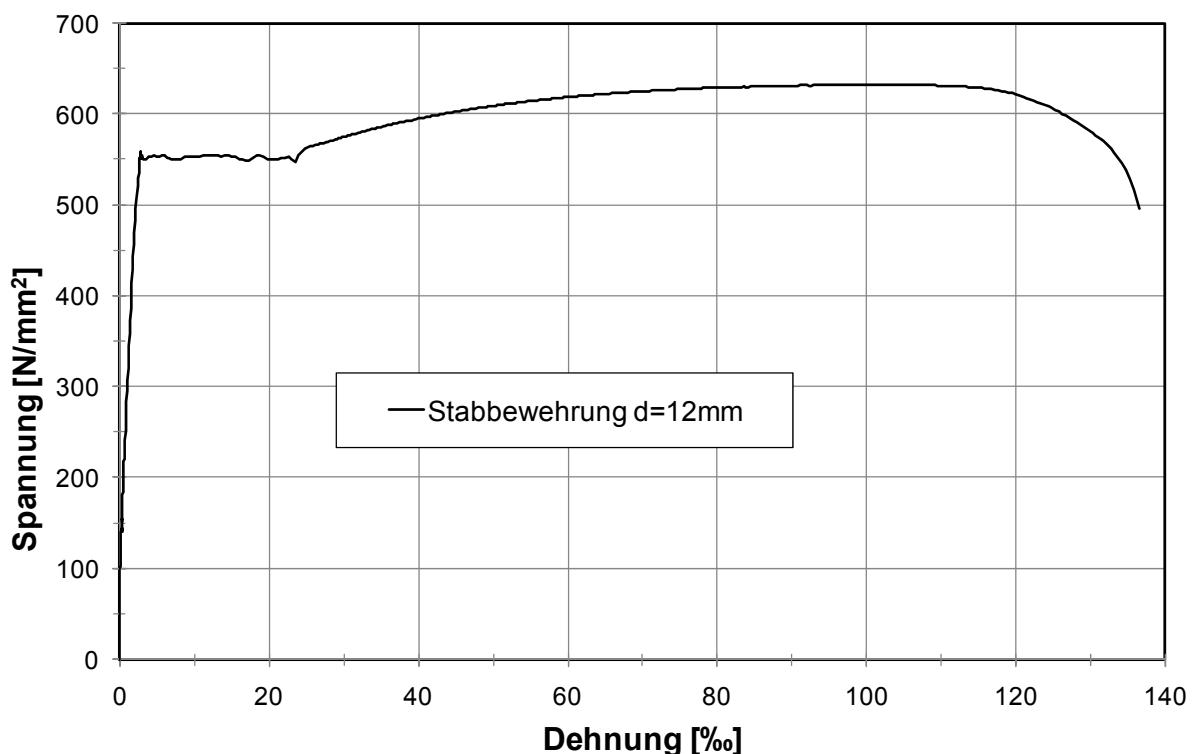


Bild 3.23 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Stabbewehrung $\text{Ø} = 12 \text{ mm}$

3.4 Versuchsreihe C

3.4.1 Versuchsaufbau

Die Versuchsreihe C enthielt 2 Versuche. Es wurden erneut Fahnenblechanschlüsse getestet, siehe Bild 3.24. Die Anschlusskonfiguration wurde einem realen Bauwerk entnommen. Das besagte Bauwerk befindet sich in Hamburg und wurde von der Firma Spannverbund aus Waldems errichtet.

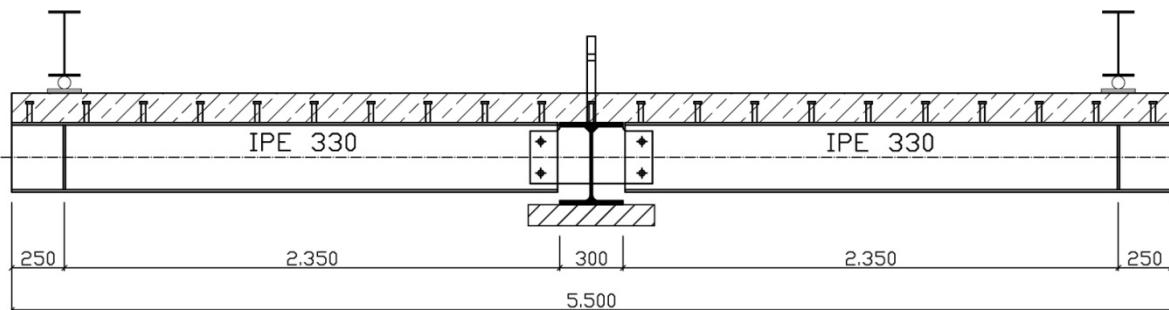


Bild 3.24 Versuchskörper der Versuchsreihe C

Die beiden Versuche unterschieden sich nur in der Anzahl der verwendeten Schrauben. Beim Versuch C-1 wurden je Anschluss 2 Schrauben und beim Versuch C-2 wurde nur eine Schraube verwendet, siehe Bild 3.25. Der Versuch C-1 stellt den Originalanschluss aus dem besagten Gebäude dar.

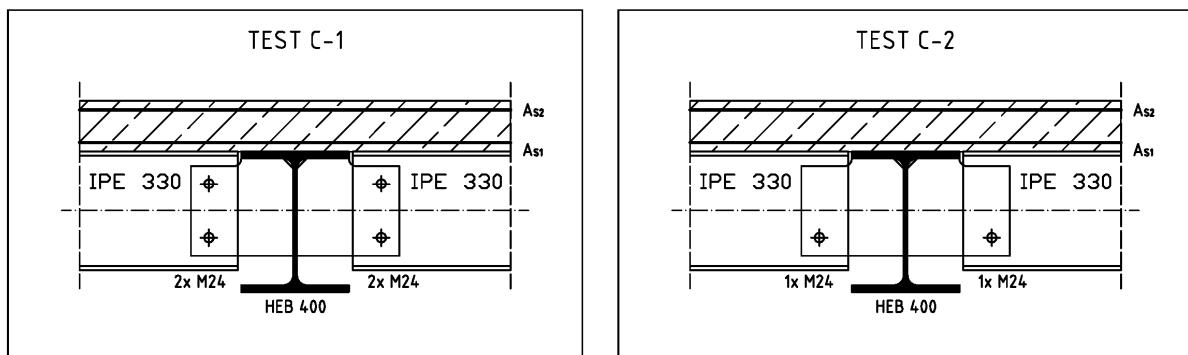


Bild 3.25 Anschlusskonfigurationen der Versuchsreihe C

In der ursprünglichen Statik wurden die Anschlüsse als gelenkig angenommen. Aus diesem Grund befindet sich im Bereich der Anschlüsse nur sehr wenig Bewehrung. Die vorhandene Bewehrung ergibt sich aus der Bewehrung für den Scheibenschub des Hauptträgers (HEB400) und der erforderlichen Mindestbewehrung für die Betonplatte. Die Versuche wurden durchgeführt, um die tatsächliche Momententrägfähigkeit und die Rotationskapazität der Anschlüsse zu untersuchen.

Kennwerte der Anschlüsse:

- Profil des Hauptträgers: HEB 400, S355

- Profil der Nebenträger: IPE 330, S355
- Obere Bewehrung: Q355, BSt 500 (B)
- Untere Bewehrung: Q188, BSt 500 (B)
- Kopfbolzen: Ø=22mm, h=100mm
- Betongurt: b/d = 1200/140mm
- Schrauben: M24 – 10.9

Die Anordnung der Wegaufnehmer und Inklinometer entspricht der Anordnung von Versuchsreihe B. Auf eine genauere Erläuterung wird an dieser Stelle verzichtet und auf Abschnitt 3.3.1 verwiesen.

3.4.2 Materialkennwerte

Die Durchführung der Materialtests erfolgte wiederum nach den in Abschnitt 3.2.2 genannten Normen. Die Auswertung der Materialtests für die Versuche C-1 und C-2 ergab die in den Tabellen 3.8 bis 3.10 dargestellten Werte. Die Auswertung der Stahlzugversuche führte zu den in den Bildern 3.26 und 3.27 gezeigten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen.

Tabelle 3.8 Materialkennwerte der Versuchsreihe C – Baustahl

Versuch	Profil		Streckgrenze f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%]	Gesamte Dehnung beim Bruch A_t [%]
C-1	IPE 330		Flansch	432,7	535,6	167,0
C-2			Steg	492,0	595,1	136,6
						236,0

Tabelle 3.9 Materialkennwerte der Versuchsreihe C – Bewehrung

Versuch	Art der Bewehrung	Streckgrenze f_y oder $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%]	Gesamte Dehnung beim Bruch A_t [%]
C-1	Q355	490,5	538,5	10,0	17,8
C-2	Q188	507,5	535,5	11,8	17,5

Tabelle 3.10 Materialkennwerte Versuchsreihe C – Beton

Versuch	Betonalter bei Prüfung [d]	Kantenlänge des Würfels [mm]	Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]
C-1	81	200	61,73
C-2	95	150	61,44

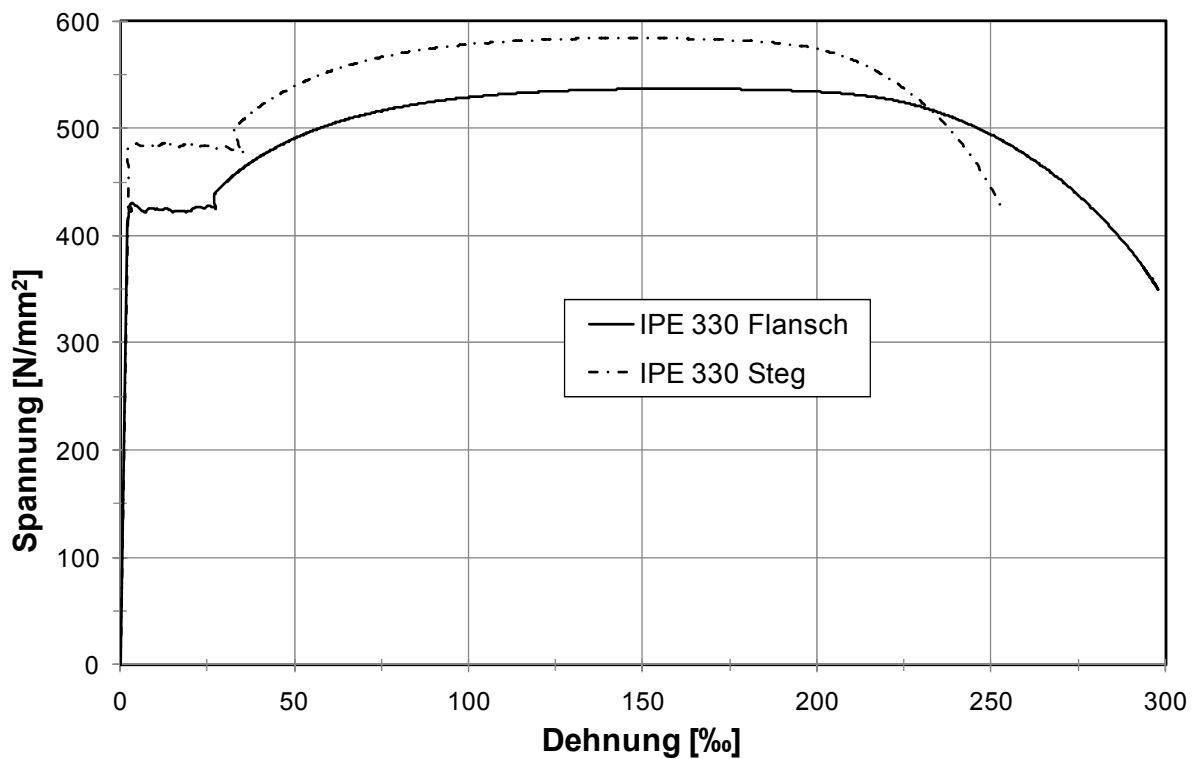


Bild 3.26 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für IPE 330

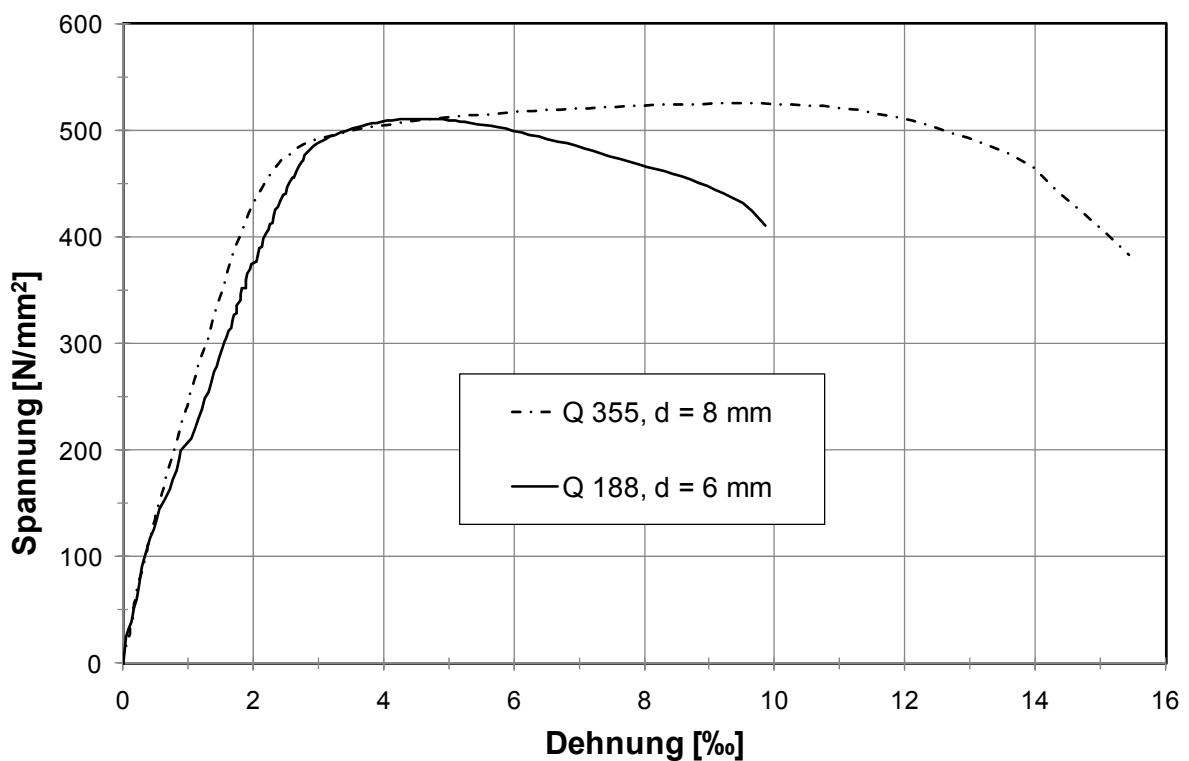


Bild 3.27 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Bewehrungsmatten

3.5 Versuchsdurchführung

Alle Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Um eine Vorbelastung zu simulieren und um einen eventuell vorhandenen Haftverbund zu lösen, wurden vor dem eigentlichen Versuchsbeginn 10 Lastzyklen zwischen 5 % und 40 % der zu erwartenden Höchstlast gefahren. Danach wurden die Versuchskörper in kleinen Wegschritten bis zum Versagen belastet. Das Verformungsverhalten der Versuchskörper wurde mit den Wegaufnehmern und den Inklinometern permanent aufgezeichnet. Zusätzlich wurde in regelmäßigen Abständen gestoppt um Risse in der Betonplatte einzuleichen und deren Breiten zu messen.

4. Versuchsergebnisse und Auswertung

In Abschnitt 3 wurden die getesteten Verbundanschlüsse vorgestellt und der Versuchsaufbau beschrieben. In diesem Abschnitt werden die aufgenommenen Daten ausgewertet und die Ergebnisse diskutiert.

Begriffsdefinition:

Die Anfangssteifigkeit $S_{j,test}$

Die Anfangssteifigkeit der Anschlüsse im Versuch ergibt sich nach [Ode-2000] zu:

$$S_{j,test} = \frac{2/3 M_{el,cal}}{\Phi_{(2/3 M_{el,cal})}} \quad (4.1)$$

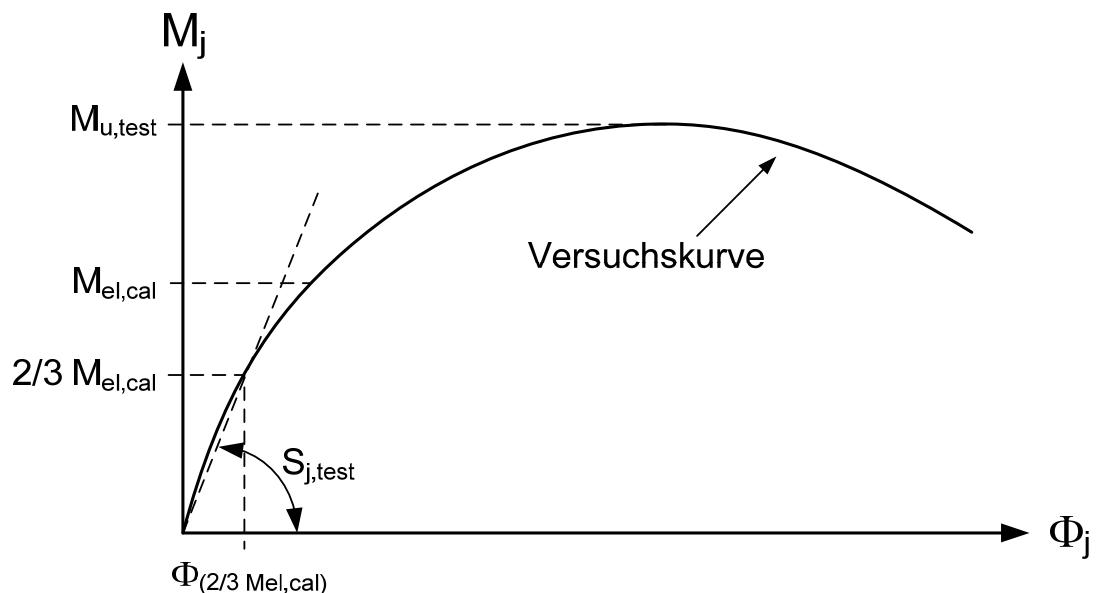


Bild 4.1 Definition der Anfangssteifigkeit aus Versuchen

mit:

$M_{u,test}$ ist das maximale Biegemoment, das im Versuch vom Anschluss aufgenommen werden konnte. Das maximale Biegemoment ergibt sich aus Gleichung (4.2) wenn für die Zylinderkraft die höchste im Versuch gemessene Kraft eingesetzt wird.

$$M_{u,test} = \frac{P}{2} l_k \quad (4.2)$$

mit:

P Zylinderkraft

l_k Abstand zwischen dem Trägerauflager und der Vorderkante des Stützenflansches, siehe Bild 3.3

$M_{el,cal}$ wird alleine rechnerisch aus der Anschlussgeometrie und den vorliegenden Werkstofffestigkeiten nach [Ode-2000] ermittelt. Dabei werden die tatsächlichen Werkstofffestigkeiten aus den Versuchen zugrundegelegt.

$S_{j,test}$ Anfangssteifigkeit des Anschlusses im Versuch nach Gleichung (4.1)

$\Phi_{(2/3 M_{el,cal})}$ Verdrehung im Anschluss bei $2/3 M_{el,cal}$

Die Rotationskapazität $\Phi_{u,test}$ aus den Versuchen

Die maximal aufnehmbare Verdrehung des Anschlusses $\Phi_{u,test}$ ergibt sich entweder direkt aus den während der Versuche aufgenommenen Daten der Inklinometer oder kann aus der gemessenen Durchbiegung des Versuchskörpers berechnet werden. Bild 4.2 zeigt die für die Versuchsauswertung und die Entwicklung des Modells benutzten Konventionen.

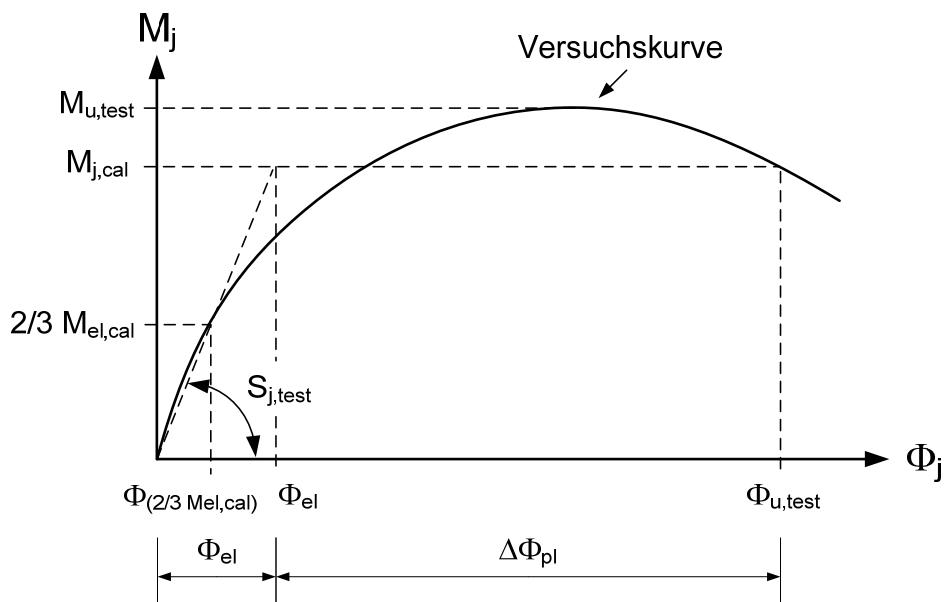


Bild 4.2 Definition der Rotationskapazität $\Phi_{u,test}$ aus Versuchen

mit:

- $M_{u,test}$ Größtes im Versuch im Anschluss aufgenommenes Moment.
- $M_{j,cal}$ kann je nach Anschlussart $M_{el,cal}$ oder $M_{pl,cal}$ betragen.
- $M_{j,cal} = M_{pl,cal}$ Dies ist die *rechnerische* plastische Momententragfähigkeit, ermittelt nach [Ode-2000] unter Zugrundelegung der tatsächlichen Werkstofffestigkeiten aus den Versuchen.
- Für Anschlüsse die im Versuch ihre *rechnerische* plastische Momententragfähigkeit nicht erreicht haben gilt:
- $M_{j,cal} = M_{el,cal}$ Dies ist die *rechnerische* elastische Momententragfähigkeit, ermittelt nach [Ode-2000] unter Zugrundelegung der tatsächlichen Werkstofffestigkeiten aus den Versuchen.
- $S_{j,test}$ Anfangssteifigkeit des Anschlusses im Versuch nach Gleichung (4.1)
- $\Phi_{u,test}$ Die Rotationskapazität des Verbundanschlusses ist die maximale Verdrehung des Anschlusses die für das Berechnungsmodell angesetzt werden kann.
- Φ_{el} Ist die elastische Verdrehung des Anschlusses unter Zugrundelegung der Steifigkeit $S_{j,test}$ bei dem Moment $M_{j,cal}$.
- $\Delta\Phi_{pl}$ Ist die plastische Verdrehung der bi-linearen Anschlussfeder. Sie ergibt sich zu:

$$\Delta\Phi_{pl} = \Phi_{u,test} - \Phi_{el} \quad (4.3)$$

4.1 Ergebnisse der Versuchsreihe A

Tabelle 4.1 zeigt die wichtigsten Ergebnisse der Versuchsreihe A. Die Resultate der eigenen Versuche wurden um die Ergebnisse der Versuche VT1.1, VT2.1 und VT2.2 von Kathage [Kat-1995] erweitert. Da nur die Bewehrung variiert wurde und ansonsten alle Parameter beibehalten wurden, müssen die unterschiedlichen Ergebnisse in direktem Zusammenhang mit der Bewehrung stehen. An dieser Stelle sollte besonders der Einfluss der Bewehrung auf die Rotationskapazität der Anschlüsse genannt werden. Dieser Aspekt wird später noch ausführlich diskutiert.

Tabelle 4.1 Versuchsreihe A – Versuchsergebnisse

	Versuch	Bewehrung	ρ_s [%]	$M_{pl,cal}$ [kNm]	$M_{u,test}$ [kNm]	$M_{u,test}/M_{pl,cal}$	$\Phi_{u,test}$ [mrad]	$S_{j,test}$ [kNm/mrad]	Versagen
Universität Luxemburg, 2008	A-1	Matte R 513	0,64	320,6	275,4	0,86	9,0	95114	R*
	A-2	Stab Ø=8mm	0,63	364,9	363,27	1,00	22,1	86469	R
	A-3	Stab Ø=12mm	0,71	402,1	416,0	1,03	45,7	98979	R
	A-4	Matte Q 513 Stab Ø=12mm	1,11	595,4	557,9	0,94	14,9	85792	R
	A-5	Stab Ø=8mm	1,04	582,5	582,5	1,00	43,8	101942	R
Ruhr Universität Bochum, 1995	VT 1.1	Stab Ø=12mm	1,06	538,0	595,0	1,11	67,7	122388	R / B**
	VT 2.1	Stab Ø=10mm	0,74	382,0	425	1,11	36,0	85085	R
	VT2.2	Matte R 589	0,74	380,0	396	1,04	9,2	93532	R

* R = Reißen der Bewehrung, ** B = Beulen des Stahlprofils

Bei den hier vorgestellten Versuchen, teilt sich das Anschlussmoment in eine Zugkraft in der bewehrten Betonplatte und in eine Druckkraft im unteren Flansch des Stahlträgers auf. Da die Anschlüsse so ausgelegt wurden, dass das Versagen des Betongurtes maßgeblich ist, ergibt sich das rechnerisch maximal aufnehmbare Moment zu:

$$M_{pl,cal} = A_s \cdot f_y \cdot z_{pl} \quad (4.4)$$

mit:

A_s Querschnittsfläche des Betonstahls

f_y Streckgrenz des Betonstahls aus Versuchen

z_{pl} innerer Hebelarm des Anschlusses

4.1.1 Das Momenten-Verdrehungsverhalten

Bild 4.3 zeigt das Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche A-1 bis A-5. Wie bei allen Diagrammen in dieser Arbeit, bezieht sich das angegebene Moment auf die Vorderseite des Stützenflansches. Alle selbst durchgeführten Versuche versagten infolge des Reißens der Bewehrung. Stabilitätsprobleme der Stahlbauteile im Druckbereich der Anschlüsse sind nicht aufgetreten.

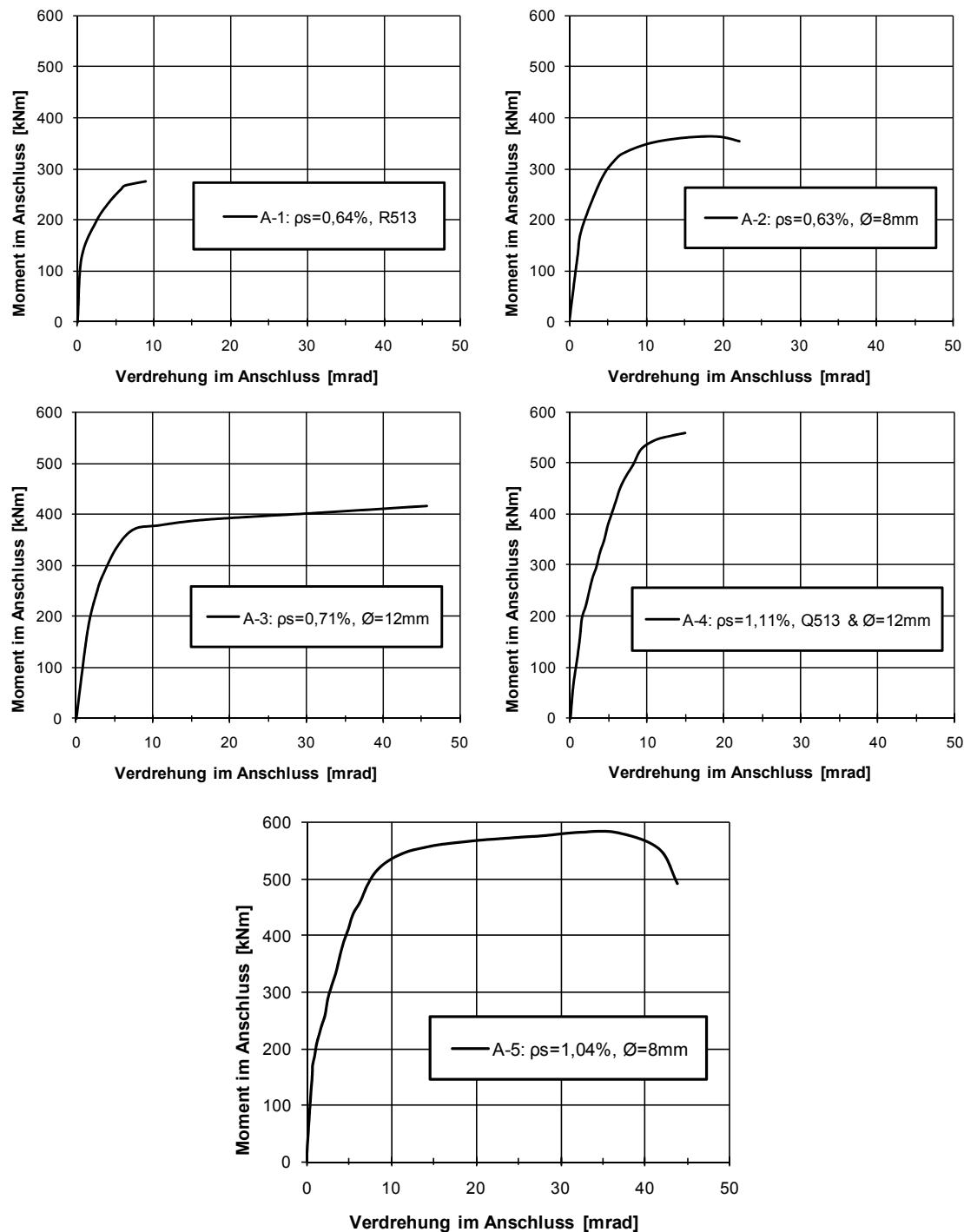


Bild 4.3 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche der Versuchsreihe A

Bild 4.4 zeigt die Momenten-Verdrehungskurven der Versuche A-1 und A-2 im direkten Vergleich. Die Betonplatte der beiden Versuche enthielt nahezu die gleiche Bewehrungsmenge. Der Unterschied, besteht einzig darin, dass der Versuch A-1 mit einer Matte (R513) und der Versuch A-2 mit Stabstahl ($\varnothing = 8 \text{ mm}$) bewehrt wurde. Die unterschiedliche Momententrägfähigkeit ergibt sich zum Teil aus den unterschiedlichen Zugfestigkeiten der Bewehrung. Die Bruchdehnung der verwendeten Bewehrung hat ebenso einen Einfluss auf das Tragverhalten des

Anschlusses. Da die Stäbe der verwendeten Matte, eine Bruchdehnung von nur 54,1 % (siehe Tabelle 3.3) aufweisen, versagte die obere Lage der Bewehrung, bevor die untere Lage die maximale Spannung erreichen konnte. Die Bewehrung im Versuch A-2 hatte eine Bruchdehnung von 116,4 %. Daher konnten beide Bewehrungslagen die volle Zugkraft aufbauen und somit insgesamt ein um 13,8 % größeres Moment übertragen. Des Weiteren fällt auf, dass der Versuch A-1 schon bei einer Verdrehung von 9,0 mrad versagte. Der Versuch A-2 versagte erst bei einer Verdrehung von 22,1 mrad. Diese Steigerung der Rotationskapazität lässt sich nur zum Teil durch die unterschiedliche Bruchdehnung der Bewehrung erklären. In diesem Fall wird davon ausgegangen, dass die angeschweißte Querbewehrung der Bewehrungsmatte einen entscheidenden Nachteil im Bezug auf die Duktilität des Betongurtes darstellt. Darauf wird später in diesem Abschnitt noch genauer eingegangen.

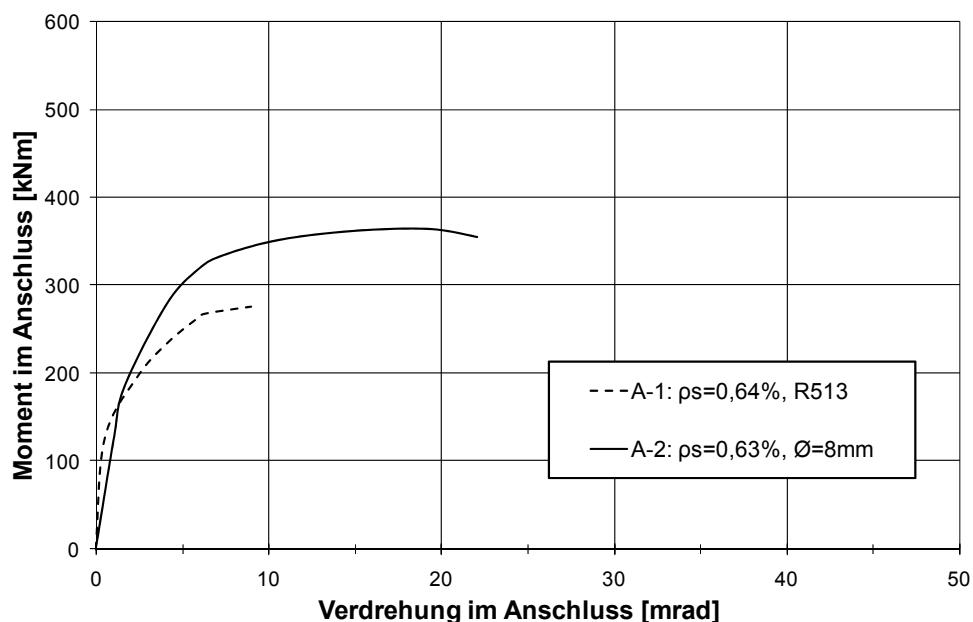


Bild 4.4 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche A-1 und A-2

Bild 4.5 vergleicht den Versuch VT2.2 von Kathage mit dem Versuch A-3. Beide Versuche zeigen ungefähr die gleiche Momententragsfähigkeit. Allerdings fällt auf, dass die Rotationskapazität des Versuchs A-3 annähernd 5-mal so groß ist, als die des Versuchs VT2.2. Dies lässt sich nicht alleine durch die Bruchdehnung der verwendeten Bewehrung erklären. Der Vergleich der beiden Versuche macht deutlich, dass die Art der verwendeten Bewehrung einen entscheidenden Einfluss auf die Duktilität des Anschlusses hat. Die Versuche zeigen, dass Bewehrungsmatten einen besonders negativ Einfluss auf die Duktilität ausüben.

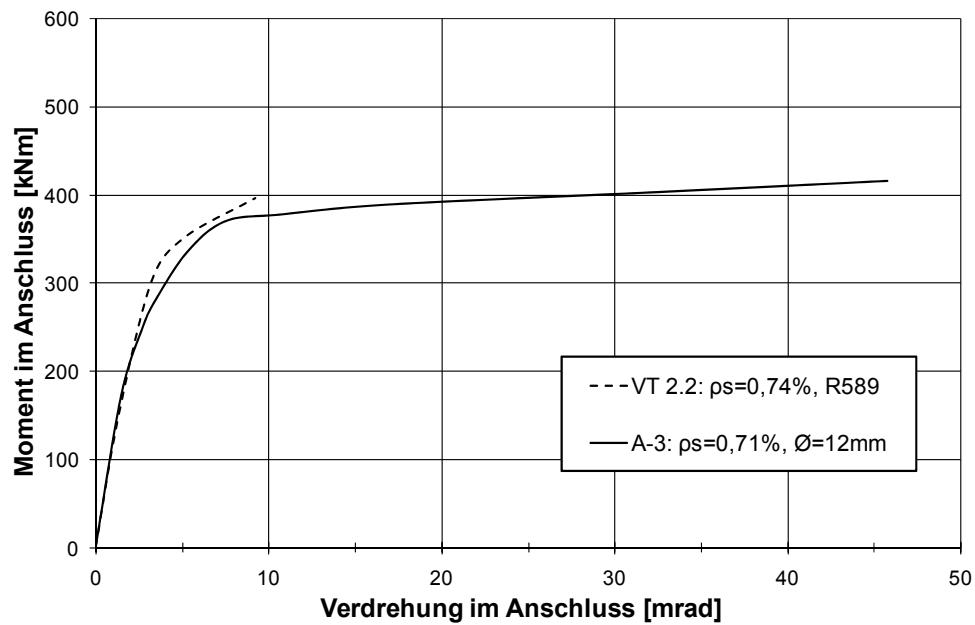


Bild 4.5 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche VT2.2 und A-3

Bild 4.6 zeigt das Rotationsverhalten der Versuche A-3 und VT1.1 und Bild 4.7 vergleicht die beiden Versuche A-2 und A-5. Bei diesen Versuchskombinationen wurde die gleiche Bewehrung verwendet. Lediglich der Bewehrungsgrad wurde variiert.

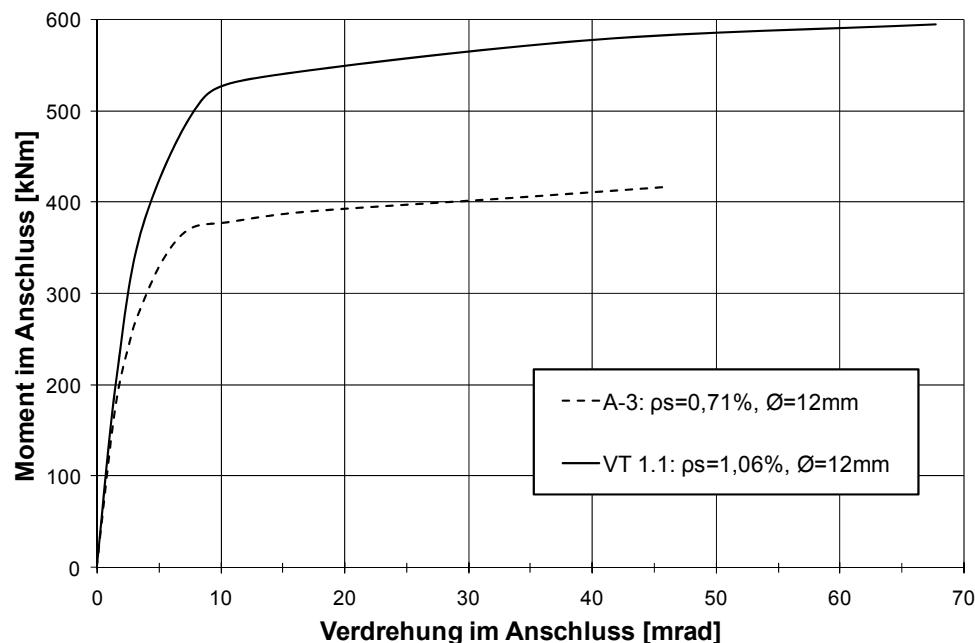


Bild 4.6 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche A-3 und VT1.1

Es stellte sich heraus, dass der Bewehrungsgrad folgende Einflüsse auf das Verhalten der Anschlüsse ausübt:

- Erhöhung des Bewehrungsgrades = Erhöhung der Momententrägfähigkeit

Durch die Erhöhung des Bewehrungsgrades kann von der Bewehrung eine größere Zugkraft aufgenommen werden. Dies hat zur Folge, dass die Momententrägfähigkeit des Anschlusses zunimmt. Dies gilt aber nur unter der Voraussetzung, dass der Druckbereich des Anschlusses über ausreichende Tragreserven verfügt, um ebenfalls die entsprechend größere Druckkraft übertragen zu können.

- Erhöhung des Bewehrungsgrades = Erhöhung der Anschlusssteifigkeit

Die erhöhte Bewehrungsmenge hat zur Folge, dass bei gleicher Kraft eine geringere Dehnung in der Betonplatte entsteht. Eine geringere Dehnung bedeutet, eine geringere Verdrehung im Anschluss und somit auch eine größere Steifigkeit des Anschlusses.

- Erhöhung des Bewehrungsgrades = Erhöhung der Rotationskapazität

Die Erhöhung des Bewehrungsgrades bewirkt eine Vergrößerung der Rotationskapazität. Da bei den vorgestellten Versuchen die Rotation hauptsächlich aus der Dehnung der Betonplatte resultiert, lässt sich aus dieser Beobachtung ableiten, dass ein größerer Bewehrungsgrad zu einer größeren maximalen Dehnung des Betongurtes führt.

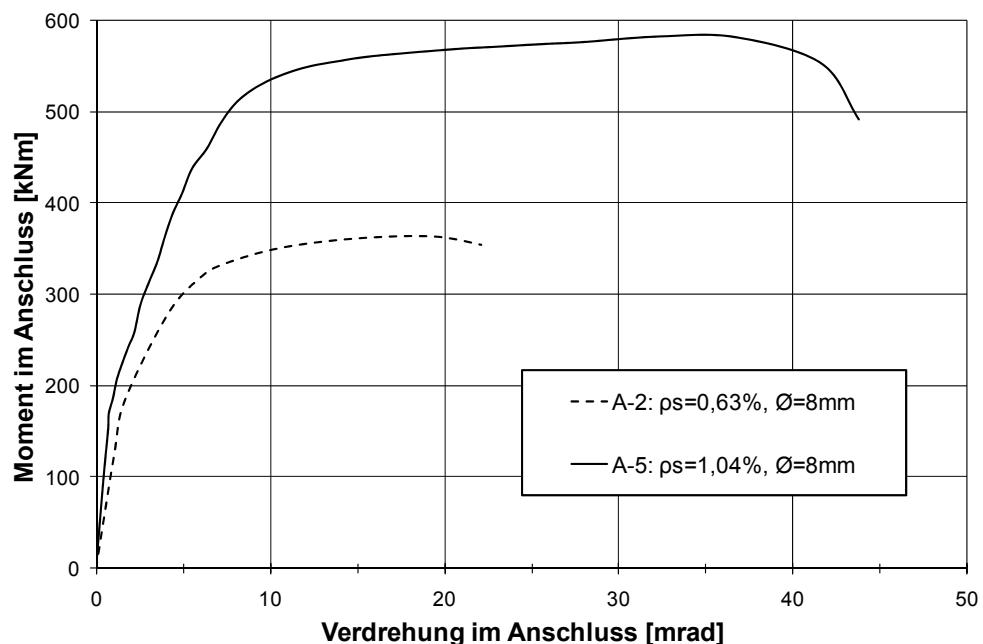


Bild 4.7 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche A-2 und A-5

Diese Beobachtung lässt sich mit Hilfe der modifizierten Spannungs-Dehnungslinie für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening Effekt) nach [Din-2003] erklären, siehe Bild 5.18 und Gleichung 5.8. Danach gilt: Je höher der Bewehrungsgrad, desto geringer die Stahlspannung im ersten Riss und desto grösser die Bruchdehnung der Betonplatte. Eine Erhöhung der Bruchdehnung der Betonplatte bedeutet direkt eine Erhöhung der Rotationskapazität des Anschlusses. Im Abschnitt 5.3 wird darauf noch genauer eingegangen.

Die Bilder 4.8 und 4.9 zeigen das Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche, die mit annähernd gleichem Bewehrungsgrad, aber mit unterschiedlichen Stabdurchmessern bewehrt wurden. In Bild 4.8 werden die Versuche A-2, A-3 und VT2.1 miteinander verglichen. Werden die geringfügigen Abweichungen des Bewehrungsgehaltes berücksichtigt, besitzen die Anschlüsse nahezu die gleiche Momententrägfähigkeit. Die maximale Verdrehung der Anschlüsse variiert zwischen 22,1 mrad und 45,7 mrad, dies entspricht einer Verdoppelung der Rotationskapazität, nur durch Veränderung des Stabdurchmessers der Bewehrung.

In Bild 4.9 wird das Rotationsverhalten der beiden Versuche A-5 und VT1.1 miteinander verglichen. Beide Versuche waren wiederum identisch aufgebaut, nur der Durchmesser der Bewehrung wurde verändert. Bedingt durch den nahezu gleichen Bewehrungsgrad weisen beide Anschlüsse die gleiche Anfangssteifigkeit und die gleiche Momententrägfähigkeit auf. Durch den Austausch der Bewehrung erhöht sich die Rotationskapazität von 43,8 mrad beim Anschluss A-5 auf 67,7 mrad beim Anschluss VT1.1. Dies entspricht einer Zunahme der Verdrehung um ca. 54,5 %.

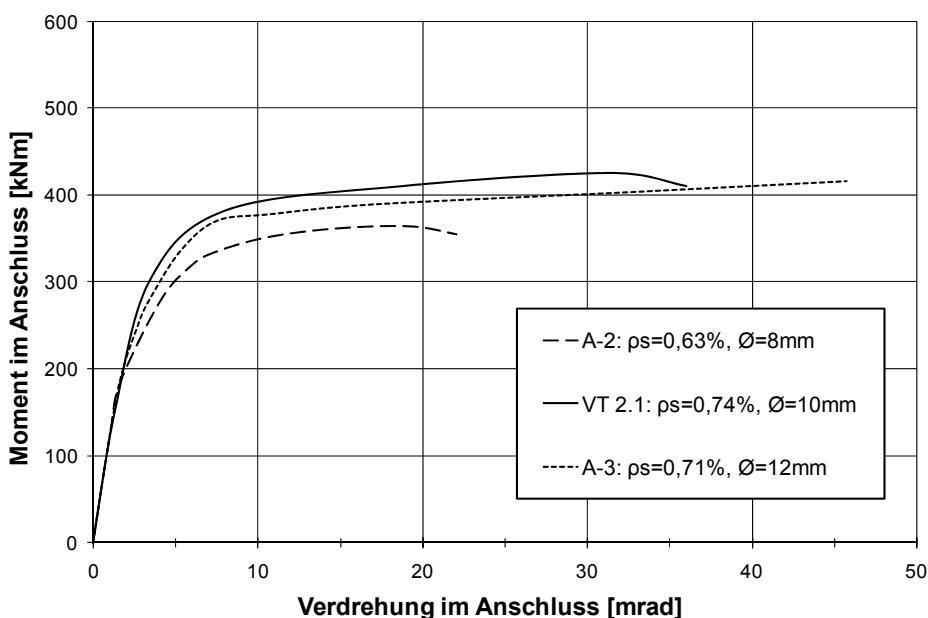


Bild 4.8 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche A-2, VT2.1 und A-3

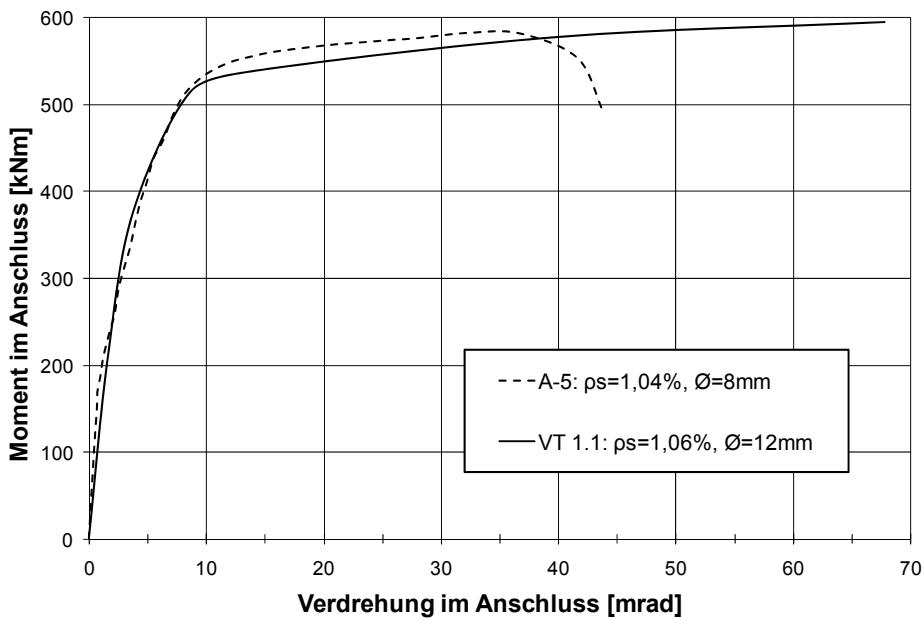


Bild 4.9 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche A-5 und VT1.1

Die Versuche haben gezeigt, dass die Verwendung von Bewehrung mit einem größeren Stabdurchmesser bei sonst gleichen Bedingungen zu einer Erhöhung der Rotationskapazität führt. Bei den Versuchen der Versuchsreihe A resultiert die Rotationskapazität hauptsächlich aus der Dehnung der Betonplatte. Daraus folgt, dass ein größerer Bewehrungsdurchmesser zu einer Zunahme der Dehnung in der Betonplatte führt. Unter der Annahme, dass sich die gesamte Dehnung, die zur Rotation des Anschlusses beiträgt, auf einen maßgeblichen Riss konzentriert (Bild 4.10), kann der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers mit Hilfe des Bildes 4.11 erklärt werden. Die Versuche haben gezeigt, dass der Riss in Nähe des Stützenflansches tatsächlich mit Abstand am größten ist, siehe Bilder 4.14 bis 4.18. Die restlichen Risse ergeben sich aus der Wirkung des negativen Biegemomentes auf den Verbundträger.

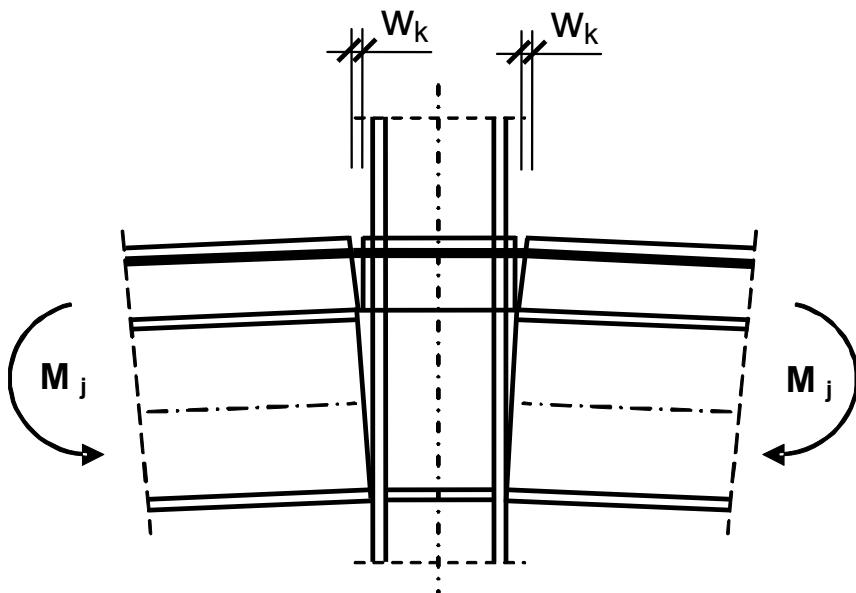


Bild 4.10 Verbundanschluss mit Riss in der bewehrten Betonplatte

Im Bild 4.11 wird die Betonplatte des Verbundanschlusses vereinfacht als bewehrter Zugstab dargestellt. Durch den Riss kann der Beton an dieser Stelle keine Last aufnehmen. Die Bewehrung muss die gesamte Kraft abtragen. Dadurch nimmt die Dehnung der Bewehrung im Bereich des Risses zu und die Dehnung des Betons ab. Durch die Verbundspannung zwischen Bewehrung und Beton wird diese Dehnungsdiskrepanz über die Länge $\frac{1}{2} l_{s,\max}$ abgebaut bis in der Bewehrung und im Beton wieder die gleiche Dehnung vorhanden ist. In diesen Bereich tritt ein Schlupf zwischen Beton und Bewehrung auf. Die Integration des Schlupfes über die Länge $l_{s,\max}$ ergibt die Rissbreite. Die Länge $l_{s,\max}$ ergibt sich nach [MOC-1993] zu:

$$l_{s,max} = 2 \cdot \frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE}}{4 \tau_{bik}} \cdot d_s \quad (4.5)$$

mit:

Spannung in der Bewehrung im Riss

σ_{sE} Spannung der Bewehrung im ungerissenen Zustand

Verbundspannung

d_s Durchmesser der Bewehrung

Die Länge $l_{s,\max}$ ist bei sonst gleichen Bedingungen nur noch vom Durchmesser der Bewehrung abhängig. Deshalb gilt: Größerer Bewehrungsdurchmesser bedeutet eine größere Länge $l_{s,\max}$. Das wiederum ergibt eine größere Rissbreite, was zu einer Erhöhung der Rotationskapazität führt.

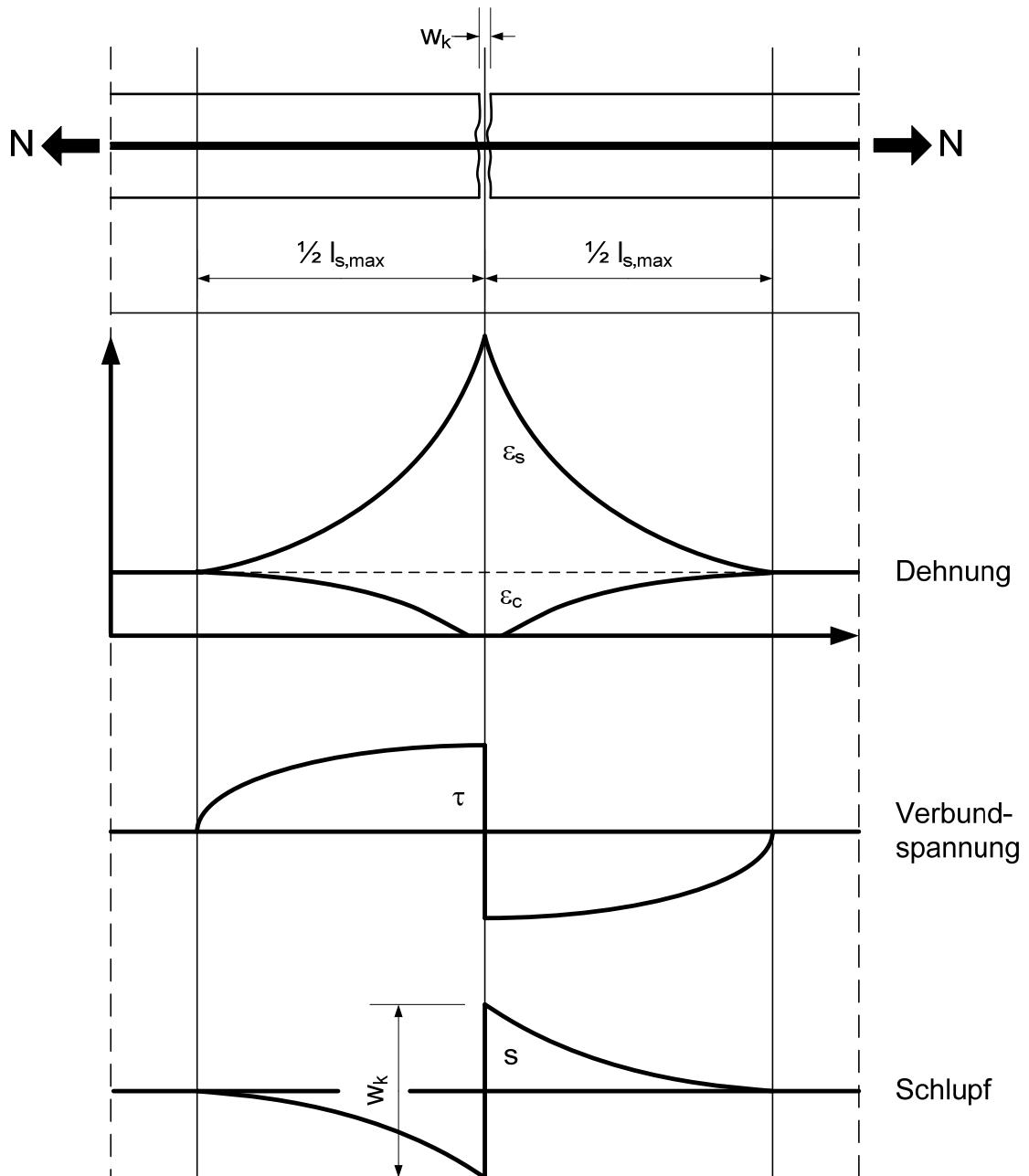


Bild 4.11 Zustandsgrößen im Umfeld des Risses

Mit diesem Modell lässt sich auch der negative Einfluss von Bewehrungsmatten auf die Rotationskapazität von Verbundanschlüssen erklären. Im Allgemeinen ist die Länge $l_{s,max}$ selbst für dünne Bewehrungsstäbe viel grösser als die Maschenweite der Bewehrungsmatten. Durch die angeschweißte Querbewehrung ist allerdings bereits an dieser Stelle die Dehnungsdiskrepanz zwischen Bewehrung und Beton aufgehoben. Daraus ergibt sich eine sehr kurze Einleitungslänge was zu einer kleinen Rissbreite führt. Aus der geringeren Rissbreite ergibt sich die geringere Rotationskapazität.

Bild 4.12 zeigt die Momenten-Verdrehungslinien der beiden Versuche A-4 und A-5, welche in etwa den gleichen Bewehrungsgrad aufwiesen. Der Versuch A-4 war mit einer Bewehrungsmatte (Q513) und Zulagenbewehrung aus Stabstahl ($8 \varnothing 12$) bewehrt. Aufgrund einer geringeren Zugfestigkeit der Bewehrungsmatte gegenüber den Bewehrungsstäben erreichte der Versuch A-4 eine um etwa 4,4% geringere Momententrägfähigkeit, als der Versuch A-5. Infolge der geringeren Streckgrenze der Bewehrungsmatte war auch die Anfangssteifigkeit des Versuchs A-4 um ungefähr 12,7% geringer als die des Versuchs A-5. Des Weiteren fällt auf, dass die maximale Verdrehung des Anschlusses A-5 etwa 3-mal so groß war, wie die des Versuches A-4. Dies lässt sich auf die geringere Duktilität der Bewehrungsmatte zurückführen.

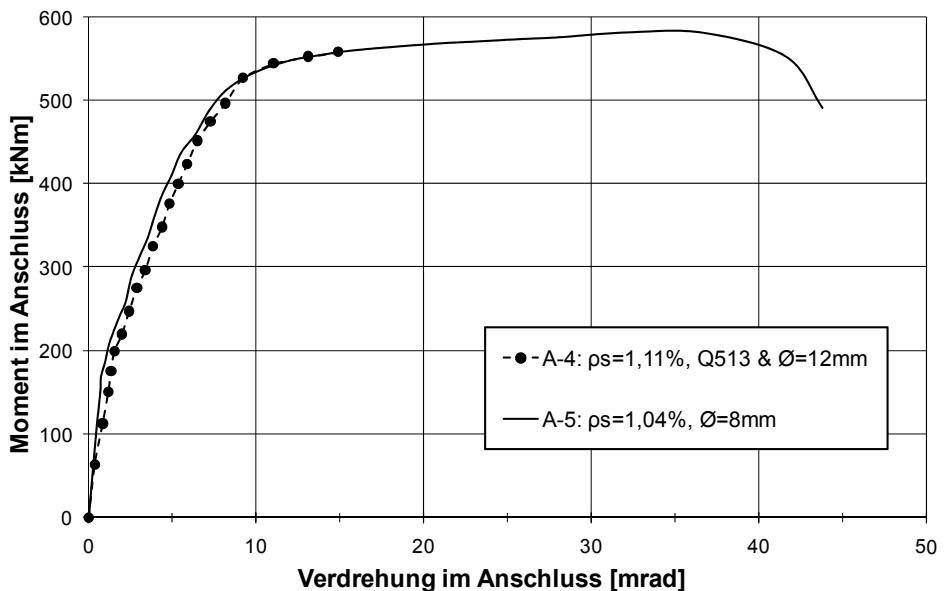


Bild 4.12 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche A-4 und A-5

4.1.2 Verhalten des Betongurtes

Die Bilder 4.14 bis 4.18 zeigen die Ergebnisse der Versuche A-1 bis A-5, die während der Versuche an der Betonplatte aufgenommen wurden.

Die Abbildungen a und b in den Bildern 4.14 bis 4.18 zeigen das Rissbild des Versuchskörpers nach dem Versuch. Die Risse sind für verschiedene Laststufen farblich unterschiedlich markiert. Alle Anschlüsse dieser Versuchsreihe versagten infolge des Reißen der Bewehrung. Der Riss an dem das spätere Versagen stattfand, war bereits nach den Vorlastwechseln zu erkennen (dieser Riss ist durch ein „V“ am Rand der Betonplatte gekennzeichnet). Dieser Riss startete an der Außenkante des Stahlprofils und pflanzte sich bis zum Rand der Betonplatte fort. Die

Rissbilder lassen keinen Rückschluss auf die Art der verwendeten Bewehrung zu, jedoch ist eine Abhängigkeit zum Bewehrungsgrad der Betonplatte festzustellen. Mit steigendem Bewehrungsgrad nimmt die Anzahl der Risse aufgrund der größeren Normalkraft in der Betonplatte zu. Außerdem erhöht sich die Momententrägfähigkeit des Anschlusses. Dadurch nimmt die Momentenbelastung des Verbundträgers zu und der Bereich, in dem die Betonzugfestigkeit überschritten wird, wird grösser. Daraufhin breiten sich die Risse weiter in Richtung Feldmitte aus. Beim Wechsel von Mattenbewehrung auf Stabbewehrung und mit steigendem Durchmesser der Bewehrung nehmen die Rissweiten zu. Dies ist ein weiteres Indiz für die steigende Duktilität der Betonplatte in Abhängigkeit von der verwendeten Bewehrung. Da bei den hier vorgestellten Versuchen die Rotationskapazität maßgeblich durch das Dehnungsverhalten des Betongurtes im Anschlussbereich bestimmt wird, bedeutet ein steigender Bewehrungsgrad auch eine Steigerung der Rotationskapazität bei ansonsten gleichen Bedingungen.

Die Abbildungen c und d in den Bildern 4.14 bis 4.18 stellen den Verlauf der Längsdehnung innerhalb der Betonplatte bei unterschiedlichen Laststufen dar. Dazu wurden die Ergebnisse der Wegaufnahmen W01 bis W08 ausgewertet. Bild 4.13 zeigt nochmals die Position der verwendeten Wegaufnehmer. In diesen Diagrammen ist die mittlere Dehnung im Messbereich des Wegaufnehmers angegeben. Die Dehnung wurde auf die Achse der oberen Bewehrungslage umgerechnet. Für jeden Versuch sind die Dehnungen bei $1,0 \times M_{u,test}$, bei $0,9 \times M_{u,test}$ und bei $0,6 \times M_{u,test}$ dargestellt. Wie zu erwarten war, steigt die maximale Dehnung in der Betonplatte mit zunehmendem Bewehrungsgrad bei gleichbleibender Bewehrungsart, siehe Bild 4.7. Die Dehnung im direkten Bereich der Stütze (W02, W03 und W06, W07) beträgt ein Vielfaches der Dehnung am Rand des Einflussbereichs (W01, W04 und W05, W08). Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Dehnung bei Steigerung der Last von $0,9 \times M_{u,test}$ auf $1,0 \times M_{u,test}$ überproportional stark zunimmt. Für den Anschluss bedeutet dies eine sehr starke Zunahme der Rotation in diesem Lastbereich. Diesen Sachverhalt hat Odenbreit in [Ode-2000] ebenfalls festgestellt.

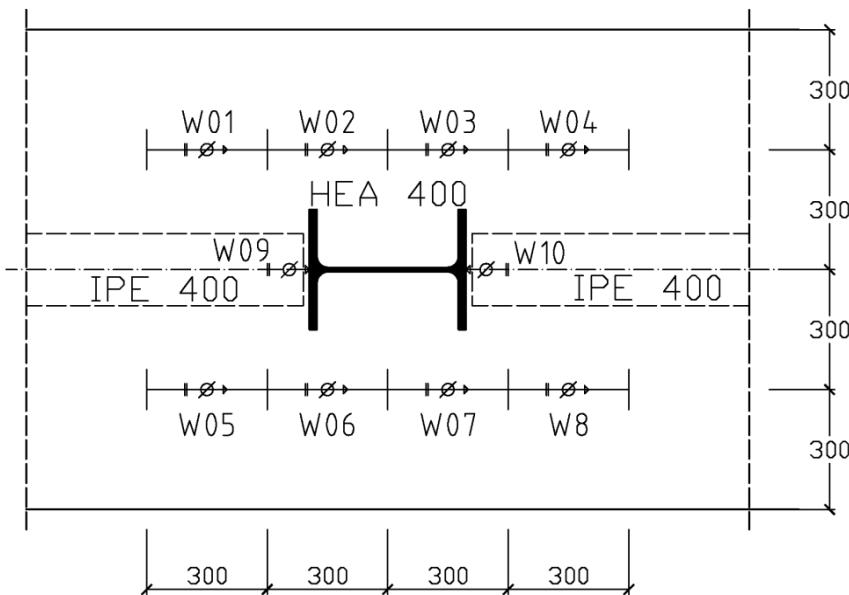


Bild 4.13 Serie A - Anordnung der Wegaufnehmer auf der Betonplatte

Die Abbildung e in den Bildern 4.14 bis 4.18 zeigt die Entwicklung der Größe des Spaltes zwischen der Betonplatte und dem Flansch des Stützenprofils. In Abhängigkeit von der Rotationskapazität des Anschlusses wurden maximale Spaltbreiten zwischen 4,1 mm und 23,7 mm gemessen.

Während der Versuchsdurchführung wurde mit Hilfe einer Risslupe in regelmäßigen Abständen die Rissbreite an den Stellen A-A bis D-D (siehe Abbildung a) gemessen. Die Ergebnisse dieser Messung sind in der Abbildung f dargestellt.

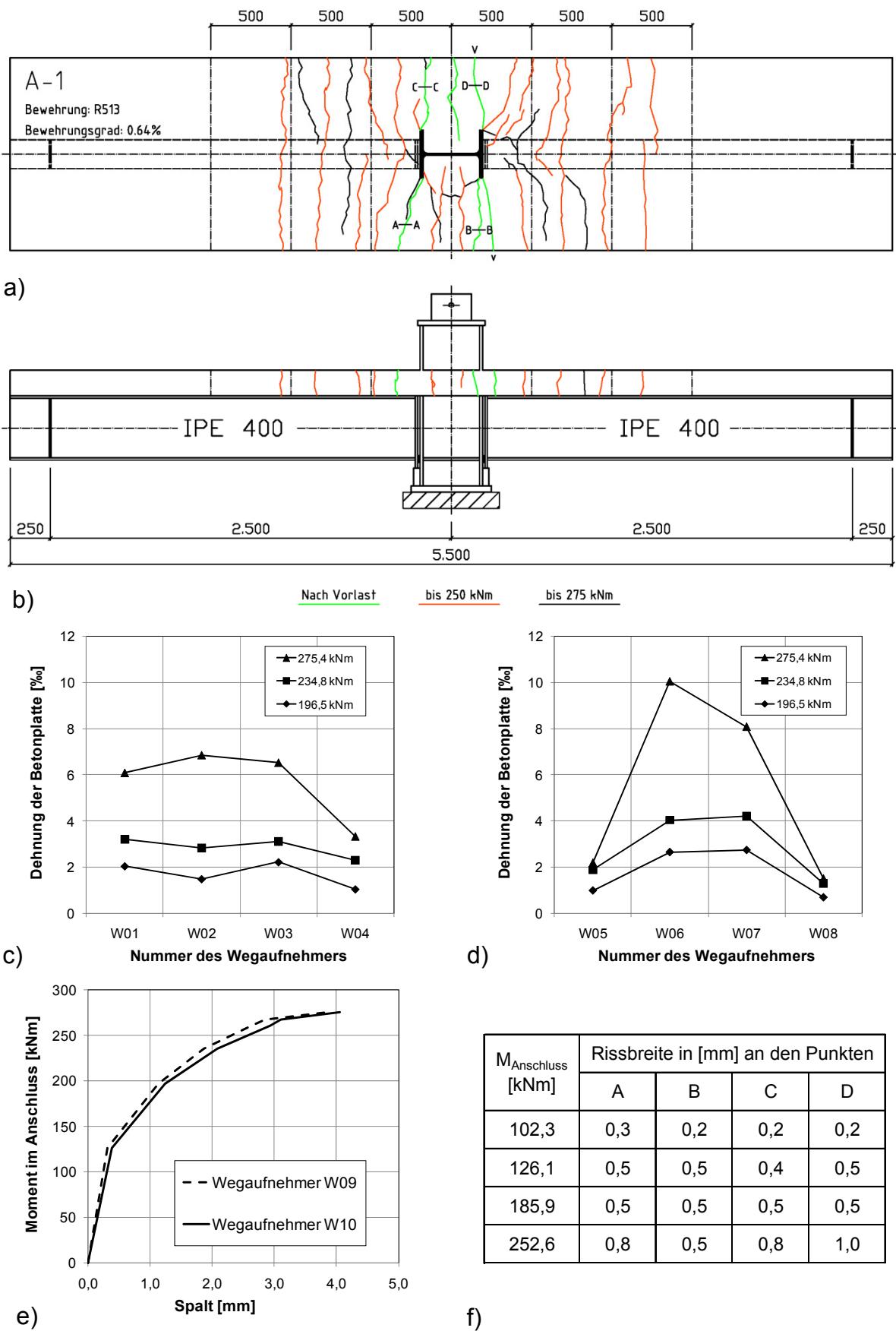


Bild 4.14 Versuch A-1 – Verhalten des Betongurtes

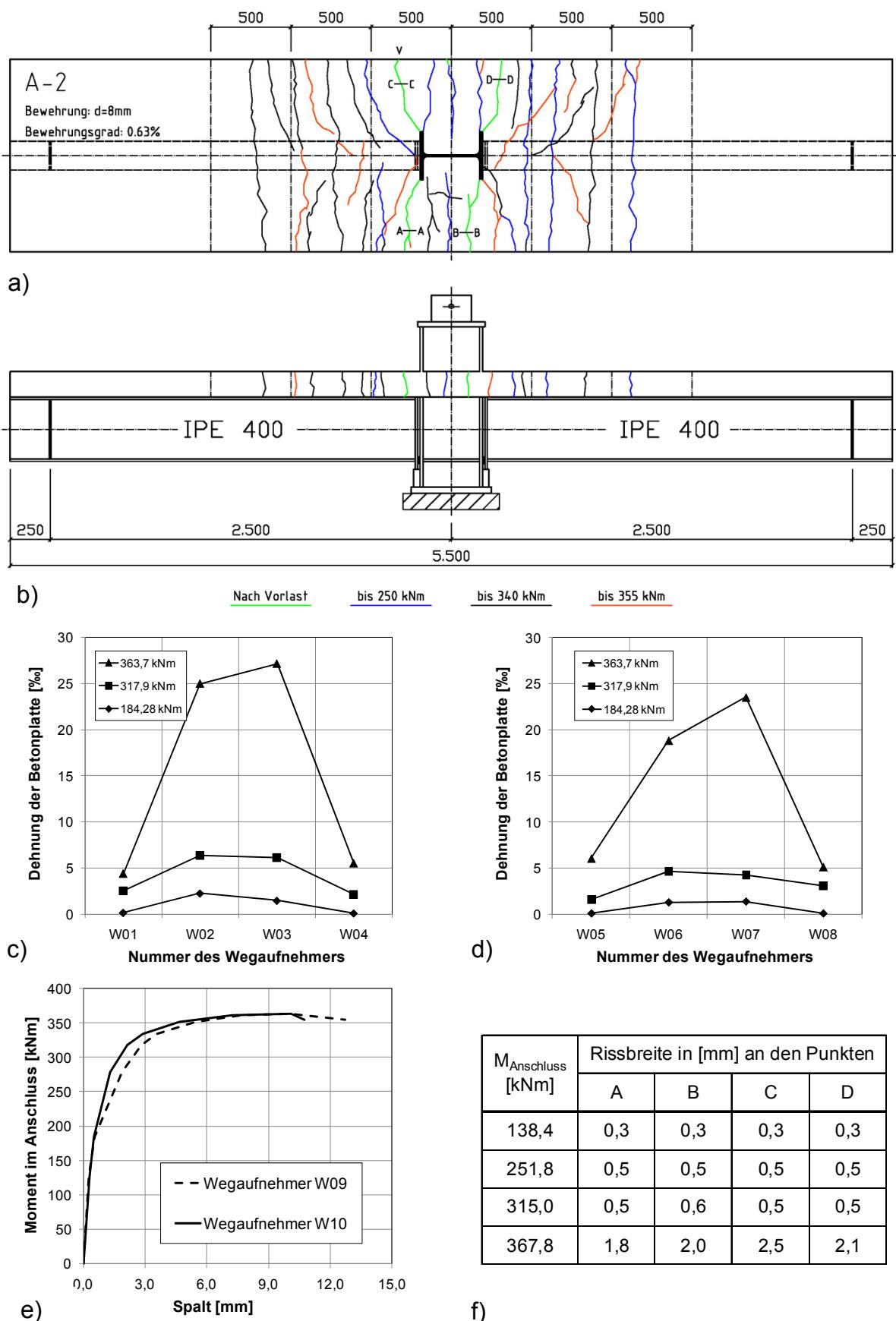


Bild 4.15 Versuch A-2 – Verhalten des Betongurtes

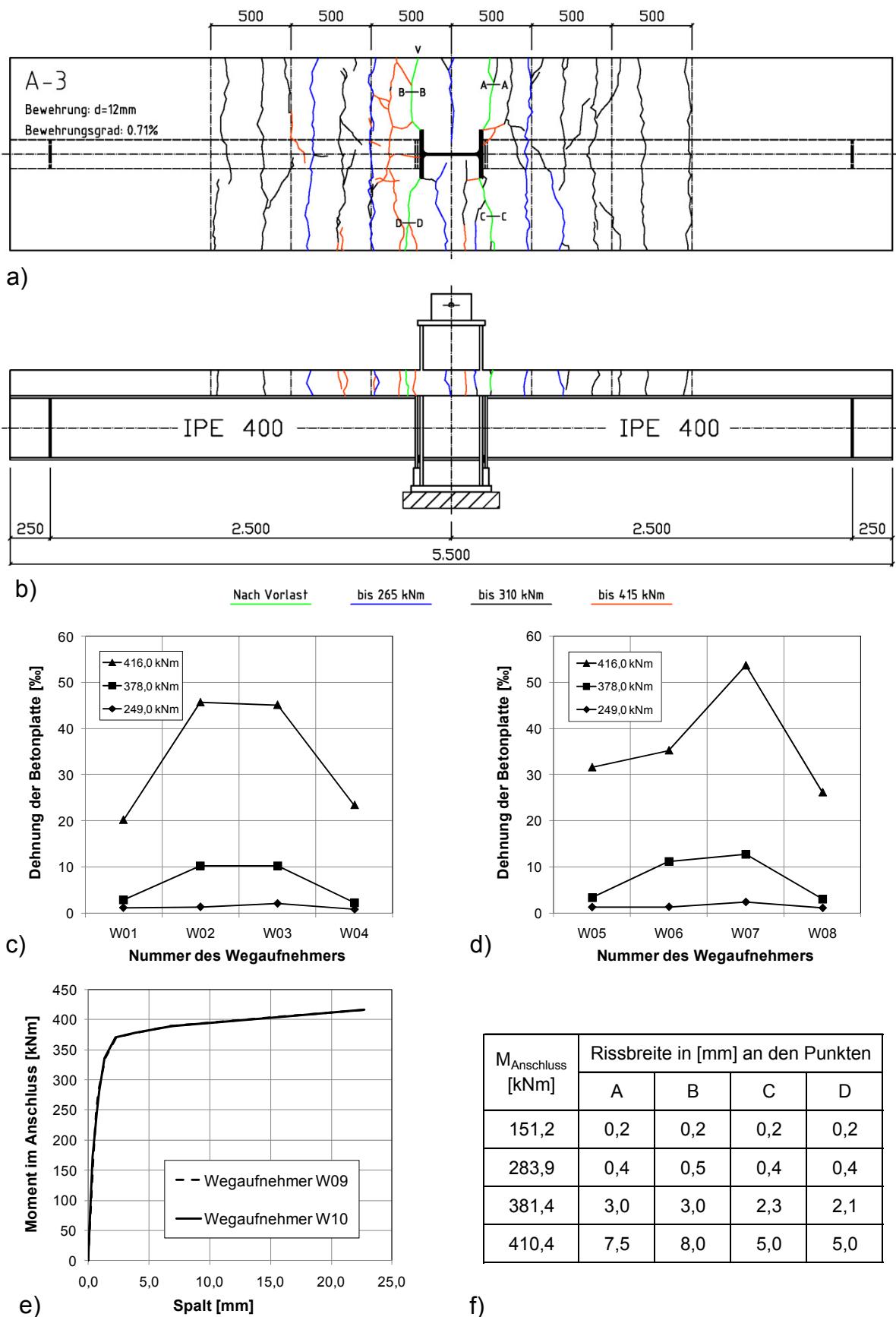


Bild 4.16 Versuch A-3 – Verhalten des Betongurtes

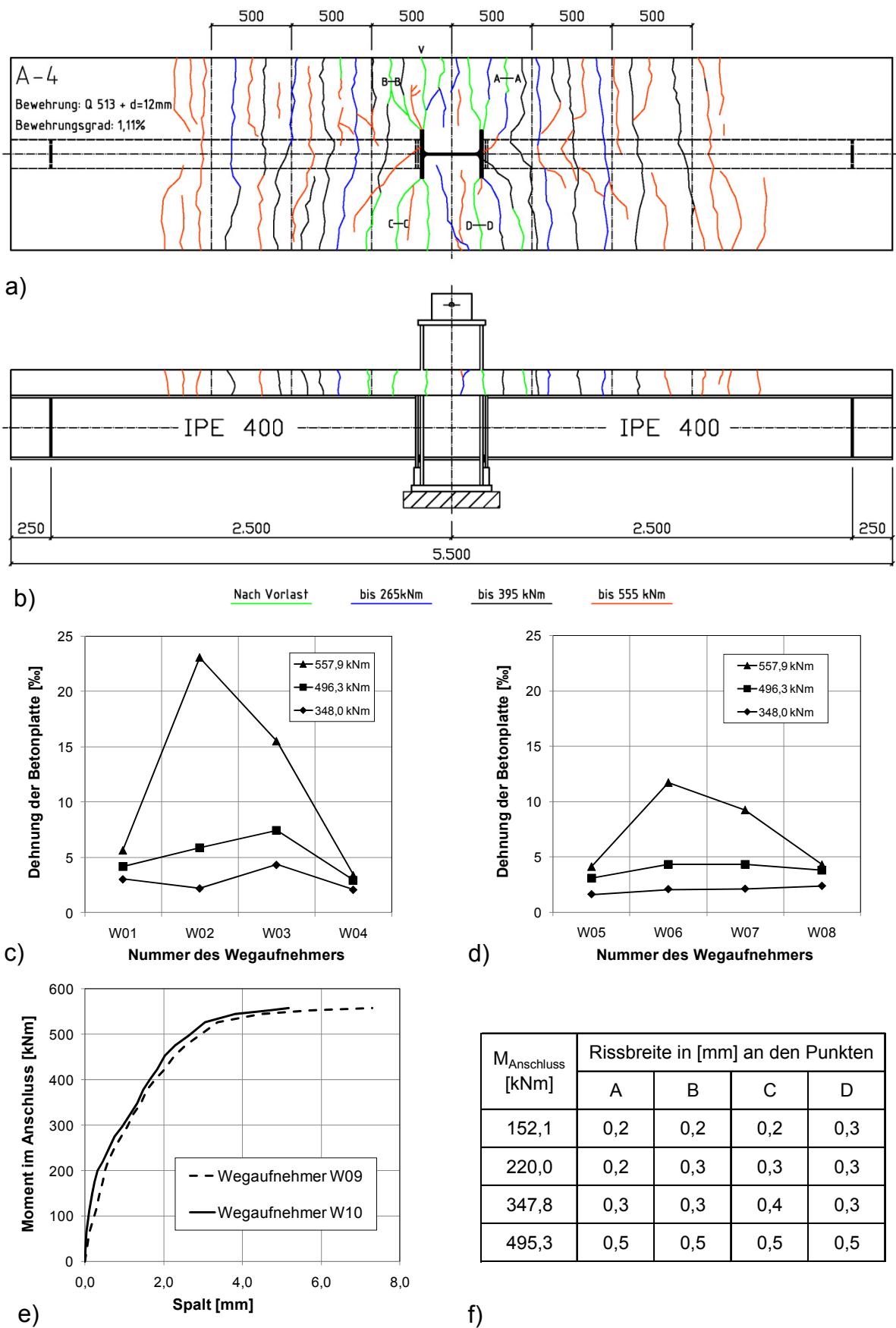


Bild 4.17 Versuch A-4 – Verhalten des Betongurtes

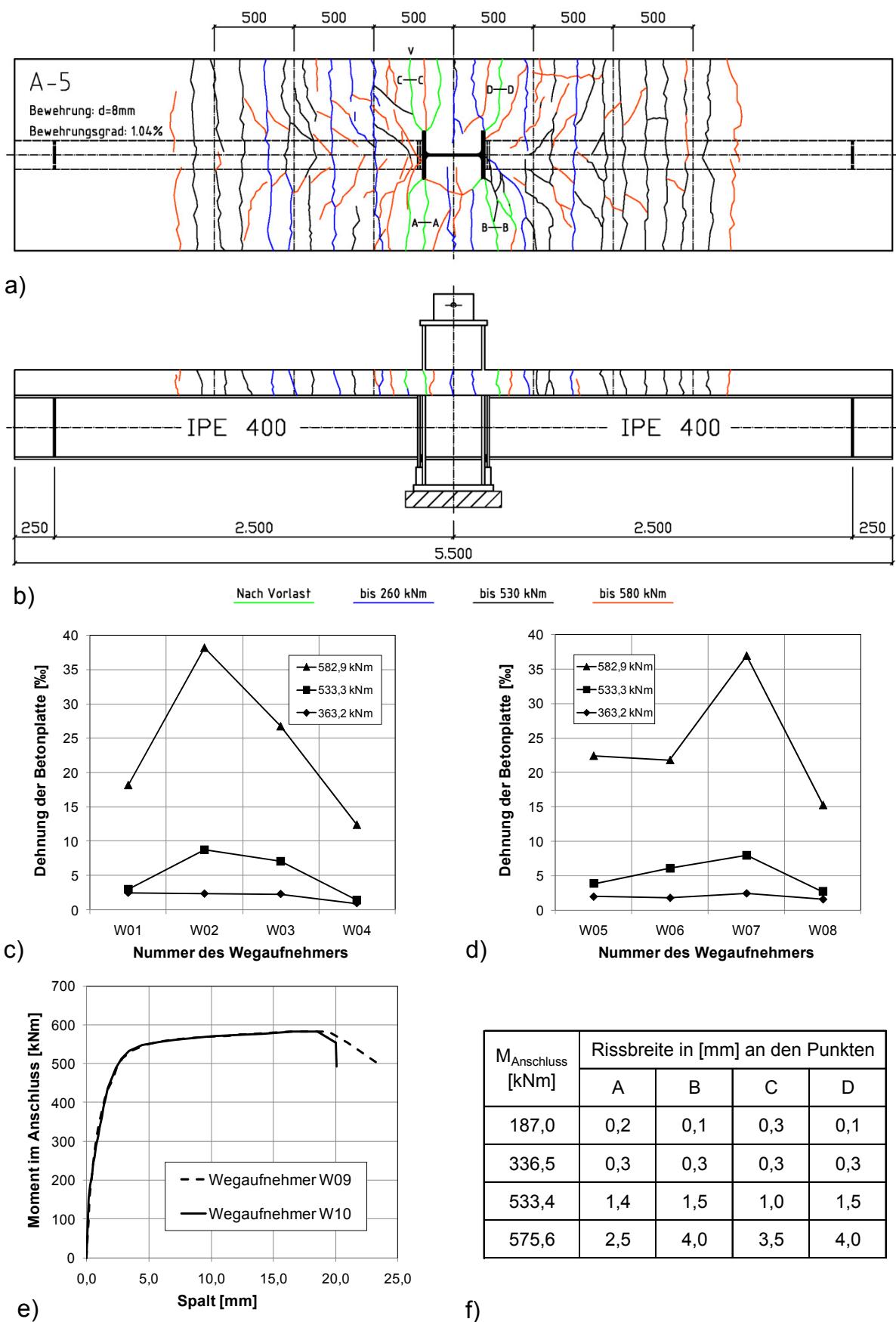


Bild 4.18 Versuch A-5 – Verhalten des Betongurtes

4.2 Ergebnisse der Versuchsreihe B

Die Tabelle 4.3 zeigt die wichtigsten Ergebnisse der Versuche aus Versuchsreihe B. Beide Anschlüsse erreichen im Versuch ihre rechnerische, plastische Momententrägfähigkeit. Das Bruchmoment im Versuch B-1 lag um 7,5% höher als beim Versuch B-2. Im Gegensatz dazu konnte der Versuch B-2 eine um 7,3% größere Verdrehung aufnehmen. Beide Anschlussarten weisen nahezu die gleiche Anfangssteifigkeit auf.

Tabelle 4.3 Versuchsreihe B - Versuchsergebnisse

	Versuch	Bewehrung	ρ_s [%]	$M_{pl,cal}$ [kNm]	$M_{u,test}$ [kNm]	$M_{u,test}/M_{pl,cal}$	$\Phi_{u,test}$ [mrad]	$S_{j,test}$ [kNm/rad]	Versagen
Universität Luxemburg, 2008	B-1	$\emptyset=12\text{mm}$	0,71	158,8	182,7	1,15	102,8	28829	R / B*
	B-2	$\emptyset=12\text{mm}$	0,71	158,8	169,9	1,07	111,0	28624	R / B

* R = Reißen der Bewehrung, B = Beulen des Stahlprofils

Beide Versuche versagten letztendlich infolge des Reißens der Bewehrung. Bevor die Bewehrung keine weitere Last mehr aufnehmen konnte, bekamen die Stege und die unteren Flansche der Träger erhebliche Stabilitätsprobleme, siehe Bilder 4.19 und 4.20. Durch das Beulen des Stahlprofils erreichten die beiden Anschlüsse Grenzverdrehungen von über 100 mrad. Wie im Bild 4.19 zu erkennen ist, beulte der Träger des Versuchs B-1 infolge des dickeren Fahnenbleches nicht so stark wie der Träger des Versuchs B-2. Das heißt, die seitliche Halterung durch das Fahnenblech ist beim ersten Versuch stärker als beim zweiten. Dadurch erklärt sich die höhere Momententrägfähigkeit des ersten Versuchs. Die erhöhte Momententrägfähigkeit bewirkt allerdings eine Reduzierung der Rotationskapazität. Bild 4.19 zeigt beide Seiten des gleichen Anschlusses. Das seitliche Ausweichen des Flansches ist deutlich zu erkennen. Auf dem Bild ist ebenfalls zu sehen, dass der Trägersteg unmittelbar im Bereich vor den Schrauben ausgebeult ist. Im oberen Teil des Bildes ist zusätzlich noch die ehemalige Halterung des Inklinometers auf dem Trägersteg und die Halterung des Wegaufnehmers zur Messung des Schlupfes zwischen Träger und Betongurt zu sehen.

Die beiden Aufnahmen in Bild 4.20 zeigen beide Seiten des Anschlusses aus dem Versuch B-2. Das seitliche Ausweichen des unteren Flansches ist noch wesentlich ausgeprägter als beim Versuch B-1. Infolge der reduzierten Fahnenblechdicke wurde dieses bei Versuch B-2 stärker als beim Versuch B-1 verbogen.



Bild 4.19 Fahnenblechanschluss des Versuchs B-1



Bild 4.20 Fahnenblechanschluss des Versuchs B-2

Bild 4.21 zeigt den gemessenen Schlupf zwischen Betonplatte und Stahlträger beim Versuch B-1 in Abhängigkeit des Anschlussmomentes. Der Schlupf wurde im Abstand von 40 cm zur Vorderkante des Hauptträgerflansches gemessen, siehe Bild 3.17 und 3.18. Der Wegaufnehmer W25 hat den Schlupf im linken Arm und der Wegaufnehmer W26 im rechten Arm des Versuchskörpers gemessen. Rechnerisch bestand voller Verbund zwischen Betongurt und Stahlträger. Der gemessene Schlupf wird als sehr gering eingestuft.

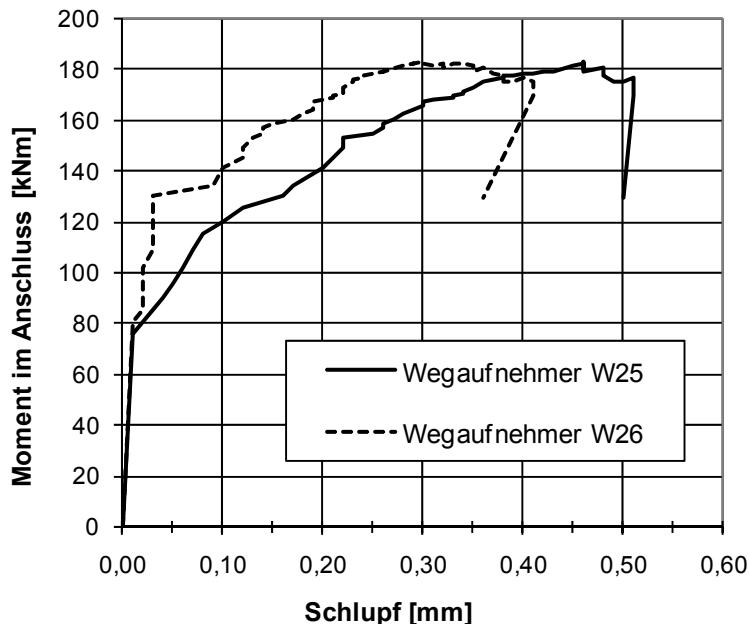


Bild 4.21 Versuch B-1 - Schlupf zwischen Betonplatte und Stahlträger
Wegaufnehmer siehe Bild 3.17 und 3.18

4.2.1 Das Momenten- Verdrehungsverhalten

Bild 4.22 zeigt das Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche B-1 und B-2. Üblicherweise werden Fahnenblechanschlüsse, wie sie hier getestet wurden, als gelenkig angenommen. Die Versuche haben allerdings gezeigt, dass die Anschlüsse immer noch über eine erhebliche Momententragsfähigkeit verfügen. Bei der hier gewählten Anschlusskonfiguration beträgt die plastische Momententragsfähigkeit des angeschlossenen Trägers im negativen Momentenbereich 295,5 kNm ($\frac{1}{4} M_{b,pl,Rd} = 73,9 \text{ kNm}$). Damit sind die Anschlüsse nach DIN EN 1993-1-8 als teiltragfähig einzustufen, siehe Bild 2.2.

Obwohl die Betongurte der beiden Versuche nur einen Bewehrungsgrad von 0,71 % aufweisen, erreichen die Anschlüsse eine beachtliche Rotation von jeweils über 100 mrad vor dem Bruch. Diese Rotationskapazität wird zum einen durch die

Dehnung der Betonplatte und zum andern durch die plastische Verformung des Fahnenblechanschlusses und des Stahlträgers erreicht.

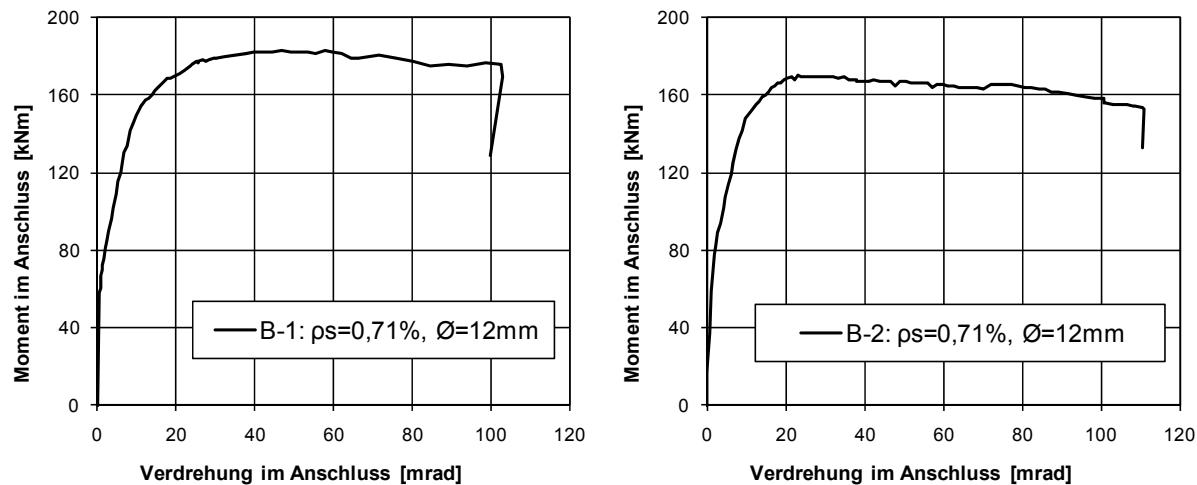


Bild 4.22 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche der Versuchsreihe B

4.2.2 Verhalten des Betongurtes

Wie bei der Versuchsreihe A wurden auch hier die Ergebnisse, welche aus dem Verhalten der Betonplatte resultieren, für jeden Versuch auf einer Seite zusammengestellt, siehe Bilder 4.24 und 4.25.

Die Abbildungen a und b in den Bildern 4.24 und 4.25 zeigen die Rissbilder der Betonplatte nach Versuchsende. Die Rissbilder der beiden Versuche unterscheiden sich kaum. Beim Versuch B-2 waren die ersten Risse schon nach der Vorlast zu erkennen. Bei Versuch B-1 traten die ersten Risse erst bei höherer Belastung auf. In beiden Versuchen entwickelten sich die ersten Risse in der Nähe des Hauptträgers. Mit grösser werdender Momentenbelastung entstanden weitere Risse in größerem Abstand zum Hauptträger. Die Risse direkt rechts und links neben dem Hauptträger erreichten die größte Rissbreite. Daraus lässt sich eine Art Abknicken des Trägers, mit Drehpunkt im Zentrum des Schraubenbildes, ableiten.

Die Abbildungen c und d zeigen die Dehnung der Betonplatte, die mit den Wegaufnehmern W01 bis W08 gemessen wurde. Es sind wiederum die Laststufen $1,0 \times M_{u,test}$, $0,9 \times M_{u,test}$ und $0,6 \times M_{u,test}$ dargestellt. Angegeben sind die über den Messbereich des Wegaufnehmers gemittelten Dehnungen. Wie bei der Versuchsreihe A ist eine sehr deutliche Zunahme der Dehnung von der Laststufe $0,9 \times M_{u,test}$ zur Laststufe $1,0 \times M_{u,test}$ zu erkennen. Dies deutet darauf hin, dass die Bewehrung fließt und die Rissbreiten sehr stark zunehmen. Das Bild 4.23 zeigt nochmals die Anordnung der Wegaufnehmer W01 bis W08 auf der Betonplatte. Die Abbildungen c und d zeigen deutlich, dass in dem Bereich in dem die Platte versagt, die Dehnung kurz vor dem Bruch stark zunimmt.

