

**Zur Ermittlung der Tragfähigkeiten,  
der Steifigkeiten und der Schnittgrößen  
von Verbundträgern mit halbsteifen,  
teiltragfähigen Verbundanschlüssen.**

Vom Fachbereich  
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen  
der Universität Kaiserslautern  
zur Verleihung des akademischen Grades

**DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Christoph Odenbreit**  
aus Waldmohr

Kaiserslautern 2000

D 386

# **Zur Ermittlung der Tragfähigkeiten, der Steifigkeiten und der Schnittgrößen von Verbundträgern mit halbsteifen, teiltragfähigen Verbundanschlüssen.**

Vom Fachbereich  
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen  
der Universität Kaiserslautern  
zur Verleihung des akademischen Grades

**DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Christoph Odenbreit**  
aus Waldmohr

Dekan:	Prof. Dr. jur. W. Spannowsky
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. H. Bode
2. Berichterstatter:	Prof. Dr. D.A. Nethercot
Tag der mündlichen Prüfung:	30. März 2000

Meinen Eltern und Marion in Dankbarkeit gewidmet

## **Vorwort**

Die vorliegende Doktorarbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Stahlbau der Universität Kaiserslautern.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Professor Dr.-Ing. H. Bode für die Unterstützung und die Förderung bei der Durchführung dieser Arbeit und für die Übernahme des Referats.

Herrn Professor D.A. Nethercot danke ich für die Übernahme des Korreferats.

Meinen Kolleginnen und Kollegen und besonders Herrn Dipl.-Ing. W. Michaeli und Herrn Dipl.-Ing. M. Jost danke ich für ihre ständige Gesprächsbereitschaft und ihr Interesse an meiner Arbeit.

Dem Personal des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kaiserslautern danke ich für die tatkräftige Unterstützung bei der Durchführung der umfangreichen Versuchsprogramme.

März 1999

Christoph Odenbreit

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	i
<b>Zusammenfassung, Abstract</b>	iv
<b>Bezeichnungen</b>	v
<b>1 Einleitung und Ziel</b>	
1.1 Einleitung	1
1.2 Zur Komponentenmethode	4
1.3 Ziel	6
<b>2 Stand der Forschung</b>	
2.1 Stand der Forschung	8
2.2 Stand der Normung	12
<b>3 Eigene Versuche</b>	
3.1 Allgemeines und Ziel der Versuche	16
3.2 Anschlüsse für die Knoten- und Großversuche	16
3.3 Versuchskörper für die Knotenversuche	20
3.4 Versuchskörper für die Großversuche	22
3.5 Versuchsaufbau für die Durchführung der Knotenversuche	23
3.6 Versuchsaufbau für die Durchführung der Großversuche	24
3.7 Werkstoffkennwerte	26
<b>4 Versuchsergebnisse</b>	
4.1 Versuchsergebnisse der Knotenversuche	31
4.1.1 Momenten-Verdrehungs-Verhalten	31
4.1.2 Verhalten des Betongurtes im Anschlußbereich	38
4.1.3 Die Unsymmetrie und das Schubfeld des Stützenprofils	47
4.2 Großversuche	56
<b>5 Zur Ermittlung der rechnerischen Biegetragfähigkeit, der rechnerischen Steifigkeit und der rechnerischen Grenz- verdrehung der Verbundanschlüsse</b>	
5.1 Die rechnerische Biegetragfähigkeit	72
5.1.1 Allgemeines	72
5.1.2 Rechnerische Biegetragfähigkeit im Anschluß bei plastischer und bei elastischer Dehnungsverteilung	74
5.1.3 Geometrie- und Werkstoffkennwerte der untersuchten Verbundanschlüsse	82

5.1.4	Vergleich der Biegetragfähigkeiten aus den Versuchen mit den rechnerisch ermittelten Biegetragfähigkeiten	100
5.2	Das Steifigkeitsverhalten der Verbundanschlüsse	108
5.2.1	Die Momenten-Verdrehungskurven der untersuchten Anschlüsse	108
5.2.2	Die bezogene Anschlußsteifigkeit und das bezogene Anschlußmoment	118
5.2.3	Versuchsauswertung der Verbundanschlußsteifigkeiten für das bilineare Anschluß-Federgesetz	125
5.3	Die rechnerische Grenzverdrehung $\Phi$ ( $\epsilon_{\text{smu}}$ ) und das reduzierte Feldmoment $red M_{\text{pl},1}$	140
5.3.1	Allgemeines	140
5.3.2	Die rechnerische Grenzverdrehung $\Phi$ ( $\epsilon_{\text{smu}}$ )	140
5.3.3	Das reduzierte Feldmoment $red M_{\text{pl},1}$	148
 <b>6 Das vereinfachte Rechenmodell</b>		
6.1	Die Rechengrößen für das Modell	155
6.2	Grundlagen für die nichtlinearen Vergleichsberechnungen	156
6.2.1	Physikalisch und geometrisch nichtlineare Nachrechnungen der Großversuche	156
6.2.2	Die verallgemeinerten, nichtlinearen Werkstoffgesetze	168
6.2.3	Statistische Betrachtungen zu den Werkstofffestigkeiten	170
6.3	Ergebnisse aus dem Rechenmodell und Vergleiche mit den wirklichkeitsnahen, nichtlinearen Berechnungen	172
6.3.1	Das Vorgehen	172
6.3.2	Die ausgewählten Anschlüsse und die zugehörigen statischen Systeme	177
6.3.3	Erläuterung der Vorgehensweise am System mit dem Anschluß „vt2.2“ und Kontrolle der Berechnungsergebnisse	181
6.3.4	Kontrolle der Berechnungsergebnisse an Systemen mit dem Anschluß „T5-3“	195
6.3.5	Kontrolle der Berechnungsergebnisse an Systemen mit dem Anschluß „vt3.3“	202
6.3.6	Vergleichsberechnungen zur Einordnung der Anschlüsse in die Bereiche „starr“, „verformbar“ und „gelenkig“ nach [2.24] mit dem Anschluß „scj12“	209
6.3.7	Vergleichsberechnungen zur Einordnung der Anschlüsse in die Bereiche „starr“, „verformbar“ und „gelenkig“ nach [2.24] mit dem Anschluß „i14p1-04“	214
6.3.8	Kontrolle der Berechnungsergebnisse am Innenfeld eines Durchlaufträgers mit dem Anschluß „vt2.2“	221

6.3.9	Kontrolle der Berechnungsergebnisse am Endfeld mit einer Punktlast und dem Anschluß „i14p1-04“	221
<b>7</b>	<b>Konstruktive Hinweise</b>	
7.1	Der Stahlteil des Verbundanschlusses	224
7.2	Der Betongurt im Bereich des Verbundanschlusses	225
7.3	Die Stütze	225
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	227
<b>9</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	230

## **Zusammenfassung**

In der vorliegenden Arbeit wird ein Modell zur Berechnung von Verbundträgern hergeleitet, das den Verbundanschluß als bilineare Anschlußfeder berücksichtigt. Es handelt sich dabei um die Erweiterung des Bemessungsverfahrens, wie es z.B. in DIN 18800 (11'90), T5 angegeben ist. Auf eine praxisgerechte Handhabung wurde Wert gelegt.

Die Entwicklung des Rechenmodells stützt sich auf die Versuchserfahrung, die im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kaiserslautern bei Forschungsprojekten zum Verhalten von Verbundanschlüssen gewonnen wurde - und auf die Auswertung von insgesamt 56 Versuchen an Verbundanschlüssen, die europaweit durchgeführt wurden.

Die Rechenergebnisse des entwickelten Modells werden anhand von wirklichkeitsnahen, nichtlinearen Berechnungen überprüft.

## **Abstract**

A model to analyse composite beams - considering especially the composite connection - is developed. Thereby the connection is taken into account as a spring with a bilinear behaviour. The model bases on the rules of EC4 and the German Standard DIN 18800 (11'90 ), T5. An important aspect for the model is, to be practicable and „easy“ for the structural engineer.

The experience on composite connections, which has been gained during the research work in the laboratory of Kaiserslautern University - and the evaluation of 56 tests on composite connections - are the basis of the design of the model.

Nonlinear calculations have been done, to proof the results of the developed model.



## Bezeichnungen und Abkürzungen

### Koordinaten

$x$	Koordinate in Stablängsrichtung
$y$	horizontale Koordinate
$z$	vertikale Koordinaste
$z$	Ordinate ab OK Betongurt

### Geometrie

$b$	Breite (des Betongurtes)
$d$	Steghöhe des Stahlprofils, ohne Ausrundungsradius
$d$	Schraubendurchmesser
$d$	Dicke des Betongurtes
$d_{Sch}$	Schraubendurchmesser
$h$	Höhe des Profilblechs
$h_i$	Abstand zwischen der Bewehrung und der Achse des Trägeruntergurtes beim Verbundträger
$h_{St}$	Höhe des Stützenprofils
$h_a$	Höhe des Stahlträgerprofils
$\ell_j$	rechnerische Bezugslänge des Verbundanschlusses
$m$	Anzahl (der Schrauben pro Reihe)
$n$	Anzahl (der Bewehrungsstäbe)
$t$	Blechdicke
$t_w$	Stegdicke
$t_f$	Flanschdicke
$\alpha_L$	Geomtriebeiwert nach [5.10]

### Material

$E$	Elastizitätsmodul
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons (Sekantenmodul)
$f$	Festigkeit
$f_c$	Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)
$f_{ck}$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$f_{ctm}$	mittlere Zugfestigkeit des Betons
$f_{c,cyl}$	Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)
$f_{ck,cyl}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{tk}$	charakteristische Zugfestigkeit des Betonstahls

$f_u$	Zugfestigkeit des Stahls
$f_y$	Streckgrenze des Baustahls
$f_s$	Streckgrenze des Betonstahls
$n$	Verhältnis E-Modul Stahl zu E-Modul Beton
$R_e$	Streckgrenze des Stahls
$R_{p0.2}$	0,2%-Dehngrenze

### **Querschnittswerte, Steifigkeiten**

$A$	Querschnittsfläche
$A_s$	Fläche des Betonstahls
$A_{s,id}$	ideelle Fläche des Betonstahls, zum Berücksichtigen des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen
$EI_1$	rechnerische Biegesteifigkeit des Verbundträgers im positiven Momentenbereich
$EI_2$	rechnerische Biegesteifigkeit des Verbundträgers im negativen Momentenbereich
$EI_{2,id}$	rechnerische Biegesteifigkeit des Verbundträgers im negativen Momentenbereich, mit Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen
$S_j$	Anfangssteifigkeit des Verbundanschlusses nach Bild 5.20
$S_2$	Bezugssteifigkeit des Verbundträgers im neg. Momentenbereich
$s_{j,bez}$	Bezogene Steifigkeit des Verbundanschlusses
$\alpha_L$	Beiwert für Lochleibung
$\eta$	Verdübelungsgrad
$\mu$	Bewehrungsgehalt

### **Kräfte, Schnittgrößen**

$F$	Kraft
$F_{c,fb}$	Druckkraft im Stahlträgeruntergurt
$F_{b,R}$	Lochleibungskraft
$F_{c,wc,R}$	Grenzkraft im Stützensteg auf Druck
$F_{L,R}$	Lochleibungskraft
$F_{s,R}$	Kraft in der Bewehrung
$F_{t,R}$	Zugkraft in der Schraube
$F_{v,R}$	Abscherkraft der Schraube
$\Delta M$	Momentendifferenz zwischen den Momenten im Verbundanschluß links und rechts der Stütze

$M_{el}$	elastisches Biegemoment
$M_j$	Moment im Verbundanschluß
$m_{j, bez.}$	bezogenes Moment des Verbundanschlusses
$M_{j,R,el}$	rechnerisches elastisches Grenzbiegemoment des Verbundanschlusses
$M_{j,R,pl}$	rechnerisches plastisches Grenzbiegemoment des Verbundanschlusses
$M_{pl}$	plastisches Biegemoment
$M_u$	größtes, im Versuch erreichtes Biegemoment
$red M_{pl,1}$	reduziertes plastisches Grenzmoment des Verbundanschlusses

### Spannungen, Dehnungen, Verformungen

$f$	Durchbiegung
$\Phi$	Verdrehung
$\Phi(\varepsilon_{smu})$	rechnerische Grenzverdrehung des Anschlusses
$\Phi_{j, bez.}$	bezogene Verdrehung des Verbundanschlusses
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_c$	Dehnung des Betongurtes
$\varepsilon_{c1}$	Dehnung des Betongurtes bei der Bruchspannung
$\varepsilon_F$	zur Streckgrenze gehörende Stahldehnung
$\varepsilon_{smu}$	größte Dehnung des Betongurtes im Zugbereich, mit der Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen auf Zug nach [5.13] und [5.14],
$\varepsilon_{sr1}$	Stahldehnung im ungerissenen Zustand bei Erreichen der Beton-zugfestigkeit $f_{ctm}$
$\varepsilon_{sr2}$	Stahldehnung im Riß unter Rißschnittgrößen
$\varepsilon_{sy}$	Stahldehnung bei Erreichen der Streckgrenze im Betonstahl
$\varepsilon_{su}$	Gleichmaßdehnung der Bewehrung
$\varepsilon_u$	Stahldehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit
$\varepsilon_l$	Stahldehnung zu Beginn der Verfestigung
$\sigma$	Spannung
$\sigma_{sr}$	Erstrißspannung im Betonstahl
$\sigma_{sr1}$	Erstrißspannung im Betonstahl

### Indizierung

$a$	Baustahl
$b$	Träger (Beam)
$bez.$	bezogen
$c$	Beton
$c$	Stütze (Column)

<i>d</i>	Bemessungswert (Design)
<i>el</i>	elastisch
<i>f</i>	Flansch
<i>F</i>	Feldbereich
<i>id</i>	ideell
<i>j</i>	Anschluß (Joint)
<i>k</i>	charakteristisch
<i>pl</i>	plastisch
<i>R</i>	Beanspruchbarkeit (Resistance)
<i>s</i>	Betonstahl
<i>t</i>	Zug (Tension)
<i>u</i>	Versagenszustand (Ultimate)
<i>w</i>	Steg (Web)
<i>y</i>	Streckgrenze (Yield strength)
1	Feldbereich
2	negativer Momentenbereich

#### **Sonstiges, Abkürzungen**

<i>A142</i>	Lagermatte (UK)
<i>FB</i>	Fahnenblech
<i>gel</i>	gelenkig
$\gamma_M$	Sicherheitsbeiwert für den Werkstoff
$\gamma_{Mb}$	Sicherheitsbeiwert für die Schrauben
<i>K</i>	Knagge
<i>QT</i>	Querträger
<i>SP</i>	Stirnplatte
<i>Stst</i>	Stützenstegsteife
<i>TV</i>	Teilverbund
<i>tv</i>	Teilverbund
$\mu$	Statistischer Mittelwert
$\sigma$	Standardabweichung

## **1 Einleitung und Ziel**

### **1.1 Einleitung**

In der Verbundbauweise werden die Geschößdecken für den Hoch- und Industriebau üblicherweise wie folgt ausgeführt: die Verbunddecke, die z.B. aus einem Trapezprofil

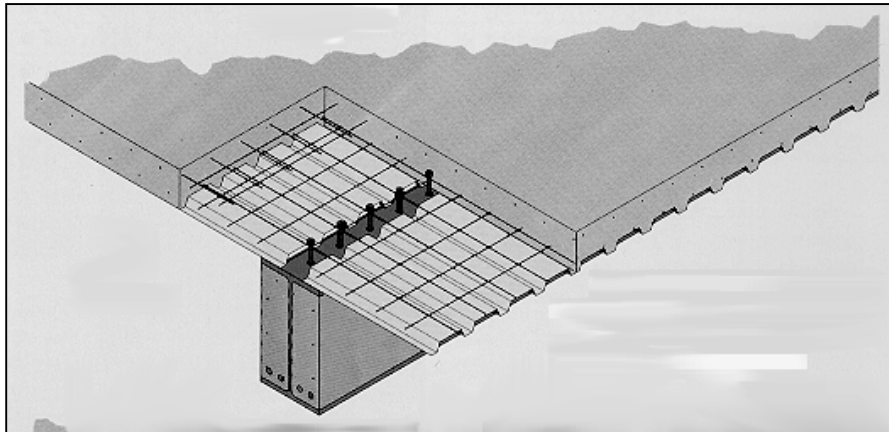


Bild 1.1 Geschößdeckendetail mit der Verbunddecke (Trapezblech mit Aufbeton), dem Stahlverbunddeckenträger und den Kopfbolzendübeln [1.1]

mit Ortbetonerfüllung besteht, liegt auf den Deckenträgern auf. Die Deckenträger ihrerseits spannen zwischen den Deckenunterzügen, siehe Bild 1.1. Meist werden die



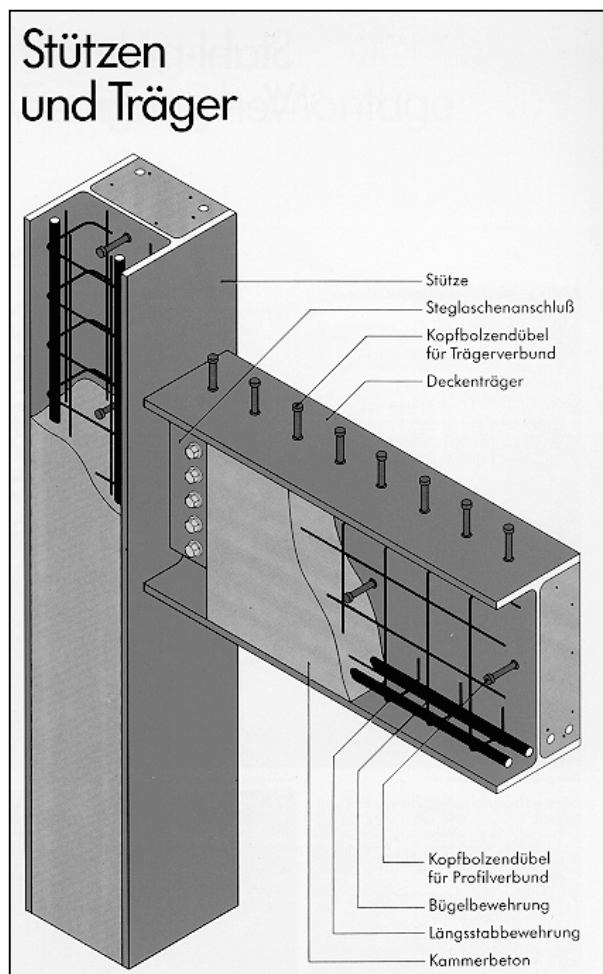
Bild 1.2 Deckenträger und Unterzüge (ohne Verbunddecke) im Montagezustand [1.1]

Deckenträger und die Unterzüge als Verbundträger, mit der Verbunddecke als gemeinsamer Beton- Obergurt, ausgeführt.

Die Betonierlasten im Montagelastfall können dabei z.B. von einem Trapezblech getragen werden, das im Endzustand gleichzeitig den Biegezug der Verbunddecke aufnimmt.

Da die Deckenträger und die Unterzüge auf einer Ebene liegen, werden „klassische“ Stahlanschlüsse, sowohl zwischen den Nebenträgern und den Unterzügen, als auch zwischen den Unterzügen und den Stützen notwendig, siehe die Bilder 1.2 und 1.3. Läuft der Betongurt im Anschlußbereich durch und wirkt die Biegezugbewehrung des Betongurtes im Anschlußbereich zusammen mit dem Stahlanschluß, so handelt es sich um einen Verbundanschluß.

Dieser Verbundanschluß wurde bisher entweder mit der Annahme einer biegesteifen Einspannung oder eines gelenkigen Auflagers rechnerisch erfaßt. Beide Annahmen können zu großen Abweichungen zwischen den berechneten und den sich wirklich einstellenden Schnittgrößen und Verformungen führen. Dabei sind aber die realistische Einschätzung der Durchbiegungen im Feld und die Kontrolle der Rißbreiten im negativen Momentenbereich von besonderer Bedeutung.



Die Annahme von falschen Steifigkeiten führt zu einer falschen Verteilung der Schnittgrößen. Mit einer falschen Steifigkeits- und Schnittgrößenverteilung wird eine genauere Abschätzung der Verformung des Tragwerks fast unmöglich.

In dieser Arbeit werden vor allem 3 Ausführungsvarianten von Verbundanschlüssen untersucht. Es handelt sich dabei um den Knaggenanschluß, den Anschluß mit Fahnenblech und den Kopfplattenanschluß. Der Betongurt ist dabei immer durchlaufend.

Der Knaggenanschluß wird besonders wegen seiner klaren inneren statischen Verhältnisse betrachtet.

Bild 1.3 Anschluß des Deckenunterzuges an die Stütze [1.1]

Das Anschlußmoment teilt sich in eine Druckkraftkomponente am Stahltägeruntergurt und eine Zugkraft im Betongurt auf. Die inneren Kräfte können somit einfach bestimmt und die auftretenden Verformungen leicht zugewiesen werden.

Der Stirnplattenanschluß wird untersucht, weil er ein konventioneller, oft eingesetzter Anschlußtyp ist. Er erlaubt es, schon im Stahlteil des Verbundanschlusses einen nennenswerten Teil des gesamten Anschlußmomentes zu übertragen.

Der Fahnenblechanschluß wurde ausgewählt, weil er eine einfache und schnelle Montage der Träger auf der Baustelle erlaubt. Genau wie beim Stirnplattenanschluß kann auch hier ein nennenswertes Stützmoment übertragen werden. Allerdings wird er nur in Ausnahmefällen in der Lage sein, den gesamten Schnittgrößenanteil des Trägers übernehmen zu können.

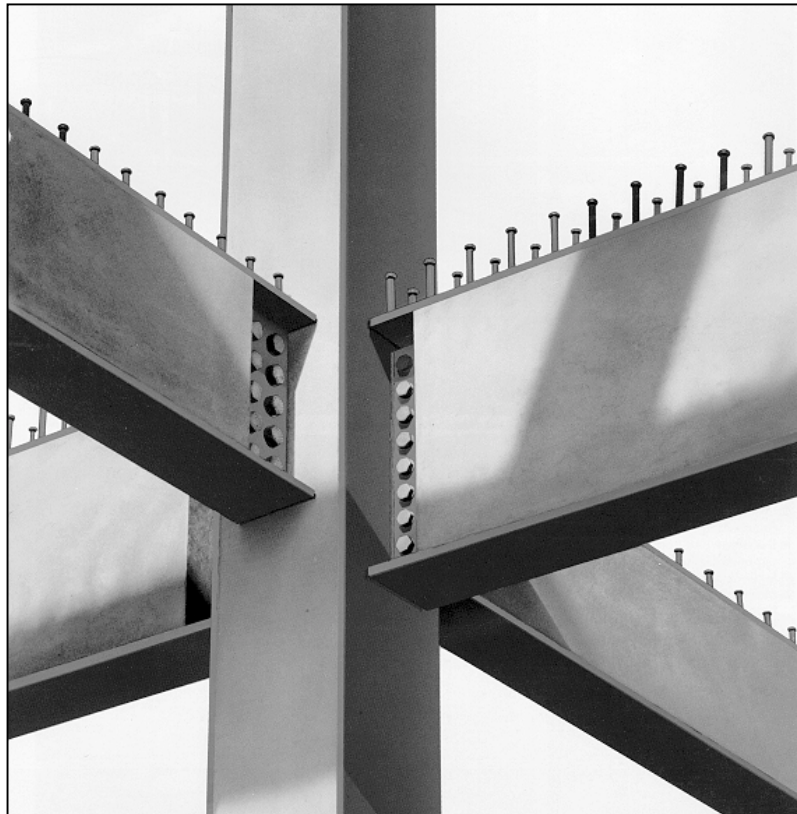


Bild 1.4 Fahnenblechanschluß eines kammerbetonierten Trägers an die Stütze [1.1]

Zusätzlich ermöglicht der Fahnenblechanschluß es, brandgeschützte, kammerbetonierte Träger recht einfach an die Stütze anzuschließen, siehe Bild 1.4.

Mit dem Wissen um das Steifigkeits- und Tragverhalten kann der planende Ingenieur die von ihm gewünschten Schnittgrößen und Verformungen im Anschluß, sowie im angeschlossenen Träger, besser „einstellen“, um damit ein gebrauchstaugliches, sicheres und wirtschaftliches Tragwerk zu entwerfen.

## 1.2 Zur Komponentenmethode

In [2.2] wird die Komponentenmethode zur Ermittlung der Steifigkeitskennwerte und der Tragfähigkeit des reinen Stahlanschlusses eingeführt. Dabei wird der Stahlanschluß in seine Einzelteile, die Komponenten, „zerlegt“. Alle diese Komponenten besitzen eine gewisse Federsteifigkeit und Tragfähigkeit und wirken im Anschluß zusammen. So läßt sich eine nichtlineare Momenten-Verdrehungskurve des Anschlusses ermitteln.