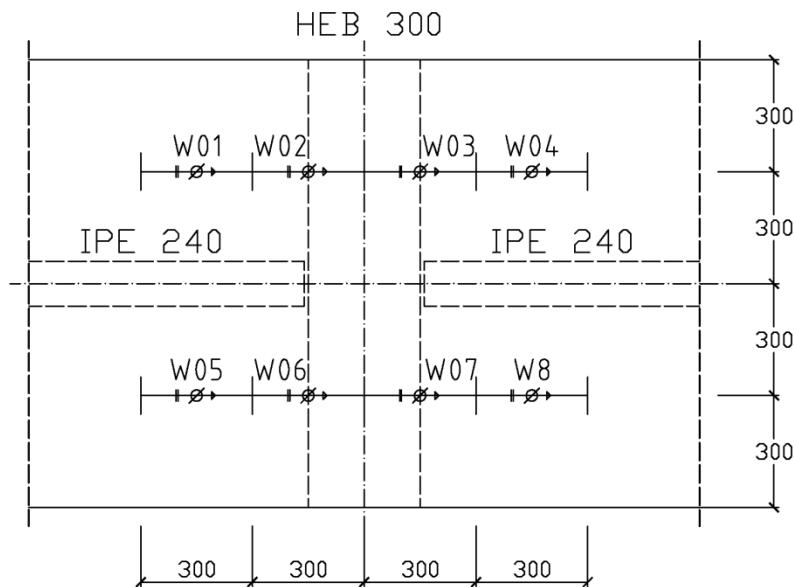
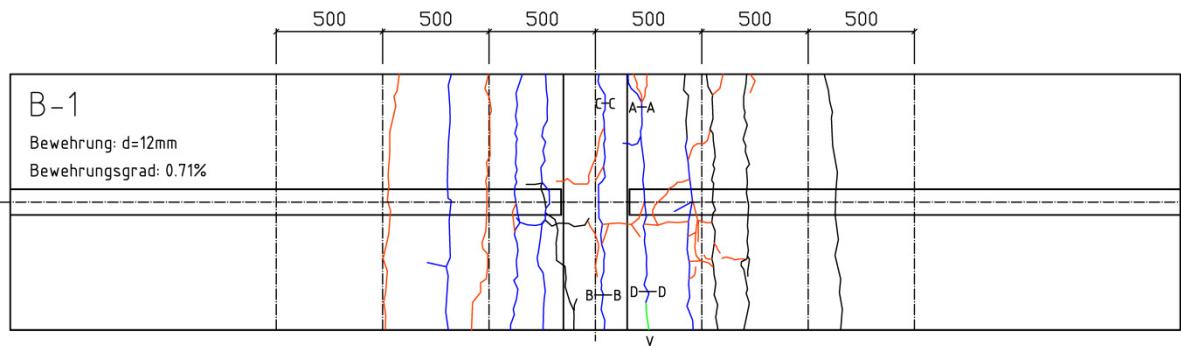
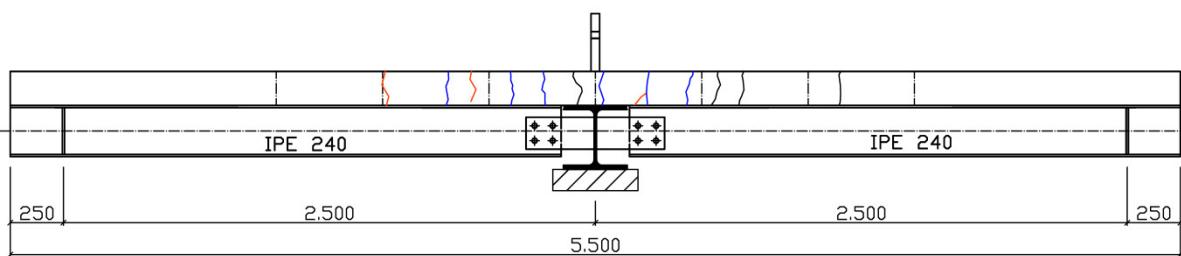


Bild 4.23 Serie B - Anordnung der Wegaufnehmer auf der Betonplatte

Die Abbildungen e auf den beiden Seiten zeigen erneut die mit der Risslupe gemessenen Rissbreiten zu den verschiedenen Laststufen. Obwohl die Betonplatten nur einen sehr geringen Bewehrungsgrad von 0,71% aufweisen, beträgt die Rissbreite auf Gebrauchslastniveau nur 0,5 mm.

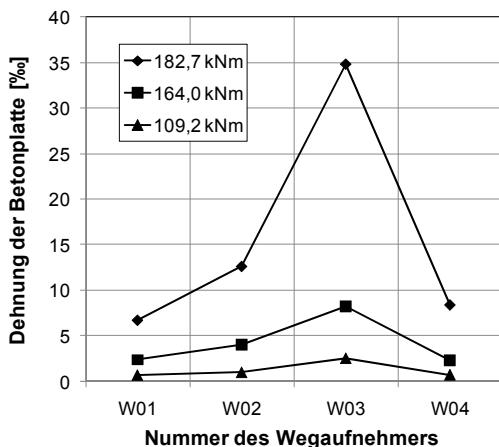


a)

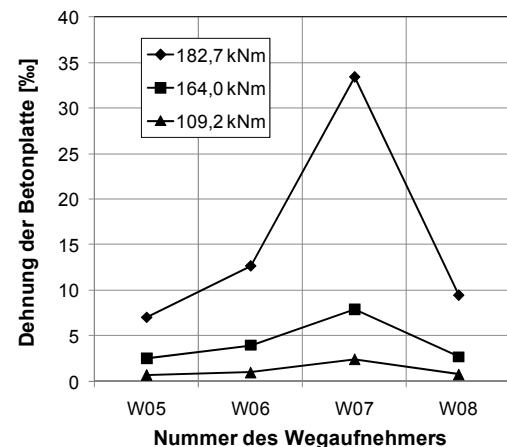


b)

Nach Vorlast bis 100 kNm bis 150 kNm bis 180 kNm



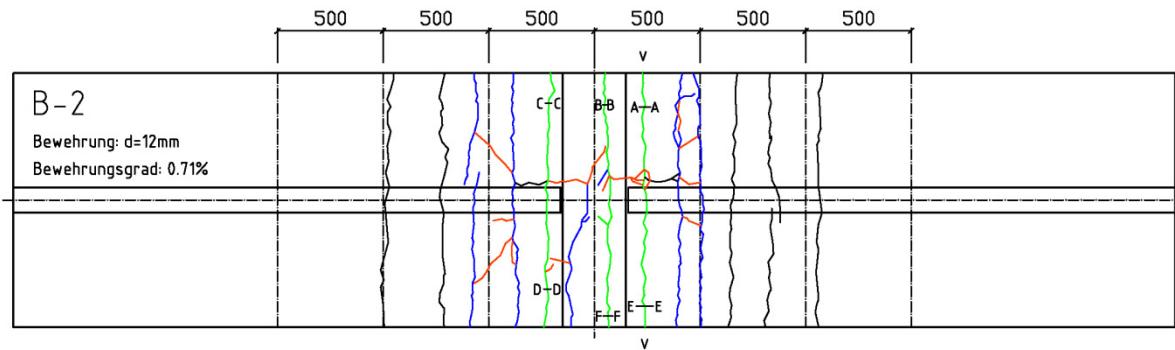
c)



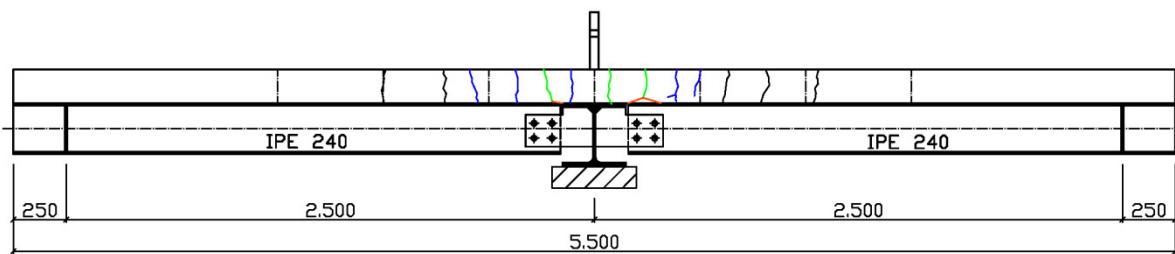
d)

M _{Anschluss} [kNm]	Rissbreite in [mm] an den Punkten			
	A	B	C	D
60,4	0,2	0,1	0,1	0
115,1	0,5	0,2	0,3	0
160,2	1,1	0,5	0,7	0
172,1	2,5	0,8	1,5	0,2

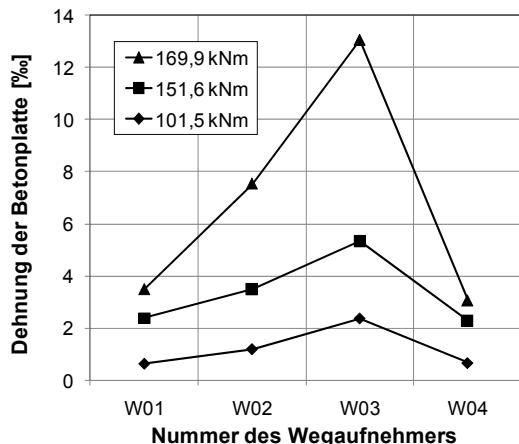
Bild 4.24 Versuch B-1 – Verhalten des Betongurtes



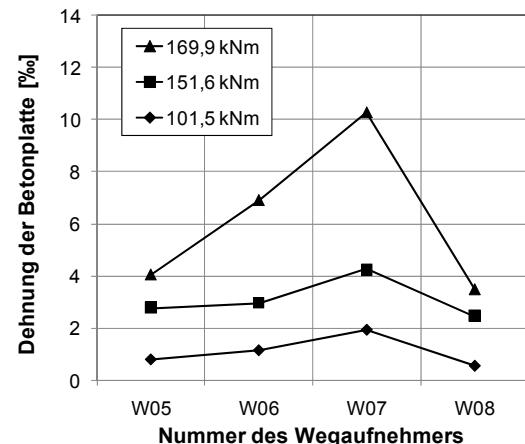
a)



b)



c)



d)

M _{Anschluss} [kNm]	Rissbreite in [mm] an den Punkten					
	A	B	C	D	E	F
60,84	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
108,28	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,5

Bild 4.25 Versuch B-2 – Verhalten des Betongurtes

4.3 Ergebnisse der Versuchsreihe C

Tabelle 4.4 zeigt die wichtigsten Ergebnisse der Versuchsreihe C. Beide Versuche unterscheiden sich nur dadurch, dass bei Versuch C-1 zwei Schrauben im Fahnenblech verwendet wurden und Versuch C-2 nur eine Schraube enthält. Beide Versuche erreichten im Versuch ihre rechnerische, plastische Momententragfähigkeit.

Tabelle 4.4 Versuchsreihe C – Versuchsergebnisse

Versuch	Bewehrung	ρ_s [%]	$M_{pl,cal}$ [kNm]	$M_{u,test}$ [kNm]	$M_{u,test}/M_{pl,cal}$	Φ_{test} [mrad]	$S_{j,test}$ [kNm/rad]
C-1	Q355 Q188	0,37	107,3	116,0	1,08	25,5	11296
C-2	Q355 Q188	0,37	93,7	107,0	1,14	41,9	6197

Der Versuch C-2 erreichte im Test eine um 64,3 % höhere Grenzverdrehung als der Versuch C-1. Dafür lag die Anfangssteifigkeit des Versuchs C-1 um 82,3 % höher als die des Versuchs C-2. Dieser Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Rotationskapazität wurde schon mehrfach beobachtet. Der sehr geringe Bewehrungsgrad im Anschlussbereich kommt dadurch zustande, dass die Anschlüsse ursprünglich als gelenkig geplant wurden. Aufgrund des sehr geringen Bewehrungsgrades versagten die Anschlüsse infolge der Zugkraft in der Bewehrung, ohne dass Verformungen an den Stahlbauteilen festgestellt wurden.



Bild 4.26 Fahnenblechanschluss des Versuchs C-1

Bild 4.26 zeigt den Anschluss des Versuchs C-1 nach dem Test. Wie schon erwähnt, sind keinerlei Verformungen am Stahlbauanschluss zu erkennen. Dafür ist die Betonplatte komplett durchgerissen. Wie schon bei der Versuchsreihe B festgestellt wurde, liegt der Hauptriss wieder unmittelbar über dem Schwerpunkt des Schraubenanschlusses. Das Bild 4.27 zeigt die Betonplatte des Anschlusses C-2

direkt nach dem Versagen. Aufgrund des sehr geringen Bewehrungsgrades waren innerhalb der Platte keinerlei Umlagerungsmöglichkeiten vorhanden. Die komplette Bewehrung versagte auf einen Schlag. Da auch der Stahlbauanschluss keine Möglichkeit zur Umlagerung von Schnittgrößen bereitstellte, ist der Versuchskörper auf einen Schlag vollständig auseinander gebrochen.



Bild 4.27 Betonplatte des Versuchs C-2 nach versagen der Betonplatte

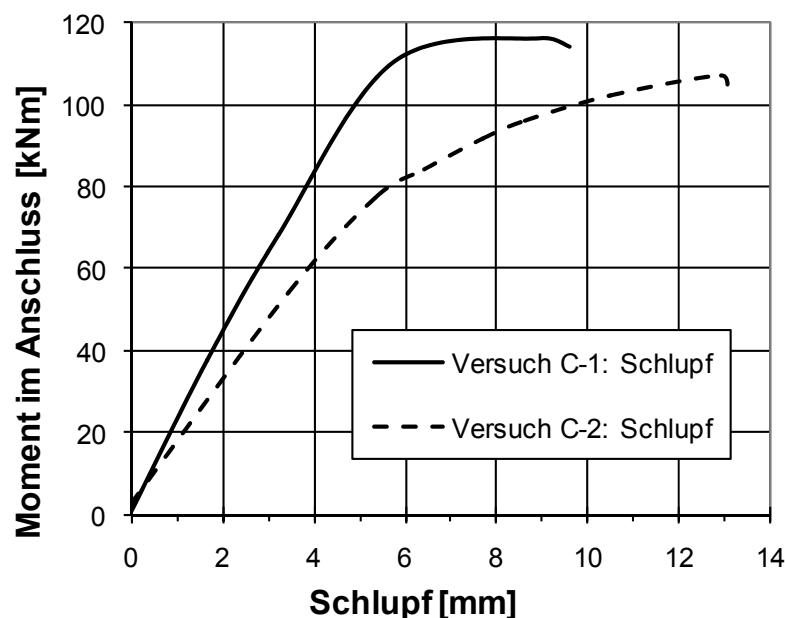


Bild 4.28 Schlupf zwischen Betonplatte und Stahlträger
bei den Versuchen C-1 und C-2

Bild 4.28 zeigt den gemessenen Schlupf zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger der Versuche C-1 und C-2. Wie auch bei Versuchsreihe B wurde der Schlupf im Abstand von 40 cm zur Vorderkante des Hauptträgers (HEB 400) gemessen, siehe Bild 3.17 und 3.18. Es wird jeweils nur der Schlupf angezeigt, der an dem Arm gemessen wurde, der später auch versagte. Es fällt auf, dass der gemessene Schlupf um ein Vielfaches höher ist, als bei Versuchsreihe B, siehe Bild 4.21.

4.3.1 Das Momenten- Verdrehungsverhalten

Das Momenten-Verdrehungsverhalten der beiden Versuche C-1 und C-2 wird im Bild 4.29 dargestellt. Aufgrund des sehr geringen Bewehrungsgrades und des relativ steifen Stahlanschlusses resultiert die Verdrehung hauptsächlich aus der Dehnung der Betonplatte. Dies erklärt die relativ geringe Endverdrehung im Vergleich zu den Versuchen aus der Versuchsreihe B. Beim Versuch C-2 ist der Stahlbauanschluss weicher als bei Versuch C-1. Daraus ergibt sich die höhere Endverdrehung.

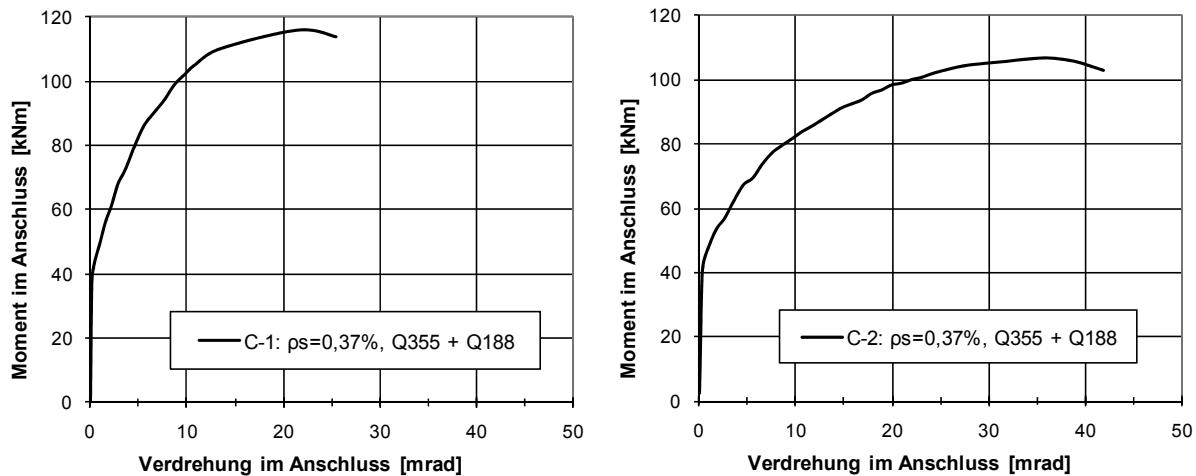


Bild 4.29 Momenten-Verdrehungsverhalten der Versuche aus Versuchsreihe C

Die plastische Momententrägfähigkeit des angeschlossenen Verbundträgers beträgt bei diesen Versuchen 382,4 kNm ($\frac{1}{4} M_{b,pl,Rd} = 95,6$ kNm). Nach DIN EN 1993-1-8 können die Versuche gerade noch als teiltragfähig angeschlossen werden, siehe Bild 2.2.

4.3.2 Verhalten des Betongurtes

Wie schon bei den vorherigen Versuchsreihen, werden auch hier die gewonnenen Versuchsergebnisse auf einer Seite zusammengefasst, siehe Bilder 4.31 und 4.32.

Bei Betrachtung der Rissbilder der beiden Versuche fällt auf, dass nur wenige Risse entstanden sind. Im Gegensatz zu den vorherigen Versuchen konzentrieren sich die Risse sehr stark auf den Bereich des Anschlusses. Dieses Verhalten ist auf den sehr geringen Bewehrungsgrad zurückzuführen. Bei beiden Versuchen hat sich für jeden Anschluss nahezu nur ein Hauptriss gebildet. Dieser Riss befindet sich, wie auch schon bei anderen Versuchen beobachtet, in der Achse des Schraubenbildes. Bei diesen Versuchen wurden kurz vor Versagen, Rissbreiten von bis zu 5 mm gemessen. Selbst auf Gebrauchslastniveau betrugen die Rissbreiten schon bis zu 1 mm. Obwohl die gemessenen Rissbreiten sehr groß waren, wurde für die Dehnung der Betonplatte beim Versuch C-1 nur ein Wert von knapp über 12% gemessen. Beim Versuch C-2 wurde ein maximaler Wert von knapp unter 20% erreicht. Im Vergleich zu anderen Versuchen sind diese Werte sehr gering. Dies liegt wiederum an dem sehr geringen Bewehrungsgrad. Ein weiterer Grund dafür ist die verwendete Mattenbewehrung. Dies deutet darauf hin, dass die gesamte Dehnung der Betonplatte nahezu vollständig aus der Öffnung eines Risses entstanden ist.

Das Bild 4.30 zeigt die Anordnung der Wegaufnehmer auf der Betonplatte.

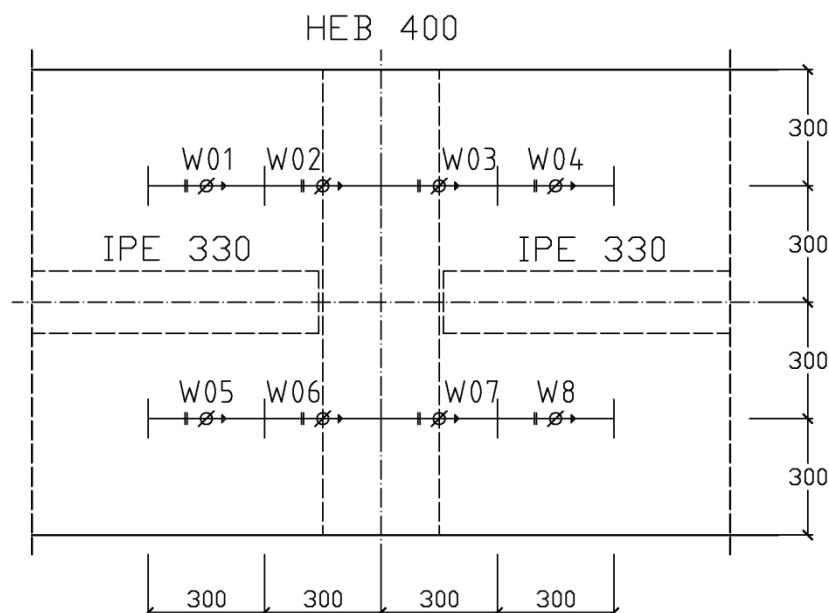


Bild 4.30 Serie C - Anordnung der Wegaufnehmer auf der Betonplatte

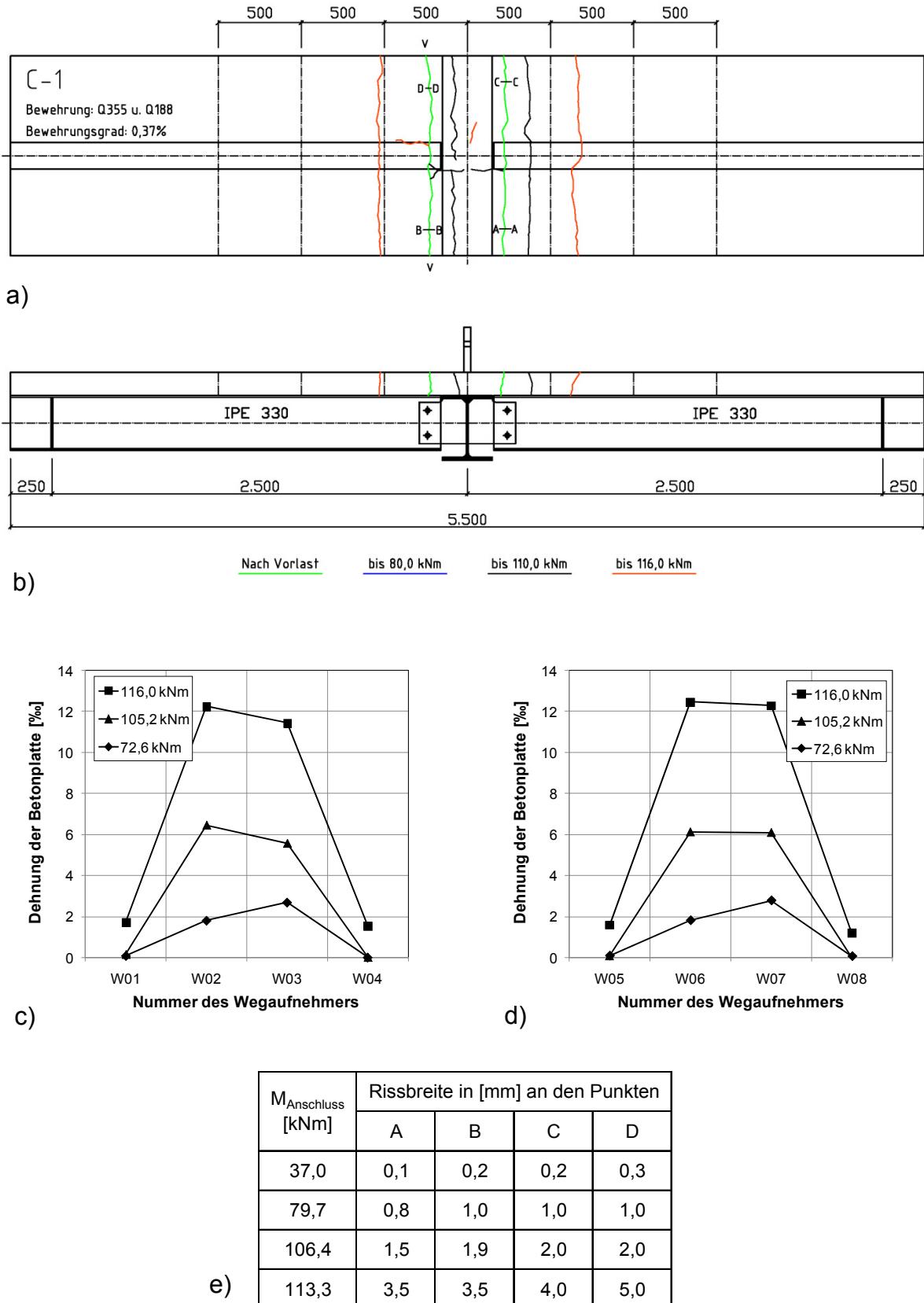


Bild 4.31 Versuch C-1 – Verhalten des Betongurtes

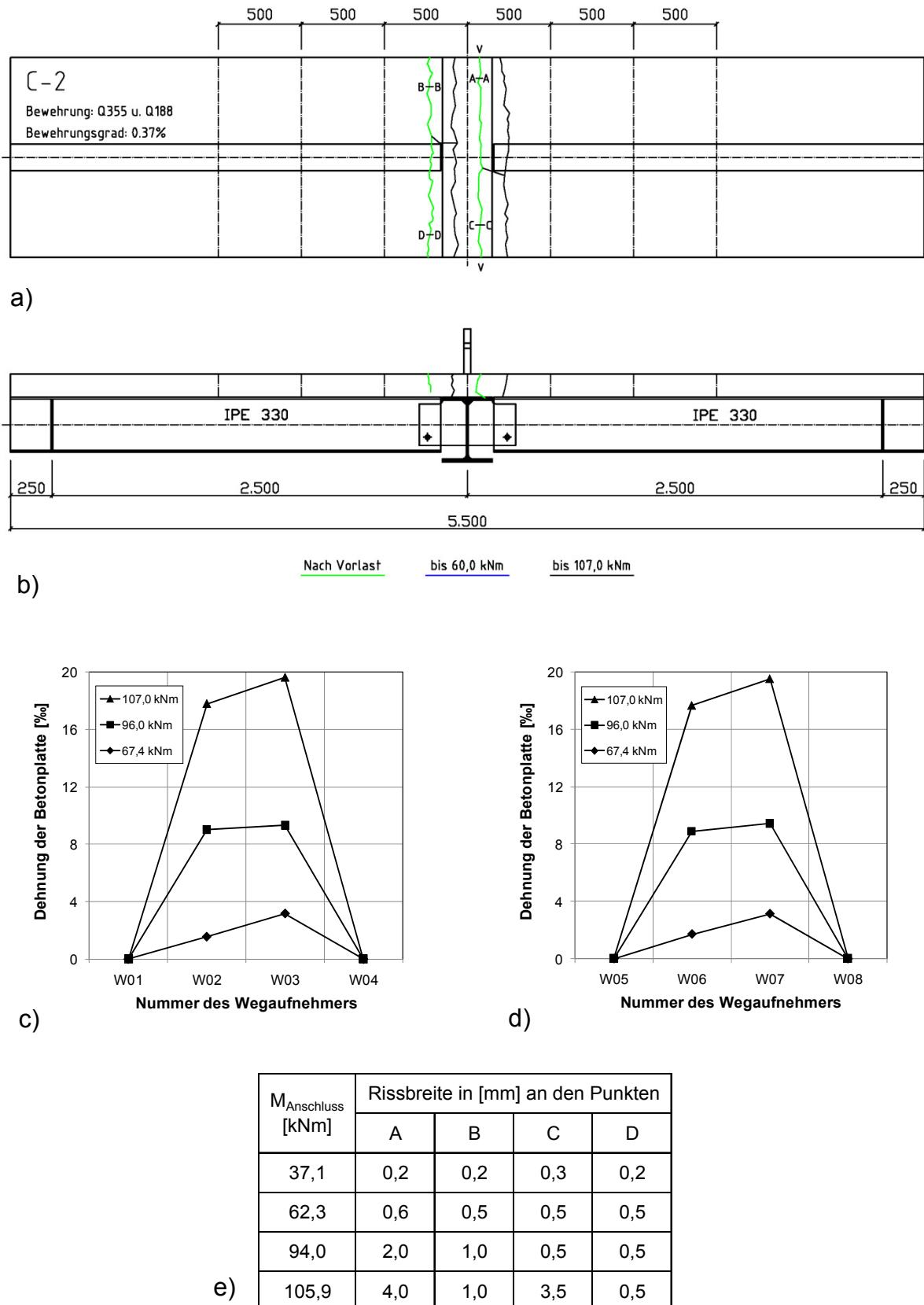


Bild 4.32 Versuch C-2 – Verhalten des Betongurtes

5. Ermittlung der vorhandenen Anschlusseigenschaften

Um Anschlüsse in der statischen Berechnung handhaben zu können und um den Rechenaufwand auf ein praktikables Maß zu reduzieren, werden sie meist als Federn idealisiert. Dabei wird von verschiedenen Idealisierungsstufen ausgegangen. In [Cos-1999] werden die im Bild 5.1 gezeigten Varianten aufgelistet.

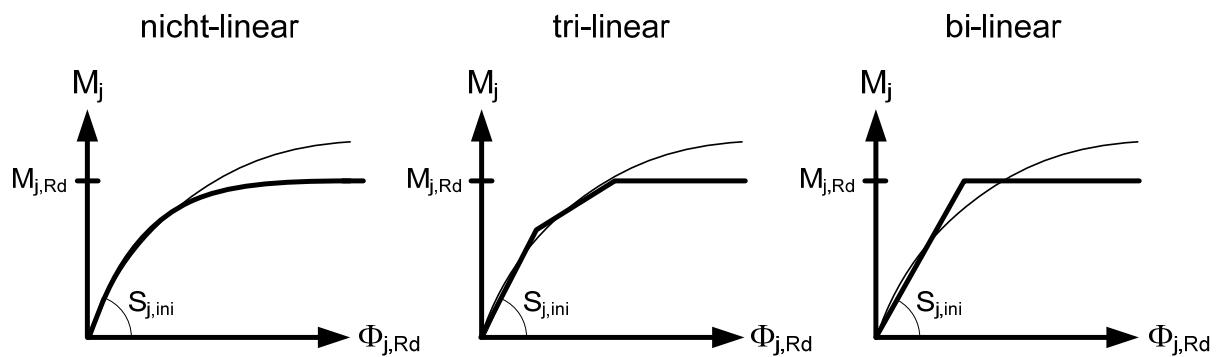


Bild 5.1 Mögliche Anschluss Idealisierungen [Cos-1999]

Die nicht-lineare Federbeziehung stellt die genaueste Möglichkeit dar das Anschlussverhalten zu beschreiben. Die Bestimmung dieser Federkurve ist vergleichsweise mit dem größten Aufwand verbunden. Alle weiteren Idealisierungen sind Vereinfachungen dieser Kurve. Ziel ist es, mit einer vereinfachten Momenten-Verdrehungskurve das Anschlussverhalten in einer baupraktisch ausreichenden Genauigkeit abzubilden. Für das in Kapitel 7 vorgestellte Berechnungsmodell wird eine bi-lineare Anschlussfeder herangezogen. Dieses Federmodell lässt sich durch folgende Parameter beschreiben:

1. Die Momententrägfähigkeit $M_{j,Rd}$
2. Die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$
3. Die Rotationskapazität $\Phi_{j,Rd}$

5.1 Die Momententrägfähigkeit

Um die Momententrägfähigkeit der Anschlüsse zu bestimmen, wurden diese, in Übereinstimmung mit DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] und DIN EN 1993-1-8 [EC3-2005b], in ihre Grundkomponenten zerlegt. Einige Grundkomponenten sind in Tabelle 2.1 dargestellt. Die rechnerische Momententrägfähigkeit der untersuchten Anschlüsse ergibt sich aus den aufnehmbaren Kräften der Anschlusskomponenten, der inneren Hebelarme und der Komponentenduktilitäten. Für alle untersuchten Anschlüsse wurde die rechnerische plastische Momententrägfähigkeit $M_{pl,cal}$ bestimmt. Es hat sich allerdings herausgestellt, dass nicht alle untersuchten

Anschlüsse ihre rechnerische plastische Momententrägfähigkeit im Versuch erreicht haben. Dies liegt daran, dass mindestens eine Komponente versagte, bevor alle anderen Komponenten des Anschlusses ihre volle Tragkraft entwickeln konnten. Folgende Komponenten haben sich als zu wenig duktil erwiesen:

1. Mattenbewehrung

Die eigenen Versuche haben gezeigt, dass bei zweilagiger Mattenbewehrung die obere Lage der Bewehrung versagen kann, bevor die untere Lage ihre volle Tragkraft aufgebaut hat.

2. Stützensteg auf Druck

Bei nicht ausgesteifte Stützenstege besteht die Gefahr, dass sie versagen, bevor sich im Trägeruntergurt die maximale Tragkraft entwickelt hat, siehe DIN EN 1993-1-1 [EC3-2005b] Abschnitt 6.2.6.2.

3. Fahnenblechanschlüsse ohne Kraftschluss zwischen unterem Trägerflansch und Stützenflansch

Fahnenblechanschlüsse die bei Belastungsbeginn keine kraftschlüssige Verbindung zwischen Trägeruntergurt und Stütze aufweisen, neigen dazu, zu versagen bevor sie die plastische Tragfähigkeit erreicht haben. Die Duktilität ist unter Umständen nicht ausreichend um den Spalt zu schließen und die gesamte plastische Kraft in allen Komponenten zu aktivieren.

Für alle Anschlüsse, die die rechnerische plastische Momententrägfähigkeit im Versuch nicht erreichten, wurde zusätzlich die rechnerische elastische Momententrägfähigkeit $M_{el,cal}$ bestimmt. Alle untersuchten Anschlüsse erreichten im Versuch mindestens ihre rechnerische elastische Momententrägfähigkeit.

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der plastischen Momententrägfähigkeit:

Zur Bestimmung der rechnerischen plastischen Momententrägfähigkeit wird für alle Komponenten eines Anschlusses, in Übereinstimmung mit DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] und DIN EN 1993-1-8 [EC3-2005b], die rechnerische Maximalkraft angesetzt. Für die Ermittlung der maximalen Komponentenkraft wird, zur Nachrechnung von Versuchsergebnissen, die tatsächliche Streckgrenze aus Materialversuchen zugrunde gelegt. Für Berechnungen innerhalb des Berechnungsmodells wird die normierte Streckgrenze der Materialien verwendet. Entsprechend ihrer Lage im Anschluss werden die Komponenten entweder durch eine Zug- oder Druckkraft beansprucht. Die plastische Nulllinie im Anschluss lässt sich dadurch ermittel, dass inneres Kräftegleichgewicht im Anschluss gegeben sein muss. Im Bild 5.2 ist beispielhaft ein Kopfplattenanschluss mit drei maßgebenden inneren Kräften gegeben. Die Kraft F_1 resultiert aus der maximal aufnehmbaren Zugkraft der Bewehrung. Die Kraft F_2 ergibt sich aus der kleinsten Kraft der Komponenten „Schraube auf Zug“, „Kopfplatte auf Biegung“ oder „Stützenflansch auf Biegung“. Die

maßgebende Druckkraft F_3 wird durch die kleinere Kraft der beiden Komponenten „Trägerflansch auf Druck“ oder „Stützensteg auf Druck“ bestimmt.

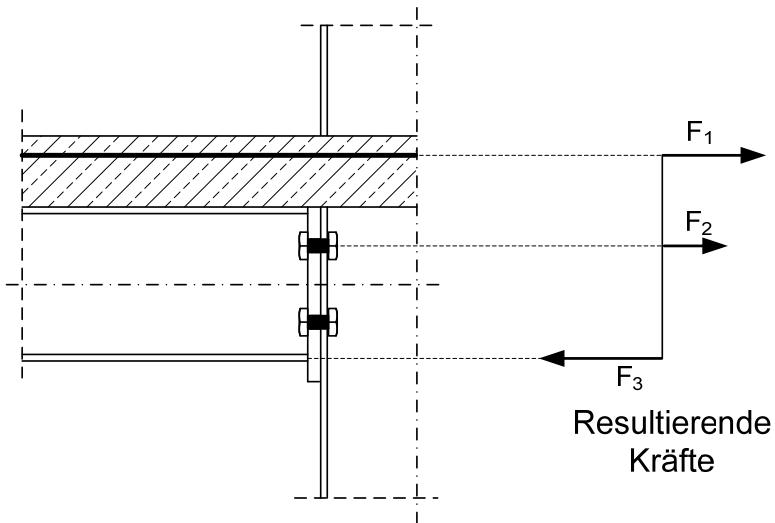


Bild 5.2 Ermittlung der plastischen Momententrägfähigkeit

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der elastischen Momententrägfähigkeit:

Bei der Ermittlung der elastischen Momententrägfähigkeit müssen zwei Fälle unterschieden werden:

- Die Druckkomponente ist stärker als die Zugkomponente.
- Die Zugkomponente ist stärker als die Druckkomponente.

Für die maßgebende Komponente wird die Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze angesetzt und konstant gehalten. Unter der Annahme, dass die Dehnung im Anschluss linear verläuft, wird die Dehnungsebene im Anschluss solange variiert, bis inneres Gleichgewicht der Komponentenkräfte vorhanden ist. Dabei wird nur für die maßgebende Komponente die maximal aufnehmbare Kraft, die sich aus der Streckgrenze ergibt, angesetzt. Für alle anderen Komponenten ergibt sich die aktuell vorhandene Kraft aus dem Dehnungszustand im Anschluss. Im Allgemeinen sind diese Kräfte kleiner als die maximal aufnehmbaren Kräfte der einzelnen Komponenten.

Im Bild 5.3 wird angenommen, dass die Bewehrung zuerst versagt. Die Dehnung in der Bewehrung wird konstant gehalten. Die Dehnung im Bereich des unteren Trägerflansches wird solange variiert bis inneres Kräftegleichgewicht vorhanden ist. Wobei für die Kräfte F_2 und F_3 jeweils die angenommene Dehnung zugrunde gelegt wird. Wird in der Komponente 3 (untere Druckbereich) eine Spannung erreicht, die grösser als die Streckgrenze ist, muss die Berechnung neu gestartet werden. Dabei wird dann die Druckkomponente als maßgebend angesetzt.

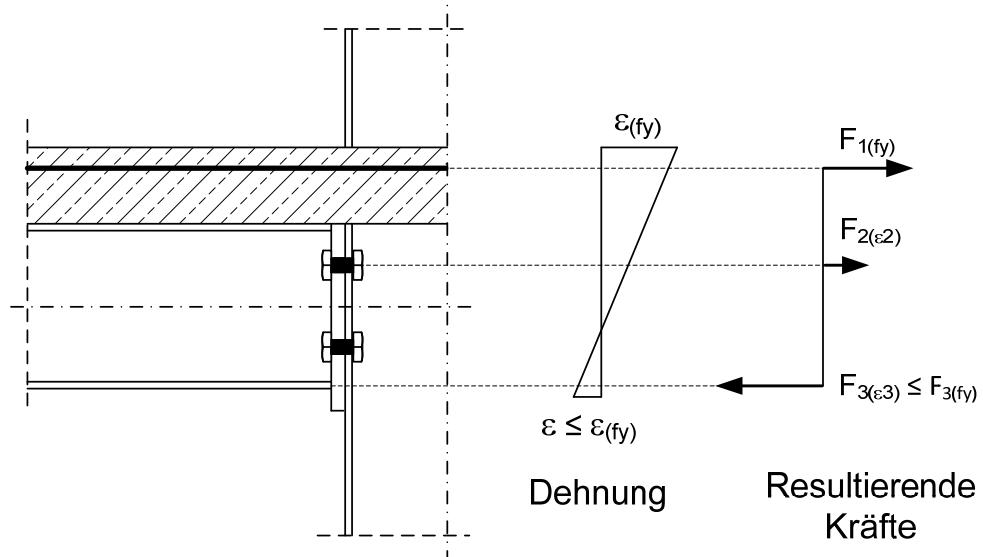


Bild 5.3 Anschluss mit elastischer Spannungsverteilung

Bild 5.4 stellt die im Test erreichte Momententrägfähigkeit $M_{u,test}$ der rechnerische plastischen Momententrägfähigkeit $M_{pl,cal}$ aller 74 untersuchten Anschlüsse (siehe Anhang A) gegenüber. Die meisten Anschlüsse erreichen im Test ihre rechnerische plastische Momententrägfähigkeit.

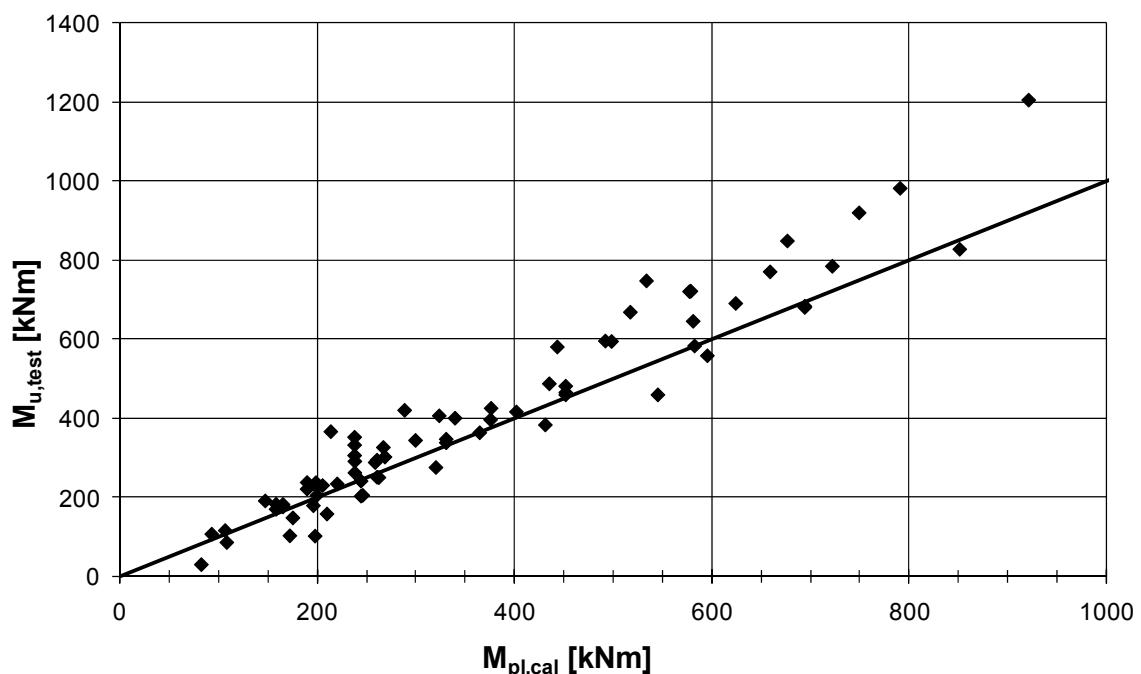


Bild 5.4 Gegenüberstellung von $M_{u,test}$ zu $M_{pl,cal}$ aller Versuche

Bild 5.5 zeigt das Verhältnis zwischen $M_{u,test}$ und $M_{pl,cal}$ der Fahnenblechanschlüsse. Vier Anschlüsse haben im Versuch die rechnerisch ermittelte plastische Momententrägfähigkeit nicht erreicht.

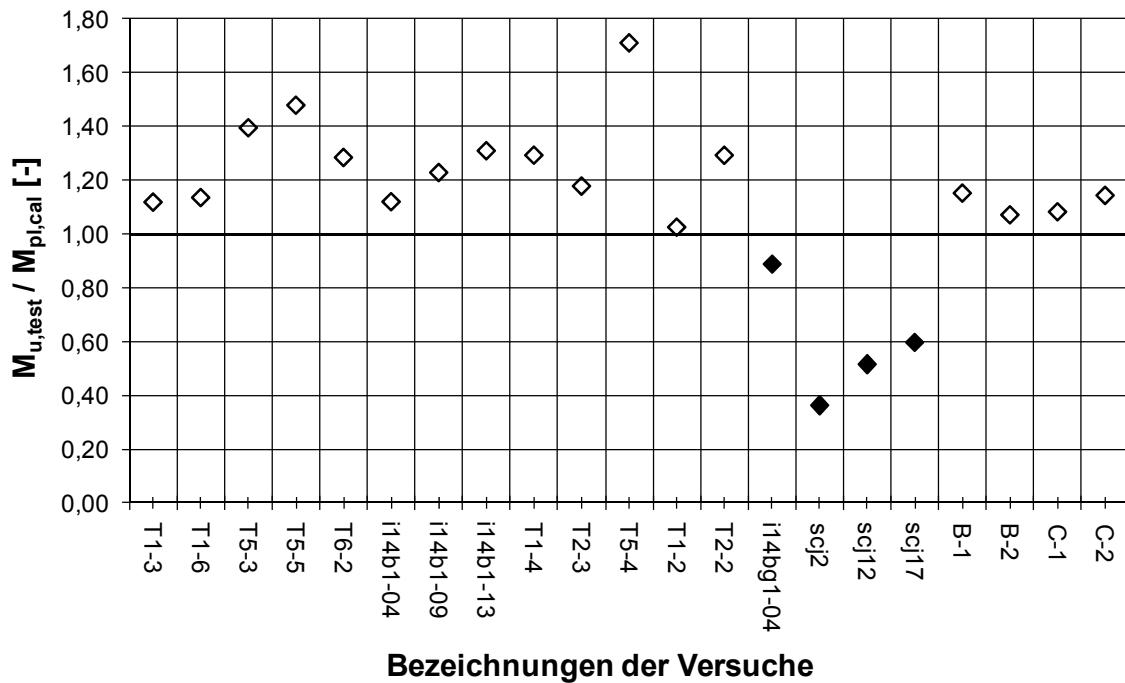


Bild 5.5 Verhältnis von $M_{u,test}$ zu $M_{pl,cal}$ bei den Fahnenblechanschlüsse
(Versuche siehe Anhang A)

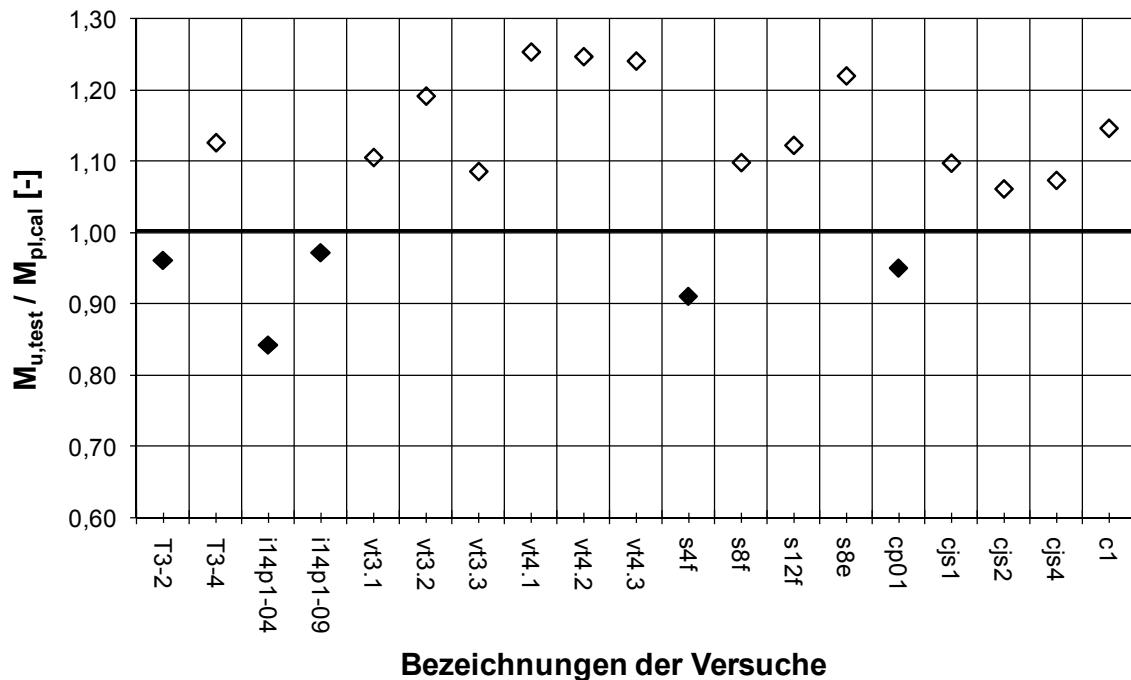


Bild 5.6a Verhältnis von $M_{u,test}$ zu $M_{pl,cal}$ bei den Stirnplattenanschlüsse
(Versuche siehe Anhang A)

Die Bilder 5.6a und 5.6b zeigen das Verhältnis von $M_{u,test}$ zu $M_{pl,cal}$ für die Stirnplattenanschlüsse. 10 Versuche erreichen ihre rechnerische plastische Momententrägfähigkeit nicht. Bild 5.7 zeigt das Verhältnis von $M_{u,test} / M_{pl,cal}$ der

Knaggenanschlüsse. Nur 2 Anschlüsse erreichen nicht die plastische Momententrägfähigkeit. Insgesamt erreichen 16 der 74 untersuchten Anschlüsse ihre rechnerische plastische Momententrägfähigkeit nicht.

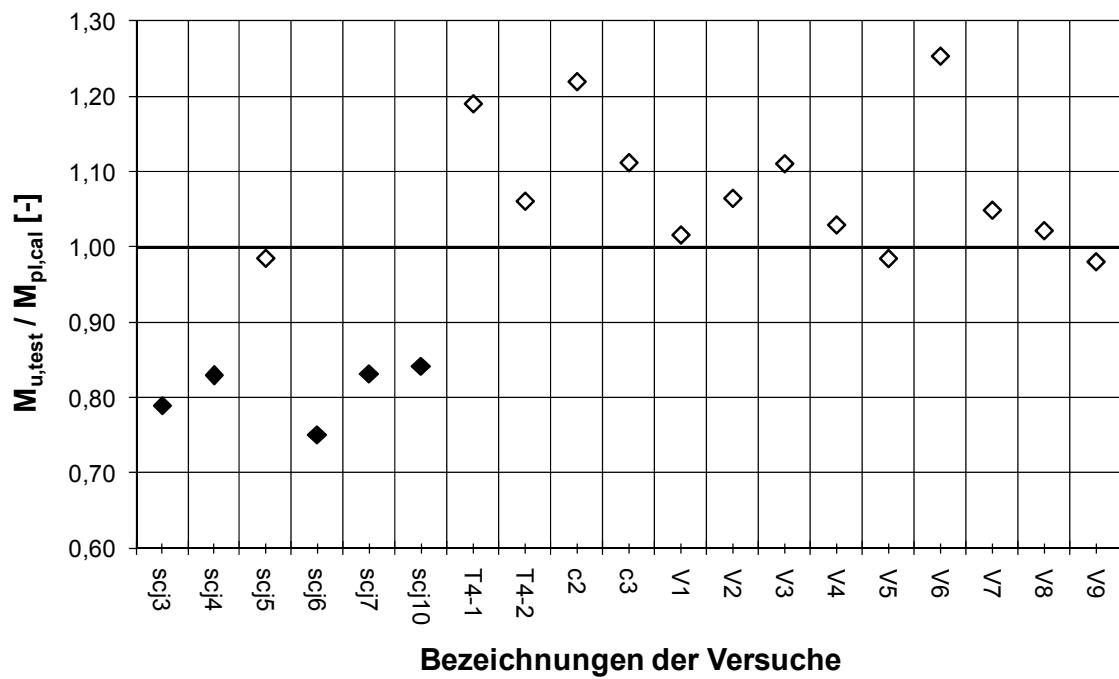


Bild 5.6b Verhältnis von $M_{u,test}$ zu $M_{pl,cal}$ bei den Stirnplattenanschlüsse
(Versuche siehe Anhang A)

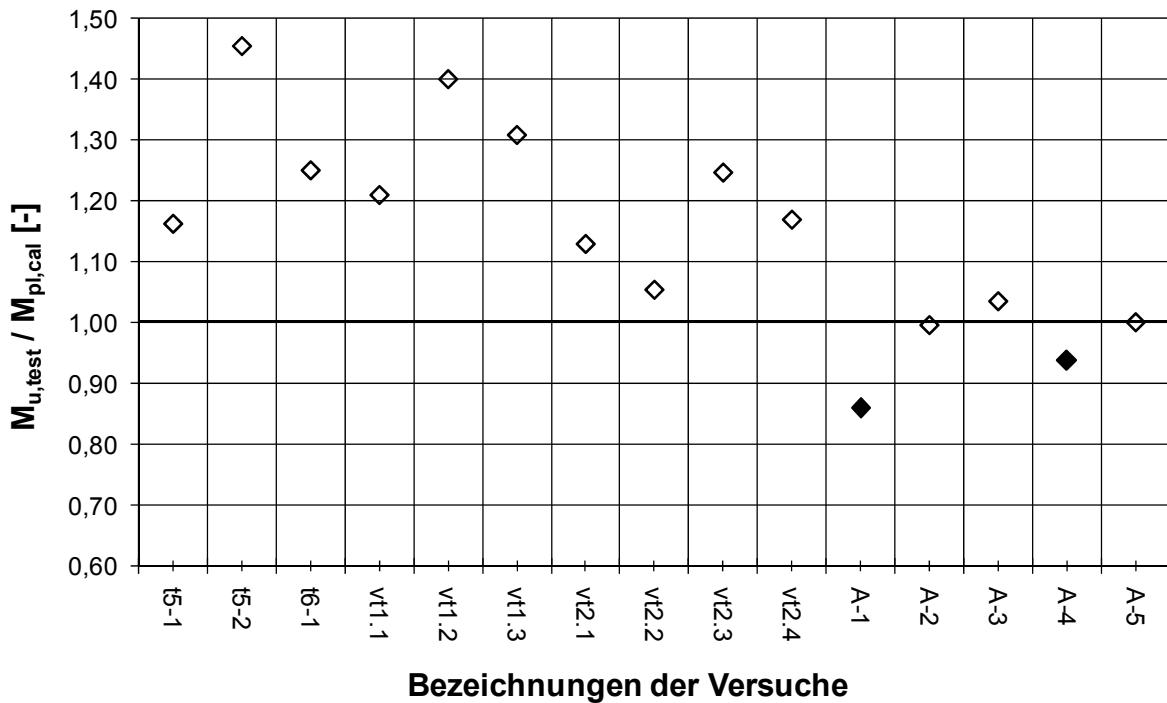


Bild 5.7 Verhältnis von $M_{u,test}$ zu $M_{pl,cal}$ bei den Knaggenanschlüsse
(Versuche siehe Anhang A)

Tabelle 5.1 zeigt die 16 Versuche, die ihre rechnerische plastische Momententrägfähigkeit im Versuch nicht erreichten. Diese Anschlüsse weisen einen der folgenden Konstruktionsnachteile auf.

- Betonplatte mit Mattenbewehrung
- Fahnenblechanschluss ohne Druckstück
- Sehr geringer Bewehrungsgrad
- Stützensteg versagt auf Druck

Für diese Anschlüsse wird untersucht, ob sie im Versuch die rechnerische, elastische Momententrägfähigkeit $M_{el,cal}$ erreicht haben. Bild 5.8 gibt das Verhältnis zwischen $M_{u,test} / M_{el,cal}$ an. Alle Versuche erreichten mindestens die rechnerische, elastische Momententrägfähigkeit.

Tabelle 5.1 Versuche, die die plastische Momententrägfähigkeit nicht erreichen

Nr.	Versuch	Betongurt	Bewehrung		Anschluss	
		Typ	n Ø [mm]	ρ_s [%]	Typ	Versagen
7	T3-2	Holorib 51	12 Ø 10	0,88	Stirnplatte	Stützensteg
19	I14BG1-04	Massivplatte	22 Ø 8	0,4	Fahnenblech (ohne Druckstück)	Bewehrungen
22	I14P1-04	Massivplatte	22 Ø 8	0,4	Stirnplatte	Bewehrung, Stützensteg
23	I14P1-09	Massivplatte	22 Ø 12	0,9	Stirnplatte	Stützensteg
37	S4F	PMF CF46	4 Ø 12 + A142	0,73	Stirnplatte	Bewehrung
41	CP01	Massivplatte	4 Ø 12 + K188	0,52	Stirnplatte	Bewehrung
48	SCJ2	PMF CF46	A142	0,16	Fahnenblech (ohne Druckstück)	Bewehrung
49	SCJ3	PMF CF46	A142	0,16	Stirnplatte	Bewehrung
50	SCJ4	PMF CF46	10 Ø 12	1,27	Stirnplatte	Stützensteg
52	SCJ6	PMF CF46	8 Ø 12 + A142	1,18	Stirnplatte	Stützensteg
53	SCJ7	PMF CF46	10 Ø 12 + A142	1,43	Stirnplatte	Stützensteg, Dübel
54	SCJ10	PMF CF46	2 Ø 12, 6 Ø 10 + A142	0,95	halbe Stirnplatte (unten)	Stützensteg
55	SCJ12	PMF CF46	8 Ø 10 + A142	0,87	Fahnenblech (ohne Druckstück)	Verformung Fahnenblech,
56	SCJ17	PMF CF46	6 Ø 10 + A142	0,69	Fahnenblech (ohne Druckstück)	Verformung Fahnenblech,
66	A-1	Massivplatte	R513 - 8 Ø 7d	0,64	Knaggenauflager	Bewehrung
69	A-4	Massivplatte	Q513 - 8 Ø 7d + 4 Ø 12	1,11	Knaggenauflager	Bewehrung

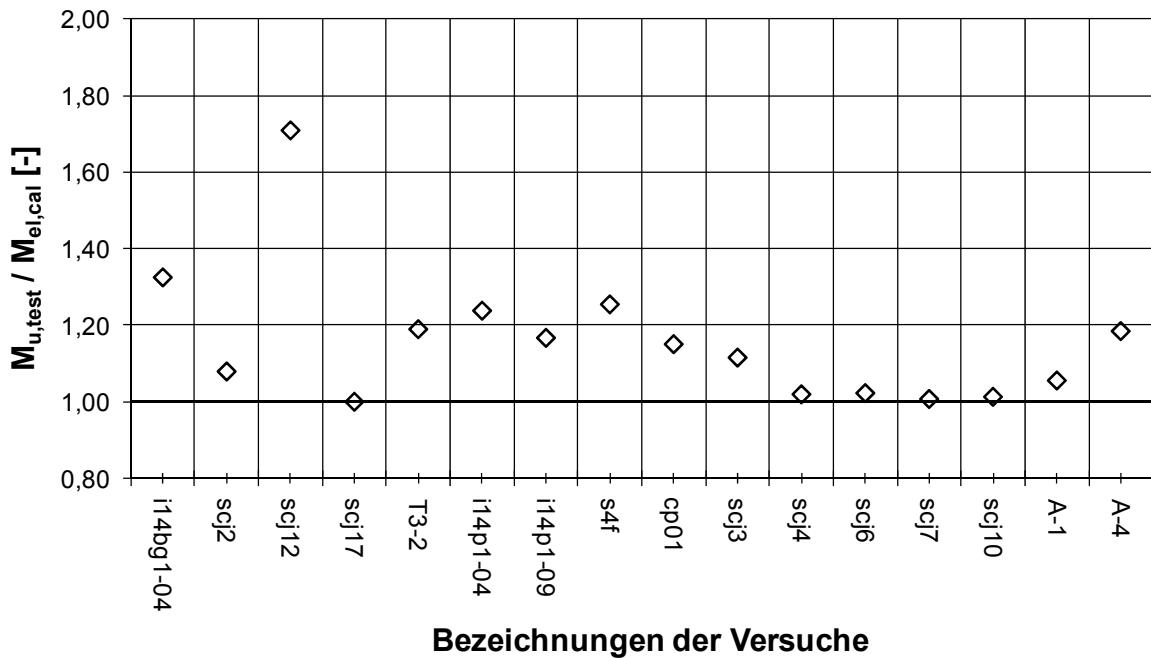


Bild 5.8 Verhältnis von $M_{u,test}$ zu $M_{el,cal}$ für die Anschlüsse, die $M_{pl,cal}$ nicht erreichten

5.2 Die Anfangssteifigkeit

Die Ermittlung der Anfangssteifigkeit erfolgt in Übereinstimmung mit dem in [Ode-2000] vorgestellten Verfahren. Nach Odenbreit ergibt sich die Anfangssteifigkeit eines Anschlusses aus der im Versuch aufgenommenen Momenten-Verdrehungskurve nach Bild 5.9 und Gleichung (5.3):

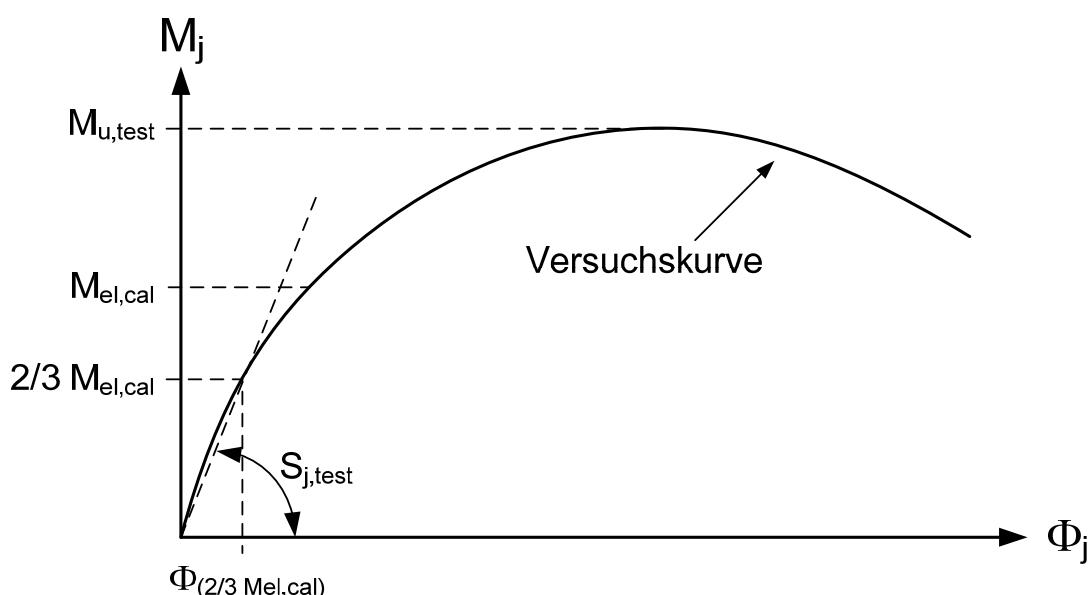


Bild 5.9 Anfangssteifigkeit S_j aus Versuchen

$$S_j = \frac{2/3 M_{el,cal}}{\Phi^{(2/3 M_{el,cal})}} \quad (5.3)$$

mit:

$M_{el,cal}$ rechnerische, elastische Momententrägfähigkeit des Anschlusses mit den Materialwerten aus dem Versuch (siehe Abschnitt 5.1)

$\Phi^{(2/3 M_{el,cal})}$ Verdrehung im Anschluss bei $2/3 M_{el,cal}$ (aus Versuch)

Um die Anfangssteifigkeiten von unterschiedlichen Verbundanschlüssen miteinander vergleichen zu können, führte Odenbreit die Bezugssteifigkeit ein:

$$s_{j,bez} = \frac{S_j}{S_2} \quad (5.4)$$

mit:

S_j Anschlusssteifigkeit aus Versuchen (Formel (5.3))

S_2 Bezugssteifigkeit nach [Ode-2000]

Dabei wird die Anfangssteifigkeit des Verbundanschlusses aus dem Versuch auf die Biegesteifigkeit des Verbundträgers im negativen Momentenbereich bezogen. Die Bezugssteifigkeit S_2 ergibt sich aus:

$$S_2 = \frac{EI_2}{L_j} \quad (5.5)$$

mit:

L_j rechnerische Bezugslänge des Verbundanschlusses nach [Ode-2000], siehe Bild 5.10

Die Bezugssteifigkeit ist die Drehfedersteifigkeit die ein Anschluss haben müsste, um im Abstand L_j vom Auflagerpunkt die gleiche Verdrehung, wie der starr eingespannte Vergleichsträger zu haben, siehe Bild 5.11.

Die rechnerische Bezugslänge eines Verbundanschlusses ergibt sich aus der halben Stützenbreite und der halben Trägerhöhe, siehe Bild 5.10. Bei den selbst durchgeführten Versuchen (Bild 3.5) wurden an dieser Stelle Inklinometer zur Messung der Anschlussverdrehung angebracht.

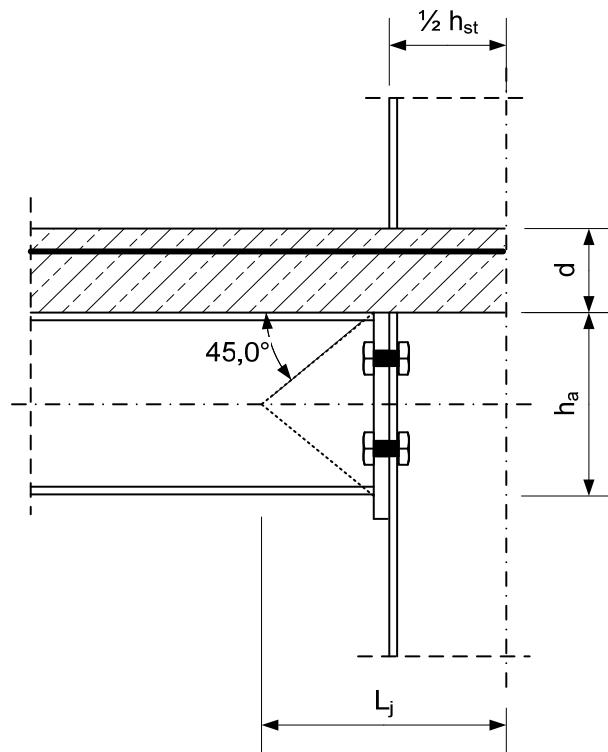


Bild 5.10 Rechnerische Bezugslänge L_j des Verbundanschlusses

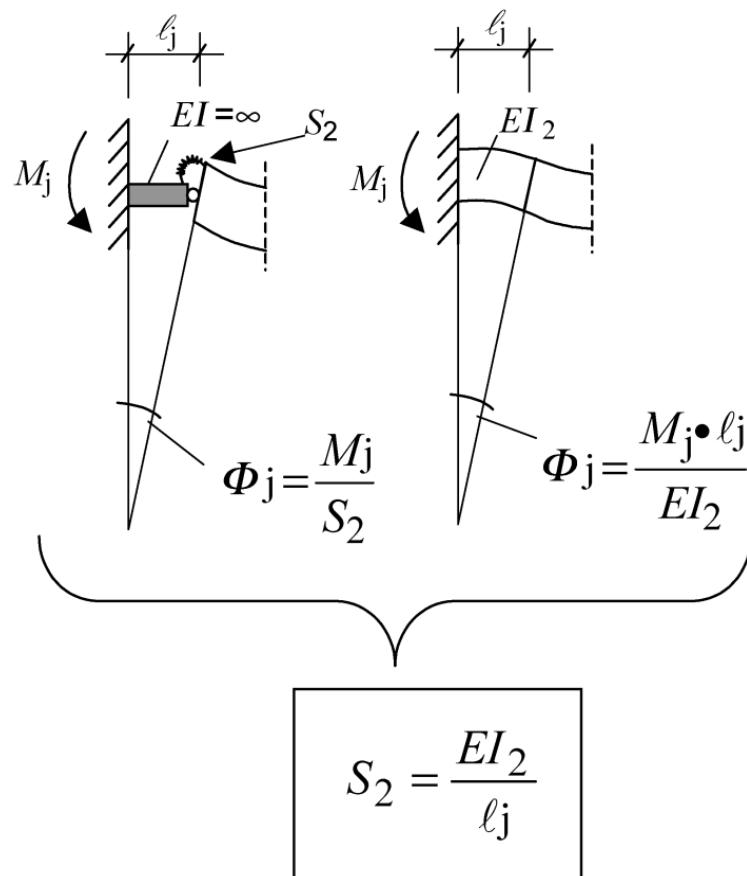


Bild 5.11 Bezugssteifigkeit S_2 nach [Ode-2000]

In [Ode-2000] wurden die Verbundanschlüsse zu Gruppen zusammengefasst und für jede Gruppe eine mittlere Bezugssteifigkeit bestimmt. Mit dieser mittleren Bezugssteifigkeit kann die Anfangssteifigkeit jedes Verbundanschlusses in ausreichender Genauigkeit nach Gleichung (5.6) bestimmt werden.

$$S_j = \frac{EI_2}{\frac{1}{S_{j,bez}} \cdot L_j} \quad (5.6)$$

mit:

$S_{j,bez}$ bezogene Steifigkeit des Verbundanschlusses nach [Ode-2000]

L_j rechnerische Bezugslänge des Verbundanschlusses nach [Ode-2000]

EI_2 Biegesteifigkeit des Verbundträgers mit Berücksichtigung der Rissbildung im Bereich des negativen Biegemomentes

Zur Bestimmung der Bezugssteifigkeit wurden in [Ode-2000] 56 Versuche an Verbundanschlüssen hinsichtlich der zuvor beschriebenen Gleichungen ausgewertet und untersucht. Die Auswertung der Versuche wurde nochmals durchgeführt, unter Berücksichtigung zusätzlicher neuerer Versuche an Verbundanschlüssen. Die Liste der untersuchten Anschlüsse umfasst somit zum aktuellen Stand 74 Versuche, siehe Anhang A.

Die Anschlüsse wurden in 4 Kategorien eingeteilt:

- Fahnenblechanschlüsse mit kraftschlüssigem Kontakt zwischen Trägerflansch und Stützenflansch
- Fahnenblechanschlüsse mit einem Spalt zwischen Trägerflansch und Stützenflansch (im weiteren gelenkige Fahnenblechanschlüsse genannt)
- Stirnplattenanschlüsse
- Anschlüsse mit Kraggenauflager

Die folgenden Bilder zeigen die statistische Auswertung der 74 untersuchten Anschlüsse. Bild 5.12 zeigt die Verteilungsfunktion der Steifigkeiten bei den Fahnenblechanschlüssen mit direktem Druckkontakt des unteren Trägerflansches. Die Lognormalverteilung trifft die vorhandene Steifigkeitsverteilung der Versuche besser als die Normalverteilung. Die Quantile der Steifigkeiten sind in Tabelle 5.2 gegeben. Als mittlere bezogene Steifigkeit der Fahnenblechanschlüssen mit direktem Druckkontakt wurde $S_{j,bez} = 0,57$ ermittelt.

Die Bilder 5.13 bis 5.15 zeigen die statistische Auswertung der Steifigkeiten der gelenkigen Fahnenblechanschlüsse, der Stirnplattenanschlüsse und der Kraggenanschlüsse. Die Lognormalverteilung bildet in allen Fällen die tatsächliche

Summenlinie aus den Versuchen besser ab als die Normalverteilung. Erwartungsgemäß ist die Steifigkeit der „gelenkigen“ Fahnenblechanschlüsse viel geringer als die Steifigkeit der Anschlüsse mit direktem Druckkontakt des unteren Flansches. Als Mittelwert der bezogene Steifigkeit bei den „gelenkigen“ Fahnenblechanschlüsse wurde $s_{j,bez} = 0,04$ ermittelt, siehe Tabelle 5.3. Das entspricht ca. 7 % der Steifigkeit der Fahnenblechanschlüssen mit direktem Druckkontakt des unteren Flansches. Die mittlere bezogene Steifigkeit der Stirnplattenanschlüssen ergibt sich zu: $s_{j,bez} = 0,32$ (siehe Tabelle 5.4). Abschließend ergibt sich noch die mittlere bezogene Steifigkeit der Knaggenanschlüsse zu: $s_{j,bez} = 0,47$ (siehe Tabelle 5.5).

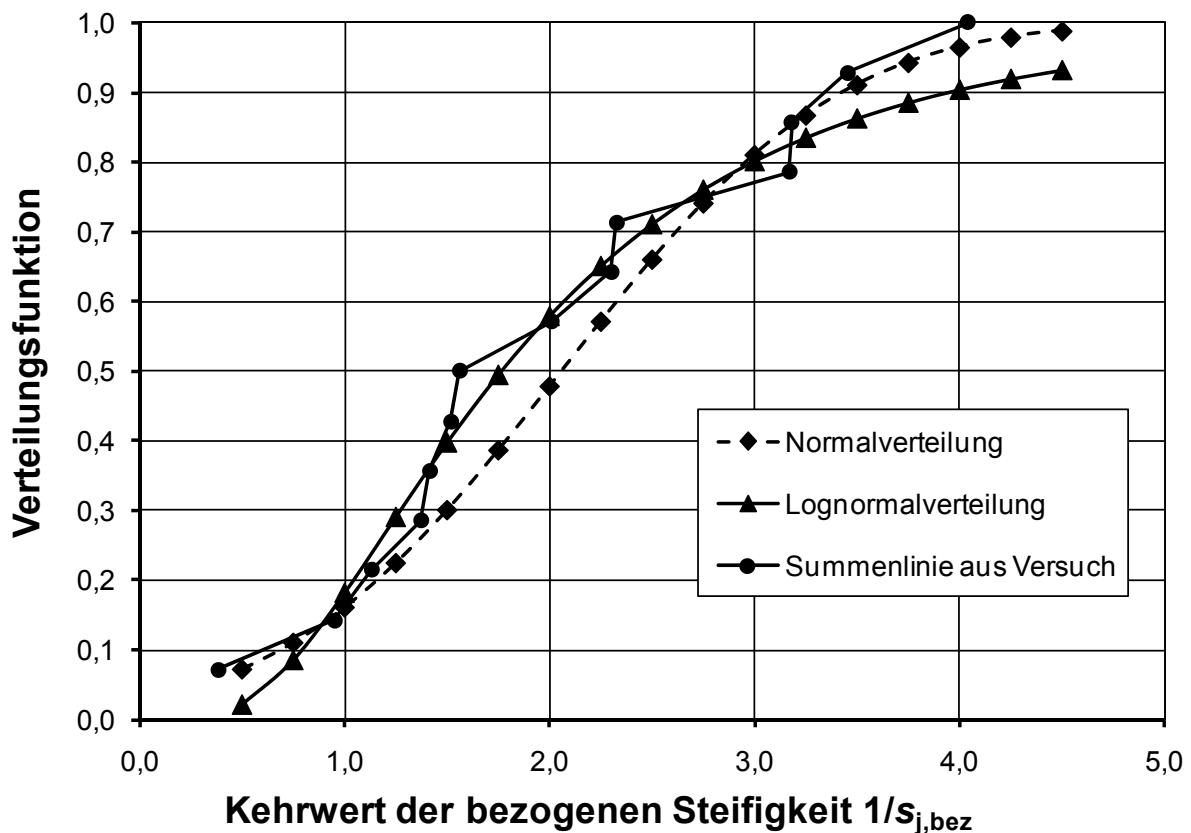


Bild 5.12 Verteilungsfunktion der Steifigkeiten bei den Fahnenblechanschlüssen

Tabelle 5.2 Quantile der Verteilungsfunktion für die Fahnenblechanschlüsse

Quantile [%]	1/s _{j,bez}	s _{j,bez}
5	0,63	1,59
10	0,79	1,26
25	1,16	0,87
33	1,34	0,75
50	1,76	0,57
66	2,28	0,44
75	2,69	0,37
90	3,93	0,25
95	4,93	0,20

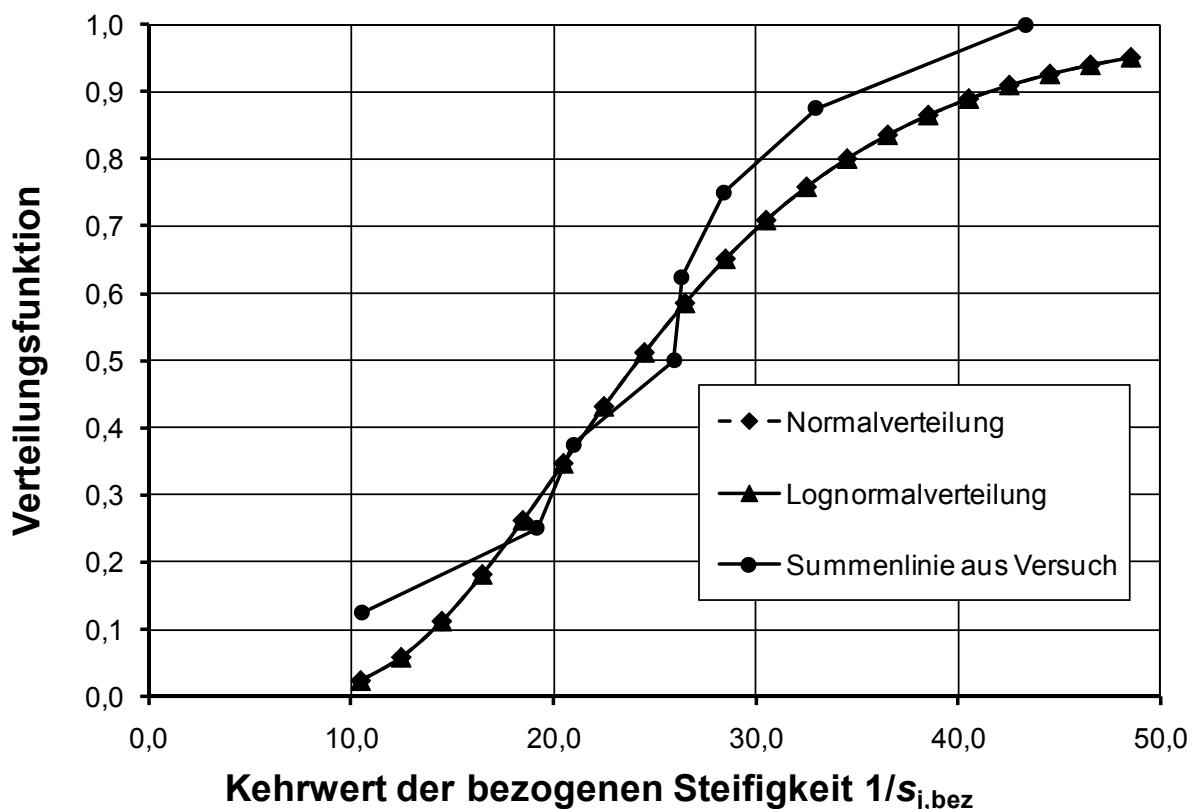


Bild 5.13 Verteilungsfunktion der Steifigkeiten bei den gelenkigen Fahnenblechanschlüssen

Tabelle 5.3 Quantile der Verteilungsfunktion für die gelenkige Fahnenblechanschlüsse

Quantile [%]	$1/s_{j,bez}$	$s_{j,bez}$
5	12,10	0,08
10	14,10	0,07
25	18,21	0,05
33	20,10	0,05
50	24,20	0,04
66	28,79	0,03
75	32,16	0,03
90	41,53	0,02
95	48,40	0,02

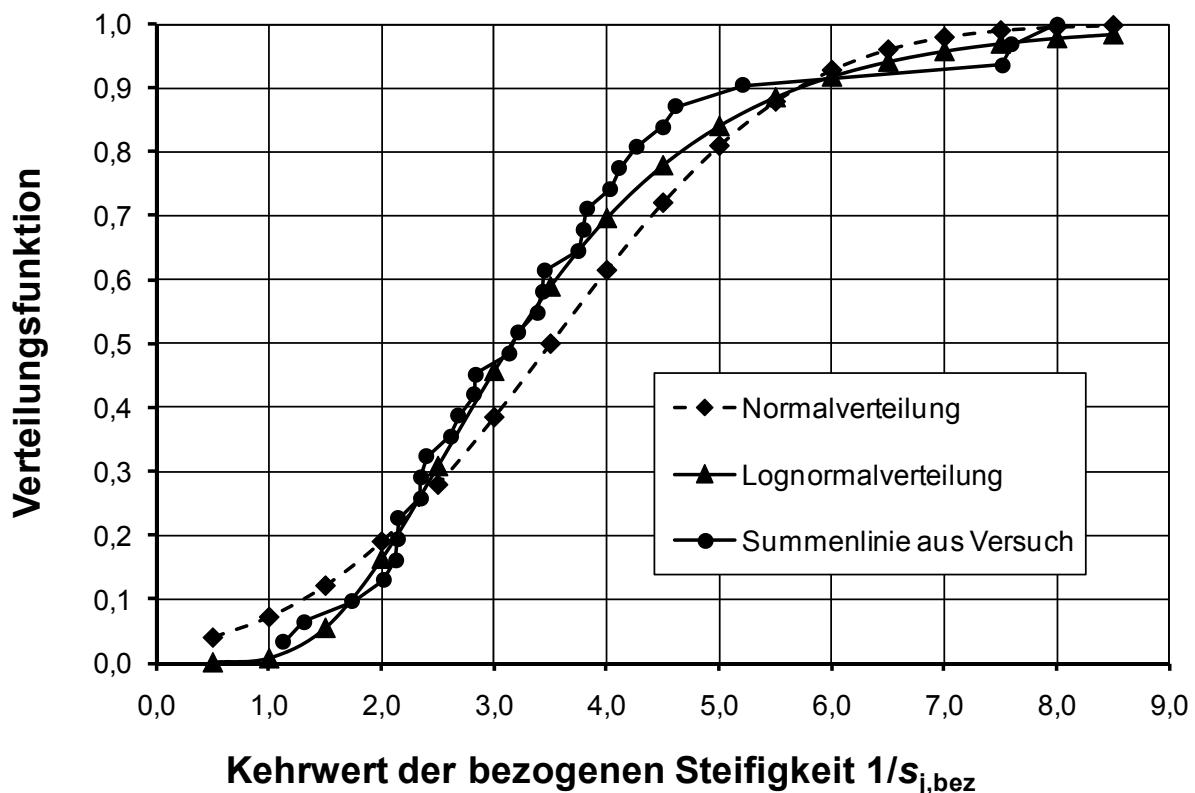


Bild 5.14 Verteilungsfunktion der Steifigkeiten bei den Stirnplattenanschlüssen

Tabelle 5.4 Quantile der Verteilungsfunktion für die Stirnplattenanschlüsse

Quantile [%]	$1/s_{j,bez}$	$s_{j,bez}$
5	1,47	0,68
10	1,74	0,57
25	2,31	0,43
33	2,57	0,39
50	3,15	0,32
66	3,82	0,26
75	4,31	0,23
90	5,71	0,18
95	6,75	0,15

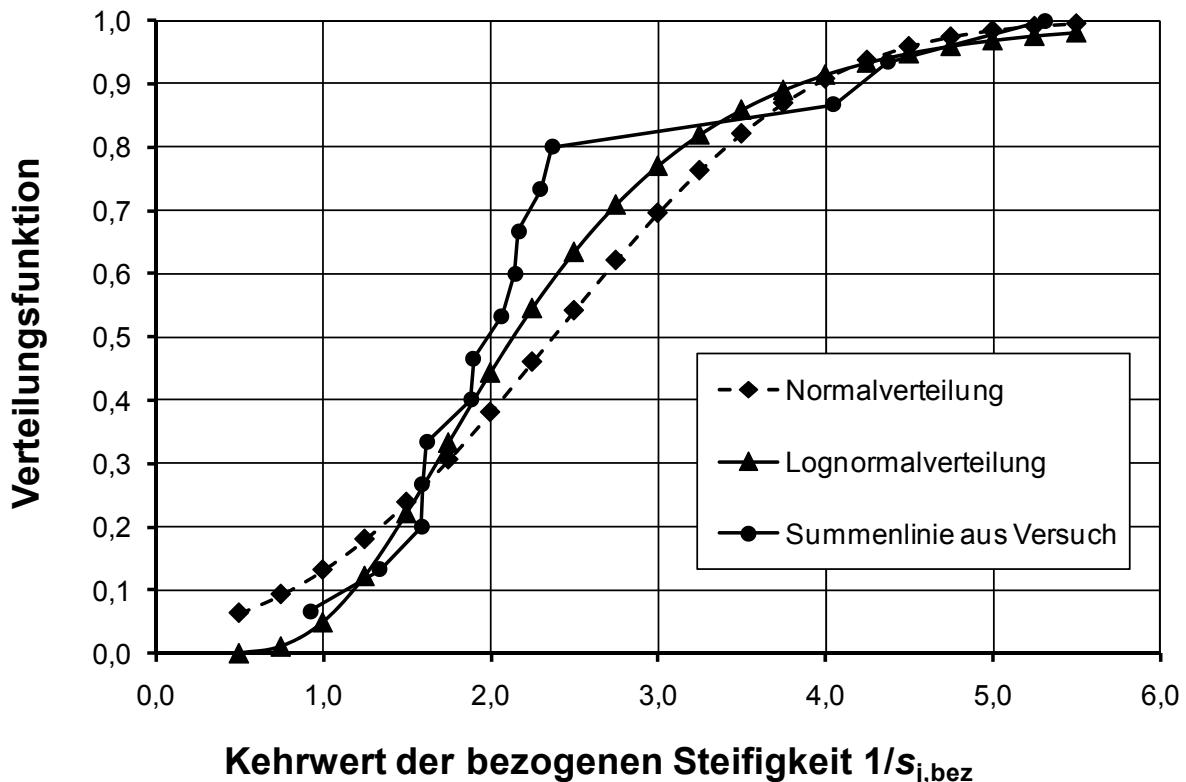


Bild 5.15 Verteilungsfunktion der Steifigkeiten bei den Kraggenanschlüssen

Tabelle 5.5 Quantile der Verteilungsfunktion für die Kraggenanschlüsse

Quantile [%]	$1/s_{j,bez}$	$s_{j,bez}$
5	1,00	1,00
10	1,18	0,85
25	1,56	0,64
33	1,74	0,57
50	2,14	0,47
66	2,58	0,39
75	2,91	0,34
90	3,86	0,26
95	4,56	0,22

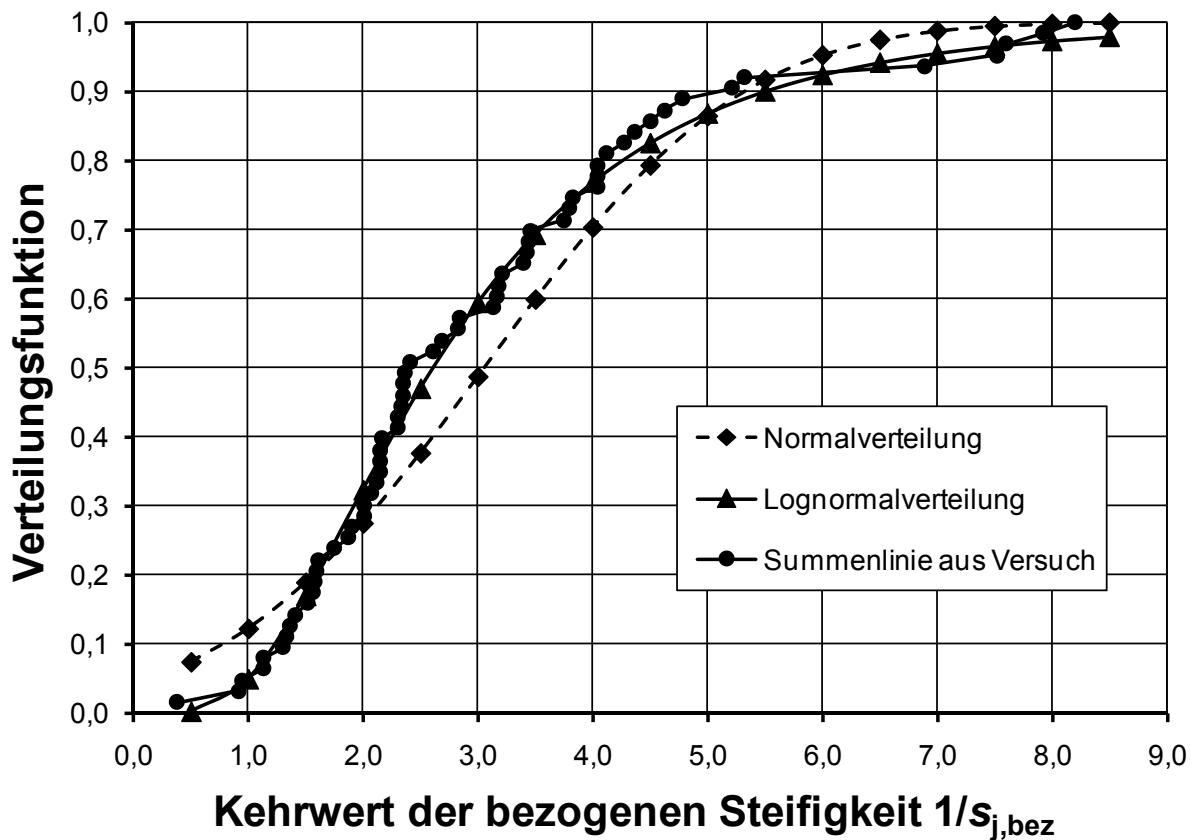


Bild 5.16 Verteilungsfunktion der Steifigkeiten für alle Anschlüsse mit direktem Druckkontakt des Trägerflansches

Tabelle 5.6 Quantile der Verteilungsfunktion für alle Anschlüsse mit direktem Druckkontakt des Trägerflansches

Quantile [%]	$1/s_{j,bez}$	$s_{j,bez}$
5	1,00	1,00
10	1,24	0,81
25	1,77	0,56
33	2,00	0,50
50	2,61	0,38
66	3,32	0,30
75	3,87	0,26
90	5,51	0,18
95	6,80	0,15

Im Bild 5.16 wird die Auswertung der Steifigkeiten alle Anschlüsse mit direktem Druckkontakt des Trägerflansches zusammengefasst. Wie bei allen hier gezeigten Diagrammen beschreibt die Lognormalverteilung die tatsächliche Verteilung der Steifigkeiten besser als die Normalverteilung.

Bei der Festlegung der bezogenen Steifigkeit für das Rechenmodell spielen noch weitere Überlegungen eine wichtige Rolle. Wird das System aus Träger und Anschluss im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) betrachtet, spielt die Anschlusssteifigkeit fast keine Rolle mehr. In diesem Falle sind für das System nur die Momententrägfähigkeit und die Rotationskapazität des Anschlusses von Bedeutung. Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass die maximale Verdrehung im Anschluss und die Durchbiegung in Feldmitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur in ganz geringem Maße von der Anfangssteifigkeit des Anschlusses abhängig sind (siehe Abschnitt 7). Wird das System auf Gebrauchslastniveau (SLS) betrachtet, ist durchaus ein Einfluss der Anfangssteifigkeit des Anschlusses auf das gesamte System zu erkennen. Eine Erhöhung der Anfangssteifigkeit bedeutet meistens eine geringere Rotation im Anschluss und eine Reduzierung der Durchbiegung des Trägers in Feldmitte. Durch die Verringerung der Anschlussverdrehung wird auch die Entwicklung der Rissbreiten im Bereich des negativen Biegemomentes positiv beeinflusst. Demzufolge bedeutet eine Überschätzung der Anfangssteifigkeit im Rechenmodell, eine Unterschätzung der tatsächlich vorhandenen Anschlussverdrehung und der vorhandene Durchbiegung in Feldmitte. Numerische Vergleichsberechnungen haben allerdings gezeigt, dass selbst bei einem sehr großen Fehler bei der Abschätzung der Anfangssteifigkeit des Anschlusses die Auswirkungen auf die tatsächliche Durchbiegung in Feldmitte und auf die tatsächlich auftretende Anschlussverdrehung gering sind.

Tabelle 5.7 Die bezogene Anfangssteifigkeit $s_{j,bez}$

Anschlussstyp	Bezogene Anfangssteifigkeit $s_{j,bez}$	$1/s_{j,bez}$
Fahnenblechanschlüsse mit direktem Druckkontakt des Trägerflansches		
Stirnplattenanschlüsse	0,5	2,0
Anschlüsse mit Kanggenauflager		
Fahnenblechanschlüsse ohne direkten Druckkontakt des Trägerflansches	0,04	25,0

Für das in Kapitel 7 noch ausführlich beschriebene Rechenmodell werden die in Tabelle 5.7 zusammengestellten Festlegungen für die bezogene Anfangssteifigkeit getroffen. Der Wert 0,5 für die bezogene Anfangssteifigkeit entspricht in etwa dem Mittelwert der bezogenen Anfangssteifigkeit aller ausgewerteten Versuche mit direktem Druckkontakt des untern Trägerflansches (Stirnplatte-, Fahnenblech- und Knaggenanschlüsse). Die bezogene Anfangssteifigkeit der Fahnenblechanschlüsse ohne direkten Druckkontakt des untern Trägerflansches wird mit 0,04 festgelegt. Dieser Wert wird von der Hälfte der betrachteten Anschlüsse unterschritten und von der anderen Hälfte überschritten.

5.3 Die Rotationskapazität

Zur Bestimmung des bi-linearen Federmodells fehlt nur noch die Größe der rechnerischen Rotationskapazität. Die Grenzverdrehung eines Verbundanschlusses ergibt sich aus der Verformbarkeit der einzelnen Komponenten. Bei den untersuchten An schlüssen haben sich die Stahlbaukomponenten als sehr duktil erwiesen. Mit einer Ausnahme: Unausgesteifte Stützenstege reagieren sehr empfindlich und können versagen (Beulen) bevor die übrigen Komponenten ihre maximale Verformbarkeit erreicht haben. Dieser Umstand ist bereits bei der Versuchsauswertung hinsichtlich der Momententrägfähigkeit der Anschlüsse aufgefallen (Abschnitt 5.1).

Unter der Annahme, dass die Rotationskapazität eines Verbundanschlusses hauptsächlich durch die maximale Dehnung der Betonplatte begrenzt ist, ergibt sich die Rotationskapazität nach Gleichung (5.7) und Bild 5.17. Dabei wird, auf der sicheren Seite liegend, angenommen, dass die Verformung des Druckbereichs des Anschlusses vernachlässigbar klein ist.

$$\Phi(\varepsilon_{smu}) = \frac{\varepsilon_{smu} \cdot L_j}{h_j} \quad (5.7)$$

mit:

ε_{smu}	Rechnerische Bruchdehnung des Betongurtes unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening)
L_j	Bezugslänge des Verbundanschlusses nach Bild 5.17
h_j	Abstand zwischen Bewehrungssachse und der Achse des Druckflansches, siehe Bild 5.17

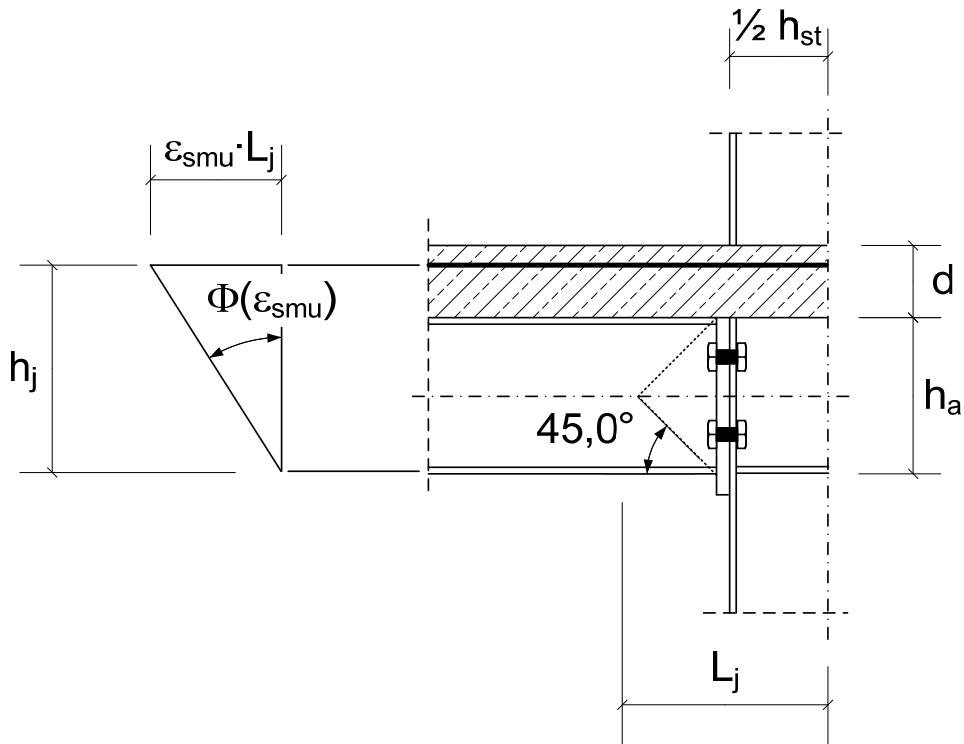


Bild 5.17 Vereinfachte Annahme zur Ermittlung der Anschlussverdrehung

Bild 5.18 zeigt das modifizierte Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen bewehrten Betonzugstab unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Nach [DIN-2003] ergibt sich die Bruchdehnung des Zugstabes aus Gleichung (5.8).

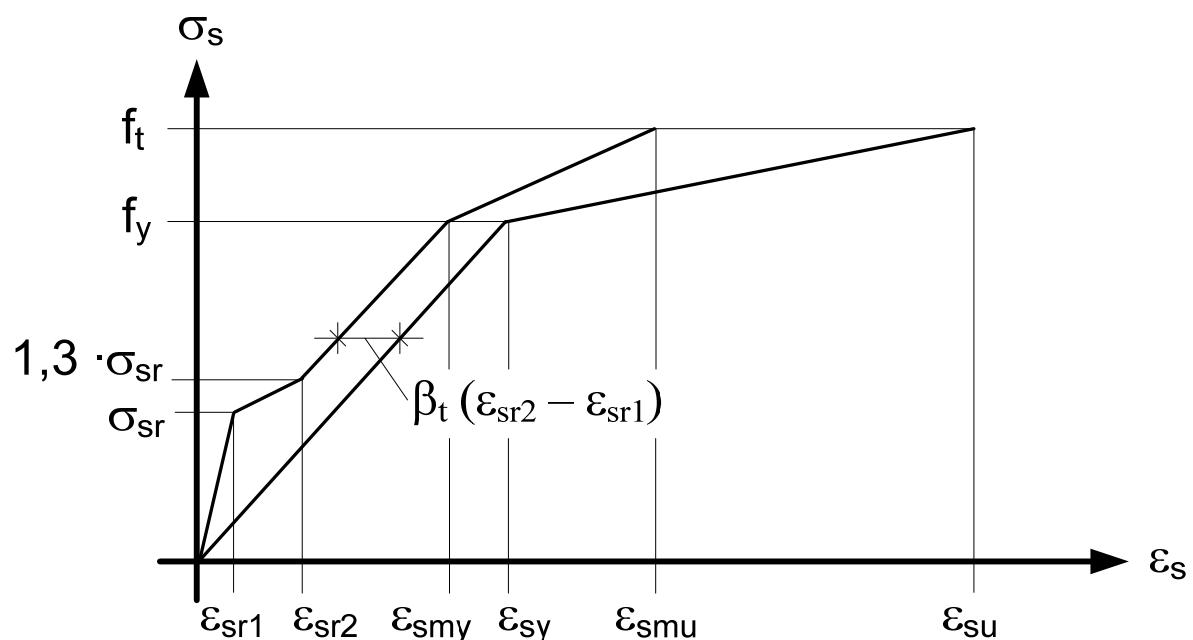


Bild 5.18 Modifizierte Spannungs-Dehnungslinie für Stahlbeton
nach DAfStB – Heft 525 [DIN-2003]

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{s,y} - \beta_t (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta \left(1 - \beta \frac{\sigma_{sr}}{f_{tk}}\right) (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s,y}) \quad (5.8)$$

mit:

ε_{smu}	Grenzdehnung des bewehrten Zugstabes
$\varepsilon_{s,y}$	Dehnung des Stahls bei Erreichen der Streckgrenze
β_t	Beiwert zur Berücksichtigung der Belastungsdauer nach [DIN-2003] = 0,4 für kurzzeitige Belastung = 0,25 für andauernde Lasten oder häufige Lastwechsel
ε_{sr1}	Stahldehnung im ungerissenen Zustand unter Riss-schnittgrößen

$$\varepsilon_{sr1} = \frac{f_{ct}}{E_{cm}} \quad (5.9)$$

ε_{sr2}	Betonstahldehnung im gerissenen Zustand im Riss
---------------------	---

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} \quad (5.10)$$

ε_{s2}	= 100 % für Stabstahl $d_s \geq 10$ mm nach [DIN-2003] = 80 % für Stabstahl $d_s < 10$ mm nach [Ode-2000] = 80 % für Mattenbewehrung nach [DIN-2003]
δ	Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung nach [DIN-2003]
f_{tk}	Zugfestigkeit des Betonstahls

σ_{sr} Stahlspannung im 1. Riss, auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ct}}{\rho_s} \cdot (1 + (n - 1) \cdot \rho_s) \quad (5.11)$$

mit:

f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
ρ_s	Bewehrungsgrad

$$n = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

In [Ode-2000] wurde Gleichung (5.8) auf den Betongurt von Verbundanschlüssen kalibriert. Odenbreit empfiehlt für die folgenden Parameter die angegebenen Werte zu verwenden.

$$\begin{aligned}\beta &= 0,85 \text{ für Stabstahl} \\ &= 1,0 \text{ für Mattenbewehrung} \\ \delta &= 0,7\end{aligned}$$

Wie bereits in Kapitel 4.1.1 angesprochen, wurde bei den selbst durchgeführten Versuchen, ein deutlicher Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf die Rotationskapazität des Anschlusses beobachtet, siehe Bild 5.19. Da sich bei den durchgeführten Versuchen die Rotation im Anschluss fast ausschließlich aus der Dehnung der Betonplatte ergibt, muss der Bewehrungsdurchmesser auch einen Einfluss auf die Bruchdehnung der Betonplatte ausüben. Dieser beobachtete Einfluss wird bisher in Gleichung (5.8) nicht ausreichend berücksichtigt.

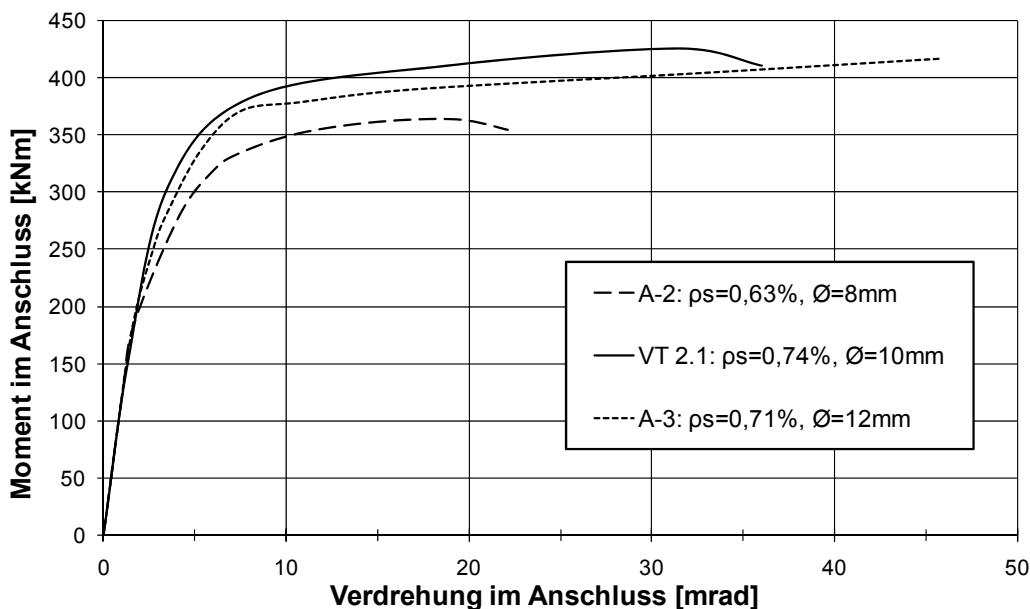


Bild 5.19 Einfluss des Bewehrungsstabdurchmessers auf das Momenten-Verdrehungsverhalten der Anschlüsse

Um den Einfluss des Bewehrungsstabdurchmessers besser berücksichtigen zu können, wurde die Gleichung (5.8) modifiziert. In Gleichung (5.12) wurde der Parameter α_1 eingeführt. Der Parameter α_1 berücksichtigt den Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf die Bruchdehnung des Betongurtes. Die angegebenen Werte für α_1 ergeben sich aus der Auswertung von 74 Versuchen an Verbundanschlüssen, siehe Bilder 5.20 und 5.21.

$$\varepsilon_{smu} = \left[\varepsilon_{s,y} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta \cdot \left(1 - \beta \frac{\sigma_{sr}}{f_{tk}} \right) \cdot (\varepsilon_{s2} \cdot \varepsilon_{sy}) \right] \cdot \alpha_1 \quad (5.12)$$

mit:

α_1 Beiwert zur Berücksichtigung des Bewehrungsstabdurchmessers

$\alpha_1 = 1,0$ für Mattenbewehrung

$\alpha_1 = 1,1$ für Stabstahl $d_s = 8$ mm

$\alpha_1 = 1,2$ für Stabstahl $d_s = 10$ mm

$\alpha_1 = 1,3$ für Stabstahl $d_s = 12$ mm

$\alpha_1 = 1,4$ für Stabstahl $d_s = 14$ mm

In den Bildern 5.20 und 5.21 werden die rechnerisch ermittelten Rotationskapazitäten $\Phi(\varepsilon_{smu})$ den im Versuch gemessenen Rotationskapazitäten $\Phi_{u,test}$ gegenüber gestellt. Für das Diagramm 5.20 wurde die rechnerische Rotationskapazität nach der bisherigen Formel (5.8) bestimmt (ohne Berücksichtigung des Bewehrungsdurchmessers). Die rechnerisch ermittelte Rotationskapazität liegt für nahezu alle Versuche auf der sicheren Seite. Nur beim Versuch VT2.2 von Kathage [Kat-1995] wird die im Versuch gemessene Rotationskapazität um circa 15 % überschätzt. Dieser Versuch weist allerdings gleich zwei, der bereits erwähnten, Konstruktionsnachteile auf.

1. Es wurde Mattenbewehrung verwendet.
2. Der Bewehrungsgrad war sehr niedrig ($\rho_s = 0,74\%$).

Aus diesen Gründen hat der Anschluss im Versuch die rechnerisch ermittelte Rotationskapazität nicht erreicht. Es fällt allerdings auf, dass beim Versuch A-1 (der dem Versuch VT2.2 nachempfunden wurde) die rechnerische Rotationskapazität auf der sicheren Seite liegt. Dies liegt daran, dass beim Versuch A-1 die Zugfestigkeit des Betons höher war als beim Versuch VT2.2 dadurch reduzierte sich die rechnerische Rotationskapazität.

Für das Diagramm 5.21 wurde die rechnerische Rotationskapazität nach Gleichung (5.12) (mit Berücksichtigung des Bewehrungsdurchmessers) bestimmt. Die Rotationskapazität aus dem Versuch kann im Allgemeinen mit der erweiterten Formel genauer (wirtschaftlicher) abgeschätzt werden.

Für Anschlüsse mit einem extrem kleinen Bewehrungsgrad, kann die vorhandene Rotationskapazität leicht überschätzt werden. Diese Anschlüsse haben für die Baupraxis allerdings keinerlei Bedeutung. So zum Beispiel geschehen beim Versuch I14P1-04 [Ram-1999]. Dieser Anschluss hatte einen Bewehrungsgrad von $\rho_s = 0,40\%$. Dazu wurde noch ein ungünstiger Bewehrungsstabdurchmesser (8 mm) verwendet. Diese beiden Aspekte führen dazu, dass der Anschluss im Versuch nur eine maximale Verdrehung von 10,2 mrad erreicht. Rechnerisch wird bei diesem Versuch die maximale Verdrehung um ca. 5 % überschätzt.

Die nachfolgenden Bilder 5.22 bis 5.26 vergleichen die rechnerisch ermittelte Rotationskapazität mit der im Versuch ermittelten Rotationskapazität für alle Versuche, aufgeteilt nach der Art der verwendeten Bewehrung. Die Versuche werden in Gruppen mit einem Bewehrungsstabdurchmesser von 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm und in Versuche mit Mattenbewehrung eingeteilt.

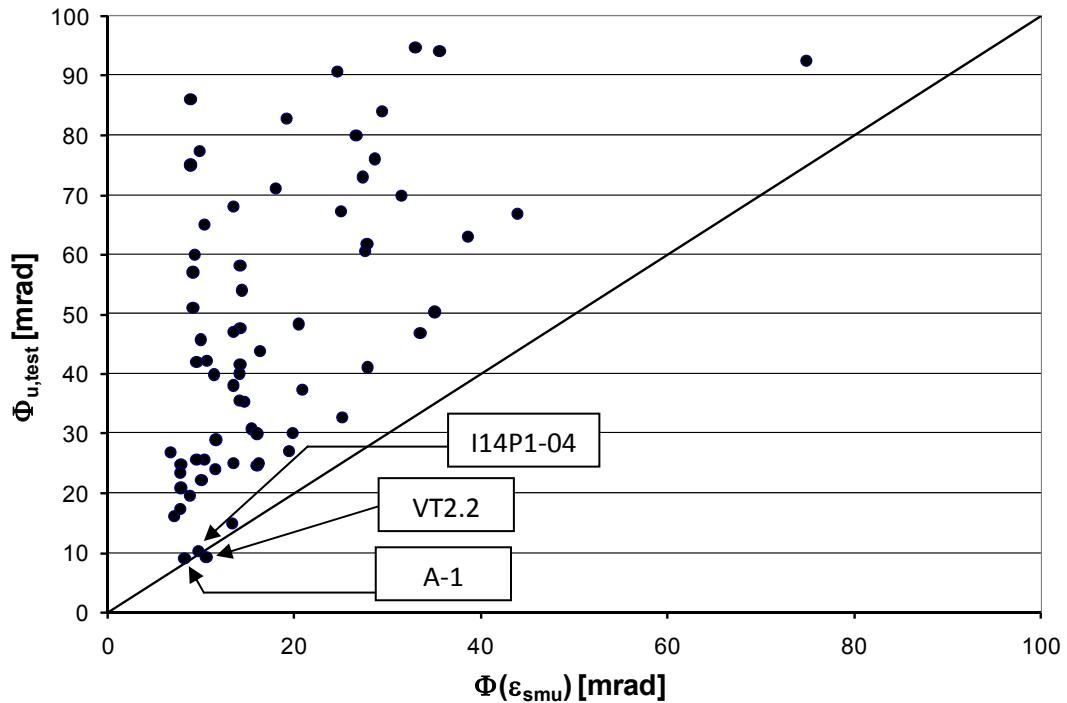


Bild 5.20 Vergleich zwischen $\Phi_{u,test}$ und $\Phi(\varepsilon_{smu})$ für alle Versuche nach Gleichung (5.8)

Die Kreise stehen für die nach Gleichung (5.8) (ohne ausreichende Berücksichtigung des Bewehrungsdurchmessers) und die Dreiecke für die nach Gleichung (5.12) (mit Berücksichtigung des Bewehrungsdurchmessers) ermittelte Rotationskapazität der Verbundanschlüsse. Wie bereits erwähnt gelingt die Abschätzung der Rotationskapazität mit der modifizierten Gleichung (5.12) besser. Dies führt dazu, dass die Anschlüsse wirtschaftlicher eingesetzt werden können.

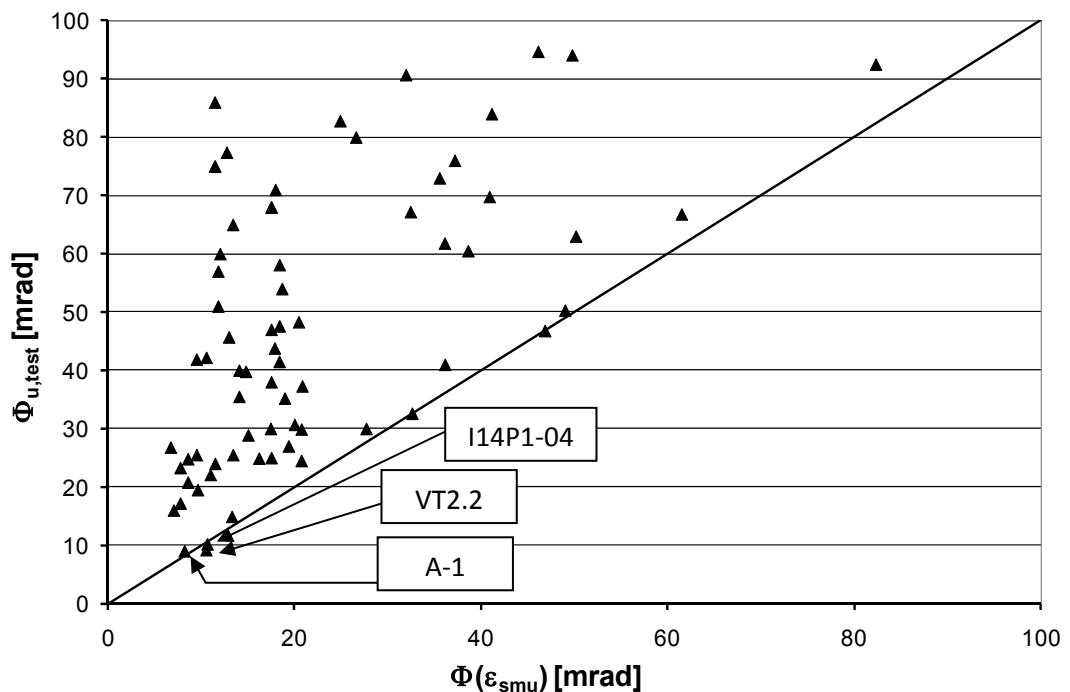


Bild 5.21 Vergleich zwischen $\Phi_{u,test}$ und $\Phi(\varepsilon_{smu})$ für alle Versuche nach Gleichung (5.12)

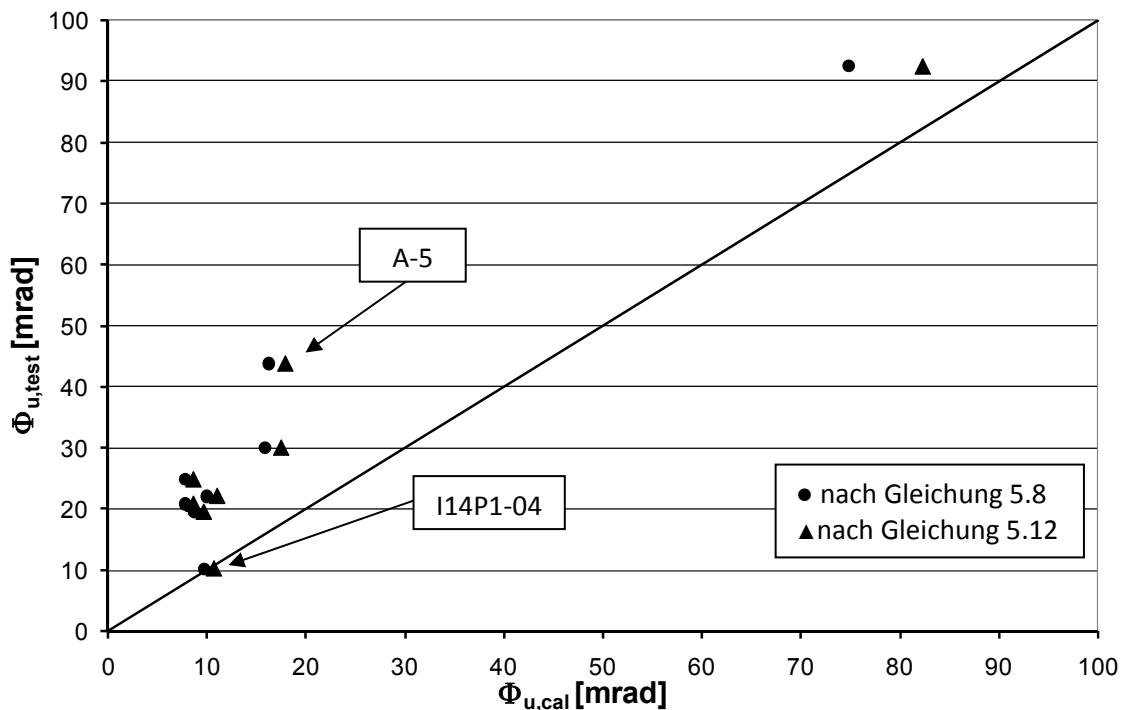


Bild 5.22 Vergleich zwischen $\Phi_{u,test}$ und $\Phi(\varepsilon_{smu})$ für alle Versuche mit einem Bewehrungsstabdurchmesser von 8 mm

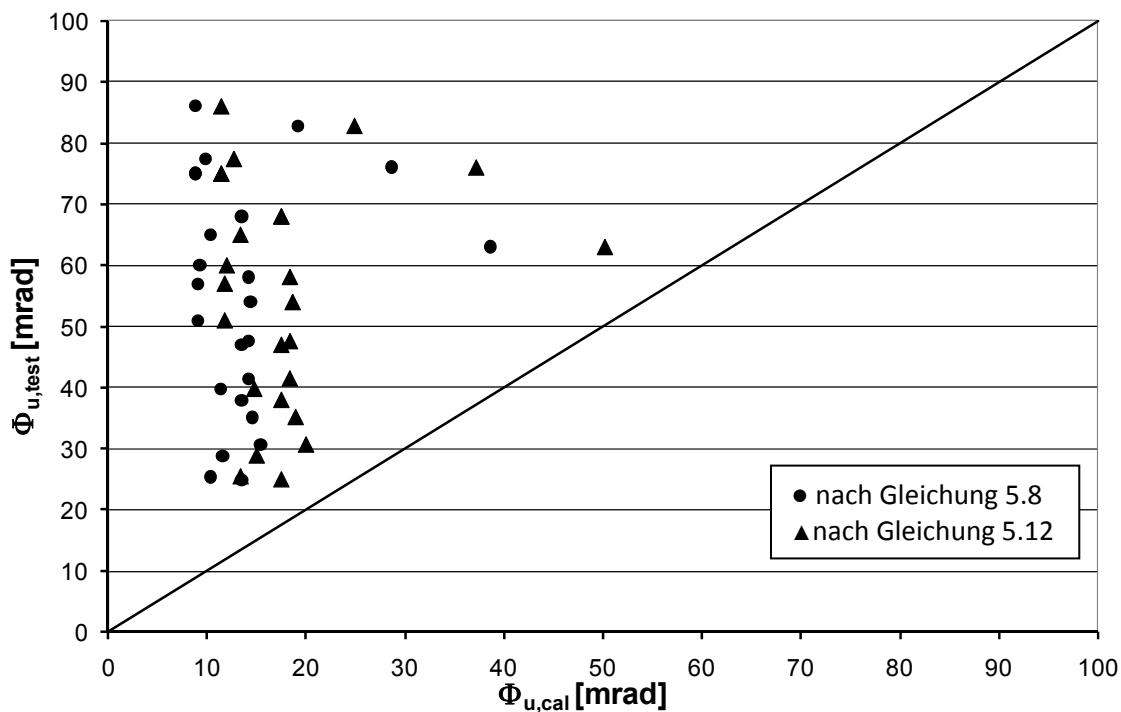


Bild 5.23 Vergleich zwischen $\Phi_{u,test}$ und $\Phi(\varepsilon_{smu})$ für alle Versuche mit einem Bewehrungsstabdurchmesser von 10 mm

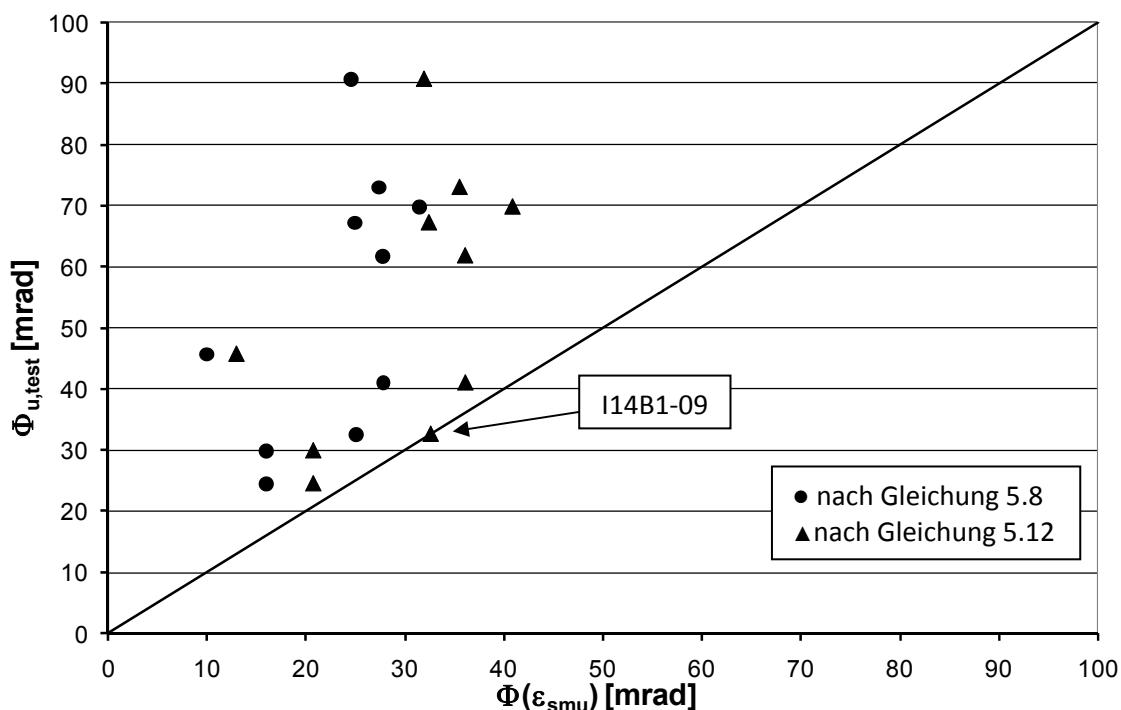


Bild 5.24 Vergleich zwischen $\Phi_{u,test}$ und $\Phi(\varepsilon_{smu})$ für alle Versuche mit einem Bewehrungsstabdurchmesser von 12 mm

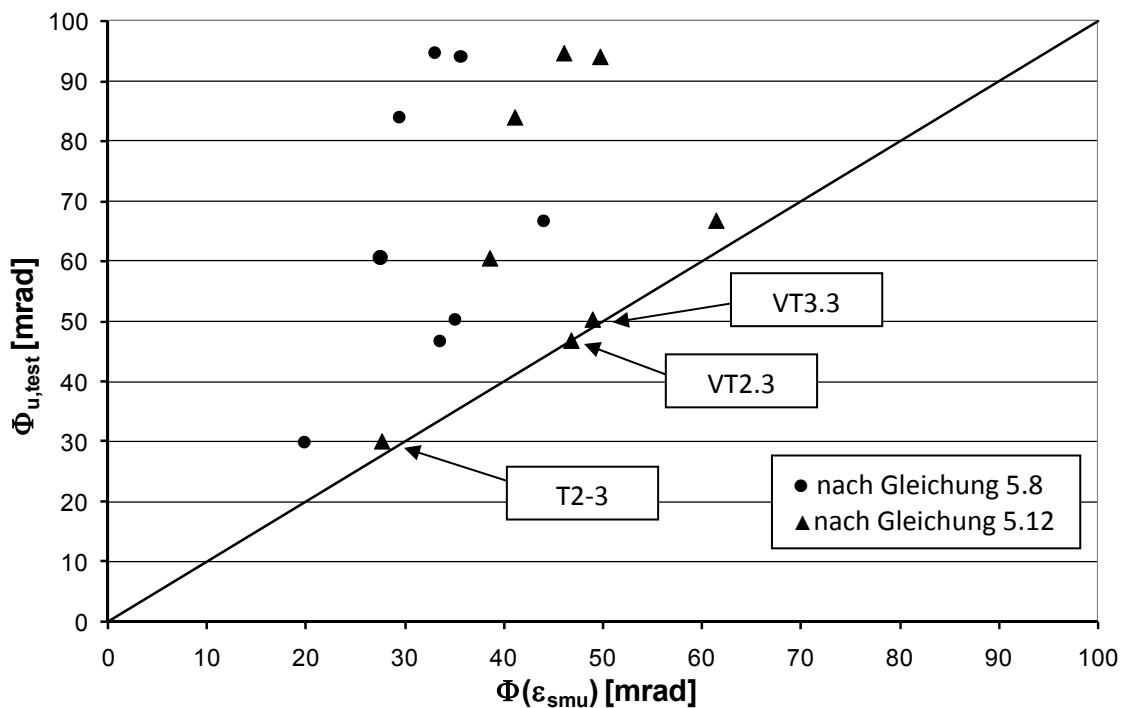


Bild 5.25 Vergleich zwischen $\Phi_{u,test}$ und $\Phi(\varepsilon_{smu})$ für alle Versuche mit einem Bewehrungsstabdurchmesser von 14 mm

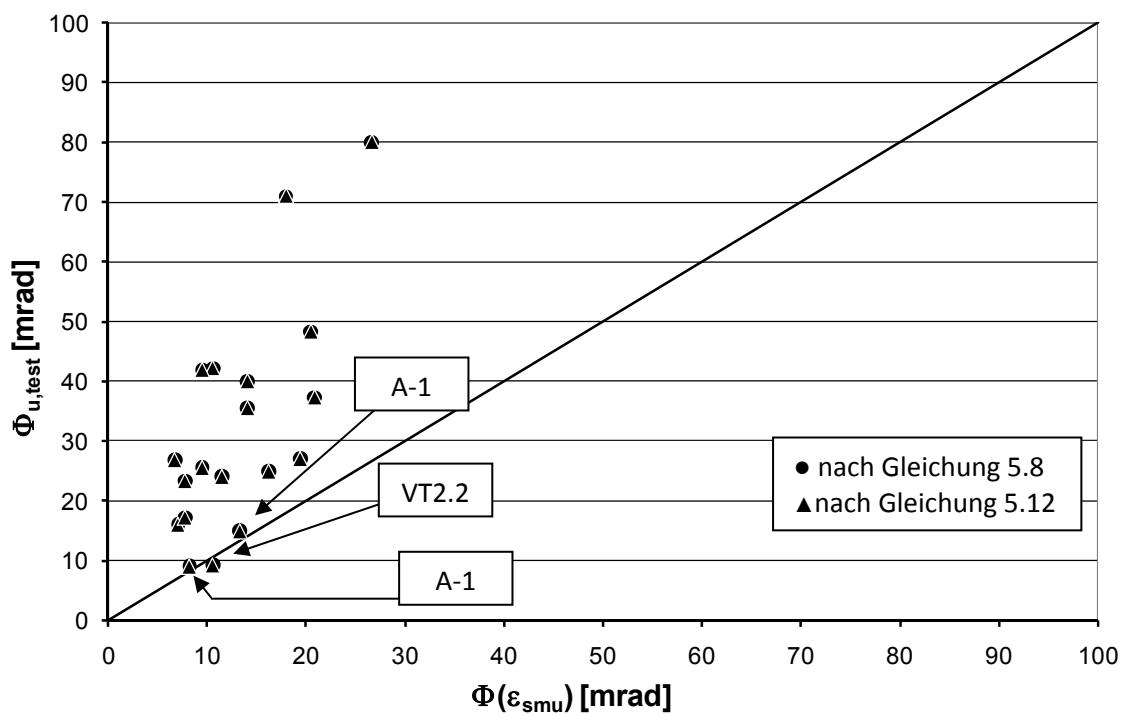


Bild 5.26 Vergleich zwischen $\Phi_{u,test}$ und $\Phi(\varepsilon_{smu})$ für alle Versuche mit Mattenbewehrung

6. Das Berechnungsmodell

Im Folgenden soll aus den Ergebnissen der Kapitel 4 und 5 ein Berechnungsmodell für Verbundanschlüsse erarbeitet werden. Da das Verhalten des Verbundanschlusses sehr stark durch das Verhalten des angeschlossenen Trägers beeinflusst wird, kann das System aus Verbundträger und Verbundanschluss nur zusammen betrachtet werden. Das Berechnungsmodell setzt sich aus den in Bild 6.1 gezeigten Elementen zusammen.

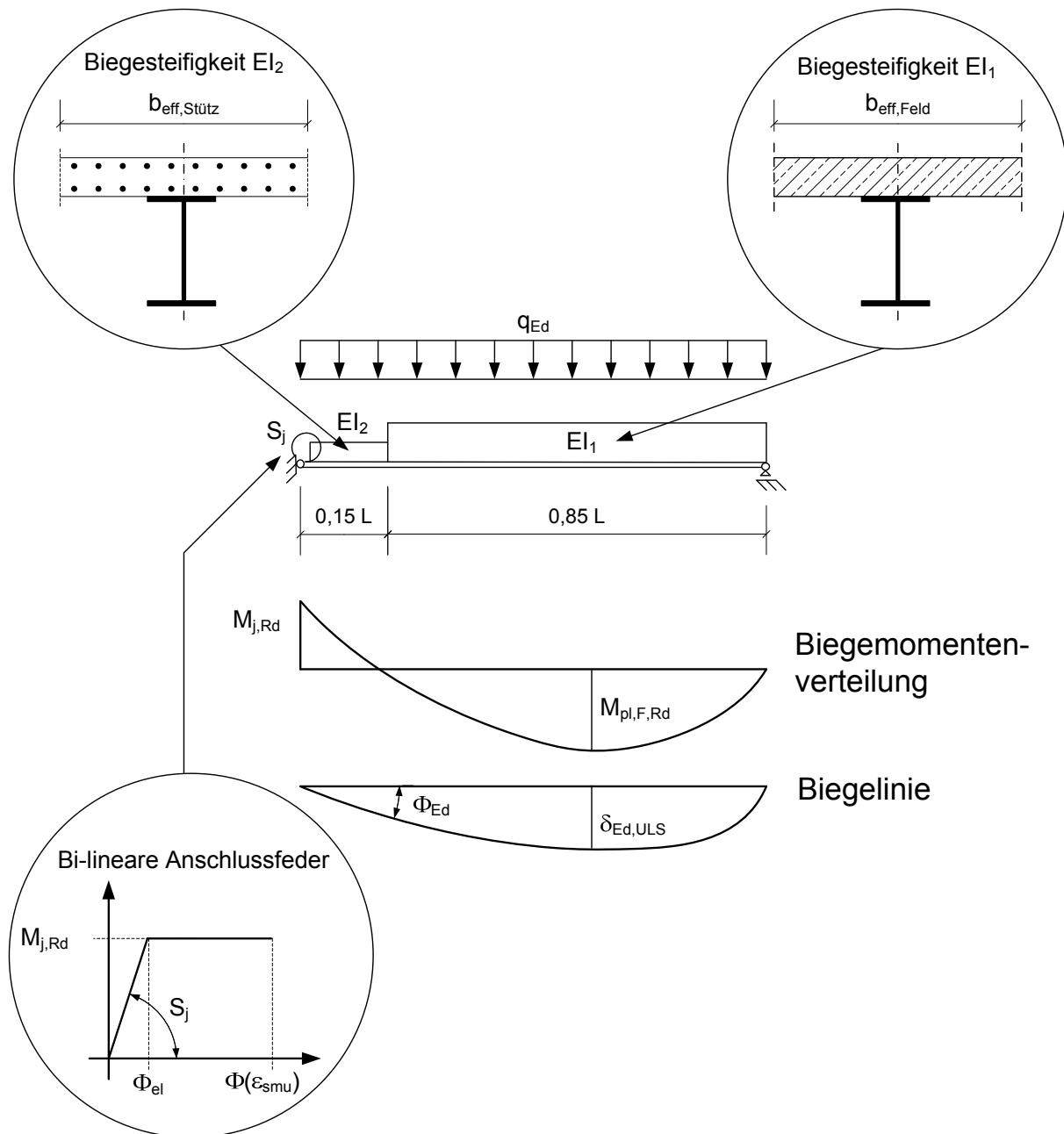


Bild 6.1 Elemente des Berechnungsmodells

Die mittragende Breite im Feldbereich und an den Auflagern ergibt sich in Übereinstimmung mit den Regelungen aus DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] Kapitel 5.4 zu:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (6.1)$$

mit:

b_{ei} mittragende Breite der Teilgurte

b_0 Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen

Die mittragende Breite der Teilgurte ergibt sich zu:

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \quad (6.2)$$

mit:

L_e äquivalente Stützweite des betrachteten Feldes

Für die äquivalente Stützweite darf bei typischen, durchlaufenden Verbundträgern der Abstand der Momentennullpunkte angenommen werden. Der Abstand der Momentennullpunkte ergibt sich nach [EC4-2004] aus Bild 6.2 und den Gleichungen (6.3) bis (6.6).

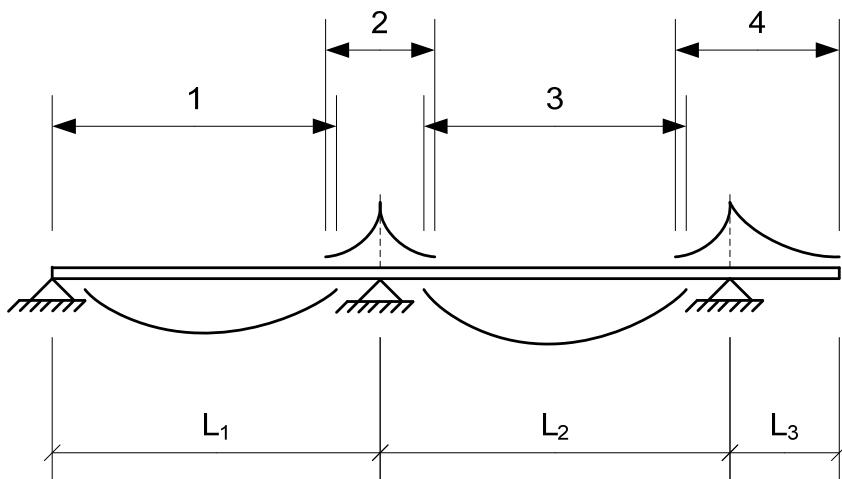


Bild 6.2 Äquivalente Stützweiten nach [EC4-2004]

Für die Bereiche 1 bis 4 ergeben sich die äquivalenten Stützweiten zu:

$$(1) \quad L_e = 0,85 \cdot L_1 \quad (6.3)$$

$$(2) \quad L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) \quad (6.4)$$

$$(3) \quad L_e = 0,70 \cdot L_2 \quad (6.5)$$

$$(4) \quad L_e = 3,0 \cdot L_3 \quad (6.6)$$

Die Biegesteifigkeiten EI_1 und EI_2 des Verbundträgers ergeben sich unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zu:

$$EI_i = E \cdot I_i \quad (6.7)$$

mit:

$$I_i = \sum I_{eigen} + \sum A_i \cdot \bar{z}_i^2 - \bar{z}_s^2 \cdot A_{ges} \quad (6.8)$$

E Elastizitätsmodul des Baustahls

I_i Flächenträgheitsmoment des Verbundquerschnitts im Feldbereich (positives Biegemoment) oder im Stützbereich (negatives Biegemoment)

A_{ges} Querschnittsfläche des Verbundquerschnitts

\bar{z}_s Schwerachse des Verbundquerschnitts

I_{eigen} Flächenträgheitsmoment der Teilquerschnitte

A_i Querschnittsfläche der Teilquerschnitte

\bar{z}_i Schwereachse der Teilquerschnitte

Das bi-lineare Federmodell für den Verbundanschluss wird durch die drei folgenden Kenngrößen definiert:

1. Die Biegetragfähigkeit $M_{j,Rd}$ (siehe Abschnitt 5.1)
2. Die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ (siehe Abschnitt 5.2)
3. Die Rotationskapazität $\Phi(\varepsilon_{smu})$ (siehe Abschnitt 5.3)

Die plastische Momententrägthigkeit $M_{pl,F,Rd}$ des Verbundquerschnitts im Feld wird in Übereinstimmung mit den Regelungen der DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.2 [EC4-2004] bestimmt.

Die Ermittlung der vorhandenen Anschlussverdrehung Φ_{Ed} im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und die Ermittlung der vorhandenen Durchbiegung im Feld $\delta_{Ed,SLS}$ auf Gebrauchslastniveau (SLS) wird in Abschnitt 6.2 ausführlich behandelt.

Innerhalb des vorgestellten Berechnungsmodells sind die folgenden Nachweise zu führen.

1. Nachweis der Tragfähigkeit

$$q_{Ed} \leq q_{Rd,FGV} \quad (6.9)$$

$q_{Rd,FGV}$ Die Tragfähigkeit des Systems unter voller Ausnutzung der plastischen Momententragfähigkeit im Feld und im Anschluss

2. Nachweis der Verdrehung im Anschluss

$$\Phi_{Ed} \leq \Phi_{Rd} \quad (6.10)$$

mit:

$$\Phi_{Rd} = \Phi(\varepsilon_{smu})$$

und

$$\Phi(\varepsilon_{smu}) \text{ nach Abschnitt 5.3}$$

3. Nachweis der Durchbiegung im Feld

$$\delta_{Ed,SLS} \leq \text{grenz } \delta \quad (6.11)$$

4. Nachweis der Rissbreite im Bereich des negativen Biegemomentes

$$w_{Ed,SLS} \leq \text{grenz } w \quad (6.12)$$

6.1 Berechnung der Zustandsgrößen des statischen Systems

Bei der Berechnung der Zustandsgrößen (Verformungen und Verdrehungen) wird die Biegemomentenlinie im voll-plastischen Zustand (siehe Bild 6.1) zugrunde gelegt. Die sich nun einstellende Rotation wird von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst.

- Die Spannweite des Verbundträgers
- Der Art und Aufbau des Anschlusses
- Das Verhältnis der Tragfähigkeiten ($M_{j,Rd} / M_{pl,F,Rd}$)
- Der Ausnutzungsgrad des plastischen Feldmomentes des Trägers
- Die Eigenschaften der verwendeten Materialien (z.B. Streckgrenze, Elastizitätsmodul, Bruchdehnung, Zugfestigkeit)
- Steifigkeitsverhältnisse innerhalb des Systems (EI_1, EI_2, S_j).

Aus diesem Grund kann die Bestimmung der vorhandenen Anschlussverdrehung nur am gesamten System, bestehend aus Verbundträger und Verbundanschluss,

erfolgen. Für das hier vorgestellte Berechnungsmodell sind die nachfolgenden Berechnungsschritte durchzuführen.

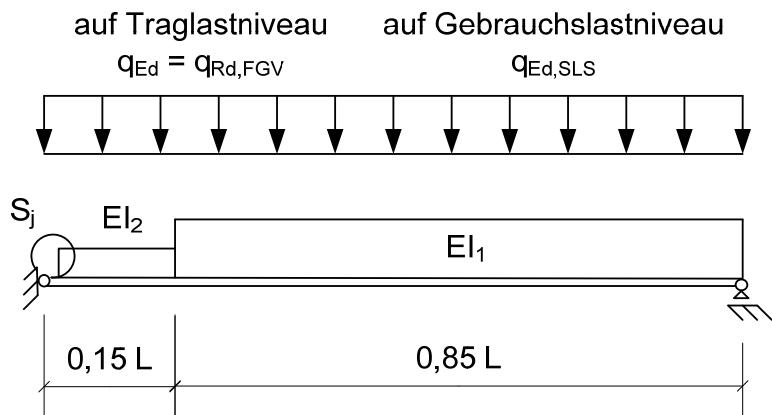
1. Definition eines Systems, bestehend aus Verbundanschluss und Verbundträger.
2. Bestimmung der rechnerischen Traglast nach der Fließgelenktheorie.
3. Berechnung und Nachweis der Verdrehung im Anschluss
4. Bestimmung und Nachweis der Durchbiegung in Feldmitte
5. Nachweis der Rissbreite

Dabei ist zu beachten, dass die Durchbiegung und der Nachweis der Rissbreite unter Gebrauchslastniveau und die maximale Verdrehung im Anschluss auf Traglastniveau betrachtet wird. Da die Belastung für den Gebrauchszustand nur für ein bestimmtes, definiertes System angegeben werden kann, wir hier vereinfachend davon ausgegangen, dass die Belastung auf Gebrauchslastniveau in etwa zwei Drittel der Traglast entspricht.

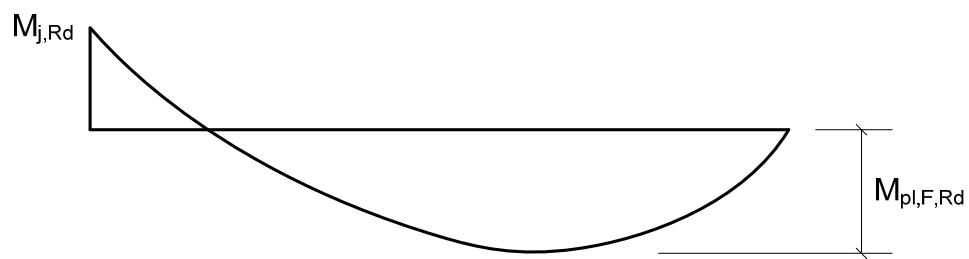
Bild 6.3 definiert die Zustandsgrößen des Rechenmodells. Wie bereits vorab erwähnt, wird im Feldbereich die Biegesteifigkeit EI_1 und im Bereich des negativen Feldmomentes die Biegesteifigkeit EI_2 angenommen. In Übereinstimmung mit DIN EN 1994-1-1 wird der Momentennullpunkt bei 15% der gesamten Feldlänge angenommen.

Im Folgenden wird das Rechenmodell vorgestellt. Dabei wird das Modell beispielhaft anhand eines Endfeldes einer Kette von Verbundträgern betrachtet.

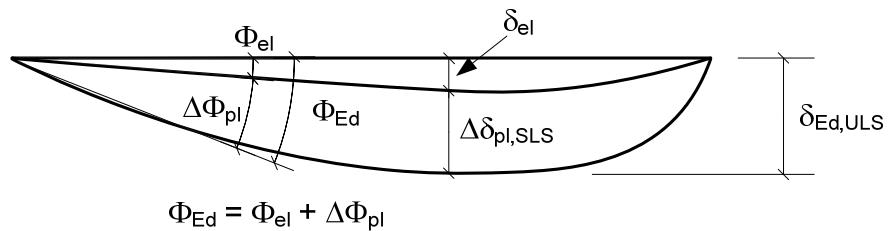
System und Belastung:



Momentenverteilung auf Traglastniveau:



Durchbiegung auf Traglastniveau:



Durchbiegung auf Gebrauchslastniveau:

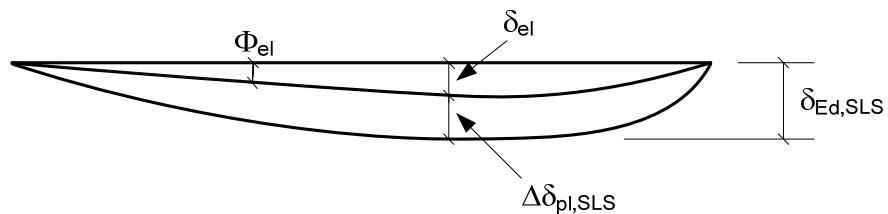


Bild 6.3 Berechnungsmodell und Zustandsgrößen

6.1.1 Traglast mit den Annahmen der Fließgelenktheorie

Unter der Annahme, dass die Tragfähigkeiten des Feldquerschnitts und des Anschlusses vollständig ausgenutzt sind, ergibt sich die Tragfähigkeit $q_{Rd,FGV}$ für das Endfeld unter Gleichstreckenlast zu:

$$q_{Rd,FGV} = \frac{M_{pl,F,Rd}}{L^2 \cdot \frac{a - a^2}{2(1 + \eta \cdot a)}} \quad (6.13)$$

mit:

$$\eta = \frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,F,Rd}} \quad (6.14)$$

und

$$a = -\frac{1}{\eta} + \sqrt{\frac{1}{\eta^2} + \frac{1}{\eta}} \quad (6.15)$$

Für das Innenfeld ergibt sich die Traglast nach der Fließgelenktheorie zu:

$$q_{Rd,FGV} = \frac{8 \cdot (|M_{j,Rd}| + |M_{pl,F,Rd}|)}{L^2} \quad (6.16)$$

6.1.2 Erforderliche Verdrehung im Anschluss

Die Verdrehung des Anschlusses unter Traglast lässt sich unter Zuhilfenahme des Systems in Bild 6.3 berechnen.

Für den definierten Verbundträger sind die Steifigkeiten bekannt oder können berechnet werden. Das Tragverhalten des Anschlusses wird durch das bi-lineare Federmodell beschrieben.

In einem ersten Schritt wird die Belastung gesteigert, bis die Tragfähigkeit $M_{j,Rd}$ im Anschluss erreicht ist. Zu diesem Zeitpunkt ist im Anschluss die Verdrehung Φ_{el} vorhanden. Beim üblichen Verbundträger sind unter dieser Belastung q_{el} noch Tragreserven im Feld vorhanden, sodass die Belastung weiter gesteigert werden kann. Mit dem Ergebnis, dass die Verdrehung im Anschluss weiter ansteigt, während das Moment im Anschluss konstant bleibt. Besitzt der Anschluss eine ausreichende Rotationskapazität, ist in diesem zweiten Schritt eine Steigerung der Belastung um $\Delta q_{pl,ULS}$ von q_{el} auf $q_{Ed,FGV}$ möglich, siehe Bild 6.4.

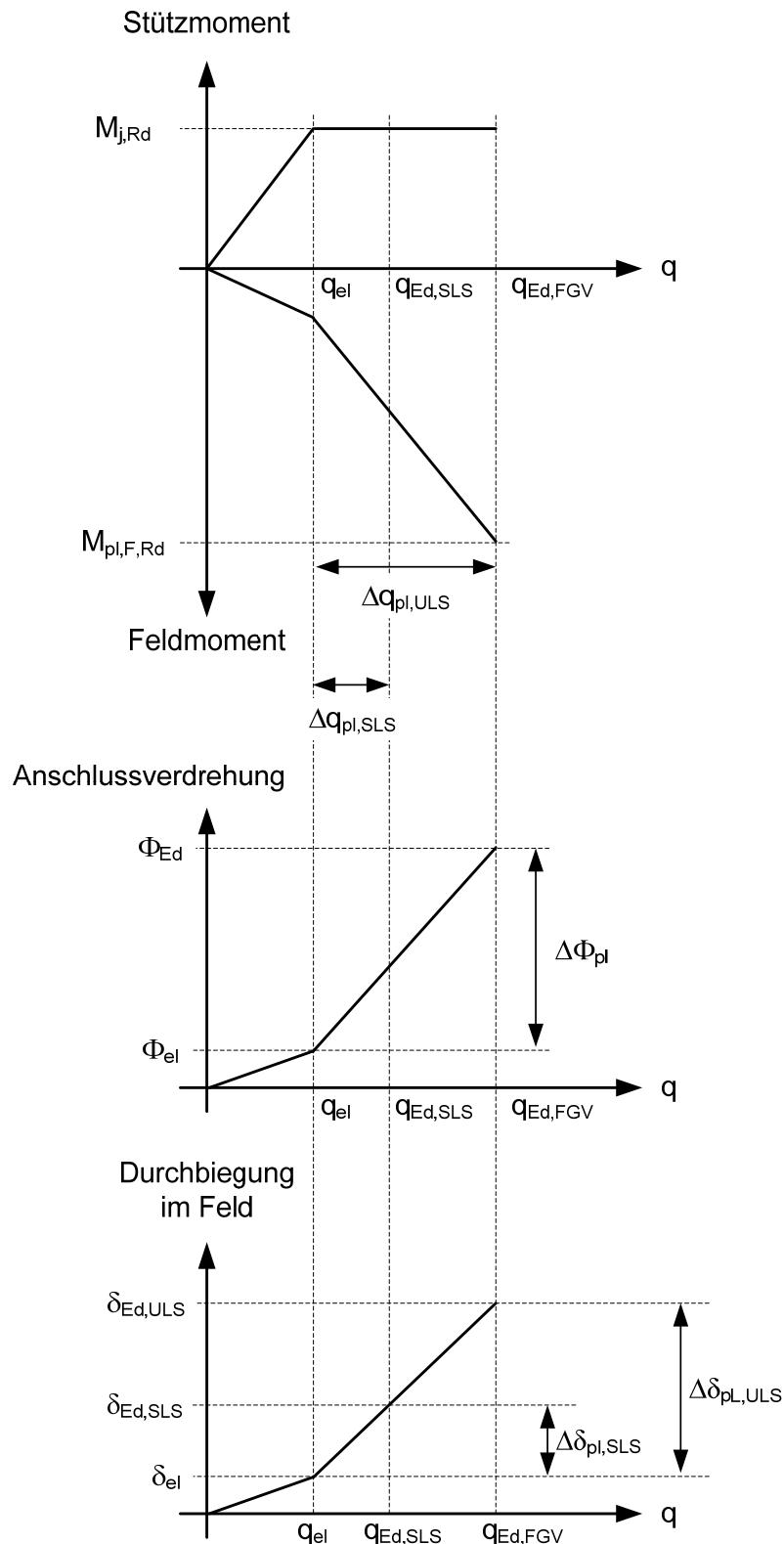


Bild 6.4 Ablauf des vereinfachten Rechenmodells

Zur Berechnung der erforderlichen Verdrehung im Anschluss werden demzufolge zwei unterschiedliche Systeme betrachtet. Im ersten System (Belastung 0 bis q_{el}) wird der Anschluss durch eine Feder mit der konstanten Steifigkeit $S_{j,ini}$

berücksichtigt. Im zweiten System (Belastung q_{el} bis $q_{Ed,ULS}$) wird die Anschlusssteifigkeit auf „0“ gesetzt.

Da das im Bild 6.3 dargestellte Berechnungsmodell plastisches Materialverhalten nicht berücksichtigen kann, wird die erforderliche Verdrehung des Anschlusses unterschätzt. Es wurden die Ergebnisse von nicht-linearen FE-Berechnungen mit den Ergebnissen des Berechnungsmodells verglichen um die Abweichung festzustellen. Dabei hat sich herausgestellt, dass die Abweichung zwischen FE-Berechnung und dem Berechnungsmodell maßgeblich durch die Systemlänge und Stahlgüte des Trägerprofils beeinflusst wird. Um die Abweichung zwischen den Berechnungsmethoden auszugleichen, wurde der Korrekturfaktor β_1 eingeführt. Dieser Korrekturfaktor ergibt sich aus:

$$\beta_1 = \frac{\Phi_{Ed,FE}}{\Phi_{Ed}} \quad (6.17)$$

mit:

$\Phi_{Ed,FE}$ erforderliche Verdrehung nach nicht-linearer FE-Berechnung

Φ_{Ed} erforderliche Verdrehung nach Berechnungsmodell

Tabelle 6.1 zeigt am Beispiel des Anschlusses VT2-2 von Kathage [Kat-1995] die Ermittlung des Korrekturfaktors. Für die Werte in Tabelle 6.1 wurde ein Träger mit der Stahlgüte S235 zugrundegelegt. Der Versuch VT2-2 wurde ausgewählt, weil sich bei den durchgeführten Vergleichsberechnungen herausgestellt hat, dass die Abweichung zwischen FE-Berechnung und dem Berechnungsmodell besonders groß ist.

Tabelle 6.1 Bestimmung des Korrekturfaktors β_1

Versuch VT2-2 [Kat-1995] (siehe Anhang A)			
Systemlänge [m]	erforderliche Verdrehung		$\beta_1 = \Phi_{Ed,FE} / \Phi_{Ed}$ [-]
	Φ_{Ed} [mrad]	$\Phi_{Ed,FE}$ [mrad]	
8	8,4	16,9	2,02
12	11,9	21,1	1,77
16	15,2	25,5	1,68

Aus den in Tabelle 6.1 dargestellten Werten lässt sich β_1 -Kurve für die Stahlgüte S235 ermitteln, siehe Bild 6.5. Für die Kurven der Stahlgüte S355 und S460 wurde analog verfahren. Der hier ermittelte Korrekturfaktor ist auf den elastischen und den plastischen Anteil der erforderlichen Anschlussverdrehung anzuwenden.

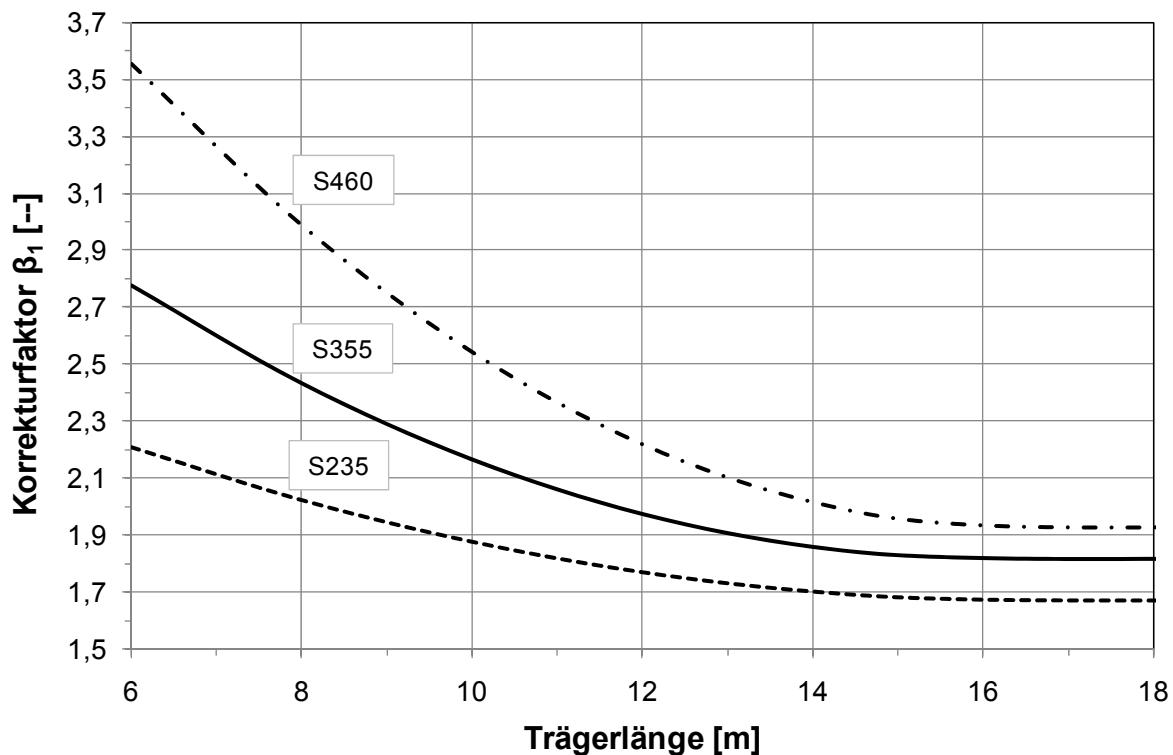


Bild 6.5 Korrekturfaktor für die Ermittlung der erforderlichen Rotationskapazität

6.1.3 Durchbiegung im Feld

Unter Zugrundelegung der Steifigkeiten aus Bild 6.1 erfolgt die Berechnung der Durchbiegung, analog der Bestimmung der Verdrehung im Anschluss, wiederum in zwei Schritten.

Um die Durchbiegung δ_{el} zu bestimmen, wird die Belastung gesteigert bis im Anschluss das Biegemoment $M_{j,Rd}$ erreicht ist. Im zweiten Schritt wird die Belastung weiter gesteigert und bis das Gebrauchslastniveau erreicht ist. Unter dieser Belastung wird die Durchbiegung $\delta_{Ed,SLS}$ berechnen. Ist die vorhandene Durchbiegung auf Gebrauchslastniveau kleiner oder gleich der maximal zulässigen Durchbiegung δ_{grenz} , kann die Belastung weiter bis auf $q_{Ed,FGV}$ gesteigert werden, siehe Bild 6.4.

6.2 Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen im statischen System

Zur Verbesserung der Handhabbarkeit des Berechnungsmodells, wurden Diagramme erstellt, mit deren Hilfe die Tragfähigkeit des Verbundträgers, die Anschlussverdrehung und die Durchbiegung des Trägers bestimmt werden können.

Bei der Erstellung der Diagramme wurde ein normiertes Einheitssystem zugrundegelegt. Dies bedeutet:

1. Die Feldlänge wird zu „1“ gesetzt
2. Die Belastung wird zu „1“ gesetzt
3. Die Steifigkeit EI_2 des Verbundträgers im negativen Momentenbereich wird ebenfalls zu „1“ gesetzt
4. Die Steifigkeit EI_1 im positiven Momentenbereich wird auf die Steifigkeit EI_2 bezogen
5. Die Federsteifigkeit des Verbundanschlusses wird auf die Steifigkeit EI_2 und die Systemlänge L bezogen

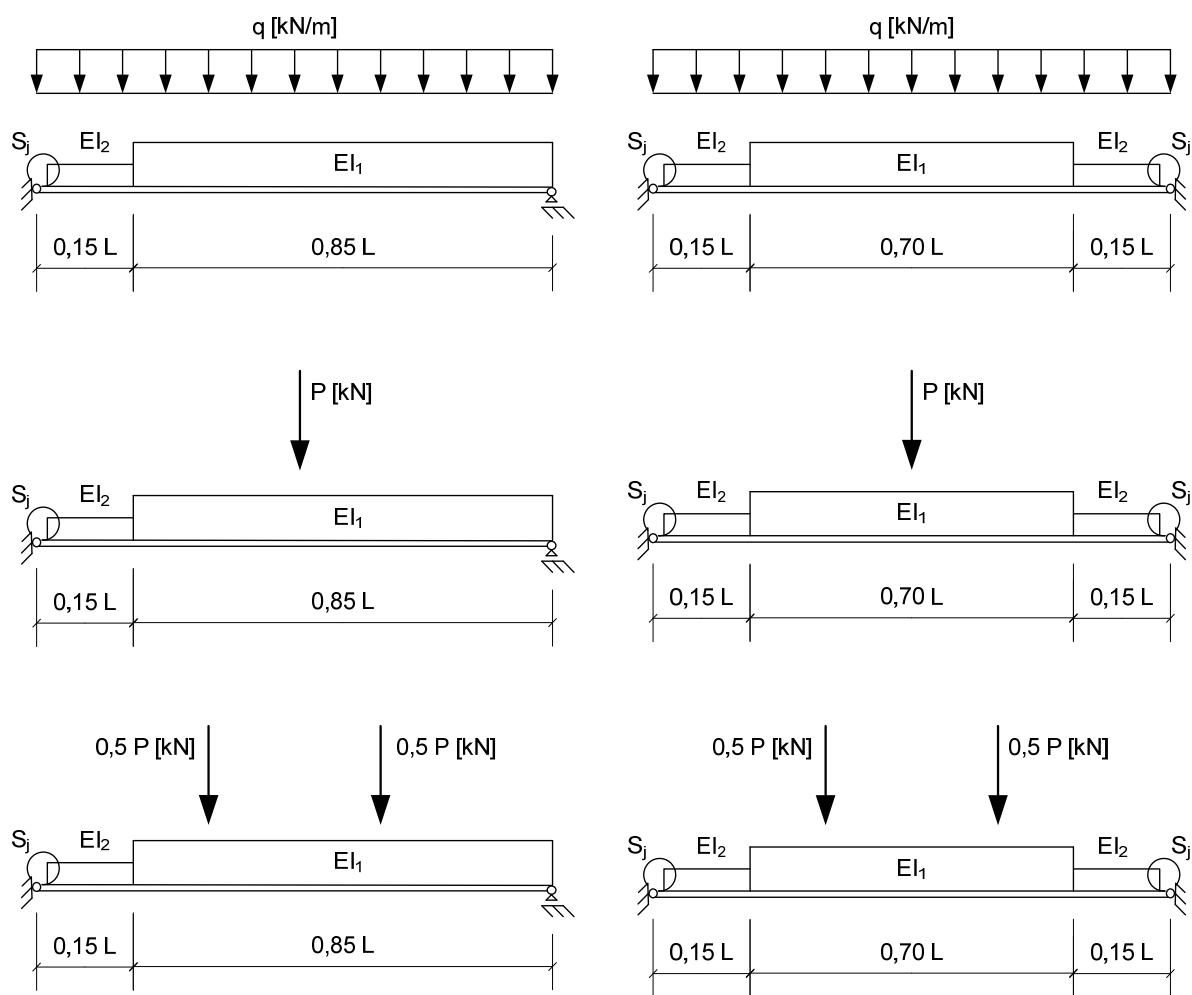


Bild 6.6 Übersicht über die evaluierten Systeme

Um die Schnittgrößen und Verformungen des Systems aus Bild 6.1 bestimmen zu können, wurden folgende Diagramme erstellt:

1. Belastung q_{el} bei Erreichen des Anschlussmomentes $M_{j,Rd}$
2. Traglast $q_{Rd,FGV}$ nach der Fließgelenktheorie

3. Anschlussverdrehung Φ_{el} unter der Last q_{el}
4. Verdrehung im Anschluss bei Erreichen der Belastung $q_{Ed,FGV}$
5. Durchbiegung δ_{el} unter der Belastung q_{el}
6. Durchbiegung $\delta_{Ed,SLS}$ unter der Belastung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Diese Diagramme wurden für das End- und Innenfeld eines Durchlaufträgers erstellt sowie für die Beanspruchung durch eine Gleichstreckenlast, eine Einzellast in Feldmitte und für zwei Einzellasten in den Drittelpunkten der Feldlänge, siehe Bild 6.6.

Um aus den entwickelten Diagrammen (siehe Anhang B) die wirklichen Werte der Schnittgrößen und Verformungen zu erhalten, müssen die abgelesenen Werte mit den tatsächlichen Steifigkeiten, Belastungen und Längen multipliziert werden. Die Herleitung der Gleichungen, die den Diagrammen zugrundeliegen, wird am Beispiel des Endfeldträgers mit Gleichlast (siehe Bild 6.7) erläutert.

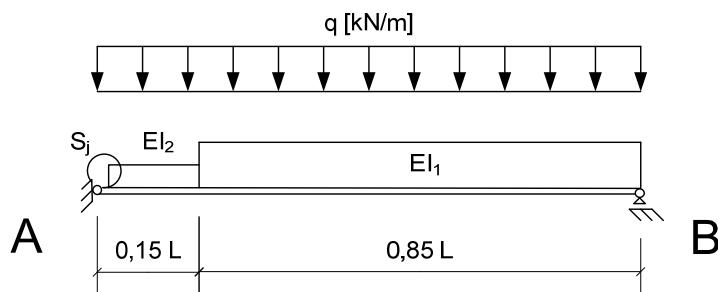


Bild 6.7 Endträger unter Gleichlast

6.2.1 Die Belastung q_{el}

Die Belastung q_{el} , stellt die Grenzbelastung dar, bei der der Verbundanschluss zu fließen beginnt. Ermittelt wird diese Belastung wie folgt:

Wird bei dem im Bild 6.7 dargestellten Träger die Federsteifigkeit S_j unendlich groß und $EI_1 = EI_2$ so gilt:

$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (6.18)$$

Ist die Steifigkeit des Anschlusses nicht mehr unendlich groß und die Steifigkeit EI_2 kleiner als die Steifigkeit EI_1 ergibt sich ein Stützmoment M_j , das kleiner ist als M_s . Das Verhältnis des Volleinspannmomentes M_s zum Moment M_j definiert sich als:

$$f = \frac{M_j}{M_s} = \frac{M_j}{\frac{q \cdot L^2}{8}} \quad (6.19)$$

Diese Gleichung lässt sich nach der Streckenlast q auflösen.

$$q_{el} = \frac{8 M_j}{f \cdot L^2} = q_{el,bez} \cdot \frac{M_j}{L^2} \quad (6.20)$$

mit

$$q_{el,bez} = \frac{8}{f} = \frac{q \cdot L^2}{M_j} \quad (6.21)$$

Die Momentenverteilung hängt dann nur noch von der Verteilung der Steifigkeiten im Träger und im Anschluss ab. Der absolute Wert der Belastung q_{el} ergibt sich somit aus der Bedingung, dass in Gleichung (6.19) das vorhandene Moment M_j das maximal aufnehmbare Anschlussmoment $M_{j,Rd}$ nicht überschreiten darf. Dies bedeutet, dass in Gleichung (6.19) gilt:

$$M_j = M_{j,pl,Rd}$$

Die bezogenen Tragfähigkeit $q_{el,bez}$ ergibt sich aus Bild 6.8.

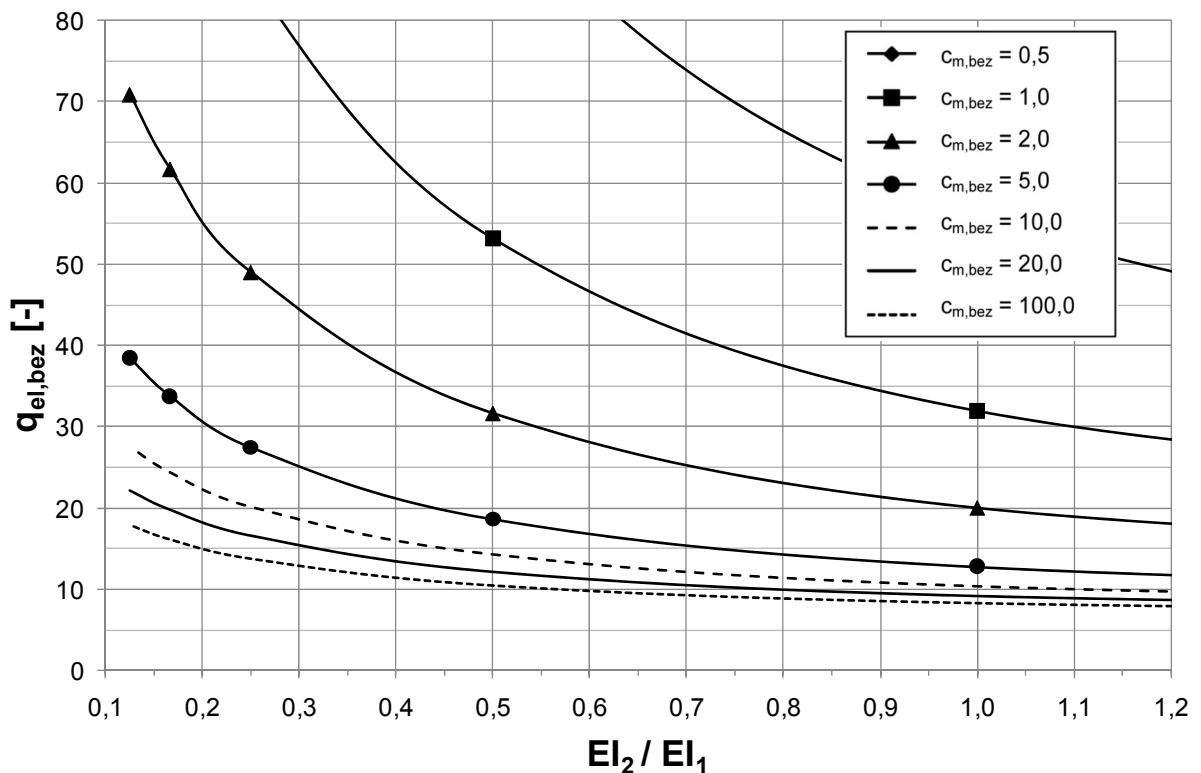


Bild 6.8 Die bezogene Tragfähigkeit $q_{el,bez}$

Für die so ermittelte Belastung ist allerdings noch zu prüfen, dass das maximal aufnehmbare Feldmoment nicht überschritten wird. Dazu wird zuerst aus der Summe der Momente um Auflager B die Auflagerkraft A bestimmt.

$$A \cdot L - \frac{q \cdot L^2}{2} - M_j = 0 \quad (6.22)$$

Mit Gleichung (6.19) ergibt sich

$$A = qL \left(\frac{1}{2} - \frac{f}{8} \right) \quad (6.23)$$

Der Nulldurchgang der Querkraftlinie ergibt sich aus der Bedingung

$$x_0 = \frac{A}{q} = \frac{qL \left(\frac{1}{2} - \frac{f}{8} \right)}{q} = L \left(\frac{1}{2} - \frac{f}{8} \right) \quad (6.24)$$

Wobei x_0 vom Auflager A aus gemessen wird. Das größte Feldmoment ergibt sich aus der Summe der Momente um diesen Schnitt.

$$M(x_0) = M_F = A \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} \quad (6.25)$$

Und mit den Gleichungen (6.23) und (6.24) folgt:

$$M_F = \frac{q L^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{f}{8} \right)^2 \quad (6.26)$$

Durch Einsetzen von (6.20) in (6.26) und durch Auflösen der Gleichung nach q ergibt sich die Grenzlast, die durch die Tragfähigkeit des Feldquerschnitts begrenzt ist.

$$q = q_{el} = \frac{2 M_F}{L^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{q_{el,bez}} \right)^2} \quad (6.27)$$

Die elastische Grenzlast ergibt sich nach Gleichung (6.29) oder (6.27) zu:

$$q_{el} = \min \begin{cases} \frac{2 M_F}{L^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{q_{el,bez}} \right)^2} \\ q_{el,bez} \cdot \frac{M_j}{L^2} \end{cases} \quad (6.28)$$

mit

$$M_F = M_{F,pl,Rd}$$

und

$$M_j = M_{j,Rd}$$

Bei der so ermittelten Tragfähigkeit bleibt die Anschlussfeder im elastischen Bereich. An den Anschluss werden unter dieser Belastung nur geringe Anforderungen hinsichtlich der Duktilität und Rotationskapazität gestellt.

6.2.2 Die Traglast $q_{Rd,FGV}$ nach Fließgelenktheorie

Die Tragfähigkeit des Systems aus Bild 6.7 nach der Fließgelenktheorie ist nicht mehr vom Verhältnis der Steifigkeiten abhängig, sondern von den Tragfähigkeiten des Verbundanschlusses und des Verbundträgers im Feld. Mit dem Verhältnis der Tragfähigkeiten

$$\eta = \left| \frac{M_{j,Rd}}{M_{F,pl,Rd}} \right| \quad (6.29)$$

definiert sich der Faktor a zu:

$$a = -\frac{1}{\eta} + \sqrt{\frac{1}{\eta^2} + \frac{1}{\eta}} \quad (6.30)$$

Mit Gleichung (6.29) und (6.30) ergibt sich die Traglast des Systems nach dem Fließgelenkverfahren zu:

$$q_{Rd,FGV} = \frac{M_{F,pl,Rd}}{\frac{L^2 (a - a^2)}{2 (1 + \eta \cdot a)}} \quad (6.31)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (6.29) in (6.31) ergibt sich

$$q_{Rd,FGV} = \frac{M_{j,Rd}}{L^2} \cdot q_{Rd,FGV,bez} \quad (6.32)$$

mit:

$$q_{Rd,FGV,bez} = \frac{1}{\frac{(a - a^2)}{2 (1 + \eta \cdot c)}} \quad (6.33)$$

Die Werte für $q_{Rd,FGV,bez}$ sind in Bild 6.9 aufgetragen. Mit Gleichung (6.32) kann die Tragfähigkeit des Systems bestimmt werden.

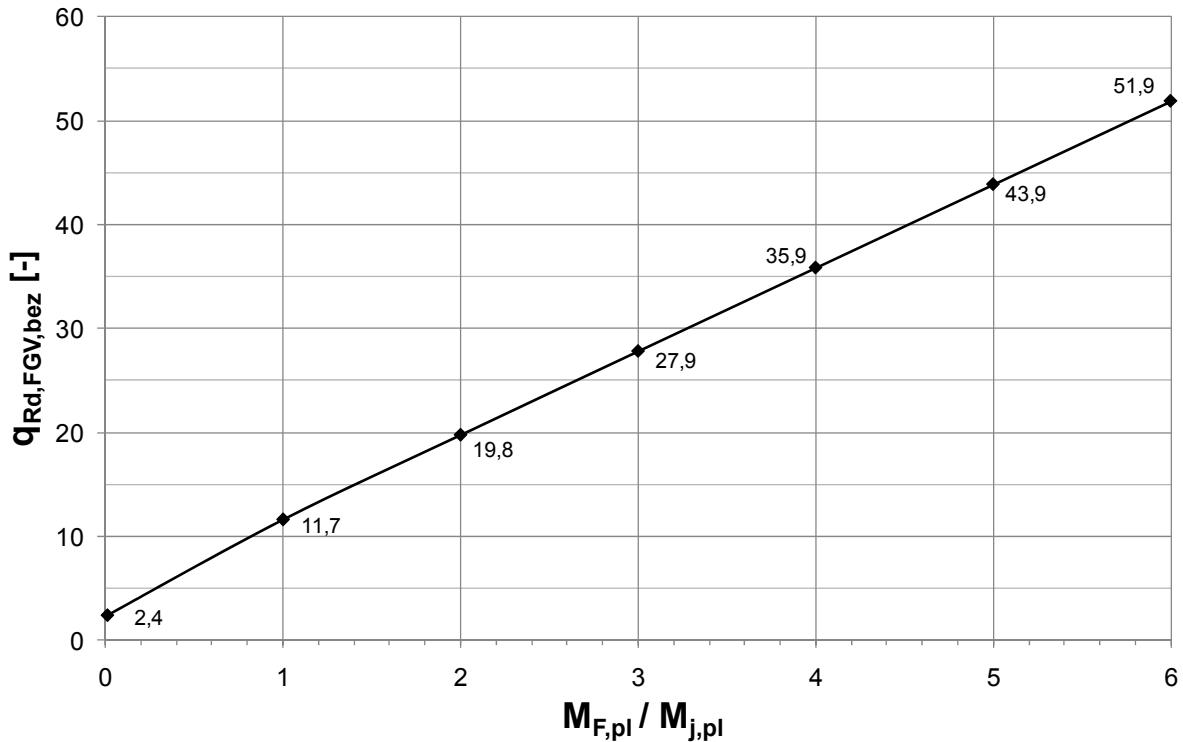


Bild 6.9 Die bezogene Tragfähigkeit nach der Fließgelenktheorie $q_{Rd,FGV,bez}$

6.2.3 Die elastische Verdrehung Φ_{el}

Die elastische Auflagerverdrehung des Verbundanschlusses ist die Verdrehung die sich unter der Belastung q_{el} im Anschluss einstellt.

Die Auflagerverdrehung des gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit konstanter Biegesteifigkeit und unter Gleichstreckenlast ergibt sich zu:

$$\Phi_{el} = \frac{qL^3}{24EI} \quad (6.34)$$

Wird nun der Anschluss und die Biegesteifigkeit EI_2 des Verbundträgers im negativen Momentenbereich berücksichtigt, ergibt sich die Anschlussverdrehung für den linearen Ast der Anschlussfeder zu:

$$\Phi_{el} = \frac{M_j}{S_j} \quad (6.35)$$

Mit der auf die Steifigkeit EI_2 und auf die Systemlänge bezogenen Steifigkeit

$$c_{m,bez} = \frac{S_j \cdot L}{EI_2} \quad (6.36)$$

ergibt sich die bezogene elastische Verdrehung mit (6.35) zu:

$$\Phi_{el,bez} = \frac{1}{c_{m,bez}} = \frac{EI_2}{S_j \cdot L} \quad (6.37)$$

Werden beide Seiten der Gleichung (6.37) mit M_j multipliziert so ist

$$\Phi_{el,bez} \cdot M_j = \frac{M_j}{S_j} = \frac{EI_2}{L} \quad (6.38)$$

und mit Gleichung (6.35) folgt:

$$\Phi_{el,bez} \cdot M_j = \Phi_{el} \cdot \frac{EI_2}{L} \quad (6.39)$$

Die elastische Anschlussverdrehung ergibt sich aus Gleichung (6.39) zu:

$$\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot M_j \cdot \frac{L}{EI_2} \quad (6.40)$$

Die bezogene, elastische Verdrehung ist in Bild 6.10 dargestellt. Mit der Verdrehung $\Phi_{el,bez}$ und mit Gleichung (6.40) lässt sich die elastische Anschlussverdrehung berechnen.

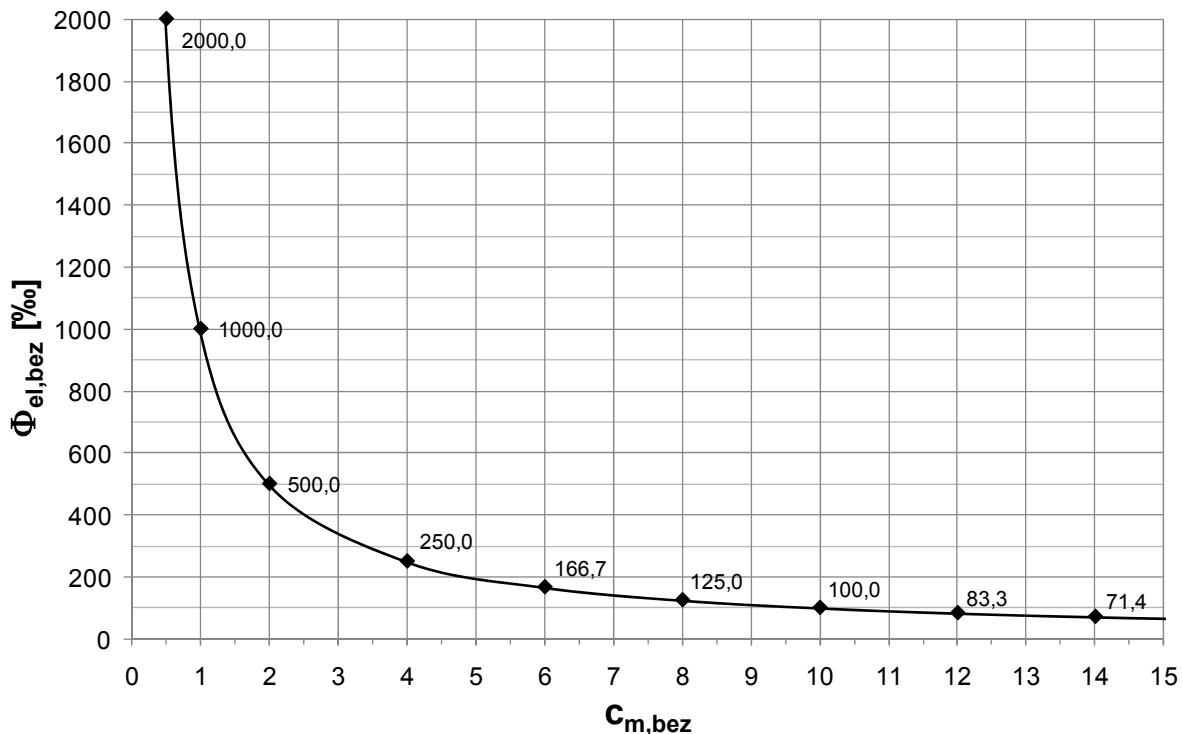


Bild 6.10 Die bezogene elastische Verdrehung $\Phi_{el,bez}$ im Anschluss

6.2.4 Die plastische Verdrehung $\Delta\Phi_{pl}$

Befindet sich der Anschluss im plastischen Bereich der Federkennlinie (siehe Bild 6.1), dann ist die Anschlussverdrehung nicht mehr vom Stützmoment sondern nur noch von der Belastung, der Feldlänge und dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten abhängig.

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeiten ergibt sich der plastische Anteil der Anschlussverdrehung zu:

$$\Delta\Phi_{pl} = \frac{\Delta q_{pl} L^3}{EI_2} \cdot \Delta\Phi_{pl,bez} \quad (6.41)$$

mit

$$\Delta q_{pl} = q_{Rd,FGV} - q_{el} \quad (6.42)$$

und

$\Delta\Phi_{pl,bez}$ nach Bild 6.11

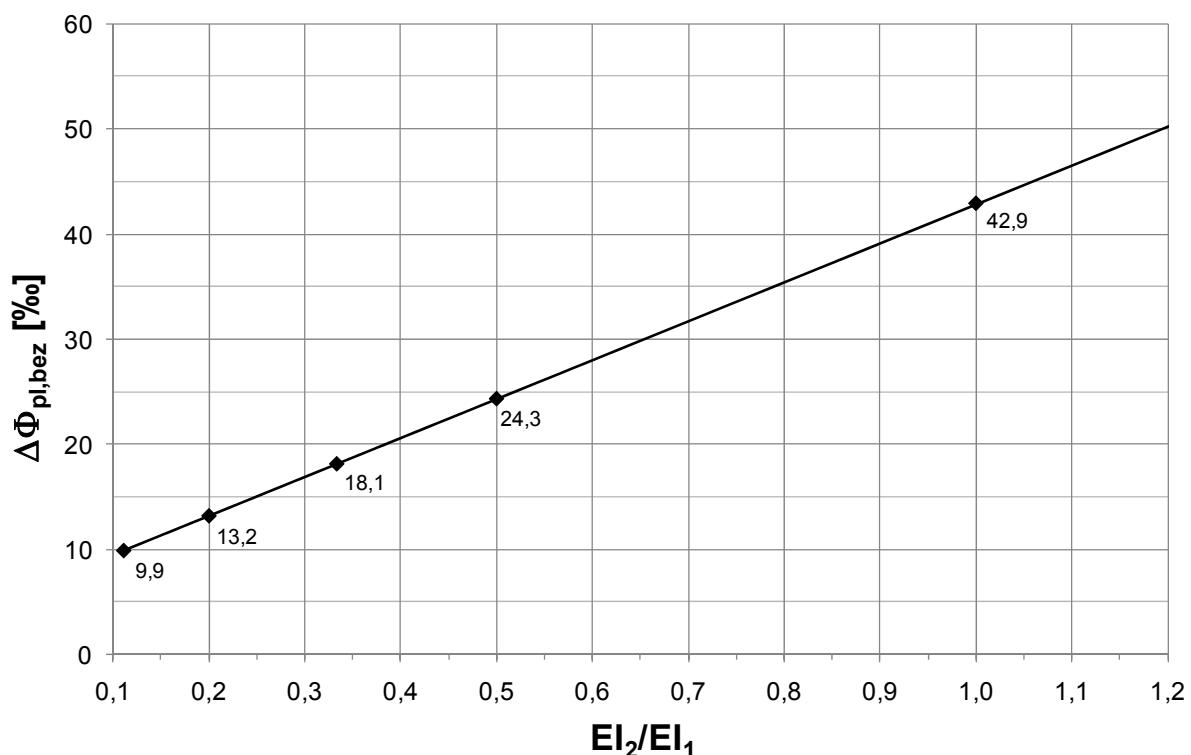


Bild 6.11 Die bezogene plastische Verdrehung $\Delta\Phi_{pl,bez}$ im Anschluss

6.2.5 Die elastische Durchbiegung δ_{el}

Die elastische Durchbiegung ist die Durchbiegung, die sich beim Verbundträger unter der Belastung q_{el} ergibt.

Unter der Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit, der Feldlänge L und der Belastung q ergibt sich die Durchbiegung des gelenkig gelagerten Einfeldträgers in Feldmitte zu:

$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 EI} \quad (6.43)$$

Unter Berücksichtigung der Lagerungsbedingungen und der Steifigkeiten EI_1 und EI_2 lässt sich die Gleichung (6.43) allgemein formulieren.

$$\delta = c \cdot \frac{q L^4}{EI} \quad (6.44)$$

Daraus ergibt sich die elastische Durchbiegung in Feldmitte zu:

$$\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot q_{el} \cdot \frac{L^4}{EI} \quad (6.45)$$

mit

$\delta_{el,bez}$ nach Bild 6.12

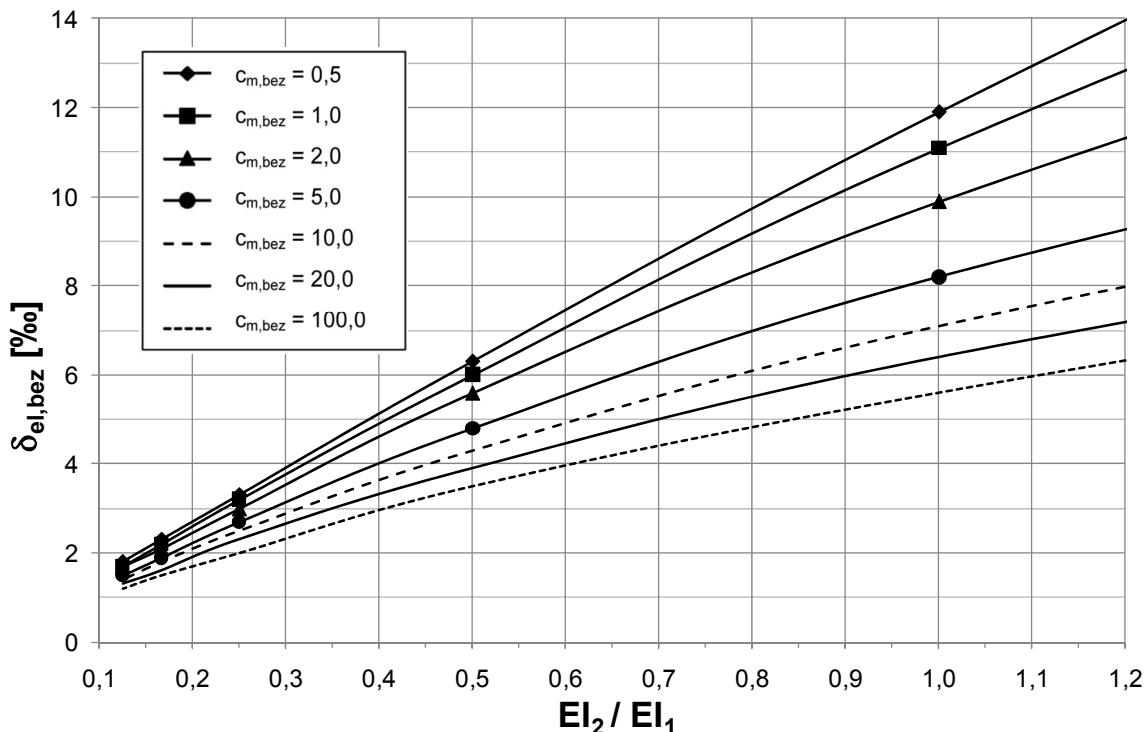


Bild 6.12 Die bezogene elastische Durchbiegung $\delta_{el,bez}$ in Feldmitte

6.2.6 Die plastische Durchbiegung $\Delta\delta_{pl}$

Unter Berücksichtigung der Lagerbedingungen, der Feldlänge und der Steifigkeitsverhältnisse und der Gleichungen (6.43) und (6.44) ergibt sich der Anteil der plastischen Durchbiegung des Trägers in Feldmitte zu:

$$\Delta\delta_{pl} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta q_{pl} \cdot \frac{L^4}{EI} \quad (6.46)$$

mit:

$$\Delta q_{pl} = q_{Rd,FGV} - q_{el}$$

und

$\Delta\delta_{pl,bez}$ nach Bild 6.13

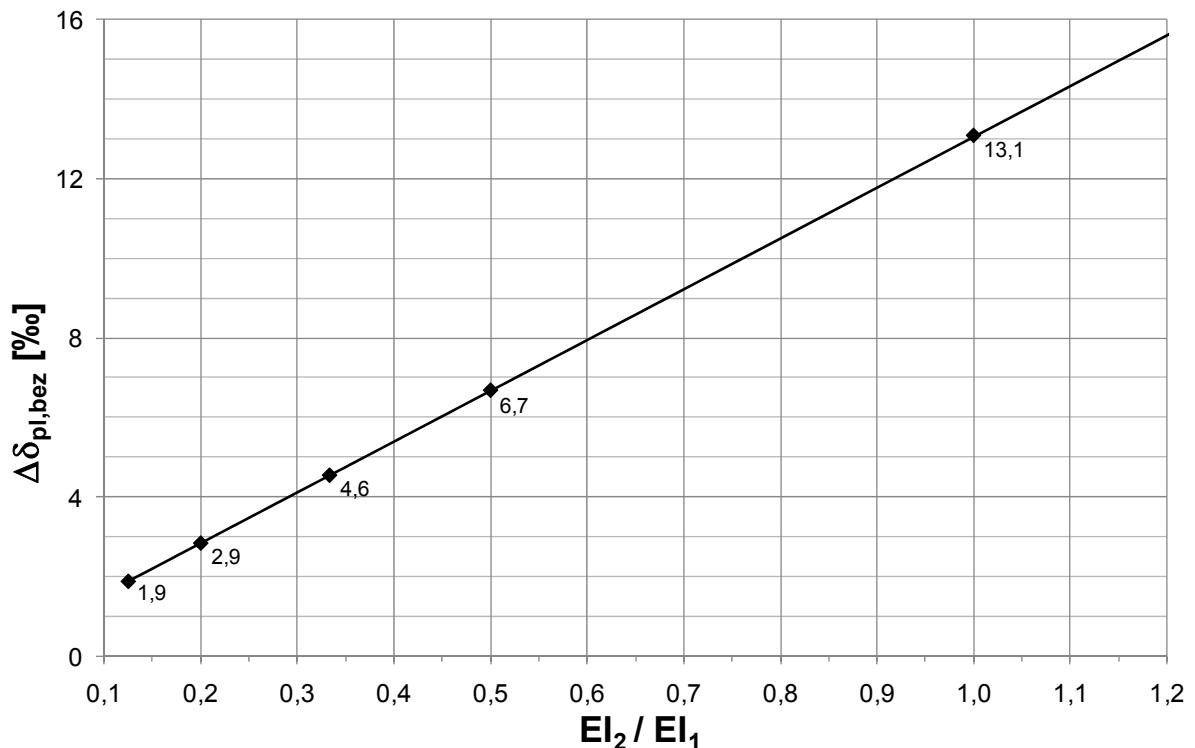


Bild 6.13 Die bezogene plastische Durchbiegung $\Delta\delta_{pl,bez}$ in Feldmitte

6.2.7 Ablaufschema für das Bemessungsmodell

Das in Bild 6.14 gezeigte Flussdiagramm soll noch einmal das Verfahren zum Nachweis eines Verbundträgers mit teiltragfähigen Anschlüssen veranschaulichen.