Auch im EC4, Anhang J wird diese Methode, einschließlich der Berücksichtigung des Betongurtes, eingeführt. Die Zielsetzung *dieser* Arbeit weicht allerdings von der Komponentenmethode ab. Dies hat vielerlei Gründe. Hierzu ist es notwendig, die Details eines Verbundanschlusses genauer zu betrachten:

1. Beim Fahnenblechanschluß ist die Federkennlinie der Schrauben auf Lochleibung von besonderer Bedeutung. Diese kann allerdings unter Baustellenbedingungen stark schwanken. Wird die Mutter beim Anbringen der Verbindung zu weit (oder zu wenig) angezogen, ändert sich die wirkliche Kennlinie dieser Komponente.
2. Auch der Zustand der Reibflächen (Fahnenblech auf Trägersteg) spielt eine Rolle. Die Kennlinien werden sich unterscheiden, wenn die Flächen verzinkt, noch etwas fettig oder ölig sind oder sich noch Zunderreste, die Walzhaut, eine Beschichtung und gar Betonschlemme auf den Reibflächen befinden.
3. Beim Zusammensetzen der unterschiedlichen Kennlinien im Anschluß werden die statistischen Schwankungen der Werkstofffestigkeiten von zunehmender Bedeutung. Für einen Anschluß ergeben sich somit unterschiedliche Kennlinien (Tragfähigkeiten und Steifigkeiten) je nachdem, ob man die mittleren, die oberen oder die unteren Fraktilwerte ansetzt. Eine Abschätzung auf der „sicheren Seite“ ist schwer zu treffen.
  - Wird die Tragfähigkeit des Betons z.B. unterschätzt, kann sich rechnerisch eine zu große Betongurtdehnung  $\epsilon_{smu}$  ergeben. Folglich wird die Verdrehungsfähigkeit des Anschlusses überschätzt. Im Tragwerk versagt dann der Anschluß, bevor das plastische Feldmoment voll aktiviert werden kann.
  - Wird die Tragfähigkeit überschätzt, kann das Gleichgewicht nicht erfüllt werden und die Verbindung trägt nicht das sich rechnerisch ergebende Moment.
4. Die exakte Kennlinie für den Druckbereich des Verbundanschlusses (Trägeruntergurt an den Stützensteg) kann, je nach Ausführungsart der Verbindung, schwer zu bestimmen sein. Dies betrifft vor allem kammerbetonierte Träger mit „Betonnasen“ im Anschlußbereich des Träger-Untergurtes und die aussteifende Wirkung von Knaggen auf den Stützensteg bei den Knaggenanschlüssen.



5. Von sehr großer Bedeutung für das Verdrehungsverhalten ist der Betongurt im Anschlußbereich des Verbundträgers. Mit dem Reißgeschehen kann dieser das Anschlußverhalten zu einem großen Teil bestimmen. Gerade hier können die falschen Werkstoffannahmen zu einem stark veränderten Verhalten des Anschlusses führen. Z.B. führt eine höhere Festigkeit des Betons zu einer Reduzierung der Maximaldehnung des Betongurtes und damit zu einer *Reduzierung* der Grenzverdrehung des Anschlusses.
6. Desweiteren wird das Verhalten des Betongurtes noch stark von anderen, zufälligen Variablen, wie z.B. der Lage der Sicken der Profilbleche, der Lage und dem Durchmesser der Querbewehrung und dem Überstehen von Kopfplatten bestimmt. All diese Punkte bilden Kerben für den Betongurt und beeinflussen das Reißgeschehen und damit die Verdrehung des Anschlusses.
7. Mit jeder zusätzlichen Komponente, die den Anschluß genauer abbilden soll, werden allerdings auch wieder *Rechenannahmen* getroffen, und es werden Ungenauigkeiten mit eingebracht. Auf einige dieser Ungenauigkeiten kann der ganze Anschluß recht empfindlich reagieren. Dies trifft zum Beispiel für die Komponente „Betongurt“, wie oben schon beschrieben, zu. Auch der „rippenlose Stützensteg auf Druck“ reagiert empfindlich. Wird dessen Tragfähigkeit *unterschätzt*, so liegt man zwar für die *Tragfähigkeit* der gesamten Verbindung auf der sicheren Seite, die *Verdrehungsfähigkeit* des Anschlusses wird aber überschätzt, da das Fließen des Werkstoffes erst später als angenommen stattfindet (- und umgekehrt).
8. Auch der Faktor „Baustelle“ darf nicht vergessen werden. Jede Baufirma hat ihre eigenen „Spezialitäten“. Auf *eine* Ausschreibung kommt eine Vielzahl von Angeboten - mit Alternativen und firmenspezifischen Ausführungsvarianten. Hier ist eine robuste und dennoch wirtschaftliche Rechenmethode gefragt, die auch Toleranzen in der Ausführung innerhalb eines gewissen Rahmens zuläßt.
9. Eine Momenten-Verdrehungs-Kurve mit nichtlinearem Verhalten ist nur im Zusammenhang mit einer vollständigen, physikalisch *nichtlinearen* Berechnung zu gebrauchen. Und bei dieser auch nur, wenn die vorhandenen Werkstoffkennlinien möglichst genau getroffen werden. Generelle Annahmen „auf der sicheren Seite“ sind fast nicht zu treffen, wie die Beispiele oben zeigen.

Diese Liste ist noch nicht vollständig, soll aber zeigen, daß große Auswirkungen auf die Momenten-Verdrehungskurven durch recht „geringe“ Ursachen hervorgerufen werden können, die der Tragwerksplaner im Büro eventuell nicht „im Griff“ haben kann.

### 1.3 Das Ziel

Trotzdem ist für die Beurteilung des Tragverhaltens eines Verbundträgers das Wissen um die Art der Auflagerung mit den Randbedingungen unverzichtbar. Die Schnittgrößen, die sich im Feldquerschnitt einstellen, hängen direkt von der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des Querschnittes im negativen Momentenbereich und des Verbundanschlusses ab. Dieser Verbundanschluß wird hauptsächlich bestimmt durch:

1. die Steifigkeit - diese kann von „gelenkig“ bis zu „biegesteif“ reichen,
2. die Tragfähigkeit - auch diese kann zwischen „fast keine Biegetragfähigkeit“ und „Vollanschluß“ liegen und
3. die Verformbarkeit - ein Verbundanschluß mit sehr geringem Bewehrungsgrad und Mattenbewehrung kann z.B. schon versagen, bevor die Tragfähigkeit im Feld voll ausgeschöpft ist.

Das Ziel dieser Arbeit ist es, ein einfaches Rechenmodell zu entwickeln, das es dem Tragwerksplaner ermöglicht, mit einem vertretbaren Rechenaufwand die genannten Punkte zu berücksichtigen und gleichzeitig ein wirtschaftliches Tragwerk zu entwerfen. Die Bemessung soll auf dem bestehenden EC4 (bzw der DIN 18800, T5) aufbauen. Der Anschluß wird mit einer *bilinearen* Feder berücksichtigt werden, siehe Bild 1.5.

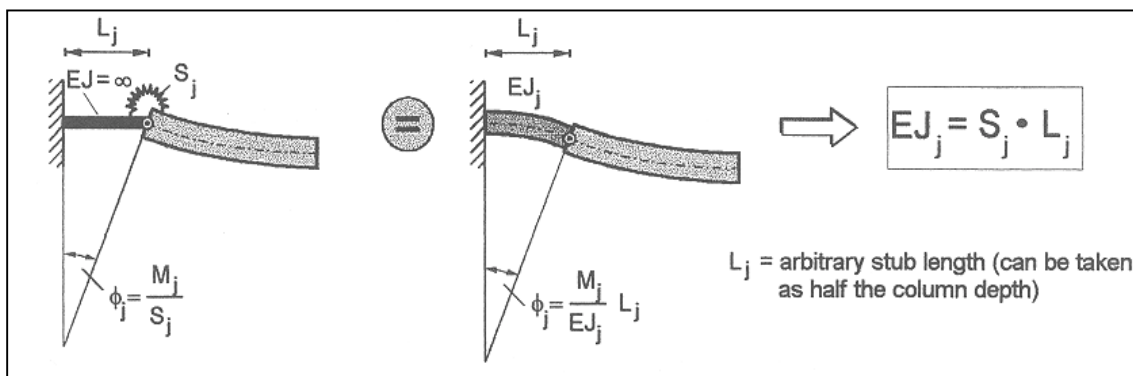


Bild 1.5 Verbundanschluß mit idealisierter Feder, aus [1.2]

Der Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit soll in sich geschlossen sein und gliedert sich bei dem Rechenmodell in die folgenden 4 Punkte:

1. die Wahl des Trägers und des Anschlusses,
2. die Ermittlung der Steifigkeiten und der Tragfähigkeiten für den Träger und der Steifigkeiten, Tragfähigkeiten und der rechnerischen Grenzverdrehung für den Verbundanschluß,

3. die Ermittlung der sich daraus im Tragwerk einstellenden Beanspruchungen und Verformungen und
4. die Nachweise der Tragfähigkeit und der Verformungen.

Im Gebrauchszustand sollen die auftretenden Verformungen, wie z.B. die Durchbiegung in Feldmitte, die Rißbreite im negativen Momentenbereich und die Anschlußverdrehung möglichst genau bestimmt werden können. Die Grundlagen hierfür bestehen zum einen in einer realistischen Annahme der Steifigkeiten und zum anderen in der Bestimmung der richtigen Schnittgrößen im Anschluß und im angeschlossenen Träger.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit soll eine möglichst realistische Schnittgrenverteilung mit noch vertretbarem Rechenaufwand ermittelt werden können. Dabei soll sich die Berechnung, wie oben schon erwähnt, an das Vorgehen der DIN 18800, T5 und an das Vorgehen des EC4 anpassen..

—

Ein „Rechenmodell“ stellt immer einen Kompromiß zwischen „wirklichkeitsnah“ und „praktikabel“ dar. Es wird an verschiedenen Systemen gezeigt werden, wo und wie stark sich die Abweichungen zwischen dem einfachen Modell und einer geometrisch und physikalisch nichtlinearen, wirklichkeitsnahen Vergleichsberechnung bemerkbar machen.

## 2 Stand der Normung

### 2.1 Stand der Forschung

Seit Ende der 70er Jahre werden Untersuchungen an Verbundanschlüssen durchgeführt. Diese Versuche dienten meist dem Nachweis der Tauglichkeit einer Verbindung für einen ganz bestimmten Einsatz im Tragwerk. Dokumentationen hiervon liegen meist nur als Tagungsberichte oder als Kurzveröffentlichungen in Fachzeitschriften vor. Einen Überblick über diese Aktivitäten gibt Zandonini in [2.6].

Seit Anfang der 90er Jahre wird die europäische Forschungsarbeit durch das COST-C1-Programm (European Cooperation in the Field of Science and Technical Research – Civil Engineering Connections) koordiniert. Das Ziel ist, die Aktivitäten auf diesem Gebiet aufeinander abzustimmen und Regelungen zur Bemessung und zum Nachweis dieser Anschlüsse zu erarbeiten.

Systematische Untersuchungen der einzelnen Komponenten der Verbundanschlüsse wurden von Tschemmerneegg in Innsbruck durchgeführt. Diese sind in [2.7] und [2.8] dokumentiert, siehe Bild 2.1.







VIV	SYSTEM		STUETZE		RIEGEL		DUEBEL		PLATTE	
NR.	+	-					I	L		
(1)	•		•		•			•	•	
2	•		•			•		•		•
3	•		•			•	•		•	
4	•		•			•	•		•	
5	•		•			•		•	•	
6		•	•			•		•	•	
7	•			•	•		•		•	
8		•		•	•		•		•	
9	•		•		•		•		•	
10		•	•		•		•		•	
11	•			•	•		•			•
12	•			•	•			•	•	
13	•		•		•		•			•
14		•	•		•			•	•	
15	•			•	•			•	•	
16		•		•	•		•			•
17	•		•		•		•		•	
18		•	•		•		•			•

Bild 2.1 In Innsbruck durchgeführte Komponentenversuche [2.9]

Verbundanschlüsse mit Stirnplatten wurden in Rennes von Aribert untersucht [2.10]. Bei den durchgeführten Versuchen wurden hochfeste, vorgespannte Schrauben verwendet. Die Bewehrung des Betongurtes variierte zwischen 0,75% und 0,9%. Trotzdem versagte bei den Verbundanschlüssen die Bewehrung des Betongurtes.

Kindmann und Kathage veröffentlichten 1994 in [2.11] die Ergebnisse von insgesamt 13 Versuchen mit Verbundanschlüssen, siehe Bild 2.2. Hier ging es vor allem um die

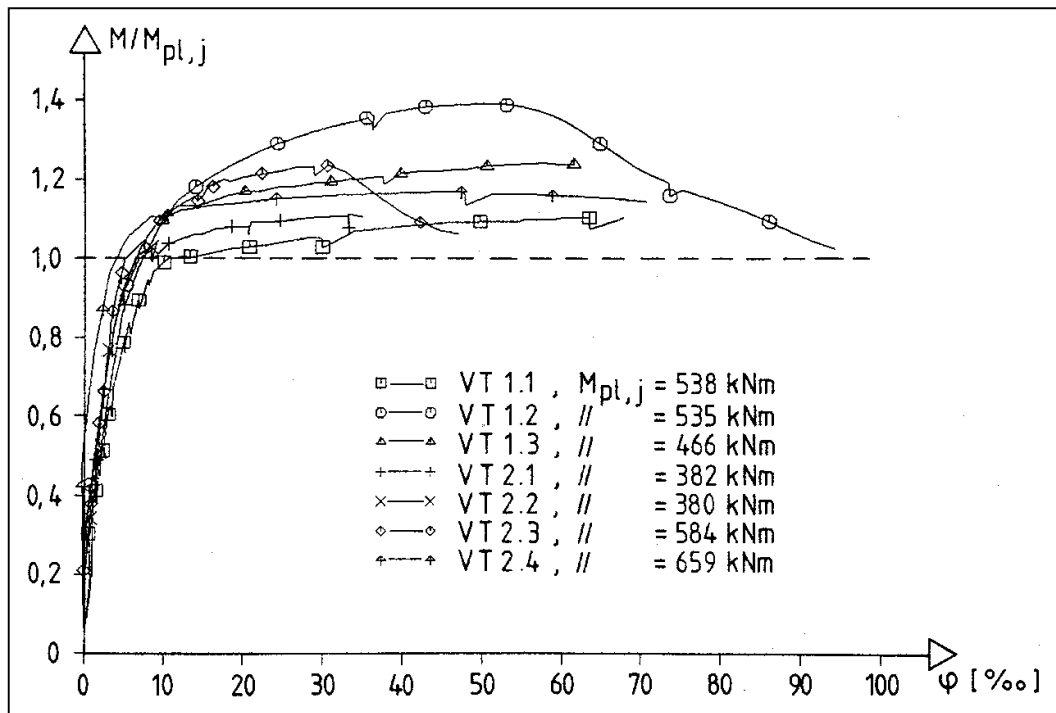


Bild 2.2 Momente-Verdrehungs-Kennlinien der Reihe 1 [2.11]

Ermittlung der Momenten-Verdrehungs-Kennlinien der Anschlüsse. Die Versuche zeigten, daß die Fließgelenktheorie oft auch bei Verbundanschlüssen angewendet werden

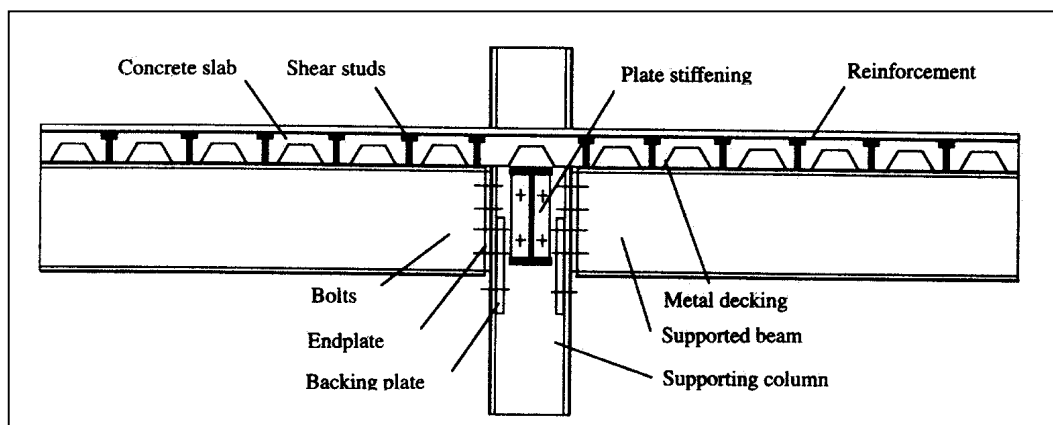


Bild 2.3 Prinzipskizze der Knotenversuche [2.12]

kann. Allerdings gibt es in dieser Reihe auch Verbundanschlüsse mit „sprödem“ Verhalten, diese weisen eine stark verminderte Verdrehungsfähigkeit auf.

Von Nethercot wurden an der Universität von Nottingham 2 umfangreiche Versuchsserien zu Verbundanschlüssen gefahren ([2.12], [2.13] und [2.14]). Hier wurde unter anderem die Biegetragfähigkeit der Anschlüsse in Abhängigkeit von der Querkraft und der Unsymmetrie untersucht.

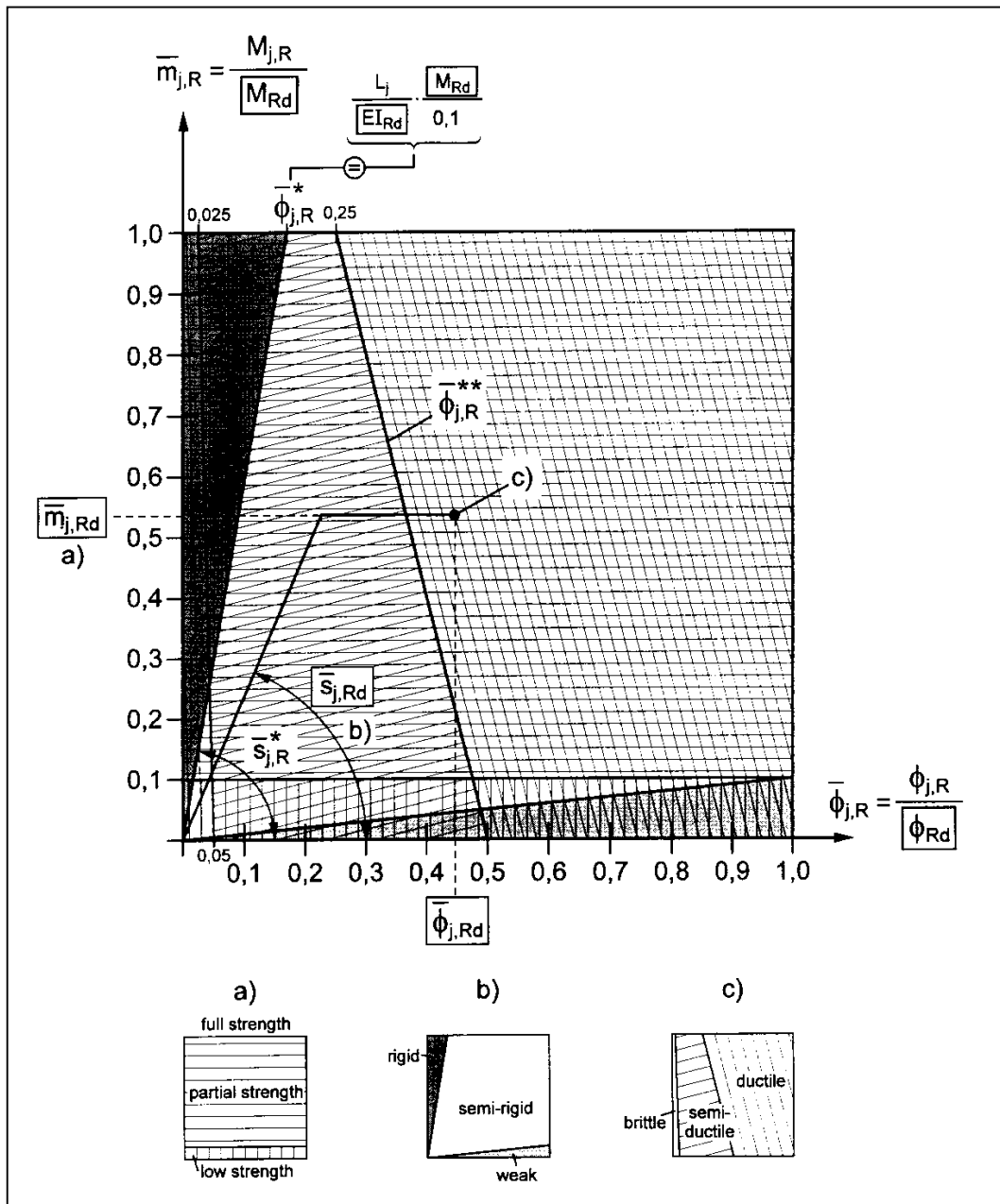


Bild 2.4 Klassifizierung eines Verbundanschlusses nach [2.7]

Anderson und Najafi zeigen in [2.15] den Einfluß des Stahlanschlusses und der Bewehrung auf den Verbundanschluß. Hier wurden neben der Kopfplattenverbindung auch geschraubte Winkelverbindungen untersucht.

In [2.21] macht Aribert Untersuchungen zum Verdrehungsverhalten von Verbundanschlüssen in Abhängigkeit von der Verdübelung der Verbundfuge. Die Verdrehung  $\phi$  berechnet sich nach Bild 2.7 - in Abhängigkeit vom Schlupf - zu

$$\phi = (\Delta / D) + (s / h_b) \quad (2.1)$$

Zur Berechnung der Betongurtverlängerung „ $\Delta$ “ wird die mittlere Betondehnung benötigt. Diese kann z.B. nach Gleichung (2.2) aus [2.5] ermittelt werden. Eine Unterverdübelung vergrößert den Schlupf „ $s$ “ und wirkt sich nach [2.21] auf die Verdrehungsfähigkeit positiv aus.

An der Universität Kaiserslautern wurden von Bode und Ramm mehrere Forschungsprojekte durchgeführt, u.a. [2.16],[2.18] und [2.23]. Dabei ist das Verhalten von unterschiedlichen Stahlanschlüssen, Trägerprofilen und Ausführungsvarianten des Betongurtes und der Bewehrung im Anschlußbereich betrachtet worden. Zusätzlich wurde in [2.16] noch der Einfluß der Verdübelung auf das Verdrehungs- und Tragverhalten der Verbundanschlüsse untersucht.

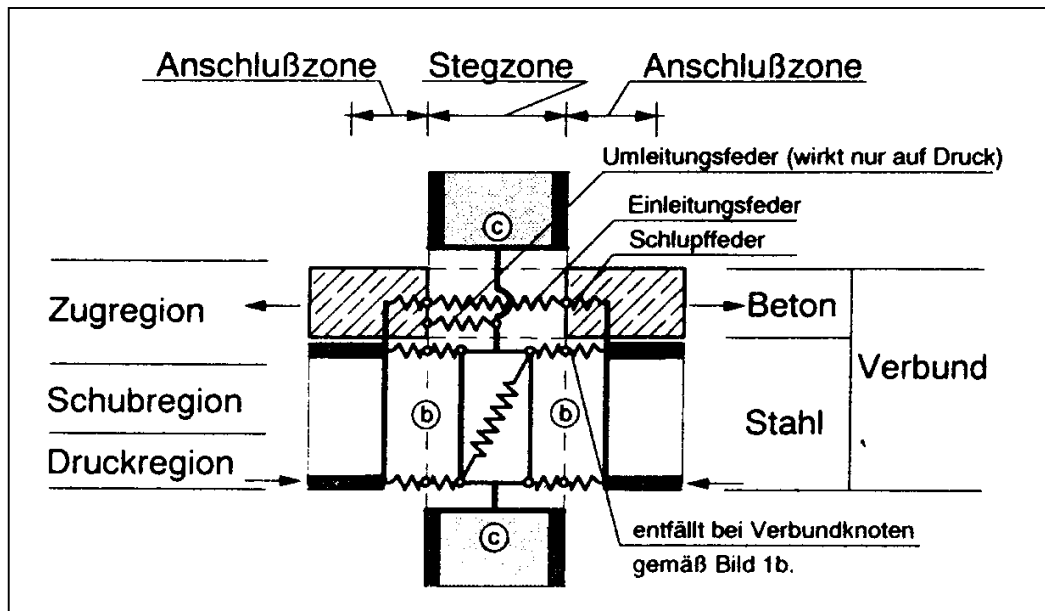


Bild 2.5 Komponentenmodell für einen Verbundanschluß [2.22]

Versuchsergebnisse zum Rißgeschehen im Betongurt sind in [2.17] dokumentiert. Das Forschungsvorhaben [2.18] zielte speziell auf die Verbesserung der Wirtschaftlichkeit der Verbindung und des angeschlossenen Trägers.

Die „Steel and Composite Group“ des COST-C1-Projektes schlägt in [2.19] eine Klassifizierungsmöglichkeit für die Verbundanschlüsse vor. Bild 2.4 zeigt dies exemplarisch für den Stahl Fe 360. Dabei wird die Anschlußsteifigkeit eingeteilt in „gelenkig“, „halbsteif“ und „steif“, siehe Bild 2.4-b. Die Tragfähigkeit wird eingeteilt in „voll tragfähig“, „teiltragfähig“ und „gelenkig, siehe Bild 2.4-a. Nach der größten Verdehnung die der Anschluß erreichen kann, wird er eingestuft in einen der Bereiche „duktil“, „halb-duktil“ oder „spröde“, siehe Bild 2.4-c.