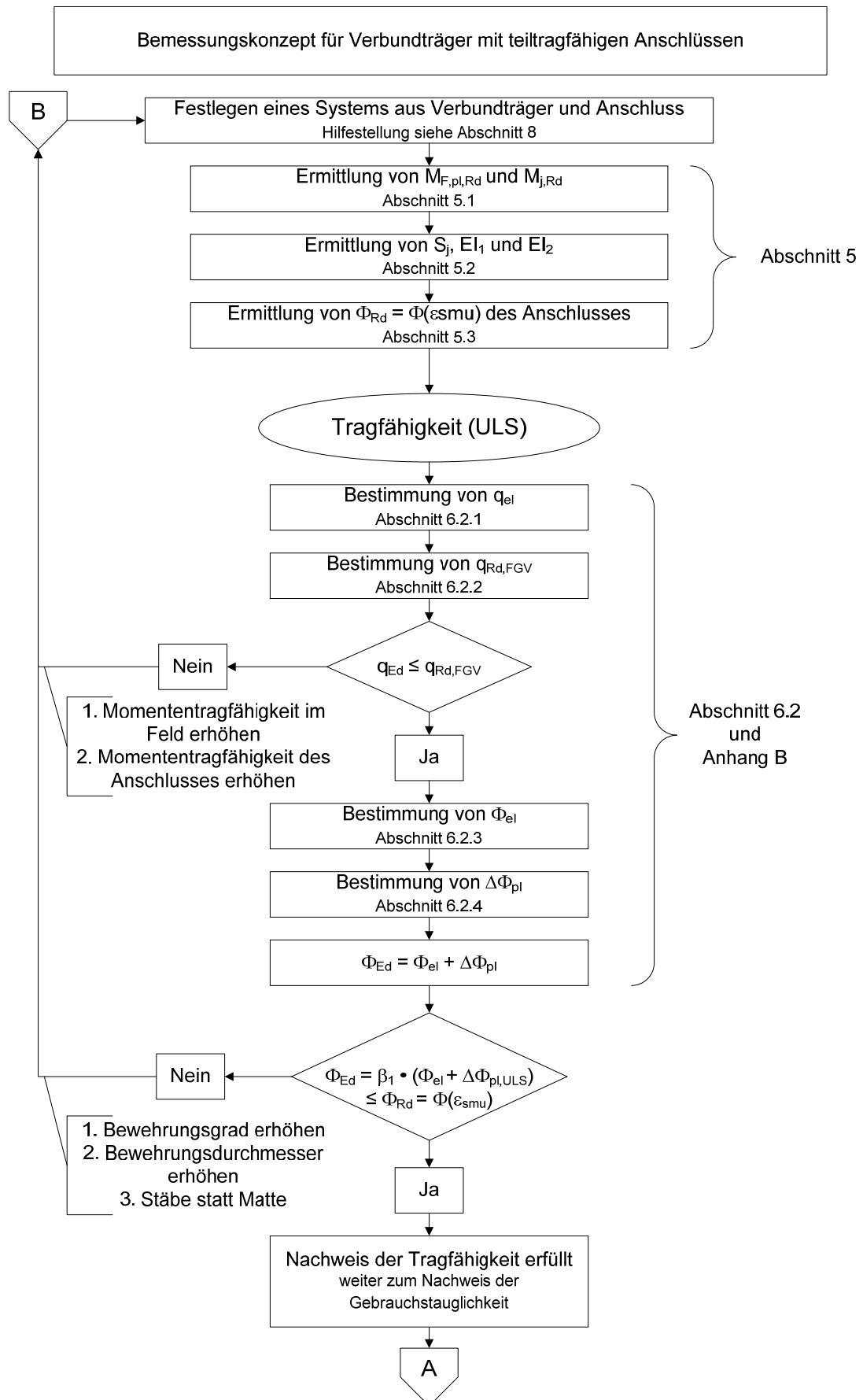


Bild 6.14 Ablaufschema des Bemessungsmodells

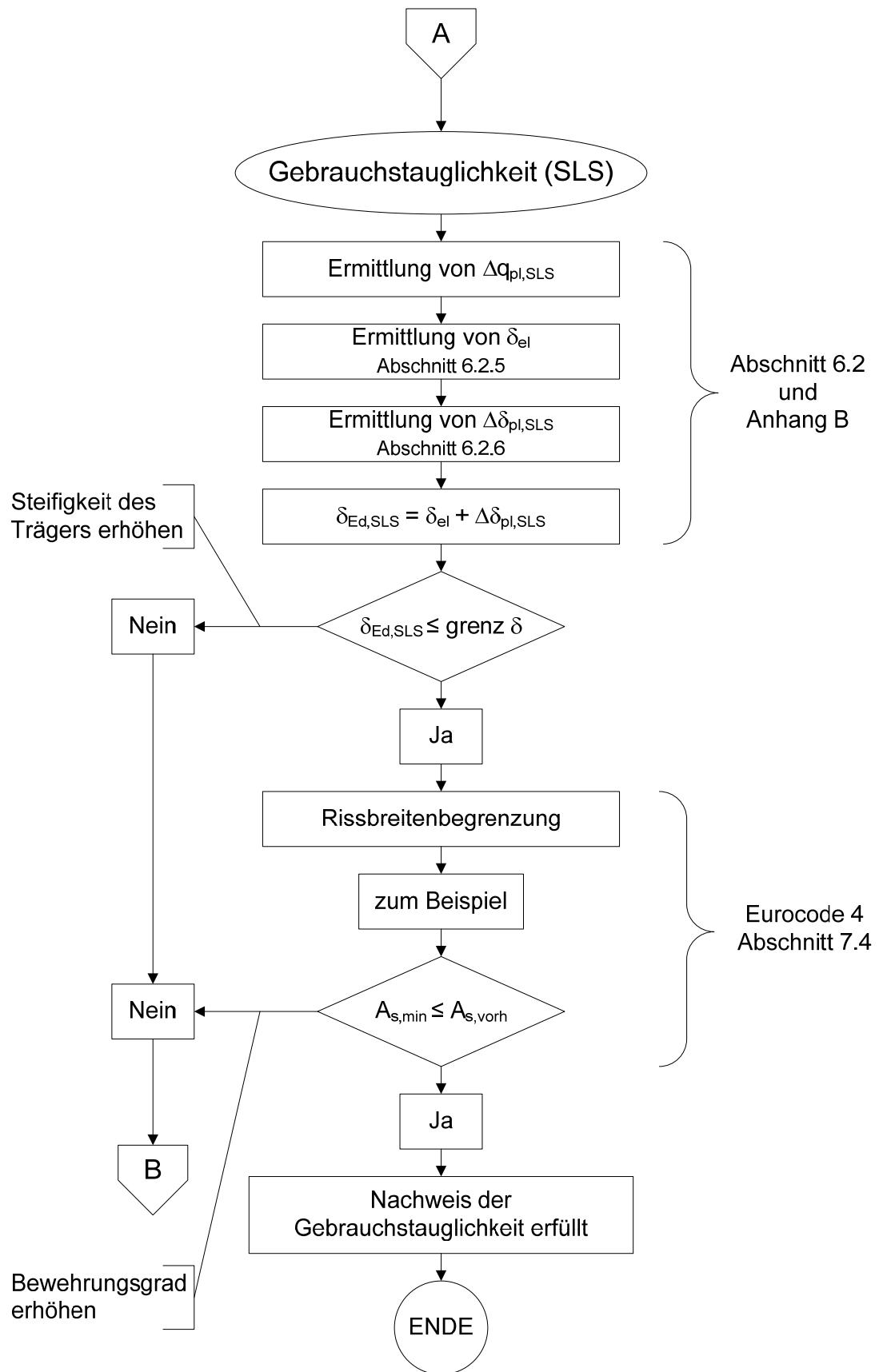


Bild 6.14 Ablaufschema des Bemessungsmodells (Fortsetzung)

6.3 Rechenbeispiel

Im folgendem soll am Beispiel des Versuchs VT 3.3 von Kathage [Kat-1995] die Funktionsweise des Rechenmodells vorgestellt werden. Der Ablauf folgt dem im Bild 6.14 abgebildetem Flussdiagramm.

1. Statisches System, Materialkennwerte und Anschlussgeometrie

Berechnet wird ein Endfeldträger mit einer Spannweite von $L=12,0$ m.

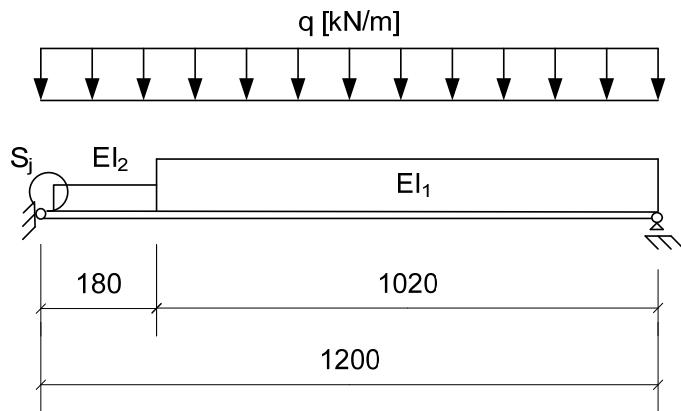


Bild 6.15 Statisches System des Rechenbeispiels

Verbundanschluss siehe Bild 6.16

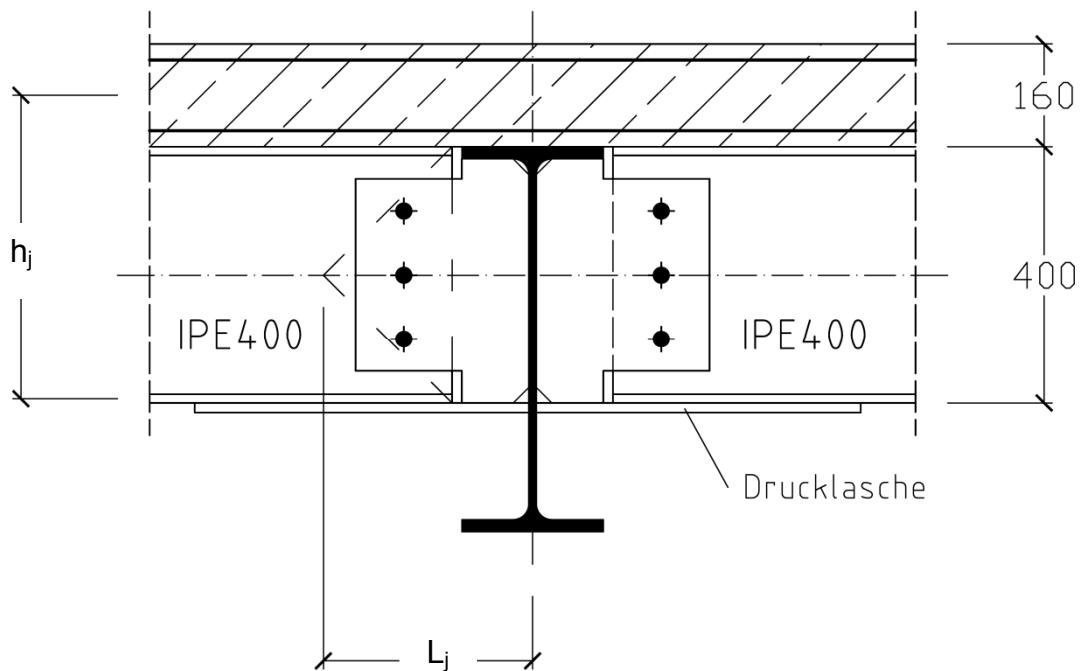


Bild 6.16 Anschluss VT3.3 [Kat-1999]

Die mittragende Breite im Feld ergibt sich aus Gleichung (6.1) zu:

$$b_{eff} = \frac{2 \cdot 0,85 \cdot 12}{8} = 2,55 \text{ m}$$

und im Bereich des Anschlusses zu:

$$b_{eff} = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 12}{8} = 1,50 \text{ m}$$

Träger im positiven Momentenbereich:

Stahlträger: IPE 400; S355

Betongurt: Massivplatte; b/d = 2,55/0,16 m; C30/37

Träger im negativen Momentenbereich:

Stahlträger: IPE 400; S355

Betongurt: Massivplatte; b/d = 1,50/0,16 m; C30/37

Bewehrung: $d_s = 14 \text{ mm}$, $\rho_s = 1,44 \%$ $\rightarrow A_{s,o} = A_{s,u} = 17,3 \text{ cm}^2$

2. Die Momententrägfähigkeiten

Die Momententrägfähigkeit des Feldquerschnitts ergibt sich zu:

$$M_{F,pl,Rd} = 908,2 \text{ kNm}$$

und die Biegeträgfähigkeit des Anschlusses ergibt sich nach Kapitel 5.1 zu:

$$M_{j,pl,Rd} = 414,0 \text{ kNm}$$

3. Die Steifigkeiten

Mit der gegebenen Systemgeometrie und den Materialkennwerten ergibt sich die Biegesteifigkeit im Feld zu:

$$EI_1 = 198493 \text{ kNm}^2$$

und im negativen Momentenbereich des Verbundträgers zu:

$$EI_2 = 89370 \text{ kNm}^2$$

Mit der Anschlusslänge

$$L_j = \frac{400 \text{ mm}}{2} + 200 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 415 \text{ mm}$$

und der bezogenen Anschlusssteifigkeit

$$\frac{1}{S_{j,bez}} = 2$$

ergibt sich die Anfangssteifigkeit des betrachteten Anschlusses zu:

$$S_j = \frac{EI_2}{\frac{1}{S_{j,bez}} \cdot L_j} = 107674,7 \text{ kNm/rad}$$

4. Die Bruchdehnung der Betonplatte ε_{smu} und die Grenzverdrehung des Anschlusses $\Phi(\varepsilon_{smu})$

Für das gegebene Beispiel ergibt sich die Dehnung der Bewehrung bei Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung zu:

$$\varepsilon_{s,y} = \frac{500}{205000} = 2,439 \text{ \%}$$

Für ständige Lasten gilt:

$$\beta_t = 0,25$$

Die Zugfestigkeit des Betons zur Ermittlung der rechnerischen Grenzverdrehung wird definiert als:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck} + 8)^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{(30 + 8)^2} = 3,39 \text{ N/mm}^2$$

Die Stahldehnung im ungerissenen Zustand unter Risschnittgrößen ergibt sich aus:

$$\varepsilon_{sr1} = \frac{f_{ct}}{E_{cm}} = \frac{3,39}{33500} = 0,101 \text{ \%}$$

Mit der Stahlspannung im ersten Riss

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ct}}{\rho_s} \cdot (1 + (n - 1) \cdot \rho_s) = \frac{3,39}{0,0144} \cdot (1 + (6,12 - 1) \cdot 0,0144) = 252,77 \text{ N/mm}^2$$

ergibt sich die Stahldehnung im gerissenen Zustand im Riss zu:

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} = \frac{252,77}{20500} = 1,23 \text{ \%}$$

Der Anschluss VT 3.3 wurde mit Stabstahl $d_s = 14 \text{ mm}$ bewehrt. Daraus ergibt sich:

$$\beta = 0,85$$

$$\varepsilon_{s2} = 100 \text{ \%}$$

$$\alpha_1 = 1,4$$

und

$$\delta = 0,7$$

Aus den vorab berechneten Werten ergibt sich die Bruchdehnung der Betonplatte unter Anwendung der Gleichung (5.12) zu:

$$\varepsilon_{smu} = \left[\varepsilon_{s,y} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta \cdot \left(1 - \beta \frac{\sigma_{sr}}{f_{tk}} \right) \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}) \right] \cdot \alpha_1$$

$$\varepsilon_{smu} = \left[2,439 - 0,25 \cdot (1,23 - 0,101) + 0,7 \cdot \left(1 - 0,85 \frac{252,77}{550} \right) \cdot (100 - 2,439) \right] \cdot 1,4$$

$$\varepsilon_{smu} = 61,3 \text{ \%}$$

Mit der Gleichung (5.7) aus Kapitel 5.3 ergibt sich die rechnerische Grenzverdrehung des Anschlusses zu:

$$\Phi(\varepsilon_{smu}) = \frac{\varepsilon_{smu} \cdot L_j}{h_j} = \frac{61,3 \cdot 0,415}{0,528} = 48,2 \text{ mrad}$$

5. Die bi-lineare Anschlussfeder

Aus der ermittelten Momententrägfähigkeit, der Anfangssteifigkeit und der Grenzverdrehung lässt sich die bi-lineare Anschlussfeder für den Anschluss VT3.3 bestimmen, siehe Bild 6.17.

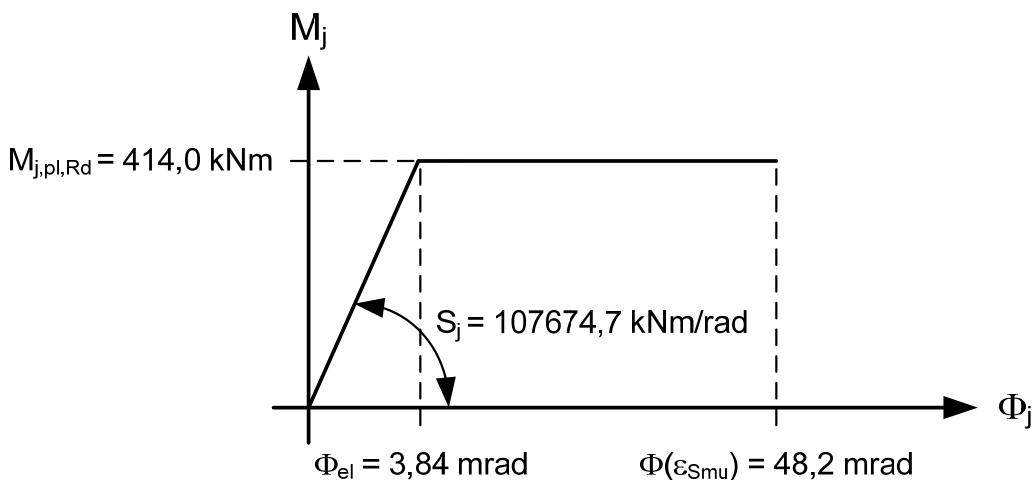


Bild 6.17 Bi-lineare Anschlussfeder

6. Nachweis der Tragfähigkeit (ULS)

Der Nachweis der Tragfähigkeit des Anschlusses und des Verbundträgers erfolgt unter Anwendung des in Kapitel 6.2 beschriebenen Verfahrens.

- **Bestimmung der Belastung q_{el}**

Die Belastung q_{el} entspricht der Belastung, bei der sich die Anschlussfeder gerade im Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich befindet. Bei einer höheren Belastung beginnt die Umlagerung des Biegemomentes von Anschluss zum Feldquerschnitt.

Eingangswerte für das Diagramm:

$$\frac{EI_2}{EI_1} = \frac{89370 \text{ kN/m}^2}{198493 \text{ kN/m}^2} = 0,45$$

$$c_{m,bez} = \frac{S_j \cdot L}{EI_2} = \frac{107674,7 \cdot 12}{89370} = 14,46$$

Mit diesen beiden Werten lässt sich aus dem Diagramm der Wert für $q_{el,bez}$ ablesen.

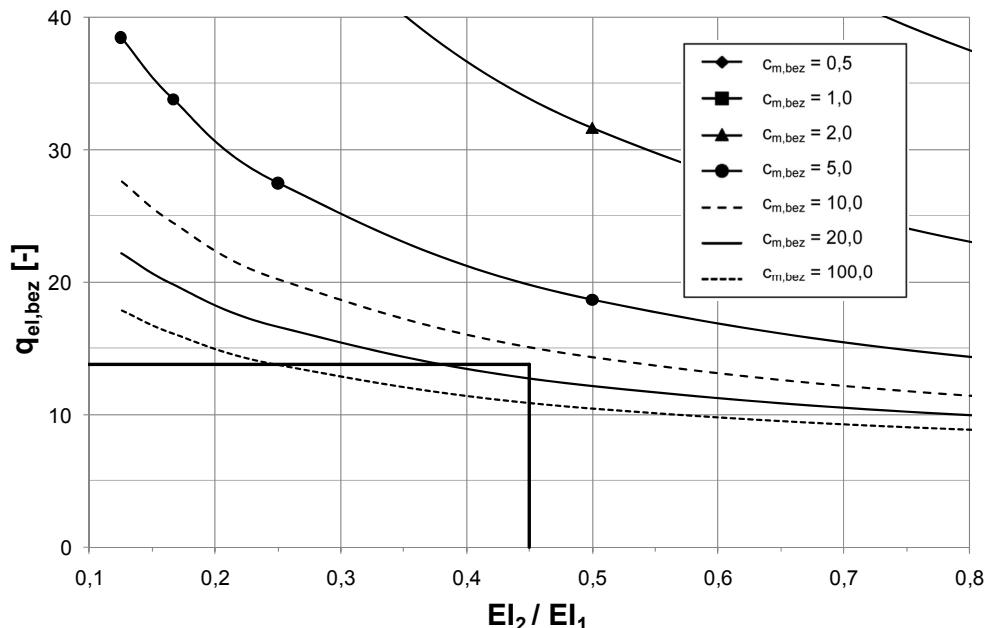


Bild 6.18 Diagramm für $q_{el,bez}$ (Ausschnitt aus Bild 6.8)

$$\Rightarrow q_{el,bez} = 13,8$$

Die Belastung q_{el} ergibt sich aus Gleichung (6.27) zu:

$$q_{el} = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot M_F}{L^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{q_{el,bez}} \right)^2} = \frac{2 \cdot 908,2}{12^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{13,8} \right)^2} = 69,0 \text{ kN/m} \\ q_{el,bez} \cdot \frac{M_j}{L^2} = 13,8 \cdot \frac{414}{12^2} = 39,7 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow q_{el} = 39,7 \text{ kN/m}$$

- **Bestimmung der Traglast $q_{Rd,FGV}$**

Aus dem Verhältnis der Momententrägfähigkeit des Anschlusses und des Feldquerschnitts und unter Anwendung des Bildes 6.19

$$\frac{M_{F,pl,Rd}}{M_{j,pl,Rd}} = \frac{908,2}{414} = 2,19$$

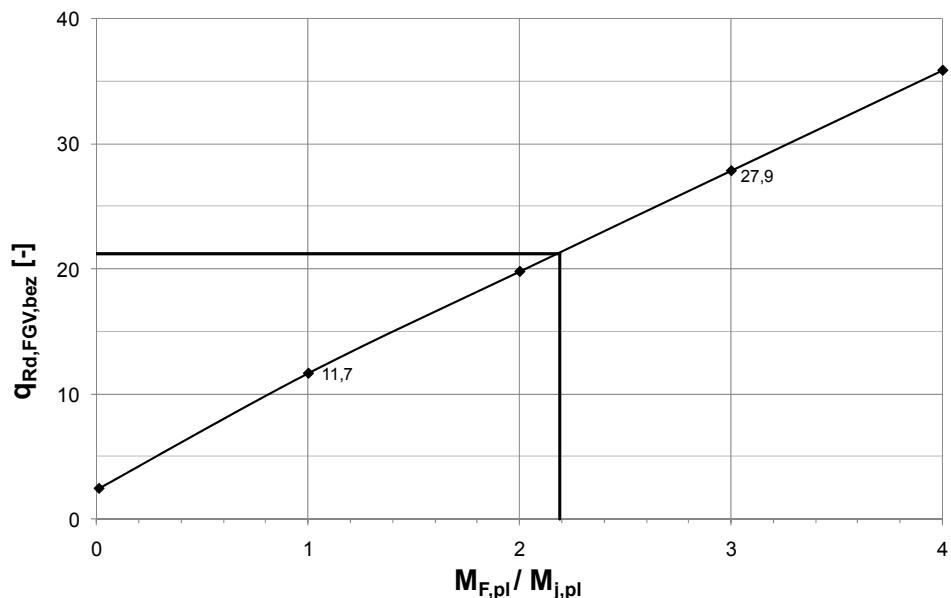


Bild 6.19 Diagramm für $q_{Rd,FGV,bez}$ (Ausschnitt aus Bild 6.9)

ergibt sich die bezogene Traglast zu:

$$\Rightarrow q_{Rd,FGV,bez} = 21,0$$

Demzufolge ergibt sich die Traglast für das gegebene System aus Gleichung (6.32) zu:

$$q_{Rd,FGV} = \frac{M_{j,pl,Rd}}{L^2} \cdot q_{Rd,FGV,bez} = \frac{414}{12^2} \cdot 21,0 = 60,4 \text{ kN/m}$$

- **Bestimmung der elastischen Verdrehung im Anschluss Φ_{el}**

Den Eingangswert für das Diagramm der bezogenen elastischen Verdrehung bildet die bezogene Anschlusssteifigkeit mit:

$$c_{m,bez} = \frac{S_j \cdot L}{EI_2} = \frac{107674,7 \cdot 12}{89370} = 14,46$$

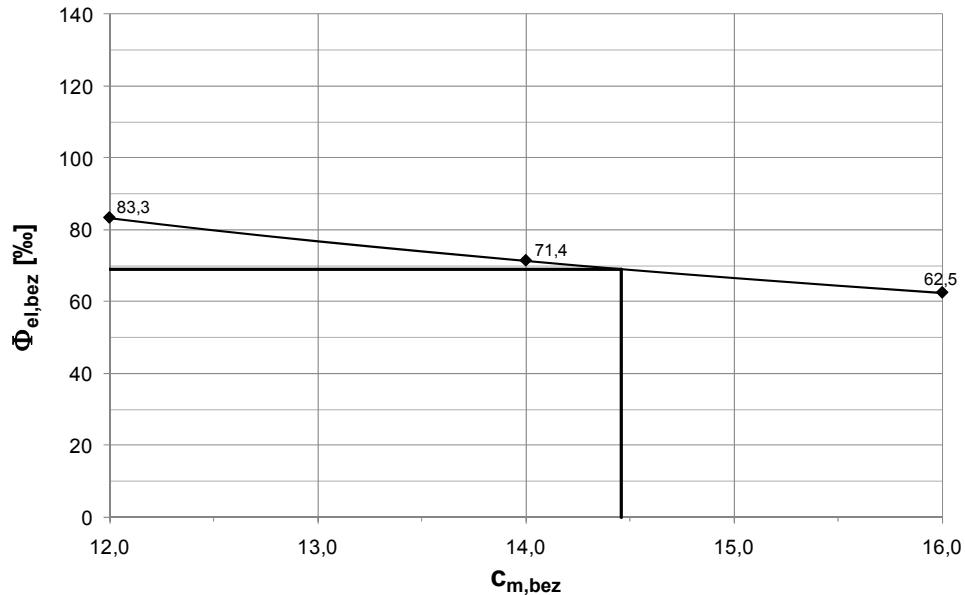


Bild 6.20 Diagramm für $\Phi_{el,bez}$ (Ausschnitt aus Bild 6.10)

Mit der bezogenen Anfangssteifigkeit von 14,46 ergibt sich die bezogenen elastischen Verdrehung $\Phi_{el,bez}$ zu 69,0 mrad. Daraus ergibt sich die elastische Verdrehung unter Anwendung der Gleichung (6.40) zu, siehe Bild 6.17:

$$\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot M_{j,pl,Rd} \cdot \frac{L}{EI_2} = 69,0 \cdot 414 \cdot \frac{12}{89370} = 3,84 \text{ mrad}$$

- **Bestimmung der plastischen Verdrehung im Anschluss $\Delta\Phi_{ULS}$**

Mit dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten

$$\frac{EI_2}{EI_1} = \frac{89370 \text{ kN/m}^2}{198493 \text{ kN/m}^2} = 0,45$$

und dem Diagramm für $\Delta\Phi_{pl,bez}$ (Bild 6.21)

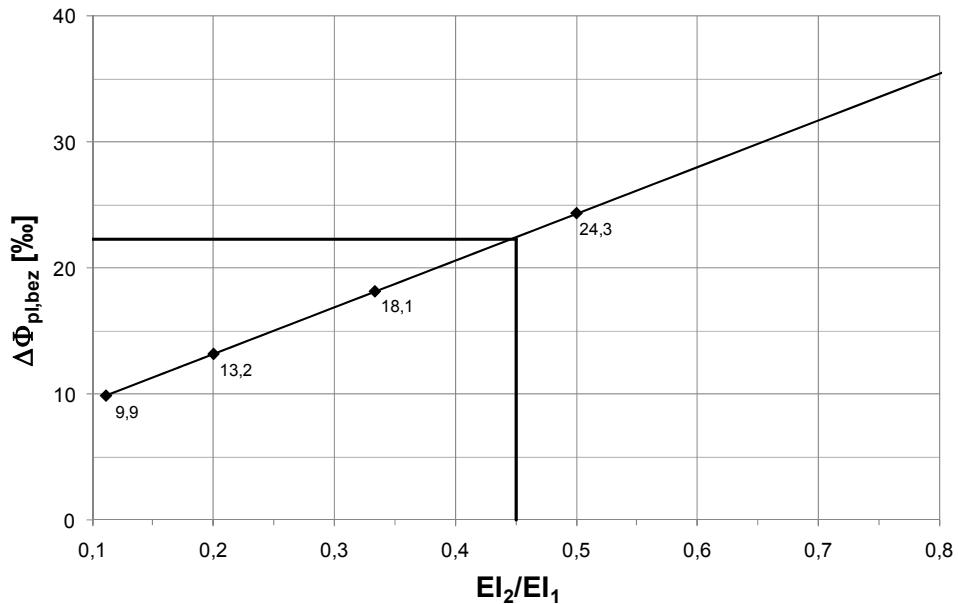


Bild 6.21 Diagramm für $\Delta\Phi_{pl,bez}$ (Ausschnitt aus Bild 6.11)

ergibt sich der Anteil der plastischen Verdrehung aus Gleichung (6.41) zu:

$$\Delta\Phi_{pl,ULS} = \frac{\Delta q_{pl} L^3}{EI_2} \cdot \Delta\Phi_{pl,bez} = \frac{20,7 \cdot 12^3}{89370} \cdot 22,3 = 8,93 \text{ mrad}$$

mit:

$$\Delta q_{pl} = q_{Ed} - q_{el} = 60,4 - 39,7 = 20,7$$

- **Bestimmung der gesamten Verdrehung im Anschluss Φ_{Ed}**

Aus der elastischen Verdrehung Φ_{el} und der plastischen Verdrehung $\Delta\Phi_{pl,ULS}$ kann im nächsten Schritt die Gesamtverdrehung des Anschlusses ermittelt werden. Der Korrekturfaktor β_1 , der den Unterschied zwischen der elastischen und der nichtlinearen Berechnung berücksichtigt, ergibt sich nach Bild 6.5 für die Systemlänge von 12 m zu 1,98. Damit ergibt sich die zu erwartende Gesamtverdrehung für den Anschluss VT3-3 zu:

$$\Phi_{Ed} = \beta_1 \cdot (\Delta\Phi_{pl,ULS} + \Phi_{el}) = 1,98 \cdot (8,93 + 3,84) = 25,28 \text{ mrad}$$

Damit ist der Nachweis der Rotationskapazität erfüllt.

$$\Phi_{Ed} = 25,28 \text{ mrad} \leq 48,2 \text{ mrad} = \Phi_{Rd} = \Phi(\varepsilon_{smu})$$

Um die Sicherheit des Verfahrens zu prüfen, wird dieser Wert mit dem Wert aus der nichtlinearen FE-Berechnung verglichen, siehe Bild 7.22a. Die nicht-lineare

Berechnung hat ergeben, dass sich im Anschluss eine Verdrehung von 18,6 mrad einstellen wird. Damit liegt der hier ermittelte Wert für die erforderliche Verdrehung (25,28 mrad) auf der sicheren Seite.

7. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

7.1 Nachweis der Durchbiegung

Für den Nachweis der Durchbiegung wurde folgende Belastung als maßgebend angenommen.

$$q_{E,k} = \frac{2}{3} \cdot q_{Rd,FGV} = \frac{2}{3} \cdot 60,40 = 40,30 \text{ kN/m}$$

Bei dem hier vorgestellten Beispiel ist die Belastung für den Gebrauchstauglichkeitszustand nur unwesentlich höher als die Belastung q_{el} . Aus diesem Grund wird auch die Durchbiegung unter der Belastung $q_{Rd,FGV}$ ermittelt.

$$\Rightarrow q_{el} = 39,7 \text{ kN/m} \quad \text{erzeugt die Durchbiegung } \delta_{el}$$

$$\Rightarrow \Delta q_{SLS} = 40,3 - 39,7 = 0,6 \text{ kN/m} \quad \text{erzeugt die Durchbiegung } \Delta\delta_{SLS}$$

$$\Rightarrow \Delta q_{USL} = 60,4 - 39,7 = 20,7 \text{ kN/m} \quad \text{erzeugt die Durchbiegung } \Delta\delta_{USL}$$

Mit dem bereits bekannten Verhältnis der Biegesteifigkeiten EI_1 und EI_2 kann aus dem Bild 6.22 die bezogene elastische Durchbiegung für den Verbundträger abgelesen werden.

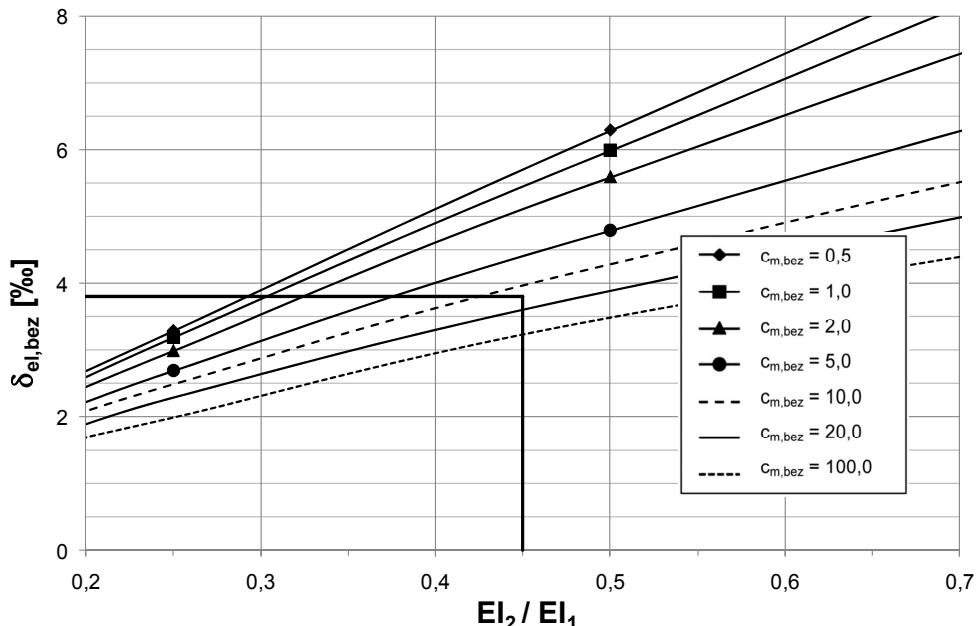


Bild 6.22 Diagramm für $\delta_{el,bez}$ (Ausschnitt aus Bild 6.12)

$$\Rightarrow \delta_{el,bez} = 3,8$$

Mit der bezogenen elastischen Durchbiegung und mit Gleichung (6.45) kann die elastische Durchbiegung im Bereich des Feldes bestimmt werden.

$$\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot q_{el} \cdot \frac{L^4}{EI} = 3,8 \cdot 39,7 \cdot \frac{12^4}{89370} = 35,0 \text{ mm}$$

Mit der Belastung Δq_{SLS} , dem Bild 6.23 und mit der Gleichung (6.46) wird der Anteil der plastischen Durchbiegung unter Gebrauchslast ermittelt.

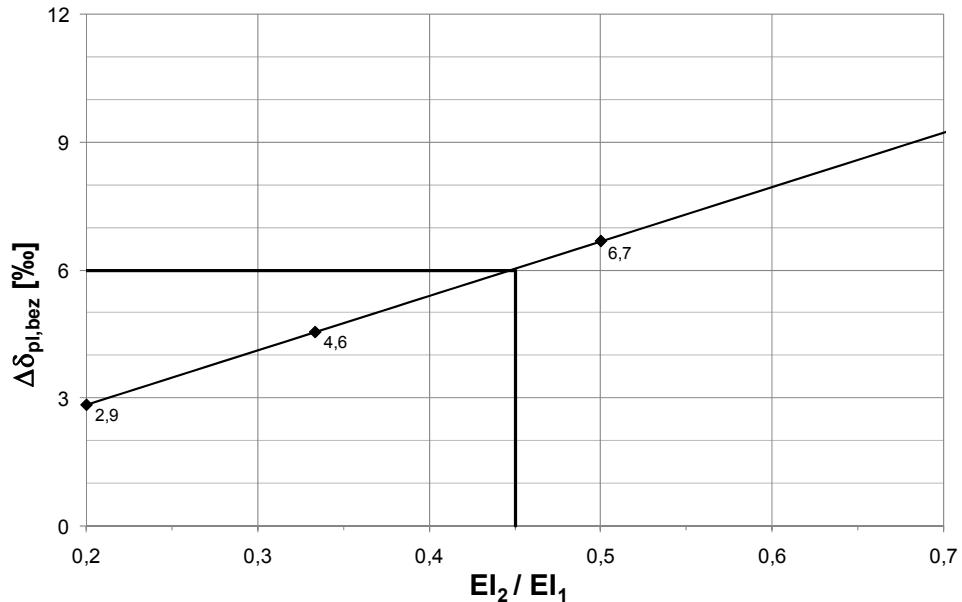


Bild 6.23 Diagramm für $\Delta\delta_{pl,bez}$ (Ausschnitt aus Bild 6.13)

$$\Delta\delta_{SLS} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta q_{SLS} \cdot \frac{L^4}{EI_2} = 6,0 \cdot 0,6 \cdot \frac{12^4}{89370} = 0,84 \text{ mm}$$

$$\Delta\delta_{USL} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta q_{USL} \cdot \frac{L^4}{EI_2} = 6,0 \cdot 20,7 \cdot \frac{12^4}{89370} = 28,8 \text{ mm}$$

Die Durchbiegung, für den Lastfall der Gebrauchstauglichkeit, für den betrachteten Träger, ergibt sich zu:

$$\delta_{Ed,SLS} = \delta_{el} + \Delta\delta_{SLS} = 35,0 \text{ mm} + 0,84 \text{ mm} = 35,8 \text{ mm}$$

Die berechnete Durchbiegung entspricht

$$\delta_{Ed,SLS} = \frac{L}{335}$$

Dieser Wert ist für Hochbauten akzeptabel. Der Nachweis der Durchbiegung ist somit erbracht.

Die Durchbiegung des Systems unter Traglast ergibt sich zu:

$$\delta_{Ed,ULS} = \delta_{el} + \Delta\delta_{ULS} = 35,0 \text{ mm} + 28,8 \text{ mm} = 63,8 \text{ mm}$$

Es ist zu erwarten, dass die berechnete Durchbiegung auf Traglastniveau sehr stark vom Ergebnis der nichtlinearen Berechnung abweichen wird. Da das Rechenmodell an dieser Stelle die plastischen Verformungen die im Verbundträger unter Traglast auftreten nicht berücksichtigt.

7.2 Nachweis der Rissbreitenbegrenzung

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung erfolgt an diese Stelle indirekt über den Nachweis der Mindestbewehrung und den Nachweis des Grenzdurchmessers der Bewehrung. Prinzipiell sind alle Nachweise die im DIN EN 1994-1-1 Abschnitt 7.4 [EC2-2004] genannt werden, möglich.

Nach DIN EN 1994-1-1 gilt:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} = \frac{1}{1 + \frac{160}{2 \cdot 192}} = 1,0 \leq 1,0$$

mit:

$h_c = 160 \text{ mm}$ Dicke des Betongurtes

$z_0 = 192 \text{ mm}$ Vertikaler Abstand zwischen der Schwerachse des ungerissenen Betongurtes und der ideellen Schwerachse des Verbundquerschnittes

und

$k = 0,8$ Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinearen Eigenspannungen

$k_s = 0,9$ Beiwert zur Berücksichtigung der Abminderung der Normalkraft des Betongurtes infolge Erstrissbildung und Nachgiebigkeit der Verdübelung

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ für C30/37

$A_{ct} = 150 \cdot 16 = 2400 \text{ cm}^2$ Fläche des mittragenden Betonquerschnitts

$\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ Grenzspannung für Stäbe mit $d_s=14 \text{ mm}$ nach [EC4-2004]

Damit ergibt sich für den betrachteten Anschluss die erforderliche Mindestbewehrung zu

$$A_{s,min} = \frac{k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 2,9 \cdot 2400}{300} = 16,7 \text{ cm}^2 \leq A_{s,vorh} = 34,6 \text{ cm}^2$$

Im Bereich des Anschlusses ist ungefähr doppelt so viel Bewehrung vorhanden wie für den Nachweis der Mindestbewehrung erforderlich wäre.

Für den Grenzdurchmesser der Bewehrung gilt:

$$\emptyset = \emptyset^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}} = 14 \cdot \frac{2,9}{2,9} = 14 \text{ mm}$$

mit:

\emptyset^* Grenzdurchmesser nach [EC4-2004]

$f_{ct,0}$ Bezugswert der Betonzugfestigkeit mit $f_{ct,0} = 2,9 \text{ N/mm}^2$

Da der Grenzdurchmesser in diesem Beispiel eingehalten wird, ist dieser Nachweis ebenfalls erfüllt.

7. Nichtlineare Vergleichsberechnung

7.1 Brauchbarkeit des FE-Modells

Um die Brauchbarkeit und die Sicherheit des entwickelten Berechnungsmodells zu prüfen, wurden nichtlineare Vergleichsberechnungen mit dem Programmsystem SOFISTIK [Sof-2007] durchgeführt. Die Effektivität des FE-Modells wurde an den Versuchen T6-1 und T6-2 von Odenbreit [Ode-2000] überprüft. Das Bild 7.1 zeigt schematisch den Aufbau der Versuche T6-1 und T6-2. Die Versuche unterscheiden sich nur durch den verwendeten Anschluss zwischen Träger und Stütze und des Weiteren wurde der Versuch T6-2 mit Kammerbeton und der Versuch T6-1 ohne Kammerbeton ausgeführt. Darüber hinaus war der Versuchsaufbau identisch. Die Bilder 7.2 und 7.3 zeigen die verwendeten Anschlüsse im Detail.

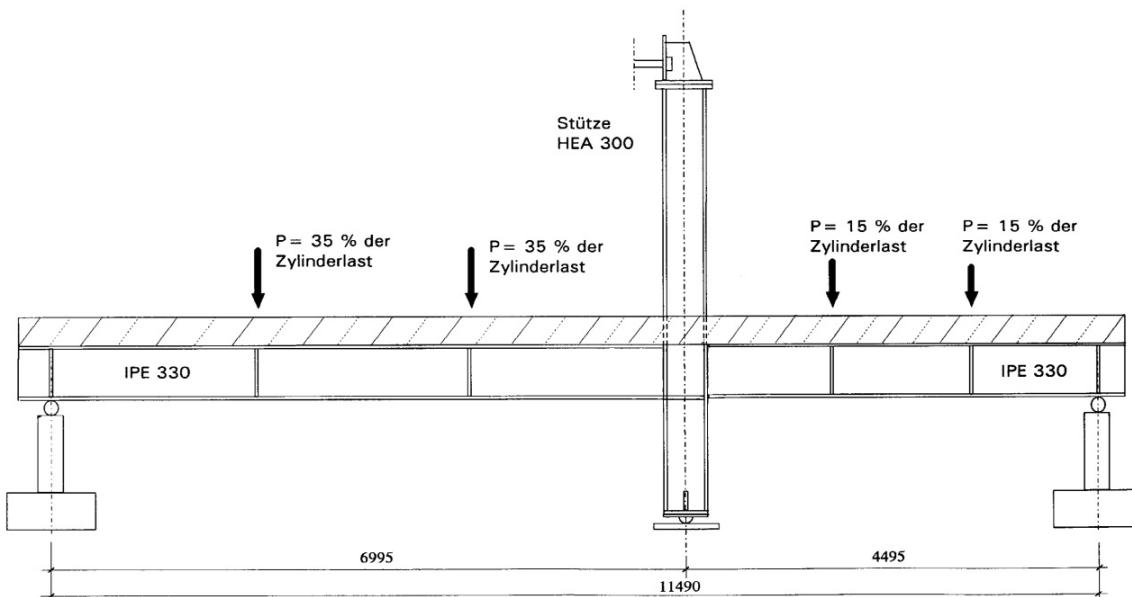


Bild 7.1 Aufbau der Versuche T6-1 und T6-2 [Ode-2000]

Im FE-Modell wurde der Stahlträger und der Betongurt durch Shell Elemente dargestellt. Die Verbundfuge zwischen Stahlträger und Betonplatte wurde durch Federn mit den entsprechenden Freiheitsgraden abgebildet. Der Anschluss zwischen Verbundträger und Stütze wurde mit Hilfe von nicht-linearen Drehfedern realisiert. Die senkrechte Stahlstütze (siehe Bild 7.4) wurde aus Beam Elementen modelliert. Für die Nachrechnung der Versuche wurden möglichst realitätsnahe Materialgesetze verwendet.

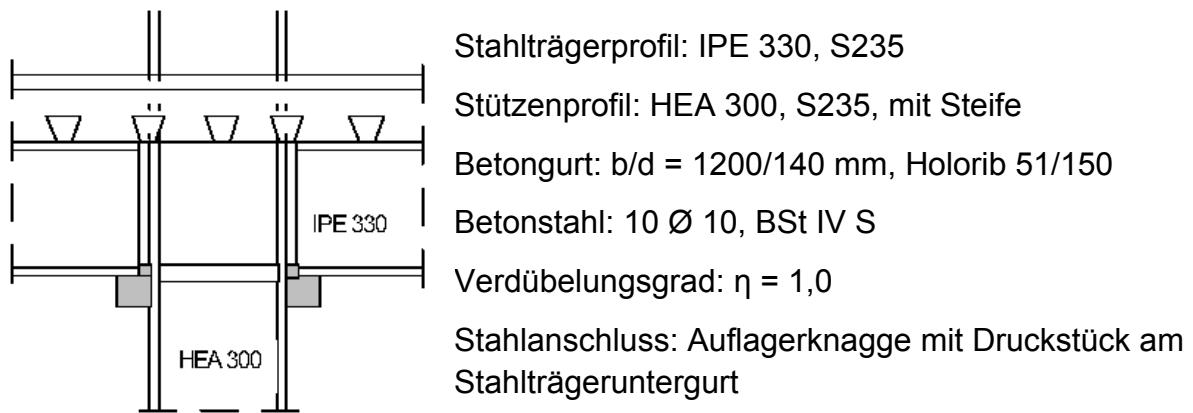


Bild 7.2 Anschluss des Versuchs T6-1 [Ode-2000]

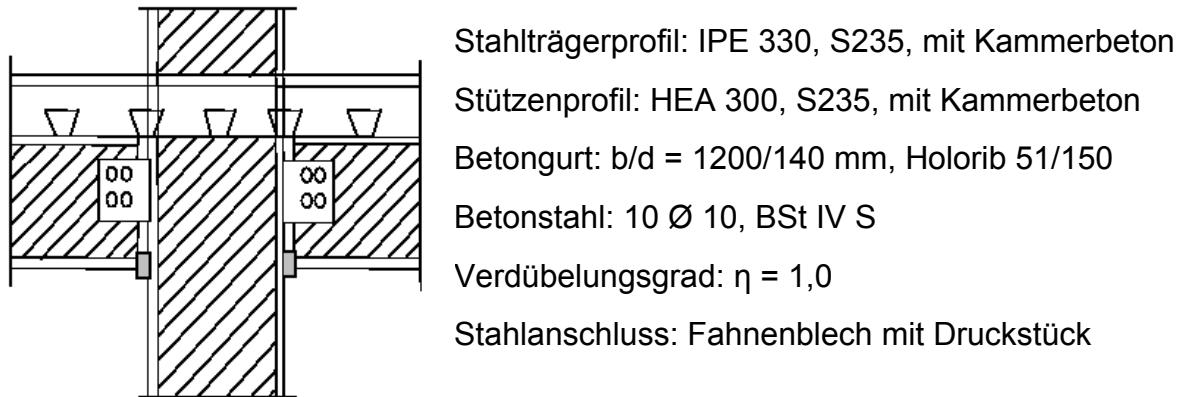


Bild 7.3 Anschluss des Versuchs T6-2 [Ode-2000]

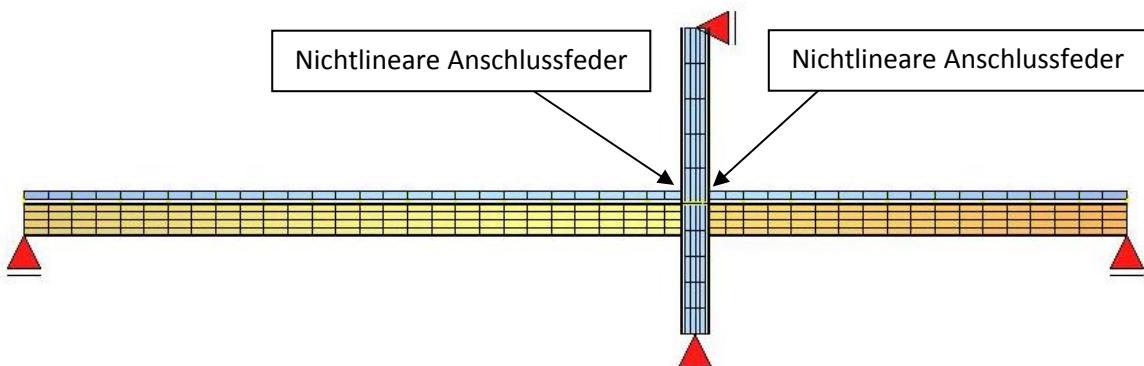


Bild 7.4 FE-Modell zur Nachrechnung der Versuche T6-1 und T6-2

- **Materialgesetz für den Baustahl**

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Baustahl wurde aus den durchgeführten Zugversuchen entnommen. Beispielhaft ist im Bild 7.5 die Spannungs-Dehnungs-Linie der Trägerflansche der Versuche T6-1 und T6-2 gegeben. Für die FE-Berechnung wurde versucht, die wirkliche Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls durch eine große Anzahl von Stützstellen darzustellen.

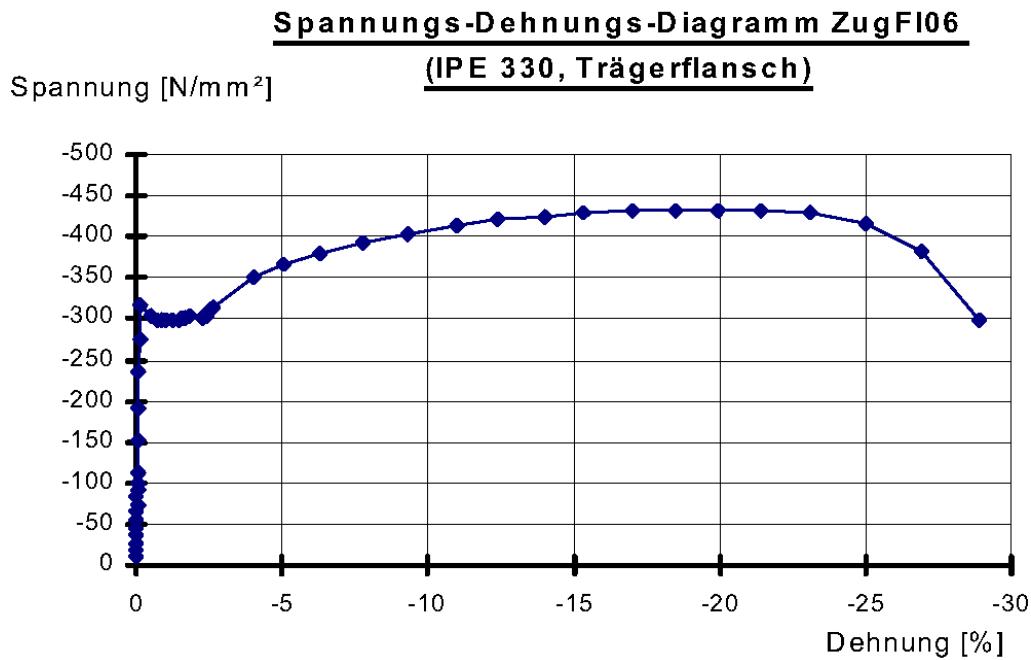


Bild 7.5 Spannungs-Dehnungs-Linien für den Baustahl [Ode-2000]

- **Materialgesetz für den Betonstahl**

An der verwendeten Bewehrung wurden ebenfalls Zugversuche (Bild 7.6) durchgeführt. Daraus konnte die Spannungs-Dehnungsbeziehung der Bewehrung für den Druckbereich direkt entnommen werden. Im Zugbereich der Spannungs-Dehnungskurve wurde zusätzlich noch das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen nach Abschnitt 5.3 berücksichtigt.

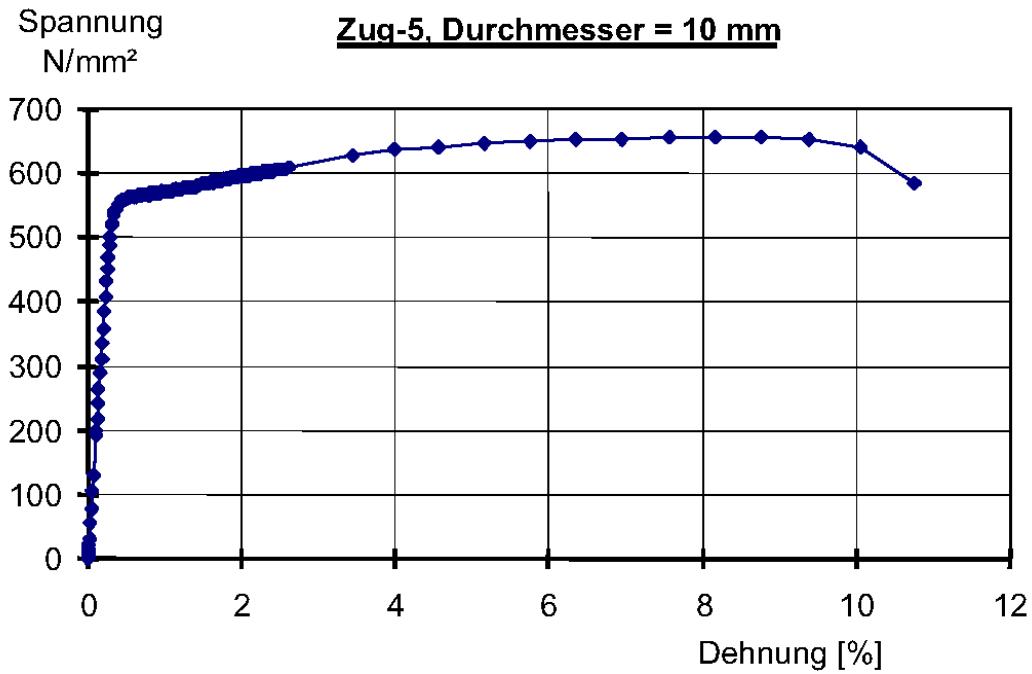


Bild 7.6 Spannungs-Dehnungs-Linien für die Bewehrung [Ode-2000]

- **Materialgesetz für den Beton**

Der Druckbereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Beton wurde nach Gleichung (7.1) aus [EC2-2004] ermittelt. Dem Beton wurde keine Zugfestigkeit zugewiesen. Dieser Anteil wurde, wie bereits erwähnt, im Rahmen des „Tension Stiffening Effektes“ der Bewehrung zugewiesen. Die Spannungs-Dehnungs-Linie ist in Bild 7.7 dargestellt.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (7.1)$$

mit:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

und

$$k = \frac{1,1 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

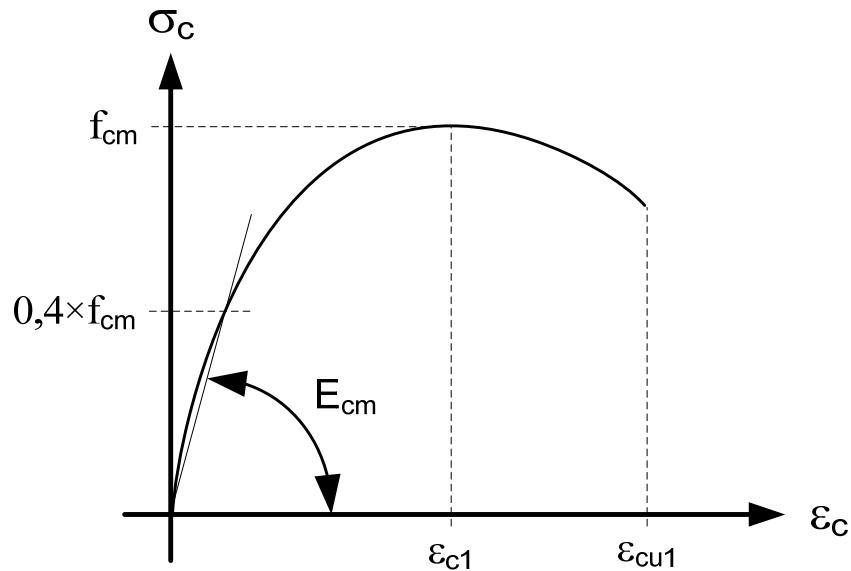


Bild 7.7 Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton [EC2-2004]

- **Modellierung der Kopfbolzendübel**

Das Verhalten der Kopfbolzendübel in der Verbundfuge wurde durch Wegfedern beschrieben. Bei der Erstellung der Arbeitslinie für die Dübelfedern wurde auf die Versuchsergebnisse von Becker [Bec-1997] zurückgegriffen. Für die Versuche wurde die Dübelkennlinie der Serie SHO gewählt, siehe Bild 7.8.

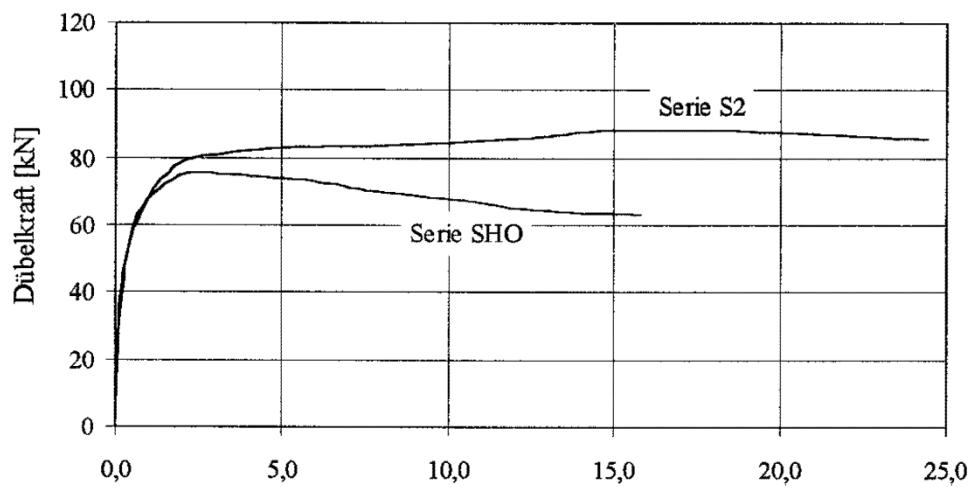


Bild 7.8 Dübelkennlinie für Kopfbolzendübel $\varnothing = 19$ mm in Holoribplatte [Bec-1997]

- **Modellierung des Verbundanschlusses**

Im FE-Modell wurde das Verhalten des Verbundanschlusses zwischen Stütze und Verbundträger durch eine Drehfeder abgebildet. Die Momenten-Verdrehungsbeziehungen der Anschlüsse wurde den Versuchen von Odenbreit [Ode-2000] entnommen, siehe Bild 7.9.

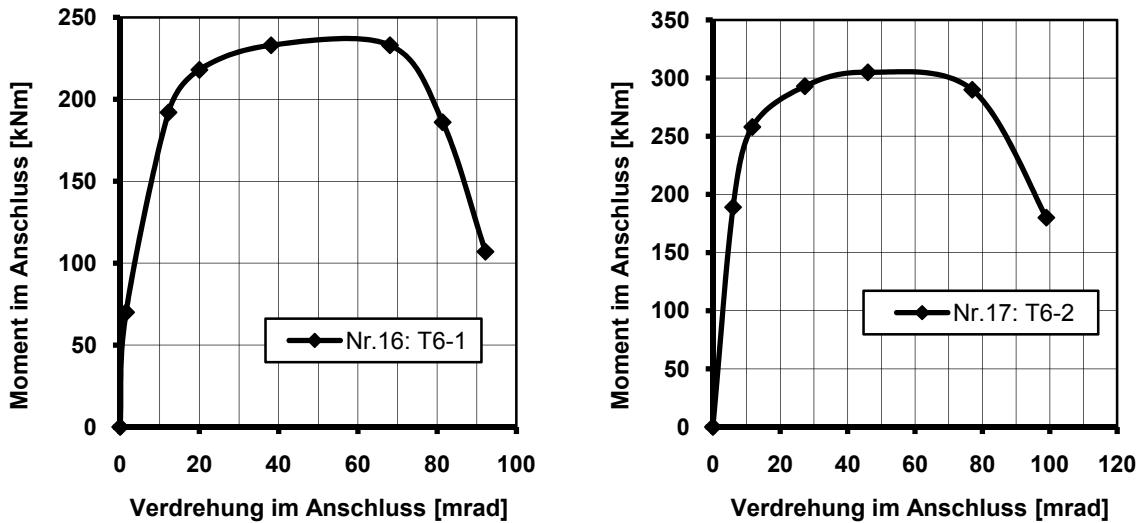


Bild 7.9 Anschlussverhalten der Versuche T6-1 und T6-2

- **Ergebnisse der nichtlinearen Vergleichsberechnung**

Die Bilder 7.10 (a+b) und 7.11 (a+b) vergleichen die während den Versuchen aufgenommenen Werte mit denen aus der nichtlinearen FE-Simulation. Beispielhaft wurde der Vergleich zwischen gemessener und berechneter Verdrehung im Anschluss und maximaler Durchbiegung im Feld dargestellt. Die bereits erwähnten Diagramme zeigen, dass das FE-Modell das tatsächliche Verhalten des Versuchskörpers im Versuch sehr gut abbilden kann.

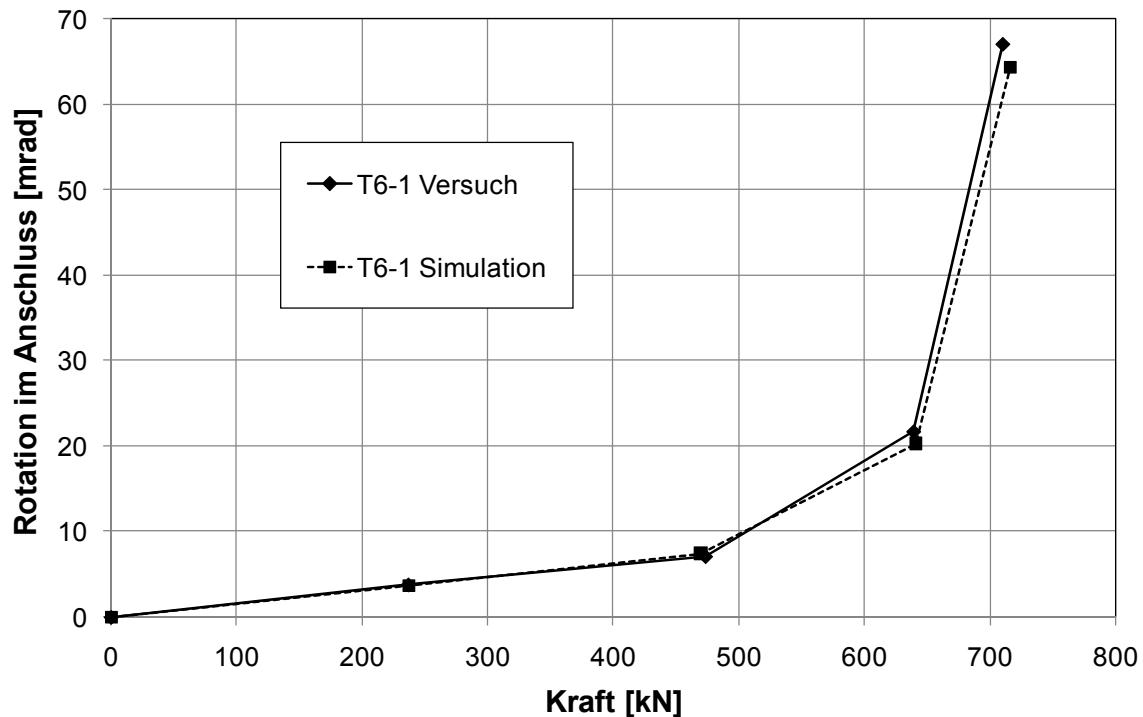


Bild 7.10a Versuch T6-1 – Vergleich der Verdrehung im Anschluss

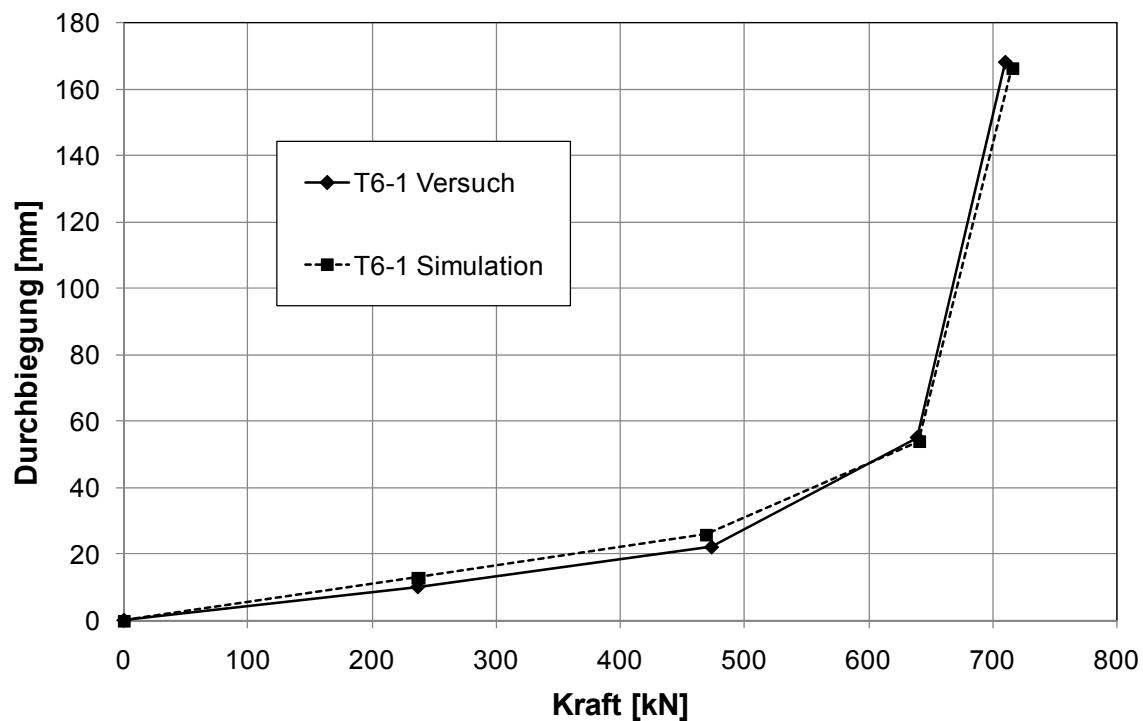


Bild 7.10b Versuch T6-1 – Vergleich der Durchbiegung im Feld

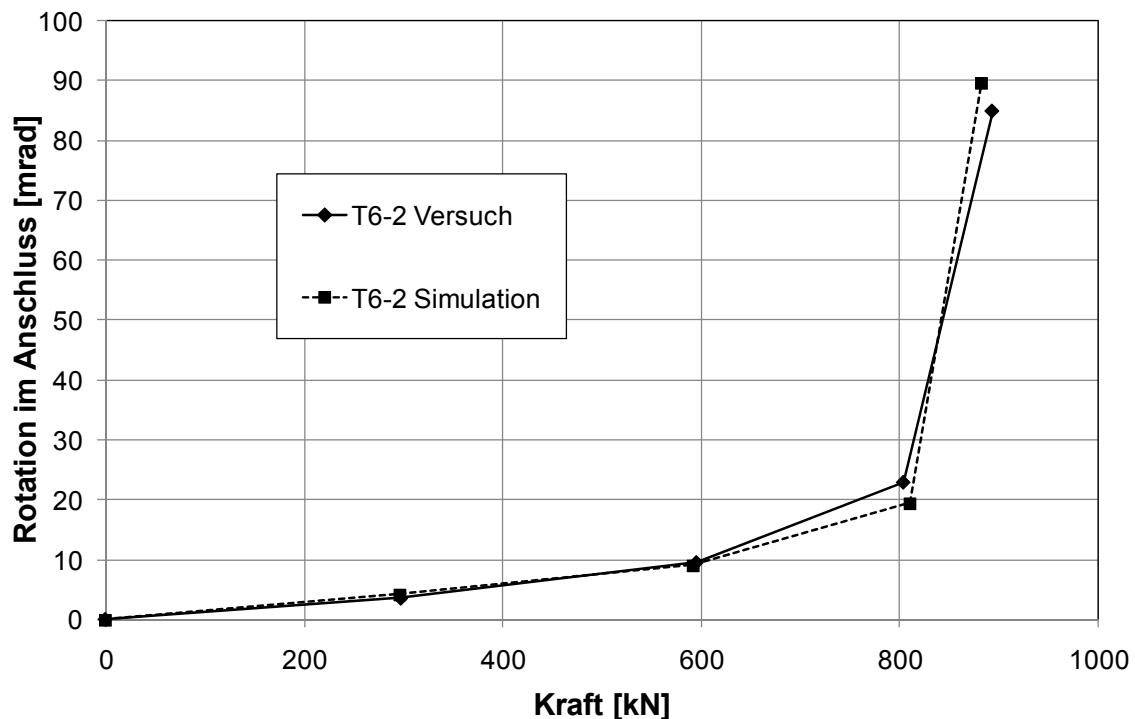


Bild 7.11a Versuch T6-2 – Vergleich der Verdrehung im Anschluss

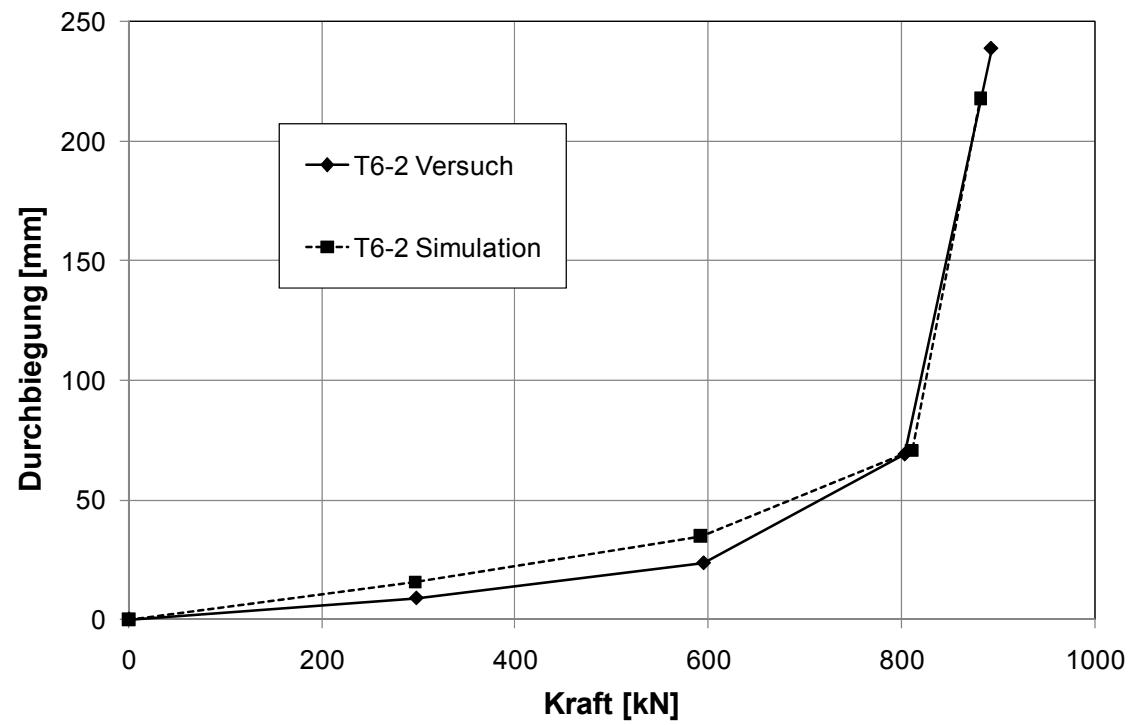


Bild 7.11b Versuch T6-2 – Vergleich der Durchbiegung im Feld

7.2 Vergleichsberechnung zur Prüfung der Sicherheit des Berechnungsmodells

Mit den nichtlinearen Vergleichsberechnungen soll das entwickelte Berechnungsmodell hinsichtlich

- der Sicherheit
- der Genauigkeit und
- der Gebrauchstauglichkeit beziehungsweise der Wirtschaftlichkeit

überprüft werden.

Für die Vergleichsberechnung wurden die in Tabelle 7.1 aufgezählten Versuche ausgewählt. Diese 7 Anschlüsse (siehe Anhang A) wurden herangezogen, da die rechnerische Rotationskapazität und die tatsächliche Rotationskapazität aus den Versuchen nahezu identisch sind. Anschlüsse, deren Rotationskapazität vom Berechnungsmodell unterschätzt wird, sind als unkritisch anzusehen, da aufgrund der zu geringen rechnerischen Rotationskapazität schon eine gewisse Sicherheit im System vorhanden ist. Diese Sicherheit ergibt sich daraus, dass die tatsächliche Rotationskapazität dieser Anschlüsse grösser ist, als die Verdrehung die den Anschlüssen im Berechnungsmodell zugemutet wird. Dies wird deutlich beim Betrachten des Bildes 5.22. Der Anschluss I14P1-09 wird rechnerisch nahezu bis zur maximal aufnehmbaren Verdrehung belastet wohingegen die Rotationskapazität des Anschluss A-5 rechnerisch nur bis zu ca. 41 % ausgenutzt werden darf.

Tabelle 7.1 Versuche für die nichtlineare Vergleichsberechnung (siehe Anhang A)

Nummer des Versuchs	Versuchsbezeichnung	Quelle	Anschluss	Rotationskapazität		$\Phi(\varepsilon_{smu})/\Phi_{u,test}$
				$\Phi(\varepsilon_{smu})$ [mrad]	$\Phi_{u,test}$ [mrad]	
1	T1-2	[Bod-1997]	Fahnblech ohne Druckstück	50,2	63,0	0,80
5	T2-2	[Bod-1997]	Fahnblech ohne Druckstück	61,5	66,8	0,92
6	T2-3	[Bod-1997]	Fahnblech mit Druckstück	27,7	30,0	0,92
20	I14B1-09	[Ram-1999]	Fahnblech mit Druckstück	32,6	32,6	1,00
23	I14P1-09	[Ram-1999]	Stirnplatte	36,1	41,0	0,88
29	VT2.3	[Kin-1994]	Knaggenauflager	46,8	47,9	0,98
33	VT3.3	[Kin-1994]	Fahnblech mit Drucklasche	48,2	62,7	0,77

Für den Versuch VT3.3 wurde in Abschnitt 6.3 der Ablauf des Berechnungsmodells bereits ausführlich erläutert.

Die Vergleichsberechnungen wurden am Endfeld eines Durchlaufträgers durchgeführt, da hier die Beanspruchung des Anschlusses am größten ist. Für die nichtlineare Finite Element Berechnung wurde für jeden Anschluss ein passender Verbundträger entwickelt. Dabei wurde für den Verbundträger das identische Baustahlprofil und der gleiche Aufbau der Betonplatte im negativen Momentenbereich wie im Versuch verwendet. Jeder Anschluss wurde an drei Systemen, mit unterschiedlichen Spannweiten, getestet.

Für die nichtlineare Berechnung und für die Berechnung nach dem Rechenmodell wurden die Materialgesetze für den Baustahl, Bewehrung und Beton aus der DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] entnommen. Das heißt, im Gegensatz zu Abschnitt 7.1 wurden für die verwendeten Materialien Festigkeiten nach Norm angenommen. Zum Beispiel wurde für einen Baustahl mit einer Streckgrenze im Versuch von $37,1 \text{ kN/cm}^2$ ein Stahl S355 nach DIN EN 1994-1-1 mit dem in Bild 7.12 gezeigten Materialverhalten angesetzt.

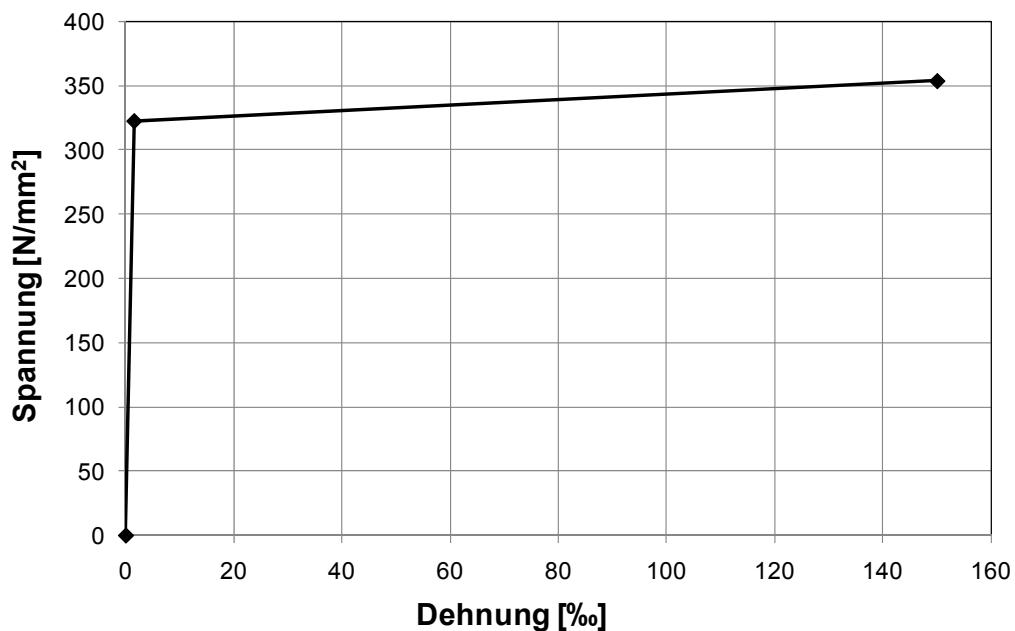


Bild 7.12 Materialgesetz für Baustahl S355 nach [EC4-2004]

Für einen Beton mit der Zylinderdruckfestigkeit von $43,5 \text{ N/mm}^2$ wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 nach [EC2-2004] zugrunde gelegt, siehe Bild 7.13. Dem Beton wurde keine Zugfestigkeit zugewiesen.

Bei der Bewehrung wurde entsprechend verfahren. Auf der Zugseite der Arbeitslinie wurde das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen nach Abschnitt 5.3 berücksichtigt, siehe Bild 7.14.

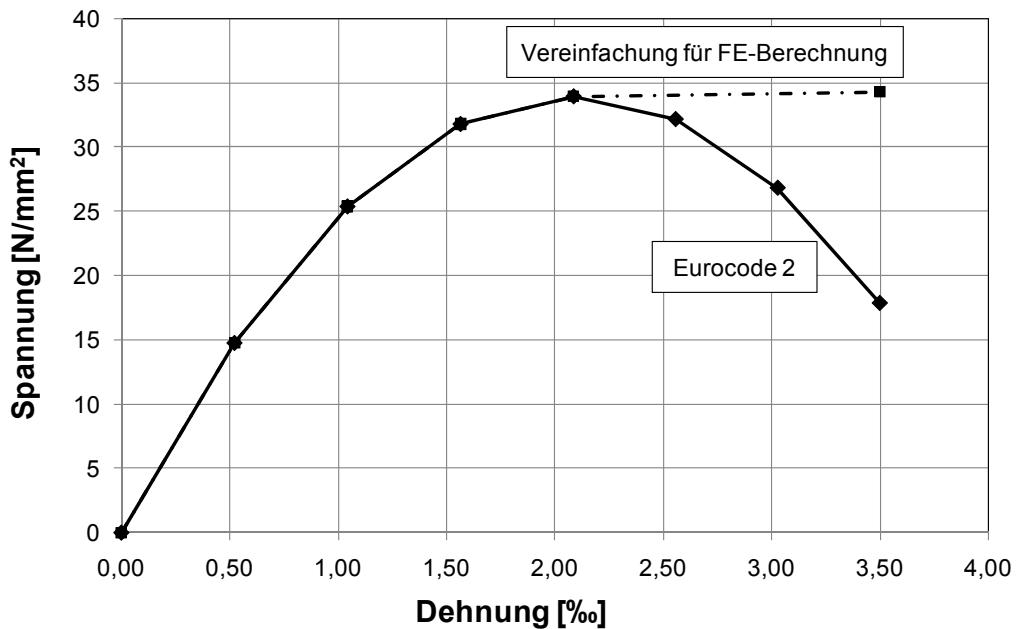


Bild 7.13 Materialgesetz für Beton C35/45 nach [EC2-2004]

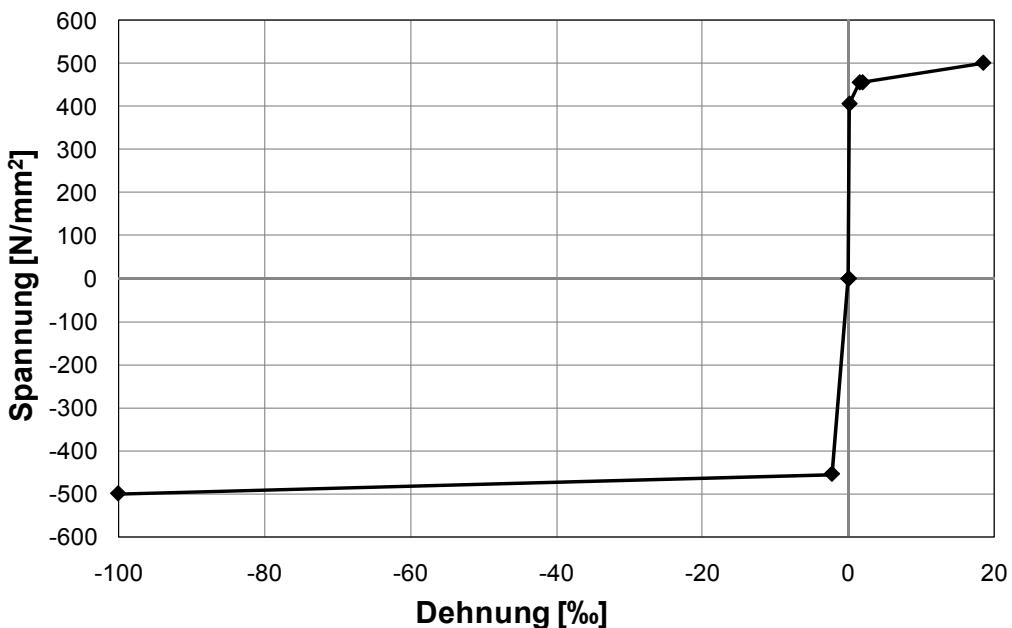


Bild 7.14 Materialgesetz für Bewehrung nach [EC2-2004] mit Tension Stiffening

Aufgrund der Verwendung der normierten Materialgesetze für die Vergleichsberechnung, ergibt sich die Notwendigkeit, die Momenten-Verdrehungslinien der Anschlüsse auf diese Materialien zu kalibrieren um Überfestigkeiten im Anschluss zu vermeiden. Das Vorgehen zur Kalibrierung der Momenten-Rotationslinie wird am Beispiel des Anschlusses VT3.3 vorgestellt.

Im Versuch versagte der untere Flansch des Stahlträgers zuerst. Aus diesem Grund wird die Arbeitslinie auf den Baustahl kalibriert.

Streckgrenze des Baustahls im Versuch $f_{y,test} = 371,0 \text{ N/mm}^2$

Streckgrenze des Baustahls in der Simulation $f_{y,norm} = 322,7 \text{ N/mm}^2$

Daraus ergibt sich ein Korrekturfaktor für die Arbeitslinie von:

$$k = \frac{f_{y,test}}{f_{y,norm}} = \frac{371,0}{322,7} = 1,15 \quad (7.2)$$

Das Moment im Anschluss und die Rotation im Anschluss wird an jedem Punkt der Momenten-Rotationslinie durch den Faktor k geteilt. Dadurch entsteht die kalibrierte Momenten-Rotationslinie des Anschlusses. Die Anfangssteifigkeit des Anschlusses wird bei diesem Vorgehen nicht verändert, siehe Bild 7.15. Um die Stabilität der FE-Berechnung zu gewährleisten, wurde kein abfallender Ast in der Arbeitslinie berücksichtigt. Ab dem höchsten Punkt der Arbeitslinie wurde die Linie horizontal verlängert.

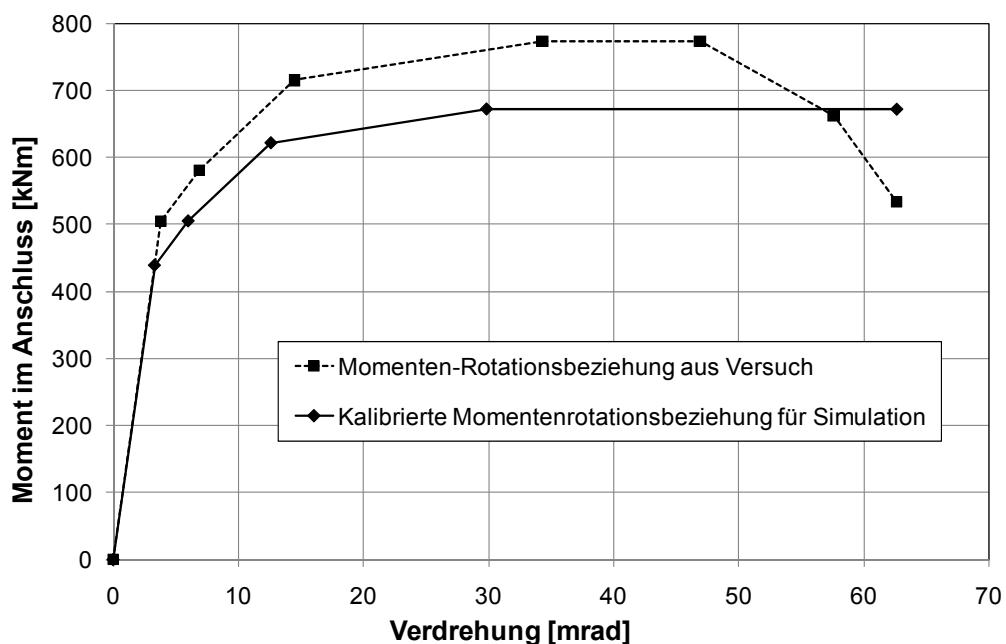


Bild 7.15 Kalibrierte Momenten-Rotationsbeziehung für den Anschluss VT3.3

7.2.1 Ergebnisse der nichtlinearen Vergleichsberechnung

Die untersuchten Anschlüsse lassen sich prinzipiell in zwei Gruppen einteilen. In der ersten Gruppe werden Anschlüsse untersucht, bei denen bereits vor dem Start der Belastung ein kraftschlüssiger Kontakt zwischen dem unteren Flansch des Stahlträgers und der Stütze besteht (zum Beispiel: Stirnplattenanschluss). Die zweite Gruppe besteht aus An schlüssen bei denen zu Beginn der Belastung noch kein kraftschlüssiger Kontakt vorliegt (zum Beispiel: Fahnenblechanschluss ohne

Druckstück). Nur die beiden Anschlüsse T1-2 und T2-2 aus Tabelle 7.1 sind in die zweite Gruppe einzuteilen.

Die Bilder 7.16 (a+b) bis 7.22 (a+b) vergleichen die Ergebnisse des entwickelten Berechnungsmodells mit denen der nichtlinearen FE-Berechnung. Die Ergebnisse der Modelle wurden unter den folgenden Belastungen ausgewertet:

- Die Belastung q_{el} , bei der gerade das maximale Moment im Anschluss (im Rechenmodell) erreicht wird.
- Die Belastung $q_{Ed,SLS}$ auf Gebrauchstauglichkeitsniveau.
- Die Belastung $q_{Ed,ULS}$ auf Traglastniveau, wobei für diese Berechnungen angenommen wurde, dass $q_{Ed,ULS} = q_{Rd,FGV}$ ist.

Bei den Anschlüssen I14B1-09, VT2.3 und VT3.3 (siehe Tabelle 7.1) wird die Anfangssteifigkeit des Anschlusses durch das Rechenmodell unterschätzt, siehe Tabelle 7.2. Für den Anschluss bedeutet dies eine zusätzliche Erhöhung der erforderlichen Rotationskapazität. Mit einer Unterschätzung der Anfangssteifigkeit liegt das Berechnungsmodell bezüglich der Verdrehung im Anschluss auf der sicheren Seite. Dies wird durch die Bilder 7.19a, 7.21a und 7.22a bestätigt.

Tabelle 7.2 Anfangssteifigkeiten für die nichtlineare Vergleichsberechnung

Nummer des Versuchs	Versuchs- bezeichnung	Quelle	$S_{j,test}$ [kNm/rad]	$S_{j,cal}$ [kNm/rad]		
				$l = 8\text{ m}$	$l = 12\text{ m}$	$l = 16\text{ m}$
1	T1-2	[Bod-1997]	151800	94900	107700	118100
5	T2-2	[Bod-1997]	47400	102300	115900	127000
6	T2-3	[Bod-1997]	196400	144700	149800	154700
20	I14B1-09	[Ram-1999]	165800	157100	167500	177300
23	I14P1-09	[Ram-1999]	160100	89900	101700	111400
29	VT2.3	[Kin-1994]	2970	2520	2770	2980
33	VT3.3	[Kin-1994]	8600	6000	6540	7020

Die Anfangssteifigkeit der Anschlüsse im Versuch wurde nach Abschnitt 5.2 bestimmt. Auf dem Lastniveau, das im Anschluss das Biegemoment $M_{j,Rd}$ erzeugt, ist die Steifigkeit des Anschlusses im Versuch allerdings viel geringer. Im Berechnungsmodell wird die Anfangssteifigkeit bis $M_{j,Rd}$ konstant gehalten. Aus diesem Grund ist auf $M_{j,Rd}$ Niveau die Steifigkeit des Berechnungsmodells unter Umständen höher als die Steifigkeit der nichtlinearen Berechnung. Als Folge der zu großen rechnerischen Anfangssteifigkeit wird die Durchbiegung im Feld unterschätzt. Abweichung zwischen der Handberechnung und der FE-Berechnung

auf Gebrauchstauglichkeitsniveau liegen bei kurzer Feldlänge zwischen 30 % und 40 % und bei langer Feldlänge zwischen 10 % und 20 %. Auf Traglastniveau liegen die Abweichungen bei kurzer Feldlänge zwischen 60 % und 70 % und bei langer Feldlänge 40 % und 50 %. Die sehr große Abweichung auf Traglastniveau wurde erwartet, da das Rechenmodell plastische Verformungen im System nicht berücksichtigen kann. Ursprünglich wurde davon ausgegangen, dass sich ein Verbundträger unter Gebrauchslast weitestgehend elastisch verhält. Aus diesem Grund erscheinen die Abweichungen bei der ermittelten Durchbiegung auf Gebrauchstauglichkeitsniveau sehr groß. Deswegen wurden weitere Berechnungen mit veränderter Anfangssteifigkeit des Anschlusses durchgeführt. Die berechnete Anfangssteifigkeit wurde um 30 % reduziert. Die Effekte auf die Durchbiegung im Feld waren minimal. In weiteren Berechnungen wurde der Momentennullpunkt im System von $0,15 \times$ Feldlänge auf $0,1 \times$ Feldlänge und $0,2 \times$ Feldlänge verändert. Die Durchbiegung im Feld wird dadurch ebenfalls nur sehr geringfügig beeinflusst. In einem letzten Versuch wurde die mittragende Breite des Betongurtes reduziert. Die Effekte auf die Durchbiegung im Feld sind ebenfalls relativ gering. Nach diesen Berechnungen wird davon ausgegangen, dass das Modell für den Verbundträger nach DIN EN 1994-1-1 zu steif ist und aus diesem Grund die Durchbiegung in Feldmitte nicht besser bestimmt werden kann. Nach DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004] Abschnitt 7.3.1 dürfen Durchbiegungen von Verbundträgern mit Hilfe einer elastischen Berechnung bestimmt werden. Der Umstand, dass die Durchbiegung unterschätzt wird, sollte allerdings bei der Bemessung beachtet werden. Als Alternative könnte ein Korrekturfaktor, wie bei der Rotationskapazität geschehen, eingeführt werden, um auch bei der Durchbiegung auf der sicheren Seite zu liegen.

Bei den Anschlüssen T2-3 und I14B1-09 (Tabelle 7.1) wird die Anfangssteifigkeit des Anschlusses durch das Rechenmodell überschätzt. Dies führt in der Handrechnung zu einer Reduzierung der erforderlichen Rotationskapazität. Dennoch liegt die Handberechnung gegenüber der FE-Berechnung, bezüglich der erforderlichen Rotationskapazität des Anschlusses, bei den durchgeführten Vergleichen auf der sicheren Seite, siehe Bilder 7.18a und 7.20a. Bezuglich der Durchbiegung können die bereits oben gemachten Bemerkungen exakt übertragen werden.

Die Bilder 7.16 (a+b) und 7.17 (a+b) zeigen die Ergebnisse der Versuche T1-2 und T2-2. Bei diesen Versuchen wurde ein Fahnenblechanschluss ohne Druckstück verwendet. Demzufolge ist die Anfangssteifigkeit der Anschlüsse sehr gering. Die Anfangssteifigkeit kann allerdings durch das Berechnungsmodell sehr gut abgeschätzt werden. Aufgrund der sehr großen Verdrehung, bevor in den Anschlüssen das maximal aufnehmbare Biegemoment erreicht ist, wird bei diesen Versuchen die Tragfähigkeit im Feld, vor der Tragfähigkeit im Anschluss erreicht. Theoretisch wäre, zu diesem Zeitpunkt, eine weitere Steigerung der Last möglich, wobei hier Schnittgrößen vom Feldquerschnitt zum Anschluss umgelagert werden müssten. Dabei bildet sich ein Fließgelenk im Verbundträger aus. Für diesen Fall wurde noch kein Bemessungsdiagramm erarbeitet. Bis eine Bemessungshilfe für

diesen Fall erarbeitet wird, sollte auf eine Umlagerung der Schnittgrößen vom Feld zum Anschluss verzichtet werden. Bei den hier gezeigten Diagrammen der Versuche T1-2 und T2-2 wurde die Traglast des Systems als die Belastung definiert, bei der die Tragfähigkeit des Feldquerschnitts erreicht wird. Auf eine Umlagerung der Schnittgrößen wurde verzichtet.

Für den Anschluss T1-2 wurden die Systemlängen von 6 m, 8 m und 10 m gewählt, da aufgrund des verwendeten Stahlprofils (IPE270) im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für größere Spannweiten keine akzeptablen Durchbiegungen erreicht werden konnten.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass das Berechnungsmodell die erforderliche Verdrehung im Anschluss sehr gut abschätzt und bei allen durchgeföhrten Berechnungen auf der sicheren Seite liegt. Die Berechnung der Durchbiegung genügt den Anforderungen nach DIN EN 1994-1-1 [EC4-2004], wobei die ermittelten Durchbiegungen auf der unsicheren Seite liegen. Dieses Problem ließe sich durch das Einführen eines Korrekturfaktors, der die nichtlinearen Effekte der FE-Berechnung ausgleicht, lösen.

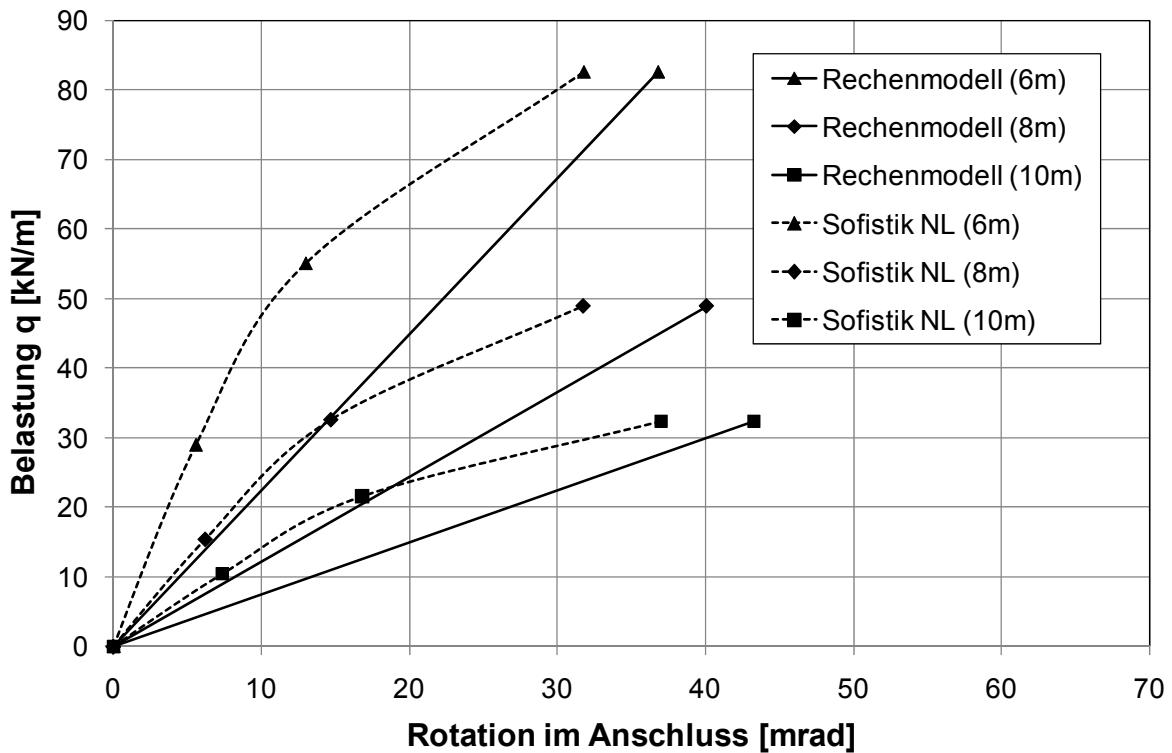


Bild 7.16a Versuch T1-2: Vergleich der Verdrehung im Anschluss

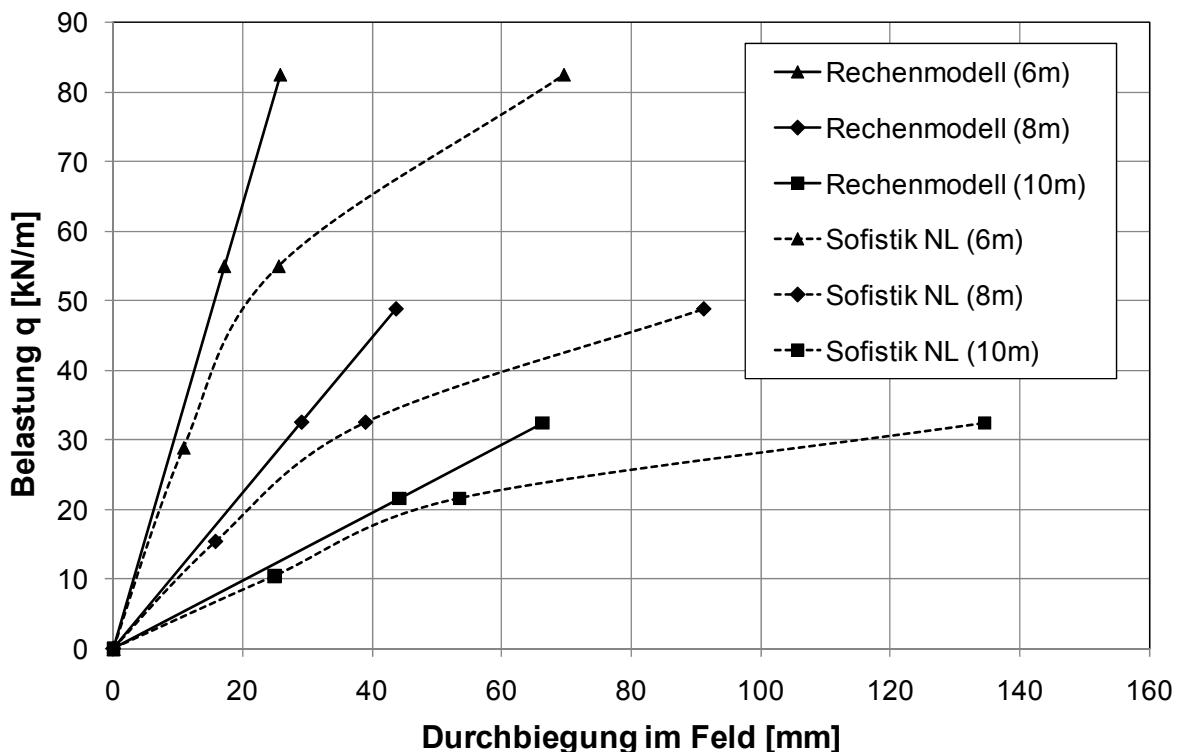


Bild 7.16b Versuch T1-2: Vergleich der Durchbiegung im Feld

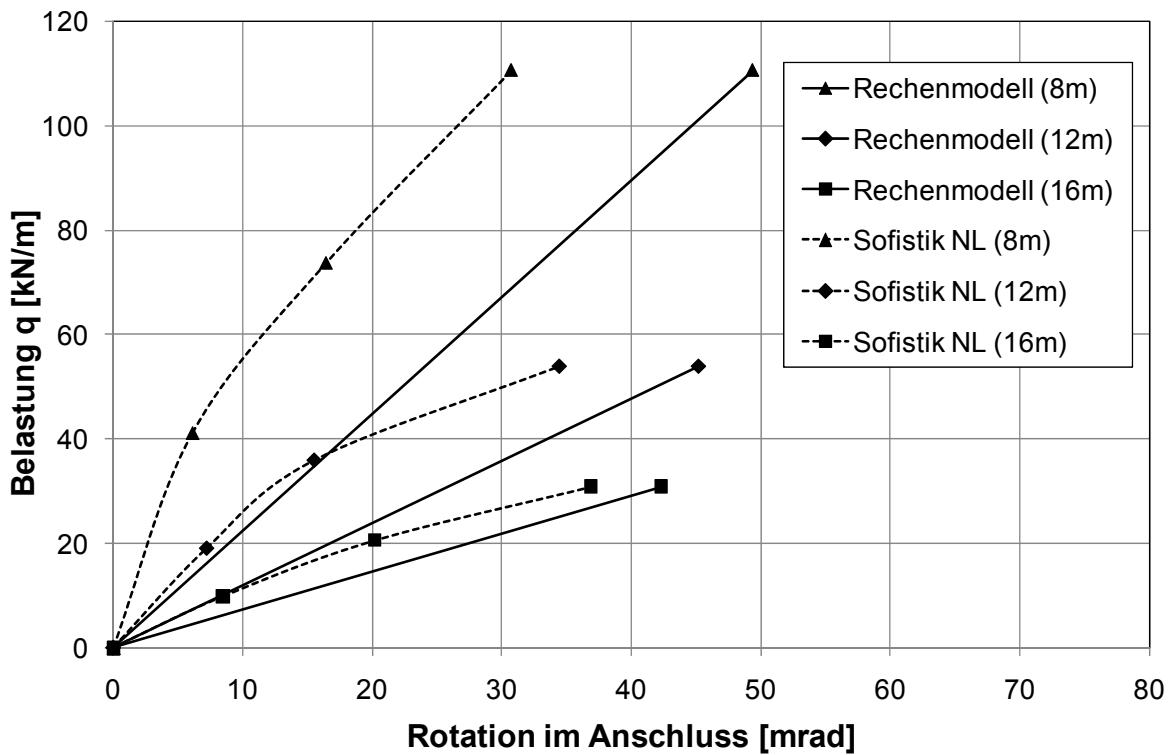


Bild 7.17a Versuch T2-2: Vergleich der Verdrehung im Anschluss

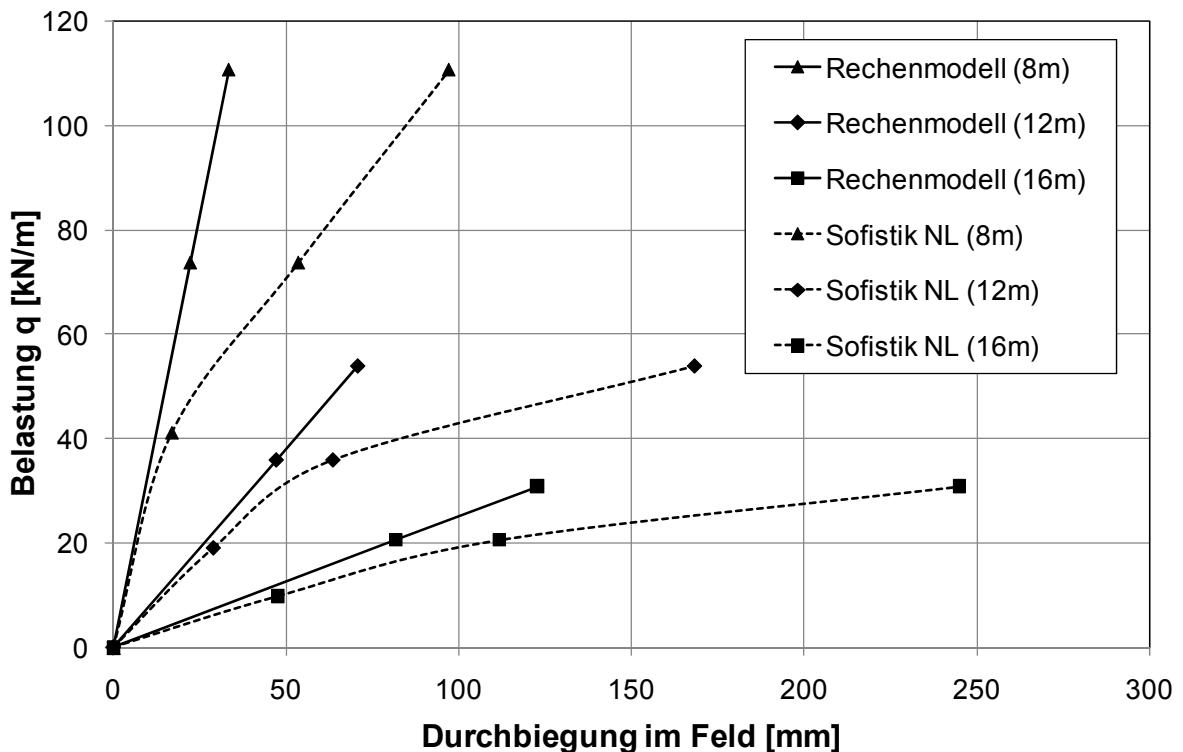


Bild 7.17b Versuch T2-2: Vergleich der Durchbiegung im Feld

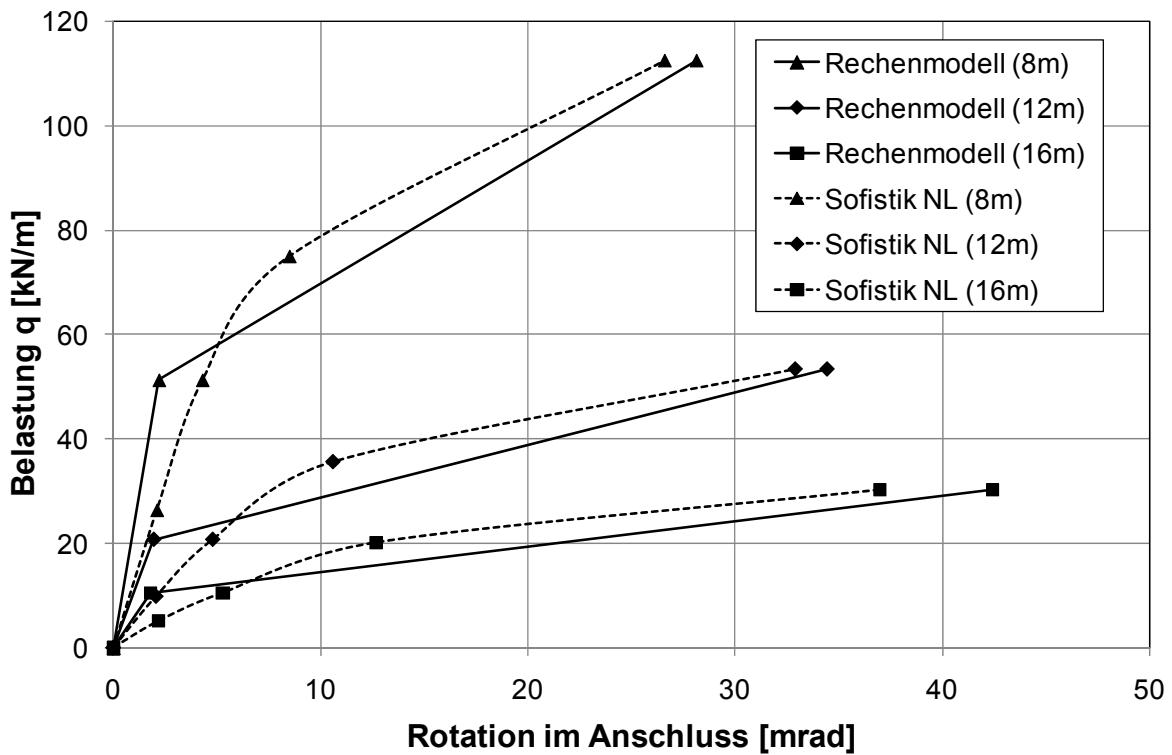


Bild 7.18a Versuch T2-3: Vergleich der Verdrehung im Anschluss

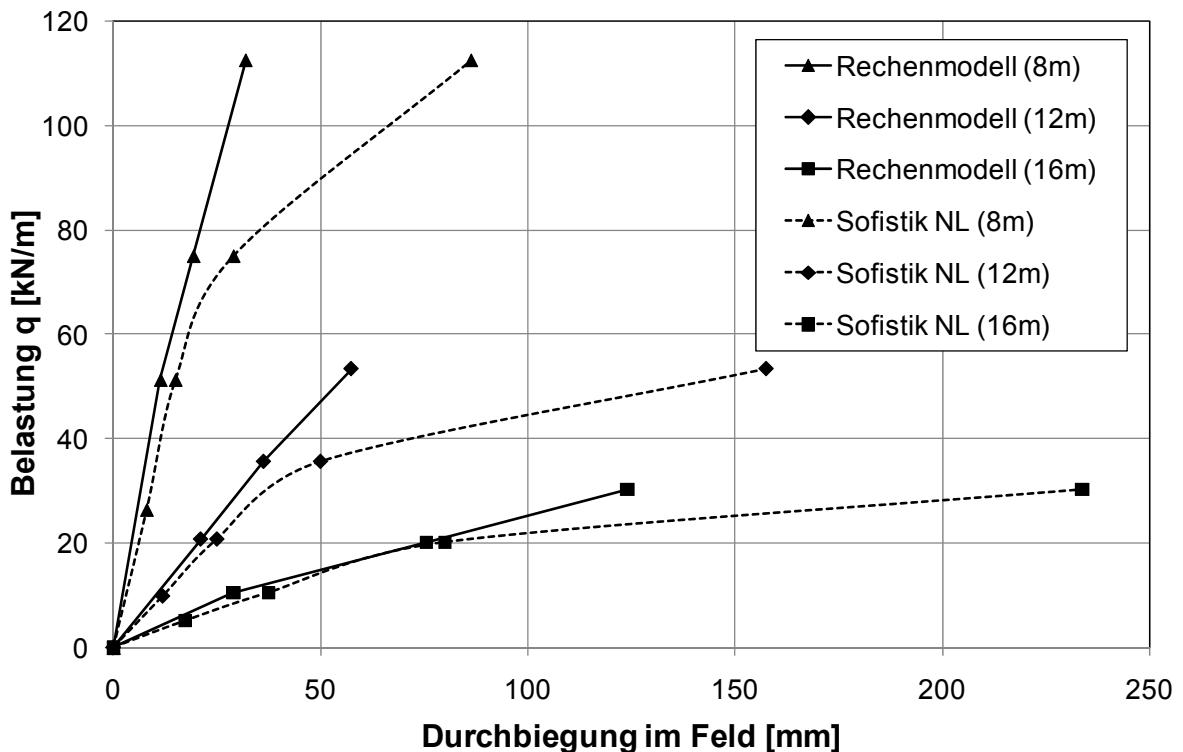


Bild 7.18b Versuch T2-3: Vergleich der Durchbiegung im Feld

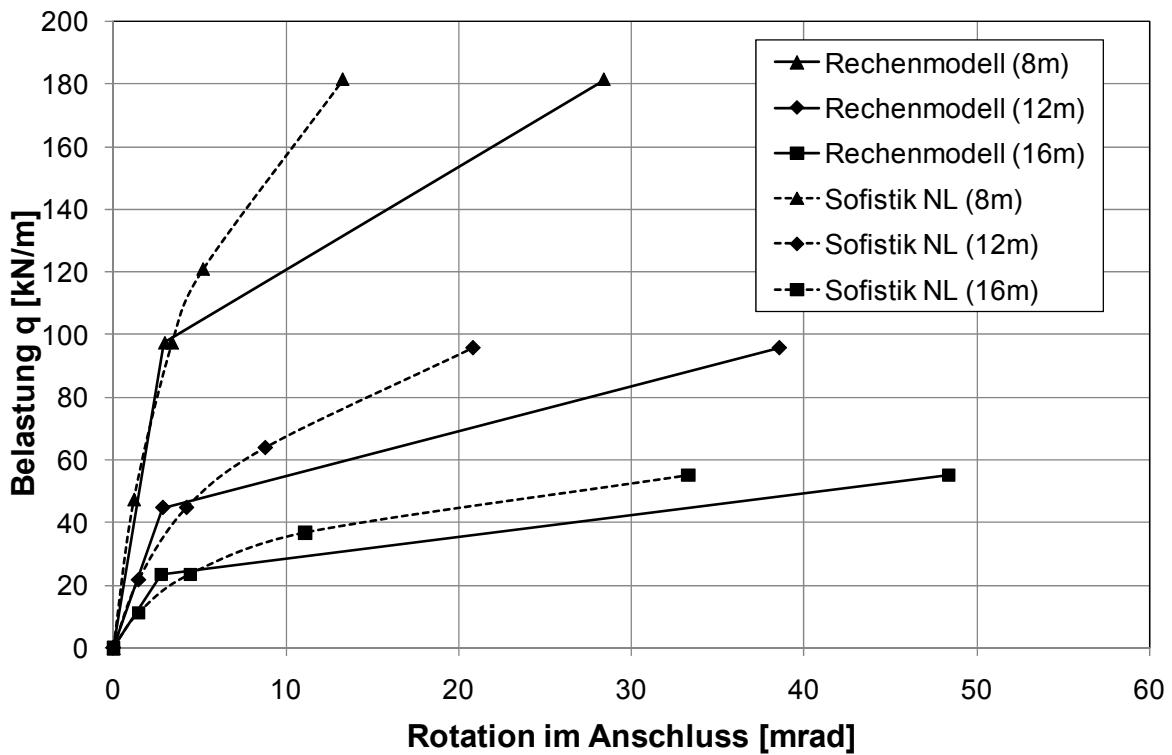


Bild 7.19a Versuch I14B1-09: Vergleich der Verdrehung im Anschluss

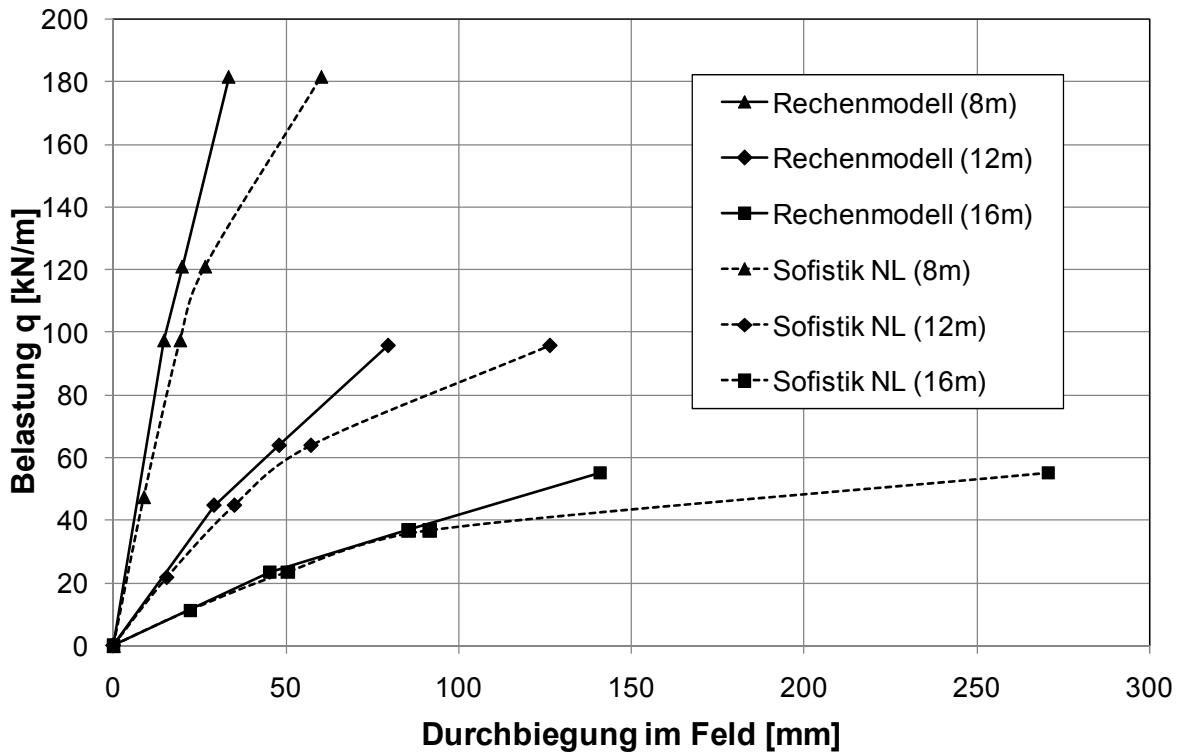


Bild 7.19b Versuch I14B1-09: Vergleich der Durchbiegung im Feld

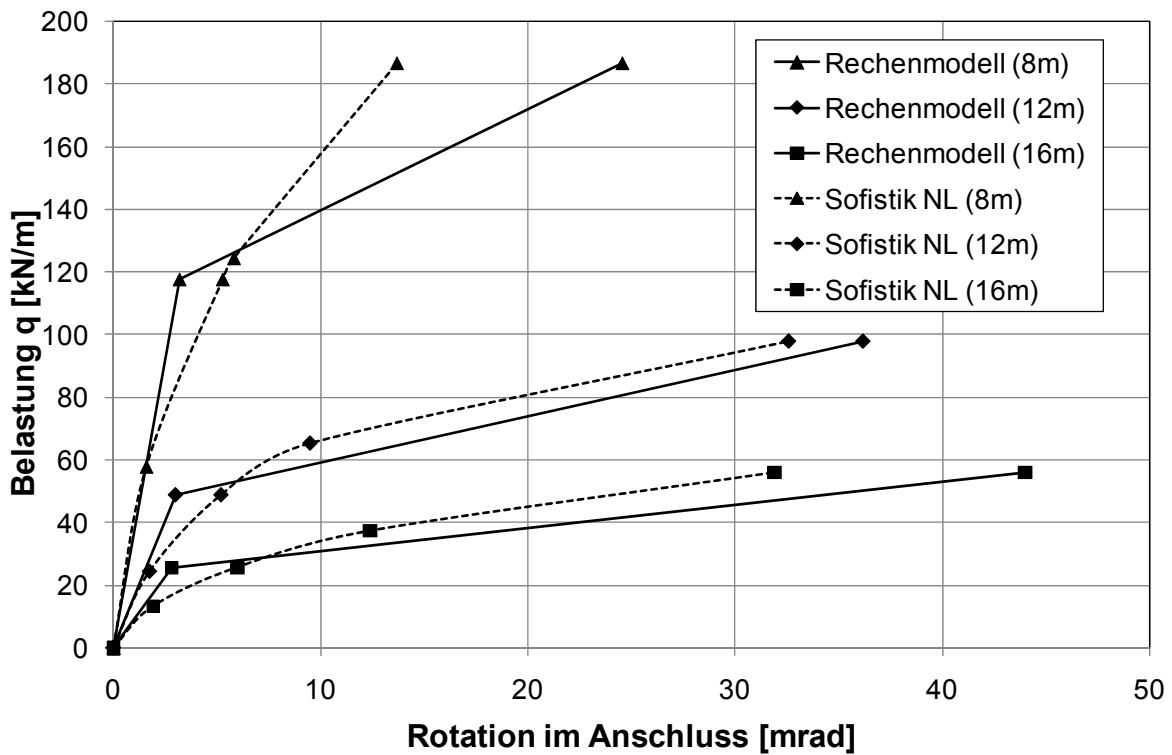


Bild 7.20a Versuch I14P1-09: Vergleich der Verdrehung im Anschluss

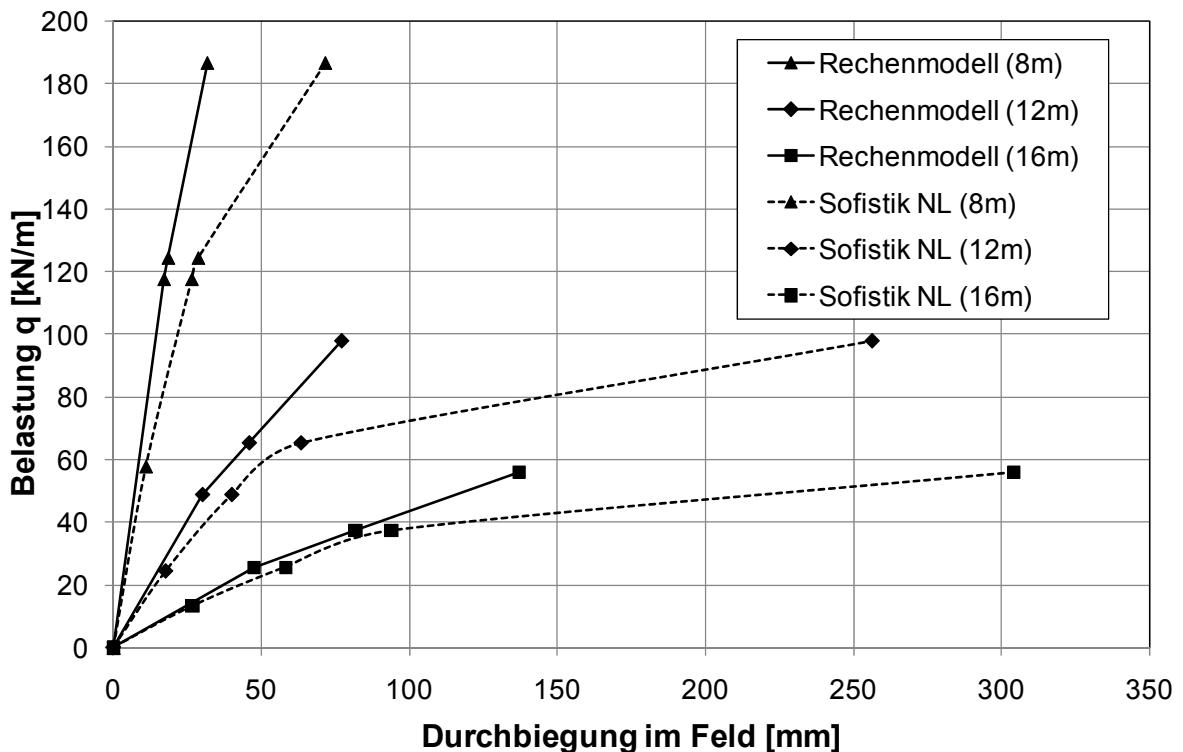


Bild 7.20b Versuch I14P1-09: Vergleich der Durchbiegung im Feld

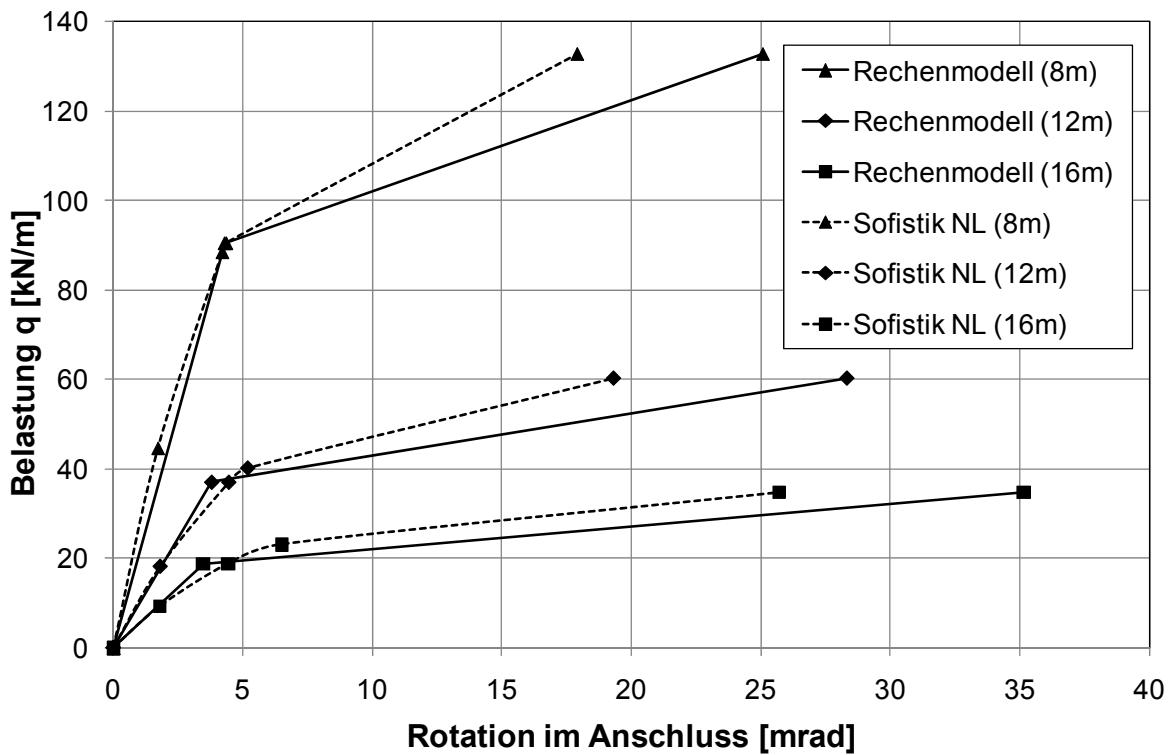


Bild 7.21a Versuch VT2.3: Vergleich der Verdrehung im Anschluss

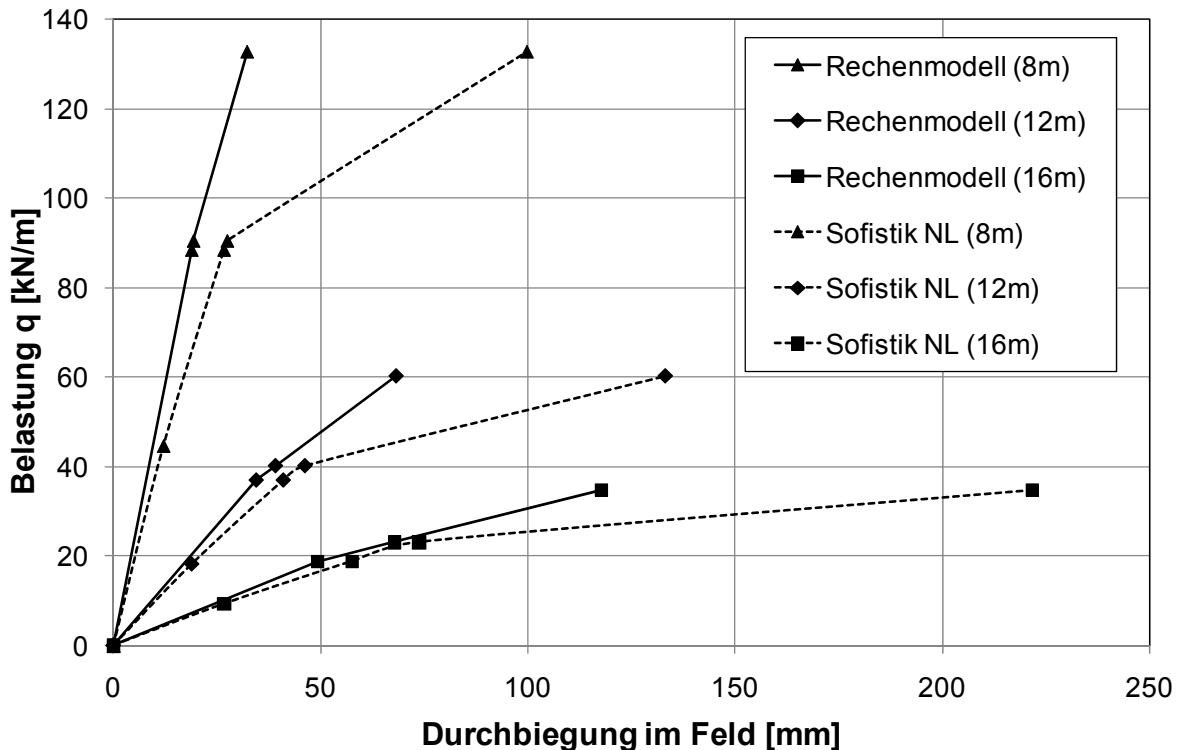


Bild 7.21b Versuch VT2.3: Vergleich der Durchbiegung im Feld

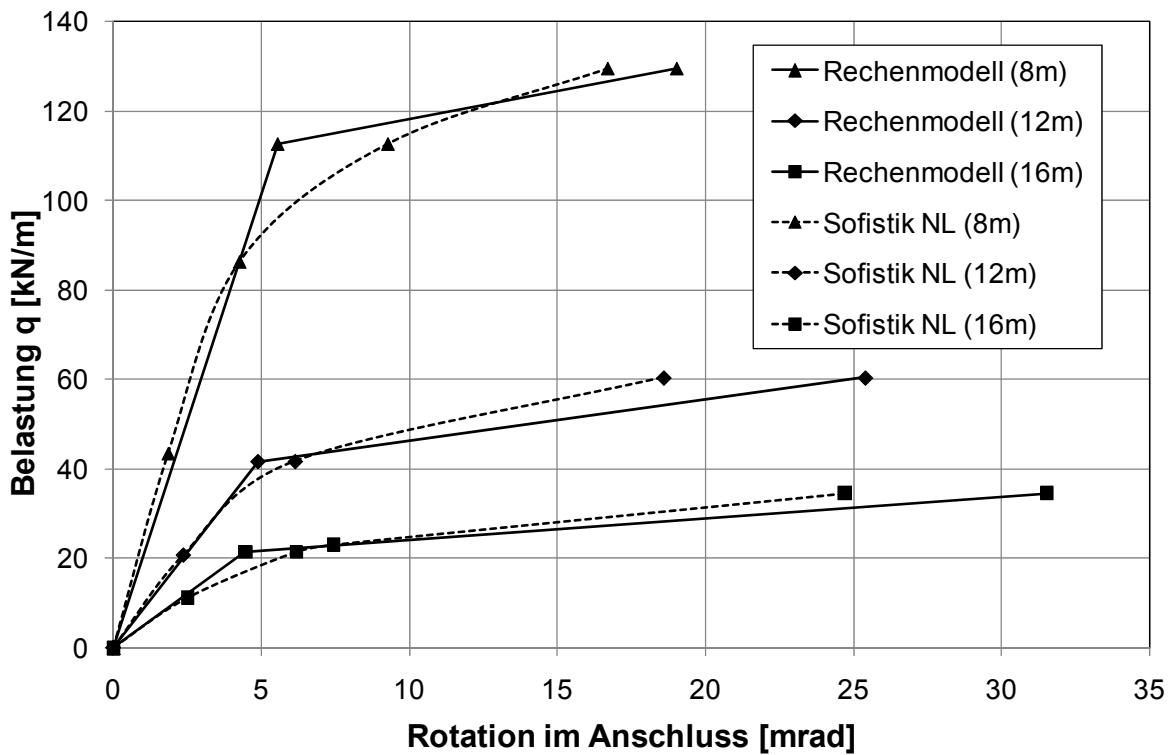


Bild 7.22a Versuch VT3.3: Vergleich der Verdrehung im Anschluss

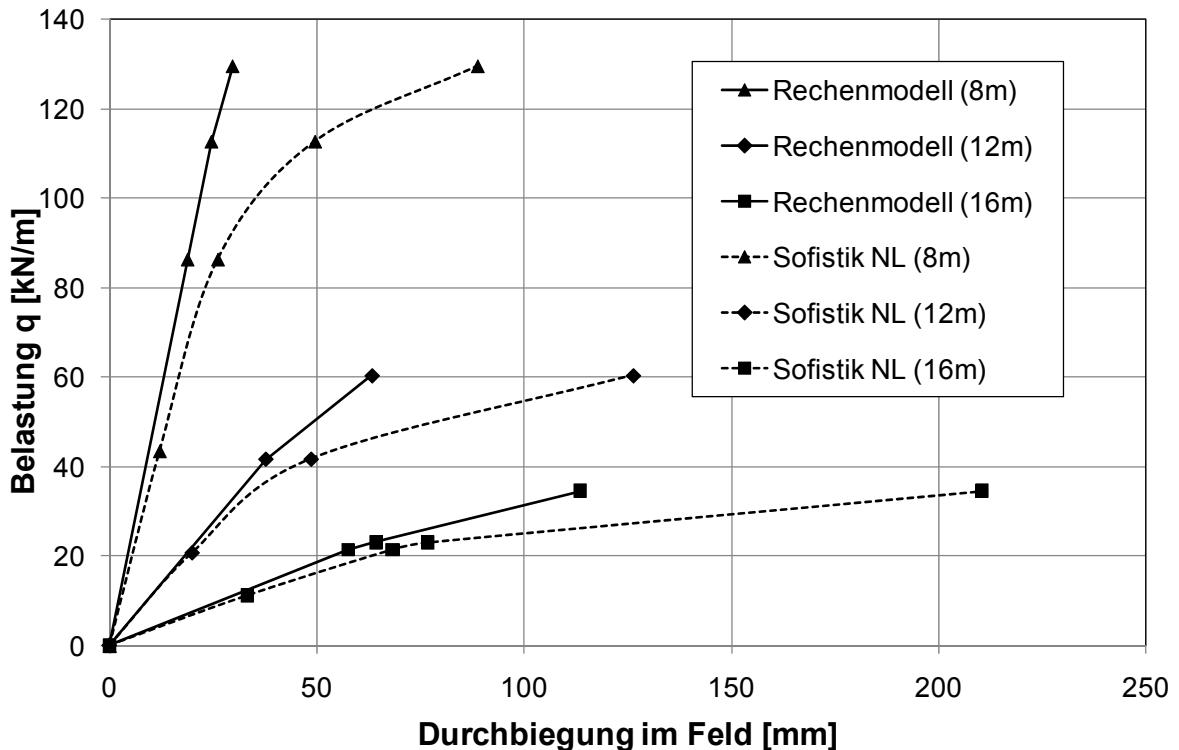


Bild 7.22b Versuch VT3.3: Vergleich der Durchbiegung im Feld

8. Konstruktive Hinweise zur Erlangung einer großen Rotationskapazität im Anschluss

In diesem Abschnitt werden Konstruktionshinweise gegeben, deren Berücksichtigung es ermöglicht, Fließgelenktaugliche Anschlüsse zu konstruieren.

8.1 Der Stahlanschluss

Der Stirnplattenanschluss, siehe Bild 8.1

- Es ist darauf zu achten, dass die Schrauben nicht auf Zug und nicht auf Abscheren versagen.
- Die verwendete Kopfplatte sollte nicht zu dick gewählt werden, damit die erforderliche Verformung aus Biegung der Kopfplatte resultiert.
- Bei der Anordnung der Schrauben, ist darauf zu achten, dass die Bewehrung die volle plastische Verformung entwickeln kann, bevor die Schrauben versagen. Schrauben möglichst weit unten im Anschluss anordnen und hauptsächlich für den Abtrag der Querkraft heranziehen. Gegebenenfalls sind halbe Stirnplatten sinnvoll (nicht bei verzinkten Konstruktionen). HV-Schrauben sind aufgrund der sehr geringen Verformbarkeit nur an ausgewählten Stellen zu verwenden.
- Es ist darauf zu achten, dass der Stützensteg nicht vor Erreichen der plastischen Normalkraft im Trägeruntergurt versagt.

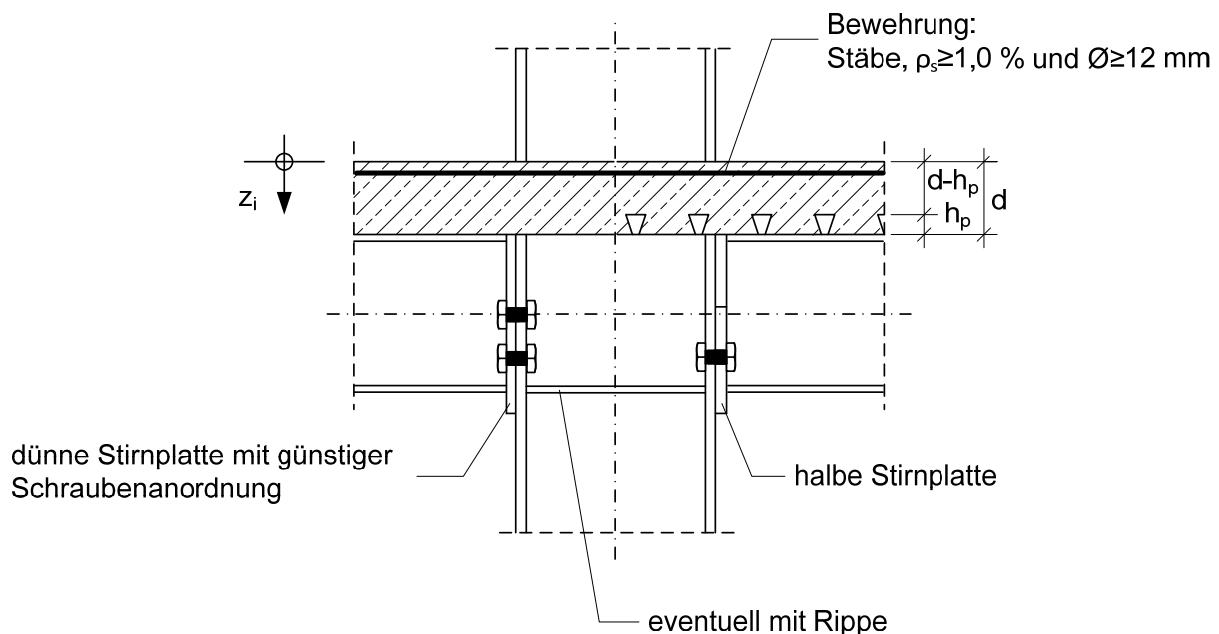


Bild 8.1 Ductiler Stirnplattenanschluss

Der Fahnenblechanschluss

- Schrauben sind so zu dimensionieren, dass sie nicht auf Abscheren versagen. Die Versuche C-1 und C-2 haben gezeigt, dass sich Fahnenblechanschlüsse, die auf Lochleibung versagen, äußerst duktil verhalten.

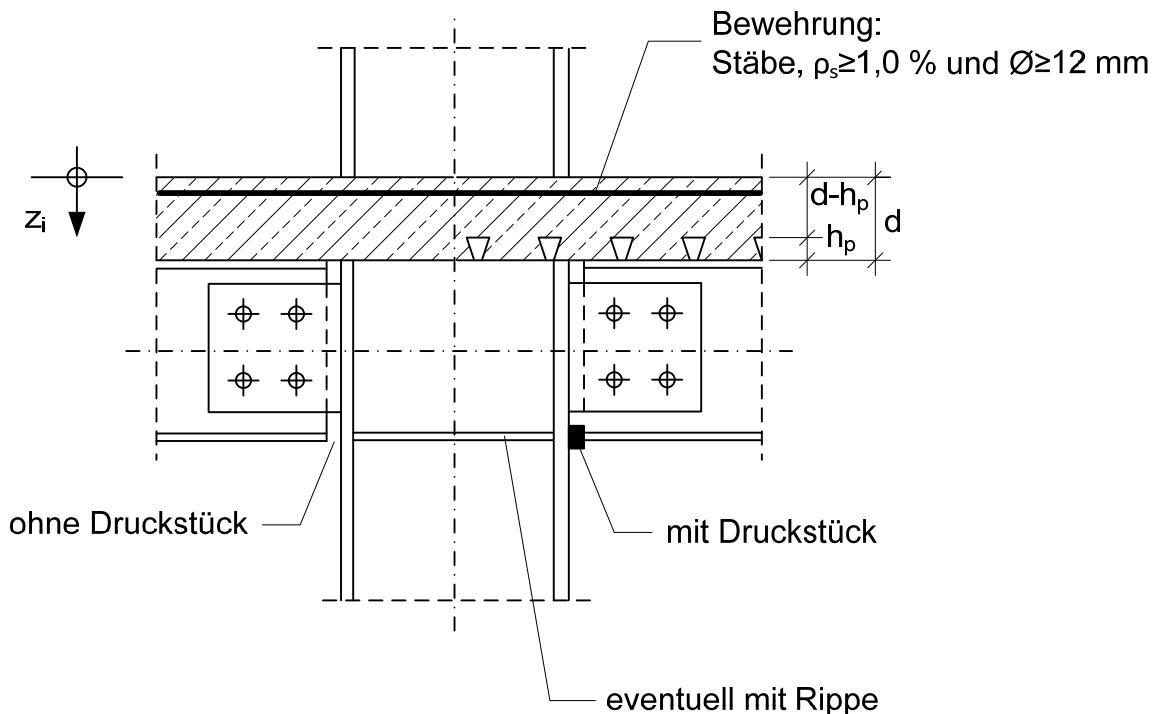
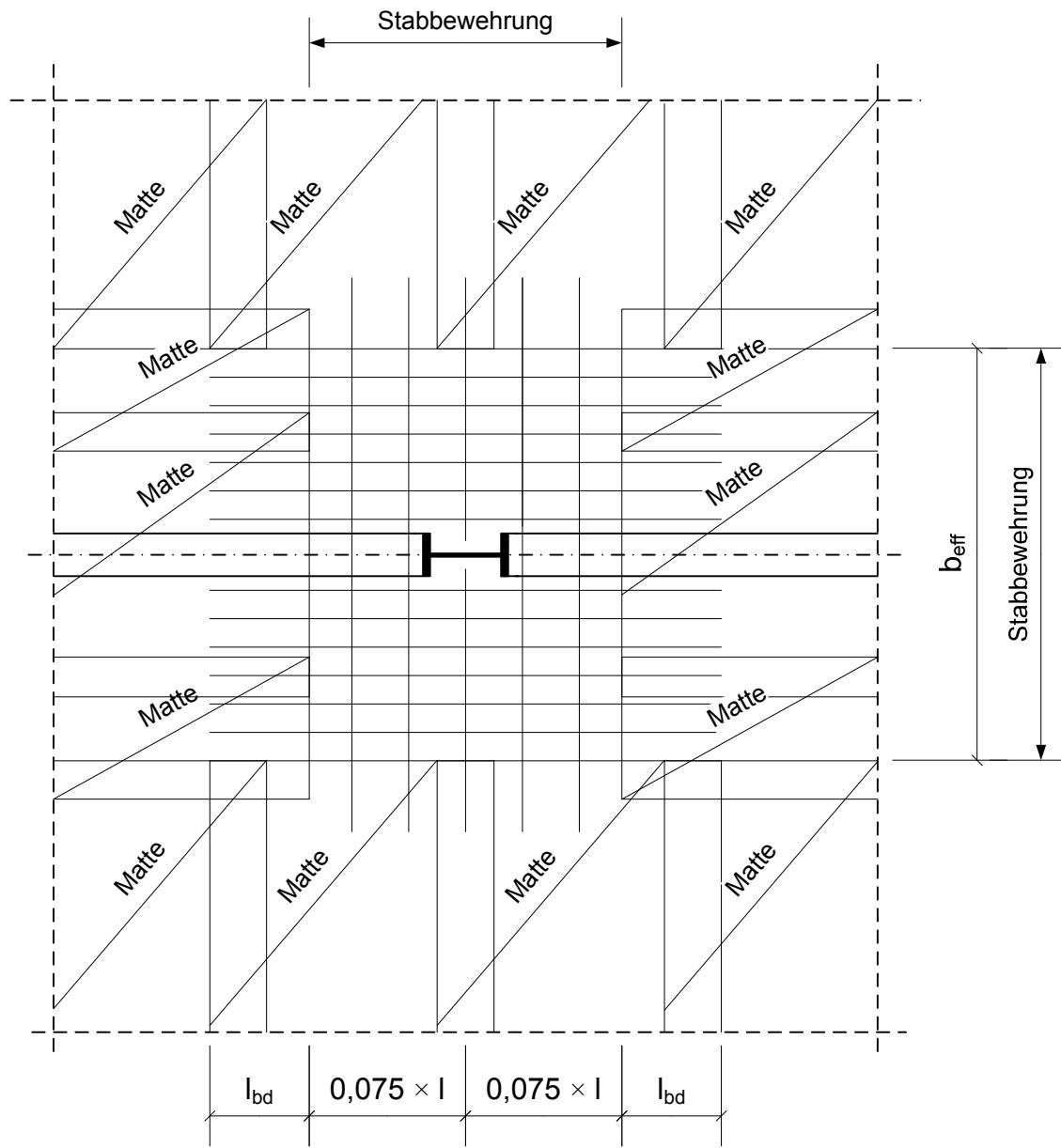


Bild 8.2 Duktiler Fahnenblechanschluss

8.2 Die Betonplatte

- Solange keine weiteren Untersuchungsergebnisse vorliegen, sollte für den Betongurt die Höhe $d-h_p=12 \text{ cm}$ nicht unterschritten werden, siehe Bild 8.1.
- Die Versuche haben gezeigt, dass sich Mattenbewehrung äußerst ungünstig auf die Duktilität des Anschlusses auswirkt. Bei gleichem Bewehrungsgrad ist die maximale Verdrehung eines Anschlusses mit Mattenbewehrung wesentlich geringer als mit Stabbewehrung. Im Bereich des Feldes kann durchaus mit Mattenbewehrung gearbeitet werden. Im Bereich des Anschlusses könnte die Bewehrung als Zulagenbewehrung in Form von Stahlstäben zugelegt werden, siehe Bild 8.3.
- Es hat sich herausgestellt, dass für duktile Anschlüsse der Bewehrungsgrad $\rho_s=1,0 \%$ nicht unterschritten werden sollte. Die Bewehrung ist für den Nachweis der Rissbreite ohnehin erforderlich. Grundsätzlich gilt: Bei dünnen

Stäben ist ein höherer Bewehrungsgrad erforderlich als bei dicken Stäben. Diese Aussage widerspricht allerdings den Regeln zur Rissbreitenbegrenzung.



mit:

I = Feldlänge

l_{bd} = Verankerungslänge

b_{eff} = mitwirkende Breite

Bild 8.3 Beispielhafte Bewehrungsanordnung für duktile Anschlüsse

- Sehr große Betonüberfestigkeiten sind bei der Bemessung zu berücksichtigen. Durch die erhöhte Rissspannung in der Bewehrung, infolge

der größeren Zugkraft des Betons, reduziert sich die Bruchdehnung der Betonplatte und damit die Rotationskapazität des Anschlusses.

- Bei Trägern mit Teilverbund und Stirnplattenanschluss ist darauf zu achten, dass die Bewehrung die volle plastische Tragkraft entwickeln kann, bevor die Schrauben in der Stirnplatte auf Zug versagen.
- Gemischte Bewehrung aus Stabstahl und Matte im Anschlussbereich ist wie eine reine Mattenbewehrung zu beurteilen.

8.3 Die Stütze

- Die Duktilität des Anschlusses sollte nicht aus Komponenten der Stütze resultieren, da auf die Stütze noch Lasten aus darüber liegenden Stockwerken einwirken.
- Vorzeitiges Beulen des Stützensteges ist zu vermeiden. Ein Lastausbreitungswinkel von 1:2,5 zwischen Trägerflansch und Stützensteg sollte nicht überschritten werden. Andernfalls ist eine Steife auf Höhe des unteren Trägerflansches einzuschweißen.

9. Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Berechnungsmodell für Verbundträger mit teiltragfähigen Anschlüssen vorgestellt. Das Modell basiert auf der Auswertung der Ergebnisse von 74 Versuchen an Verbundanschlüssen. Davon wurden 9 eigene Versuche an der Universität von Luxemburg durchgeführt. Zur besseren Überprüfung der Sicherheit des Modells wurden möglichst wirklichkeitsnahe, nichtlineare FE-Berechnungen durchgeführt. Im Modell wird der Verbundanschluss durch eine Drehfeder mit bi-linearer Momenten-Verdrehungs-Beziehung abgebildet. Das Federgesetz lässt sich durch die folgenden an schlussspezifischen Kenngrößen beschreiben:

- Die Momententragfähigkeit
- Die Anfangssteifigkeit
- Die Rotationskapazität

Im Abschnitt 5 dieser Arbeit wird das Vorgehen zur Ermittlung dieser Kenngrößen beschrieben.

Die Momententragfähigkeit eines Anschlusses ergibt sich aus der Tragfähigkeit seiner Komponenten. Die meisten Anschlüsse haben im Versuch ihre rechnerische plastische Momententragfähigkeit erreicht. Anschlüsse, bei denen der Betongurt mit Mattenbewehrung oder mit Stäben $\varnothing \leq 8\text{mm}$ bewehrt wurde, sowie Anschlüsse bei denen der Stützensteg frühzeitig versagte und Anschlüsse ohne direkten Druckkontakt zwischen unterem Trägerflansch und Stütze, konnten in Ausnahmefällen das plastische Biegemoment nicht aufnehmen. Für solche Anschlüsse sollte nur die elastische Momententragfähigkeit angesetzt werden.

Die Anfangssteifigkeit der Verbundanschlüsse wird im Modell auf die Biegesteifigkeit des angeschlossenen Verbundträgers im negativen Momentenbereich bezogen. Um die Steifigkeit der Anschlüsse schnell und einfach bestimmen zu können, wurde die empirisch ermittelte, bezogene Anfangssteifigkeit eingeführt. Die bezogene Anfangssteifigkeit ist identisch für alle Anschlüsse mit direktem Druckkontakt des unteren Trägerflansches. Ein weiterer Wert wurde für alle Anschlüsse mit einem Spalt zwischen Trägerflansch und Stütze ermittelt. Numerische Vergleichsberechnungen zeigten, dass selbst eine sehr große Abweichung zwischen der rechnerisch ermittelten Steifigkeit und der Steifigkeit aus Versuchen, nur eine sehr geringe Auswirkung auf das Verhalten des Verbundträgers ausübt. Eine Unterschätzung der Anfangssteifigkeit liegt auf der sicheren Seite, da die erforderliche Verdrehung im Anschluss dadurch erhöht wird.

Im Rahmen des Rechenmodells wird auf der sicheren Seite liegend, der Drehpunkt des Anschlusses auf Höhe des unteren Trägerflansches angenommen. Die Rotationskapazität des Anschlusses wird durch die Bruchdehnung der bewehrten

Betonplatte begrenzt. Bei der Ermittlung der Bruchdehnung der Betonplatte wird das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt. Anhand der selbst durchgeführten Versuche konnte gezeigt werden, dass der Durchmesser der verwendeten Bewehrung einen entscheidenden Einfluss auf die maximale Dehnung der Platte ausübt. Um diesen Einfluss gerecht zu werden, wurde ein vom Durchmesser abhängiger Korrekturfaktor eingeführt, mit dessen Hilfe die Bruchdehnung des Betongurtes wirklichkeitsnäher abgeschätzt werden kann.

Im Abschnitt 6 werden Diagramme hergeleitet mit deren Hilfe die Schnittgrößenverteilung innerhalb des Verbundträgers mit teiltragfähigen Anschlüssen berechnet werden kann. Die Diagramme ermöglichen die Berücksichtigung der bi-linearen Anschlussfeder und die gerissene Betonplatte im negativen Momentenbereich. Um realistische Anschlussverdrehungen zu erzielen, wurde ein Korrekturfaktor eingeführt. Dieser Korrekturfaktor ist abhängig von der Systemlänge und von der Güte des verwendeten Baustahls.

Um die Sicherheit des Modells zu zeigen, werden in Abschnitt 7 die Ergebnisse von Vergleichsberechnungen vorgestellt. Die Vergleichsberechnungen wurden für Versuche durchgeführt, bei denen die rechnerisch ermittelte Rotationskapazität sehr nahe an die im Versuch ermittelte Grenzverdrehung herankommt. Das Berechnungsmodell liegt bei allen durchgeführten Berechnungen, hinsichtlich der erforderlichen Verdrehung im Anschluss, auf der sicheren Seite. Allerdings wird die Durchbiegung im Feld bei allen Berechnungen unterschätzt. Es konnte kein Zusammenhang zwischen den ermittelten Anschlusskenngrößen und der unterschätzten Durchbiegung im Feld erkannt werden, da der Einfluss des Anschlusses auf die Durchbiegung im Feld zu gering ist.

Um die Durchbiegung im Feld besser abschätzen zu können, ist weitere Forschungsarbeit erforderlich. Dabei sollte untersucht werden, ob das sehr stark vereinfachte Modell für den Verbundträger nach DIN EN 1994-1-1 in der Lage ist, die Durchbiegung auf Gebrauchslastniveau ausreichend genau vorherzusagen. Zusätzlich sollte auch daran gearbeitet werden, den Einfluss der Umlagerungsschnittgrößen aus Kriechen und Schwinden des Betons zu untersuchen.

Weitere Versuche sind erforderlich um den Einfluss von gemischter Bewehrung (Matten und Stäbe) auf das Rotationsverhalten des Anschlusses zu bestimmen. Solange keine weiteren Ergebnisse vorliegen, sollte eine gemischte Bewehrung wie eine reine Mattenbewehrung behandelt werden.

Eventuell könnte die Abschätzung der Rotationskapazität durch Berücksichtigung der Verformungen im unteren Trägerflansch oder im Stützensteg weiter verbessert werden. Der Einfluss des Schlupfes in der Verbundfuge zwischen Betonplatte und Stahlträger könnte ebenfalls weiter untersucht werden.

10. Literaturverzeichnis

- [And-1994] Anderson, D., Najafi, A.A.: Performance of Composite Connections: Major Axis End Plate Joints. *Journal of Constructional Steel Research* 31 (1994) 31-57
- [Ari-1992] Aribert, J.M., Lachal, A.: Experimental Investigation of Composite Connections and Global Interpretation. COST PROJECT C1 „Semi Rigid Behaviour“, C1/WD/92-111, Institut National des Sciences Appliquees – Rennes 1992
- [Bec-1997] Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nichtruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997
- [Bod-1997] Bode, H., Michaeli, W., Sedlacek, G., Müller, C.: Weiterentwicklung der Bemessungsregeln von Anschlüssen im Stahl- und Verbundbau zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit. *Forschungsbericht P 237 / A 86*, AVIF / Ratingen 1997
- [Bod-1999] Bode, H., Kronenberger, H.J., Schmackpfeffer, H.: Teiltragfähige, verformbare Verbindungen im Stahlverbundbau. Abschlußbericht zu Teilprojekt 2 der DFG Forschergruppe VERBUNDBAU, Kaiserslautern 1999
- [Cos-1992] Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections. COST-C1, Proceedings of the first state of the art workshop, Strassburg, 1992
- [Cos-1994] Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections. COST-C1, Proceedings of the second state of the art workshop, Prag, 1994
- [Cos-1999] Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections. COST-C1, Composite steel-concrete joints in frames for buildings: Design provisions, Brussels - Luxembourg, 1999
- [Cli-1970] Climenhaga, J.J.: Local Buckling in Composite Beams. Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1970
- [Dav-1990] Davison, J.B., Lam, D., Nethercot, D.A.: Semi-Rigid Action of Composite Joints. *The Structural Engineer* 68 (1990), Ausgabe 24, pp. 489-499
- [DIN-1997] DIN EN ISO 377: Stahl und Stahlerzeugnisse – Lage und Vorbereitung von Probeabschnitten und Proben für mechanische Prüfungen, Oktober 1997

- [DIN-2001] DIN EN 10002-1: Metallische Werkstoffe – Zugversuche – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Dezember 2001
- [DIN-2002a] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern, April 2002
- [DIN-2002b] DIN EN ISO 15630-1: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, - walzdraht und –draht, September 2002
- [DIN-2003] Erläuterungen zu DIN 1045-1: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 525, September 2003
- [EC2-2004] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1, Dezember 2004
- [EC3-2005a] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1993-1-1, Juli 2005
- [EC3-2005b] DIN EN 1993-1-8: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8, Juli 2005
- [EC4-2004] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1994-1-1, Dezember 2004
- [ECC-1999] ECCS – Technical Committee 11 – Composite Structures: Design of Composite Joints for Buildings, No. 109, 1999
- [Fuc-1950] Fuchs, D.: Versuche mit Spannbeton-Verbundträgern. Bauingenieur 25 (1950), Ausgabe 8, pp. 289-294
- [Joh-1972] Johnson, R.P., Hope-Gill, M.C.: Semi-Rigid Joints in Composite Frames, IABSE, Ninth Congress, Prelim. Report, Amsterdam, 1972
- [Joh-1975] Johnson, R.P.: Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, Crosby Lockwood Staples, London, 1975
- [Jos-2004] Jost, M., Odenbreit, C.: Berechnung von Stahlverbundträgern. Ein Rechenmodell zur Berücksichtigung von verformbaren, teiltragfähigen Verbundanschlüssen. Stahlbau 73 (2004), Ausgabe 7, pp. 495-504
- [Jos-2005] Jost, M., Odenbreit, C.: Rechenbeispiel zum Statischen Nachweis von Verbundträgern mit verformbaren, teiltragfähigen Verbundanschlüssen. Stahlbau 74 (2005), Ausgabe 2, pp. 134-141

- [Kat-1995] Kathage, K.: Beitrag zur plastischen Bemessung durchlaufender Verbundträger mit Verbundanschlüssen, Ruhr – University Bochum, Technical Report Nr. 95-2, 1995
- [Kem-2001] Kemp, A.R., Nethercot, D.A.: Required and available rotations in continuous composite beams with semi – rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research* 57 (2001), pp. 375-400
- [Kin-1994] *Kindmann, R., Kathage, K.*: Experimentelle Untersuchungen zur Rotationskapazität von Verbundanschlüssen. *Stahlbau* 63 (1994), Heft 10
- [Li-1996] *Li, T.Q., Nethercot, D.A., Choo, B.S.* : Behaviour of Flush End-Plate Connections with Unbalanced Moment and Variable Shear/Moment Ratios – I. Experimental Behaviour. *Journal of Constructional Steel Research* 38, 1996, 125-164
- [Li-2000] Li, T.Q., Nethercot, D.A., Lawson, R.M.: Required rotation of composite connections. *Journal of Constructional Steel Research* 56 (2000), pp. 151-173
- [Mai-1941] Maier-Leibnitz, H.: Versuche über das Zusammenwirken von I Trägern mit Eisenbetondecken. *Bautechnik* 19 (1941), Ausgabe 25, pp. 265-270
- [Mue-2004] Muess, H., Sauerborn, N., Schmitt, J.: Höhepunkte im modernen Verbundbau – eine beispielhafte Entwicklungsgeschichte. *Stahlbau* 73 (2004), Ausgabe e 10, pp. 791-800
- [MOC-1993] CEB-FIP Model Code 1990 – Comite Euro-International du Beton – Design Code, 1993
- [Net-1995] Nethercot, D.A., Li, T.Q., Choo, B.S.: Required Rotations and Moment Redistribution for Composite Frames and Continuous Beams. *Journal of Constructional Steel Research* 35 (1995), pp. 121-163
- [Ode-2000] Odenbreit, C.: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Steifigkeiten und der Schnittgrößen von Verbundträgern mit halbsteifen, teiltragfähigen Verbundanschlüssen. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 2000
- [Ram-1999] *Ramm, W., Elz, S.*: Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Rißbildung von Gurtplatten von Verbundträgern im Bereich negativer Momente. Abschlußbericht zu Teilprojekt 4 der DFG-Forschergruppe Verbundbau, Kaiserslautern, 1999

- [Ren-1995] *Ren, P.: Numerical Modelling and Experimental Analysis of Steel Beam-to-Column Connections Allowing for the Influence of Reinforced-Concrete Slabs.* These Nr. 1369 (1995), Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Departement de Genie Civil
- [Sat-1962] Sattler, K.: Betrachtungen über neuere Verdübelungen im Verbundbau. *Der Bauingenieur* 37 (1962), Ausgabe 1
- [Sch-2005] Schäfer, M.: Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen. Dissertation, Universität Stuttgart, 2005
- [Sof-2007] Sofistik AG: Handbuch zum Programmsystem Sofistik, Programmteil ASE, Version 14.66, Oberschleißheim, 2007
- [Tsc-1997] Tschemmernegg, F., Huber, G., Huter, M., Rubin, D.: Komponentenmethode und Komponentenversuche zur Entwicklung von Baukonstruktionen in Mischbauweise. *Stahlbau* 66 (1997), Ausgabe 9, pp. 624-638
- [Wap-1992] Wapenhans, W.: Zur Entwicklungsgeschichte des Stahlverbundbaus in Deutschland bis 1992. Selbstverlag, Dresden, 1993
- [Xia-1994] Xiao, Y., Choo, B.S., Nethercot, D.A.: Composite connections in steel and concrete. Part 1 - Experimental Behavior of Composite Beam-Column Connections. *Journal of Constructional Steel Research* 31 (1994), pp. 3-30
- [Xia-1996] 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 Steel Research* 37 (1996), pp. 63-90
- [Zan-1989] Zandonini, R.: *Semi-Rigid Composite Joints, Stability and Strength: Structural Connections*, Elsevier Applied Science, London – New York, 1989

Anhang A

Zusammenstellung aller ausgewerteten Anschlüsse

In diesem Angang werden die 74 ausgewerteten Versuche an Verbundanschlüssen genauer vorgestellt. Es wird die Geometrie der untersuchten Anschlüsse beschrieben und die Versuchsergebnisse dargestellt.

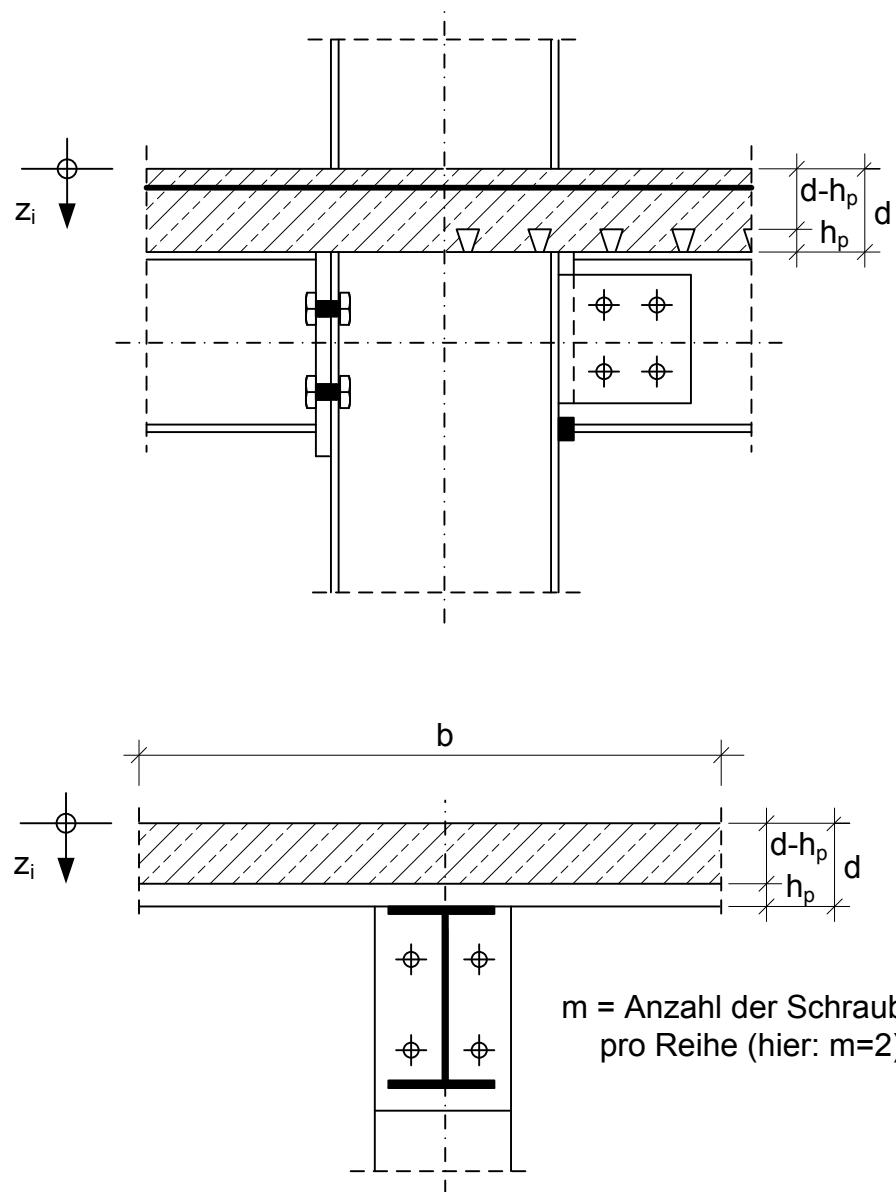


Bild A.1 Geometrie der Verbundanschlüsse

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte

Nr.	Quelle	Versuch	Stütze		
			Profil	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
1	[Bod-1997]	T1-2	HEA 300	305	442
2		T1-3	HEA 300	357	438
3		T1-4	HEA 300	305	442
4		T1-6	HEA 300	305	442
5		T2-2	HEA 300	386	535
6		T2-3	HEA 300	386	535
7		T3-2	HEB 240	274	434
8		T3-4	HEB 240	274	434
9		T4-1	HEB 300	344	483
10		T4-2	HEB 300	344	483
11	[Bod-1999]	T5-1	HEA 300	401	492
12		T5-2	HEA 300	401	492
13		T5-3	HEA 300	401	492
14		T5-4	HEA 300	401	492
15		T5-5	HEA 300	401	492
16		T6-1	HEA 300	401	492
17		T6-2	HEA 300	401	492
18	[Ram-1999]	I14B1-04	HEA 300	397	527
19		I14BG1-04	HEA 300	397	527
20		I14B1-09	HEA 300	400	529
21		I14B1-13	HEA 300	400	530
22		I14P1-04	HEB 360	387	522
23		I14P1-09	HEB 360	387	522
24	[Kin-1994]	VT1.1	HEA 400	nv	nv
25		VT1.2	HEA 400	nv	nv
26		VT1.3	HEA 400	nv	nv
27		VT2.1	HEA 400	nv	nv
28		VT2.2	HEA 400	nv	nv
29		VT2.3	HEA 400	nv	nv
30		VT2.4	HEA 400	nv	nv
31		VT3.1	Lasche	421	nv
32		VT3.2	Lasche	421	nv
33		VT3.3	Lasche	421	nv
34		VT4.1	Lasche	421	nv
35		VT4.2	Lasche	421	nv
36		VT4.3	Lasche	421	nv

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Stahlträger		
	Profil	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
1	IPE 270	266	426
2	IPE 270	287	407
3	IPE 270	266	426
4	IPE 270	266	426
5	IPE 400	366	518
6	IPE 400	366	518
7	IPE 300	283	457
8	IPE 300	283	457
9	HEB 200	310	471
10	HEB 200	310	471
11	IPE 330	315	432
12	IPE 330	315	432
13	IPE 330	315	432
14	IPE 330	315	432
15	IPE 330	315	432
16	IPE 330	315	432
17	IPE 330	315	432
18	HEB 360	253	398
19	HEB 360	259	398
20	HEB 360	353	446
21	HEB 360	360	454
22	HEB 360	299	431
23	HEB 360	297	431
24	IPE 400	371	nv
25	IPE 400	447	nv
26	IPE 400	371	nv
27	IPE 400	371	nv
28	IPE 400	371	nv
29	IPE 400	371	nv
30	IPE 400	433	nv
31	IPE 400	371	nv
32	IPE 400	371	nv
33	IPE 400	371	nv
34	IPE 400	419	nv
35	IPE 400	418	nv
36	IPE 400	410	nv

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Betonngurt			Profilblech / Massivplatte	
	b [mm]	d [mm]	f _c [N/mm ²]	Typ	h _p [mm]
1	1200	140	41,2	Holorib 51	51
2	1200	140	44,1	Holorib 52	51
3	1200	140	31,0	Holorib 53	51
4	1200	140	50,5	Holorib 54	51
5	1200	140	57,5	Holorib 55	51
6	1200	140	58,1	Holorib 56	51
7	1200	140	31,0	Holorib 57	51
8	1200	140	43,0	Holorib 58	51
9	1200	140	38,6	Holorib 59	51
10	1200	140	44,8	Holorib 60	51
11	1200	140	50,2	Holorib 61	51
12	1200	140	50,2	Holorib 62	51
13	1200	140	37,0	Holorib 63	51
14	1200	140	43,2	Holorib 64	51
15	1200	140	39,7	Holorib 65	51
16	1200	140	48,8	Holorib 66	51
17	1200	140	48,5	Holorib 67	51
18	2000	140	47,1	Massivplatte	---
19	2000	140	50,4	Massivplatte	---
20	2000	140	45,6	Massivplatte	---
21	2000	140	52,8	Massivplatte	---
22	2000	140	45,6	Massivplatte	---
23	2000	140	41,0	Massivplatte	---
24	1200	160	48,1	Massivplatte	---
25	1200	160	42,4	Massivplatte	---
26	1200	160	44,9	Massivplatte	---
27	1200	160	44,9	Massivplatte	---
28	1200	160	44,9	Massivplatte	---
29	1200	160	4,81	Massivplatte	---
30	1200	160	5,13	Massivplatte	---
31	1200	160	4,48	Massivplatte	---
32	1200	160	44,8	Massivplatte	---
33	1200	160	44,8	Massivplatte	---
34	1200	160	45,9	Massivplatte	---
35	1200	160	45,9	Massivplatte	---
36	1200	160	45,9	Massivplatte	---

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Bewehrung / Verdübelungsgrad					
	$Z_{i,\text{oben}}$ [mm]	$Z_{i,\text{unten}}$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	ρ_s [%]	η [%]	f_s [N/mm 2]
1	35	---	12 \varnothing 10	0,88	100	607
2	35	---	12 \varnothing 10	0,88	100	607
3	35	---	4 \varnothing 10 + K884	0,88	<100	607
4	35	---	12 \varnothing 10	0,88	100	607
5	35	---	12 \varnothing 14	1,73	100	523
6	35	---	12 \varnothing 14	1,73	<100	523
7	35	---	12 \varnothing 10	0,88	100	607
8	35	---	12 \varnothing 10	0,88	100	607
9	35	---	12 \varnothing 10	0,88	<100	607
10	35	---	4 \varnothing 10 + K884	0,88	<100	607
11	35	---	10 \varnothing 10	0,74	100	570
12	35	---	10 \varnothing 14	1,44	100	570
13	35	---	10 \varnothing 10	0,74	100	570
14	35	---	12 \varnothing 10	0,74	<100	570
15	35	---	12 \varnothing 10	0,74	100	570
16	35	---	10 \varnothing 10	0,74	100	570
17	35	---	10 \varnothing 10	0,74	100	570
18	35	---	22 \varnothing 8	0,4	100	615
19	35	---	22 \varnothing 8	0,4	100	615
20	35	---	22 \varnothing 12	0,9	100	587
21	35	---	24 \varnothing 14	1,3	<100	547
22	35	---	22 \varnothing 8	0,4	100	615
23	35	---	22 \varnothing 12	0,9	100	587
24	25	135	9 \varnothing 12	1,06	100	565
25	25	135	9 \varnothing 14	1,44	100	550
26	25	135	9 \varnothing 12	1,06	100	565
27	25	135	9 \varnothing 10	0,74	100	563
28	25	135	R589	0,74	100	560
29	25	135	9 \varnothing 14	1,44	100	550
30	25	135	12 \varnothing 12	1,41	100	562
31	25	135	9 \varnothing 12	1,06	100	565
32	25	135	9 \varnothing 10	0,74	100	536
33	25	135	9 \varnothing 14	1,44	100	550
34	25	135	9 \varnothing 12	1,06	100	562
35	25	135	9 \varnothing 10	0,74	100	558
36	25	135	9 \varnothing 14	1,44	100	559

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Anschluss		
	Typ	t_e [mm]	Schrauben
1	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	3 M20 10.9
2	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M20 10.9
3	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M20 10.9
4	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M20 10.9
5	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	4 M16 10.9
6	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	4 M16 10.9
7	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 10.9
8	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 10.9
9	Stirnplatte (bündig)	15	4 M24 10.9
10	Stirnplatte (bündig)	15	4 M24 10.9
11	Knaggenauflager	---	---
12	Knaggenauflager	---	---
13	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9
14	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9
15	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9
16	Knaggenauflager	---	---
17	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9
18	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M27 10.9
19	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	3 M27 10.9
20	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M27 10.9
21	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M27 10.9
22	Stirnplatte (bündig)	12	4 M24 10.9
23	Stirnplatte (bündig)	12	4 M24 10.9
24	Knaggenauflager	---	---
25	Knaggenauflager	---	---
26	Knaggenauflager	---	---
27	Knaggenauflager	---	---
28	Knaggenauflager	---	---
29	Knaggenauflager	---	---
30	Knaggenauflager	---	---
31	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	---	3 M24 10.9
32	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	---	3 M24 10.9
33	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	---	3 M24 10.9
34	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	---	6 M24 10.9
35	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	---	6 M24 10.9
36	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	---	6 M24 10.9

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Anschluss					Bemerkung
	m	z_{i1} [mm]	z_{i2} [mm]	z_{i3} [mm]	z_{i4} [mm]	
1	1	221	275	329	---	---
2	1	221	275	329	---	---
3	1	221	275	329	---	---
4	1	221	275	329	---	---
5	2	233	307	---	---	Kammerbeton
6	2	233	307	---	---	Kammerbeton
7	2	180	400	---	---	---
8	2	180	400	---	---	Steife im Stützensteg
9	2	190	290	---	---	Steife im Stützensteg
10	2	190	290	---	---	Steife im Stützensteg
11	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
12	---	---	---	---	---	---
13	2	235	305	---	---	Steife im Stützensteg
14	2	235	305	---	---	Kammerbeton
15	2	235	305	---	---	Kammerbeton
16	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
17	2	235	305	---	---	Kammerbeton
18	1	240	320	400	---	Kammerbeton (Stütze)
19	1	240	320	400	---	---
20	1	240	320	400	---	Kammerbeton (Stütze)
21	1	240	320	400	---	Kammerbeton (Stütze)
22	2	215	425	---	---	---
23	2	215	425	---	---	---
24	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
25	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
26	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
27	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
28	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
29	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
30	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
31	1	260	360	460	---	---
32	1	260	360	460	---	---
33	1	260	360	460	---	---
34	2	260	360	460	---	---
35	2	260	360	460	---	---
36	2	260	360	460	---	---

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Quelle	Versuch	Stütze		
			Profil	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
37	[[And-1994]	S4F	203*203 UC52	nv	nv
38		S8F	203*203 UC52	nv	nv
39		S12F	203*203 UC52	nv	nv
40		S8E	203*203 UC52	nv	nv
41	[Ren-1995]	CP01	HEB 240	310	447
42	[Li-1996]	CJS-1	203*203 UC46	354	500
43		CJS-2	203*203 UC46	354	500
44		CJS-4	203*203 UC46	354	500
45	[Ari-1992]	C1	HEB 200	307	412
46		C2	HEB 200	307	412
47		C3	HEB 200	307	412
48	[Xia-1994]	SCJ2	203*203 UC52	317	457
49		SCJ3	203*203 UC52	317	457
50		SCJ4	203*203 UC52	317	457
51		SCJ5	203*203 UC52	317	457
52		SCJ6	203*203 UC52	317	457
53		SCJ7	203*203 UC52	295	474
54		SCJ10	203*203 UC52	295	474
55		SCJ12	203*203 UC52	295	474
56		SCJ17	203*203 UC52	314	496
57	[Sch-2005]	V1	HEB 400	nv	nv
58		V2	HEB 400	nv	nv
59		V3	HEB 400	nv	nv
60		V4	HEB 400	nv	nv
61		V5	HEB 400	nv	nv
62		V6	HEB 400	nv	nv
63		V7	HEB 400	nv	nv
64		V8	HEB 400	nv	nv
65		V9	HEB 400	nv	nv
66	eigene Versuche	A-1	HEA 400	nv	nv
67		A-2	HEA 400	nv	nv
68		A-3	HEA 400	nv	nv
69		A-4	HEA 400	nv	nv
70		A-5	HEA 400	nv	nv
71		B-1	HEB 300	nv	nv
72		B-2	HEB 300	nv	nv
73		C-1	HEB 400	nv	nv
74		C-2	HEB 400	nv	nv

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Stahlträger		
	Profil	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
37	305*165 UB40	279	nv
38	305*165 UB40	279	nv
39	305*165 UB40	279	nv
40	305*165 UB40	279	nv
41	IPE 330	291	432
42	254*102 UB25	413	543
43	254*102 UB25	413	543
44	254*102 UB25	413	543
45	IPE 360	308	431
46	IPE 360	308	431
47	IPE 360	308	431
48	305*165 UB40	282	520
49	305*165 UB40	282	520
50	305*165 UB40	282	520
51	305*165 UB40	282	520
52	305*165 UB40	282	520
53	305*165 UB40	317	458
54	305*165 UB40	317	458
55	305*165 UB40	317	458
56	305*165 UB40	317	486
57	IPE 500	nv	nv
58	IPE 500	nv	nv
59	IPE 500	nv	nv
60	IPE 500	nv	nv
61	IPE 500	nv	nv
62	IPE 500	nv	nv
63	IPE 500	nv	nv
64	IPE 500	nv	nv
65	IPE 500	nv	nv
66	IPE 400	431	516,7
67	IPE 400	431	516,7
68	IPE 400	431	516,7
69	IPE 400	402	520,8
70	IPE 400	402	520,8
71	IPE 240	362	499,3
72	IPE 240	362	499,3
73	IPE 330	433	535,6
74	IPE 330	433	535,6

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Betongurt			Profilblech / Massivplatte	
	b [mm]	d [mm]	f _c [N/mm ²]	Typ	h _p [mm]
37	1100	120	41,0	PMF CF46 0,9mm	46
38	1100	120	48,1	PMF CF46 0,9mm	46
39	1100	120	44,8	PMF CF46 0,9mm	46
40	1100	120	45,9	PMF CF46 0,9mm	46
41	1000	120	44,9	Massivplatte	---
42	1000	110	49,3	PMF CF46	46
43	1000	110	34,0	PMF CF47	46
44	1000	110	34,9	PMF CF48	46
45	1000	120	37,0	Cofrastra 40 (0,8mm)	40
46	1000	120	43,2	Cofrastra 40 (0,8mm)	40
47	1000	120	39,7	Cofrastra 40 (0,8mm)	40
48	1200	120	52,5	PMF CF46	46
49	1200	120	37,3	PMF CF46	46
50	1200	120	44,7	PMF CF46	46
51	1200	120	41,2	PMF CF46	46
52	1200	120	44,3	PMF CF46	46
53	1200	120	33,9	PMF CF46	46
54	1200	120	18,7	PMF CF46	46
55	1200	120	28,3	PMF CF46	46
56	1200	120	36,1	PMF CF46	46
57	1000	140	33,0	Massivplatte	---
58	1000	140	33,0	Massivplatte	---
59	1000	140	33,0	Massivplatte	---
60	1000	140	33,0	Massivplatte	---
61	1000	140	33,0	Massivplatte	---
62	1000	140	33,0	Massivplatte	---
63	1000	140	33,0	Massivplatte	---
64	1000	140	33,0	Massivplatte	---
65	2000	140	33,0	Massivplatte	---
66	1200	160	55,6	Massivplatte	---
67	1200	160	53,5	Massivplatte	---
68	1200	160	56,5	Massivplatte	---
69	1200	160	62,9	Massivplatte	---
70	1200	160	62,9	Massivplatte	---
71	1200	160	50,4	Massivplatte	---
72	1200	160	53,7	Massivplatte	---
73	1200	140	61,7	Massivplatte	---
74	1200	140	61,4	Massivplatte	---

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Bewehrung / Verdübelungsgrad					
	$z_{i,\text{oben}}$ [mm]	$z_{i,\text{unten}}$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	ρ_s [%]	η [%]	f_s [N/mm 2]
37	35	---	4 \varnothing 12 + A142	0,73	100	500
38	35	---	8 \varnothing 12 + A142	1,29	100	500
39	35	---	12 \varnothing 12 + A142	1,84	100	500
40	35	---	8 \varnothing 12 + A142	1,29	100	500
41	25	---	4 \varnothing 12 + K188	0,52	100	634, 683
42	35	---	4 \varnothing 10	1,2	100	471, 488
43	35	---	4 \varnothing 10	1,2	100	471, 488
44	35	---	4 \varnothing 10	1,2	100	471, 488
45	35	---	14 \varnothing 8	0,88	100	539
46	35	---	14 \varnothing 8	0,88	<100	539
47	35	---	14 \varnothing 8	0,88	<100	539
48	35	---	A142	0,16	100	571
49	35	---	A142	0,16	100	571
50	35	---	10 \varnothing 12	1,27	100	570
51	35	---	10 \varnothing 12	1,27	100	570
52	35	---	8 \varnothing 12 + A142	1,18	100	516
53	35	---	10 \varnothing 12 + A142	1,43	100	516
54	35	---	2 \varnothing 12, 6 \varnothing 10 + A142	0,95	100	530
55	35	---	8 \varnothing 10 + A142	0,87	100	535
56	35	---	6 \varnothing 10 + A142	0,69	100	543
57	35	105	12 \varnothing 10	0,67	100	nv
58	35	105	12 \varnothing 10	0,67	100	nv
59	35	105	12 \varnothing 10	0,67	100	nv
60	35	105	12 \varnothing 10	0,67	100	nv
61	35	105	20 \varnothing 10	1,12	100	nv
62	35	105	12 \varnothing 10	0,67	<100	nv
63	35	105	8 \varnothing 10	0,45	100	nv
64	35	105	8 \varnothing 10	0,45	100	nv
65	35	105	20 \varnothing 10	0,56	100	nv
66	35	125	R513	0,64	100	556
67	35	125	24 \varnothing 8	0,63	100	646
68	35	125	12 \varnothing 12	0,71	100	630
69	35	125	Q513 + 4 \varnothing 12	1,11	100	569, 630
70	35	125	40 \varnothing 10	1,04	100	619
71	35	125	12 \varnothing 12	0,71	100	499,3
72	35	125	12 \varnothing 12	0,71	100	532,5
73	35	105	Q335 + Q188	0,37	100	539, 535
74	35	105	Q335 + Q188	0,37	100	539, 535

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Anschluss		
	Typ	t_e [mm]	Schrauben
37	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 8.8
38	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 8.8
39	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 8.8
40	Stirnplatte (oben überstehend)	15	6 M20 8.8
41	Stirnplatte (bündig)	30	8 M20 10.9
42	Stirnplatte (bündig)	10	4 M20 8.8
43	Stirnplatte (bündig)	10	4 M20 8.8
44	Stirnplatte (bündig)	10	4 M20 8.8
45	Stirnplatte (bündig)	15	6 M18 10.9
46	Stirnplatte (bündig)	15	6 M18 10.9
47	Stirnplatte (bündig)	15	6 M18 10.9
48	Fahnenblech (ohne Druckstück)	10	3 M 20 8.8
49	Stirnplatte (bündig)	10	3 M 20 8.8
50	Stirnplatte (bündig)	10	3 M 20 8.8
51	Stirnplatte (bündig)	10	3 M 20 8.8
52	Stirnplatte (bündig)	10	3 M 20 8.8
53	Stirnplatte (bündig)	10	8 M20 8.8
54	halbe Stirnplatte (im unteren Bereich)	10	4 M20 8.8
55	Fahnenblech (ohne Druckstück)	10	3 M 8.8
56	Fahnenblech (ohne Druckstück)	10	3 M 8.8
57	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
58	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
59	Stirnplatte	12	4 M24 10.9
60	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
61	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
62	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
63	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
64	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
65	Stirnplatte	12	2 M24 10.9
66	Knaggenauflager	---	---
67	Knaggenauflager	---	---
68	Knaggenauflager	---	---
69	Knaggenauflager	---	---
70	Knaggenauflager	---	---
71	Fahnenblech (ohne Druckstück)	25	4 M24 10.9
72	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	4 M24 10.9
73	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	2 M24 10.9
74	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	2 M24 10.9

Tabelle A.1 Verbundanschlüsse - Aufbau und Materialkennwerte (Fortsetzung)

Nr.	Anschluss					Bemerkung
	m	z_{i1} [mm]	z_{i2} [mm]	z_{i3} [mm]	z_{i4} [mm]	
37	2	170	374	---	---	Steife im Stützensteg
38	2	170	374	---	---	Steife im Stützensteg
39	2	170	374	---	---	Steife im Stützensteg
40	2	80	170	374	---	Steife im Stützensteg
41	2	195	255	315	375	---
42	2	160	317	---	---	QT im Stützensteg angeschlossen
43	2	160	317	---	---	QT im Stützensteg angeschlossen
44	2	160	317	---	---	QT im Stützensteg angeschlossen
45	2	195	300	405	---	Steife im Stützensteg
46	2	195	300	405	---	Steife im Stützensteg
47	2	195	300	405	---	Steife im Stützensteg
48	1	207	272	337	---	---
49	2	182	242	302	362	---
50	2	182	242	302	362	---
51	2	182	242	302	362	---
52	2	182	242	302	362	Steife im Stützensteg
53	2	182	242	302	362	QT im Stützensteg angeschlossen
54	2	302	362	---	---	---
55	1	207	272	337	---	---
56	1	207	272	337	---	---
57	2	334	444	---	---	Referenzversuch, Zugband
58	2	334	444	---	---	Einseitige Belastung
59	2	84	444	---	---	Ohne Zugband
60	2	334	444	---	---	Ohne Zugband
61	2	334	444	---	---	Hoher Bew.-Grad
62	2	334	444	---	---	Teilverbund
63	2	334	444	---	---	Niedriger Bewehrungsgrad
64	2	334	444	---	---	Niedriger Bewehrungsgrad
65	2	334	444	---	---	Große Plattenbreite 2,0 m
66	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
67	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
68	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
69	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
70	---	---	---	---	---	Steife im Stützensteg
71	2	255	325	---	---	Träger - Träger Anschluss
72	2	255	325	---	---	Träger - Träger Anschluss
73	1	230	380	---	---	Träger - Träger Anschluss
74	1	230	380	---	---	Träger - Träger Anschluss