## 2.2 Stand der Normung

Wie schon in Abschnitt 1 beschrieben, wurde für den reinen Stahlbau im EC3, Anhang J ([2.1] und [2.2]) bereits die Komponentenmethode eingeführt, die auch auf den Verbundbau übertragen werden soll [2.24], siehe Bild 2.5.

Die benötigten Federsteifigkeiten können dabei der Literatur entnommen werden. In Bild 2.6 ist ein Ausschnitt der Tafel J1 des EC3, Anhang J gezeigt. Die Berechnung der Tragfähigkeit der Komponente „Stützensteg ohne Rippe auf Druck“ (Bild 2.6, Zeile 2) findet sich beispielsweise in [2.1], J.3.5.1. Die Steifigkeit der Komponente ergibt sich nach [2.1], J.4.2(2) zu

$$k_2 = 0,7 b_{\text{eff,c,wc}} \cdot t_{\text{wc}} / d_c .$$

Dabei sind:

$b_{\text{eff,c,wc}}$	die mittragende Breite des Stützensteges,
$t_{\text{wc}}$	die Dicke des Stützensteges und
$d_c$	die Höhe des Stützensteges.

Durch das Zusammenfügen der einzelnen Steifigkeiten ergibt sich die Gesamt-Verdrehungssteifigkeit des Verbundanschlusses zu

$$S_j = \frac{E_a z^2}{\mu \cdot \sum \frac{1}{k_i}}$$

mit

$z$	innerer Hebelarm,
$\mu$	Verhältnis der Steifigkeiten $S_{j,\text{ini}} / S_j$
$k_i$	Steifigkeit der betrachteten Komponente.

Zur Berechnung von Verbundanschlüssen greift Anhang J des EC4 den gleichen Ansatz auf ([2.3], [2.4]). Hier ist allerdings zusätzlich noch der Betongurt mit der Bewehrung zu berücksichtigen. Für einen symmetrisch belasteten Verbundanschluß beträgt die Steifigkeit für diese Komponente nach [2.20]:



$$k_{13} = 2 A_S / h_c \cdot (E_s / E_a),$$

wobei

$A_S$  die Bewehrungsfläche und  
 $h_c$  die Höhe des Stützenprofils

sind.

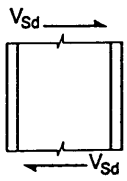
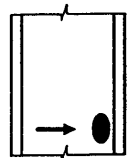
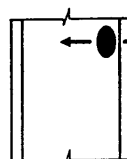
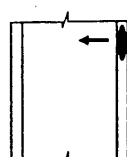
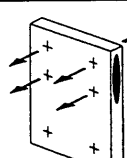
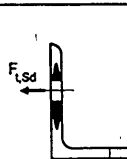
Component			Reference to application rules		
			Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
1	Column web panel in shear		J.3.5.1	J.4.2(1)	J.5(4)
2	Column web in compression		J.3.5.2	J.4.2(2)	J.5(5) and J.5(6)
3	Column web in tension		J.3.5.3	J.4.2(3)	J.5(5)
4	Column flange in bending		J.3.5.4	J.4.2(4)	J.5(7)
5	End-plate in bending		J.3.5.5	J.4.2(5)	J.5(7)
6	Flange cleat in bending		J.3.5.6	J.4.2(6)	J.5(7)

Bild 2.6 Tabelle J1 [2.2]

Die Berechnung der maximalen Verdrehungsfähigkeit des Anschlusses hängt maßgebend vom Verhalten des Betongurtes ab. In [2.20] wird auf die Anwendung von Rechenmodellen, die sich auf Versuchsergebnisse stützen, verwiesen.

Direkte Angaben zur Ermittlung der Betongurtdehnung gibt die COST C1-Gruppe in [2.24], wobei die Verdrehung des Anschlusses wieder mit der Komponentenmethode bestimmt werden kann. Die Betongurtdehnung beträgt:

$$\varepsilon_{\text{smu}} = \varepsilon_{\text{sy}} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{\text{sr2}} - \varepsilon_{\text{sr}}) + 0,7 \cdot (1 - 0,85 \cdot (\sigma_{\text{sr1}} / f_{y,s})) \cdot (\varepsilon_{\text{su}} - \varepsilon_{\text{sy}}). \quad (2.2)$$

Das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening Effect) wird in

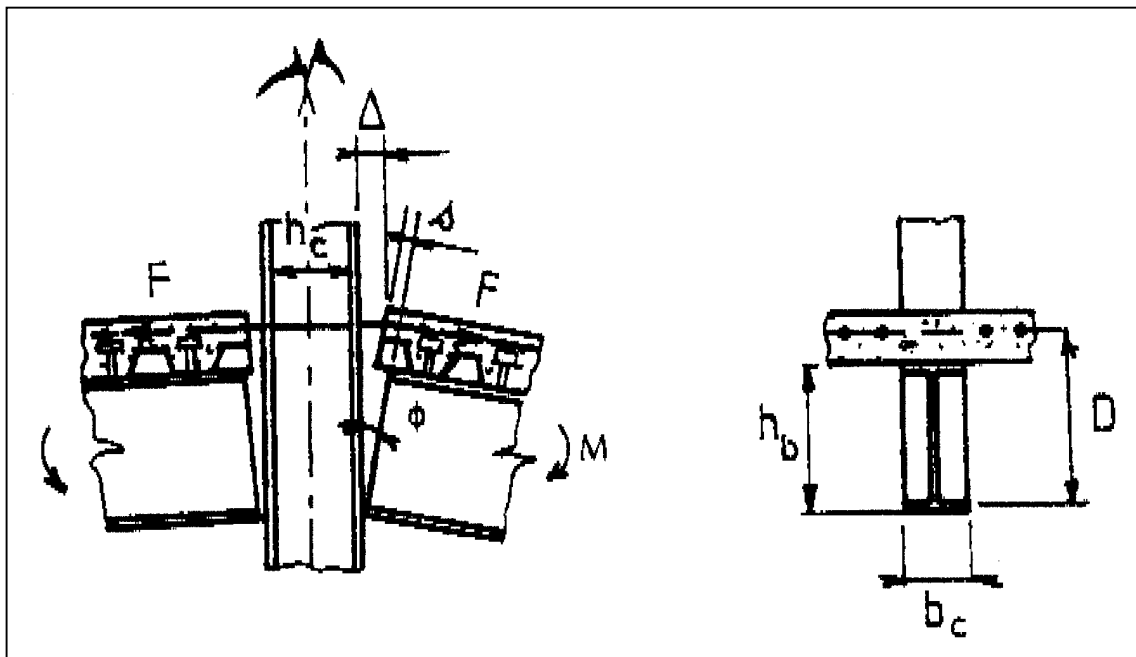


Bild 2.7 Ermittlung der Anschlußverdrehung nach [2.21]

dieser Formel berücksichtigt. Es bedeuten:

- $\varepsilon_{\text{sy}}$  Dehnung des Betonstahls bei Erreichen der Fließgrenze
- $\beta_t$  Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Belastungsdauer  
= 0,25 für eine andauernde Last
- $\varepsilon_{\text{sr1}}$  Stahldehnung im ungerissenen Zustand beim Erreichen der mittleren Zugfestigkeit  $f_{\text{ctm}}$  des Betons
- $\varepsilon_{\text{sr2}}$  Stahldehnung im Riß unter Rißschnittgrößen
- $\varepsilon_{\text{su}}$  Bruchdehnung des Betonstahls

Die Ermittlung der Verlängerung des Betongurtes im Anschlußbereich ist hierbei allerdings noch ein kritischer Punkt. Wie groß ist die „Länge des Betongurtes im Anschlußbereich“? Auch bilden die Stützenflansche und die Sicken der Profilbleche starke Kerben, die die Rißbildung - und damit auch die maximal erreichbare Dehnung des Betongurtes  $\varepsilon_{\text{smu}}$  – auch negativ beeinflussen können. Dieser Einfluß kann von Anschluß zu Anschluß starken Veränderungen unterworfen sein, und wird bis jetzt rechnerisch noch nicht berücksichtigt.

[2.24] schließt allerdings die Lücke in der Komponentenmethode mit den Angaben zur Verformungsberechnung des Betongurtes im Anschlußbereich. Jedoch sollte der Verbundanschluß so konstruiert werden, daß das rechnerische Versagen im Betongurt stattfindet – nur so kann die rechnerische Grenzverdrehung (für die Berechnung des Anschlusses nach [2.24]) ermittelt werden.

Allerdings wird hier nochmals auf Abschnitt 1.2 („Zur Komponentenmethode“) verwiesen.

### **3 Eigene Versuche**

#### **3.1 Allgemeines und Ziel der Versuche**

In Ergänzung zu den bereits vorhandenen Versuchsergebnissen wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kaiserslautern noch weitere 5 Knotenversuche (Serie T5) und 2 Großversuche (Serie T6) durchgeführt. Diese Versuchsserien stehen in engem Zusammenhang mit den bereits von Bode/Michaeli und Bode/Kronenberger durchgeführten Projekten [3.1], [3.2].

Das Hauptaugenmerk liegt bei den Versuchen der Serien T5 und T6 auf den Auswirkungen der unsymmetrischen Beanspruchung des Verbundknotens. Es geht dabei besonders um die Untersuchung der folgenden Punkte:

- das Momenten-Verdrehungs-Verhalten im Anschluß,
- die Einleitung des Differenzmomentes (aus den unterschiedlichen Anschlußbiegemomenten rechts und links der Stütze) in das Stützenprofil,
- das Reiß- und Verformungsverhalten des Betongurtes,
- das Steifigkeitsverhalten der unterschiedlichen Komponenten im Anschluß.

So wird neben der Momenten-Verdrehungs-Charakteristik und den Verformungen untersucht, welche zusätzliche Beanspruchungen aus der Unsymmetrie auf den Verbundanschluß einwirken und wie sich die Momentendifferenz aus den Trägeranschlüssen rechts und links der Stütze auswirkt.

#### **3.2 Die Anschlüsse für die Knoten- und Großversuche**

Die Versuche T5-1 bis T5-5 sind so geplant worden, daß der jeweils in der Serie vorhergehende Verbundanschlußversuch die Basis des folgenden bildet. Der erste Versuch der Serie T5 besitzt den „reinen“ Verbundanschluß, d. h., das Stahlbauprofil des Trägers liegt lediglich auf einer, am Stützenflansch angeschweißten, Knagge auf (siehe Bild 3.1). Der Betongurt ist durchgehend. Das Stützenprofil ist in Höhe des Betongurtes unmittelbar vom Beton umgeben.

So ist der Kraftfluß im Anschluß eindeutig nachvollziehbar:

- die Druckkraft im Trägeruntergurt (aus dem negativen Biegemoment) wird über das Druckstück vom Trägerflansch in die Stütze geleitet. Der Stützensteg wird mit einer Rippe ausgesteift,
- die Biegezugkraft befindet sich im Anschlußbereich ausschließlich im Betongurt und wird dort durch die eingelegte Bewehrung übertragen.

Die Momentendifferenz zwischen dem rechten und dem linken Kragarm (siehe Bild 3.1) kann sich somit ausschließlich durch das oben beschriebene Kräftepaar in die Stütze einleiten.

Zu dem jeweils folgenden Versuchskörper wurde dann nur einer der unten genannten Parameter variiert:

- die Aussteifung des Stützensteiges,
- der Stahlanschluß (Fahnenblech),
- die Bewehrung,
- der Kammerbeton und
- der Verdübelungsgrad des Betongurtes.

Bild 3.1 zeigt den Verbundanschluß des ersten Versuchs (T5-1). Träger und Anschluß sind wie folgt aufgebaut:

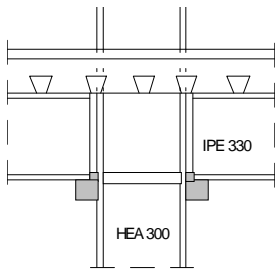


Bild 3.1  
Knaggenanschluss T5-1

- Stahlträgerprofil: IPE 330, S235,
- Stützenprofil: HEA 300, S235, mit Steife in Höhe des Stahlträgeruntergurtes
- Betongurt:  $b/d = 1200 / 140$  mm, B25, Holorib 51/150
- Betonstahl:  $10 \varnothing 10$ , BSt IV S
- Verdübelung: KD  $\varnothing 19$ ,  $e = 150$  mm (Verdübelungsgrad  $\eta=1.0$ )
- Stahlanschluß: Auflagerknagge mit Druckstück am Stahlträgeruntergurt

Der Versuch T 5-2 unterscheidet sich von Versuch T 5-1 durch die fehlende Rippe in der Stütze in Höhe des Stahlträgeruntergurtes. Die noch zusätzlich verstärkte Bewehrung des Betongurtes ( $10 \varnothing 14$  anstatt  $10 \varnothing 10$ ) provoziert ein Beulen des Stützensteiges.

Dieser Versuch wurde durchgeführt, um Ergebnisse über die Verformungsfähigkeit, die Tragfähigkeit und das Beulverhalten des nicht ausgesteiften Stützensteiges zu bekommen. Während des Versuchsablaufs wurden nach dem Beulen Rippen in den Stützensteg eingeschweißt, um auch die Tragfähigkeit des Betongurtes bestimmen zu können.

Der Anschluß ist wie folgt aufgebaut:

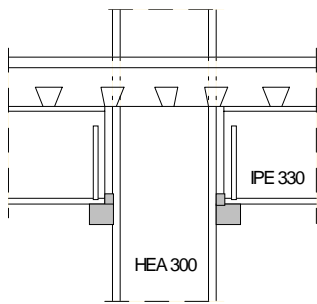


Bild 3.2

Knaggenanschlus T5-2

- Stahlträgerprofil: IPE 330, S235,
- Stützenprofil: HEA 300, S235, ohne Steife in Höhe des Stahlträgeruntergurtes
- Betongurt: b/d = 1200 / 140 mm, B25, Holorib 51/150
- Betonstahl: 10 Ø 14, BSt IV S
- Verdübelung: KD Ø 19, e = 150 mm (Verdübelungsgrad  $\eta=1.0$ )
- Stahlanschlus: Auflagerknagge mit Druckstück am Stahlträgeruntergurt

Im Versuch T 5-3 (siehe Bild 3.3) wurde im Vergleich zu Versuch T 5-1 zusätzlich ein hochliegendes Fahnenblech eingesetzt. Da dies die einzige Veränderung zu Versuch T5-1 ist, läßt sich sofort die Wirkung des Fahnenbleches ableiten.

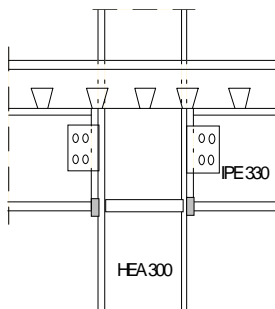


Bild 3.3

Fahnenblechanschlus T5-3

- Stahlträgerprofil: IPE 330, S235,
- Stützenprofil: HEA 300, S235, mit Steife in Höhe des Stahlträgeruntergurtes
- Betongurt: b/d = 1200 / 140 mm, B25, Holorib 51/150
- Betonstahl: 10 Ø 10, BSt IV S
- Verdübelung: KD Ø 19, e = 150 mm (Verdübelungsgrad  $\eta=1.0$ )
- Stahlanschlus: Hochliegendes Fahnenblech mit Druckstück am Stahlträgeruntergurt

Der Anschlus T 5-4 baut auf dem Anschlus T5-3 auf. Hier befindet sich jedoch bewehrter und mit Kopfbolzendübeln angeschlossener Kammerbeton in der Stütze und in den Trägerprofilen. Dieser Kammerbeton versteift den Träger und den Anschlus. Zusätzlich wurde der Betongurt unterverdübelt angeschlossen.

Der Versuch wurde durchgeführt, um den Gewinn an Verdrehungsfähigkeit durch die Unterverdübelung zu bestimmen.

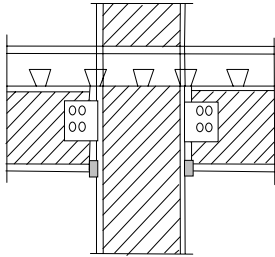


Bild 3.4  
Fahnenblechanschluß T5-4

- Stahlträgerprofil: IPE 330, S235, mit Kammerbeton
- Stützenprofil: HEA 300, S235, mit Kammerbeton
- Betongurt:  $b/d = 1200 / 140$  mm, B25, Holorib 51/150
- Betonstahl:  $10 \text{ } \varnothing 10$ , BSt IV S
- Verdübelung: KD  $\varnothing 19$ ,  $e = 150$  mm (Verdübelungsgrad  $\eta=0,6$ )
- Stahlanschluß: Hochliegendes Fahnenblech mit Druckstück am Stahlträgeruntergurt

Der Versuch T 5-5 bildet die vollverdübelt Variante des Versuchs T 5-4, und er ist somit die Grundlage für dessen Beurteilung.

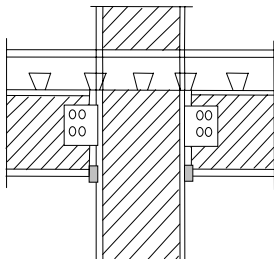


Bild 3.5  
Fahnenblechanschluß T5-5

- Stahlträgerprofil: IPE 330, S235, mit Kammerbeton
- Stützenprofil: HEA 300, S235, mit Kammerbeton
- Betongurt:  $b/d = 1200 / 140$  mm, B25, Holorib 51/150
- Betonstahl:  $10 \text{ } \varnothing 10$ , BSt IV S
- Verdübelung: KD  $\varnothing 19$ ,  $e = 150$  mm (Verdübelungsgrad  $\eta=1,0$ )
- Stahlanschluß: Hochliegendes Fahnenblech mit Druckstück am Stahlträgeruntergurt

Der Verbundanschluß des Großversuches T6-1 entspricht dem des Knotenversuchs T5-1 und der des Großversuches T6-2 dem des Knotenversuches T5-5. So ist es möglich, das Verhalten der aus den Knotenversuchen bekannten Anschlüsse im Zusammenwirken mit dem ganzen statischen System (Verbundträger-Verbundanschluß-Stütze) zu beurteilen.

### 3.3 Versuchskörper für die Knotenversuche

Die Versuchskörper für die Knotenversuche sind, bis auf die unterschiedlichen Anschlußkonstruktionen, alle gleich ausgeführt worden und stellen den negativen Momentenbereich eines unsymmetrisch belasteten Verbundträgers aus dem Geschoßbau dar (siehe die Bilder 3.6 bis Bild 3.8). Die Stütze wird durch die unsymmetrisch belasteten Verbundträger biegebeansprucht. Ihre Geometrie im Testkörper soll dem Bereich zwischen den Momentennullpunkten jeweils in halber Geschoßhöhe eines Gebäudes entsprechen.

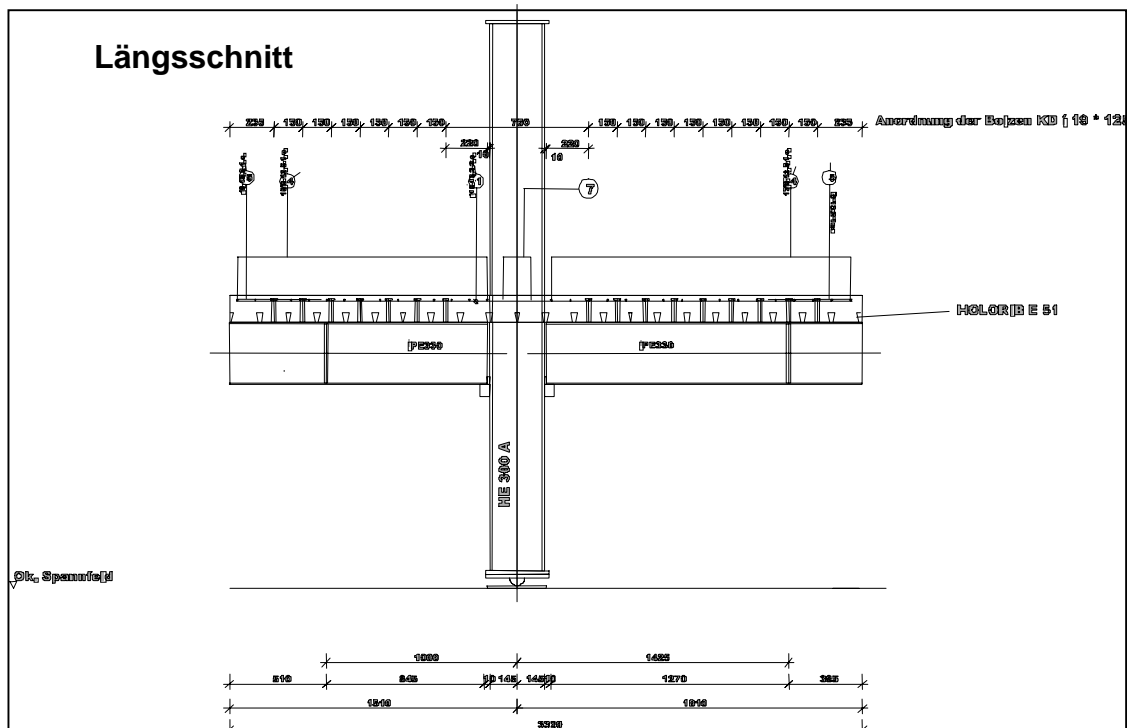


Bild 3.6 Ansicht des Versuchskörpers T5-1

Die negativen Momentenbereiche der Verbundträger werden im Versuchskörper als Kragarme abgebildet. Diese besitzen, um eine möglichst realitätsnahe und unsymmetrisch beanspruchte Konstruktion abzubilden, eine unterschiedliche Länge (0,855 m und 1,28 m) und werden zusätzlich unterschiedlich belastet. Dabei hat der kurze (!) Kragarm die größere Biegebeanspruchung (Verhältnis der Momente im Anschluß = 1,65: 1,0). Dies soll die Einschnürung des negativen Momentenbereichs der unsymmetrisch belasteten Verbundkonstruktion im Traglastzustand simulieren.

Um eine gute Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu erzielen, wurden für die ganze Versuchsserie der gleiche Stahlträgertyp und die gleiche Geometrie für den Betongurt gewählt:



- Stahlträger IPE 330 (S235),
- Betongurt b/d=1200 mm / 140 mm (B25),
- Bewehrung 10Ø10, BSt IV S (=7.85 cm<sup>2</sup>),
- Kopfbolzendübel KD 19 x 125,
- Stahltrapezblech (HR51/150, in jeder Sicke vorgelocht)

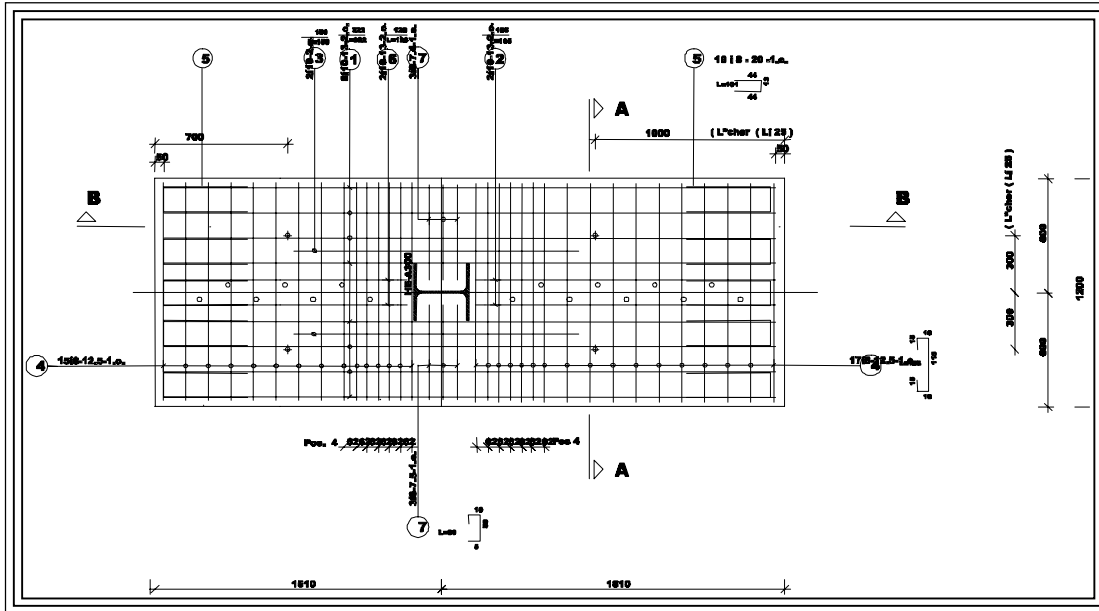


Bild 3.7 Grundriß des Versuchskörpers T5-1, mit Bewehrung

Nur für den Versuch T5-2 wurde eine stärkere Bewehrung (10Ø14 = 15.36 cm<sup>2</sup>) eingelegt, welche ein Stützenstegbeulen provozierte.