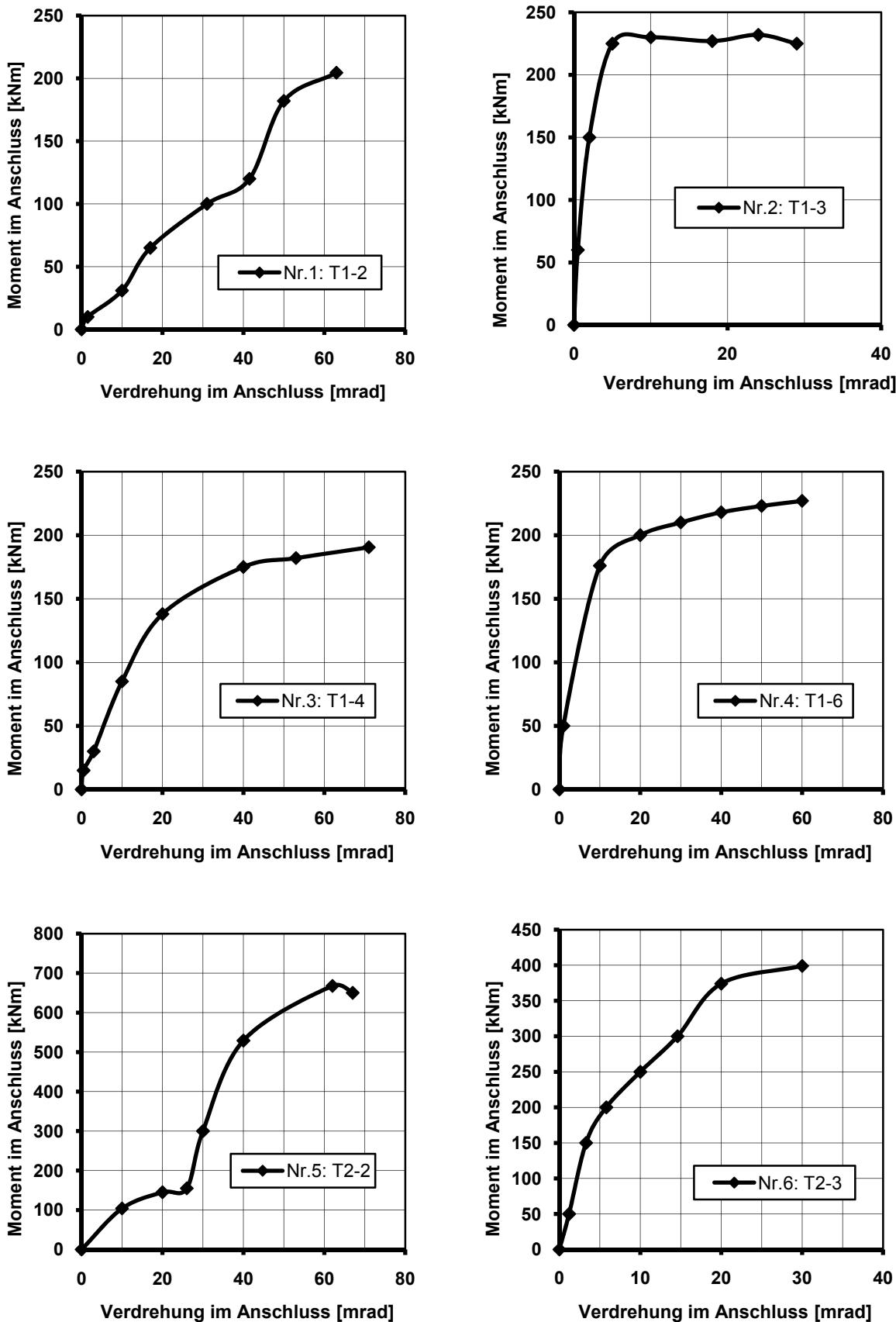


Bild A.2 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 1 bis 6

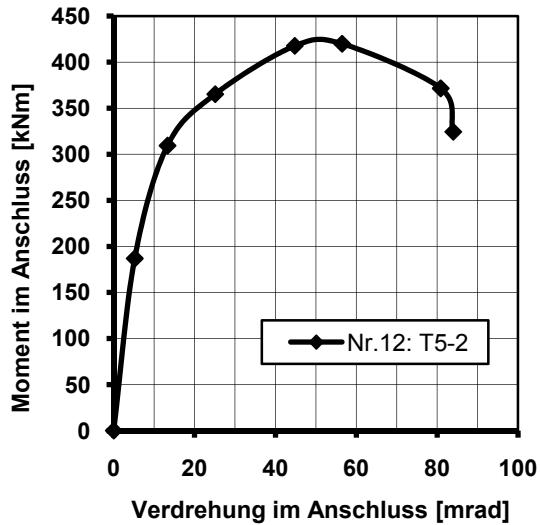
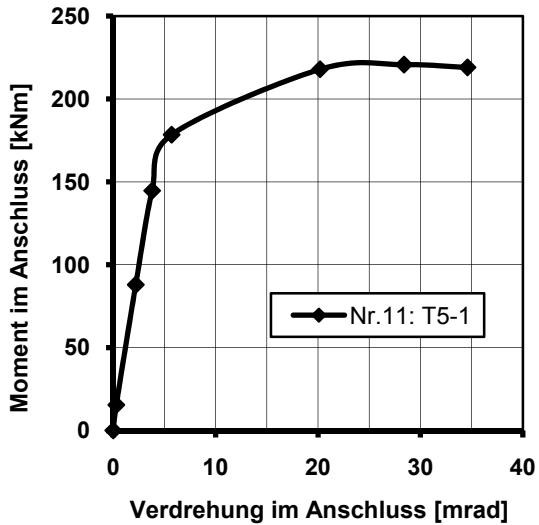
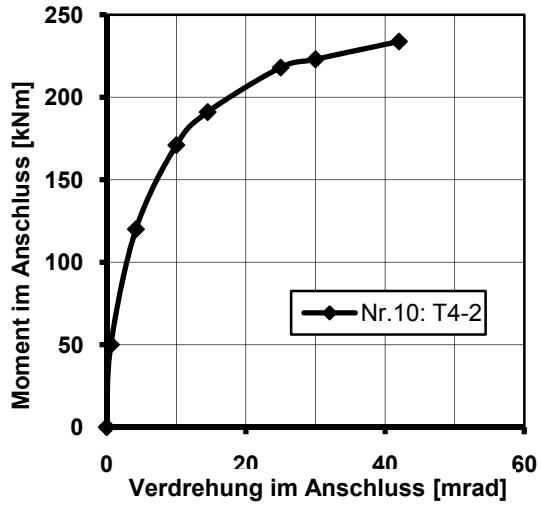
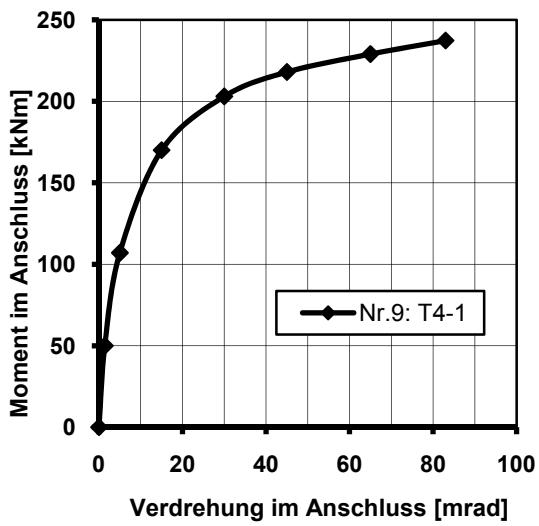
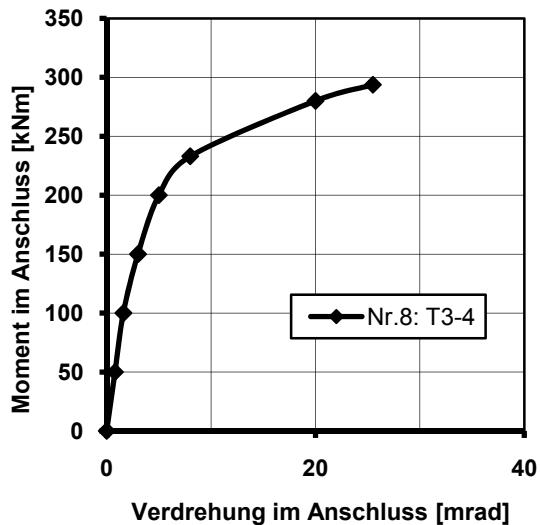
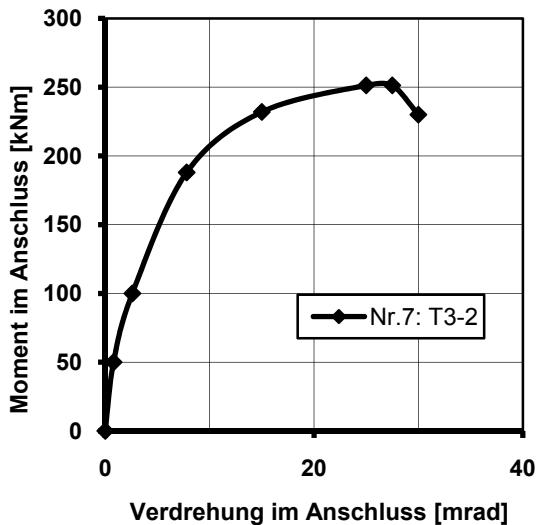


Bild A.3 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 7 bis 12

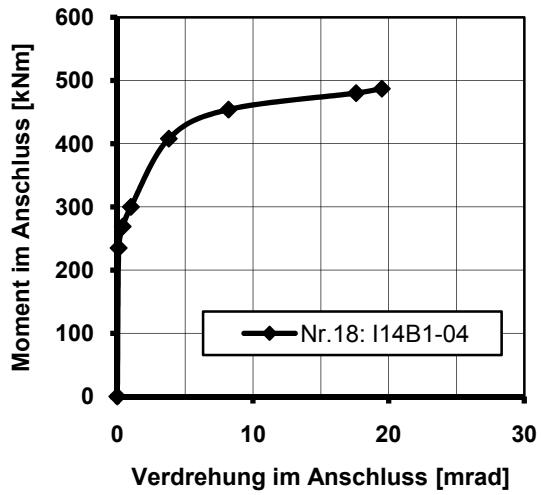
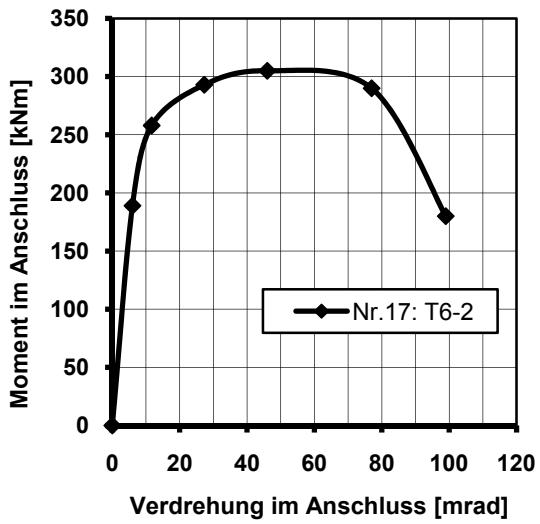
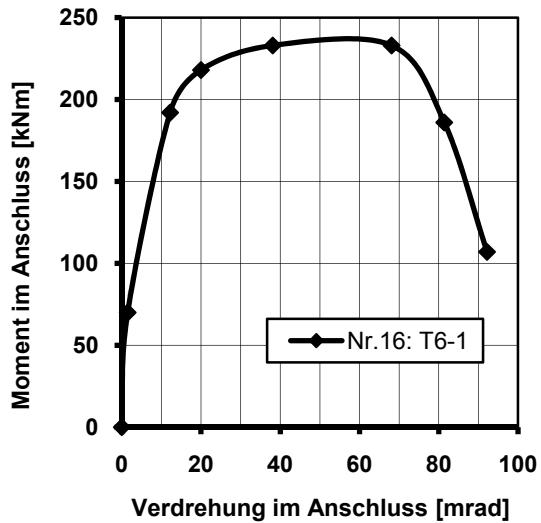
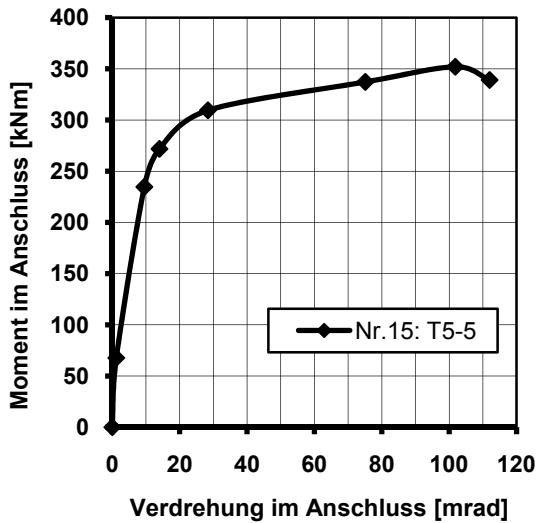
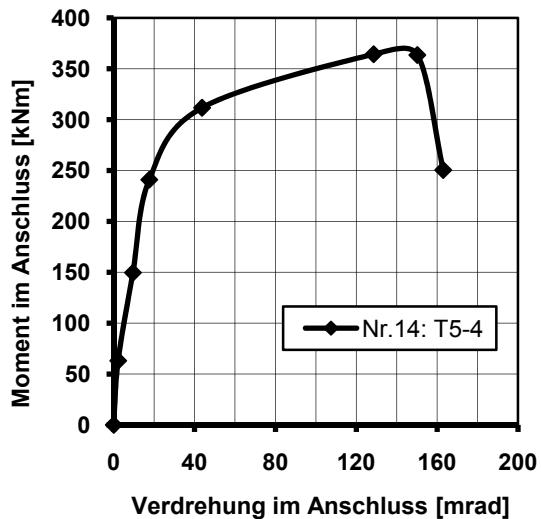
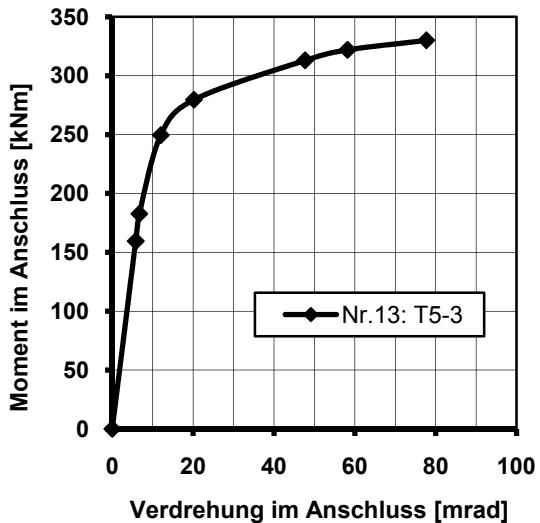


Bild A.4 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 13 bis 18

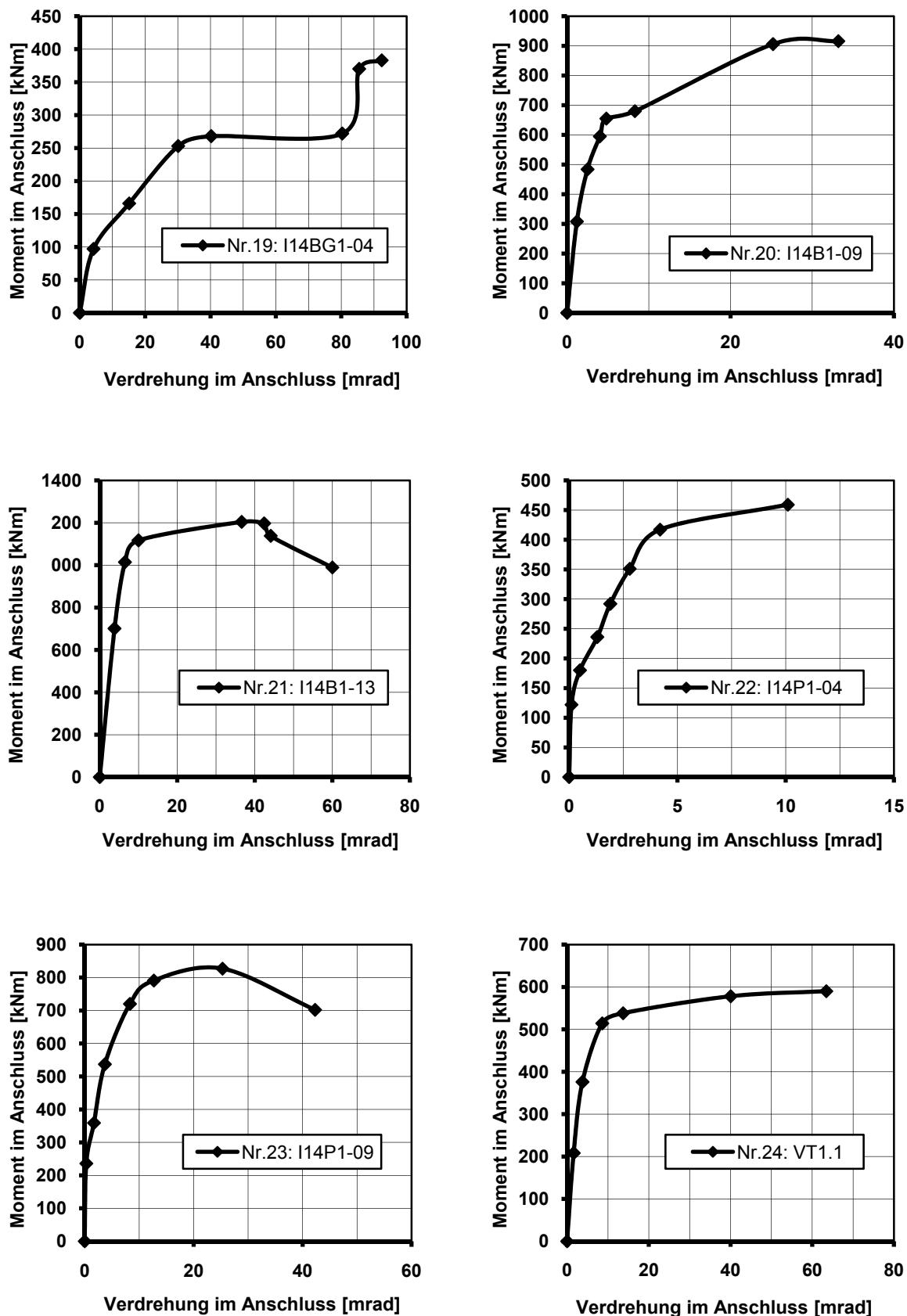


Bild A.5 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 19 bis 24

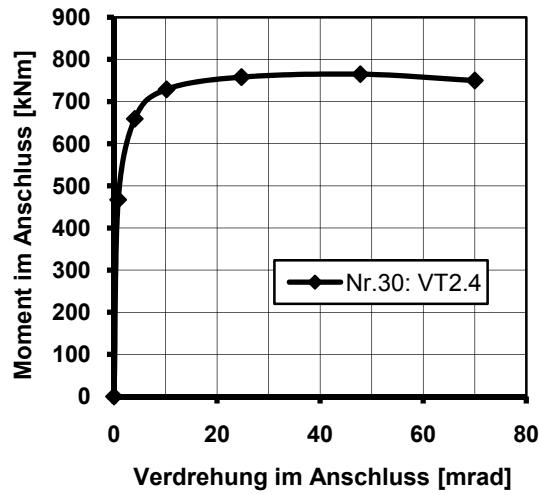
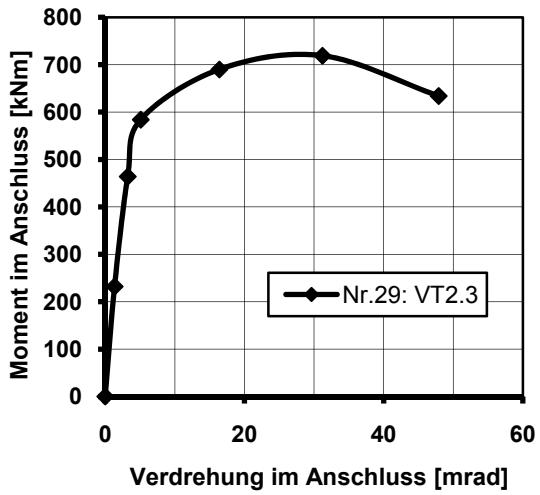
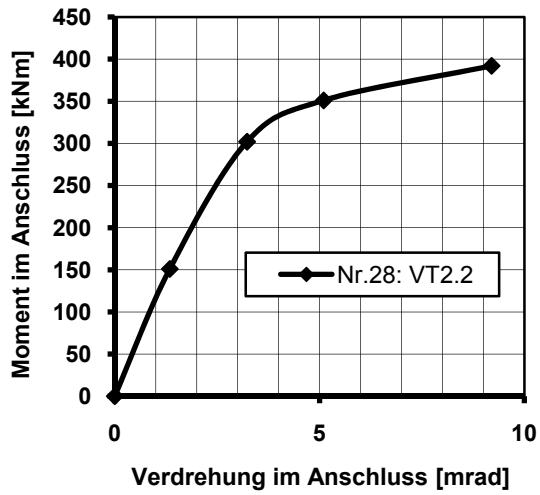
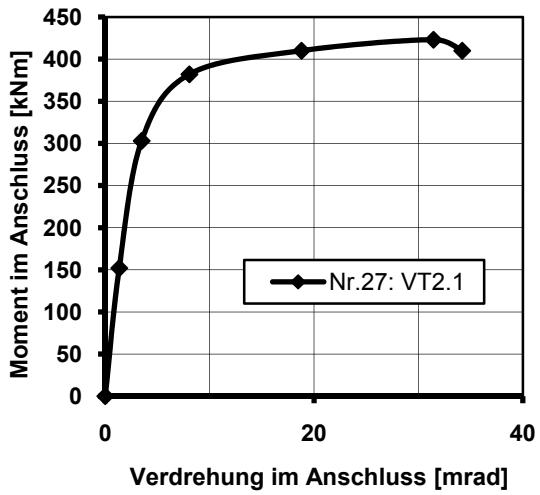
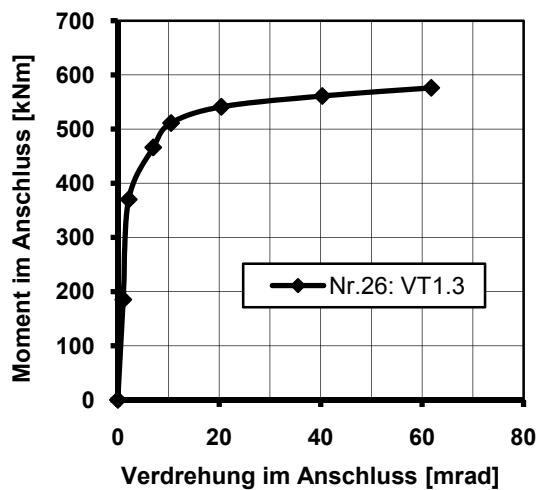
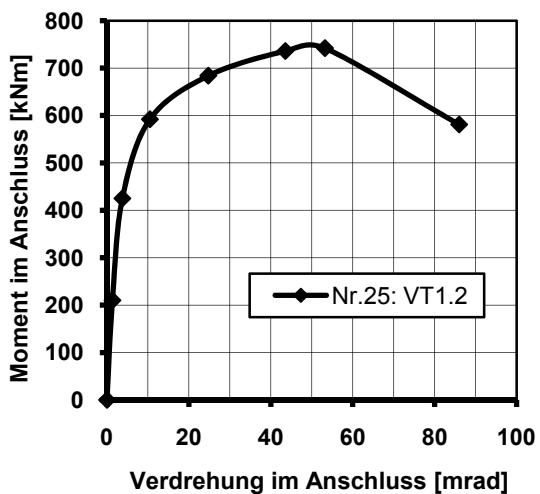


Bild A.6 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 25 bis 30

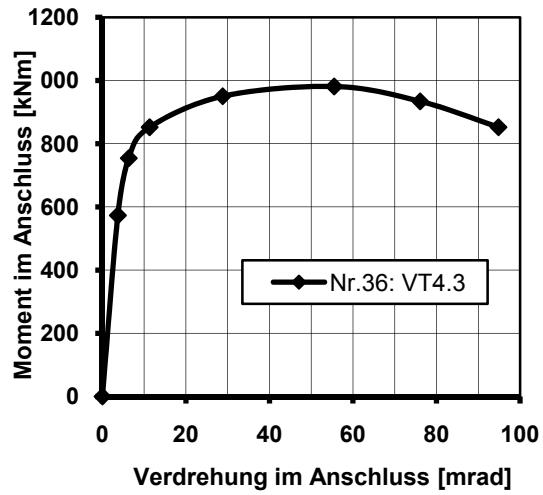
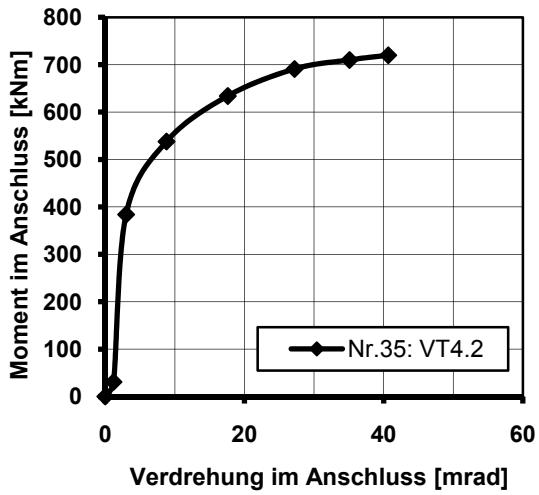
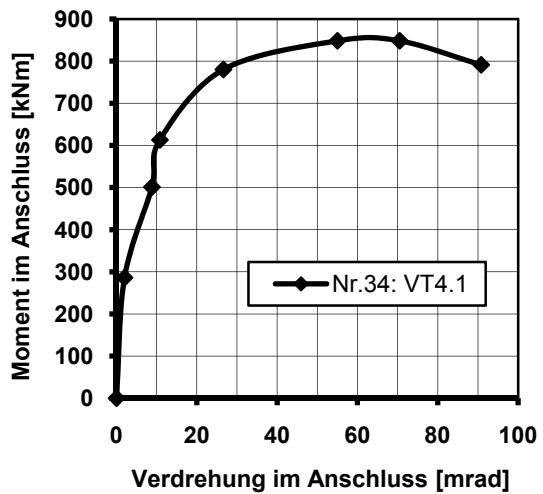
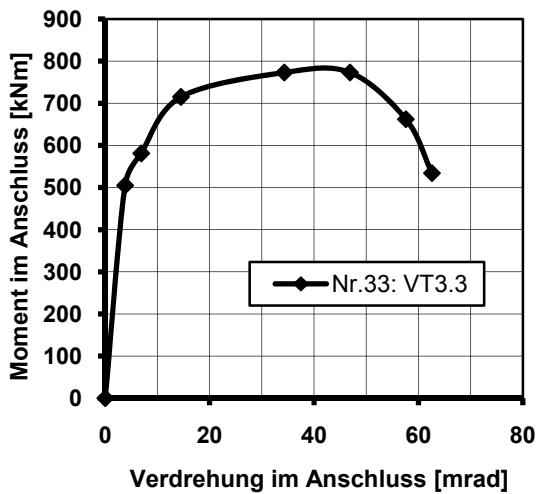
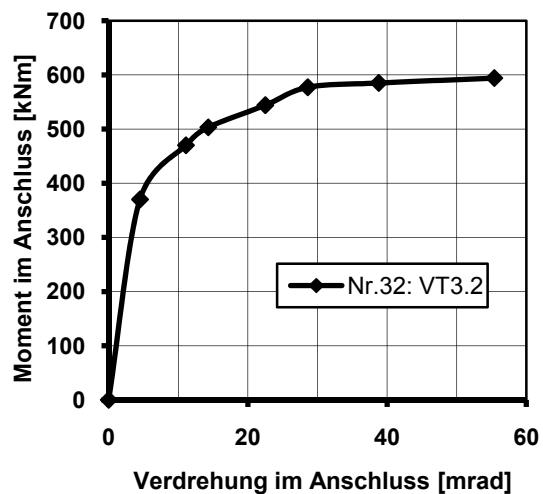
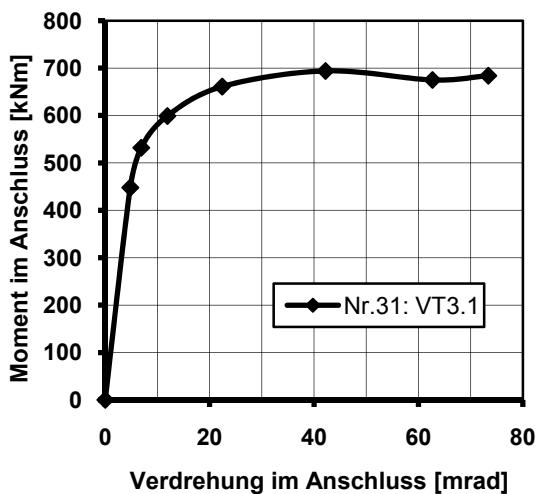


Bild A.7 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 31 bis 36

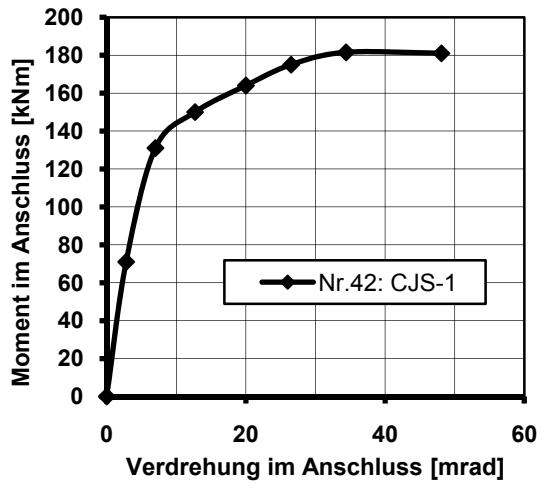
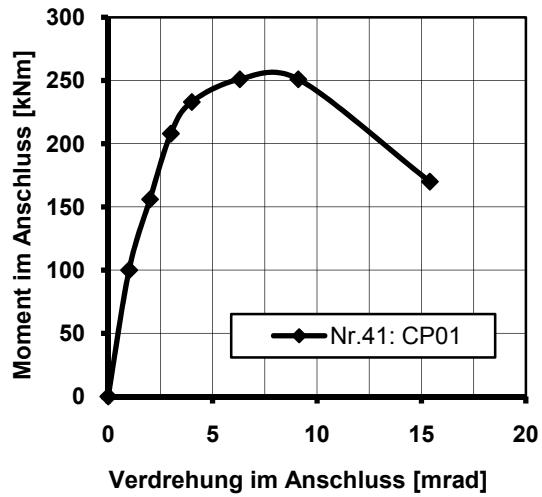
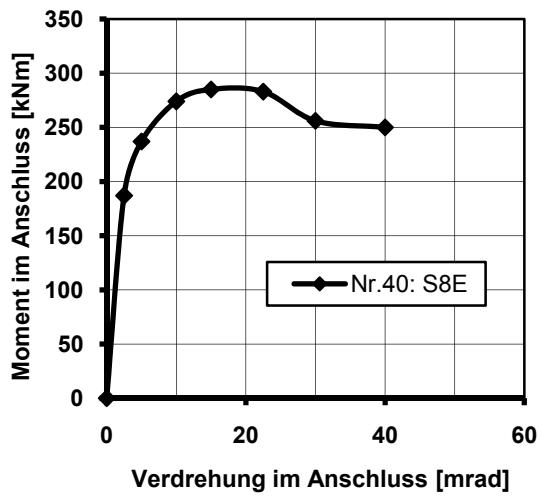
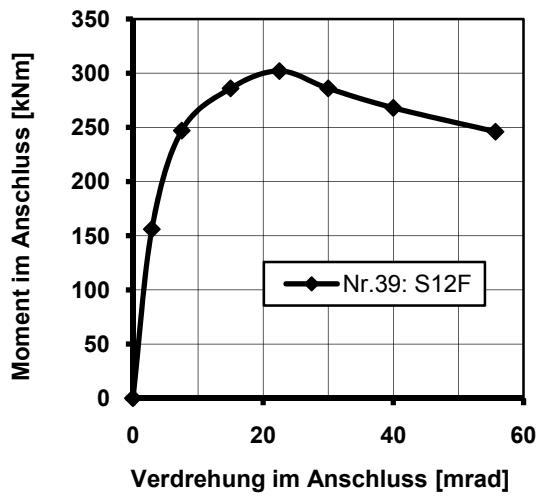
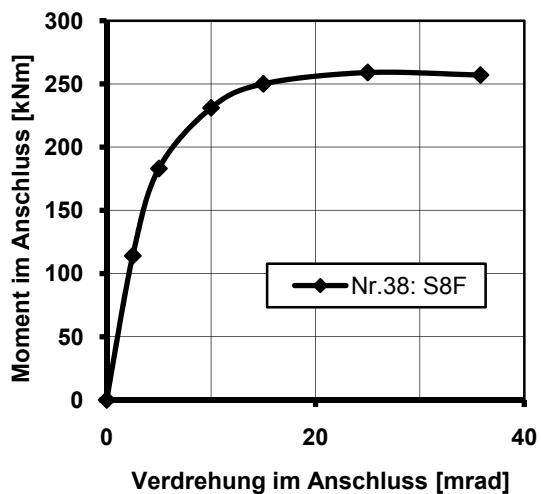
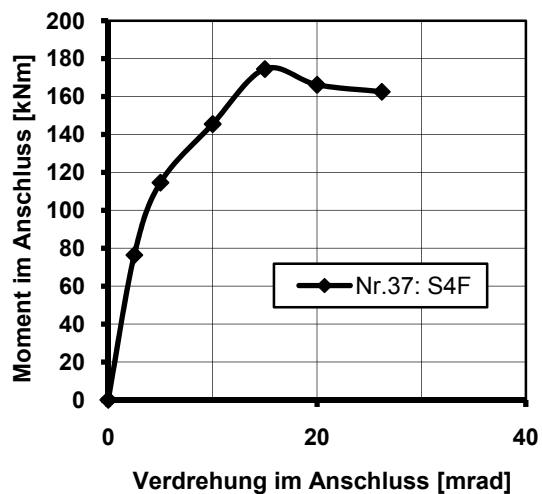


Bild A.8 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 37 bis 42

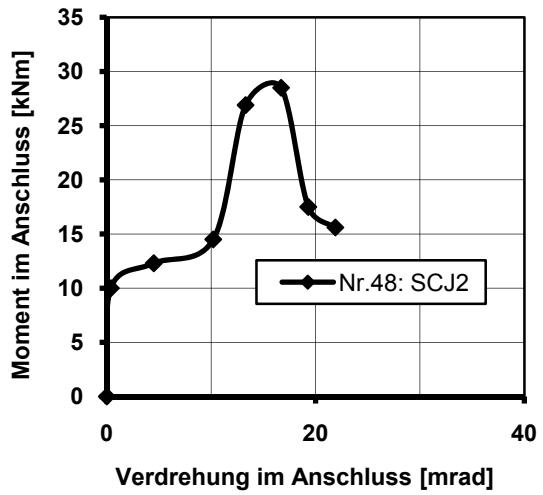
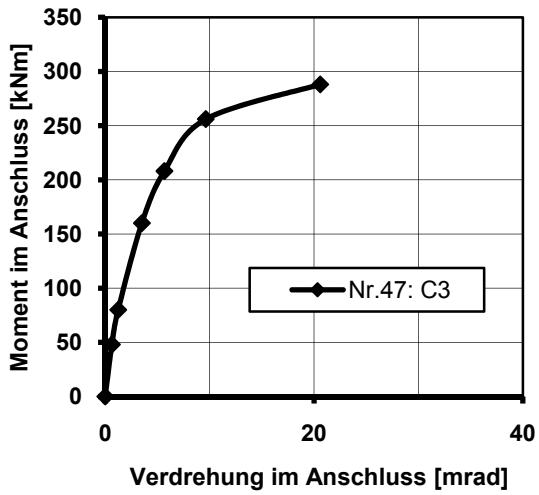
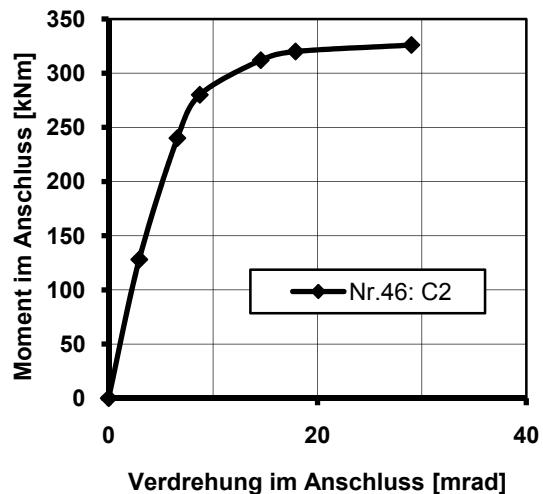
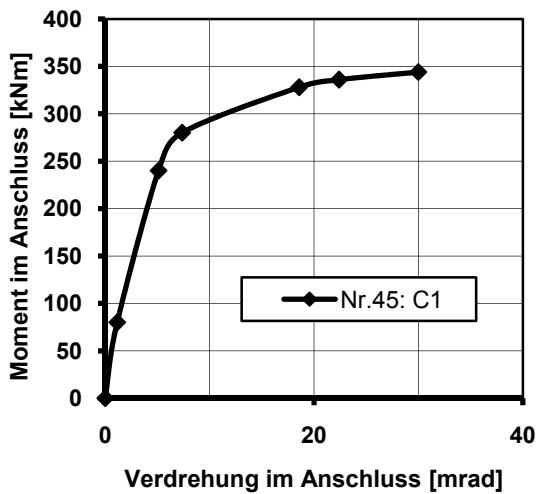
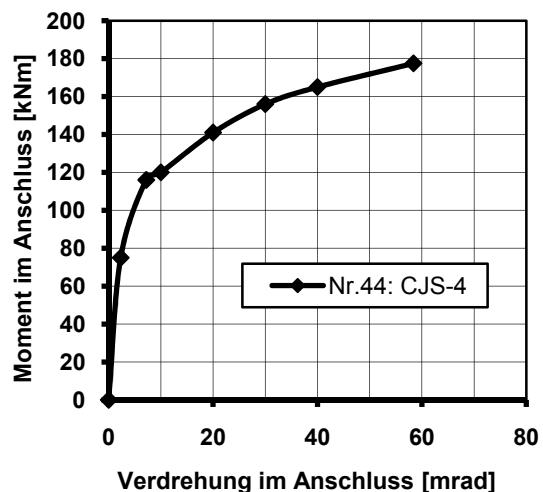
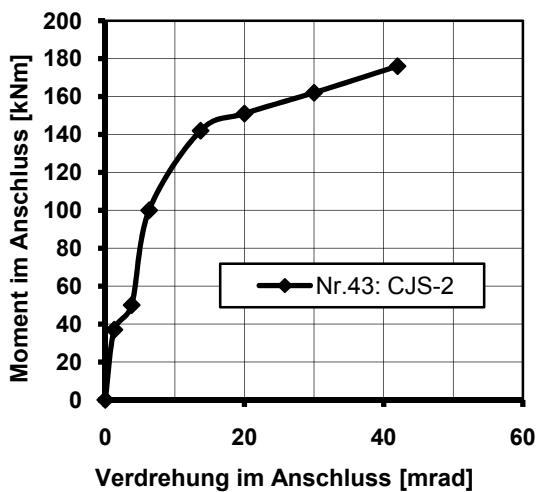


Bild A.9 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 43 bis 48

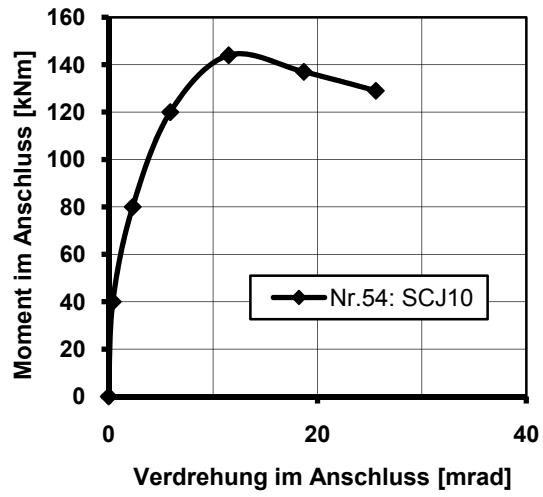
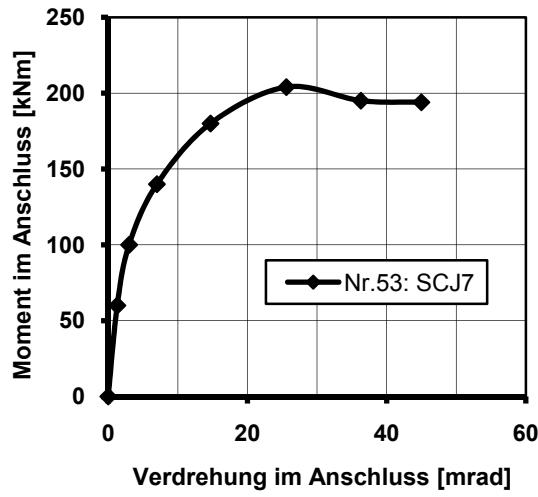
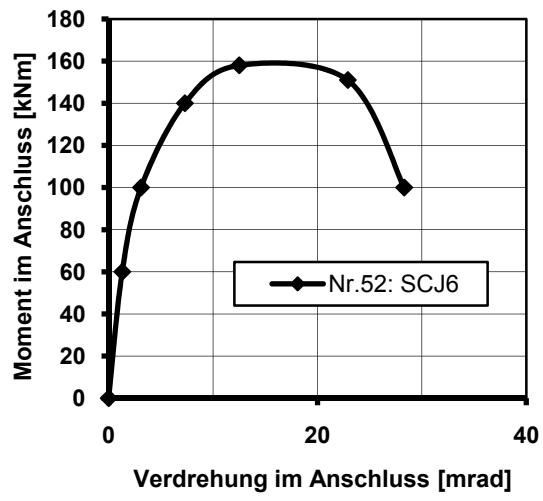
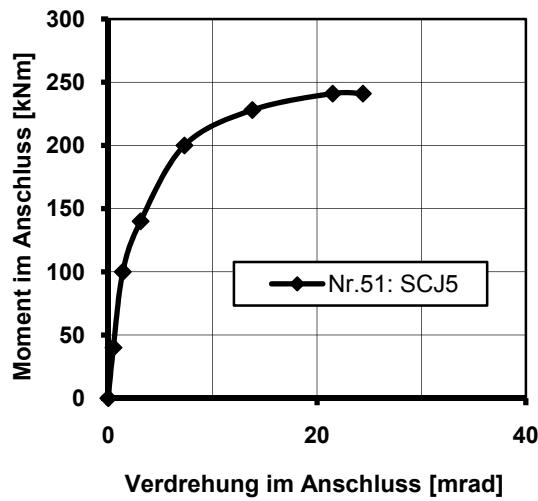
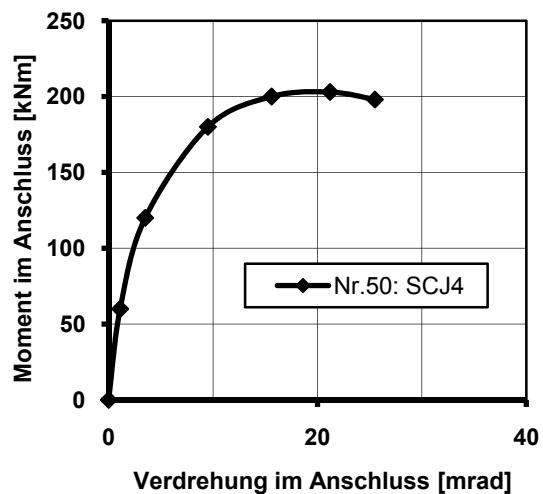
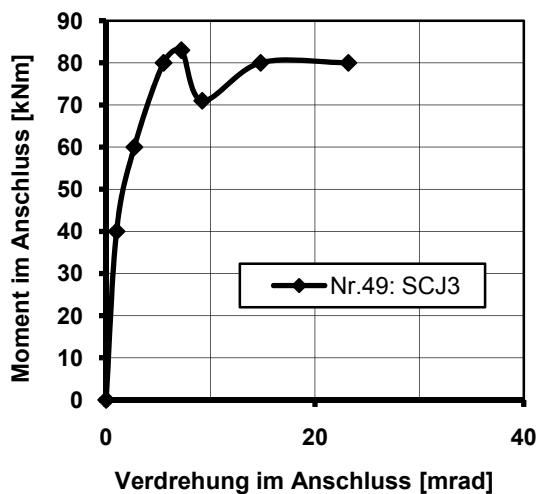


Bild A.10 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 49 bis 54

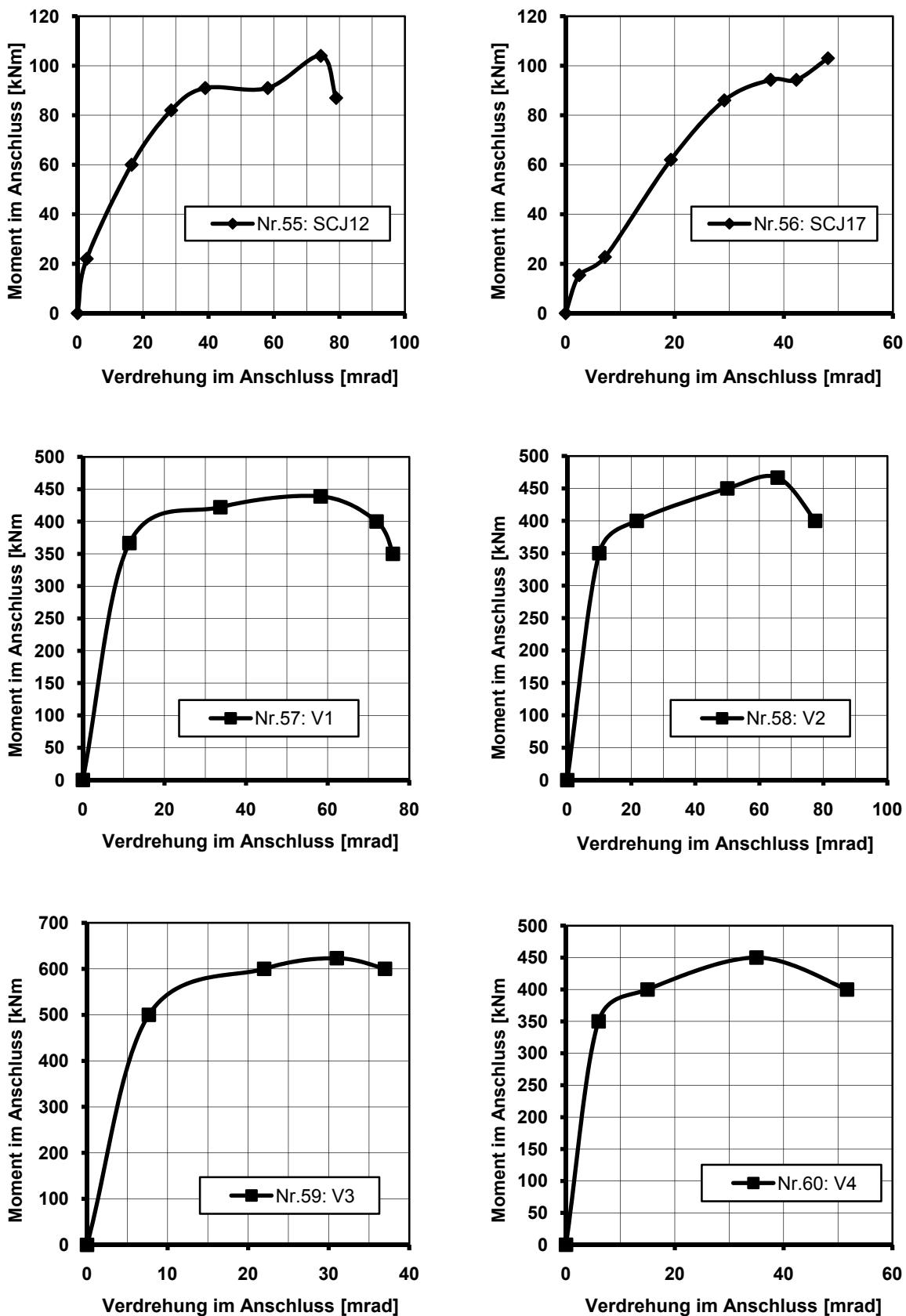


Bild A.11 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 55 bis 60

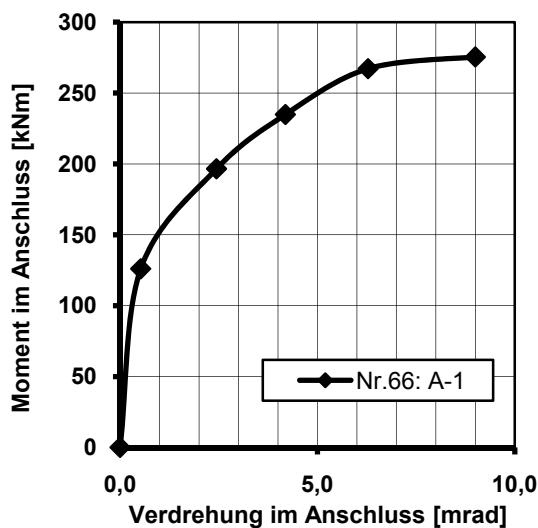
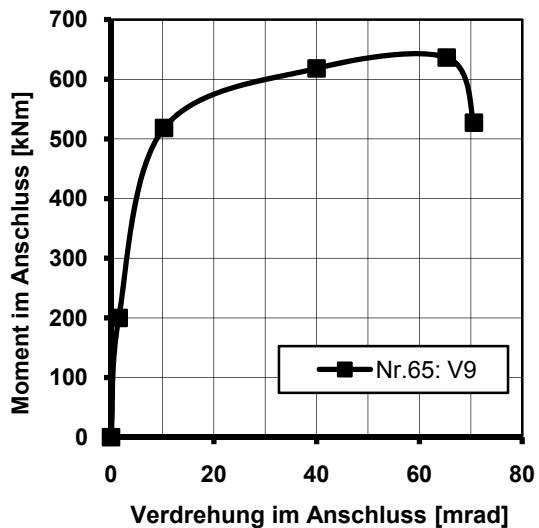
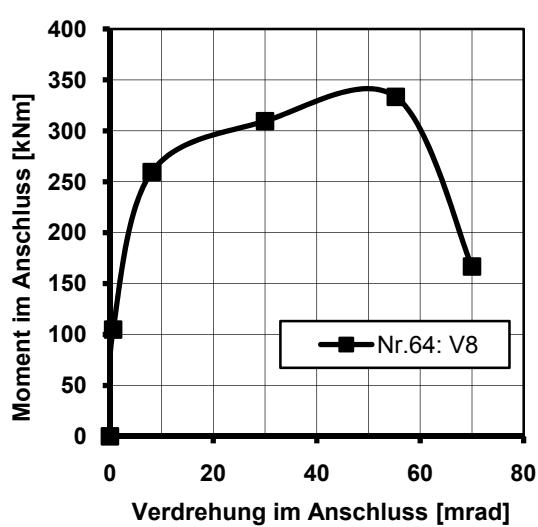
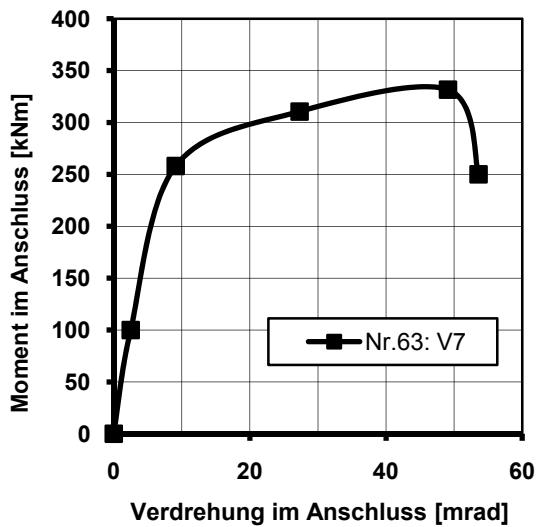
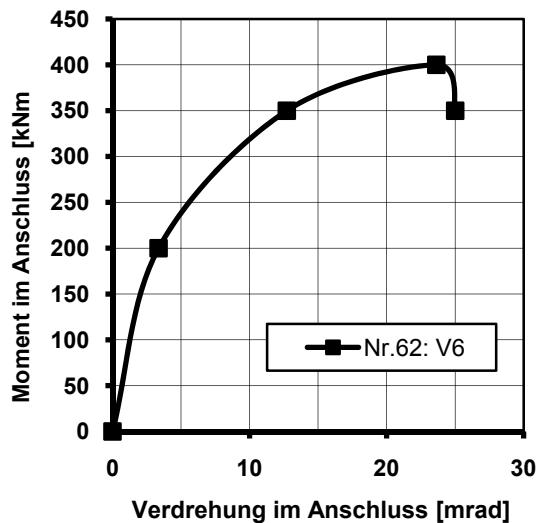
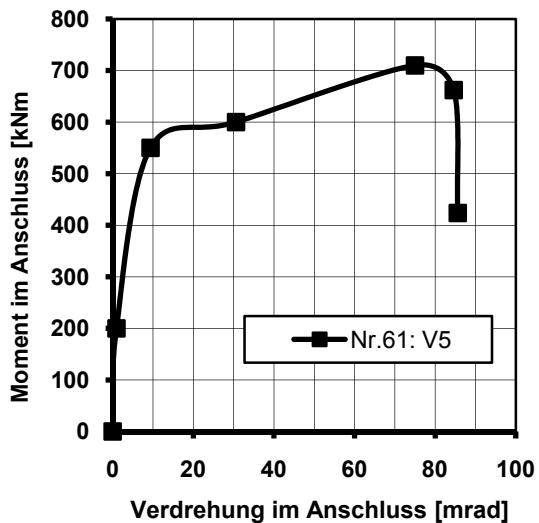


Bild A.12 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 61 bis 66

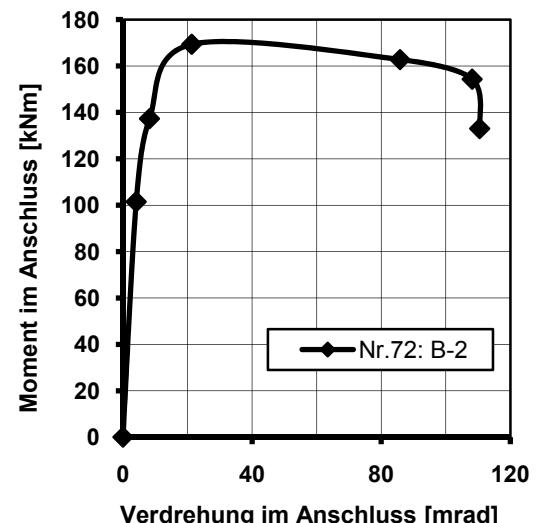
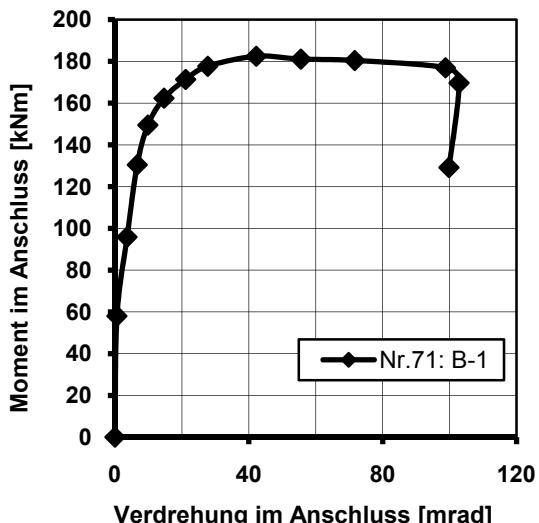
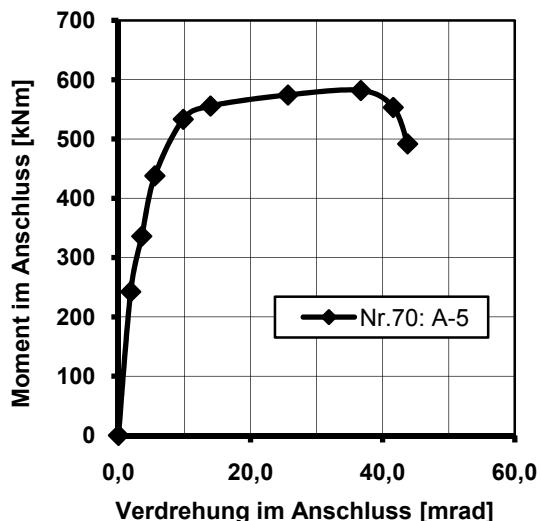
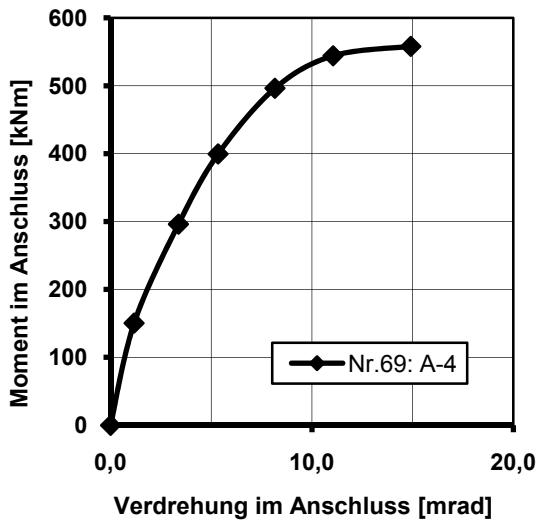
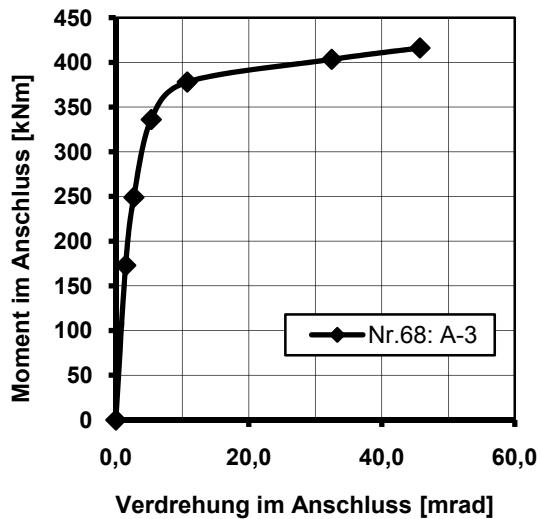
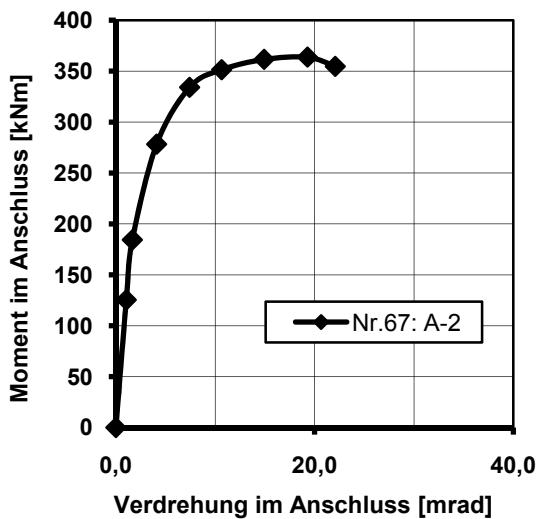


Bild A.13 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 67 bis 72

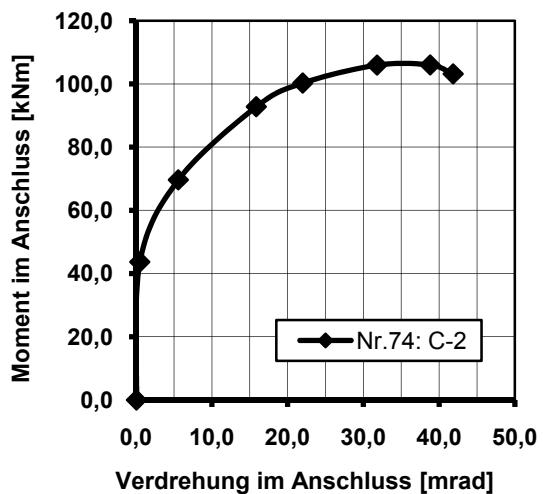
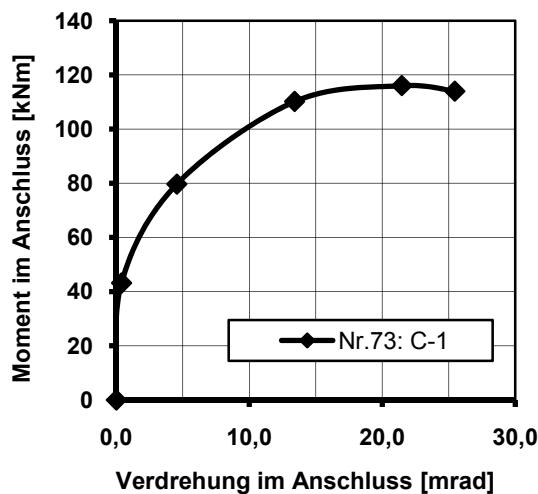


Bild A.14 Momenten-Verdrehungsbeziehung – Versuche 73 bis 74

Tabelle A.2 Verbundanschlüsse - Versuchsergebnisse

Nr.	Quelle	Versuch	$M_{pl,cal}$ [kNm]	$M_{el,cal}$ [kNm]	$M_{u,test}$ [kNm]	$S_{j,test}$ [kNm/rad]	Versagen
1	[Bod-1997]	T1-2	200,2	161,6	205	2973	Trägeruntergurt u. – steg, Bewehrung
2		T1-3	205,9	175,2	230	91146	Bewehrung
3		T1-4	147,9	140,3	191	8234	Bewehrung
4		T1-6	200,2	161,6	227	24374	Bewehrung
5		T2-2	517,4	362,6	668	8603	Schrauben
6		T2-3	340	258	400	47360	Dübel
7		T3-2	261	211	251	30630	Stützensteg
8		T3-4	261	211,3	294	52367	Bewehrung
9		T4-1	199,2	123,1	237	18173	Trägeruntergurt
10		T4-2	220,7	149	234	20444	Bewehrung
11	[Bod-1999]	T5-1	190,2	190,2	221	26144	Trägersteg
12		T5-2	288,9	288,9	420	34765	Stützensteg
13		T5-3	238,3	220,7	332	28241	Bewehrung
14		T5-4	214,2	188,3	366	16570	Bewehrungen
15		T5-5	238,3	220,7	352	33064	Bewehrungen
16		T6-1	190,2	190,2	237,7	21492	Bewehrungen
17		T6-2	238,3	220,7	305,7	35886	Bewehrungen

Tabelle A.2 Verbundanschlüsse - Versuchsergebnisse (Fortsetzung)

Nr.	Quelle	Versuch	$M_{pl,cal}$ [kNm]	$M_{el,cal}$ [kNm]	$M_{u,test}$ [kNm]	$S_{j,test}$ [kNm/rad]	Versagen
18	[Ram-1999]	I14B1-04	435,4	395,7	487	879333	Bewehrungen
19		I14BG1-04	431,4	289,1	383	10123	Bewehrungen
20		I14B1-09	749	712,8	919	196364	Bewehrungen
21		I14B1-13	920,6	841,5	1204	191468	Trägeruntergurt
22		I14P1-04	545,3	370,8	460	172821	Bewehrung (Stützensteg)
23		I14P1-09	850,8	708,7	827	165778	Stützensteg
24	[Kin-1994]	VT1.1	492,1	492,1	595	122388	Bewehrung, Trägerbeulen
25		VT1.2	533,8	533,8	747	132786	Trägerbeulen
26		VT1.3	443,5	443,5	580	122683	Bewehrung
27		VT2.1	376,5	376,5	425	85085	Bewehrung
28		VT2.2	375,9	375,9	396	93532	Bewehrung
29		VT2.3	578,6	578,6	721	160055	Trägerbeulen
30		VT2.4	658,9	658,9	770	231228	Bewehrung, Trägerbeulen
31		VT3.1	624,1	589,6	690	128453	Bewehrung, Trägerbeulen
32		VT3.2	498,4	414,6	594	112816	Bewehrung
33		VT3.3	721,9	628,3	748	151787	Beulen Träger
34		VT4.1	676,4	614,7	848	83646	Bewehrung, Beulen Träger
35		VT4.2	577,3	469,8	720	128361	Bewehrung
36		VT4.3	790,5	667,2	981	190085	Trägerbeulen

Tabelle A.2 Verbundanschlüsse - Versuchsergebnisse (Fortsetzung)

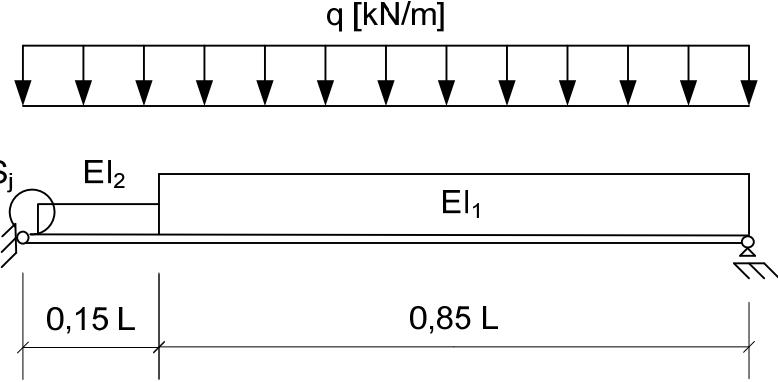
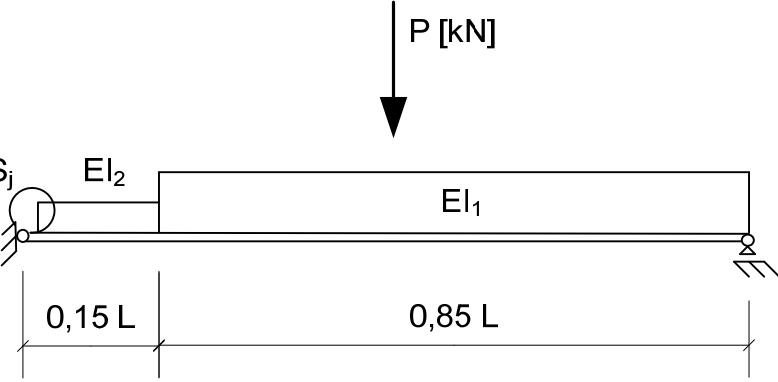
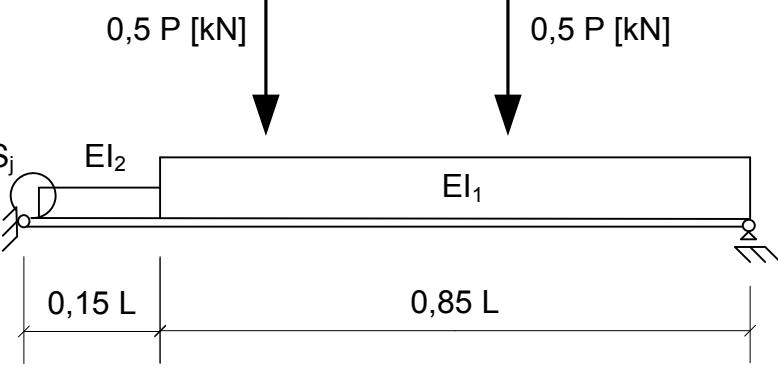
Nr.	Quelle	Versuch	$M_{pl,cal}$ [kNm]	$M_{el,cal}$ [kNm]	$M_{u,test}$ [kNm]	$S_{j,test}$ [kNm/rad]	Versagen
37	[[And-1994]	S4F	196,6	142,7	179	27575	Bewehrung
38		S8F	238,5	204,7	262	40981	Bewehrung
39		S12F	269	214,8	302	58211	Trägerbeulen
40		S8E	238,5	207,3	291	97324	Trägerbeulen
41	[Ren-1995]	CP01	262,9	217,3	250	88333	Bewehrung
42	[Li-1996]	CJS-1	165,8	130,4	182	23200	große Verformungen
43		CJS-2	165,8	130,4	176	17400	große Verformungen
44		CJS-4	165,8	130,4	178	23200	große Verformungen
45	[Ari-1992]	C1	300	199,5	344	59641	Schrauben
46		C2	267,4	153,6	326	51717	Dübel
47		C3	259,1	141,9	288	59497	Dübel
48	[Xia-1994]	SCJ2	83,2	27,8	30	1768	Bewehrung
49		SCJ3	108,9	77,1	86	27053	Bewehrung
50		SCJ4	244,8	199,1	203	29895	Stützensteg
51		SCJ5	244,8	199,1	241	52672	Beulen Träger-UG, Dübel
52		SCJ6	210,4	154,5	158	34448	Stützensteg
53		SCJ7	246,6	203,5	205	20660	Stützensteg, Dübel
54		SCJ10	175,8	146,1	148	27149	Stützensteg
55		SCJ12	198,3	59,7	102	4830	Verformung Fahnenblech,
56		SCJ17	172,8	63,1	103	3366	Verformung Fahnenblech,

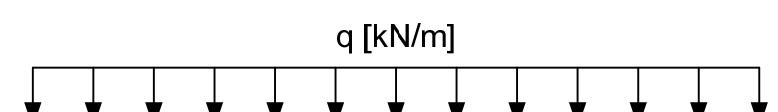
Tabelle A.2 Verbundanschlüsse - Versuchsergebnisse (Fortsetzung)

Nr.	Quelle	Versuch	$M_{pl,cal}$ [kNm]	$M_{el,cal}$ [kNm]	$M_{u,test}$ [kNm]	$S_{j,test}$ [kNm/rad]	Versagen
57	[Sch-2005]	V1	452	312,7	459	32109	Bewehrung
58		V2	452	319,8	481	35000	Bewehrung
59		V3	581	429,0	645	65193	Schrauben
60		V4	452	321,3	465	58423	Bewehrung
61		V5	694	520,7	683	77094	Bewehrung
62		V6	324	321,3	406	50439	Kopfbolzenbübel
63		V7	331	222,9	347	32804	Bewehrung
64		V8	331	222,9	338	53997	Bewehrung
65		V9	694	520,7	680	62327	Bewehrung
66	eigene Versuche	A-1	320,6	260,9	275,4	95114	Bewehrung
67		A-2	364,9	325,6	363,3	86469	Bewehrung
68		A-3	402,1	325,7	416,0	98979	Bewehrung
69		A-4	595,4	471,0	557,9	85792	Bewehrung
70		A-5	582,5	474,8	582,5	101942	Bewehrung
71		B-1	158,8	137,8	182,7	28829	Bewehrung, Trägerbeulen
72		B-2	158,8	137,8	169,9	28624	Bewehrung, Trägerbeulen
73		C-1	107,3	81,3	116,0	11296	Bewehrung
74		C-2	93,7	79,7	107,0	6197	Bewehrung

Anhang B

**Diagramme zur Berechnung der
erforderlichen Rotationskapazität von Verbundanschlüssen
und der Durchbiegung des Verbundträgers im Feld**

System und Belastung	Seite
	205 bis 210
	211 bis 216
	217 bis 222

System und Belastung	Seite
 <p>$q \text{ [kN/m]}$</p>	223 bis 228
 <p>$P \text{ [kN]}$</p>	229 bis 234
 <p>$0,5 P \text{ [kN]}$</p> <p>$0,5 P \text{ [kN]}$</p>	235 bis 240

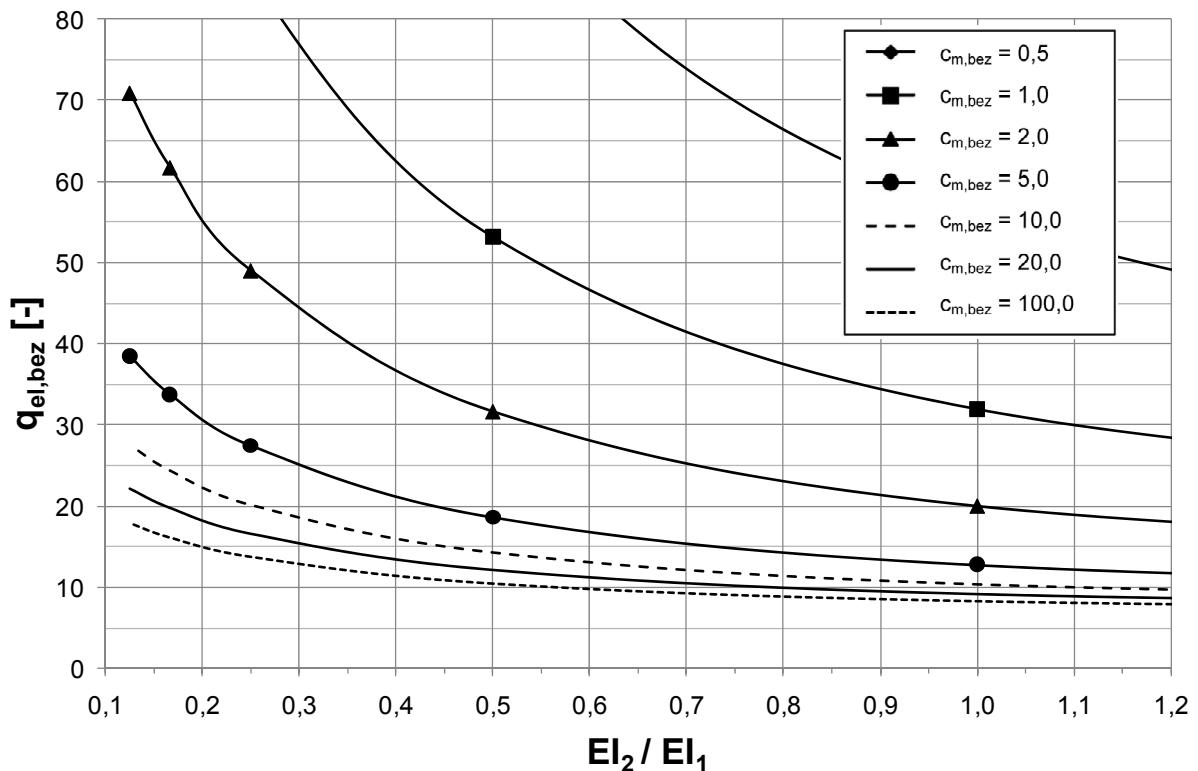
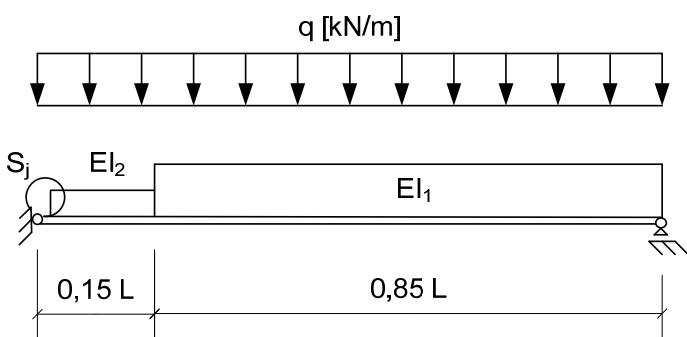


Bild B.1 Bezugene Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der rechnerischen Steifigkeiten

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $q_{el,bez}$
4. Berechnung der Belastung:
(kleinerer Wert ist maßgebend) $q_{el} = q_{el,bez} \cdot M_{j,pl} / L^2$ oder $q_{el} = 2 \cdot M_{F,pl} / L^2 \cdot (0.5 - 1 / q_{el,bez})^2$

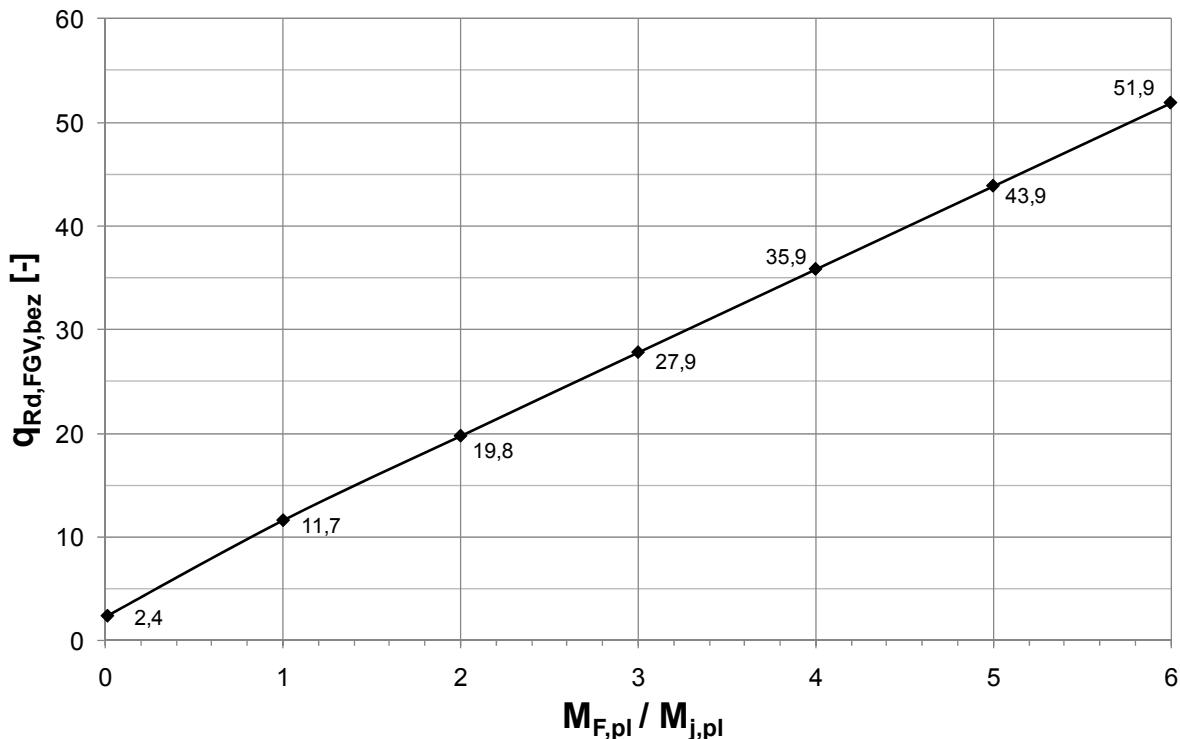
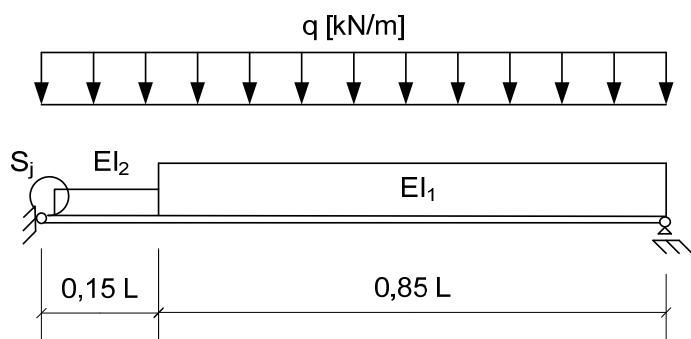


Bild B.2 Bezogene Tragfähigkeit nach der Fließgelenktheorie

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen der Querschnittswerte: $M_{j,pl}$ und $M_{F,pl}$
2. Berechnen von: $M_{F,pl} / M_{j,pl}$
3. Ablesen: $q_{Rd,FGV,bez}$
4. Berechnung der Traglast nach Fließgelenktheorie: $q_{Rd,FGV} = q_{Rd,FGV,bez} \cdot M_{j,pl} / L^2$

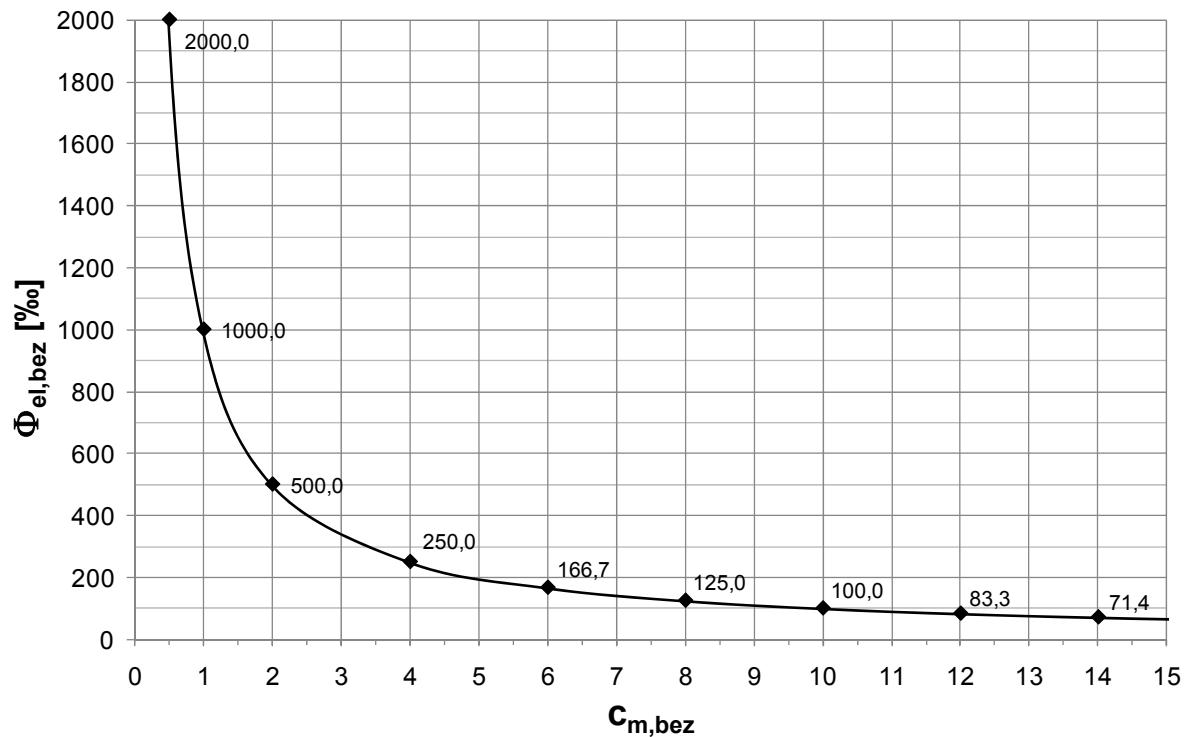
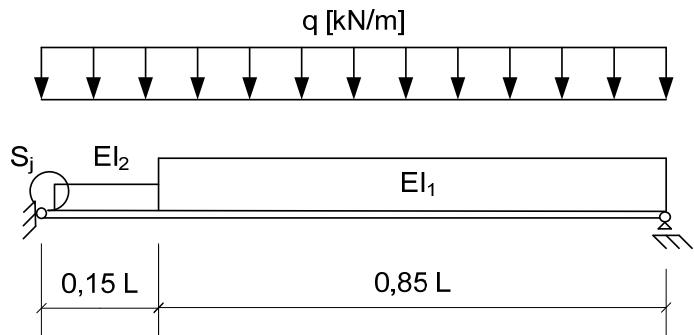


Bild B.3 Bezogene elastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
2. Ablesen: $\Phi_{el,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. q_{el} : $\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot L \cdot M_{j,pl} / EI_2$

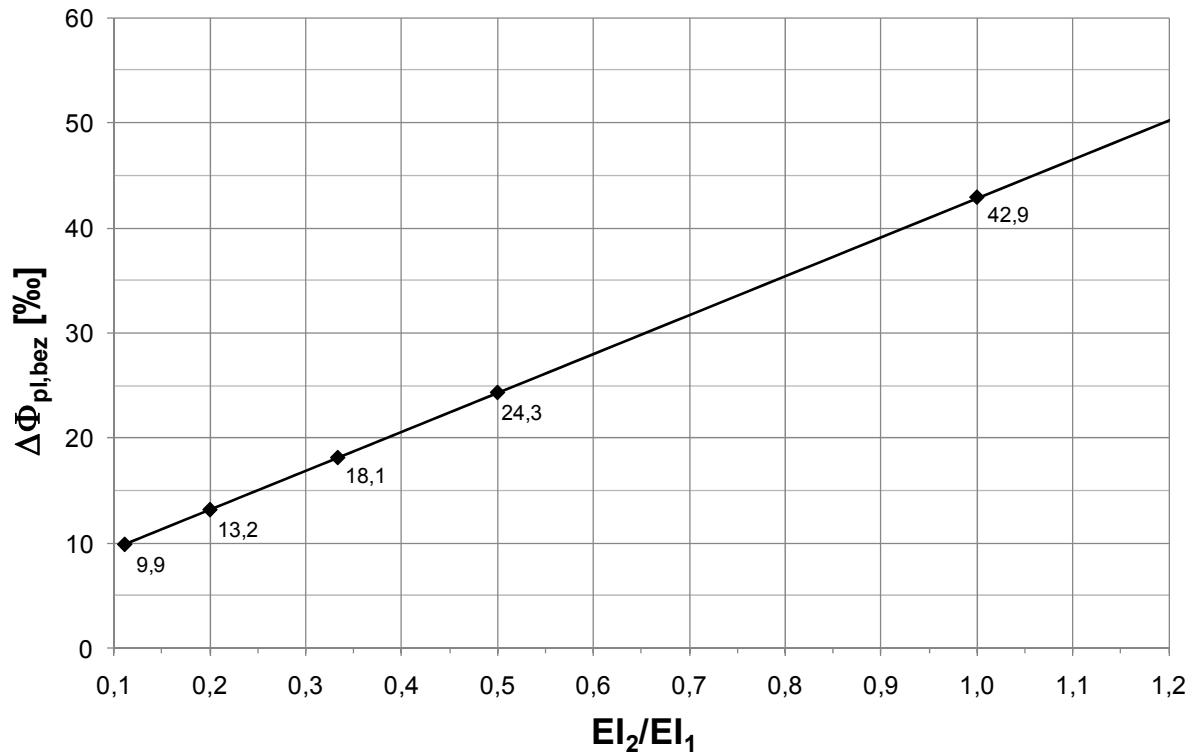
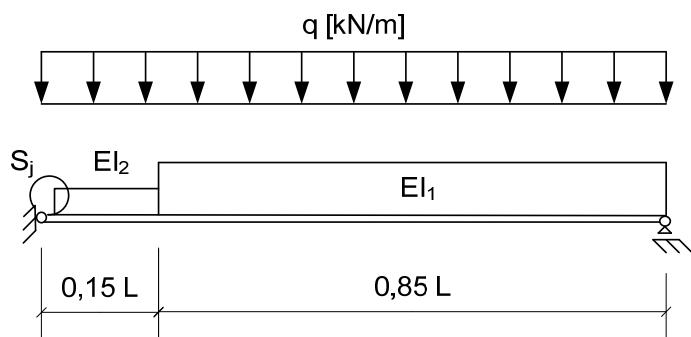


Bild B.4 Bezogene plastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\Phi_{pl,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. Δq_{pl} : $\Delta\Phi_{pl} = \Delta\Phi_{pl,bez} \cdot L^3 \cdot \Delta q_{pl} / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

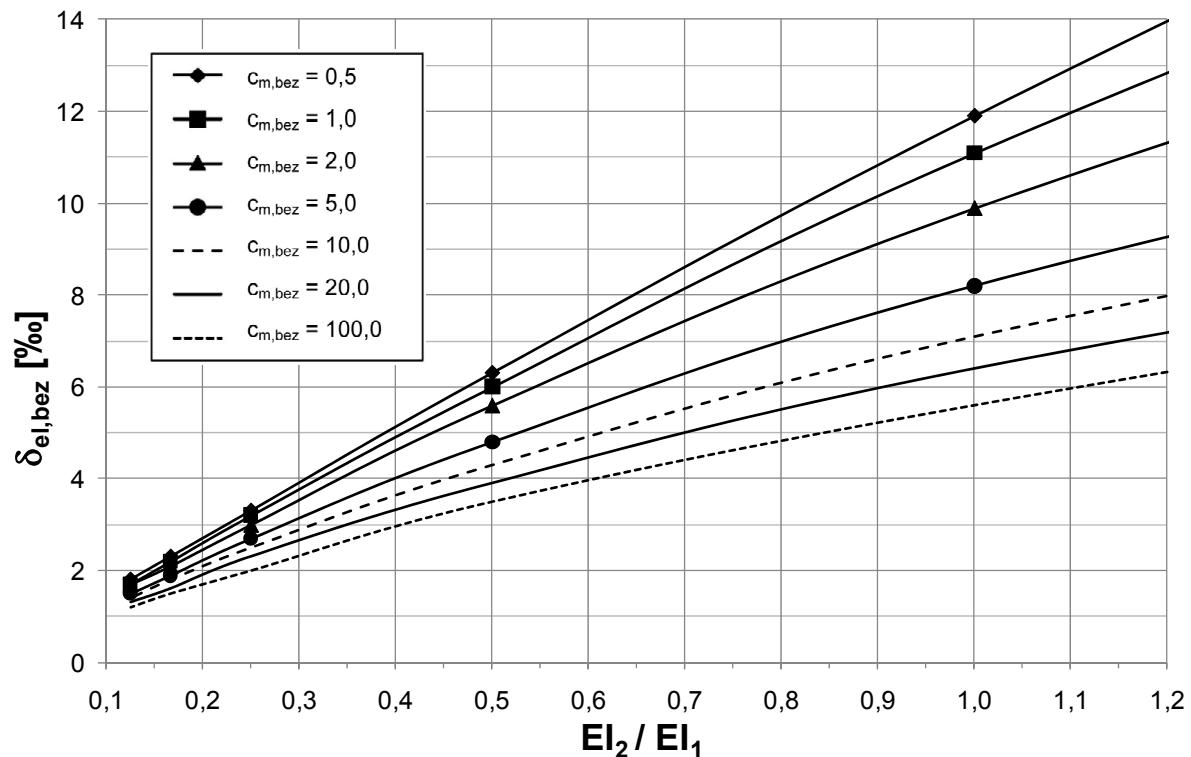
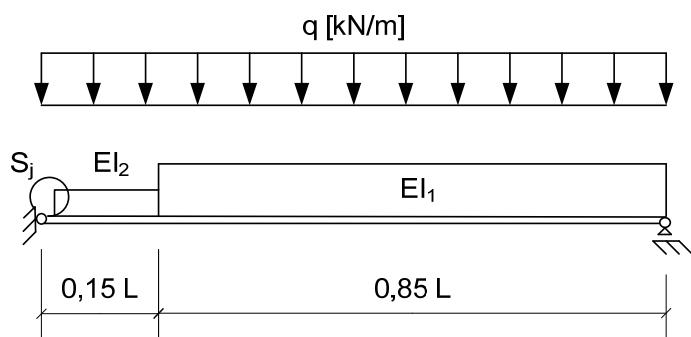


Bild B.5 Bezogene elastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter:
 $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen:
 $\delta_{el,bez}$
4. Berechnung der Durchbiegung inf. q_{el} :
 $\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot q_{el} \cdot L^4 / EI_2$

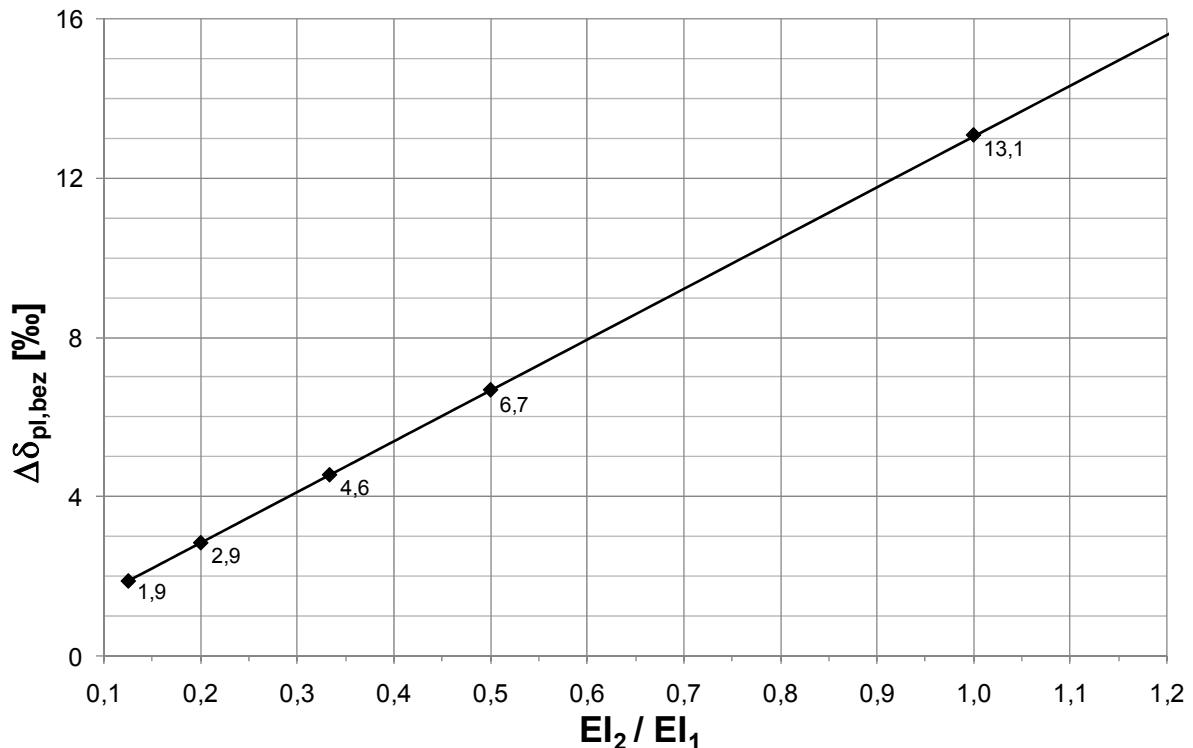
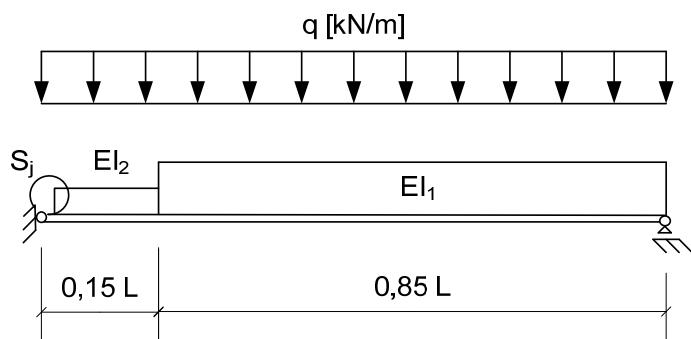


Bild B.6 Bezogene plastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\delta_{pl,bez}$
3. Berechnung der Durchbiegung inf. Δq_{pl} : $\Delta\delta_{pl} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta q_{pl} \cdot L^4 / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

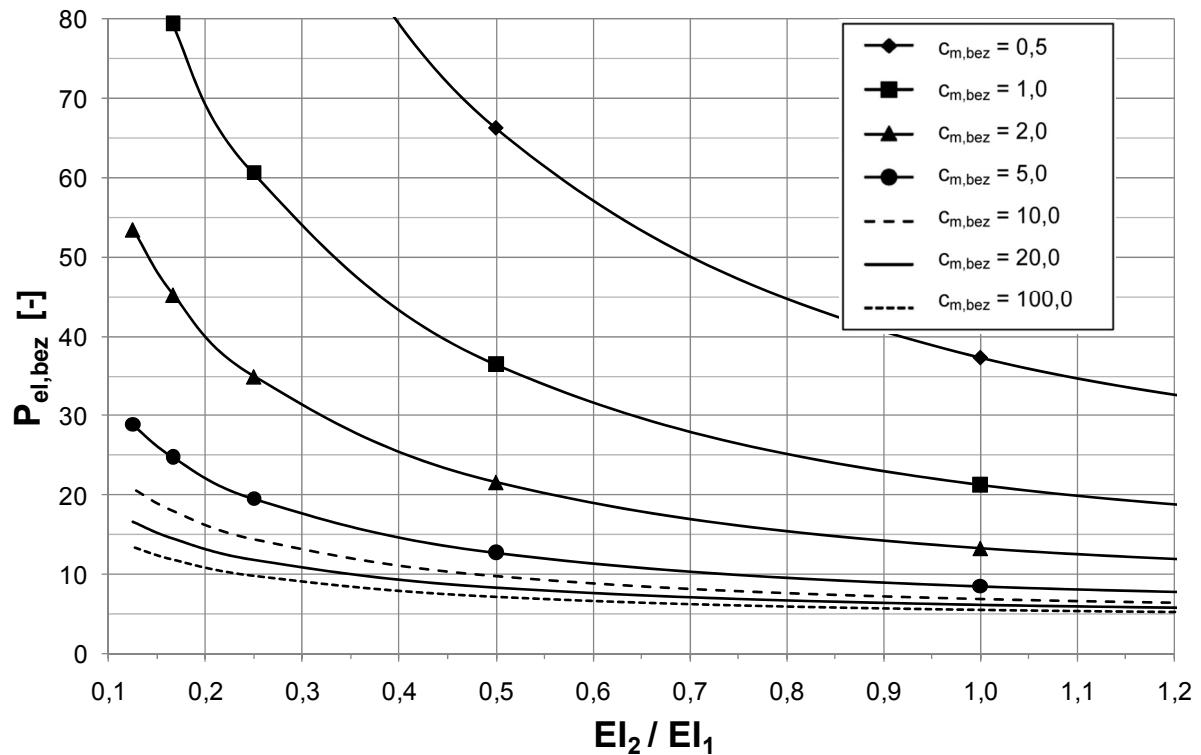
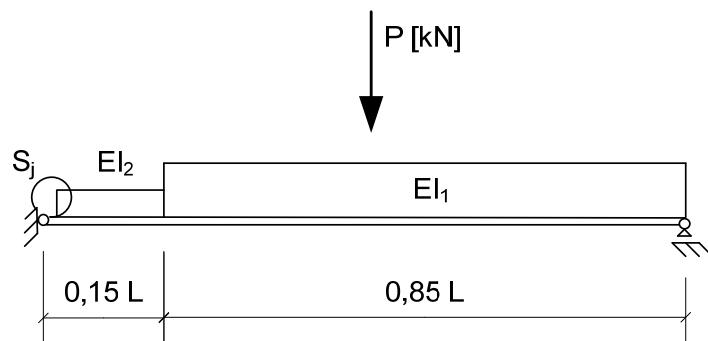


Bild B.7 Bezogene Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der rechnerischen Steifigkeiten

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $P_{el,bez}$
4. Berechnung der Belastung:
(kleinerer Wert ist maßgebend) $P_{el} = P_{el,bez} \cdot M_{j,pl} / 3 \cdot L$
oder $P_{el} = 2 \cdot M_{F,pl} / L \cdot (0.5 - 3 / P_{el,bez})$

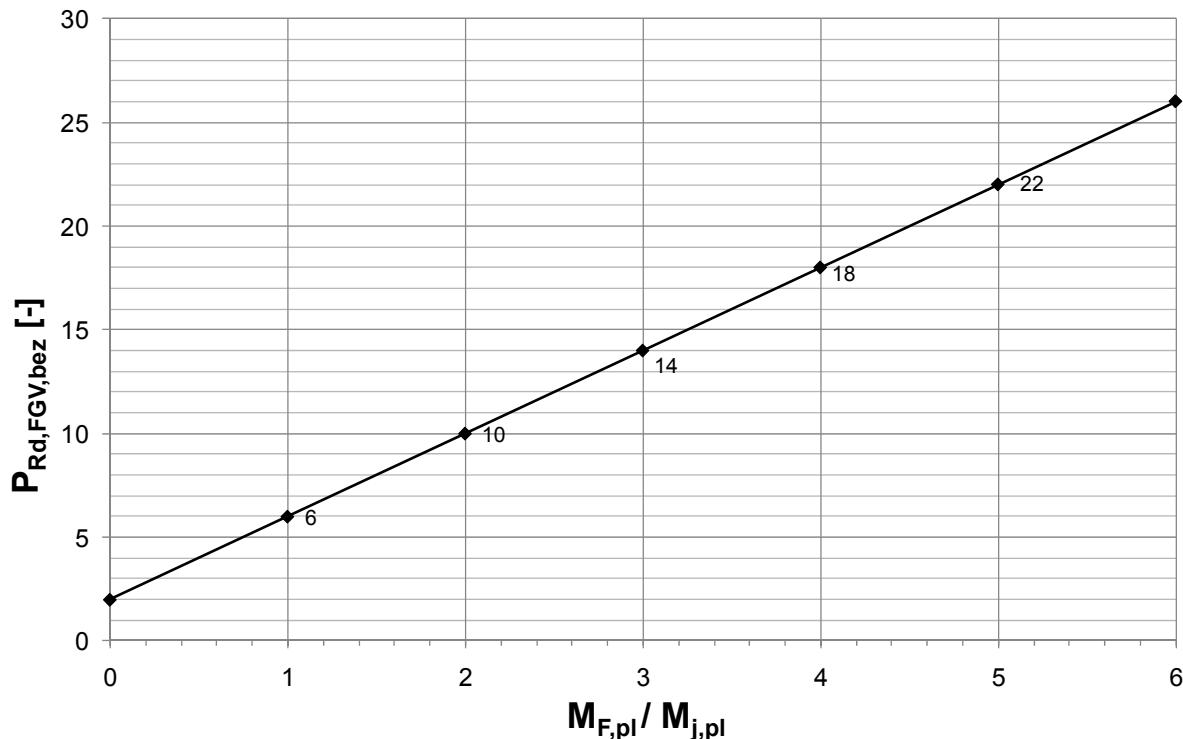
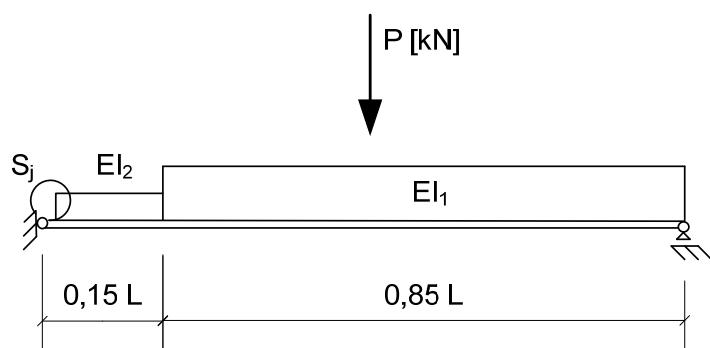


Bild B.8 Bezogene Tragfähigkeit nach Fließgelenktheorie

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen der Querschnittswerte: $M_{j,pl}$ und $M_{F,pl}$
2. Berechnen von: $M_{F,pl} / M_{j,pl}$
3. Ablesen: $P_{Rd,FGV,bez}$
4. Berechnung der Traglast nach Fließgelenktheorie: $P_{Rd,FGV} = P_{Rd,FGV,bez} \cdot M_{j,pl} / 3L$

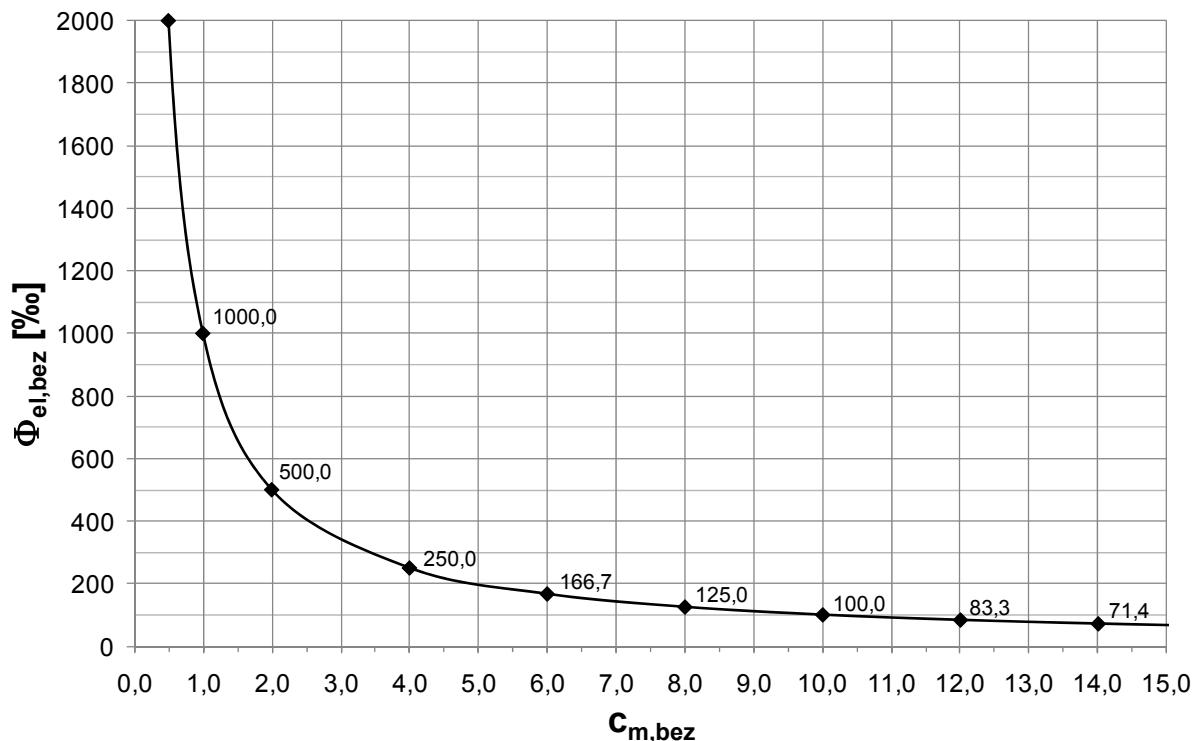
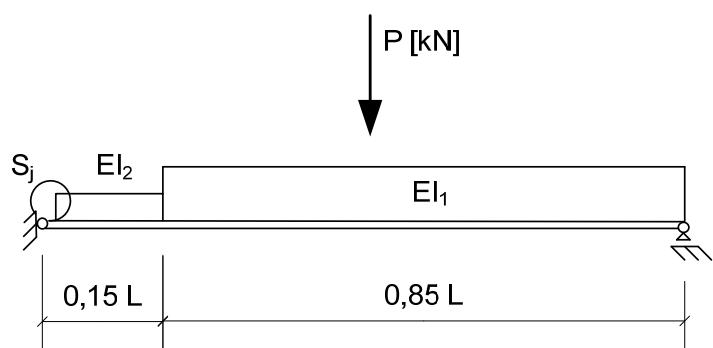


Bild B.9 Bezogene elastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
2. Ablesen: $\Phi_{el,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. P_{el} : $\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot L \cdot M_{j,pl} / EI_2$

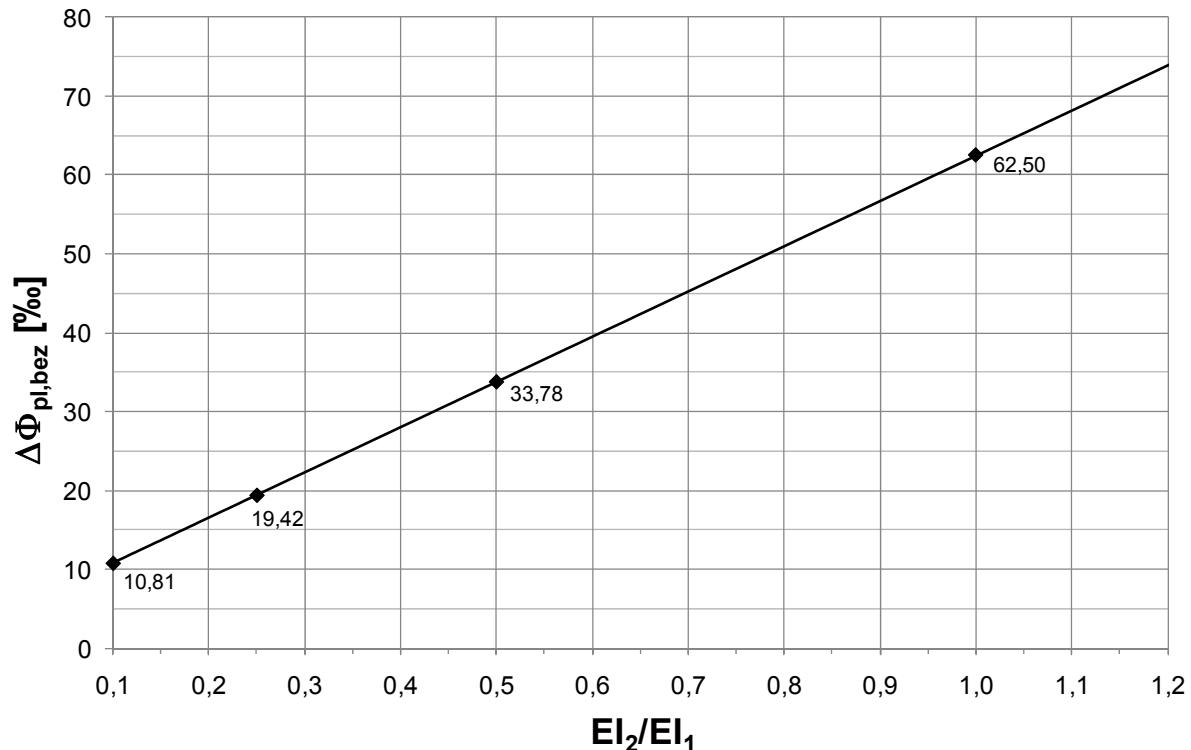
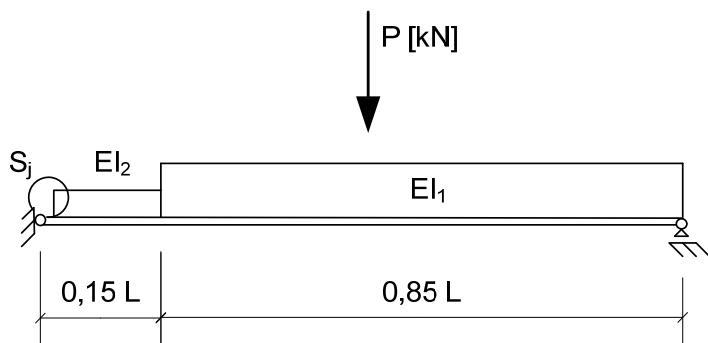


Bild B.10 Bezogene plastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\Phi_{pl,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\Phi_{pl} = \Delta\Phi_{pl,bez} \cdot L^2 \cdot \Delta P_{pl} / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

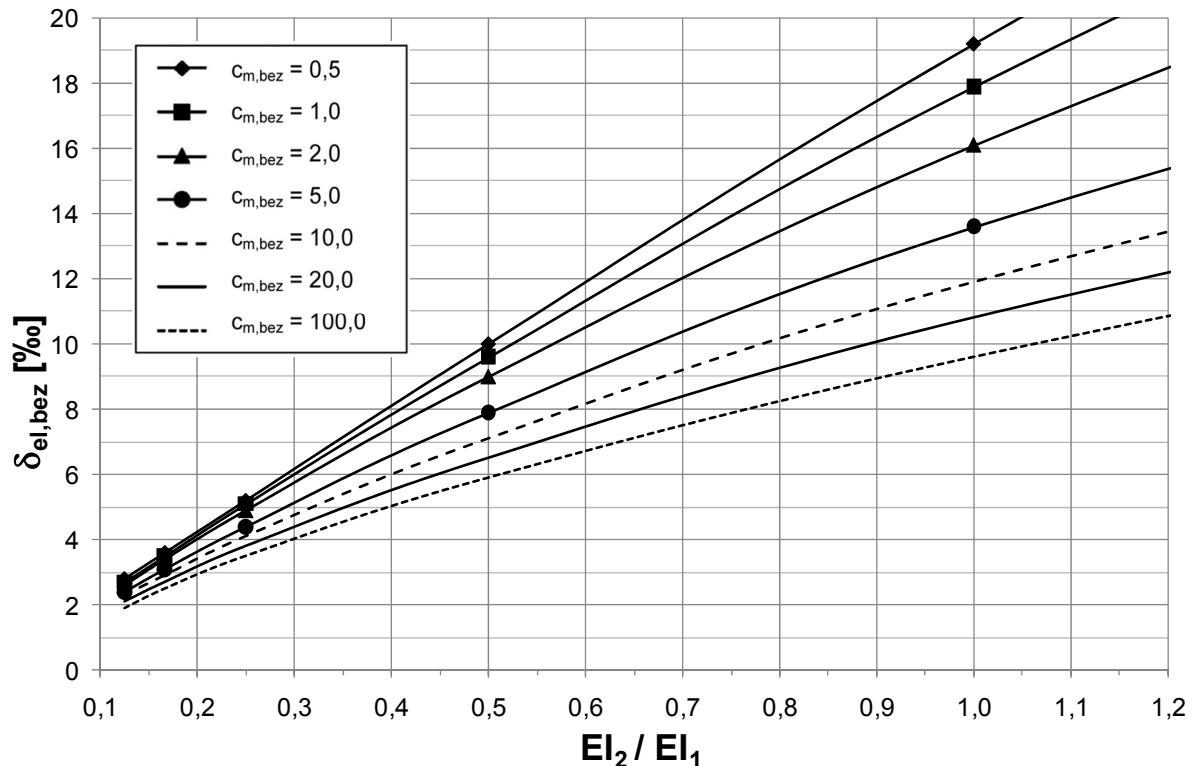
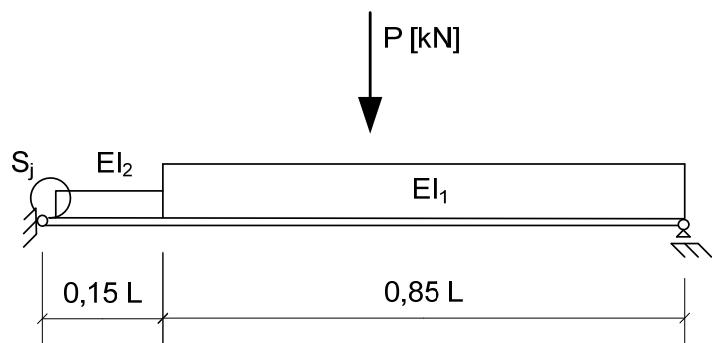


Bild B.11 Bezogene elastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
Kurvenparameter: $C_{m,bez}$
3. Ablesen: $\delta_{el,bez}$
4. Berechnung der Durchbiegung inf. P_{el} : $\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot P_{el} \cdot L^3 / EI_2$

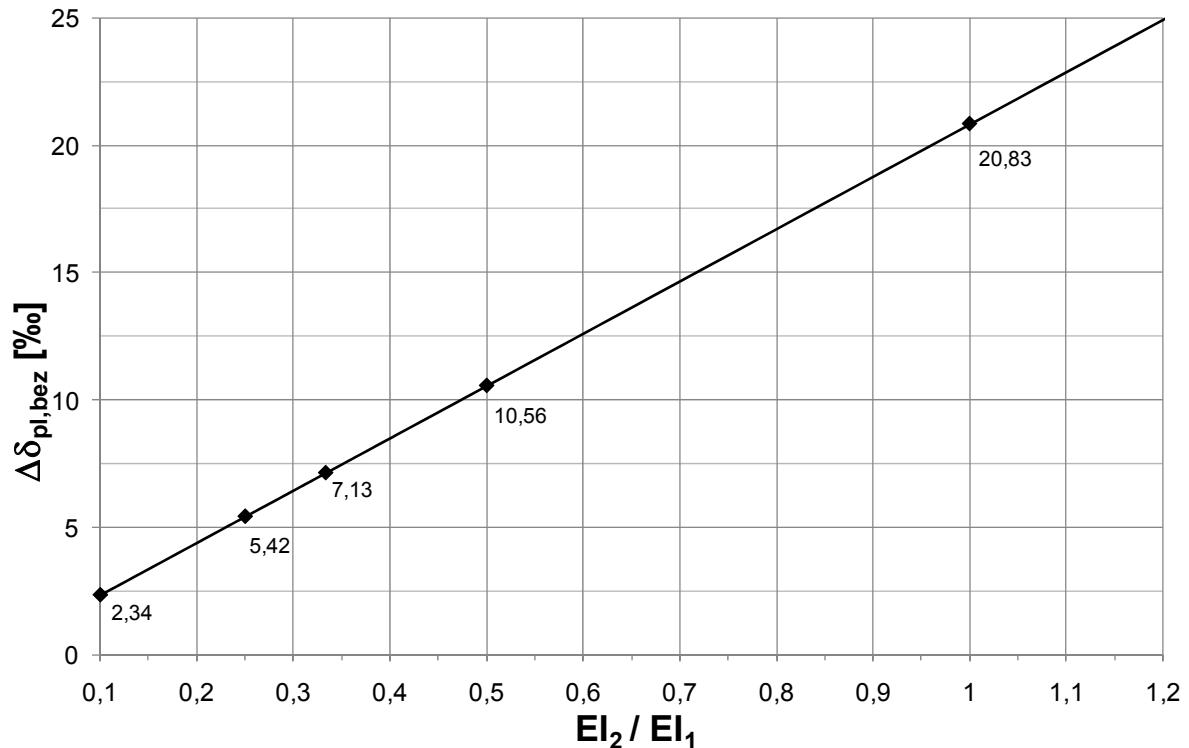
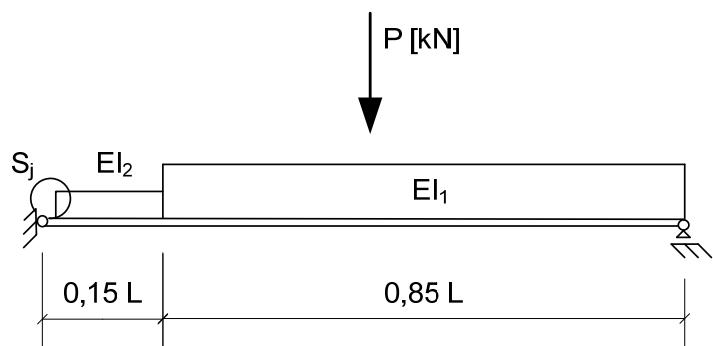


Bild B.12 Bezogene plastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\delta_{pl,bez}$
3. Berechnung der Durchbiegung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\delta_{pl} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta P_{pl} \cdot L^3 / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

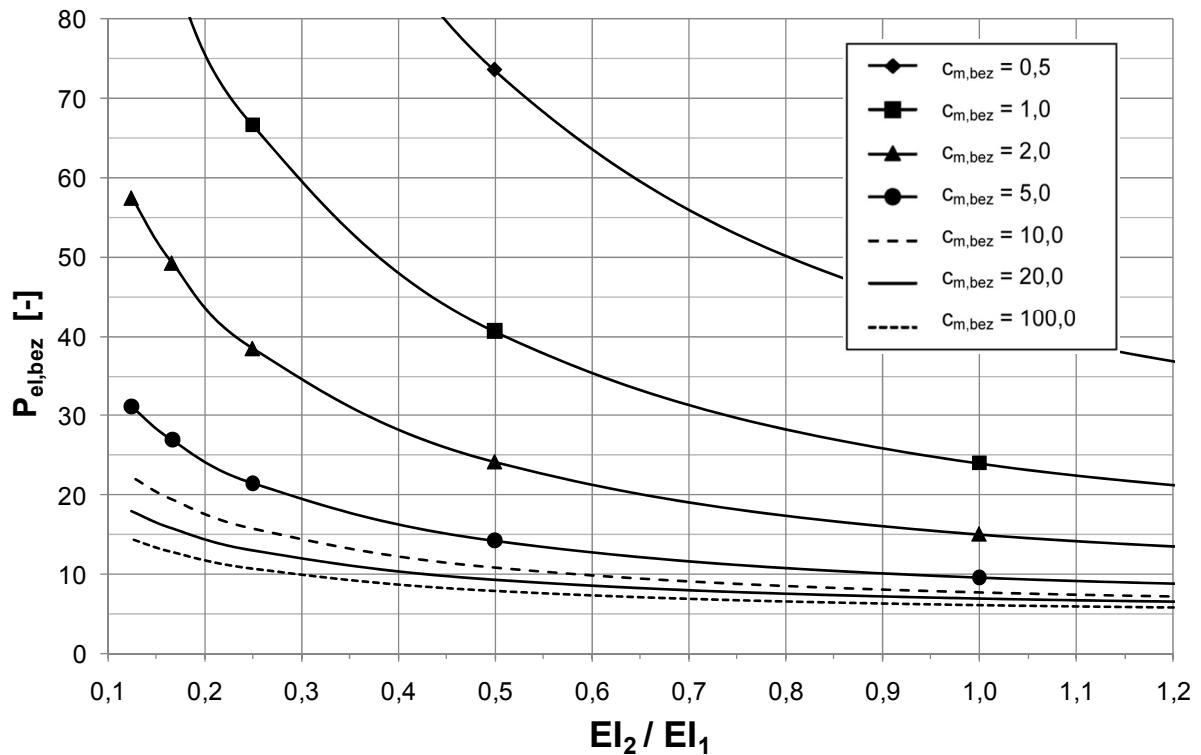
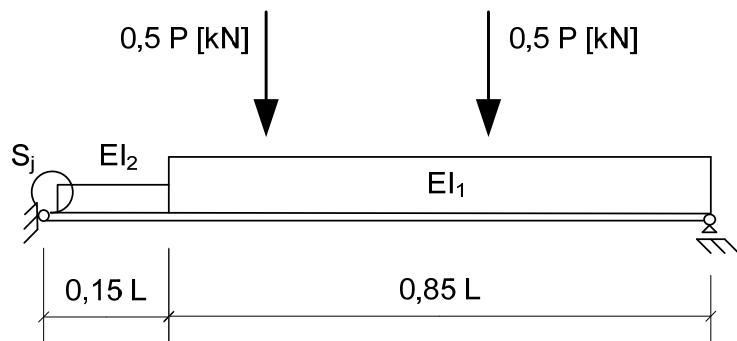


Bild B.13 Bezogene Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der rechnerischen Steifigkeiten

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $P_{el,bez}$
4. Berechnung der Belastung:
(kleinerer Wert ist maßgebend) $P_{el} = P_{el,bez} \cdot M_{j,pl} / L$ oder $P_{el} = 2 \cdot M_{F,pl} / L \cdot (1/3 - 1/P_{el,bez})$

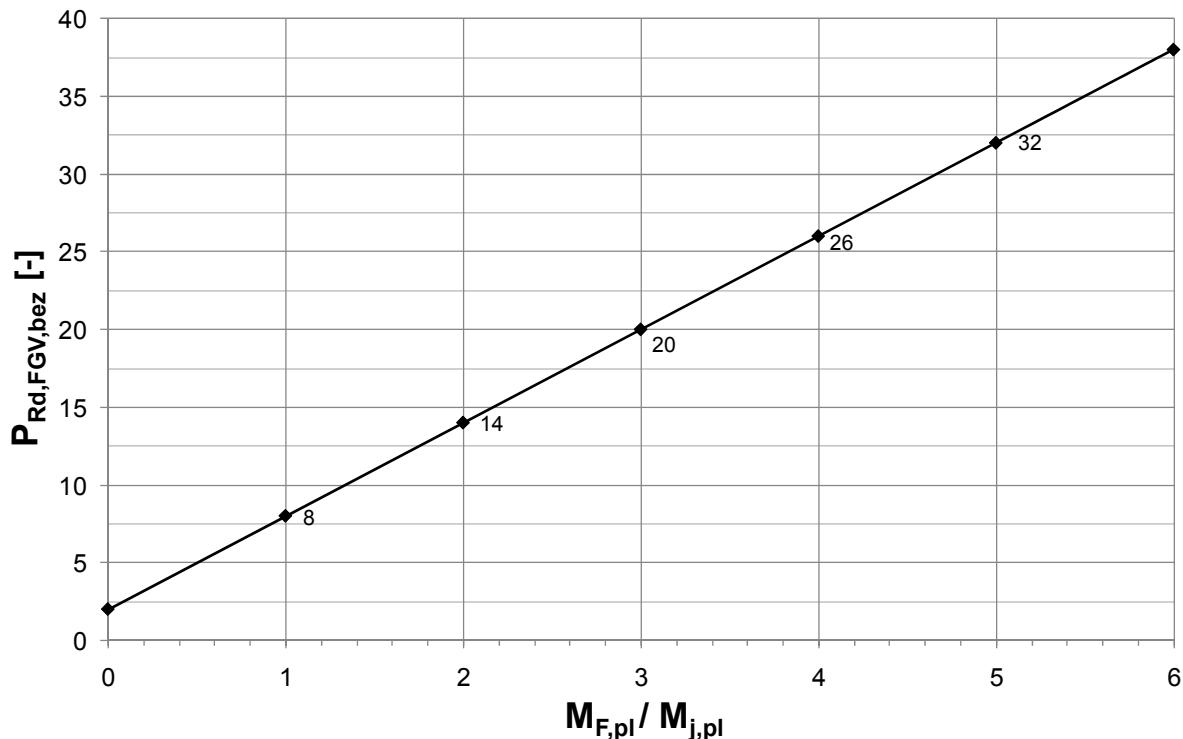
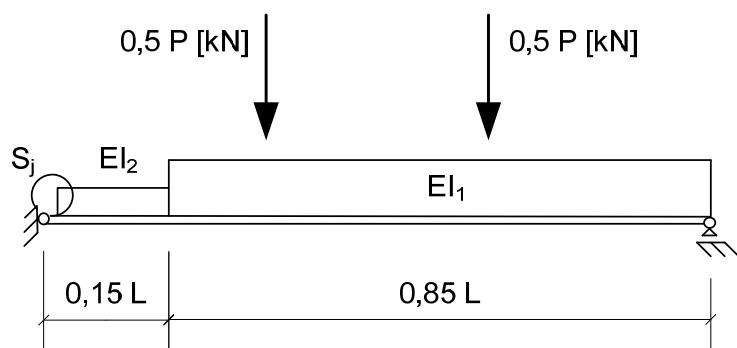


Bild B.14 Bezogene Tragfähigkeit nach der Fließgelenktheorie

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen der Querschnittswerte: $M_{j,pl}$ und $M_{F,pl}$
2. Berechnen von: $M_{F,pl} / M_{j,pl}$
3. Ablesen: $P_{Rd,FGV,bez}$
4. Berechnung der Traglast nach Fließgelenktheorie: $P_{Rd,FGV} = P_{Rd,FGV,bez} \cdot M_{j,pl} / L$

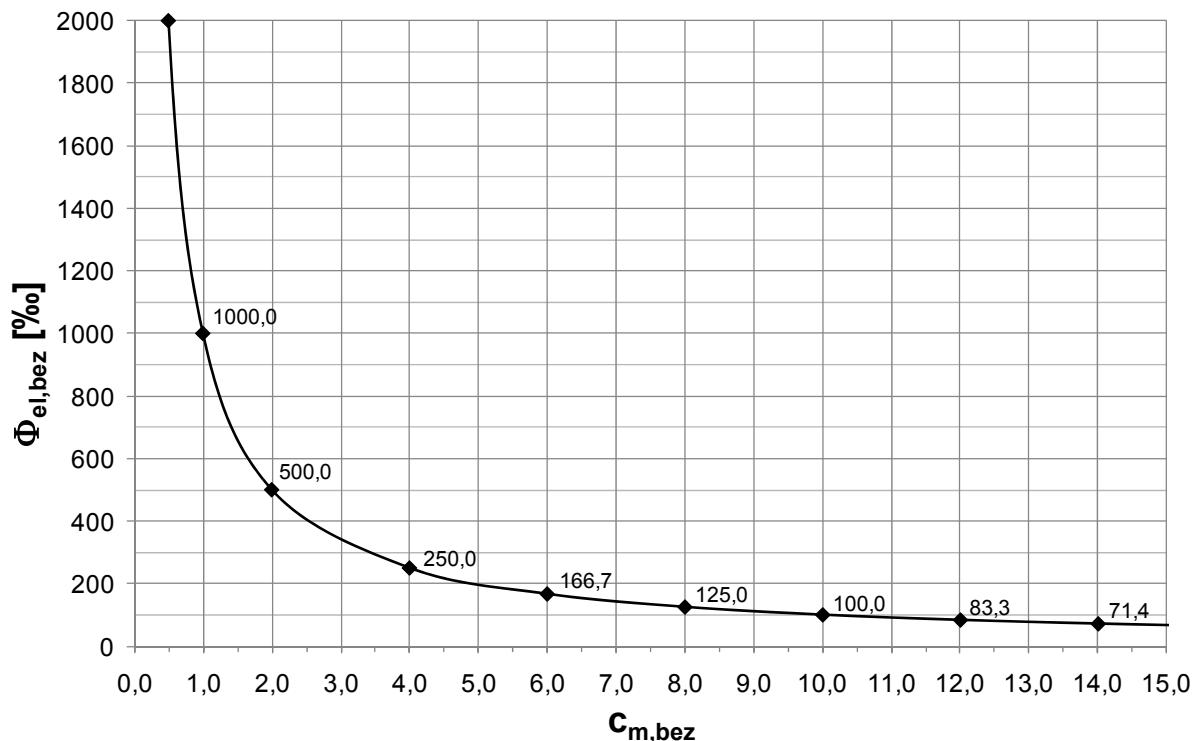
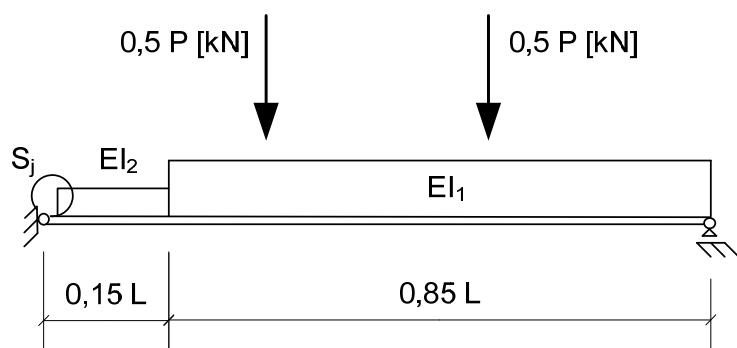


Bild B.15 Bezogene elastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
2. Ablesen: $\Phi_{el,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung in P_{el} : $\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot L \cdot M_{j,pl} / EI_2$

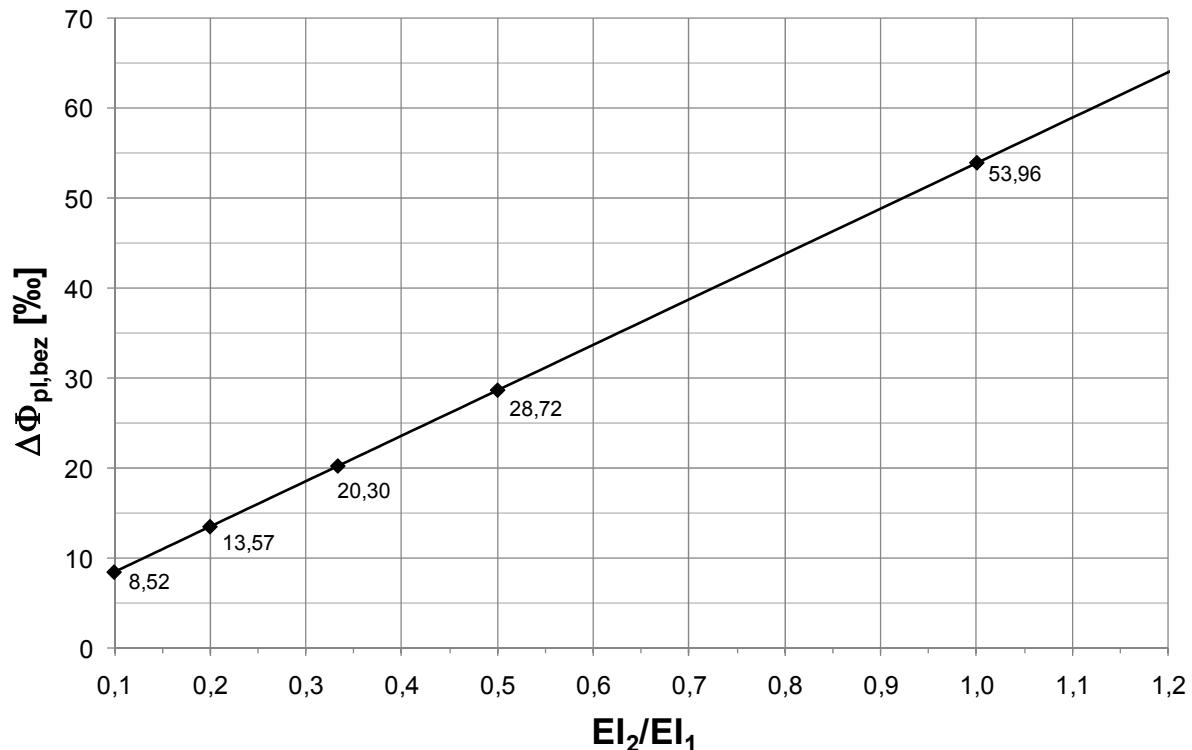
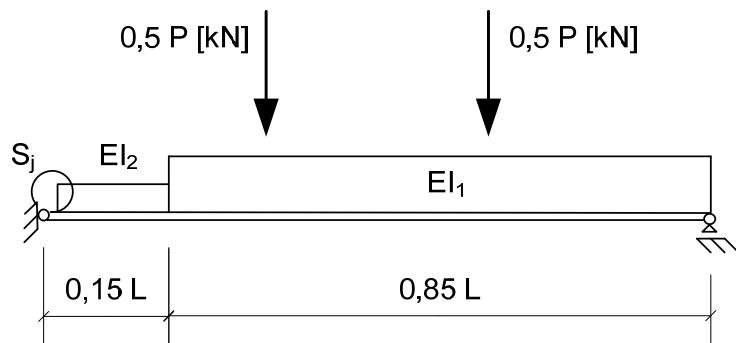


Bild B.16 Bezogene plastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\Phi_{pl,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\Phi_{pl} = \Delta\Phi_{pl,bez} \cdot L^2 \cdot \Delta P_{pl} / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

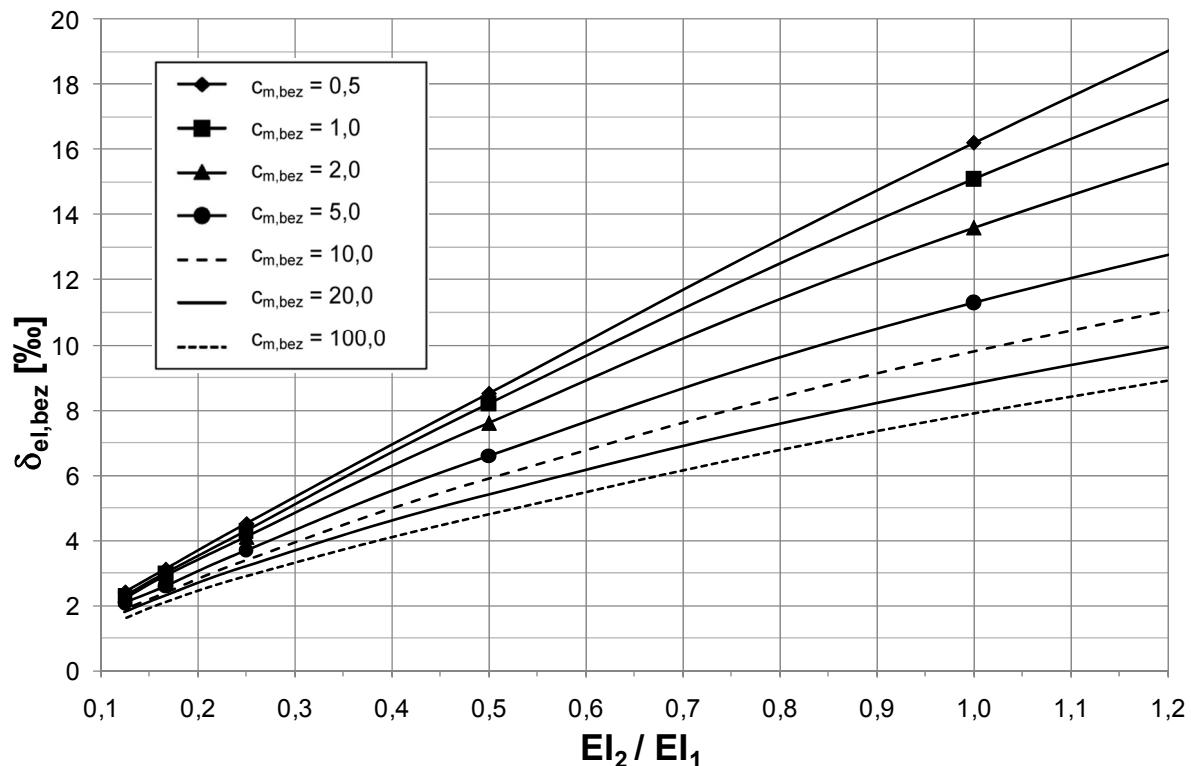
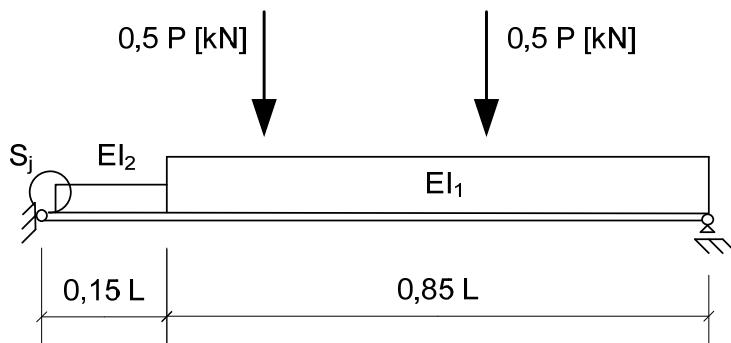


Bild B.17 Bezogene elastische Durchbiegung

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $c_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $\delta_{el,bez}$
4. Berechnung der Durchbiegung inf. P_{el} : $\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot P_{el} \cdot L^3 / EI_2$

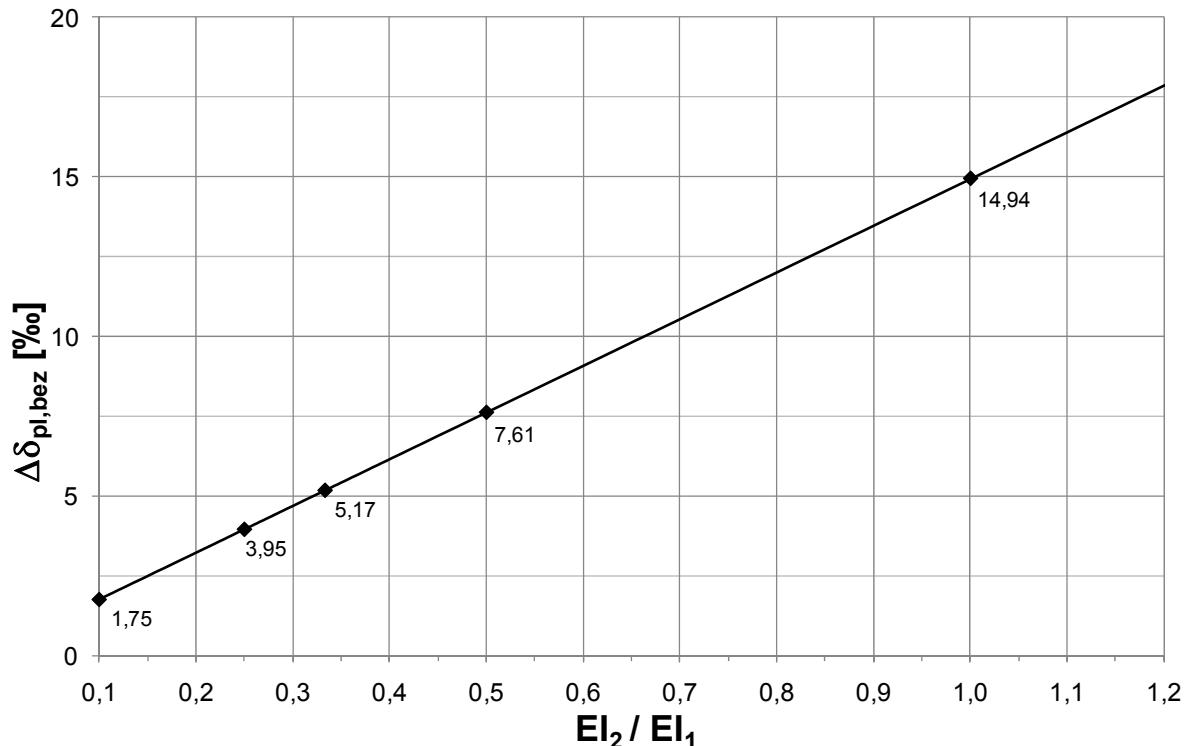
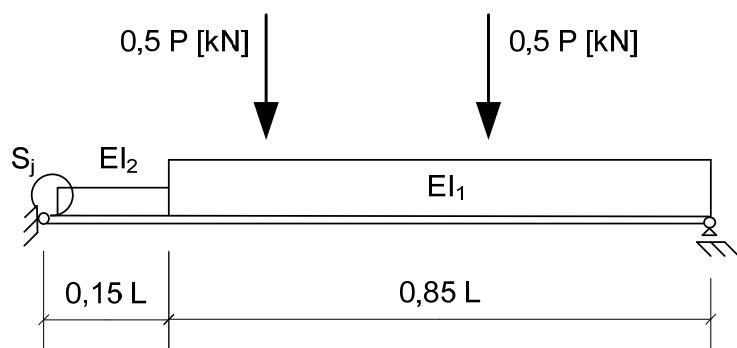


Bild B.18 Bezogene plastische Durchbiegung

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\delta_{pl,bez}$
3. Berechnung der Durchbiegung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\delta_{pl} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta P_{pl} \cdot L^3 / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

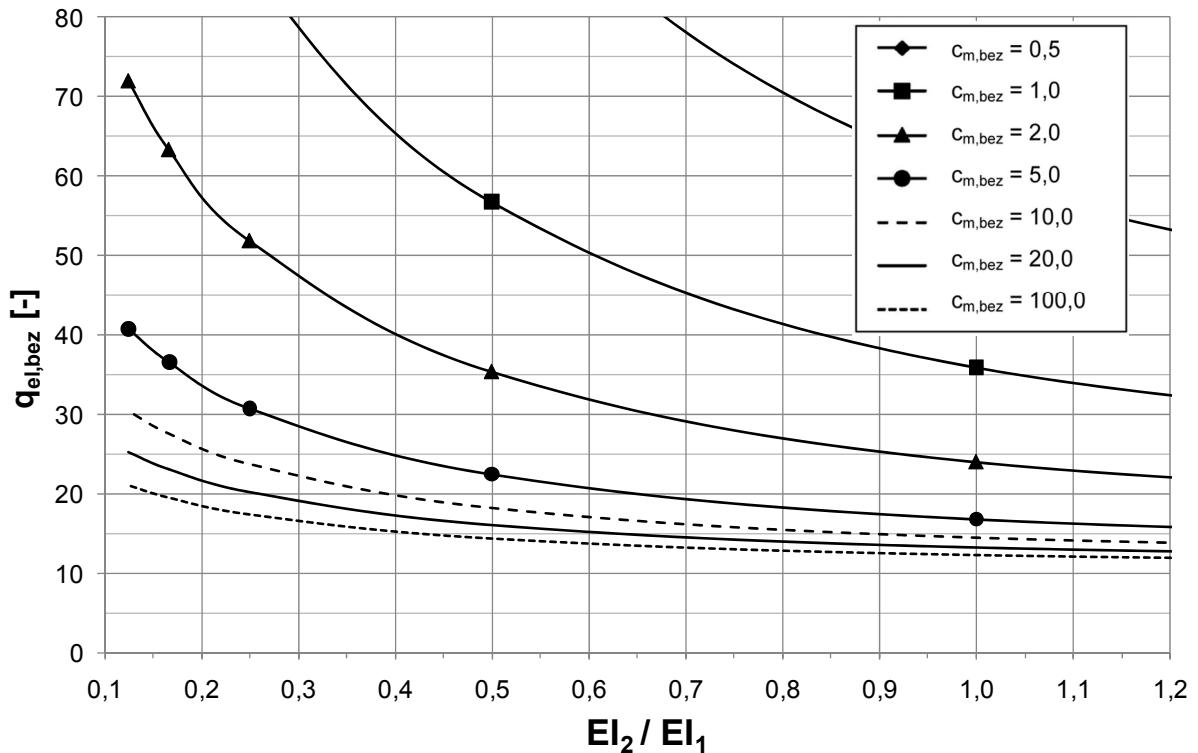
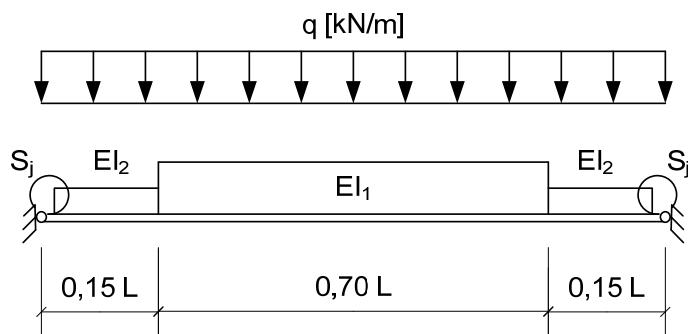


Bild B.19 Bezogene Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der rechnerischen Steifigkeiten

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
Kurvenparameter: $C_{m,bez}$
3. Ablesen: $q_{el,bez}$
5. Berechnung der Belastung: $q_{el} = q_{el,bez} \cdot M_{j,pl} / L^2$
(kleinerer Wert ist maßgebend) oder $q_{el} = 2 \cdot M_{F,pl} / L \cdot (0,5 - 3 / P_{el,bez})$

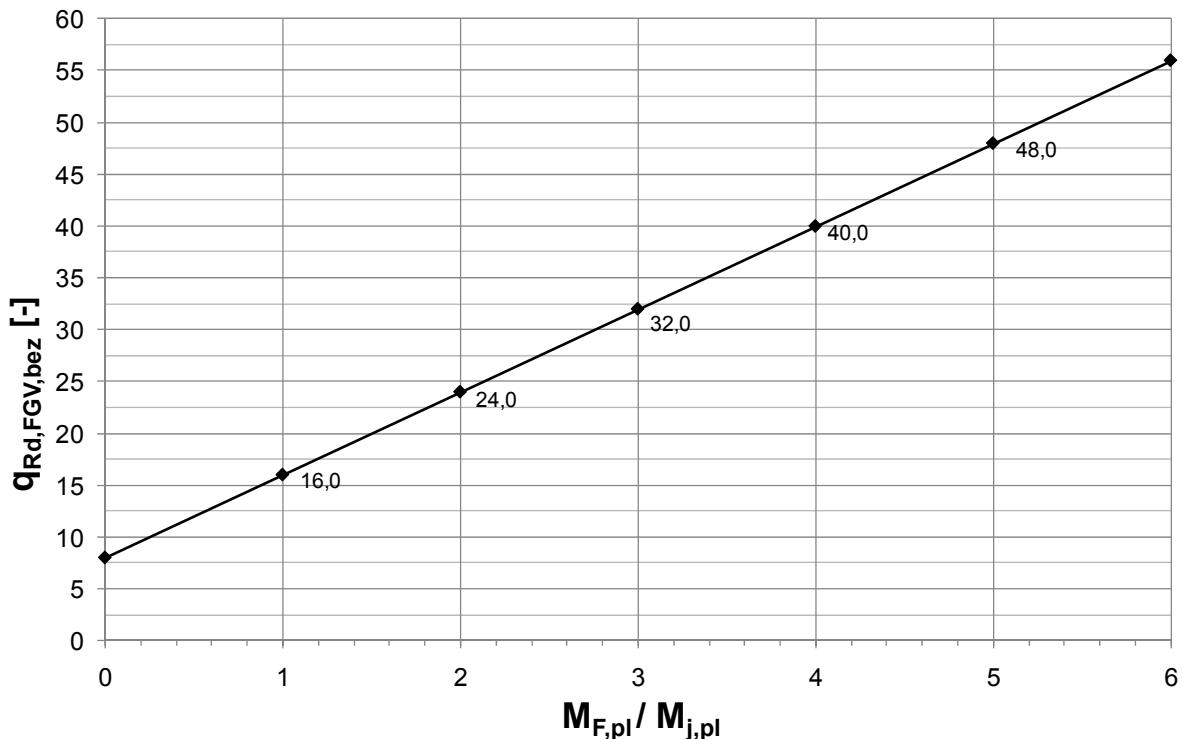
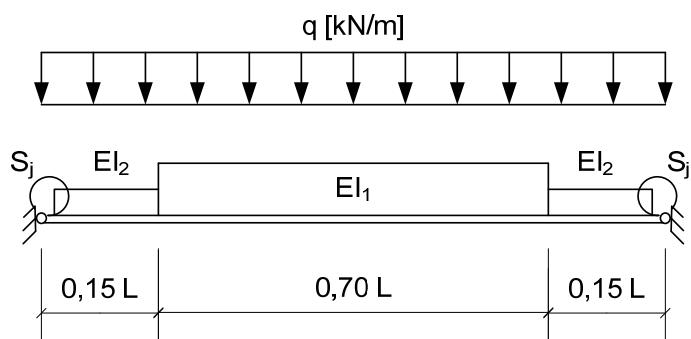


Bild B.20 Bezogene Tragfähigkeit nach der Fließgelenktheorie

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen der Querschnittswerte: $M_{j,pl}$ und $M_{F,pl}$
2. Berechnen von: $M_{F,pl} / M_{j,pl}$
3. Ablesen: $q_{Rd,FGV,bez}$
4. Berechnung der Traglast nach Fließgelenktheorie: $q_{Rd,FGV} = q_{Rd,FGV,bez} \cdot M_{j,pl} / L^2$

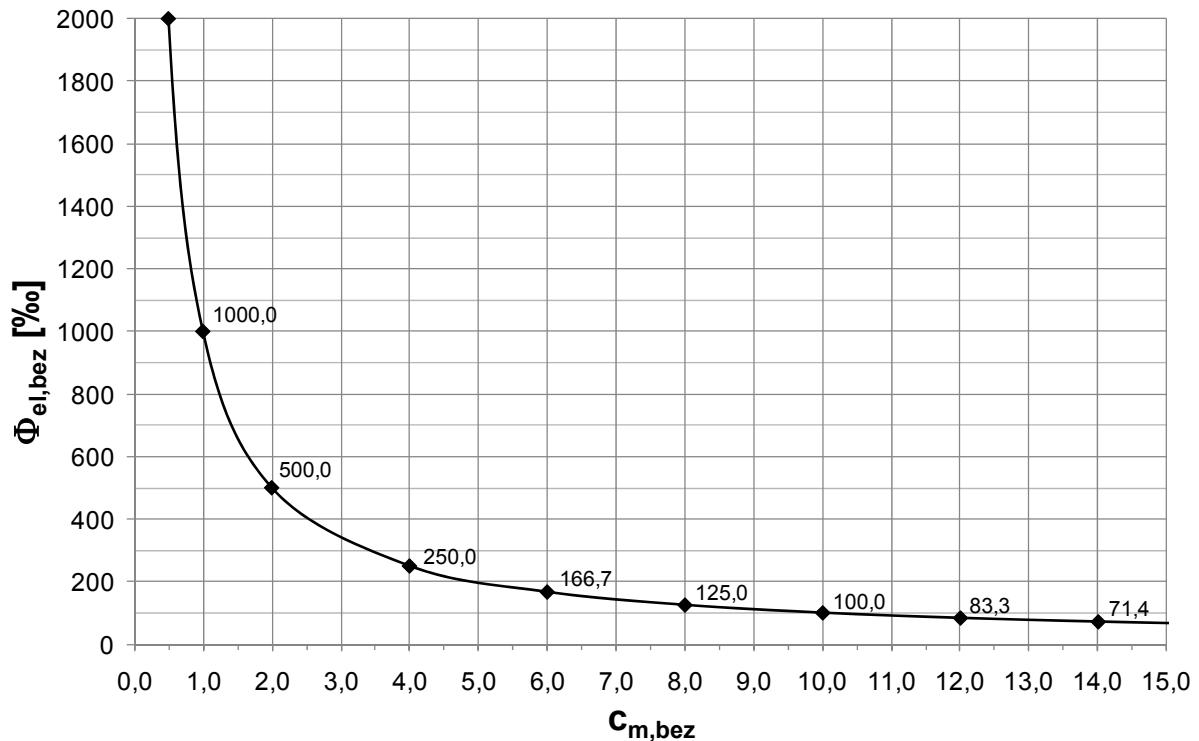
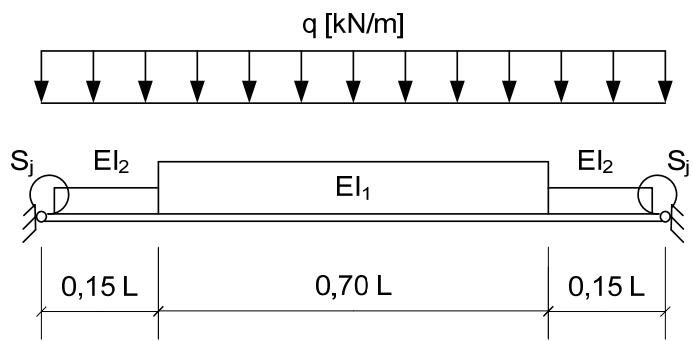


Bild B.21 Bezogene elastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
2. Ablesen: $\Phi_{el,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. q_{el} : $\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot L \cdot M_{j,pl} / EI_2$

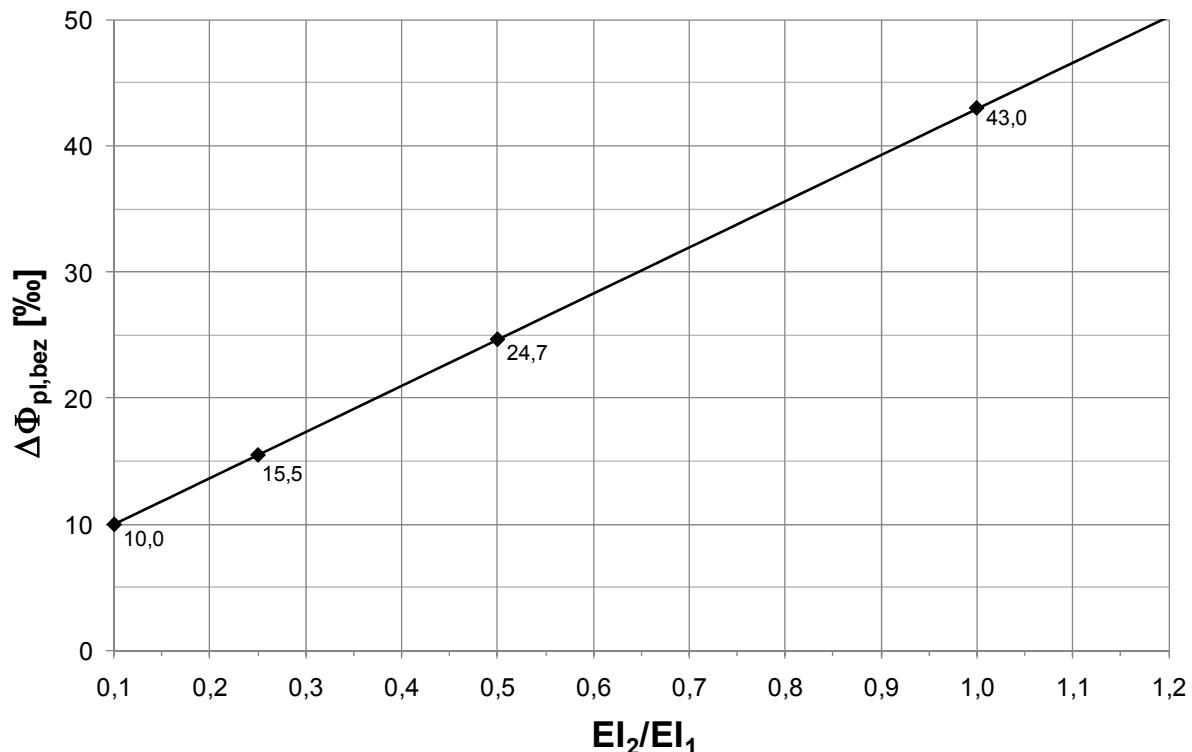
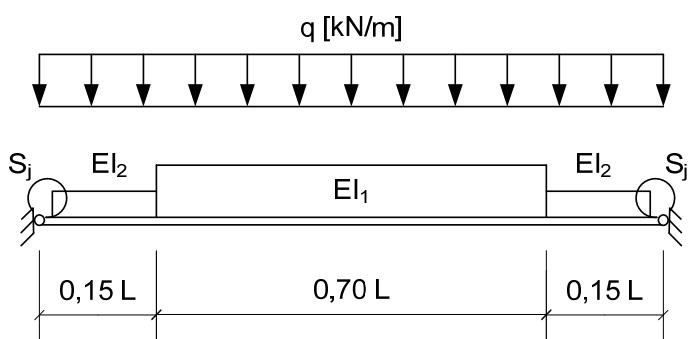


Bild B.22 Bezogene plastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\Phi_{pl,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. Δq_{pl} : $\Delta\Phi_{pl} = \Delta\Phi_{pl,bez} \cdot L^3 \cdot \Delta q_{pl} / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

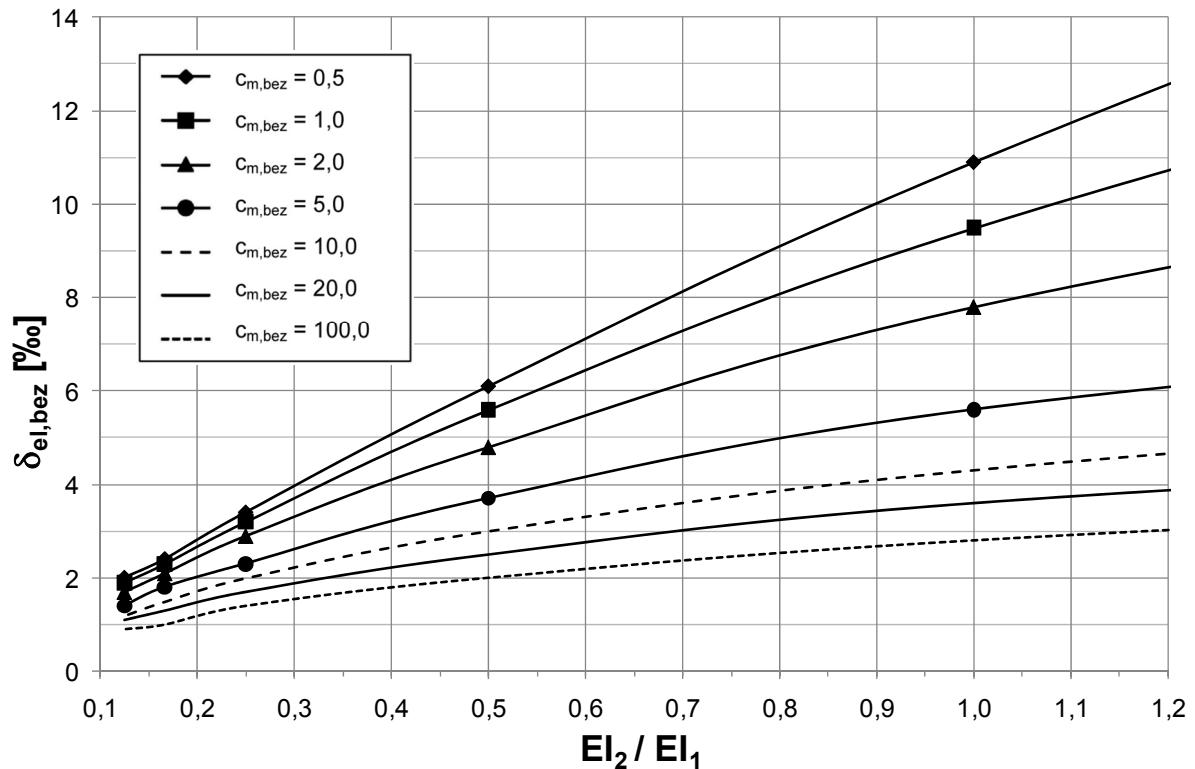
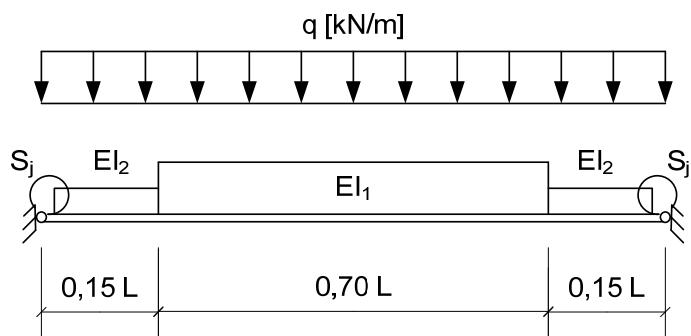


Bild B.23 Bezogene elastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
Kurvenparameter: $C_{m,bez}$
3. Ablesen: $\delta_{el,bez}$
4. Berechnung der Durchbiegung inf. q_{el} : $\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot q_{el} \cdot L^4 / EI_2$

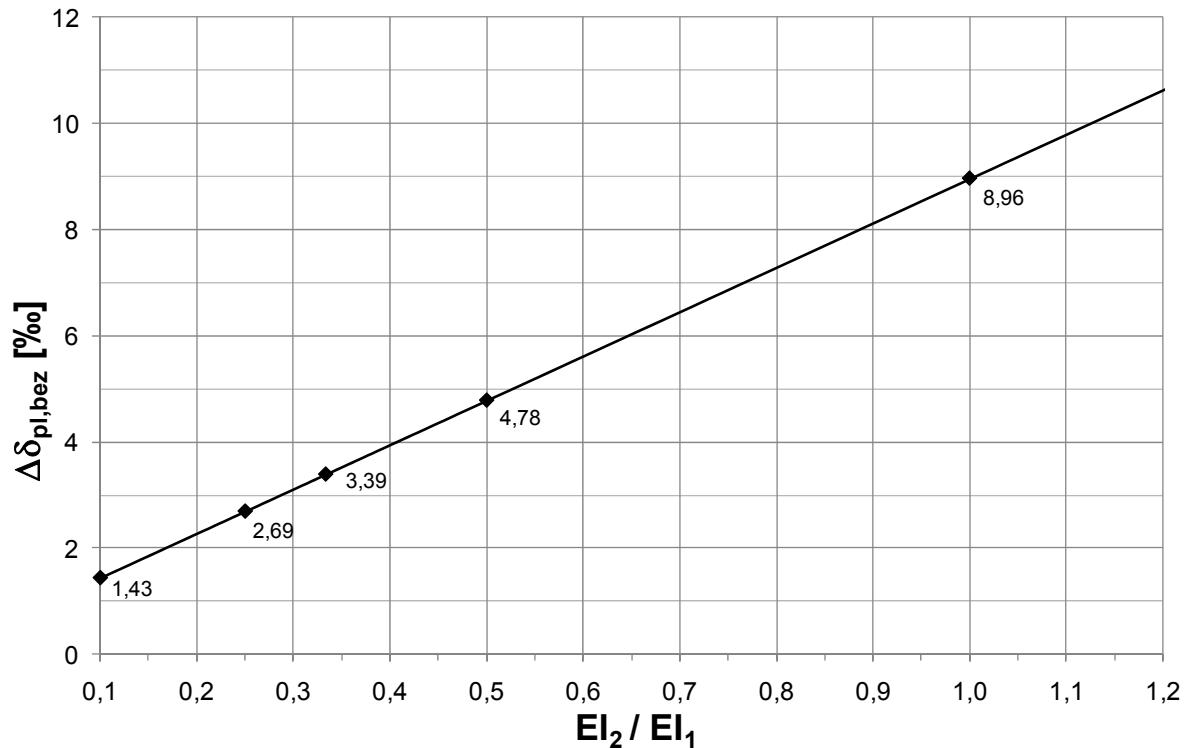
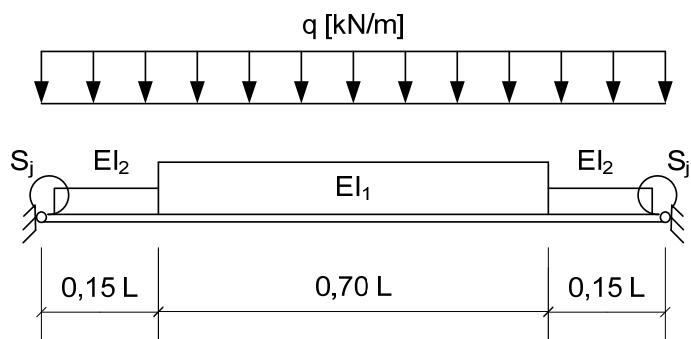


Bild B.24 Bezogene plastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\delta_{pl,bez}$
3. Berechnung der Durchbiegung inf. Δq_{pl} : $\Delta\delta_{pl} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta q_{pl} \cdot L^4 / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

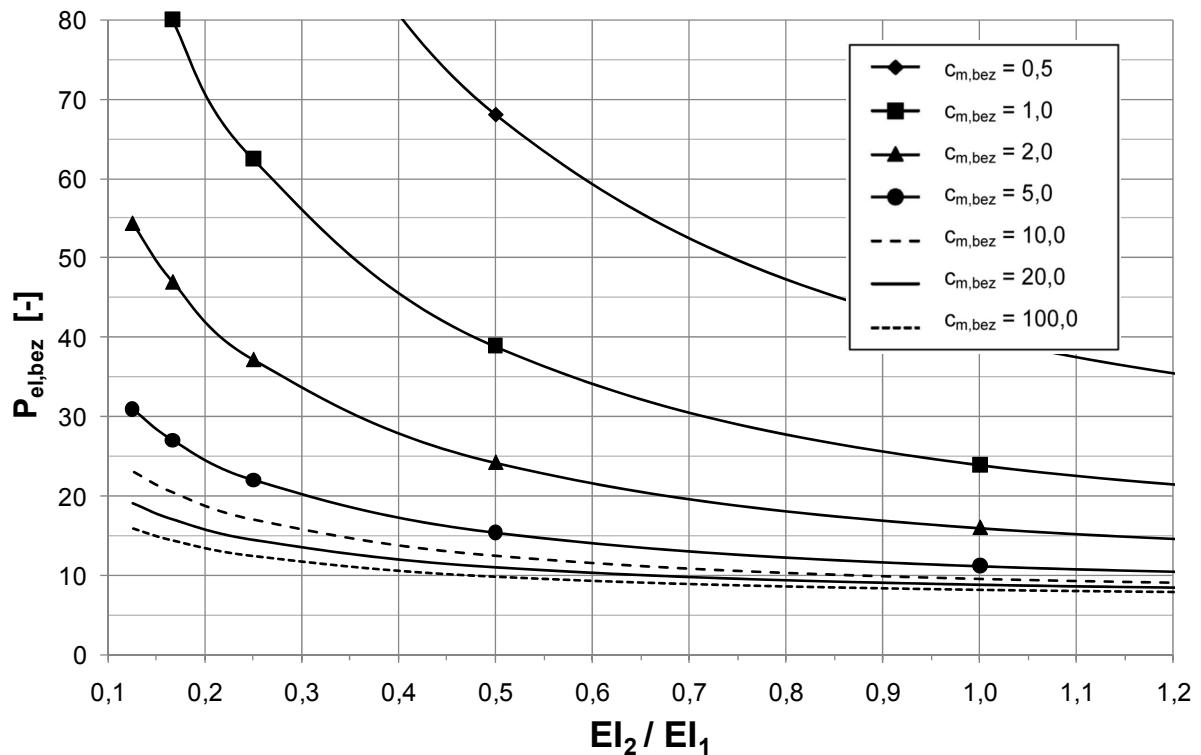
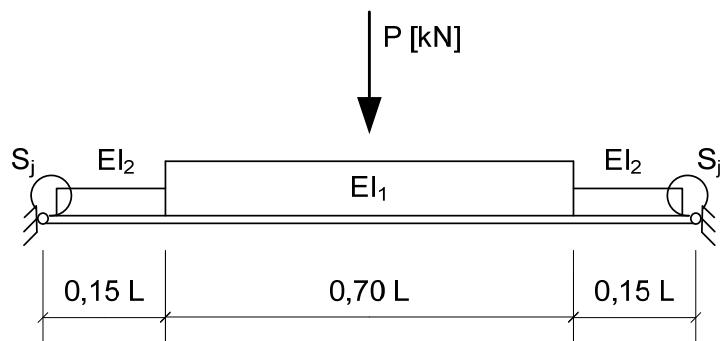


Bild B.25 Bezogene Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der rechnerischen Steifigkeiten

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $c_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $P_{el,bez}$
5. Berechnung der Belastung:
(kleinerer Wert ist maßgebend) $P_{el} = P_{el,bez} \cdot M_{j,pl} / L$ oder $P_{el} = 2 \cdot M_{F,pl} / L \cdot (1/3 - 1/P_{el,bez})$

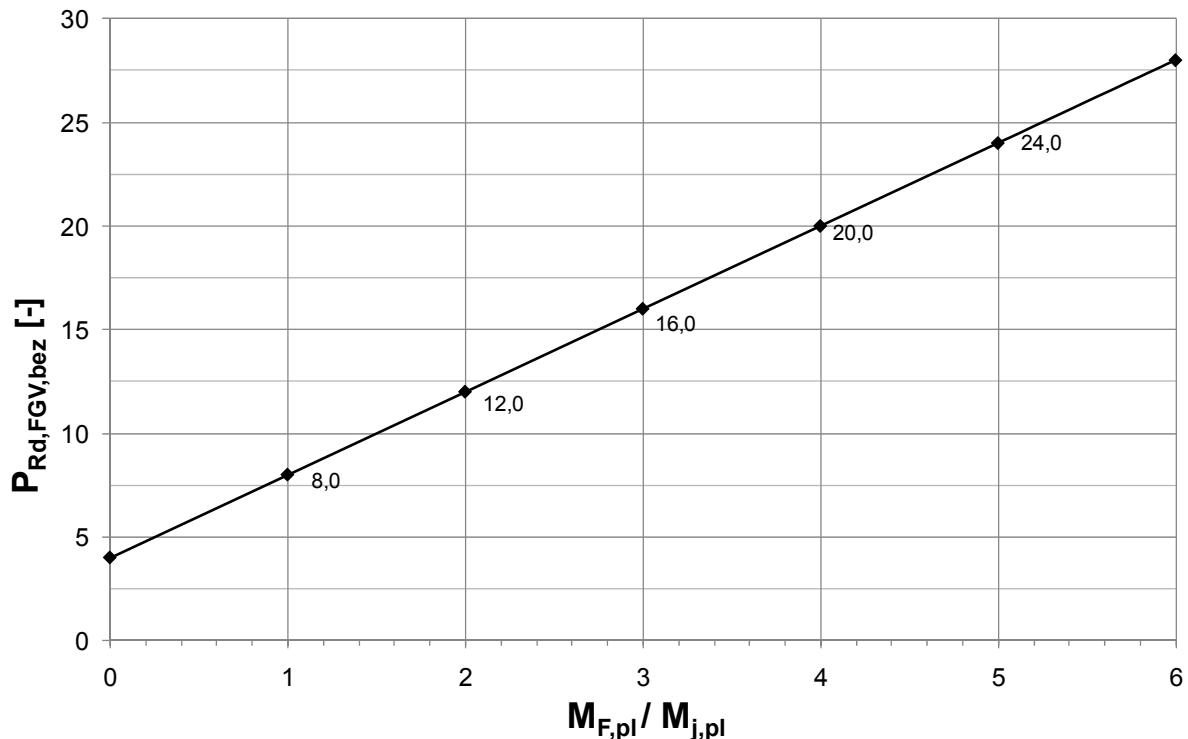
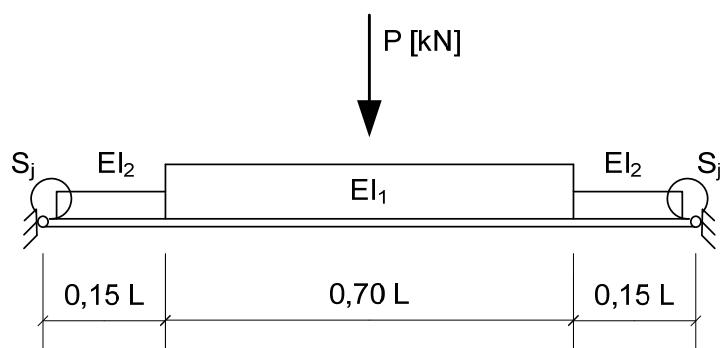


Bild B.26 Bezogene Tragfähigkeit nach Fließgelenktheorie

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen der Querschnittswerte: $M_{j,pl}$ und $M_{F,pl}$
2. Berechnen von: $M_{F,pl} / M_{j,pl}$
3. Ablesen: $P_{Rd,FGV,bez}$
4. Berechnung der Traglast nach FGV: $P_{Rd,FGV} = P_{Rd,FGV,bez} \cdot M_{F,pl} / 3 L$

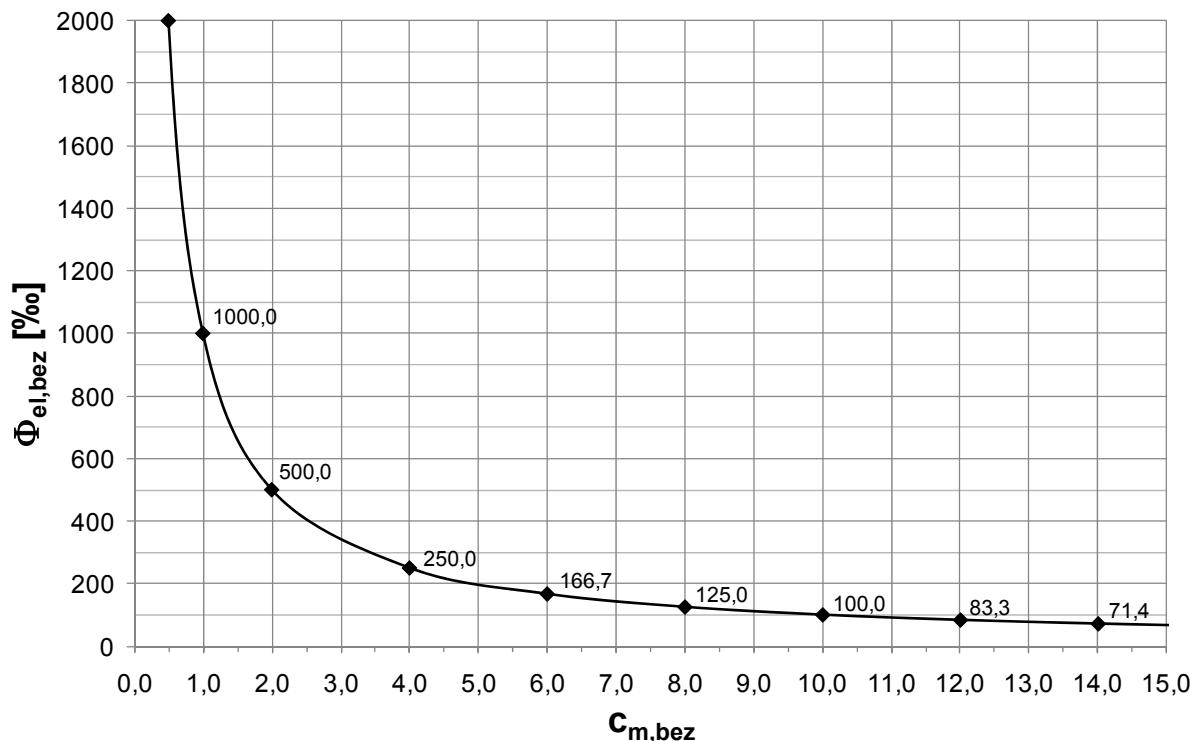
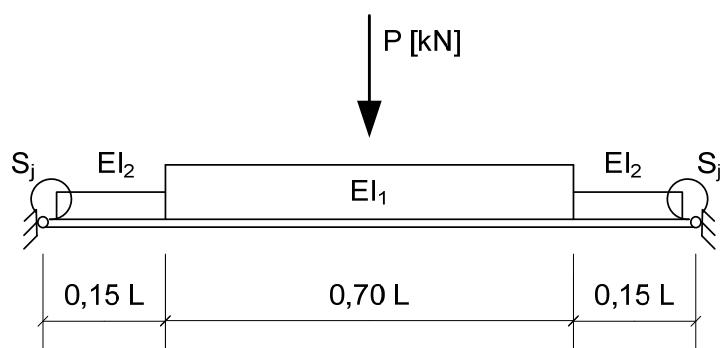


Bild B.27 Bezogene elastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
2. Ablesen: $\Phi_{el,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung in P_{el} : $\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot L \cdot M_{j,pl} / EI_2$

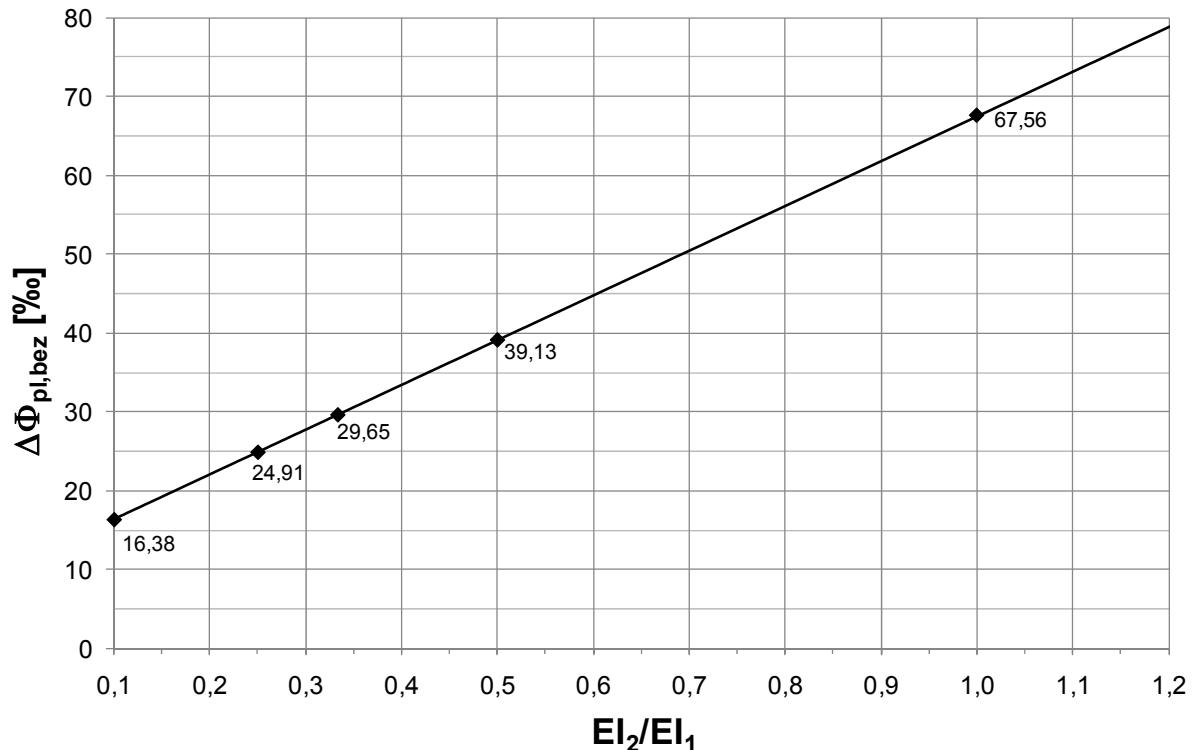
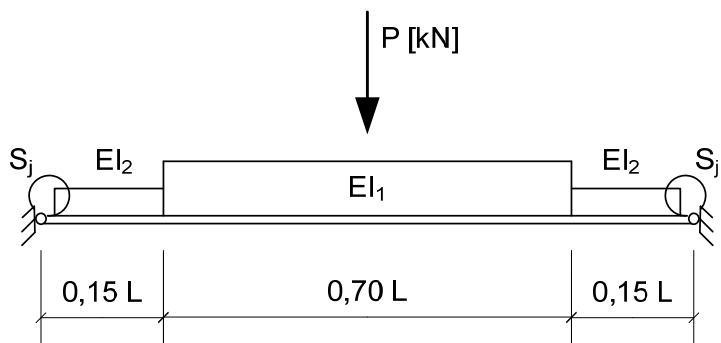


Bild B.28 Bezogene plastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\Phi_{pl,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\Phi_{pl} = \Delta\Phi_{pl,bez} \cdot L^2 \cdot \Delta P_{pl} / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

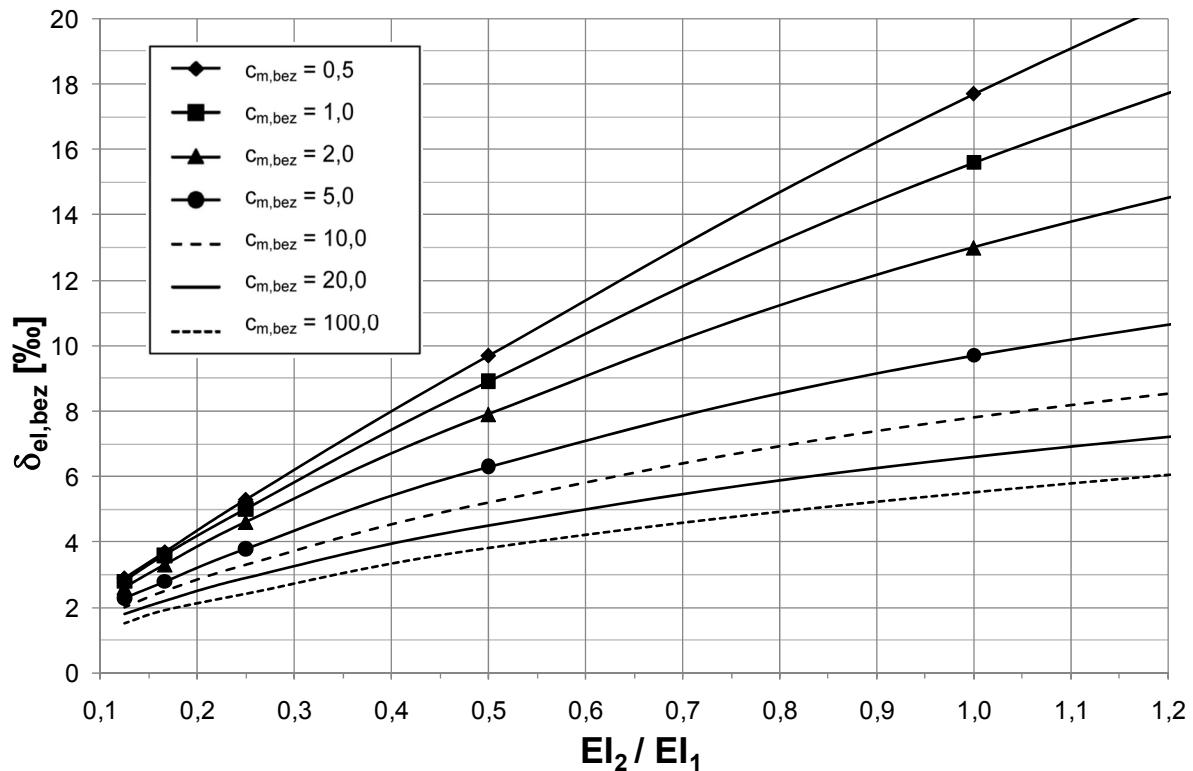
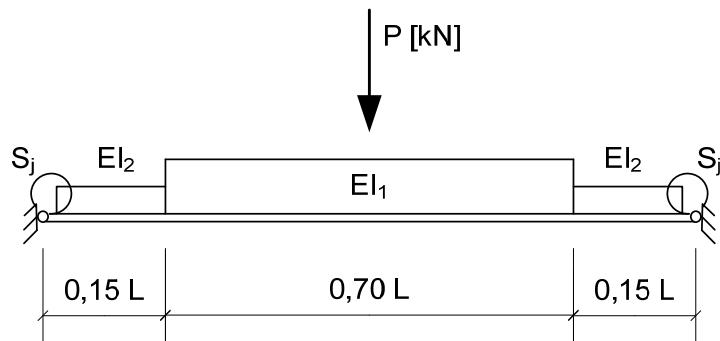


Bild B.29 Bezogene elastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $\delta_{el,bez}$
4. Berechnung der Durchbiegung inf. P_{el} : $\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot q_{el} \cdot L^3 / EI_2$

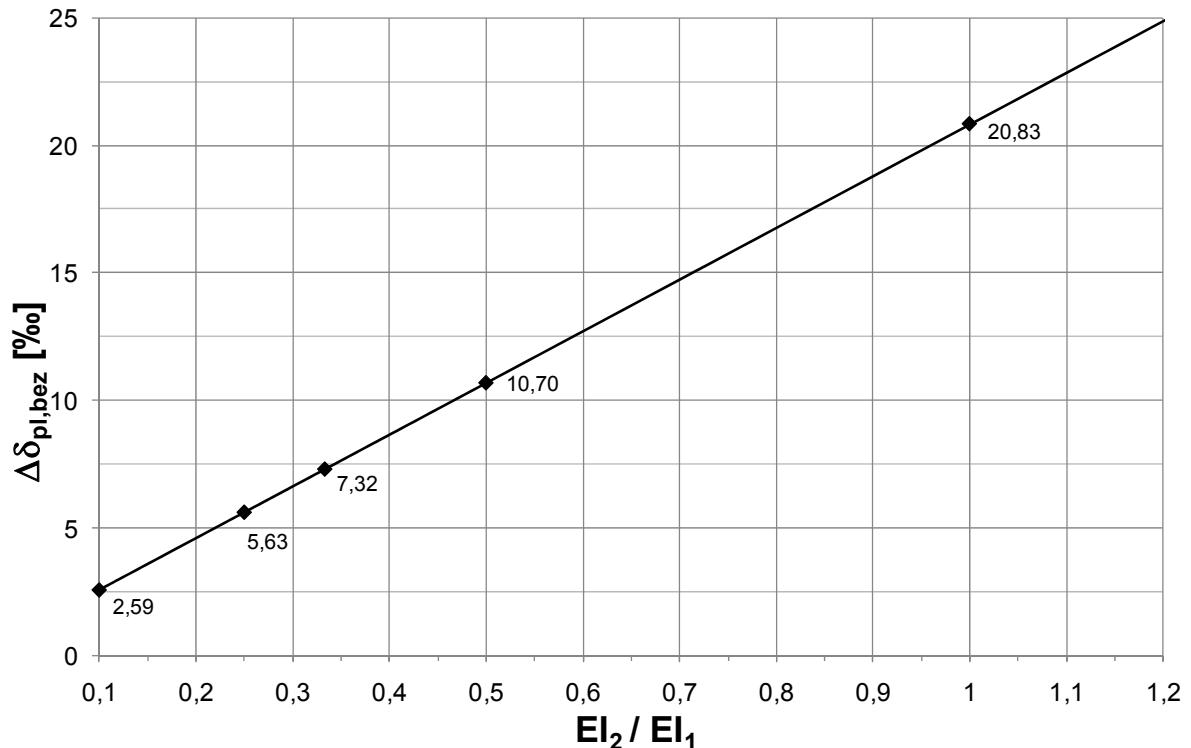
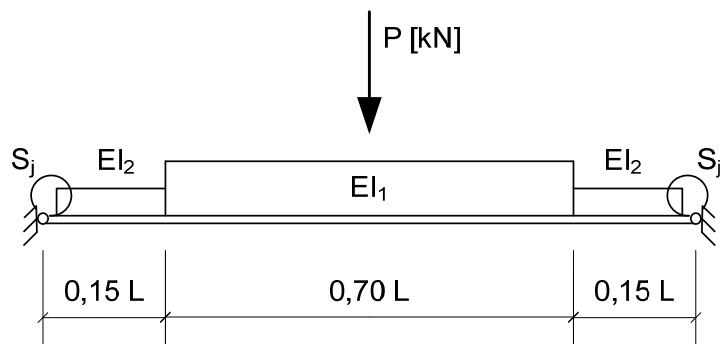


Bild B.30 Bezogene plastische Durchbiegung in Feldmitte

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\delta_{pl,bez}$
3. Berechnung der Durchbiegung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\delta_{pl} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta P_{pl} \cdot L^3 / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

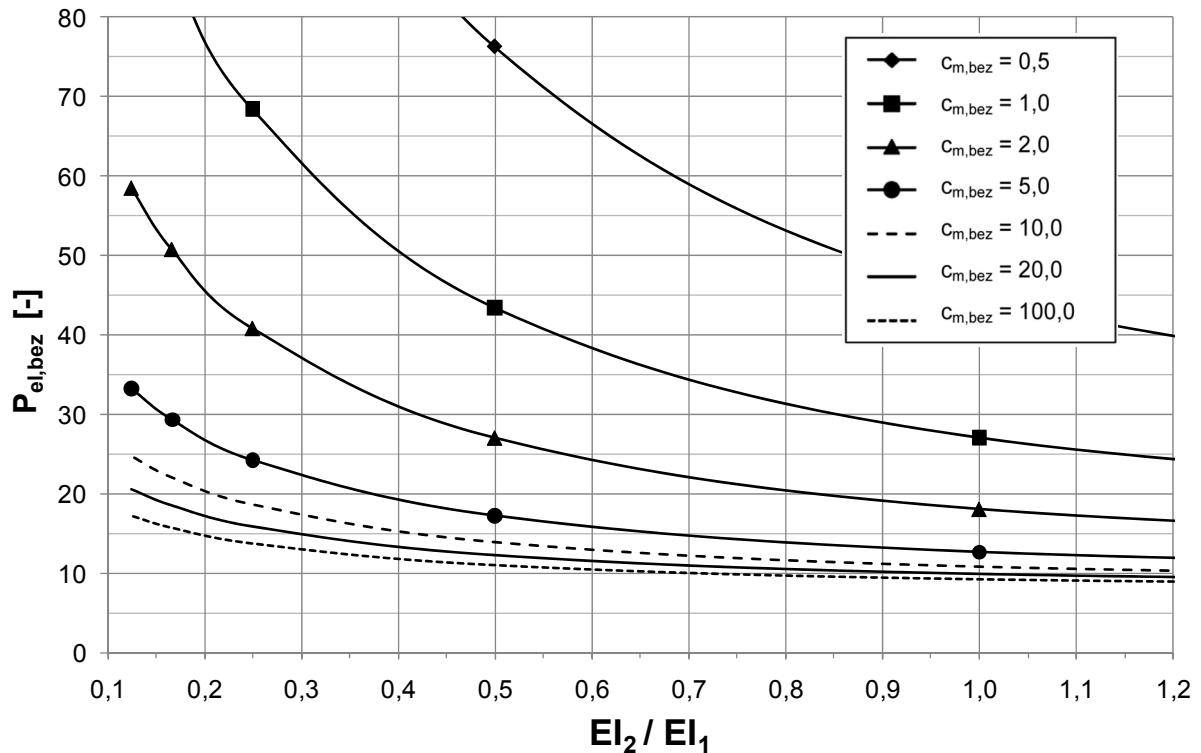
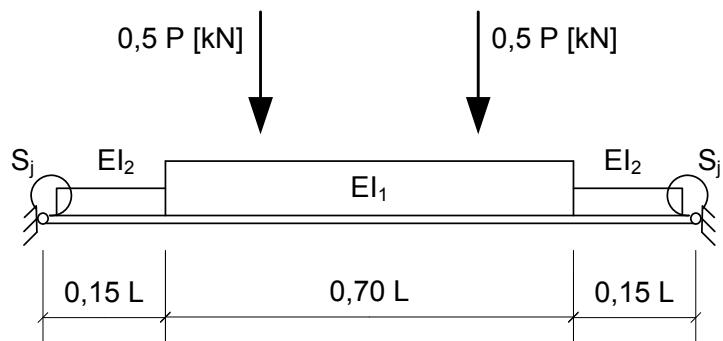


Bild B.31 Bezogene Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der rechnerischen Steifigkeiten

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $P_{el,bez}$
6. Berechnung der Belastung:
(kleinerer Wert ist maßgebend) $P_{el} = P_{el,bez} \cdot M_{j,pl} / L$ oder $P_{el} = 2 \cdot M_{F,pl} / L \cdot (1/3 - 1/P_{el,bez})$