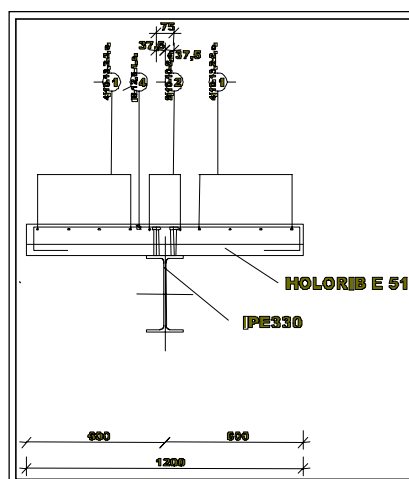


Bild 3.8 Schnitt durch den Versuchskörper T5-1

### 3.4 Die Versuchskörper für die Großversuche

Die Großversuche (T6-1 und T6-2) besitzen keine Kragarme, sondern es werden zwei ganze Verbundträger rechts und links an die Stütze angeschlossen.

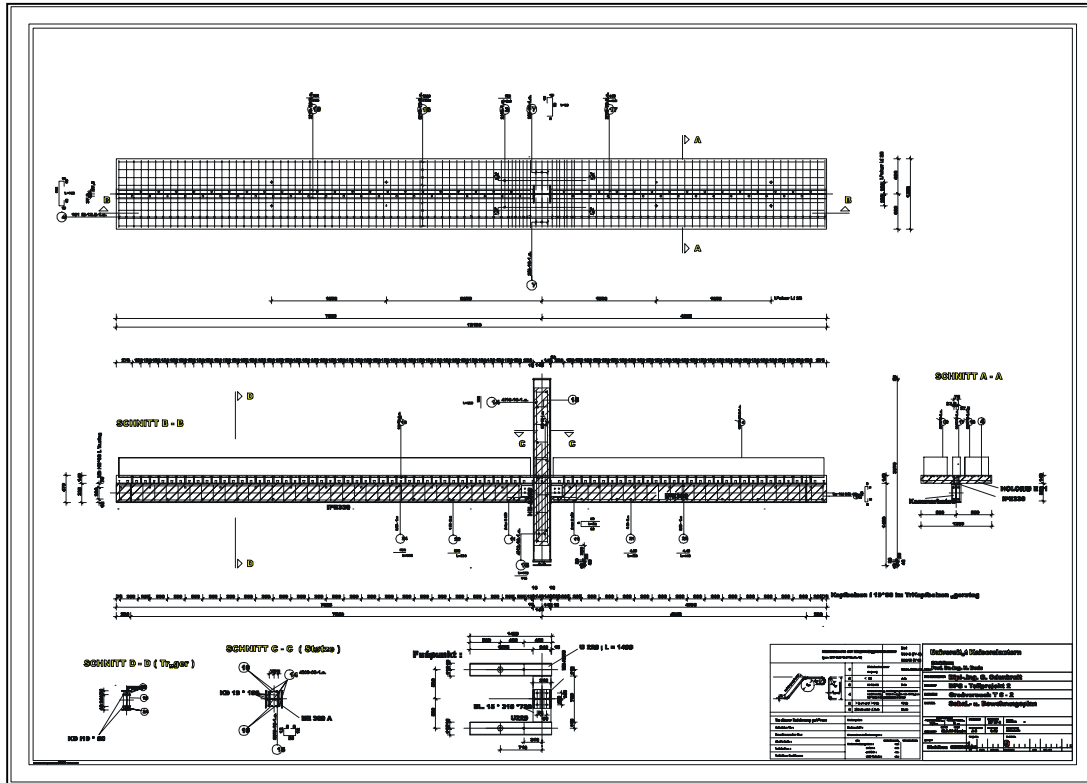


Bild 3.9 Versuchskörper T6-1, siehe auch die Bilder 3.13 und 4.47

Von den Knotenversuchen werden dabei die Anschlüsse, das Stützenprofil und die Verbundträgerausführung, einschließlich der Bewehrung, vollständig übernommen. Der Versuch T6-1 baut auf T5-1 auf (siehe die Bilder 3.1 und 3.9) und der Versuch T6-2 auf T5-5 (siehe die Bilder 3.5 und 3.9).

Das Feldlängenverhältnis betrug in jedem der beiden Großversuche 7 m: 4,5 m (siehe Bild 3.9). Zusammen mit dem Belastungsverhältnis von 70: 30 (70% der Pressenlast befanden sich auf dem langen Feld und 30% auf dem kurzen, siehe Bild 3.13) wurden die Verbundanschlüsse rechts und links der Stütze extrem unterschiedlich belastet.

### 3.5 Versuchsaufbau für die Durchführung der Knotenversuche

Die Versuche für die Durchführung der Knotenversuche sind statisch bestimmt aufgebaut. Dies trifft für die Versuchskörper selbst

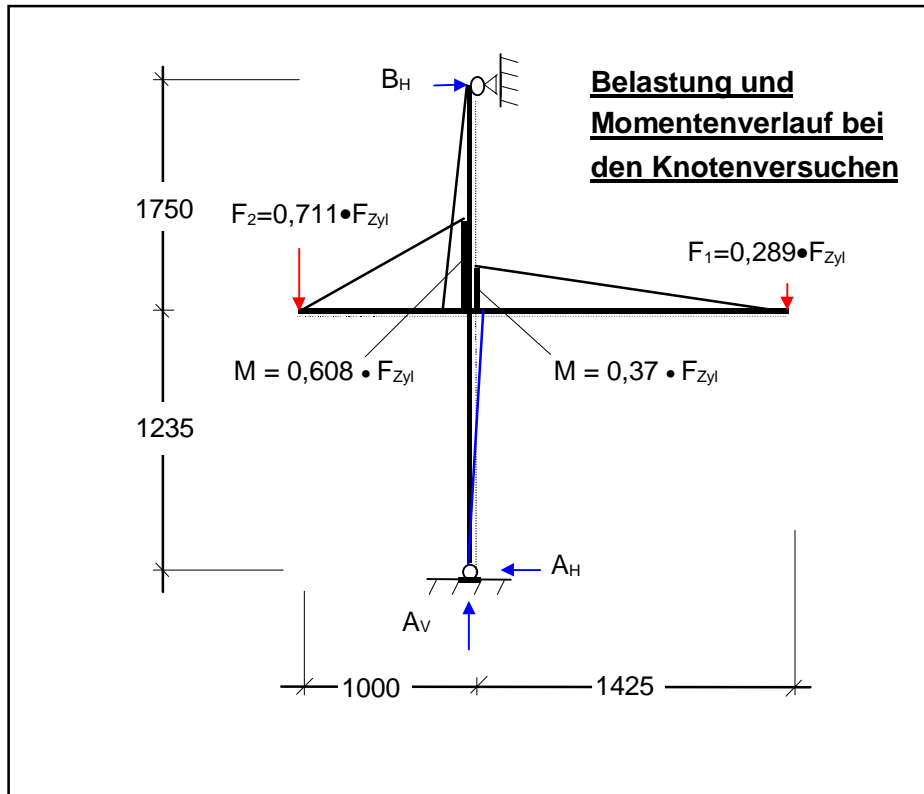


Bild 3.10 statisches System (mit Belastung) bei den Knotenversuchen, siehe auch Bild 3.11

wie auch für die Lasteinleitungskonstruktion zu. Das Stützenprofil des Versuchskörpers (HEA 280) ist am Fußpunkt unverschieblich, aber gelenkig gelagert und am Stützenkopf lediglich in horizontaler Richtung unverschieblich gehalten (siehe Bild 3.10). Die Traverse unter den Prüfzylindern verteilt die Last zu 71,1% auf den kurzen Kragarm und 28,9% auf den langen Kragarm. Damit stellt sich ein Momentenverhältnis in den Anschlüssen rechts und links von 1,643 : 1,0 ein. Der kürzere Kragarm weist dabei das größere Moment auf (siehe Bild 3.10 und Bild 3.11).

Die Versuche wurden mit 2 Prüfzylindern, deren Steuerungen miteinander gekoppelt waren, weggeregelt gefahren.

### 3.6 Versuchsaufbau für die Großversuche

Mit dem Feldlängenverhältnis von 7: 4.5 m und dem Belastungsverhältnis von 70: 30 (die größere Last befand sich auf dem längeren Feld) wurde eine möglichst große Unsymmetrie in Träger- und Anschlußbelastung ausgeführt.

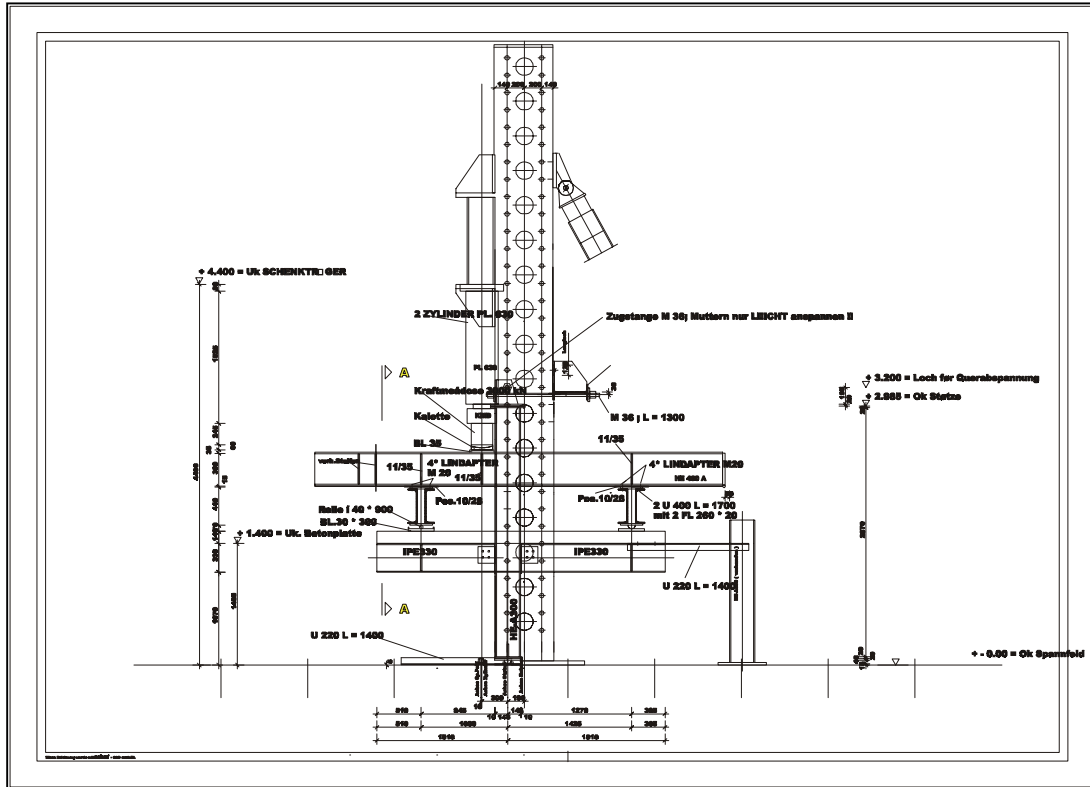


Bild 3.11 Ansicht des Versuchskörpers T5-5 mit Prüfraumen

Dies war gleichzeitig das unter den gegebenen Laborverhältnissen (Spannfeldgröße und Prüfraumen mit Lasteinleitungsstruktur) maximal zu verwirklichende Maß an Unsymmetrie in Bezug auf die Belastung und Trägerfeldlängen (siehe Bild 3.13).

Bild 3.13 zeigt den Versuchsaufbau und Bild 3.12 den Schnitt. Mit zwei Feldern und einer Stütze kann der Versuchsträger nicht mehr statisch bestimmt ausgeführt werden. Die Schnittgrößen können allerdings aus der gemessenen Belastung, den gemessenen Auflagerreaktionen und der Geometrie berechnet werden.

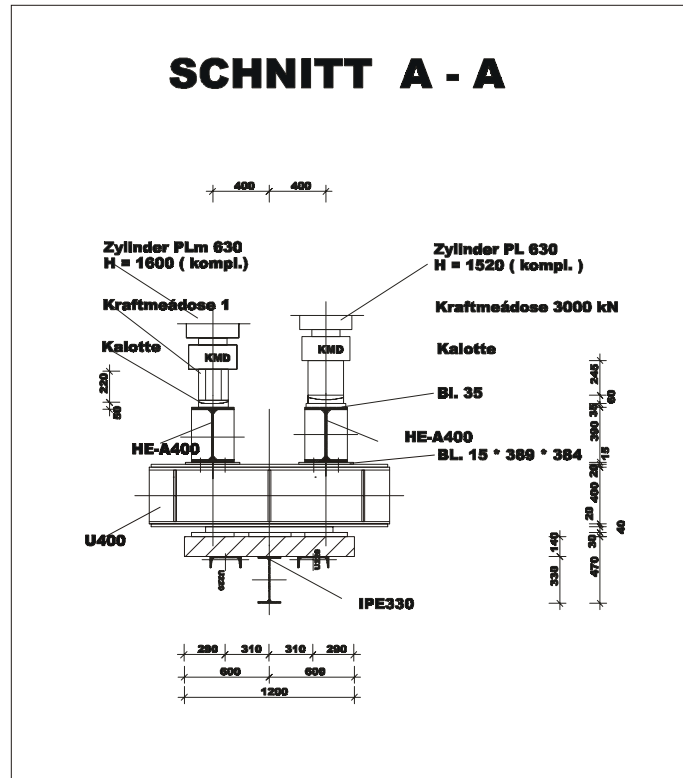


Bild 3.12 Schnitt durch den Versuchskörper mit Quer- und Längstraversen und den Prüfzylindern

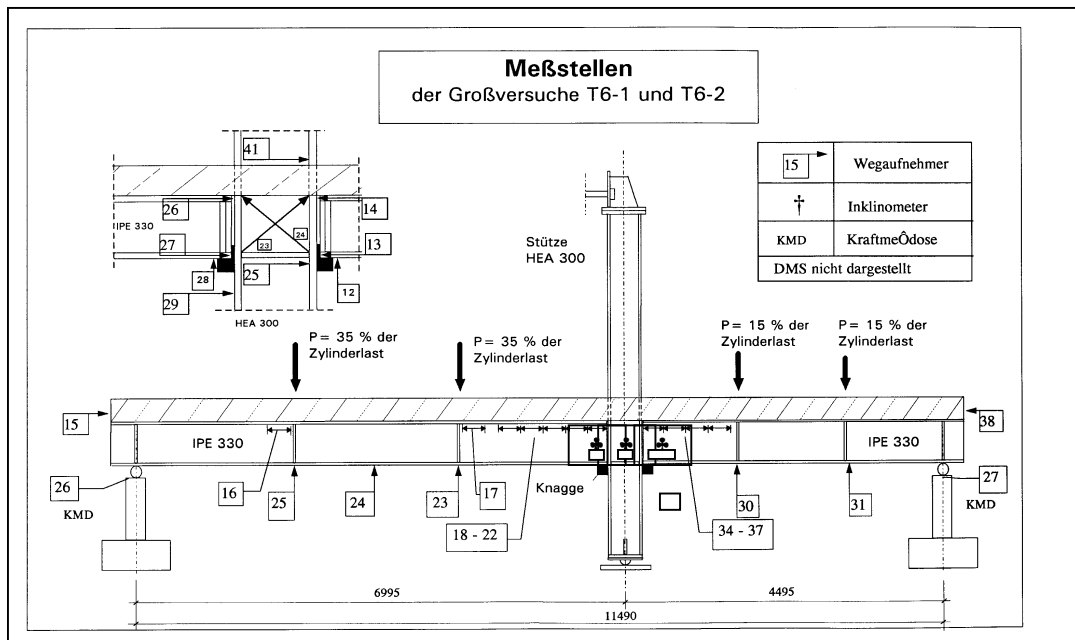


Bild 3.13 Versuchskörper T6-1 mit Auflagern und Meßstellen

Die Lasteinleitungsstruktur selbst war statisch bestimmt aufgebaut. Unter den Prüfzylindern befanden sich zusätzliche Rollenlager, die horizontale Zwängungen und Querlasten in den Pressen vermieden.

Auch hier wurden die Versuche mit 2 Prüfzylindern, deren Steuerungen miteinander gekoppelt waren, weggeregelt gefahren.

### 3.7 Werkstoffkennwerte

Die Auswertung der Zugversuche für den Baustahl ([3.1 und [3.2]) ergab die folgenden Kennwerte:

Bauteil:	Teil:	Profil:	
Stütze	Flansch	<b>HEA 300</b>	
Streckgrenze: [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit: [N/mm <sup>2</sup> ]	Gleichmaßdehnung: [%]:	Bruchdehnung: [%]:
403	461	81	189

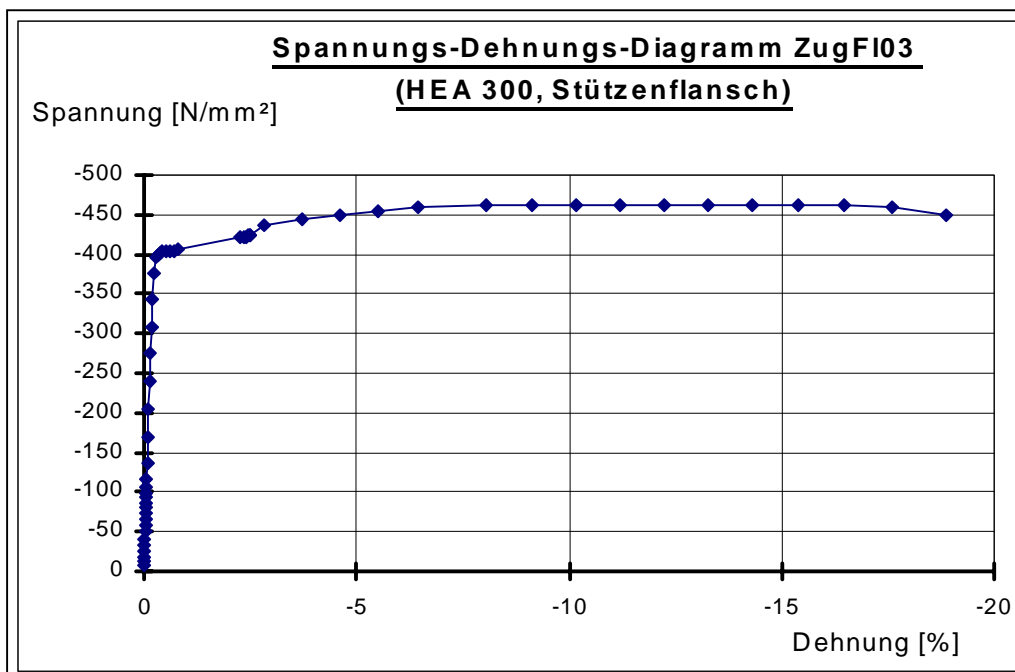


Bild 3.14 Spannung-Dehnungs-Diagramm HEA300, Flansch

Bauteil:	Teil:	Profil:	
Stütze	Steg	<b>HEA 300</b>	
Streckgrenze: [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit: [N/mm <sup>2</sup> ]	Gleichmaßdehnung: [%]:	Bruchdehnung: [%]:
401	491	120	187

Bauteil:	Teil:	Profil:	
Träger	Flansch	<b>IPE 330</b>	
Streckgrenze: [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit: [N/mm <sup>2</sup> ]	Gleichmaßdehnung: [%]:	Bruchdehnung: [%]:
315	432	198	289

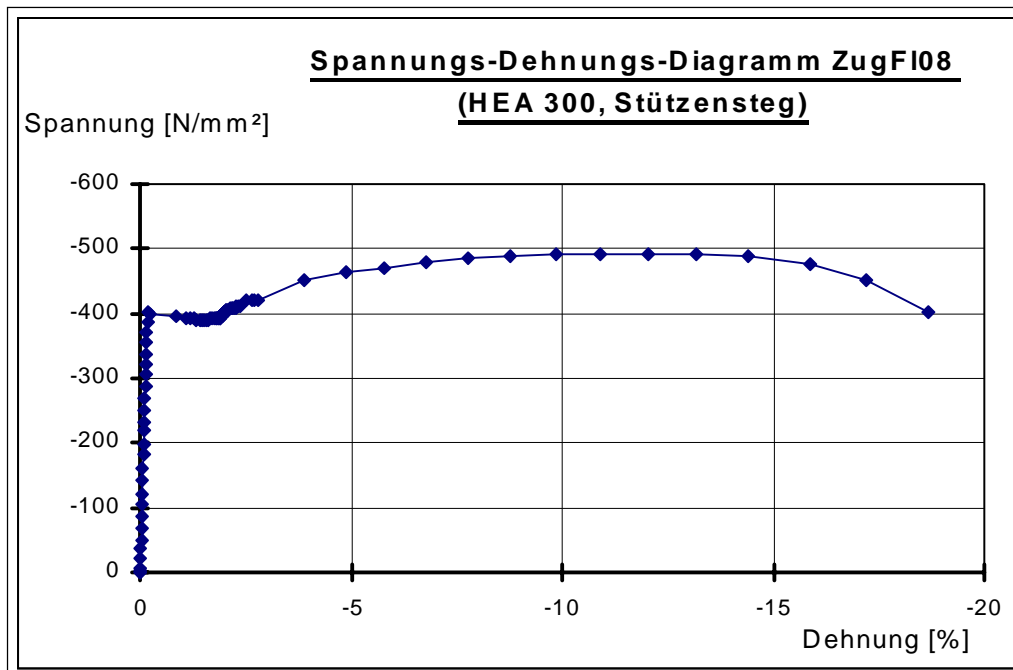


Bild 3.15 Spannungs-Dehnungs-Diagramm HEA300, Steg

Bauteil:	Teil:	Profil:	
Träger	Steg	<b>IPE 330</b>	
Streckgrenze: [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit: [N/mm <sup>2</sup> ]	Gleichmaßdehnung: [‰]:	Bruchdehnung: [‰]:
316	451	161	245

Bauteil:	Teil:	Stab:	
Betongurt	Bewehrung	<b>BSt IV, Ø 10</b>	
Streckgrenze: [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit: [N/mm <sup>2</sup> ]	Gleichmaßdehnung: [‰]:	Bruchdehnung: [‰]:
560	653	59	108

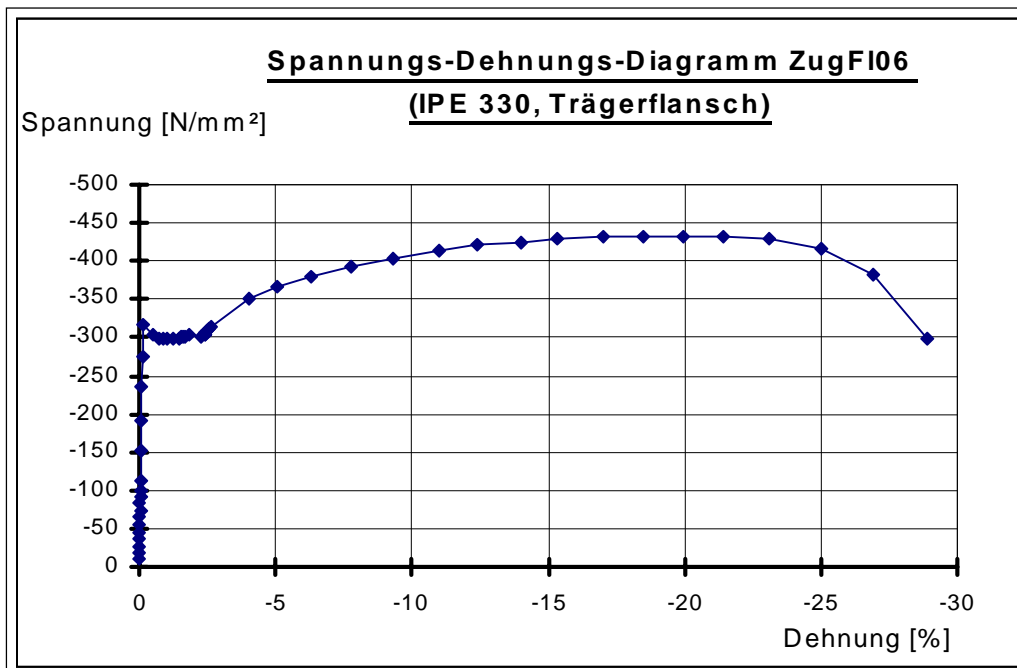


Bild 3.16 Spannungs-Dehnungs-Diagramm IPE330, Flansch



Bauteil:	Teil:	Stab:	
Betongurt	Bewehrung	<b>BSt IV, Ø 14</b>	
Streckgrenze: [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit: [N/mm <sup>2</sup> ]	Gleichmaßdehnung: [‰]:	Bruchdehnung: [‰]:
558	647	79	101

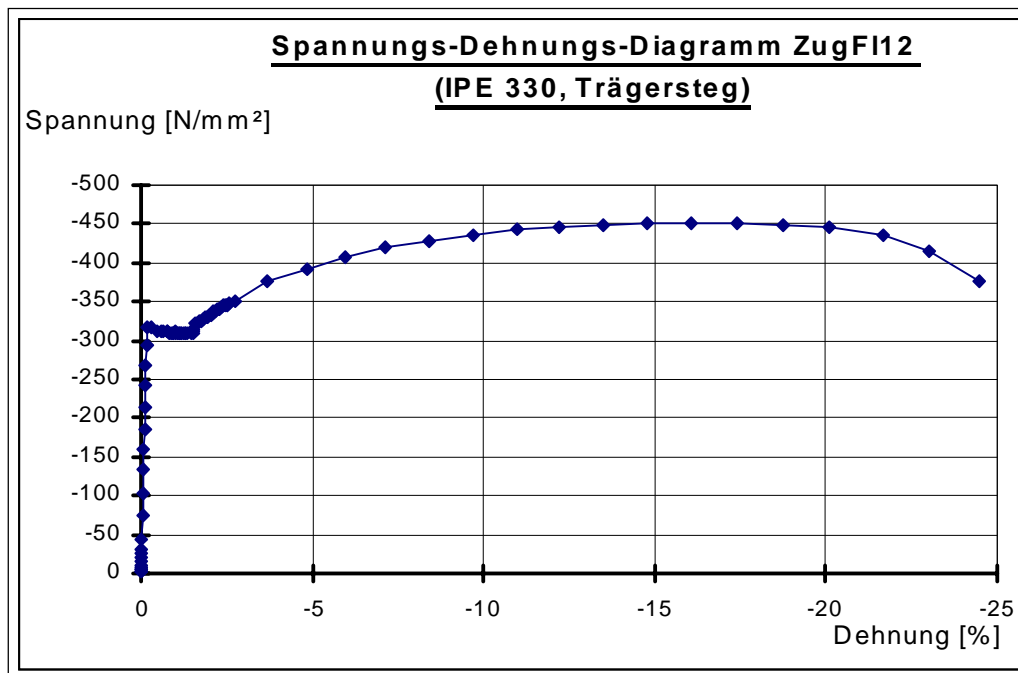


Bild 3.17 Spannungs-Dehnungs-Diagramm IPE330, Steg

Die Auswertung der Versuche für die Druckfestigkeit und die Biegezugfestigkeit des Betons [3.3] ergaben jeweils die folgenden Bruchlasten:

Versuch:	Bruchlast des Würfels (Kantenlänge 150×150 mm) [kN]	Bruchlast beim Biegezugversuch (Probekörper 150×150×700 mm) [kN]
T5-1	1188	26,8
T5-2 und T5-3	877	26,33

Versuch:	Bruchlast des Würfels (Kantenlänge 150×150 mm) [kN]	Bruchlast beim Biegezugversuch (Probekörper 150×150×700 mm) [kN]
T5-4	1022	32,33
T5-5	940	24,66
T6-1	1156	29,6
T6-2	1149	28,16

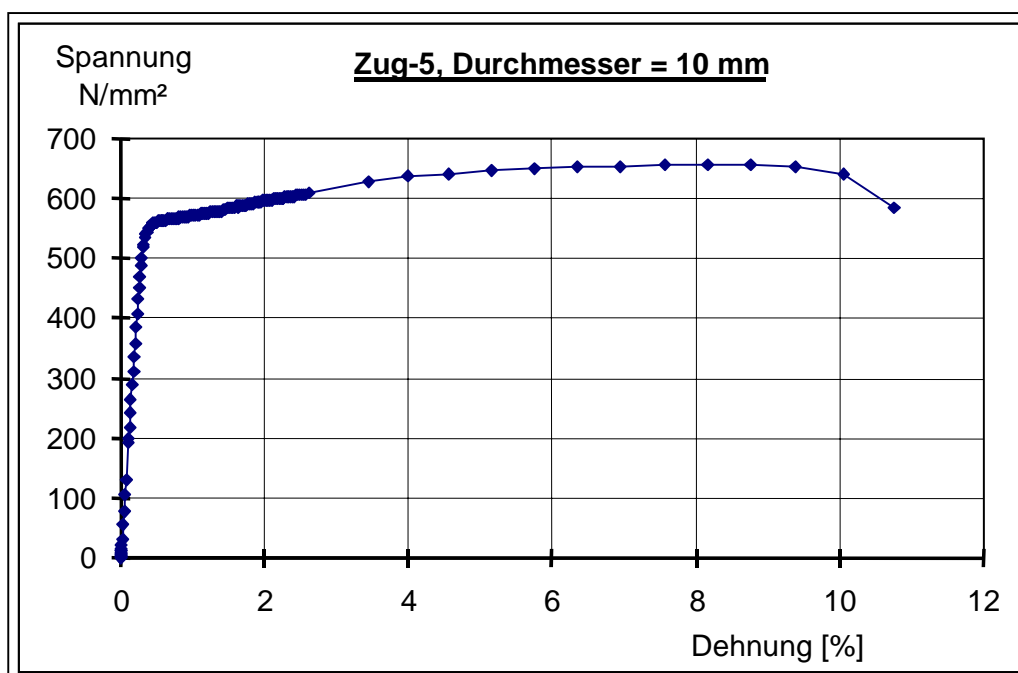


Bild 3.18 Spannungs-Dehnungs-Linie des Stabstahls  $\varnothing$  10 mm

## 4 Versuchsergebnisse

In Abschnitt 3 wurden die getesteten Verbundanschlüsse erläutert, und der Aufbau der Versuchskörper für die Knoten- und Großversuche wurde beschrieben. In Abschnitt 4 folgt nun die Auswertung der beobachteten und von den Meßprogrammen aufgenommenen Daten. In Abschnitt 4.3 werden die Ergebnisse, die für die Entwicklung des Rechenmodells von besonderer Bedeutung sind, noch einmal zusammengefaßt.

### 4.1 Versuchsergebnisse der Knotenversuche

#### 4.1.1 Das Momenten-Verdrehungs-Verhalten

Bild 4.1 zeigt das Momenten-Verdrehungsverhalten der Anschlüsse bei den Versuchen T5-1 und T5-2. Der Verbundanschluß T 5-1 (mit Knaggenauflager) trägt etwa 220 kNm. Das Moment im Anschluß wird in diesem Versuch allein zwischen der oberen Bewehrungslage und dem Druckstück am Stahlträgeruntergurt aufgenommen.

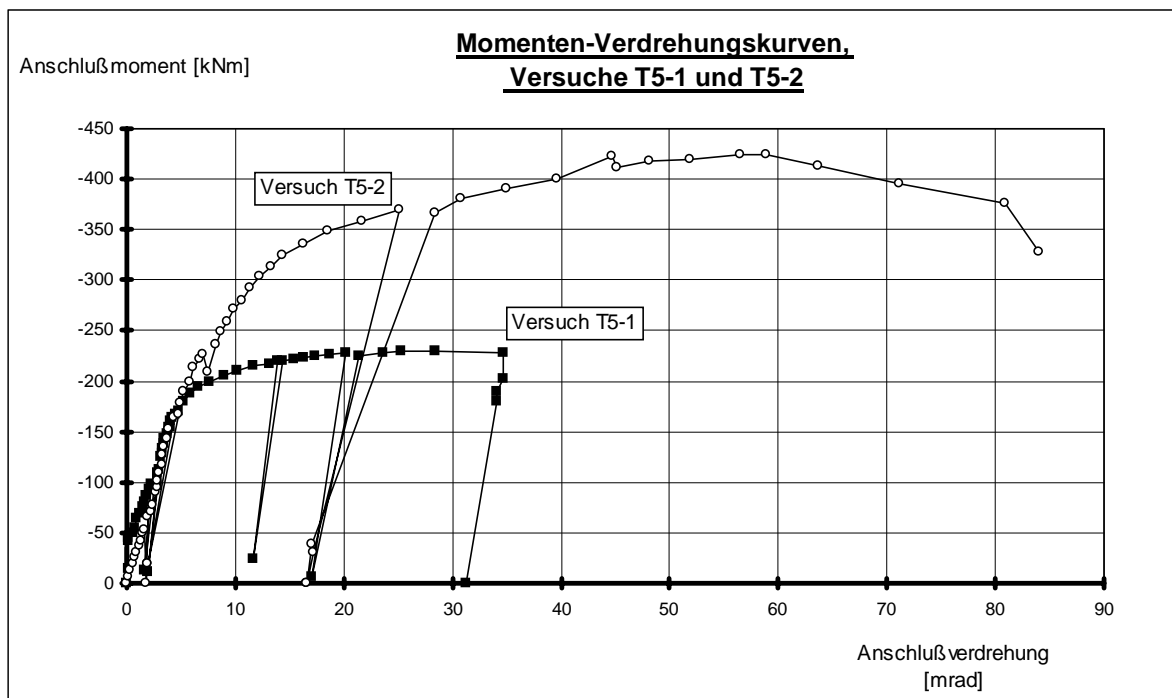


Bild 4.1 Das Momenten-Verdrehungs-Verhalten bei den Versuchen T5-1 und T5-2

Das Versagen trat im Versuch T5-1 durch Beulen des Stahlträgersteges über der Auflagerknagge ein. Allerdings befand sich die Bewehrung schon vorher im Fließbereich.

Die dadurch verursachte große Verdrehung des Stahlträgers, konzentrierte die ganze Auflagerkraft auf den vorderen Bereich der Auflagerknagge, was zum Trägerstegbeulen bei einer Verdrehung von 34 mrad führte, siehe Bild 4.2. Eine Laststeigerung war ab diesem Zeitpunkt nicht mehr möglich.



Bild 4.2 Trägerstegbeulen über der Auflagerknagge, Versuch T5-1

Bei Versuch T5-2 wurde auf die Stützenstegsteife verzichtet und zusätzlich eine stärkere Bewehrung eingelegt (10 Ø 14 anstatt 10 Ø 10), was ein Stützenstegbeulen provozierte. Eine Verringerung der Steifigkeit wegen der fehlenden Steife stellte sich nicht ein. Wie in Bild 4.1 zu sehen ist, liegen die beiden Kurven im Anfangsbereich fast aufeinander.

Erst ab einem Anschlußmoment von etwa 430 kNm beginnt der Stützensteg zu beulen, und die Verformungen werden groß, siehe die Bilder 4.1 und 4.3. Der Anteil des Stützensteges an der Gesamtverformung des Anschlusses bleibt bis kurz vor Erreichen der Höchstlast (und damit des größten Anschlußmomentes) im Versuch T5-2 von untergeordneter Bedeutung. Der Anschluß erreichte sein größtes Moment im Versuch bei  $M=440$  kNm.

Der Versuch T5-3 basiert wieder auf Versuch T5-1. Der einzige Unterschied besteht in dem zusätzlichen Fahnenblech, das an den Stützenflansch angeschweißt ist und mit dem der Trägersteg mit 4 Schrauben (M 24, 10.9) verbunden ist.

Auch bei diesem Versuch war ein Druckstück zwischen Stützensteg und Trägeruntergurt angebracht. Allerdings weist der Versuch trotz der zusätzlichen Komponente „Fahnenblechanschluß“ keine größere Anfangssteifigkeit auf. Dies liegt an dem „Spiel“

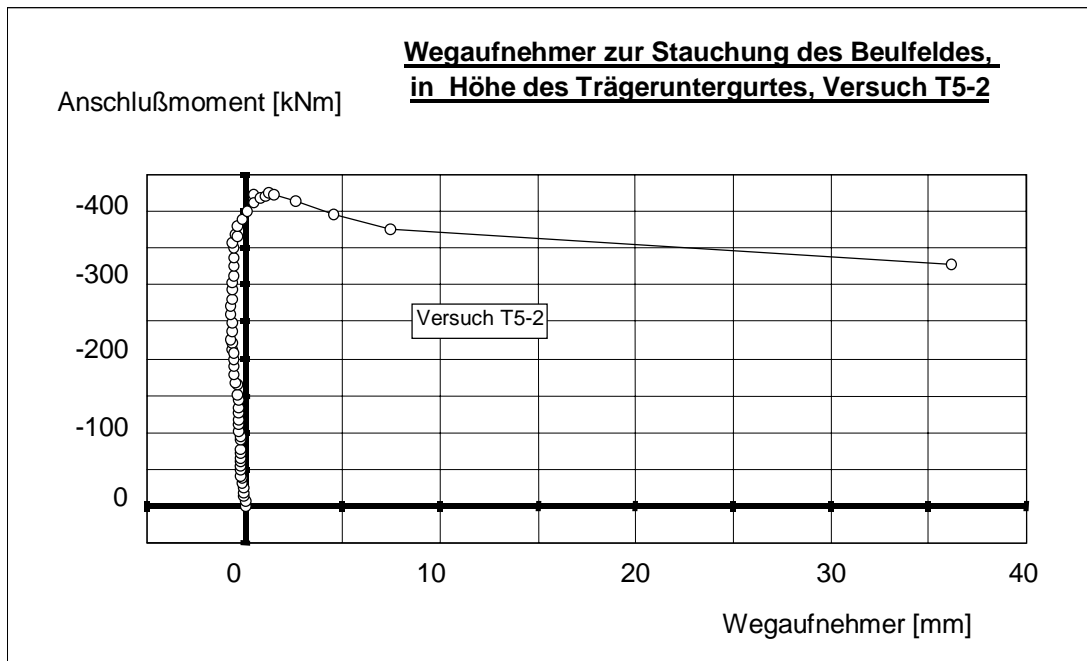


Bild 4.3 Stauchung des Beulfeldes bei Versuch T5-2

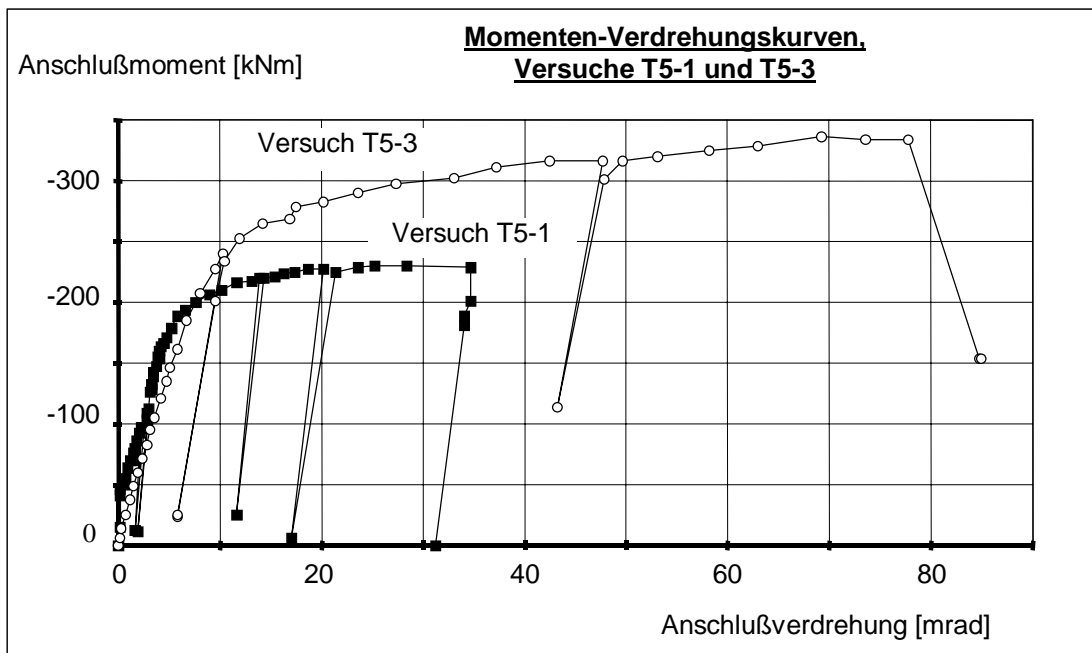


Bild 4.4 Momenten-Verdrehungs-Verhalten bei den Versuchen T5-1 und T5-3

zwischen den rohen Schrauben und den Bohrungen und an den Unebenheiten des Druckstückes.

Diese Faktoren konnten sich bei Versuch T5-1 durch die Auflagerknagge nicht so stark auswirken. Da die vertikale Auflagerkraft auf die Knagge abgegeben wurde, konnte sich die Druckkraft im Stahlträgeruntergurt zusätzlich noch über Reibung zwischen dem Trägeruntergurt und der Oberkante der Auflagerknagge direkt und kraftschlüssig in die Stütze abtragen.

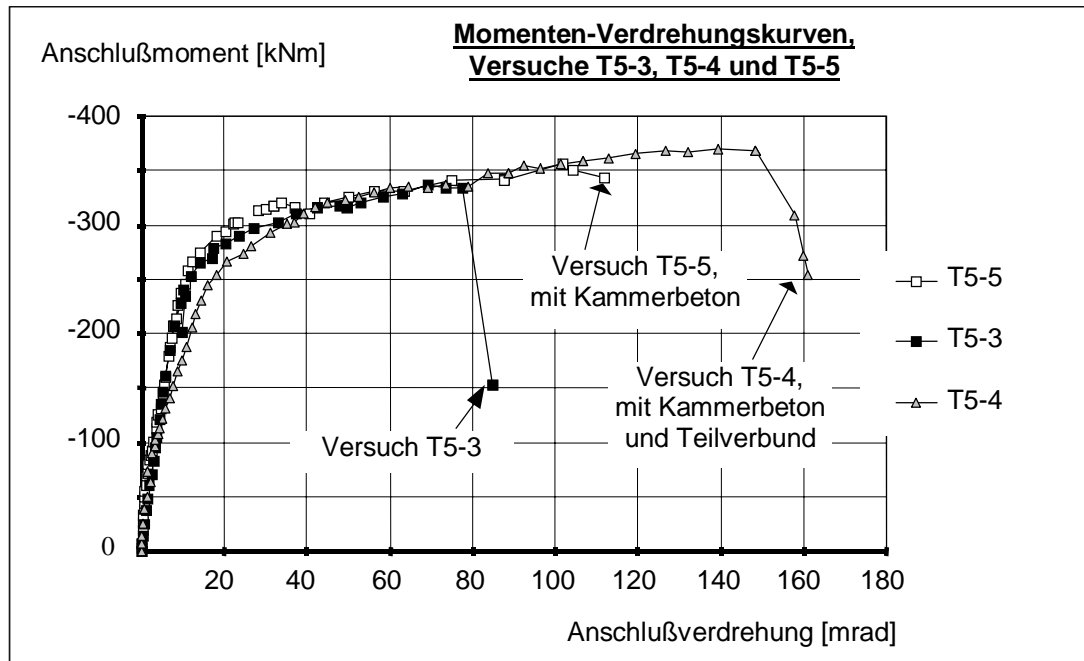


Bild 4.5 Momenten-Verdrehungskurven der Verbundanschlüsse mit Fahnenblech

Bei der weiteren Belastung zwischen 50 und 175 kNm laufen die Kurven fast parallel (siehe Bild 4.4). Dies deutet darauf hin, daß die Kraftübertragung im Fahnenblech erst ab einem Moment von über 175 kNm richtig aktiviert wird. Hierzu müssen die Toleranzen zwischen Schraube und Blech in der SL-Verbindung erst überwunden werden.

Bei dem Versuch T5-3 liegt das größte Anschlußmoment, wie zu erwarten, weit über dem des Knaggenanschlusses des Versuchs T5-1. Das Verhältnis beträgt 231 kNm zu 336 kNm (1: 1,455). Das Fahnenblech steigerte auch die größte Verdrehung im Anschluß von 34 mrad im Versuch T5-1 auf 85 mrad im Versuch T5-3. Allerdings sei nochmals darauf hingewiesen, daß das Versagen im Versuch T5-1 durch ein Trägerstegbeulen eintrat (obwohl der Betongurt zu dem Zeitpunkt schon Risse von etwa 3-5 mm Weite aufwies). Ohne das Trägerstegbeulen wäre noch ein weiterer Anstieg der Verformungen im Anschluß zu erwarten gewesen.

Der Versuch T5-5 stellt die kammerbetonierte Variante des Versuchs T5-3 dar; beide haben den Verbundanschluß mit Fahnenblech. Wie zu erwarten, verhält sich der Versuchskörper mit Kammerbeton (T5-5) steifer als der ohne Kammerbeton (T5-3).

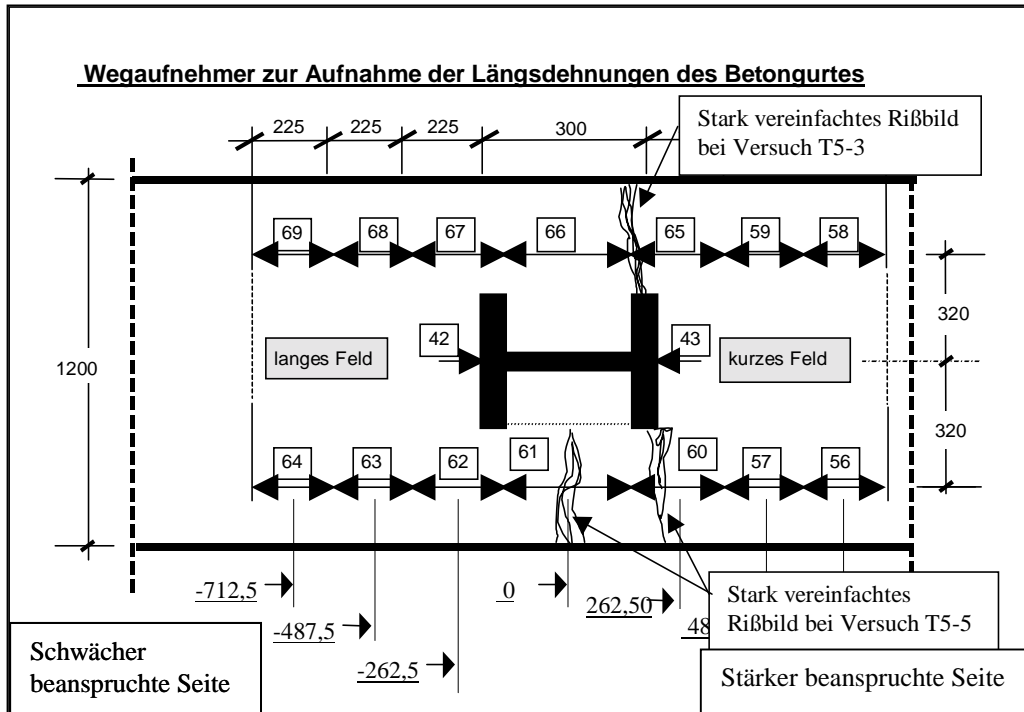


Bild 4.6 Vereinfachtes Reißbild für die Versuche T5-3 und T5-5

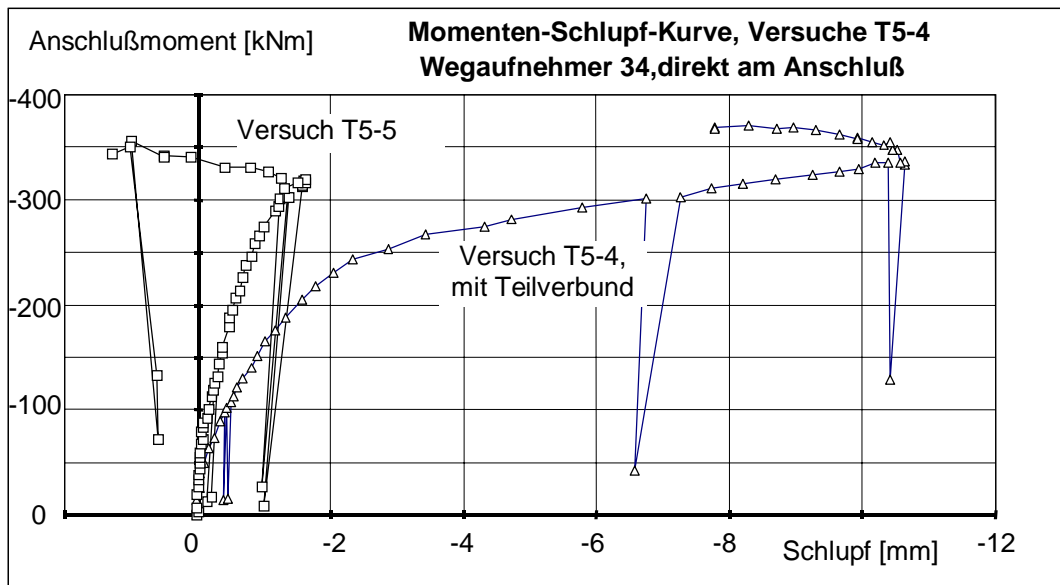


Bild 4.7 Dübelschlupf der Versuche T5-4 und T5-5, direkt am Anschluß

Besonders deutlich ist dies im Bereich zwischen 20 und 30 mrad zu sehen (Bild 4.5). Allerdings ist dieser Effekt nicht sehr ausgeprägt.