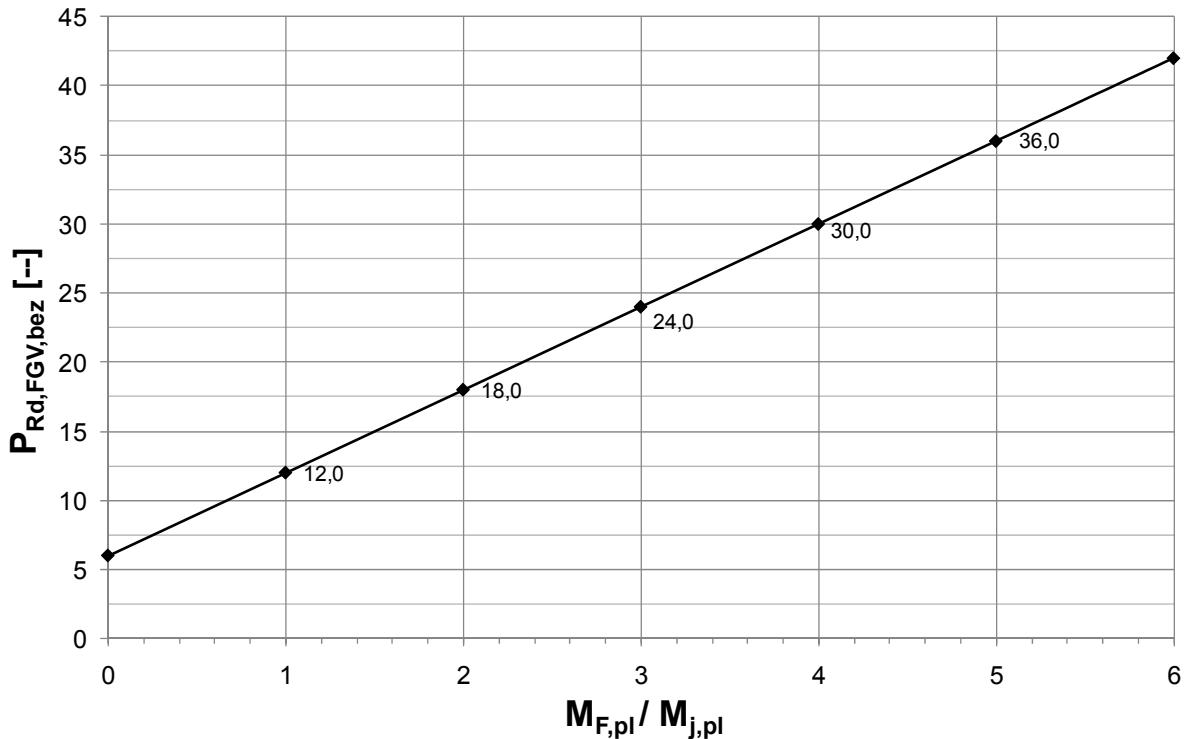
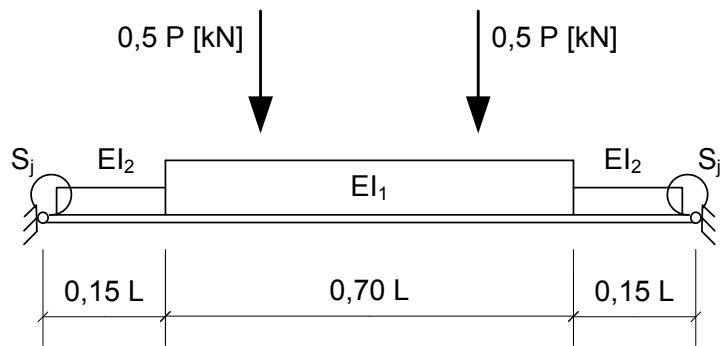


Bild B.32 Bezogene Tragfähigkeit nach der Fließgelenktheorie

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen der Querschnittswerte: $M_{j,pl}$ und $M_{F,pl}$
2. Berechnen von: $M_{F,pl} / M_{j,pl}$
3. Ablesen: $P_{Rd,FGV,bez}$
4. Berechnung der Traglast nach Fließgelenktheorie: $P_{Rd,FGV} = P_{Rd,FGV,bez} \cdot M_{j,pl} / L$

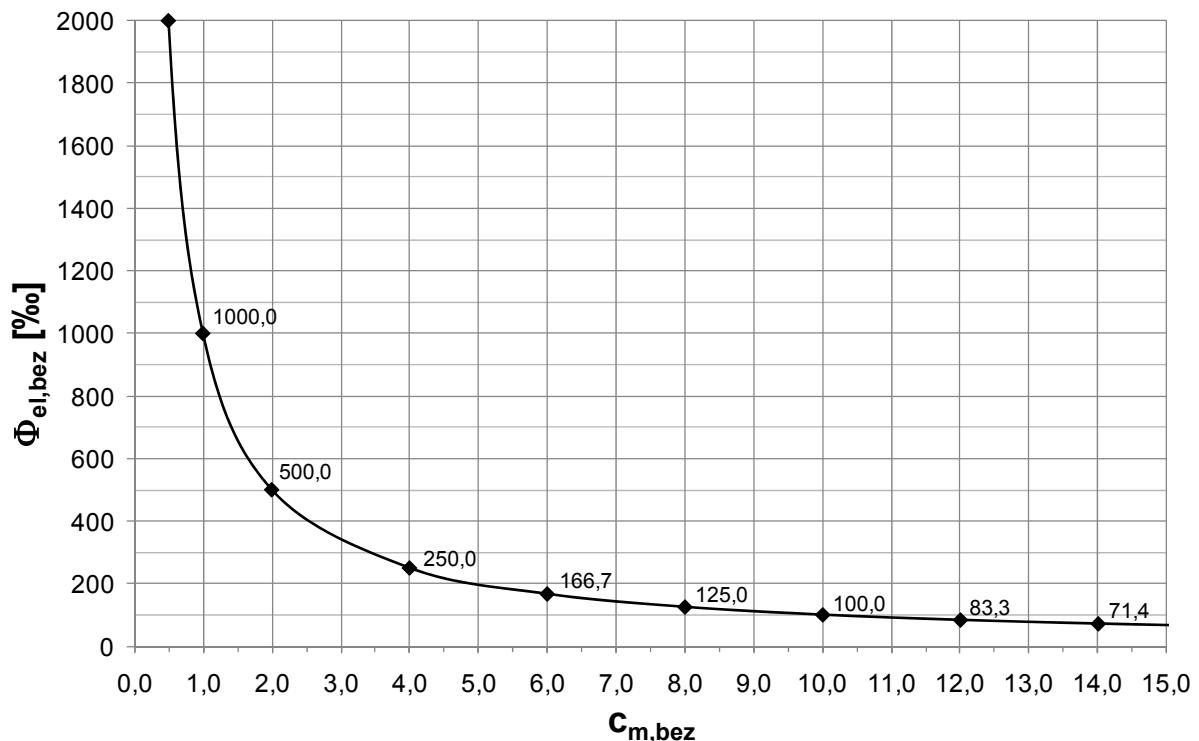
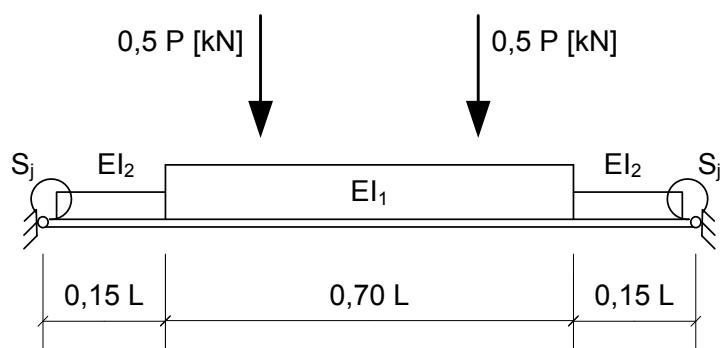


Bild B.33 Bezogene elastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen von: $C_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
2. Ablesen: $\Phi_{el,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. P_{el} : $\Phi_{el} = \Phi_{el,bez} \cdot L \cdot M_{j,pl} / EI_2$

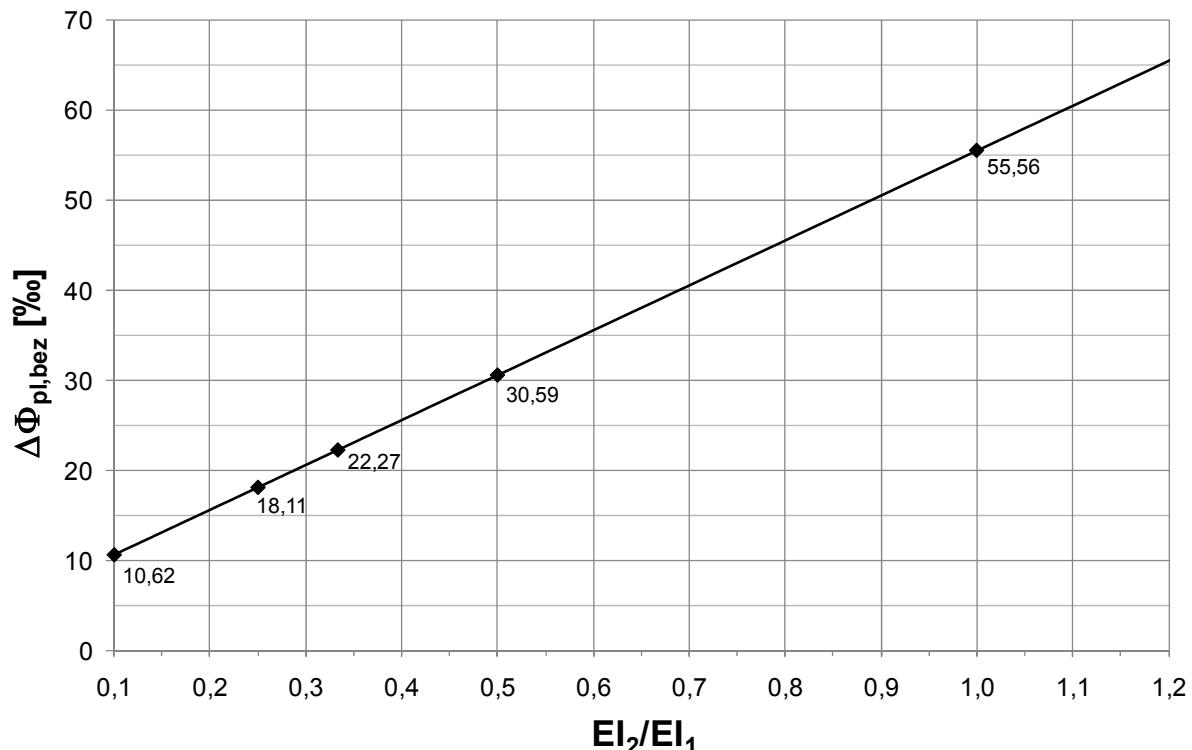
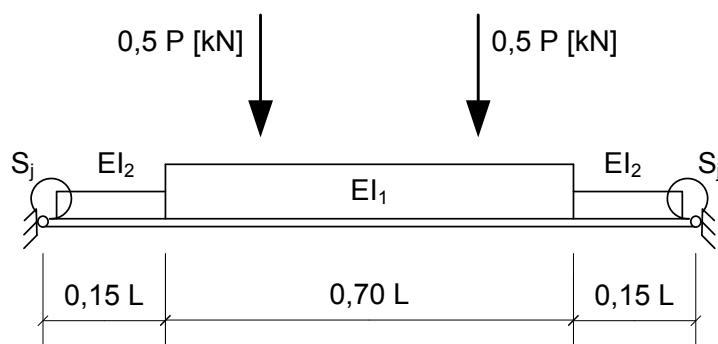


Bild B.34 Bezogene plastische Verdrehung des Anschlusses

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\Phi_{pl,bez}$
3. Berechnung der Verdrehung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\Phi_{pl} = \Delta\Phi_{pl,bez} \cdot L^2 \cdot \Delta P_{pl} / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

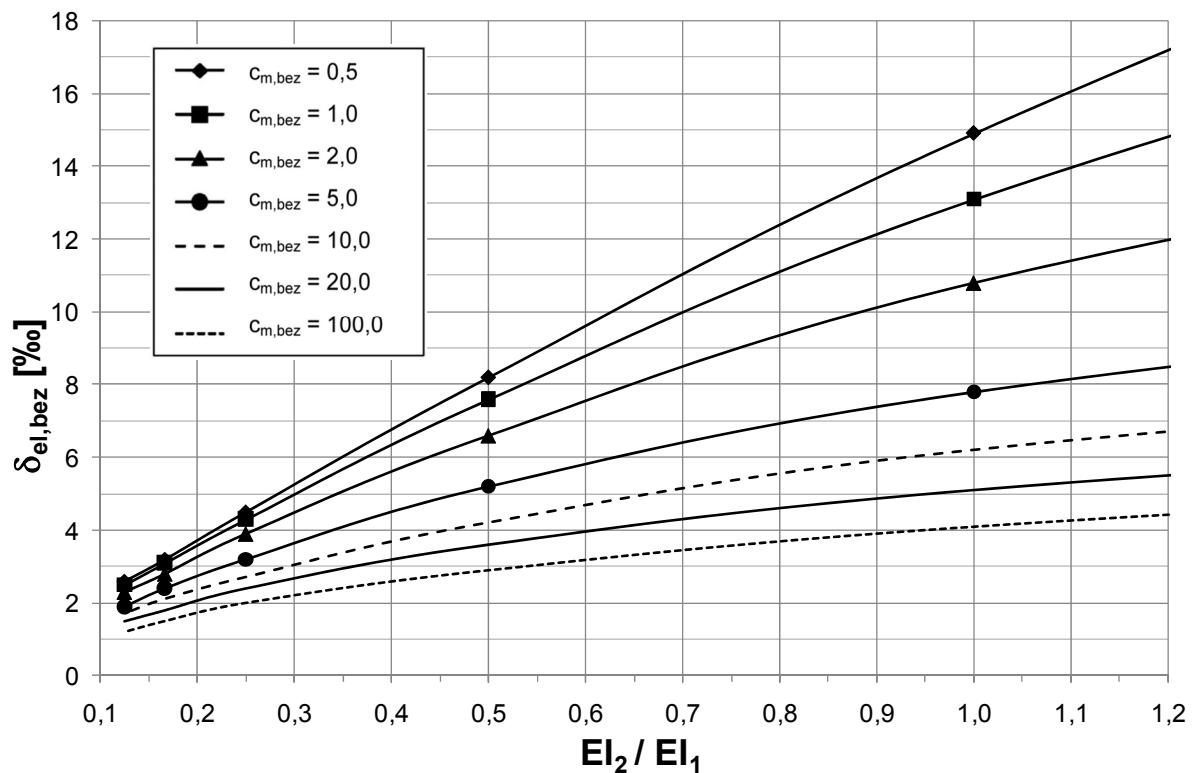
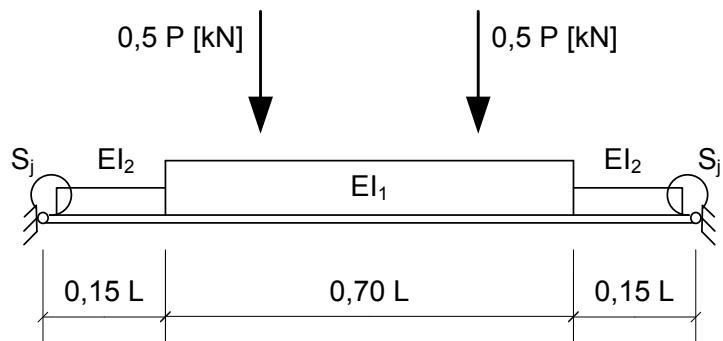


Bild B.35 Bezogene elastische Durchbiegung

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Berechnen von:
Kurvenparameter: $c_{m,bez} = S_j \cdot L / EI_2$
3. Ablesen: $\delta_{el,bez}$
4. Berechnung der Durchbiegung inf. P_{el} : $\delta_{el} = \delta_{el,bez} \cdot P_{el} \cdot L^3 / EI_2$

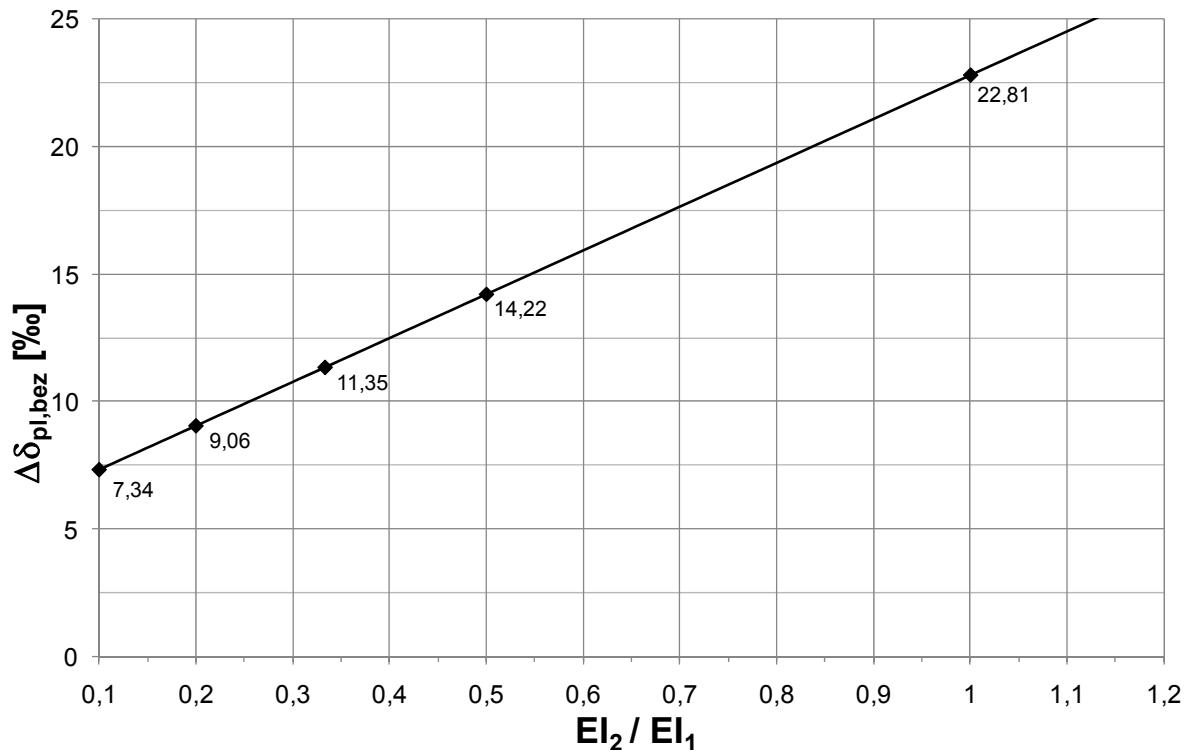
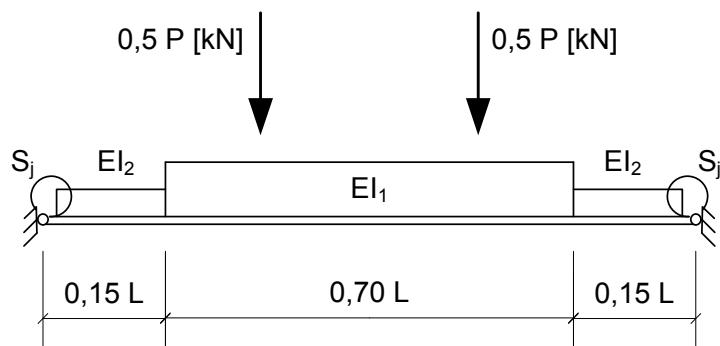


Bild B.36 Bezogene plastische Durchbiegung

System und Belastung:



Vorgehen:

1. Berechnen des Steifigkeitsverhältnisses: EI_2 / EI_1
2. Ablesen: $\Delta\delta_{pl,bez}$
3. Berechnung der Durchbiegung inf. ΔP_{pl} : $\Delta\delta_{pl} = \Delta\delta_{pl,bez} \cdot \Delta P_{pl} \cdot L^3 / EI_2$

Anmerkung: $S_j = 0$, da sich der Anschluss rechnerisch im plastischen Bereich befindet.

Anhang C

**Diagramme zum Nachweis der
Rotationskapazität von Verbundanschlüssen mittels
Bewehrungsdurchmesser und Bewehrungsgrad**

Im folgenden Abschnitt werden Diagramme zum Nachweis der Rotationskapazität von Verbundanschlüssen hergeleitet. Die Ermittlung der erforderlichen Rotationskapazität erfolgt nach der im Abschnitt 6 und Anhang B vorgestellten Methode. Die hier gezeigten Diagramme erlauben die Ermittlung des erforderlichen Mindestbewehrungsgrad um die erforderliche Verdrehung im Anschluss aufzunehmen. Die vorhandene Rotationskapazität eines Verbundanschlusses wird hauptsächlich durch die folgenden Parameter beeinflusst.

- Bewehrungsgrad in der Betonplatte
- Art der verwendeten Bewehrung
- Betongüte
- Verhältnis zwischen Anschlusshöhe und Anschlusslänge (h/L)

Dabei wird angenommen, dass der Druckbereich des Anschlusses ausreichen steif ist und die Verformungen bei der Ermittlung der vorhandenen Rotationskapazität vernachlässigt werden können. Bei der Erstellung der Diagramme wurden die folgenden Gleichungen aus Abschnitt 5 dieser Arbeit zugrunde gelegt:

$$\Phi(\varepsilon_{smu}) = \frac{\varepsilon_{smu} L}{h} \quad (\text{siehe Abschnitt 5, Gleichung 5.7})$$

mit:

ε_{smu} Rechnerische Bruchdehnung des Betongurtes unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening)

L Bezugslänge des Verbundanschlusses

h Abstand zwischen Bewehrungssachse und der Achse des Druckflansches

$$\varepsilon_{smu} = \left[\varepsilon_{s,y} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta \cdot \left(1 - \beta \frac{\sigma_{sr}}{f_{tk}} \right) \cdot (\varepsilon_{s2} \cdot \varepsilon_{sy}) \right] \cdot \alpha_1 \quad (\text{siehe Abschnitt 5, Gleichung 5.12})$$

mit:

α_1 Beiwert zur Berücksichtigung des Bewehrungsstabdurchmessers

$\alpha_1 = 1,0$ für Mattenbewehrung

$\alpha_1 = 1,1$ für Stabstahl $d_s = 8 \text{ mm}$

$\alpha_1 = 1,2$ für Stabstahl $d_s = 10 \text{ mm}$

$\alpha_1 = 1,3$ für Stabstahl $d_s = 12 \text{ mm}$

$\alpha_1 = 1,4$ für Stabstahl $d_s = 14 \text{ mm}$

Nachweis der Rotationskapazität

Eingangswerte für die Diagramme

Aus der Systemgeometrie und den aufzunehmenden Lasten ergibt sich die erforderliche Rotationskapazität des Anschlusses zu:

$$\Phi_{Ed} = \beta_1 (\Phi_{el} + \Delta\Phi_{pl})$$

mit:

β_1 Beiwert nach Abschnitt 6, Bild 6.5

$\Phi_{el}, \Delta\Phi_{pl}$ nach Abschnitt 6 und Anhang B

Aus der Geometrie des Anschlusses und Bild C.1 ergibt sich die Anschlusshöhe und die bezogenen Anschlusslänge zu:

und

L Bezugslänge des Verbundanschlusses nach Bild C.1

h Abstand zwischen Bewehrungssachse und der Achse des Druckflansches, siehe Bild C.1

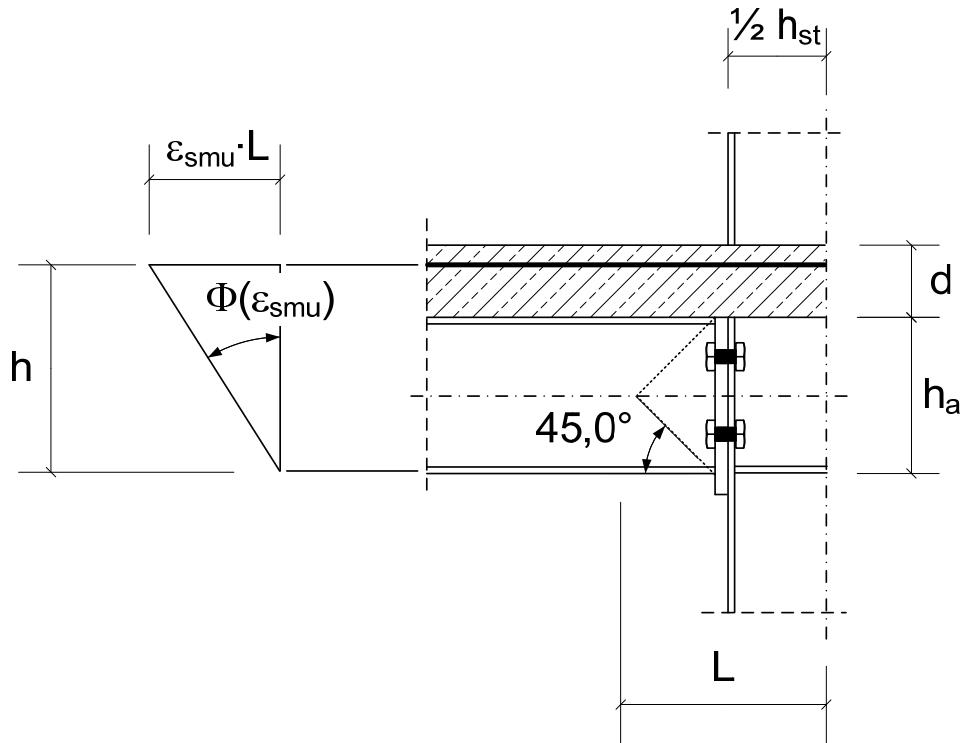


Bild C.1 Geometrie des Verbundanschlusses

Ermittlung des erforderlichen Mindestbewehrungsgrades

Mit den oben festgelegten Eingangswerten und den Bildern C.2 bis C.16 kann in Abhängigkeit von der Betongüte und von der Art der Bewehrung der Mindestbewehrungsgrad bestimmt werden um die erforderliche Verdrehung im Anschluss aufzunehmen.

Die Diagramme wurden unter der Annahme erstellt, dass

$$\Phi_{Ed} = \Phi_{Rd}$$

mit:

Φ_{Ed} erforderliche Rotationskapazität

Φ_{Rd} vorhandene Rotationskapazität

ist.

Nachweis der Rotationskapazität

Der Nachweis der Rotationskapazität erfolgt über den Nachweis des erforderlichen Mindestbewehrungsgrades.

$$\rho_s \geq \min\rho_s$$

mit:

ρ_s vorhandener Bewehrungsgrad

$\min\rho_s$ erforderlicher Mindestbewehrungsgrad aus den Bildern C.2 bis C.16

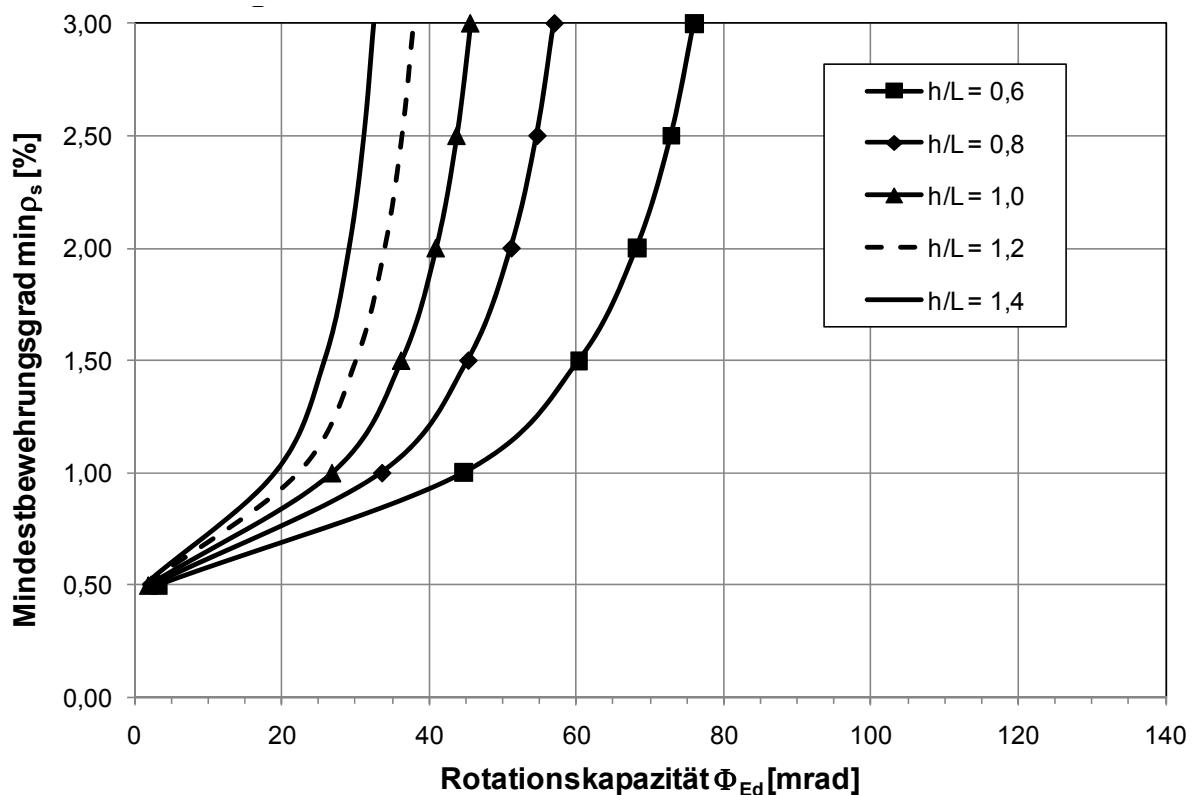


Bild C.2 Diagramm für C25/30 und Mattenbewehrung

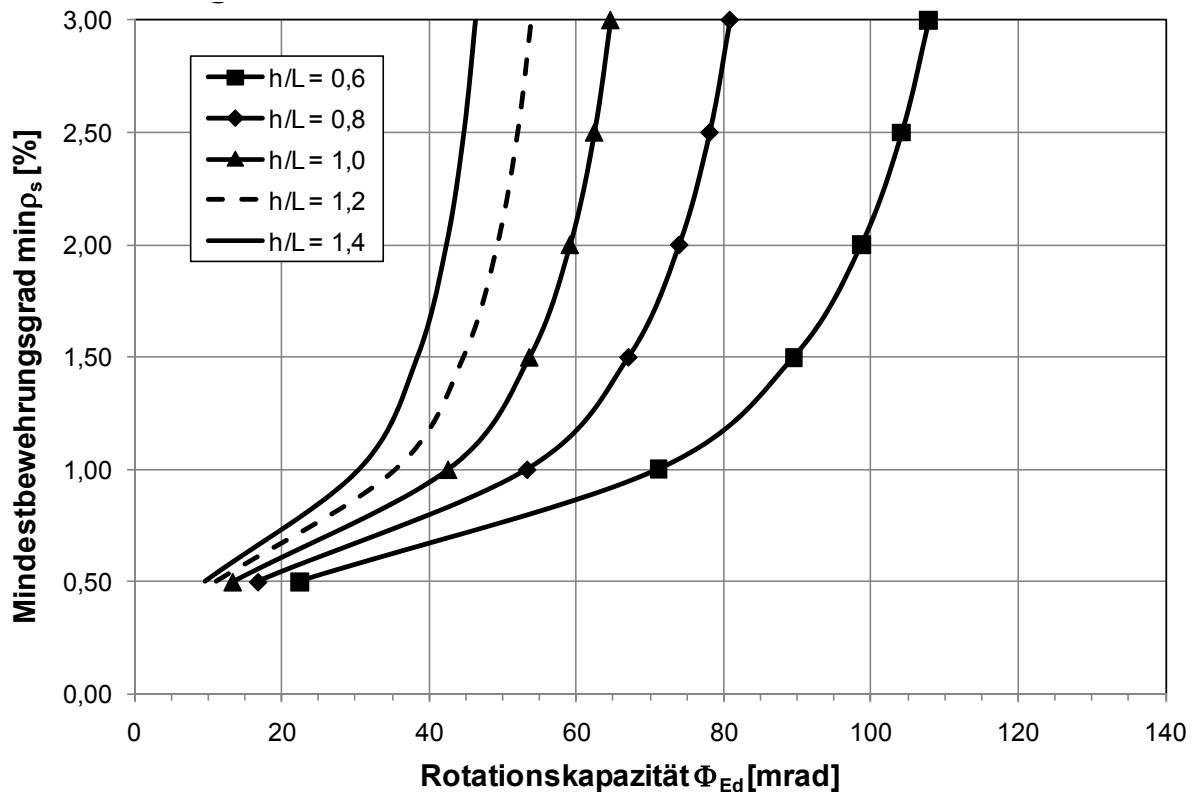


Bild C.3 Diagramm für C25/30 und Stabbewehrung $d_s = 8$ mm

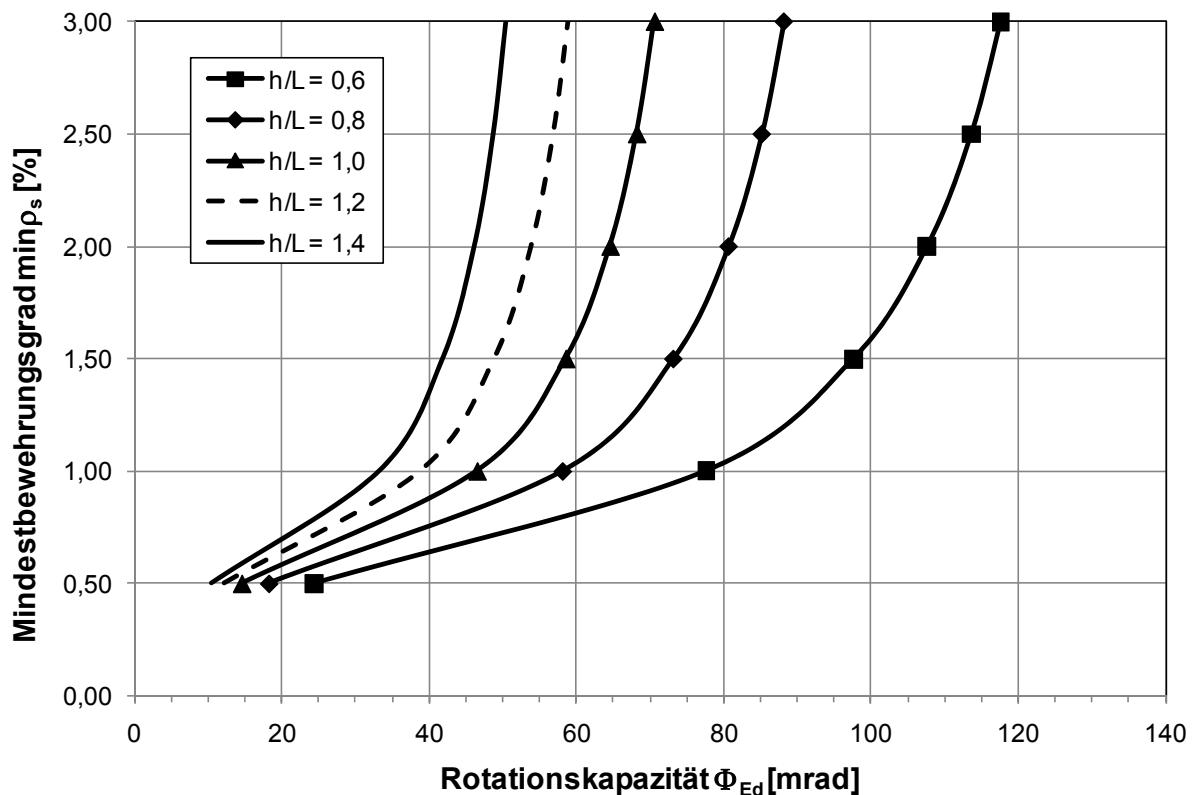


Bild C.4 Diagramm für C25/30 und Stabbewehrung $d_s = 10 \text{ mm}$

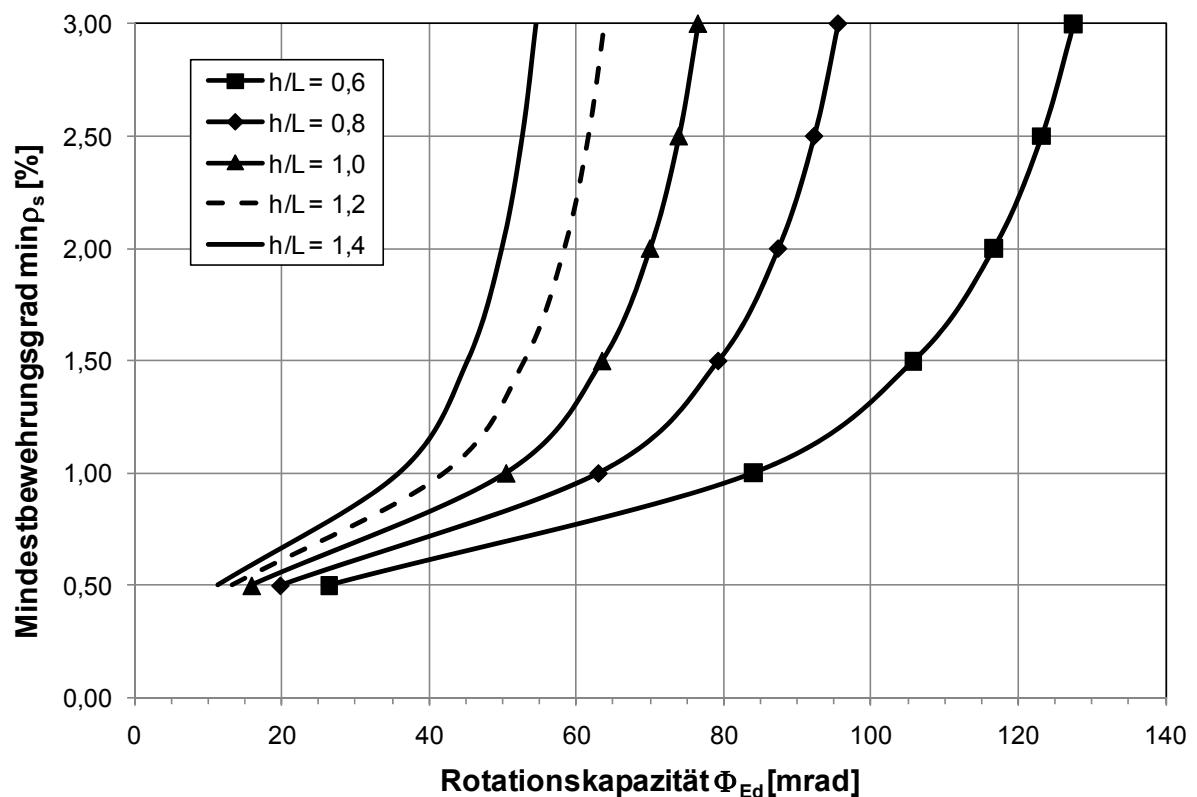


Bild C.5 Diagramm für C25/30 und Stabbewehrung $d_s = 12 \text{ mm}$

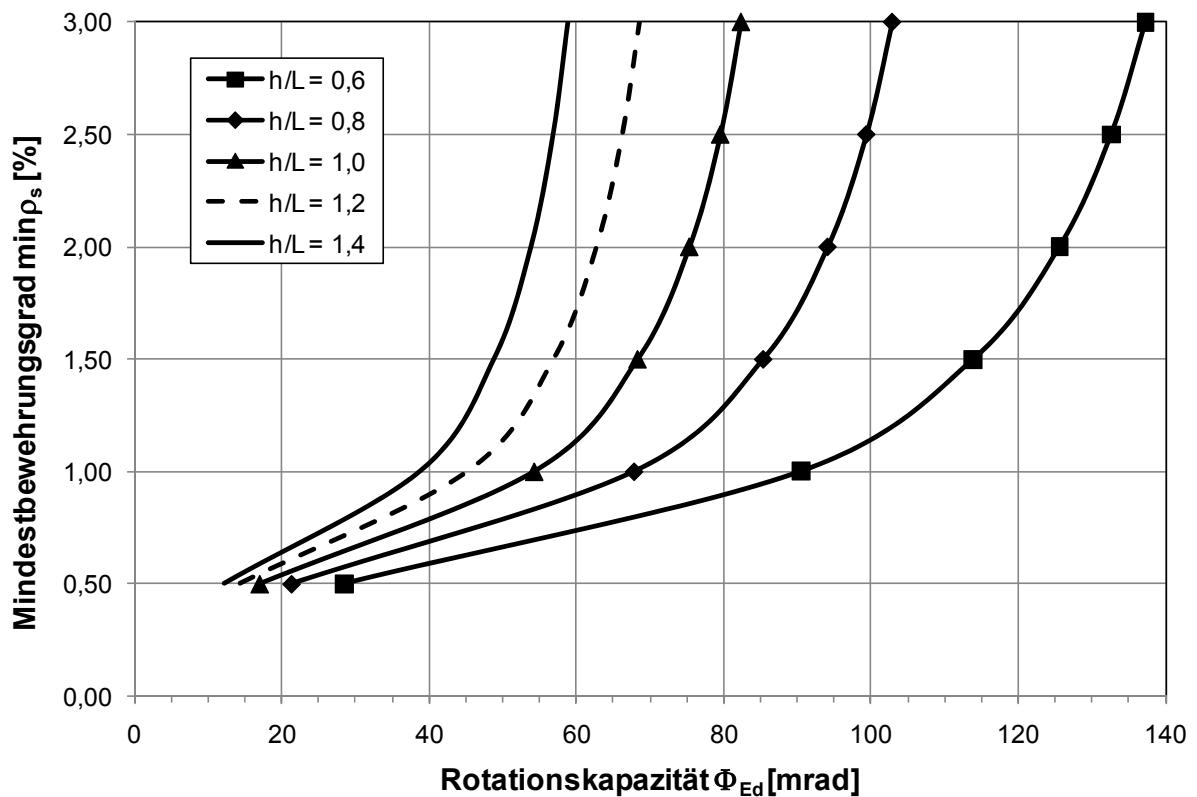


Bild C.6 Diagramm für C25/30 und Stabbewehrung $d_s = 14$ mm

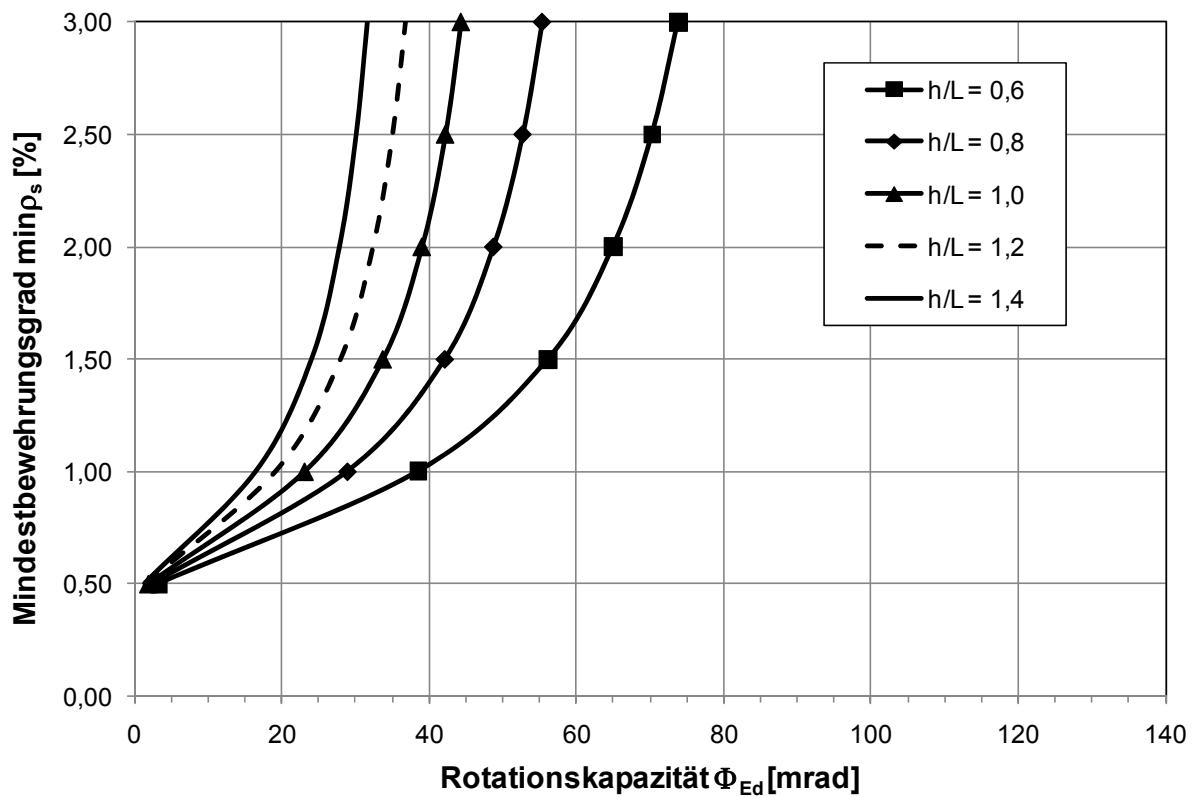


Bild C.7 Diagramm für C30/37 und Mattenbewehrung

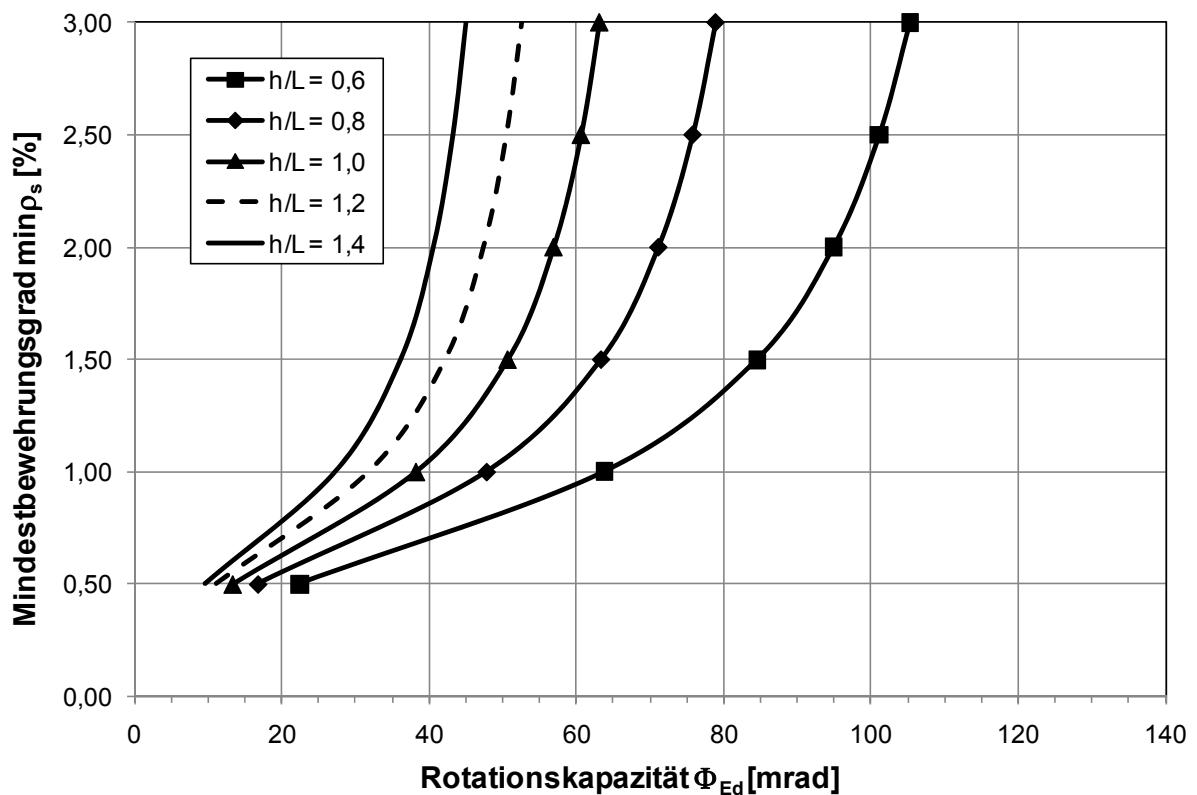


Bild C.8 Diagramm für C30/37 und Stabbewehrung $d_s = 8 \text{ mm}$

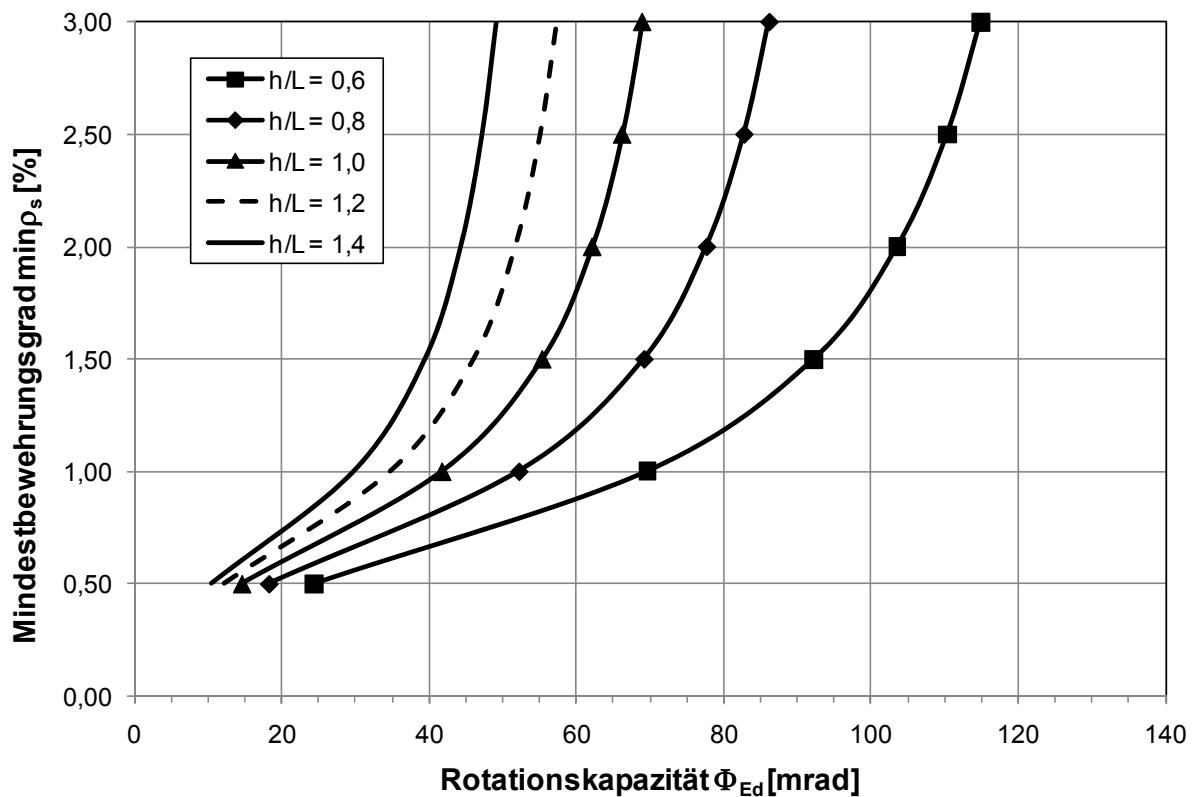


Bild C.9 Diagramm für C30/37 und Stabbewehrung $d_s = 10 \text{ mm}$

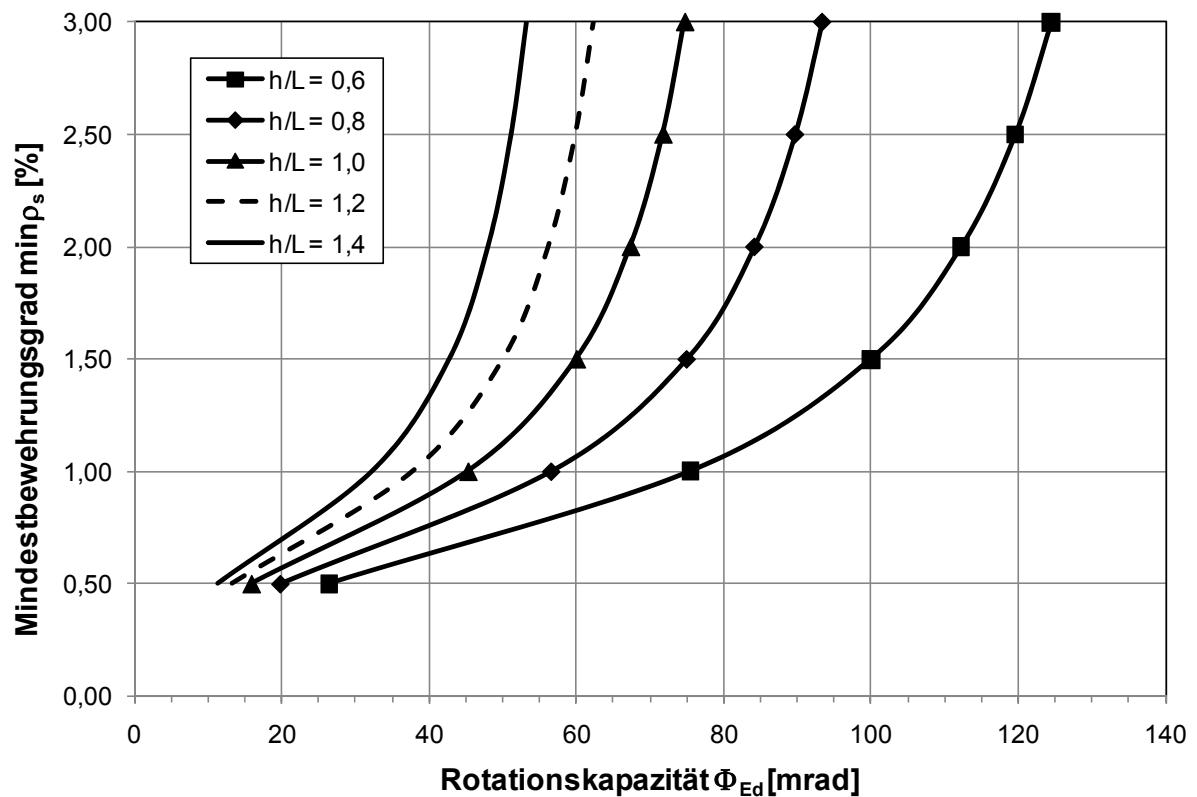


Bild C.10 Diagramm für C30/37 und Stabbewehrung $d_s = 12 \text{ mm}$

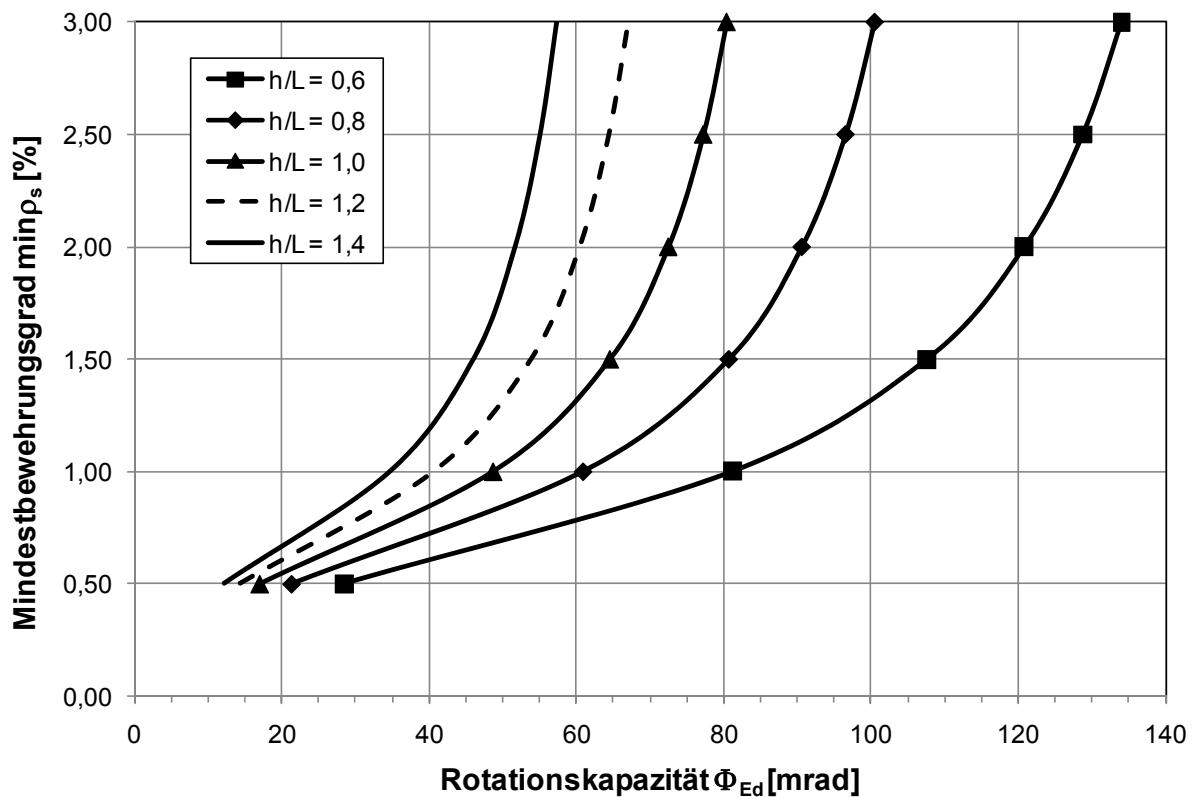


Bild C.11 Diagramm für C30/37 und Stabbewehrung $d_s = 14$ mm

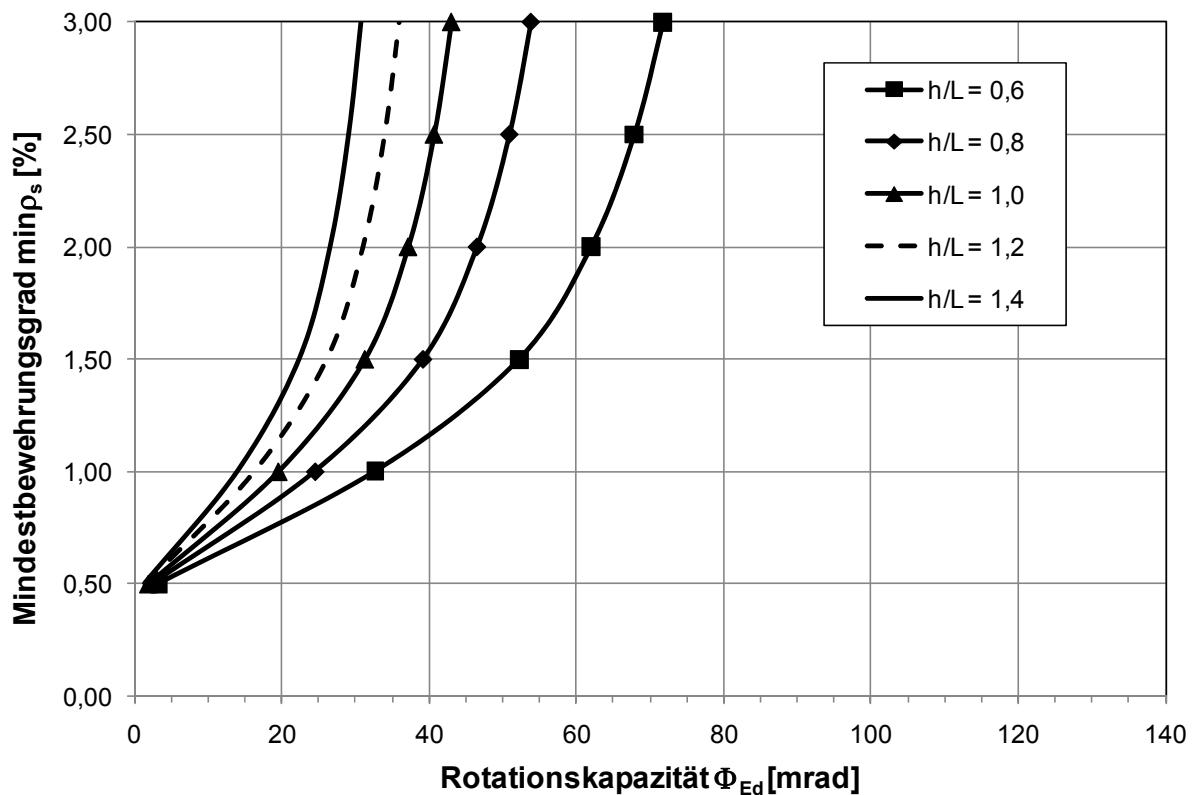


Bild C.12 Diagramm für C35/45 und Mattenbewehrung

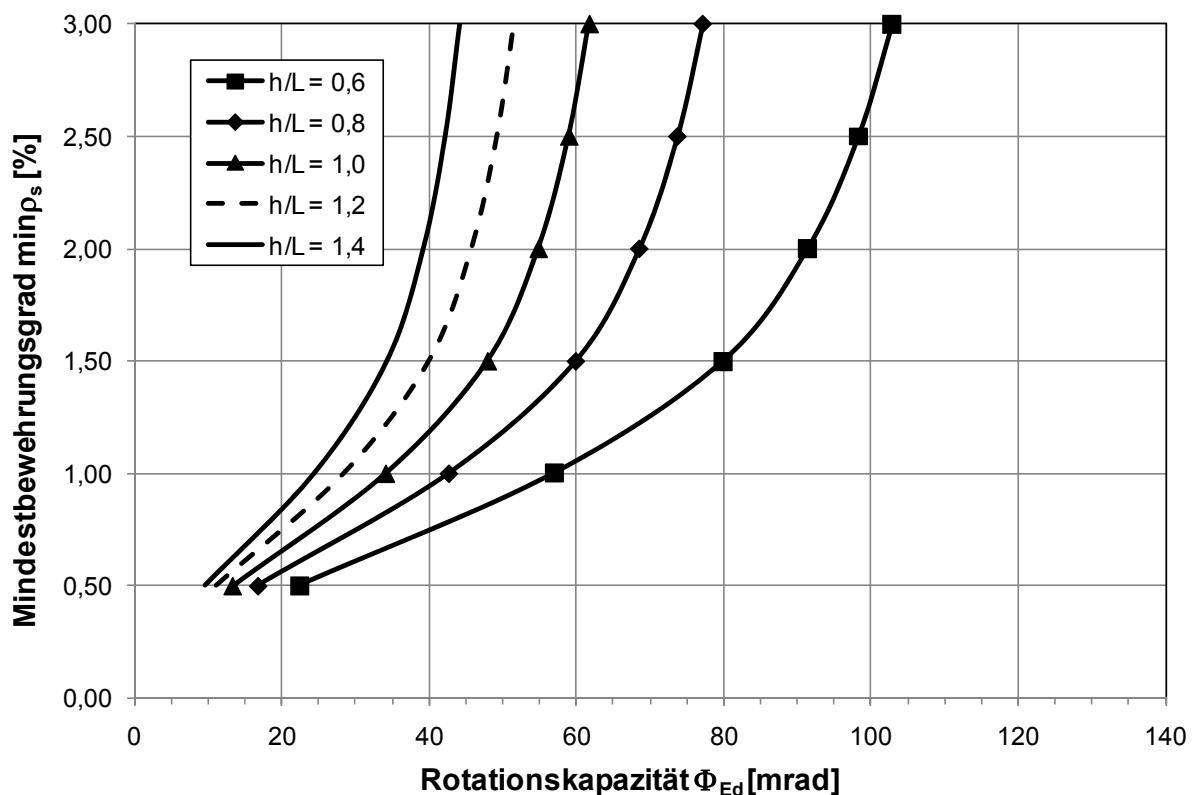


Bild C.13 Diagramm für C35/45 und Stabbewehrung $d_s = 8 \text{ mm}$

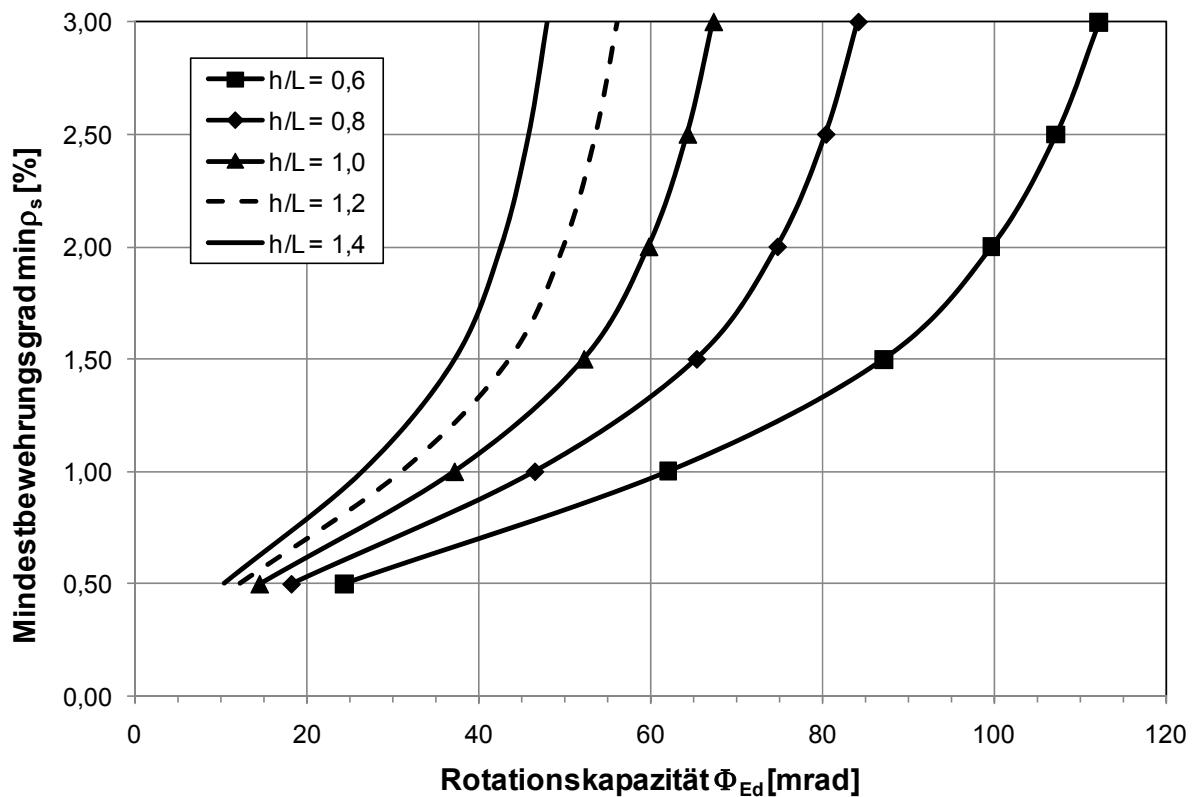


Bild C.14 Diagramm für C35/45 und Stabbewehrung $d_s = 10 \text{ mm}$

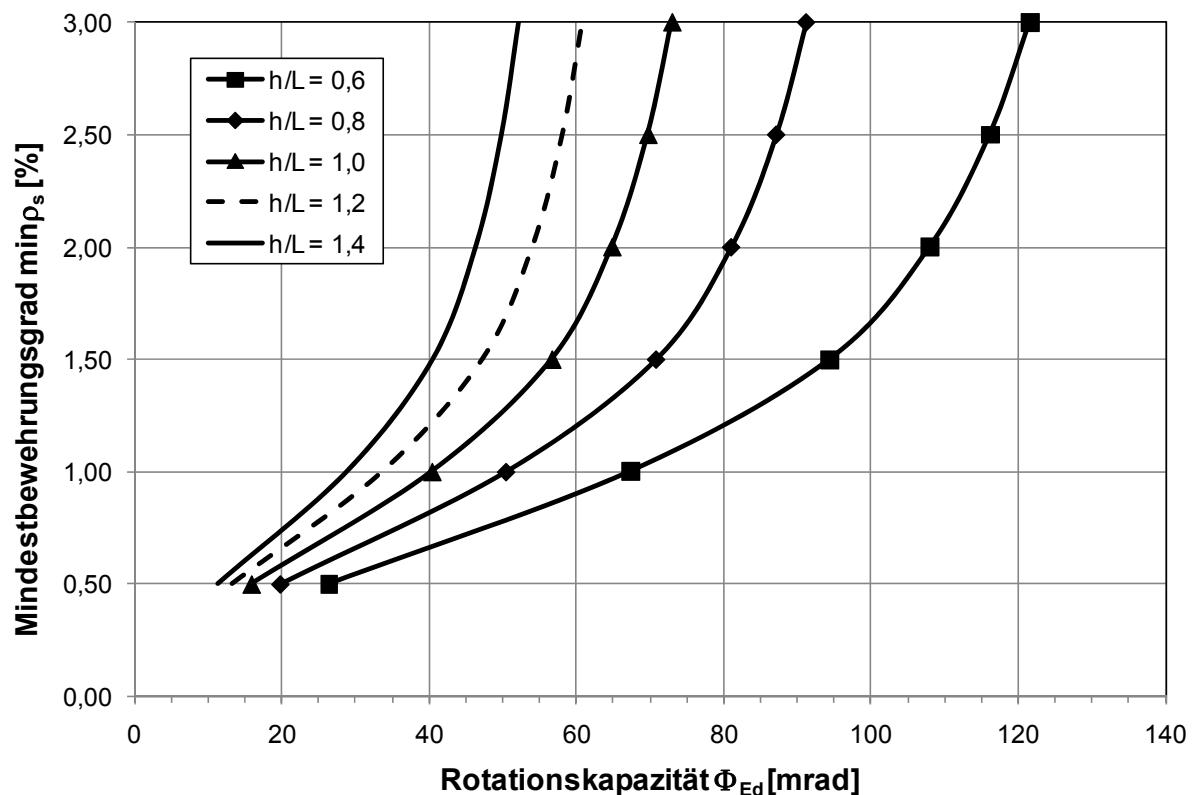


Bild C.15 Diagramm für C35/45 und Stabbewehrung $d_s = 12 \text{ mm}$

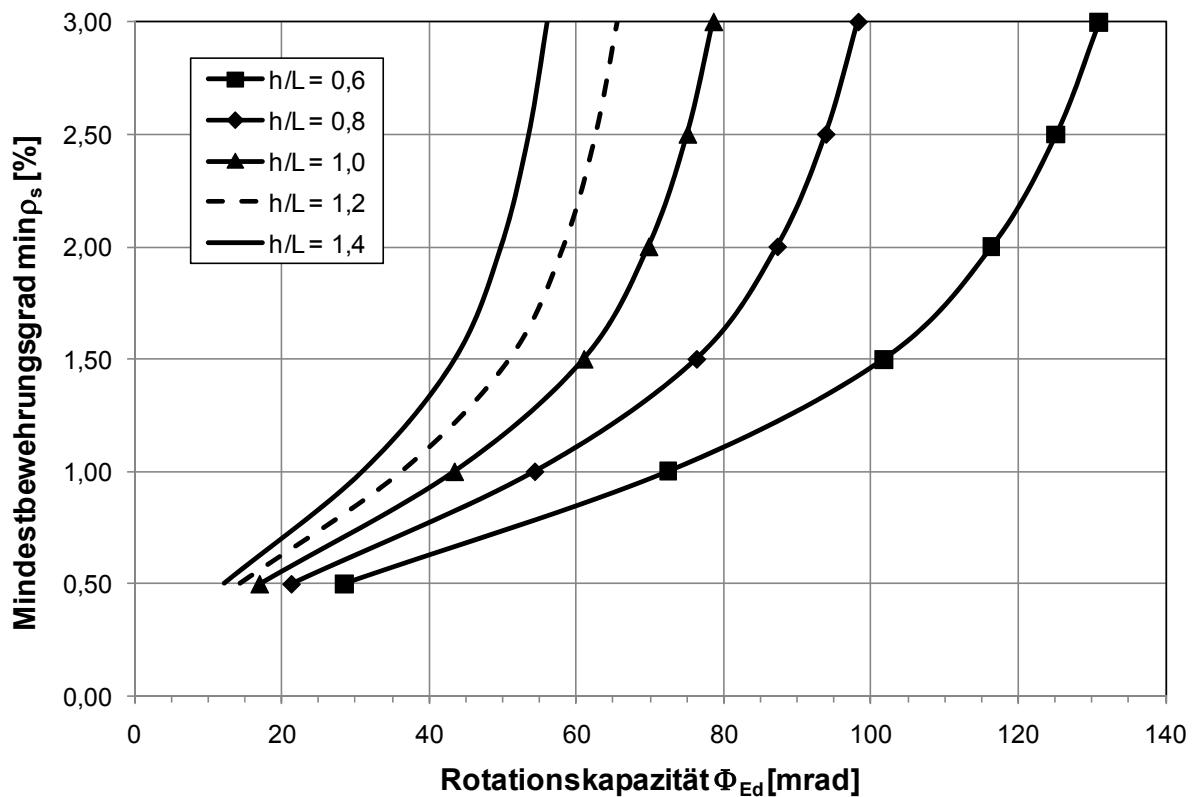


Bild C.16 Diagramm für C35/45 und Stabbewehrung $d_s = 14$ mm

Anhang D

**Diagramme zum vereinfachten Nachweis der
Rotationskapazität von Verbundanschlüssen mittels
Bewehrungsdurchmesser und Bewehrungsgrad**

In diesem Abschnitt werden Diagramme vorgestellt, die es ermöglichen einen Vereinfachten Nachweis der Rotationskapazität zu führen. Die Diagramme bauen auf den Diagrammen aus Anhang C auf. Um die Diagramme aus Anhang C weiter zu vereinfachen wurden folgende Annahmen getroffen:

- Nicht-lineare FE-Berechnungen haben gezeigt, dass die maximale erforderliche Rotationskapazität eines Verbundanschlusse 50 mrad (Spannweite des Verbundträgers von nicht mehr als 16 m) nicht überschreitet. Dies wurde ebenso von Nethercot, Li und Choo in [Net-1995] festgestellt.
- Bei einer Spannweite des Verbundträgers von nicht mehr als 10 m reduziert sich die maximale erforderliche Rotationskapazität eines Verbundanschlusse auf 40 mrad.

Um sicher zu stellen, dass diese Grenzen nicht überschritten werden, sind die folgenden Bedingungen ebenfalls zu erfüllen:

- Die Stahlgüte des Stahlträgers des Verbundträgers darf nicht höher als S355 liegen.
- Die Anschlüsse müssen nach DIN EN 1994-1-1 [EC-2004] und DIN EN 1993-1-8 [EC3-2005b] in die Klasse teiltragfähig eingeordnet werden. Dazu muss folgende Voraussetzung erfüllt werden.

$$\frac{1}{4}M_{pl,b,Rd} \leq M_{pl,j,Rd} \leq M_{pl,b,Rd}$$

mit:

$M_{pl,j,Rd}$ plastische Momententrägfähigkeit des Anschlusses

$M_{pl,b,Rd}$ plastische Momententrägfähigkeit des Verbundträgers im negativen Momentenbereich

Nachweis der Rotationskapazität

Eingangswerte für die Diagramme

Im Gegensatz zu Anhang C ist die Ermittlung der erforderlichen Rotationskapazität an dieser Stelle nicht notwendig. Es wurden folgende Annahmen bei der Erstellung der Diagramme getroffen:

$$\max \Phi_{Ed} = 50 \text{ mrad} \quad \text{für Spannweite } L \leq 16 \text{ m}$$

und

$$\max \Phi_{Ed} = 40 \text{ mrad} \quad \text{für Spannweite } L \leq 10 \text{ m}$$

Aus der Geometrie des Anschlusses und Bild D.1 ergibt sich die Anschlusshöhe und die bezogenen Anschlusslängen zu:

L Bezugslänge des Verbundanschlusses nach Bild D.1

h Abstand zwischen Bewehrungssachse und der Achse des Druckflansches, siehe Bild D.1

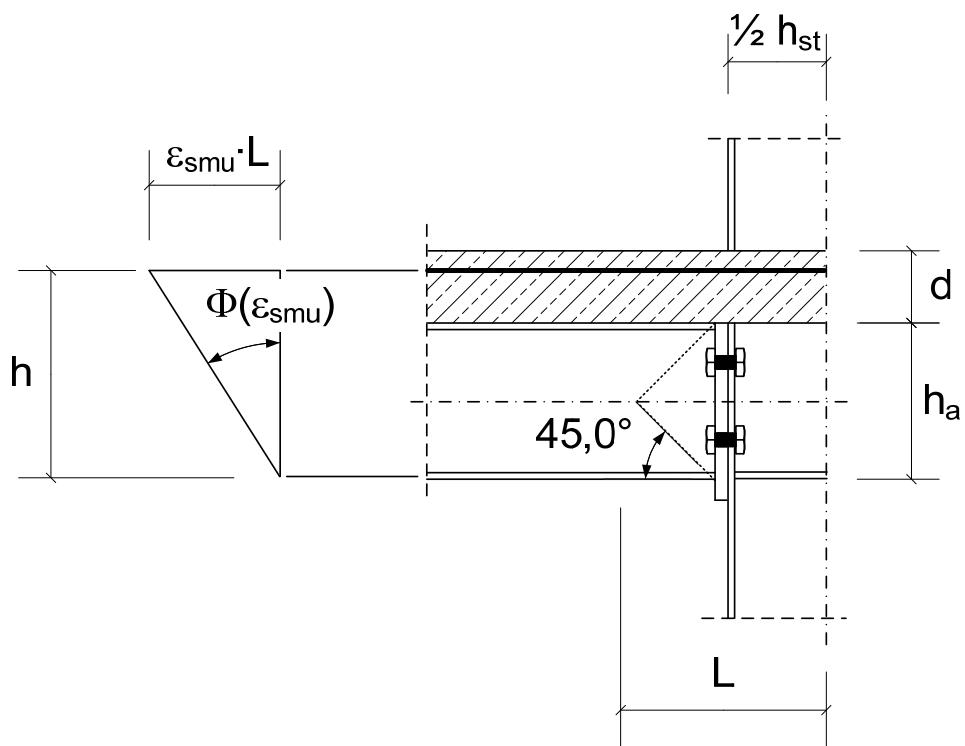


Bild D.1 Geometrie des Verbundanschlusses

Ermittlung des erforderlichen Mindestbewehrungsgrades

Mit den oben festgelegten Eingangswerten und den Bildern D.2 bis D.7 kann in Abhängigkeit von der Betongüte und von der Art der Bewehrung der erforderliche Mindestbewehrungsgrad bestimmt werden um die erforderliche Verdrehung im Anschluss aufzunehmen.

Nachweis der Rotationskapazität

Der Nachweis der Rotationskapazität erfolgt über den Nachweis des erforderlichen Mindestbewehrungsgrades.

$$\rho_s \geq \min\rho_s$$

mit:

ρ_s vorhandener Bewehrungsgrad

$\min\rho_s$ erforderlicher Mindestbewehrungsgrad aus den Bildern D.2 bis D.7

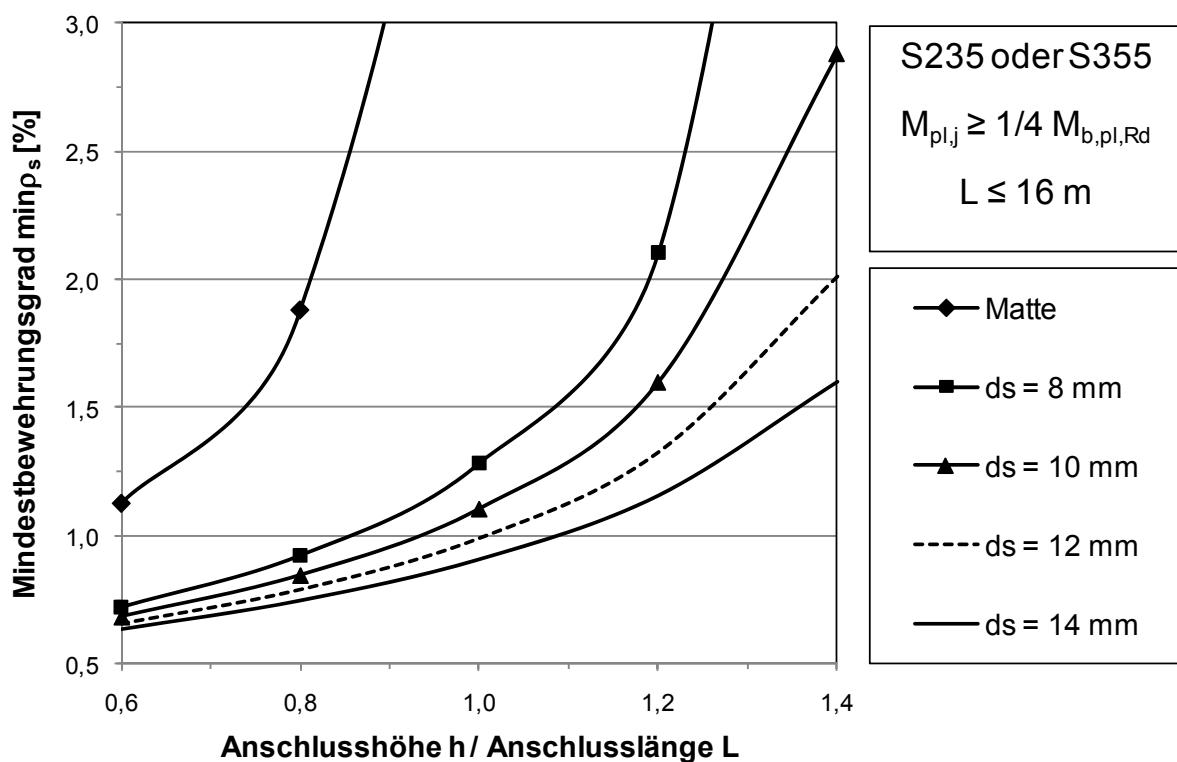


Bild D.2 Diagramm für C25/30, Spannweite $L \leq 16 \text{ m}$

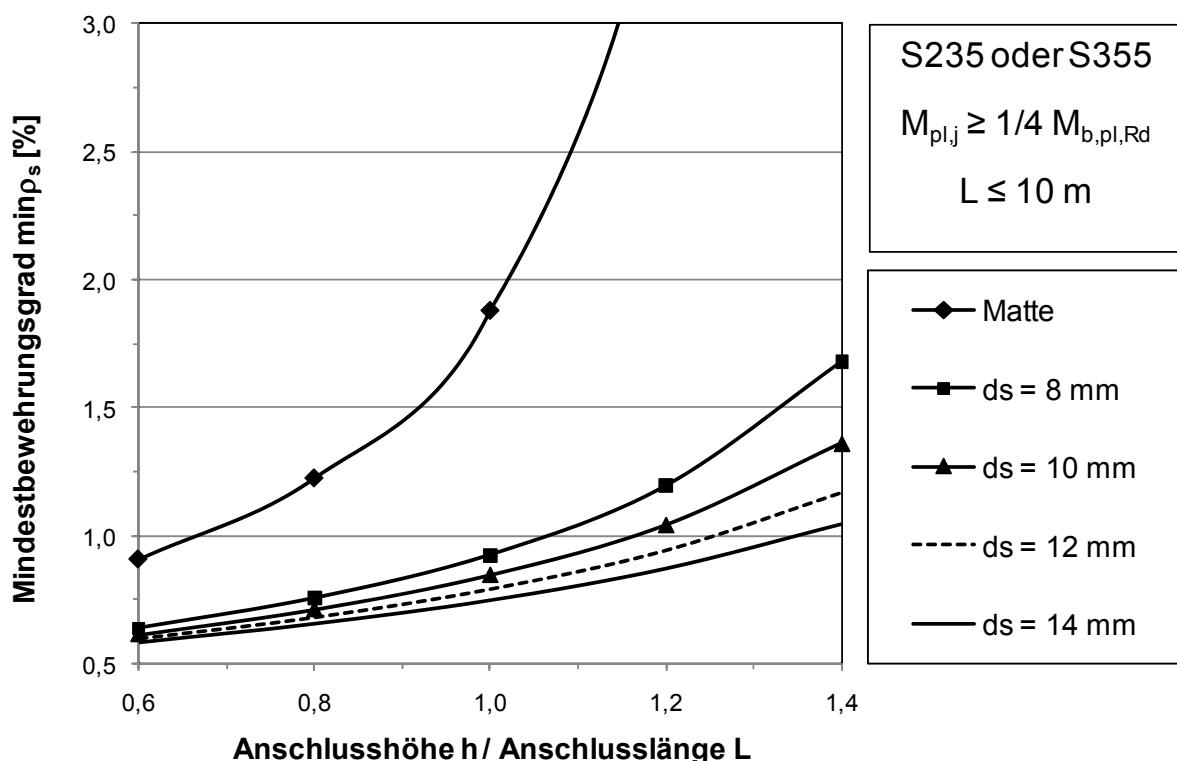


Bild D.3 Diagramm für C25/30, Spannweite $L \leq 10 \text{ m}$

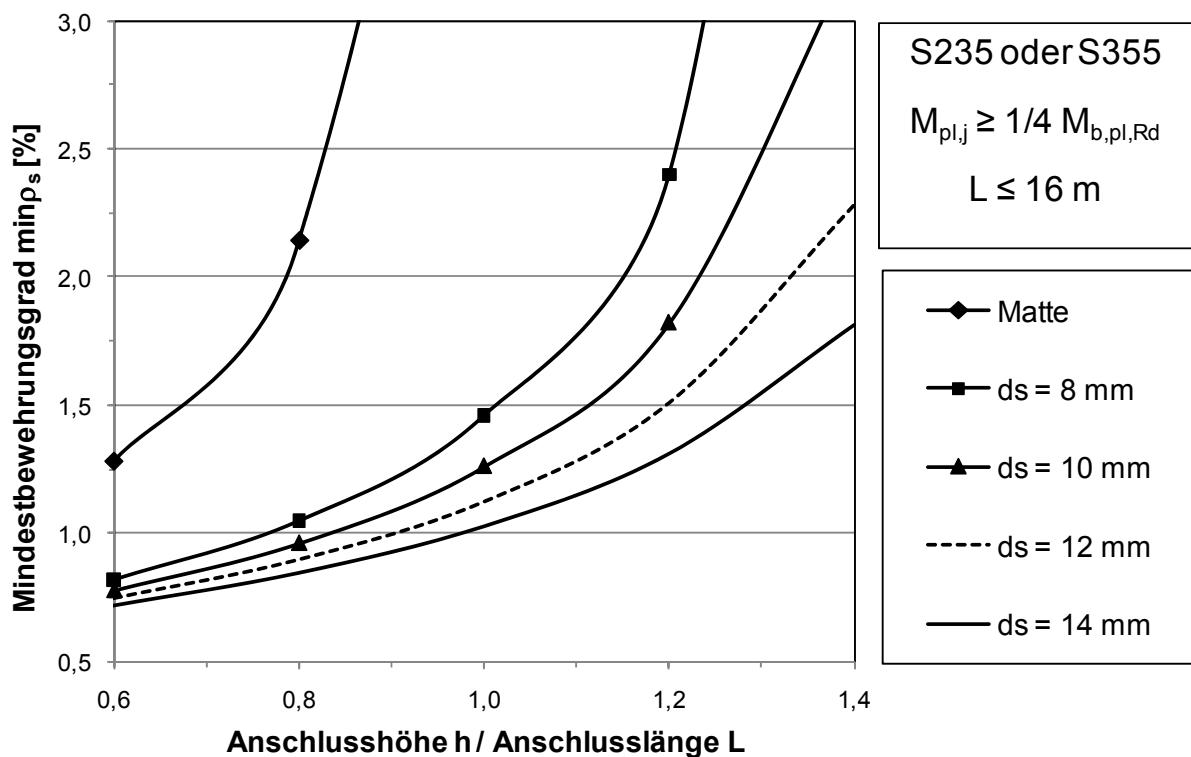


Bild D.4 Diagramm für C30/37, Spannweite $L \leq 16 \text{ m}$

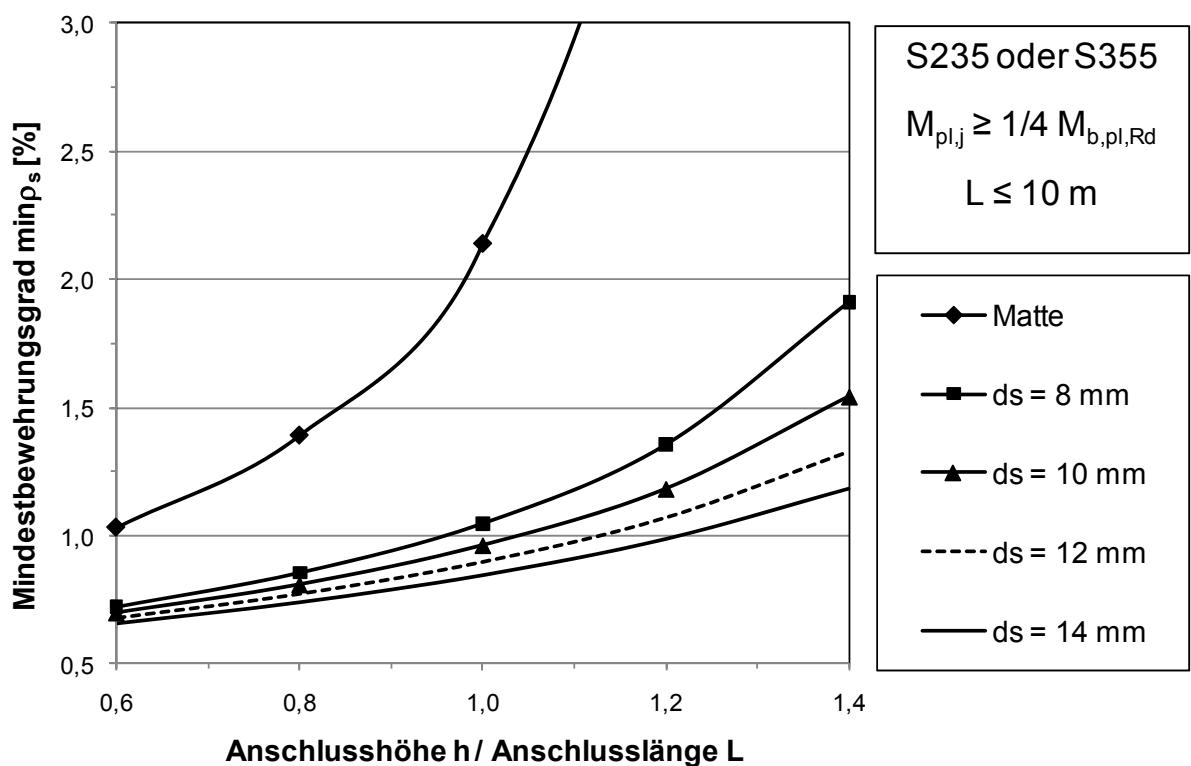


Bild D.5 Diagramm für C30/37, Spannweite $L \leq 10 \text{ m}$

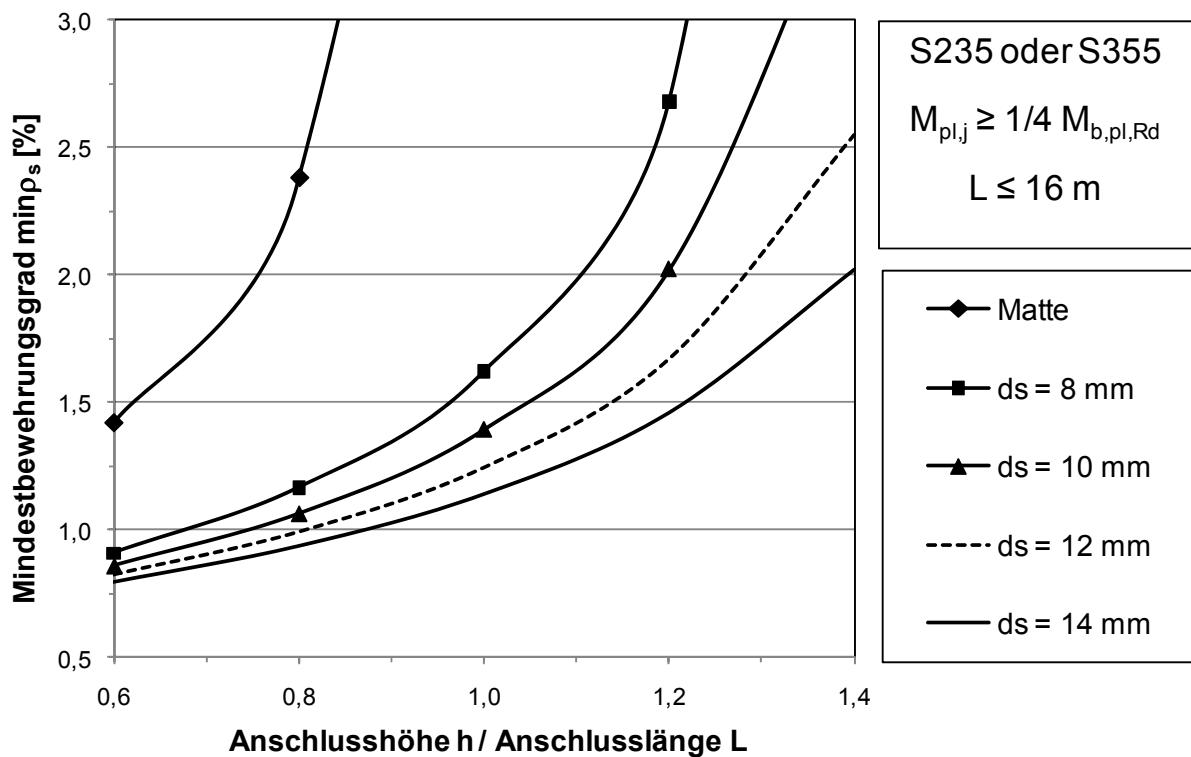


Bild D.6 Diagramm für C35/45, Spannweite $L \leq 16 \text{ m}$

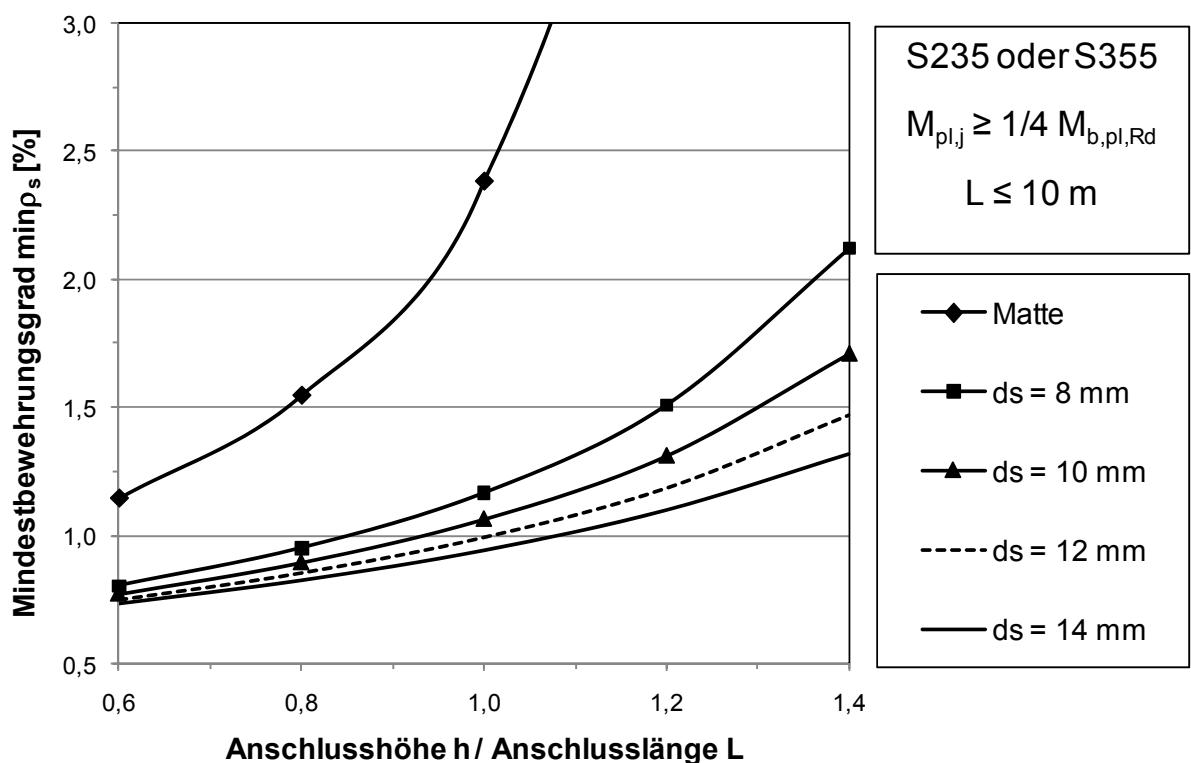


Bild D.7 Diagramm für C35/45, Spannweite $L \leq 10 \text{ m}$