Die größte Verdrehung ist bei Versuch T5-5 mit 110 mrad deutlich größer als die des Vergleichsversuchs ohne Kammerbeton (T5-3). Der Grund für dieses Verhalten ist direkt im Rißverhalten des Betongurtes im Anschlußbereich zu finden:

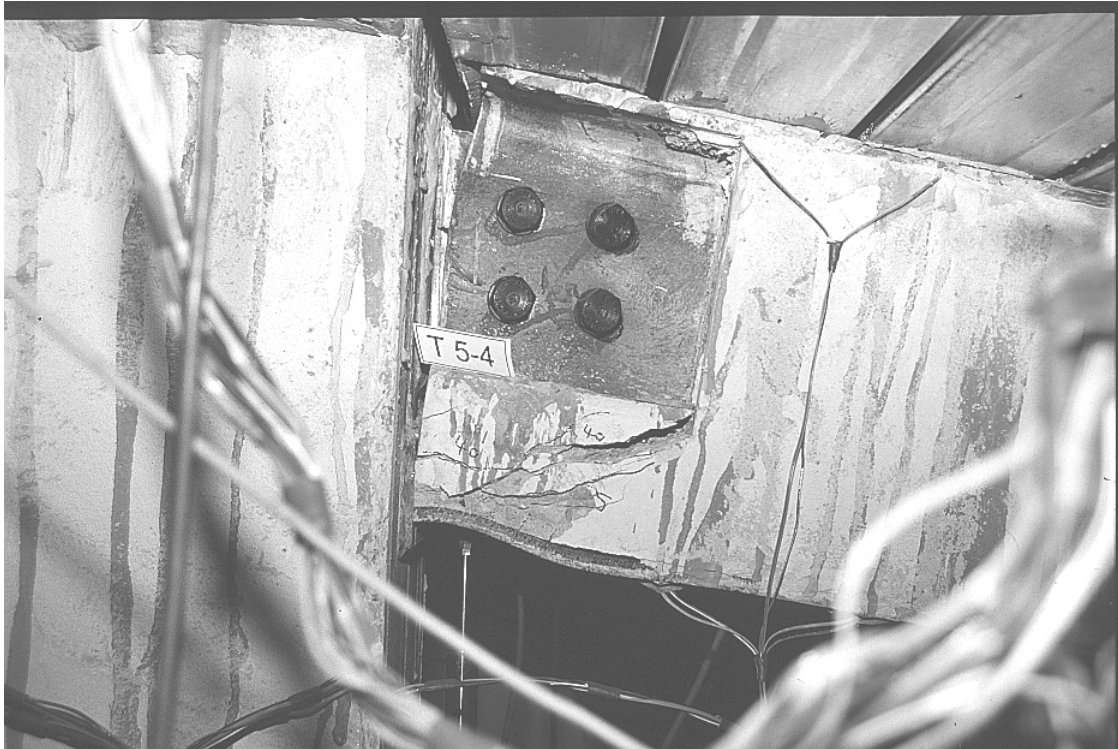


Bild 4.8 Verdrehung des Verbundanschlusses T5-4

Bei Versuch T5-3 öffnete sich nur ein dominierender Riß. Dieser ging direkt von der Außenkante des Stützenflansches auf der stärker belasteten Seite aus. Der Stützenflansch bildete für den Betongurt eine starke Kerbe. Das Versagen des Anschlusses trat auch durch Reißen der Bewehrung an dieser Stelle ein.

Bei Versuch T5-5 kam noch ein zweiter Riß hinzu. Dieser ging allerdings von der Außenkante des Betongurtes aus, wo sich eine Sicke des Holoribblechs befand (siehe Bild 4.14). Auch war er gegenüber dem ersten Riß um etwa 150 mm versetzt, er begann also direkt in Höhe der Stützenmitte. Dieser zweite, zusätzliche Riß brachte im Versuch die zusätzliche Duktilität im Anschluß.

Die größte Tragfähigkeit und Verdrehungsfähigkeit weist jedoch der Versuch T5-4 mit Teilverbund auf, siehe Bild 4.5. Von den 3 Versuchen mit den Fahnenblechanschlüssen besitzt er die geringste Steifigkeit. Durch die Unterverdübelung werden die einzelnen Dübel wesentlich stärker beansprucht, was einen größeren Dübelschlupf zur Folge hat,



siehe Bild 4.7. Beim gleichen Anschlußmoment ist folglich die Anschlußverdrehung größer und die Anschlußsteifigkeit geringer.

Die Steigerung der Tragfähigkeit im Bereich zwischen 100 und 140 mrad (siehe Bild 4.5) ist allein auf die stärkere Aktivierung des Stahlanschlusses durch die größere Anschlußverdrehung, zurückzuführen. Ermöglicht wird dies durch die größere Duktilität des unterverdübelteten Betongurtes.

#### 4.1.2 Verhalten des Betongurtes im Anschlußbereich

Um die Auswirkungen der von Versuch zu Versuch veränderten Parameter möglichst gut vergleichen zu können, wurde der Betongurt bei den Knotenversuchen und den Großversuchen immer gleich bewehrt. Lediglich bei Versuch T5-2 wurde eine stärkere Längsbewehrung eingelegt.

Im negativen Momentenbereich läßt sich der Betongurt wiederum in 2 Bereiche aufteilen: in den Trägerbereich, wo der Betongurt ungestört durchläuft - und in den Anschlußbereich. In diesem Bereich erfährt der Anschluß eine doppelte Kerbwirkung:

1. Die Stahlanschlußkomponente bei den Versuchen hatte weder die Biegesteifigkeit, noch die Tragfähigkeit des angeschlossenen Stahlträgers. Der auf den Anschlussbereich konzentrierte Steifigkeitssprung führte zu lokal erhöhten Dehnungen und Spannungen im Betongurt.

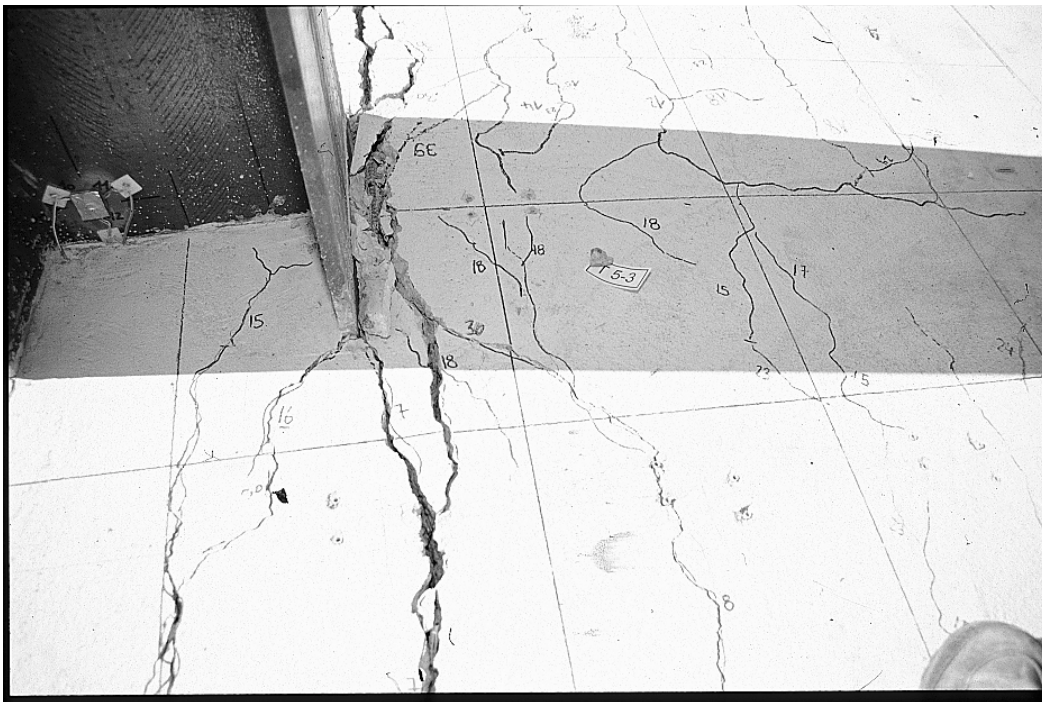


Bild 4.9 Rißbild am Stützenflansch der stärker belasteten Seite bei Versuch T5-3

2. Zusätzlich wird der Betongurt noch vom Flansch des Stützenprofils gekerbt. Bei den durchgeführten Versuchen entfiel dadurch  $\frac{1}{4}$  der Fläche des Betongurts. Die Bewehrung wurde zwar ausgewechselt, die Spannungen im Betongurt mußten aber trotzdem um die Kerbe geleitet werden, was zu Spannungskonzentrationen an den Kanten des Stützenprofils führte

Bild 4.10 zeigt das Rissbild des Versuchskörpers T5-1. Der Riß, bei dem auch später das Versagen eintrat, ist deutlich zu erkennen. Er geht von der Außenkante des

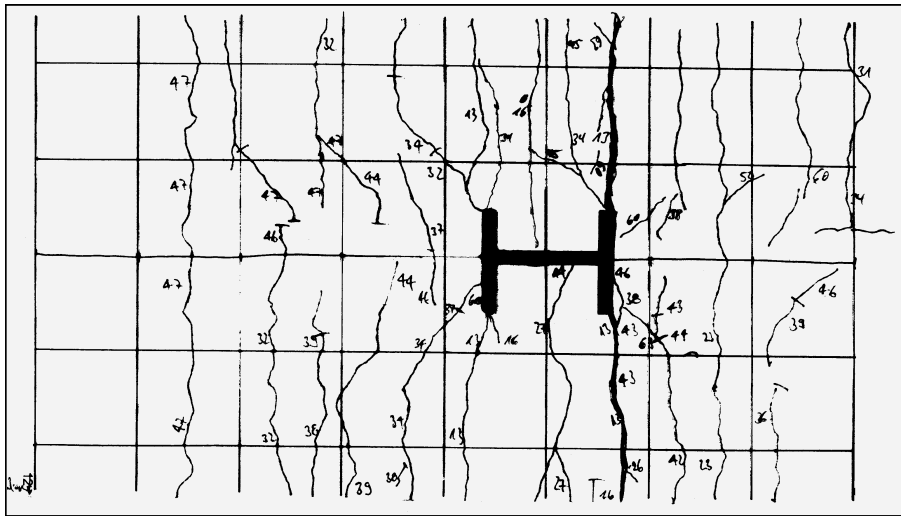


Bild 4.10 Rissbild des Betongurtes bei Versuch T5-1

Stützenflansches aus. Fast gleichzeitig begann sich aber auch an der Außenkante des Betongurtes ein Riß zu bilden. Die beiden Risse trafen sich dann, nach einer weiteren Laststeigerung, in der Mitte.

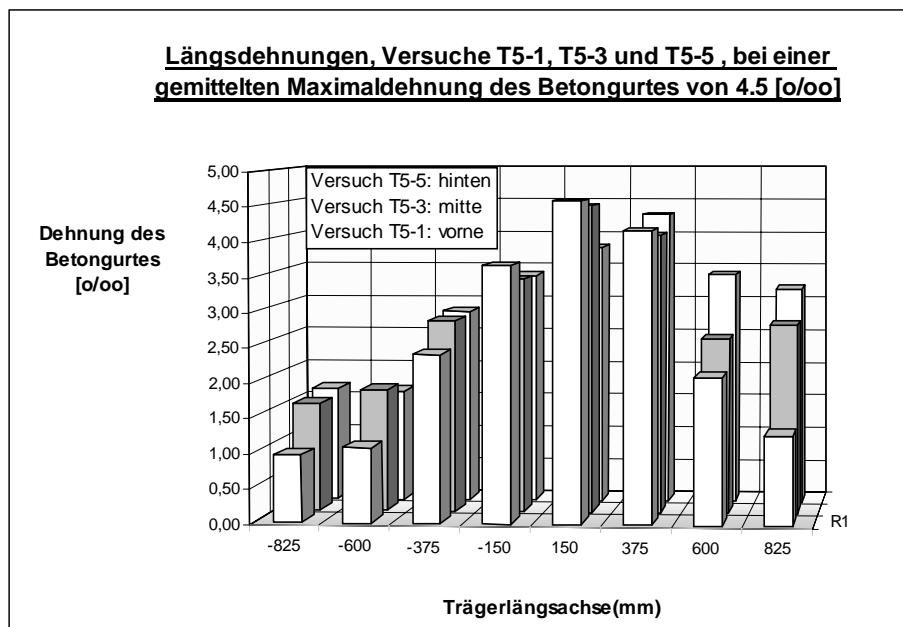


Bild 4.11 Mittlerer Betongurtdehnungen, siehe hierzu auch Bild 4.6

Die Dehnungen im Betongurt, in Abhängigkeit von der Anschlußkonstruktion, sind in Bild 4.11 aufgetragen. Die Koordinaten der Trägerlängsachse beziehen sich wieder auf

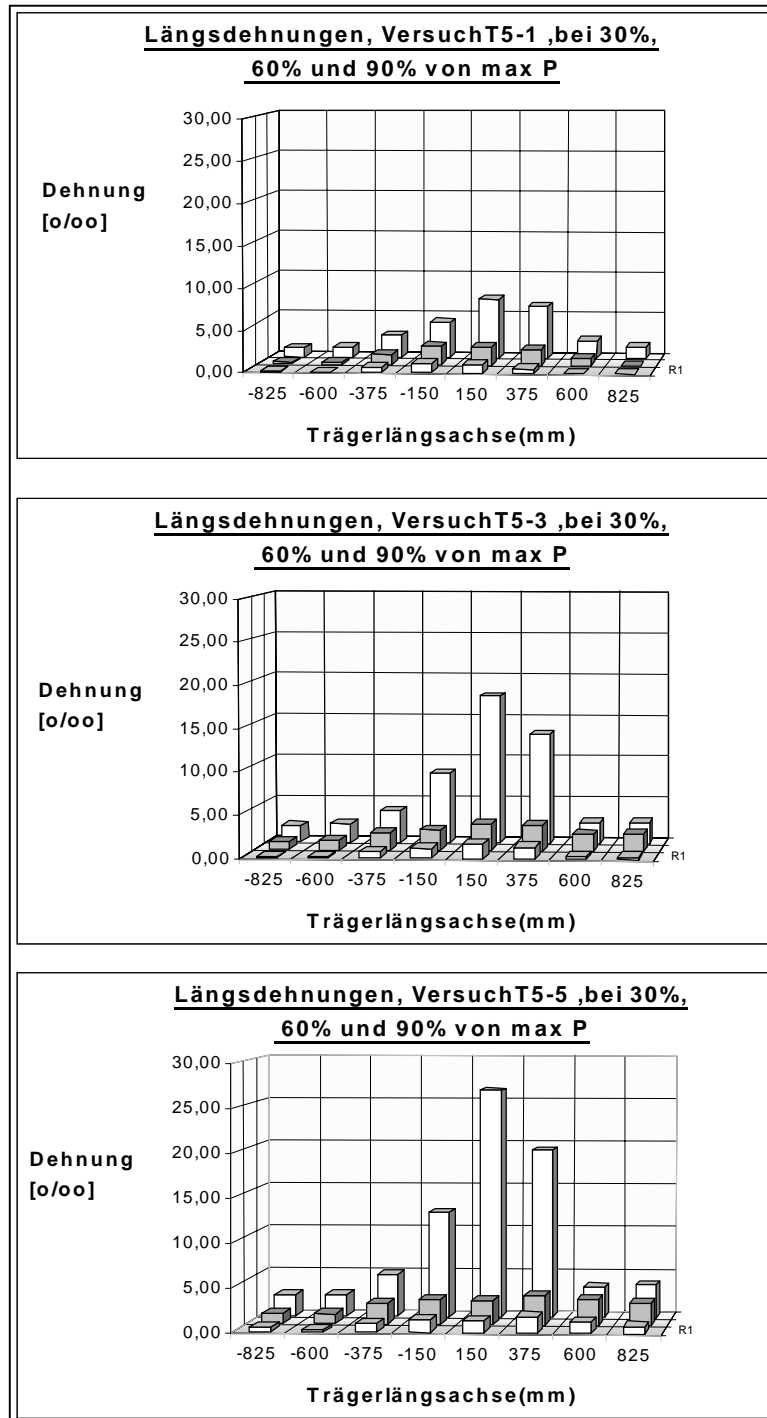


Bild 4.12 Längsdehnungen des Betongurtes bei den Versuchen T5-1, T5-3 und T5-5

Bild 4.6. Der Nullpunkt befindet sich in der Stützenmitte. Um den qualitativen Verlauf der Kurven gut vergleichen zu können, sind die Werte einheitlich für eine maximale Betongurtdehnung von 4.5 [‰] aufgetragen.

- Der Versuch T5-1 hatte, wie oben schon beschrieben, nur ein Knaggenauflager, d.h. ein Stahlanschluß war nicht vorhanden. Der Dehnungsanstieg vom Feld zum Anschluß hin ist hier am stärksten ausgeprägt (siehe die vordere Kurve des Bildes 4.15).
- Die Auswirkungen der Komponente „Fahnenblechanschluß“ sind in der mittleren Kurve aufgetragen (Versuch T5-3). Die Unterschiede in den Dehnungen sind hier nicht so stark ausgeprägt wie bei Versuch T5-1. Das Fahnenblech wirkt „ausgleichend“, die Kerbwirkung wird im Vergleich zu Versuch T5-1 reduziert.

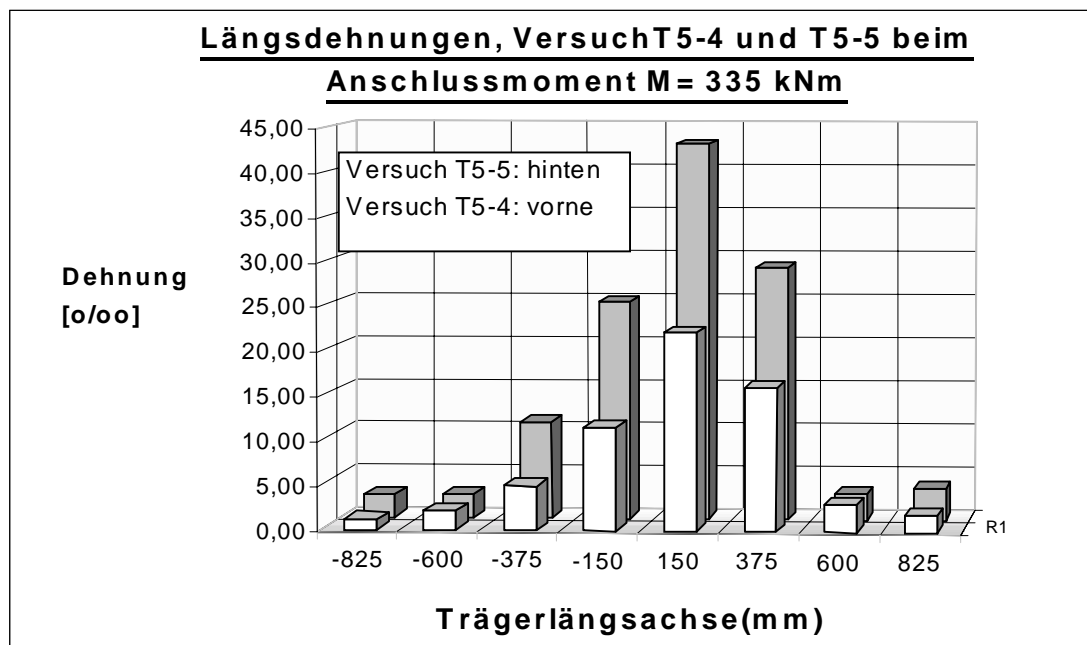


Bild 4.13 Längsdehnungen im Vergleich der Versuche T5-4 und T5-5

- Der Versuchskörper T5-5 war, bis auf den Kammerbeton, dem Versuchskörper T5-3 gleich. Der Kammerbeton wirkte sich hier positiv aus: die Kurve mit den Dehnungen verläuft nochmals etwas flacher. Der Grund liegt in der größeren Trägersteifigkeit durch den Kammerbeton und in der günstigeren Rißbildung, wie in Bild 4.5 gezeigt.

Wird die Belastung weit über 2/3 der größten Tragfähigkeit gesteigert, beginnt der Stahlanschluß zu plastizieren und er verliert an Steifigkeit. Dies zeigen die Dehnungsverläufe für den Betongurt in Bild 4.12. Es sind jeweils die Werte für 30%, 60% und 90% der Maximallasten der Versuche T5-1, T5-3 und T5-5 aufgetragen. Die

Dehnungen im Anschlußbereich steigen ab 90% der Maximallast stark an.

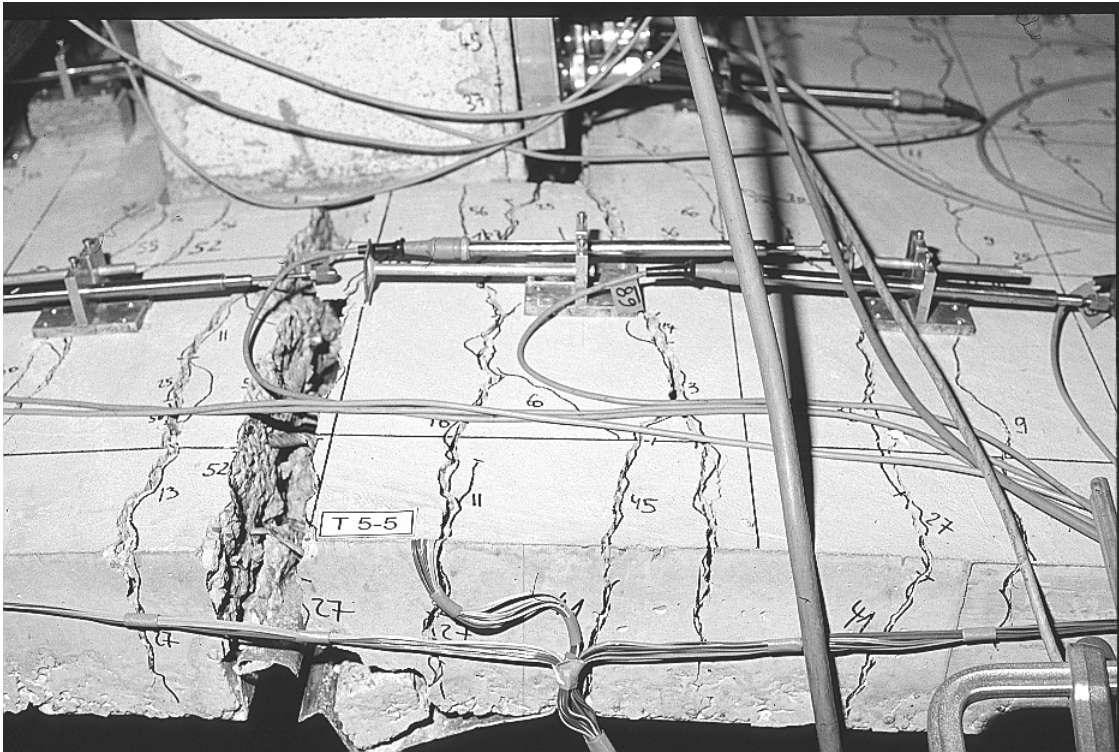


Bild 4.14 Rißbild des Betongurtes bei Versuch T5-5, vergleiche Bild 4.9

Der Betongurt hatte bei den Versuchen T5-1 bis T5-3 von Anfang an nur einen dominierenden Riß, der sich in Höhe des Stützenflansches befand und in dem später auch das Versagen durch Reißen der Bewehrung eintrat. Bei Versuch T5-5 öffneten sich allerdings 2 Risse. Der erste: wie bei den Versuchen T5-1 bis T5-3 am Stützenflansch, der zweite: genau in der Mitte zwischen den beiden Flanschen. In diesem Riß trat auch später das Versagen durch Reißen der Bewehrung ein, siehe Bild 4.14.

Der Unterschied zum Rißbild, wie es zum Beispiel für den Versuch T5-3 in Bild 4.9 zu sehen ist, liegt in der Ausbildung der Kerbe. Ohne den Kammerbeton schneidet der Stützenflansch scharf in den Betongurt ein und hat zusätzlich noch die gleiche Wirkung wie ein starker Dübel. Bei den Versuchen T5-4 und T5-5 wird die Kerbwirkung durch den Kammerbeton etwas reduziert. Bei diesen Versuchen trat der Riß dort ein, wo sich noch eine zusätzliche Schwächung im Betongurt durch den Stoß der Holoribbleche befand.

Die Aufteilung der Betongurtdehnung auf mehr als nur einen maßgebenden Riß führte bei diesen (kammerbetonierten) Versuchen T5-4 und T5-5 zu dem besseren Duktilitätsverhalten. Der Vergleich der Momenten-Verdrehungskurven ist in Bild 4.5 zu sehen.

Die Auswirkungen der Unterverdübelung auf den Betongurt lassen sich am besten im Vergleich zwischen den Versuchen T5-5 und T5-4 zeigen. Dabei ist der Versuchskörper T5-4 unterverdübelt und bis auf die reduzierte Dübelanzahl dem Versuch T5-5 genau gleich. Je nach Verdübelungsgrad teilen sich die Kräfte und Dehnungen im Anschluß anders auf. Die Unterverdübelung führt zu einer Erhöhung der Beanspruchung der Dübel - der Schlupf in der Verbundfuge steigt damit an.

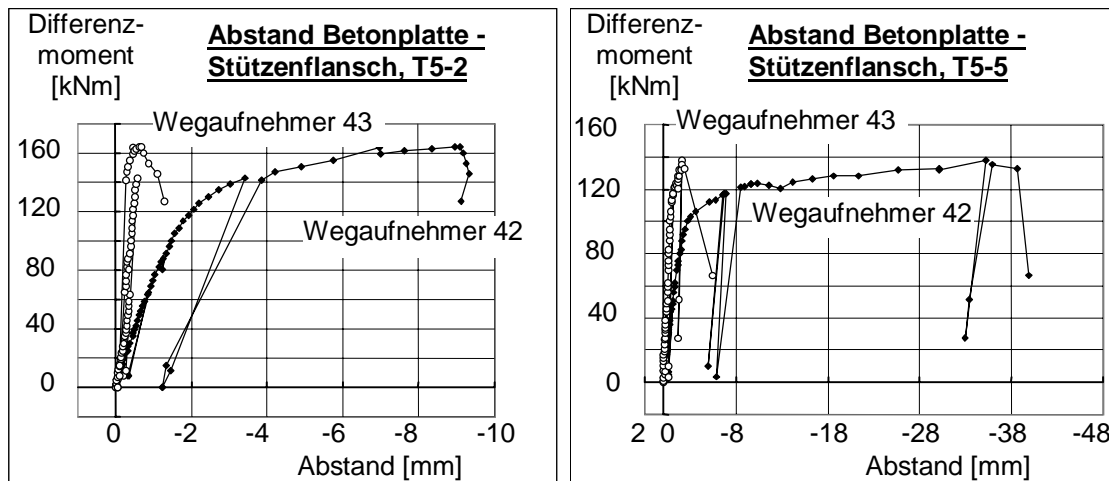


Bild 4.15 Abstand zwischen Stützenflansch und Beton (Position der Wegaufnehmer: siehe Bild 4.6)

Um die gleiche Zugkraft in den Beton einleiten zu können, ist eine größere Verdrehung im Anschluß notwendig. Bild 4.13 zeigt dies sehr deutlich. Aufgetragen sind die Dehnungsverläufe des Betongurtes beim gleichen Anschlußmoment von  $M = 335 \text{ kNm}$ . Die Dehnungen bei Versuch T5-4 sind deutlich geringer, als die bei Versuch T5-5. Die Komponente „Fahnenblech“ hat beim Teilverbund (T5-4) eine wesentlich größere Teilschnittgröße abzutragen, als bei vollem Verbund. Die

- geringere Dehnung des Betongurtes und
- die stärkere Aktivierung des Stahlanschlusses beim gleichen Anschlußmoment

führten zu der größeren Trag- und Verdrehungsfähigkeit des Verbundanschlusses mit dem unterverdübelteten Träger.

### Die Unsymmetrie

Die Momentendifferenz, die sich aus der unsymmetrischen Belastung und Geometrie ergibt, wird bei den Knoten- und Großversuchen vom Betongurt und dem Stahlanschluß in die Stütze geleitet. Die Stahlanschlußkomponente besteht, wie oben schon erläutert, bei den Versuchen T5-1, T5-2 und T6-1 allein aus dem Druckstück am

Stahlträgeruntergurt. Bei den Versuchen T5-3 bis T5-5 und T6-2 kommt noch das Fahnenblech hinzu.

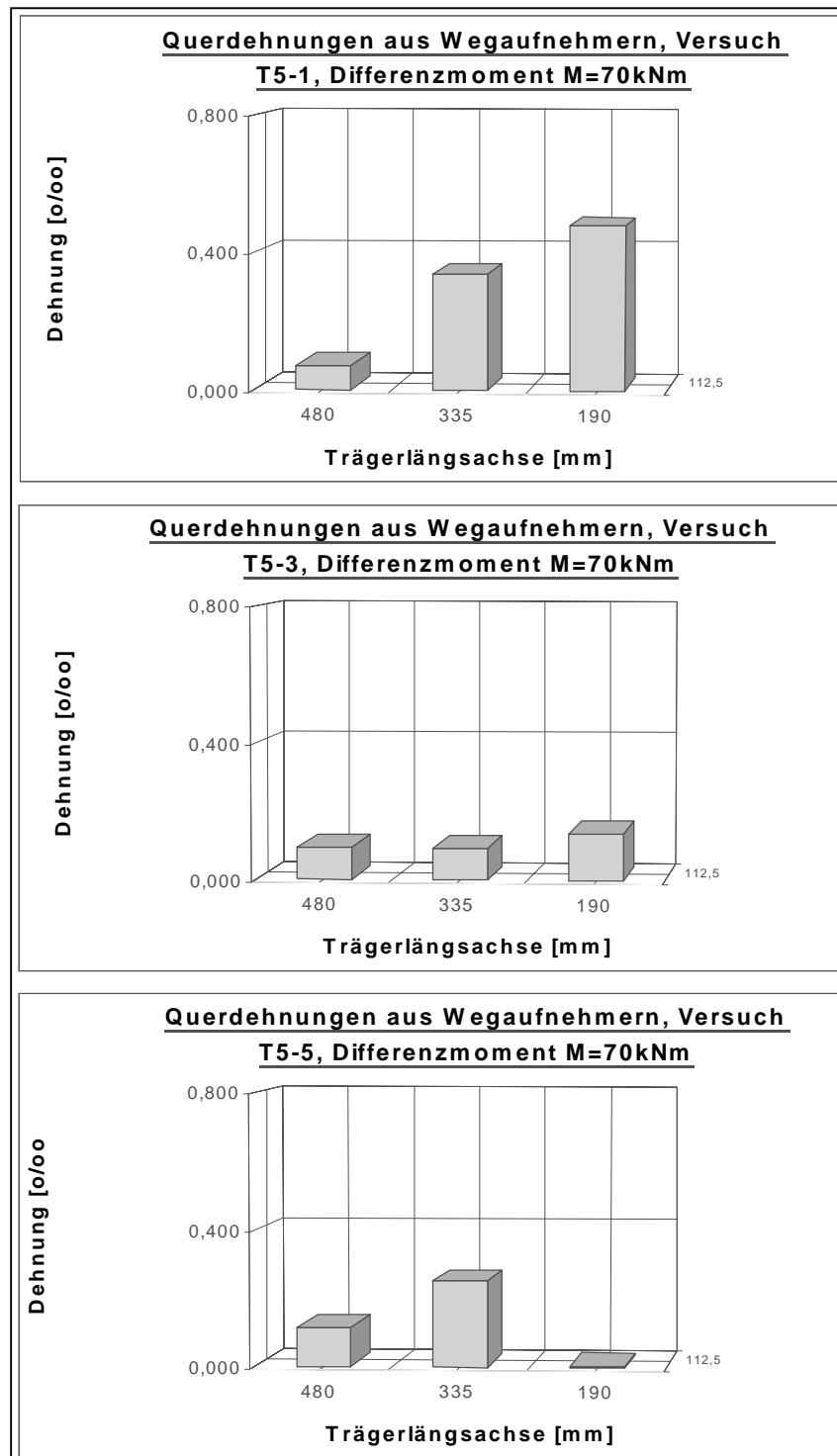


Bild 4.16 Mit Wegaufnehmern ermittelte Querdehnungen des Betongurtes, Versuche T5-1, T5-3 und T5-5 (Koordinaten: s. Bild 4.6, Meßstellen: s. Bild 4.17)



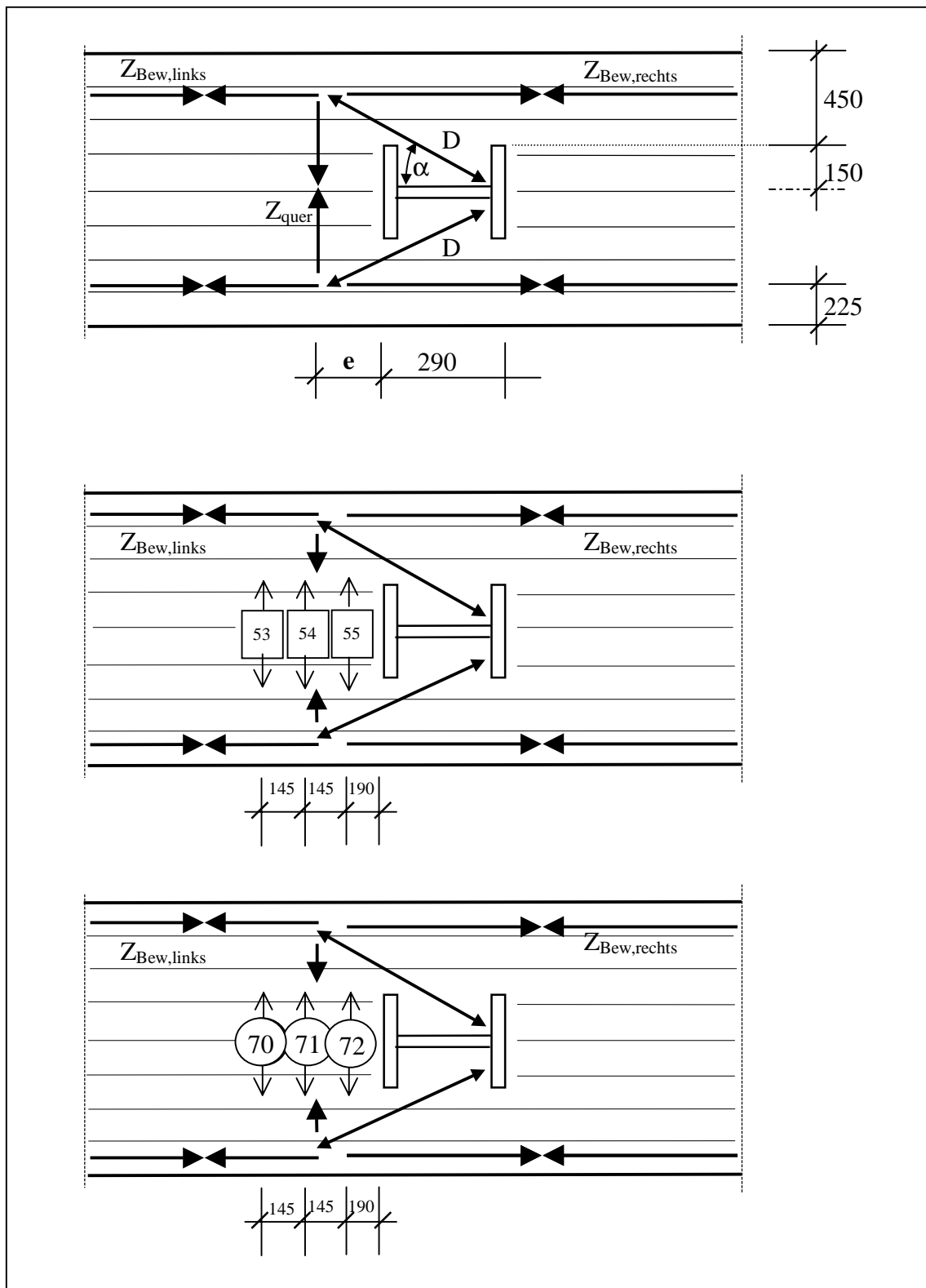


Bild 4.17 Vereinfachter Kräfteverlauf und Anordnung der Wegaufnehmer und der DMS zur Aufnahme der Querdehnungen des Betongurtes

Wegen der einfachen Anschlußkonstruktion des ersten Versuchs der Reihe T5 (Anschluß: siehe Bilder 3.1 und 3.6) wird das Differenzmoment statisch bestimmt auf das Kräftepaar - Stahltägeruntergurt und Betongurt – aufgeteilt.

Die Differenzkraft im Betongurt sucht sich zum Abtrag in die Stütze den kürzesten Weg. Sie stützt sich dabei auf die Innenkante des Stützenflansches ab, der der stärker beanspruchten Seite zugewandt ist (siehe die Bilder 4.10 und 4.17).

Der Betongurt löste sich bei allen Versuchen der Serie T5 auf beiden (!) Seiten der Stütze von den Flanschaußenseiten der Stützen ab. Dies zeigen die Bilder 4.14 und 4.15. Die Halterungen der Wegaufnehmer mit den Nummern 42 und 43 (siehe Bild 4.6) waren fest mit der Betonplatte verbunden, und der Abstand zur Stütze wurde gemessen.. Die Meßwerte des Wegaufnehmers 42 haben das gleiche Vorzeichen wie die des Wegaufnehmers 43, d.h., vor jedem Flansch öffnete sich ein Spalt, der auch gut sichtbar war. Die Druckkraft aus dem Betongurt wurde im Versuch also *ausschließlich* über die Innenkante des Stützenflansches abgetragen, schematisch ist dies in der Skizze in Bild 4.17 dargestellt.

Um die Stelle der größten Querspannungen bestimmen zu können, wurden im Versuch auf der Querbewehrung vor der Stütze Dehnungsmeßstreifen angebracht. Diese waren den Meßstellen 70, 71 und 72 zugeordnet. Zusätzlich wurden die Betondehnungen, über eine Strecke von 225 mm gemittelt, mit Wegaufnehmern (Meßstellen 53, 54 und 55) bestimmt. Die Positionen der Meßstellen können Bild 4.17 entnommen werden.

Bei einem Differenzmoment von  $M = 70$  kNm traten die in Bild 4.16 gezeigten Betonquerdehnungen auf - die Koordinaten zur Trägerlängsachse können wieder Bild 4.6 entnommen werden, und die Positionen der Meßstellen sind in Bild 4.17 angegeben. Bei den Versuchen T5-3 und T5-5 sind die Summen der Dehnungen kleiner als bei Versuch T5-1; dies liegt an dem Fahnenblech, das einen Teil der Beanspruchung aufnimmt und den Betongurt somit entlastet.

Die größte Querspannung wurde bei Versuch T5-1 direkt hinter dem Stützenflansch gemessen. Bei den Anschlüssen mit Fahnenblech (Versuche T5-3 bis T5-5) wirkte sich dieses ausgleichend auf die Querdehnungsverteilung aus, siehe Bild 4.16.

Für die Neigung der Druckstrebe nach Bild 4.21 ergibt sich ein Winkel von etwa  $45^\circ$  gegen die Trägerlängsachse für den Versuch T5-1 und für die Versuche T5-3 bis T5-5 ein Winkel von etwa  $35^\circ$ .

### 4.1.3 Die Unsymmetrie und das Schubfeld des Stützenprofils

Durch die ungleichen Momente in den Anschlüssen rechts und links der Stütze wurde der Stützensteg bei allen Versuchen zusätzlich auf Schub beansprucht. Die größte

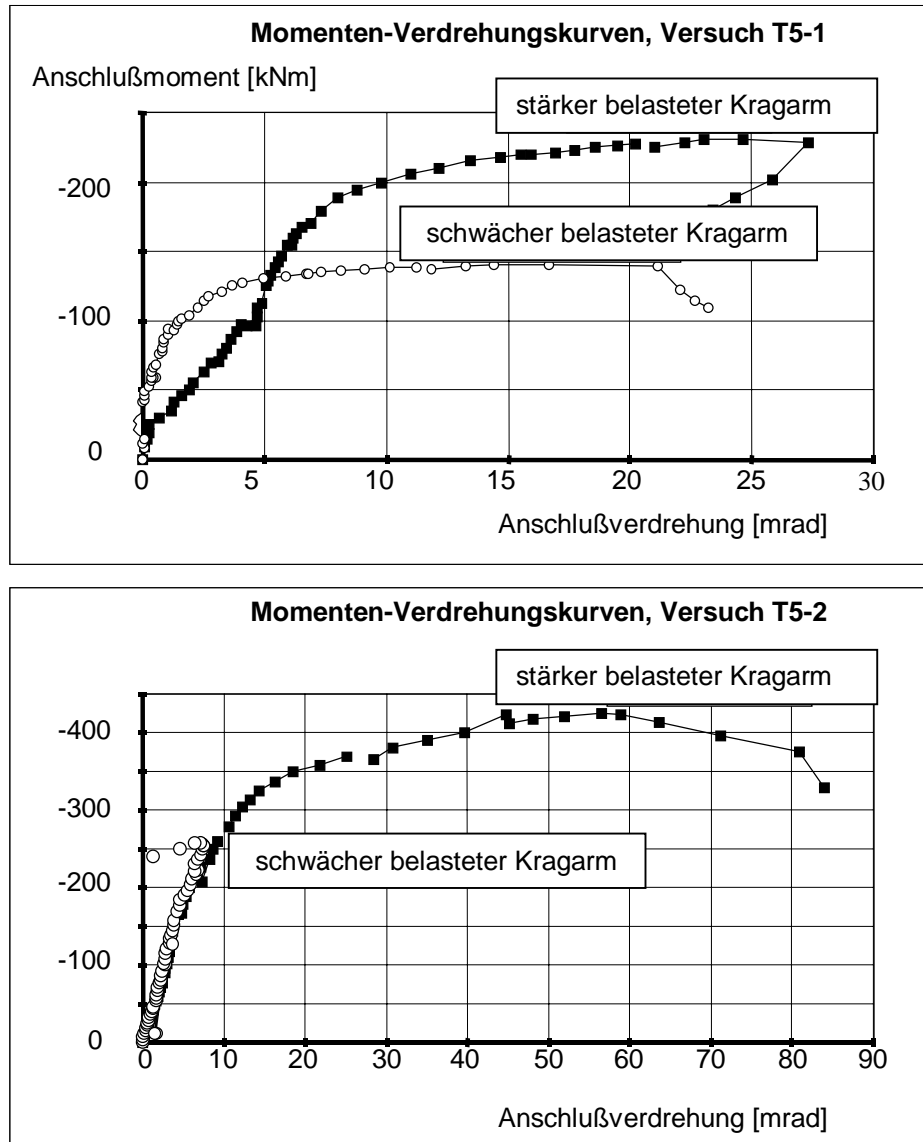


Bild 4.18 Vergleich des Verdrehungsverhaltens der Anschlüsse rechts und links der Stütze, Versuche T5-1 und T5-2

Beanspruchung trat im Versuch T5-2 auf. Die maximale Querkraft betrug  $\max V = \Delta M / h = 160 \text{ kNm} / 0,4 \text{ m} = 400 \text{ kN}$ . Diese Kraft wird in Bild 4.26 mit „D“ bezeichnet. Die Schubspannung im Steg des HEA 300 errechnet sich zu  $\tau = 400 \text{ kN} / 22,1 \text{ cm}^2 = 18,1 \text{ kN} / \text{cm}^2$ . Bei einer Streckgrenze des Stützensteges von  $\sigma = 40,1 \text{ kN/cm}^2$  blieb

diese während der Versuche immer deutlich im elastischen Bereich ( $\tau = 40,1 / \sqrt{3} = 23,3 \text{ kN/cm}^2$ ).

In den Bildern 4.18 und 4.20 sind die Momenten-Verdrehungs-Kurven der Anschlüsse rechts und links der Stütze von jedem Knotenversuch aufgetragen. Beim Ablesen der Verdrehung für die schwächer belastete Seite muß beachtet werden, daß diese bei der jeweiligen Messung nur 61 % des Anschlußmoments der stärker belasteten Seite hatte.

Auswirkungen des Schubfeldes auf das Momenten-Verdrehungs-Verhalten sind fast nicht zu erkennen - und das, obwohl die Momentendifferenz in den Anschlüssen rechts zu links 1.0 : 1.65 betrug. Die Diagramme zeigen fast genau aufeinanderliegende Kurven.

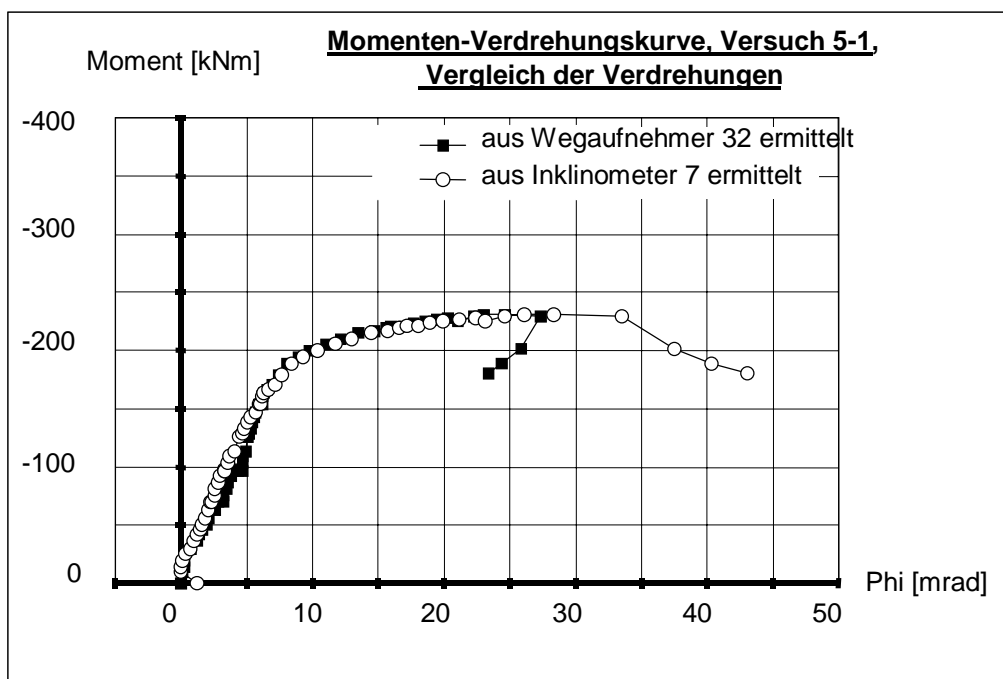


Bild 4.19 Vergleich der aus Wegaufnehmern und mit Inklinometern ermittelten Anschlussverdrehungen

Der einzige Versuch, bei dem stark unterschiedliche Verdrehungen zwischen den Anschlüssen rechts und links auftraten, war der Versuch T5-1. Der Grund hierfür liegt in der rippenlosen Lasteinleitung. Durch den kürzeren Kragarm wurde die rechte Auflagerknagge beim gleichen Anschlußmoment wesentlich stärker belastet, als die linke. Das Verhältnis der Querkräfte rechts zu links betrug, durch die unterschiedlichen Kragarmlängen, 1 : 1,5 (beim Erreichen des gleichen Anschlußmomentes).

Der Untergurt des Trägers kantete sich im Versuch über die Vorderkante der Knagge ab, siehe Bild 4.2. Dieser Knick im Untergurt führte schon recht früh zu plastischen Verformungen im Stahlträgersteg, direkt über der Vorderkante der Knagge.

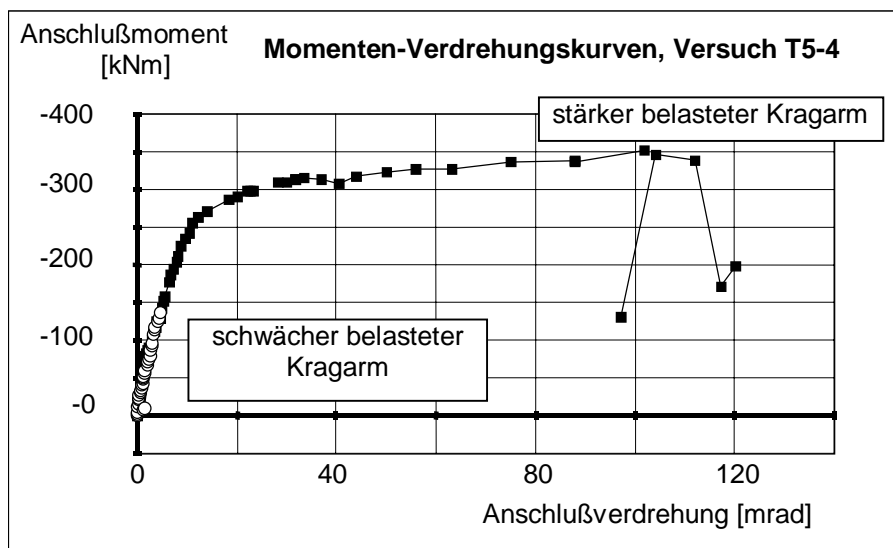
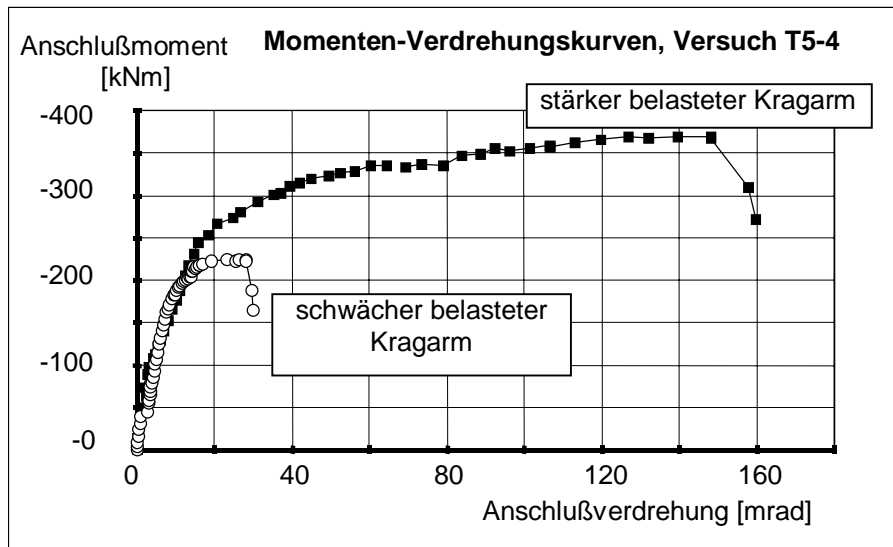
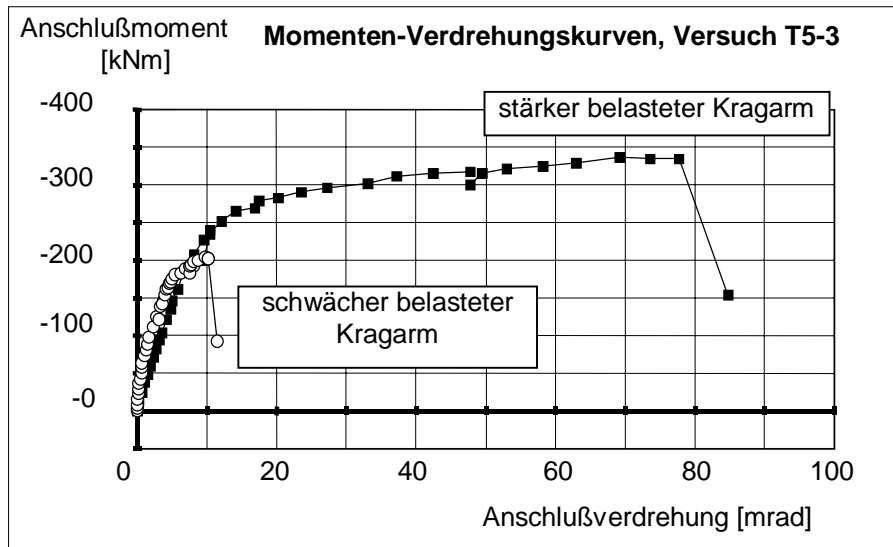


Bild 4.20 Vergleich des Verdrehungsverhaltens rechts und links der Stütze

Auf der schwächer belasteten Seite trat dieser Effekt allerdings nicht ein. Bei steigender Belastung und mit der größer werdenden Anschlußverdrehung, trat das Versagen dann auch an dieser Stelle im Träger, durch ein Stegbeulen, ein.

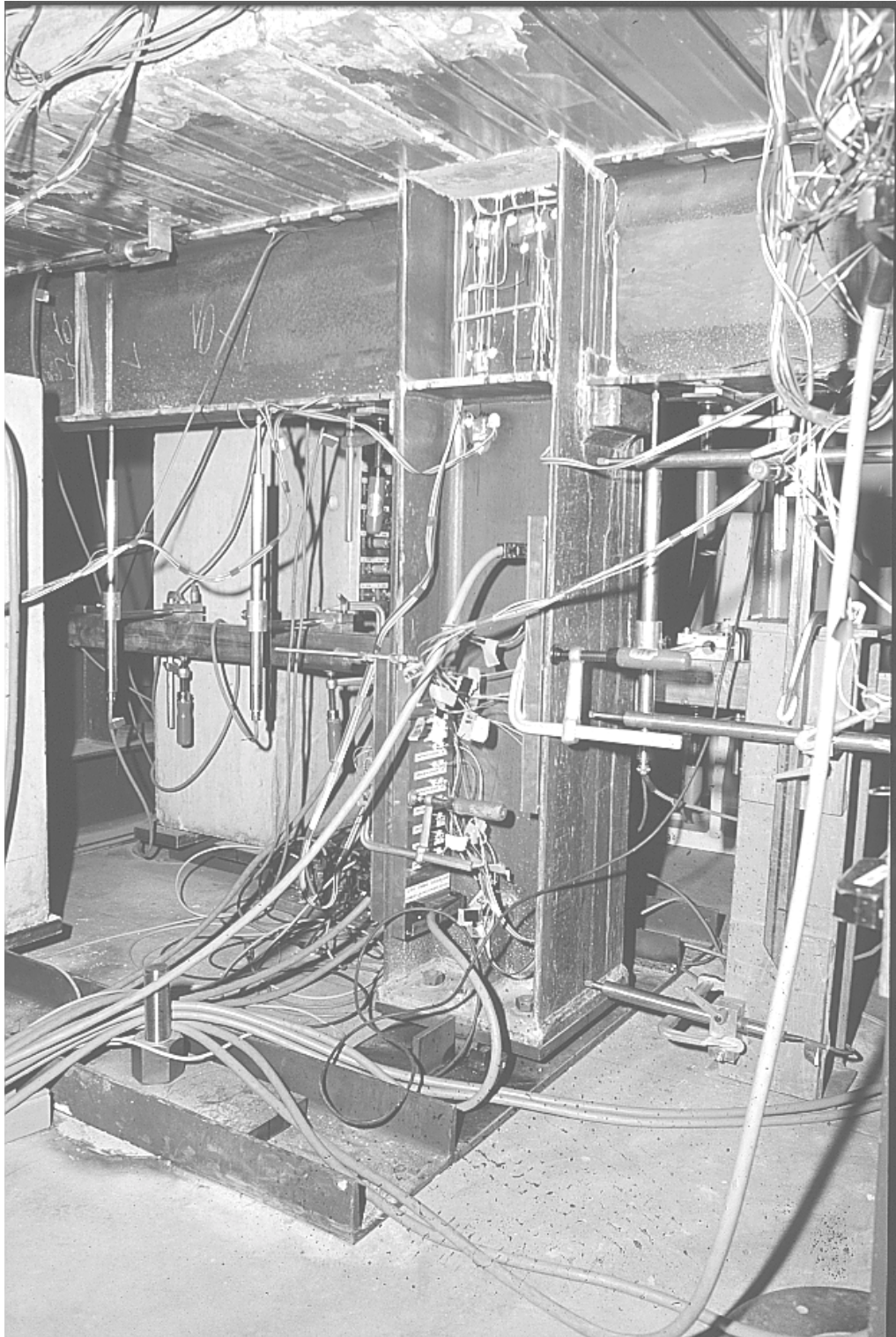


Bild 4.21 Schubfeld und Rosetten bei Versuch T5-1

Der Betongurt hatte dann allerdings auch schon Rißweiten von bis zu 5 mm aufzuweisen.

Bei dem Versuch T5-2, der den gleichen Stahlanschluß mit Auflagerknagge wie der Versuch T5-1 hatte, trat dieser Effekt nicht auf, da hier in den Stahlträger über der Auflagerknagge 2 Rippen zur Lasteinleitung eingeschweißt waren. Ein lokales Plastizieren oder gar ein Stegbeulen wurde somit verhindert.

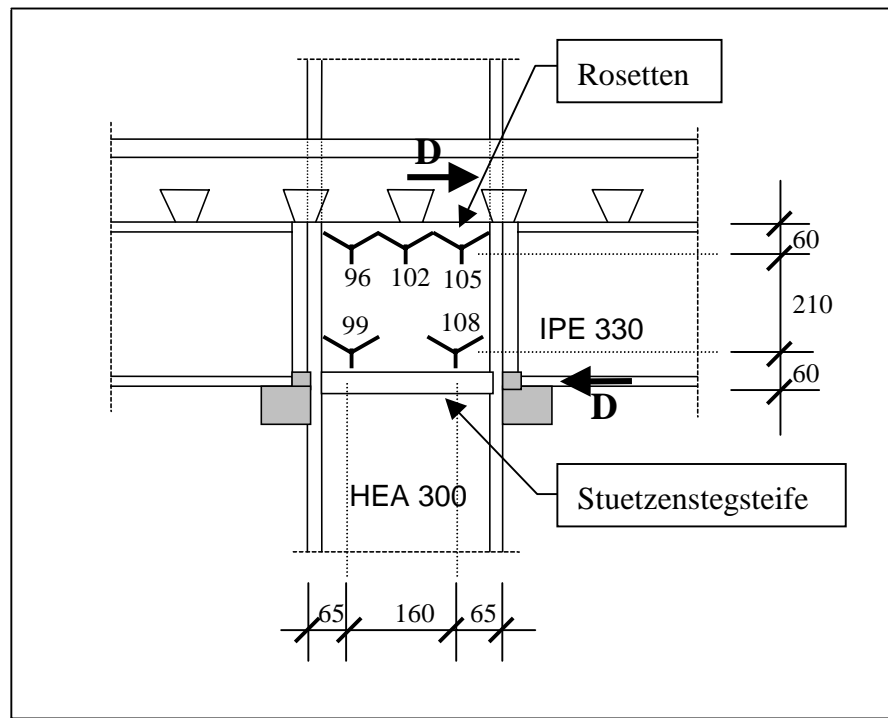


Bild 4.22 Anordnung der Rosetten im Schubfeld

Die in den Bildern 4.22 und 4.24 zu sehenden Momenten-Verdrehungs-Kurven wurden aus Inklinometermessungen gewonnen. Zusätzlich sind die Verdrehungen auch noch mit den Meßergebnissen der Wegaufnehmer kontrolliert worden. Den Vergleich für Versuch T5-1 zeigt Bild 4.19. Eine gute Übereinstimmung ist gegeben.

Im Schubfeld der Stützen befanden sich zur Dehnungs- und Spannungsaufnahme DMS in Rosettenform. Diese waren in allen 4 Ecken und oben in der Mitte von jedem Schubfeld appliziert und hatten einen Randabstand von der Flanschinnenkante von 50 mm. Bei einem kleineren Abstand hätte ein sicheres Anbringen der Rosetten nicht mehr garantiert werden können. Die Dehnungen, die im Stützensteg aufgenommen wurden, resultierten aus:

1. der Wirkung des Steges als Schubfeld,
2. der Stützenbiegung, da die Momentendifferenz von der Stütze abgetragen wurde,
3. der Durchleitung des Anschlußmomentes der schwächer belasteten Seite und

4. dem Abtrag der vertikalen Auflagerkraft aus den beiden Kragarmen.

Bild 4.22 zeigt das Schubfeld und die genaue Position der Rosetten. Die Richtungen und die Größen der Hauptspannungen im Schubfeld sind in den Bildern 4.23 und 4.24 ausgewertet.

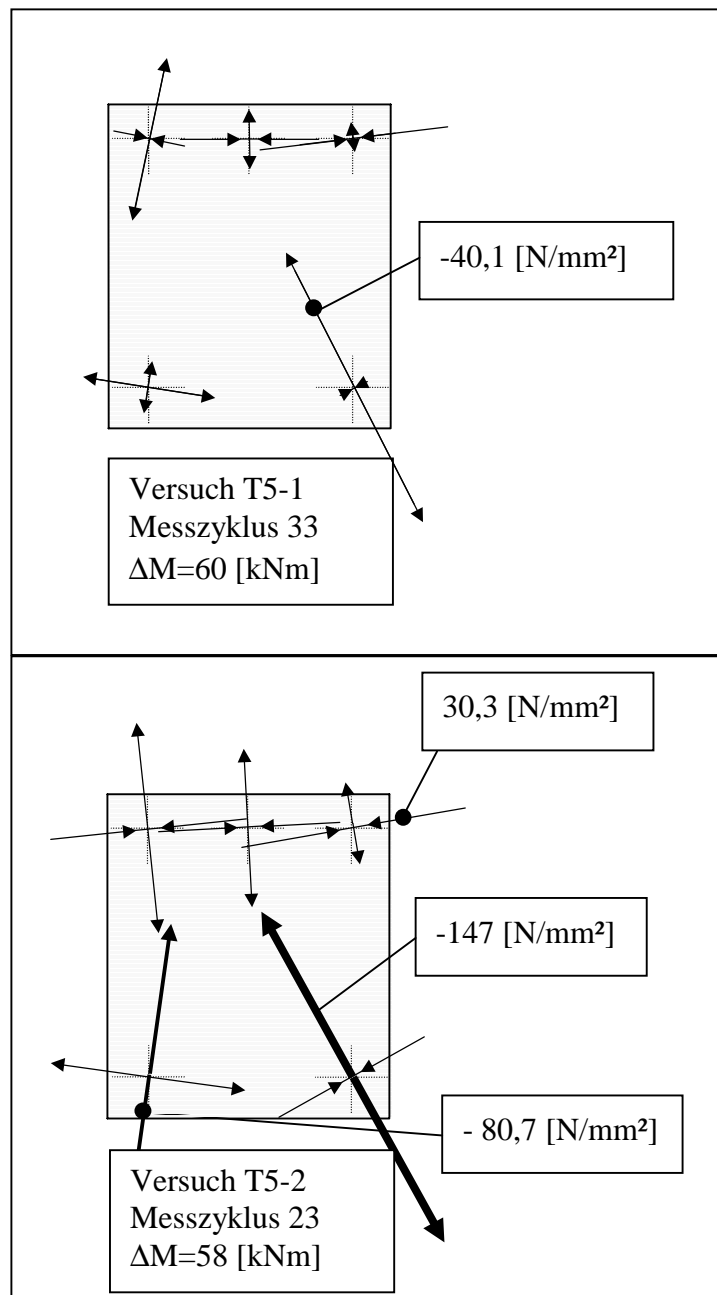


Bild 4.23 Hauptspannungen und Richtungen bei den Versuchen T5-1 und T5-2



Bild 3.10 gibt noch einmal den Überblick über das statische System. Allerdings ist Bild 3.10 gegenüber den Bildern 4.22, 4.23 und 4.24 seitenverkehrt; der stärker belastete Kragarm ist für die Bilder in Abschnitt 4 auf der rechten Seite.

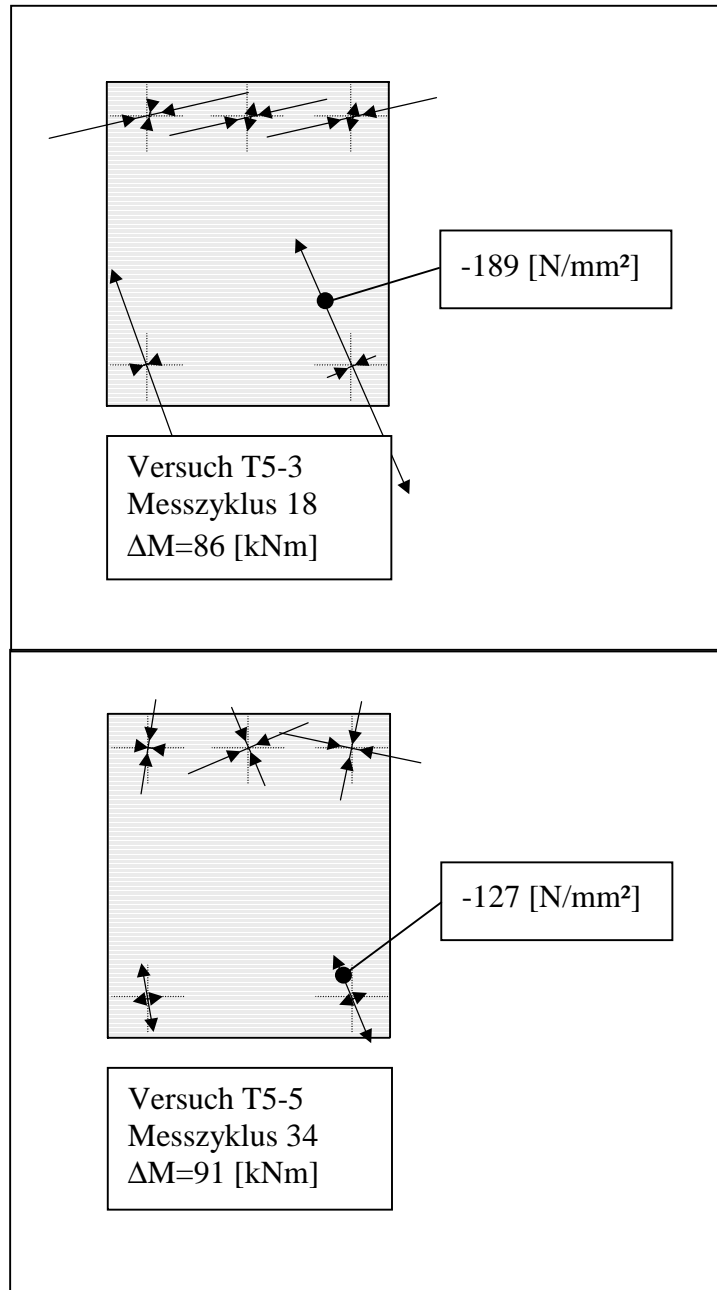


Bild 4.24 Hauptspannungen und Richtungen bei den Versuchen T5-3 und T5-5

Für den Versuch T5-1 ist in Bild 4.23 der Belastungszustand bei  $2/3$  seiner im Versuch erreichten Maximallast aufgetragen. Die Pfeillängen entsprechen den jeweiligen Größen der Spannungen.

Die kleinste Spannung (betragsmäßig größte) tritt mit  $-40 \text{ N/mm}^2$  direkt neben der Auflagerknagge des stärker belasteten Kragarms auf, siehe die Stelle 108 in Bild 4.22. Hier wurde die Druckkraft aus dem Stahlträgeruntergurt der stärker belasteten Seite in das Schubfeld eingeleitet. Aus der Richtung der Hauptspannung ist abzulesen, daß die horizontal eingeleitete Kraft sofort ihre Richtung wechselt und als Druckstrebe nach schräg oben in das Schubfeld strahlt.

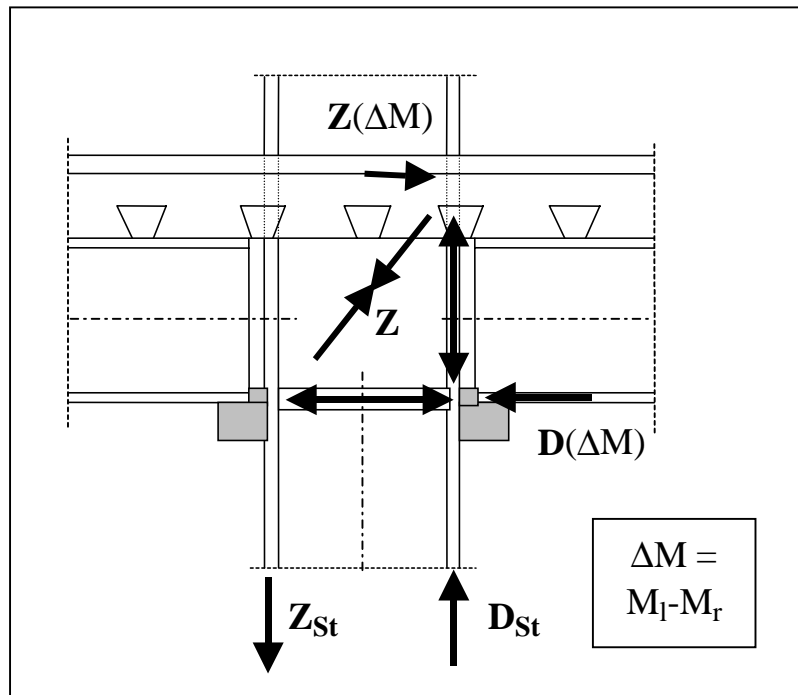


Bild 4.25 Rückhängen der Druckkraft in den Stützensteg und den Kammerbeton

Für den Versuch T5-2 wurden die Hauptspannungen für den *gleichen* Belastungszustand wie für den Versuch T5-1 aufgetragen. Die fehlende Stützenrippe führt direkt zu einer kleineren (betragsmäßig größeren) Spannung an der Stelle 108, diese sinkt von  $-40 \text{ N/mm}^2$  auf  $-147 \text{ N/mm}^2$ . Der Stützensteg wäre an dieser Stelle auf „rippenlose Lasteinleitung“ nachzuweisen.

Für die Versuche T5-3 und T5-5 wurden die Hauptspannungen in Bild 4.24, wieder für die Belastungsstufe von  $2/3$  ihrer jeweils im Versuch erreichten Maximallast, aufgetragen.

Auch hier setzt sich die schräge Druckstrebe aus dem Betongurt direkt auf die Innenkante desjenigen Stützenstegs ab, der der stärker belasteten Seite zugewandt ist, siehe Bild 4.17. Von dort muß die Kraft in das Schubfeld zurückgehängt werden. Dies ist auch an der Neigung und der Größe der Hauptspannungen an der Meßstelle 105 zu sehen, siehe die Bilder 4.22 und 4.23.

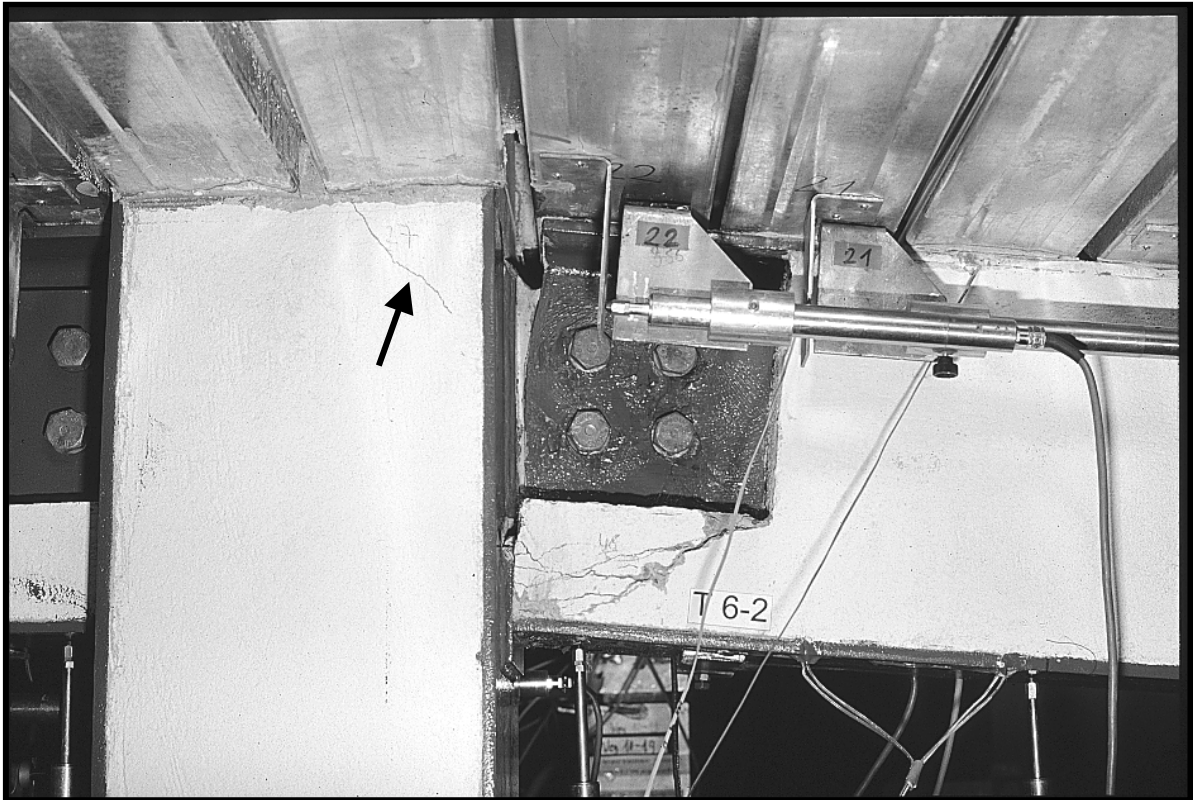


Bild 4.26 Anschluß T6-2 mit Riß im Kammerbeton des Stützensteiges.

Würde die Differenzkraft aus dem Betongurt auch, oder sogar ausschließlich, über die Außenseite des Stützenflansches in die Stütze eingeleitet werden (siehe Bild 4.17, oben), wäre die horizontale Hauptspannung an der Meßstelle 96 (Bild 4.22) keine Zugspannung, sondern eine Druckspannung. Dies ist jedoch bei keinem der Versuche der Fall. In der obersten Reihe der Rosetten (96, 99 und 105) ist horizontal durchgängig eine Zugspannung vorhanden. Die Kraft aus dem Betongurt wurde also ausschließlich über Druck an der Flanschinnenkante in das Stützenprofil eingeleitet.

Sehr anschaulich ist das „Rückhängen der Druckstrebe aus dem Betongurt“ auch in Bild 4.26 zu sehen. Die Druckkraft aus Unsymmetrie im Betongurt setzt sich, wie oben erläutert, auf die Innenkante des Stützenflansches ab, welcher der stärker belasteten Seite zugeordnet ist. Von hier aus muß die Kraft als Zugkraft schräg nach unten in das Schubfeld zurückgehängt werden. Diese Kraft ist in Bild 4.25 als „Z“ bezeichnet. Ihre Lage kann sehr gut durch den Riß im Kammerbeton, der in Bild 4.26 (Pfeil) zu sehen ist, bestimmt werden.

## 4.2 Die Großversuche

Wie in Abschnitt 3.4 beschrieben ist, wurden die Verbundanschlüsse der Knotenversuche als Grundlage für die Großversuche verwendet. Der Verbundanschluß mit dem Knaggenauflager aus Knotenversuch T5-1 wurde dabei für den Großversuch T6-1 benutzt und der Verbundanschluß mit Fahnenblech aus Versuch T5-5 für den Großversuch T6-2. Bei dem Versuch T6-2 wurden weiterhin, wie beim entsprechenden Knotenversuch auch, die Kammern der Stahlträger- und Stützenprofile ausbetoniert

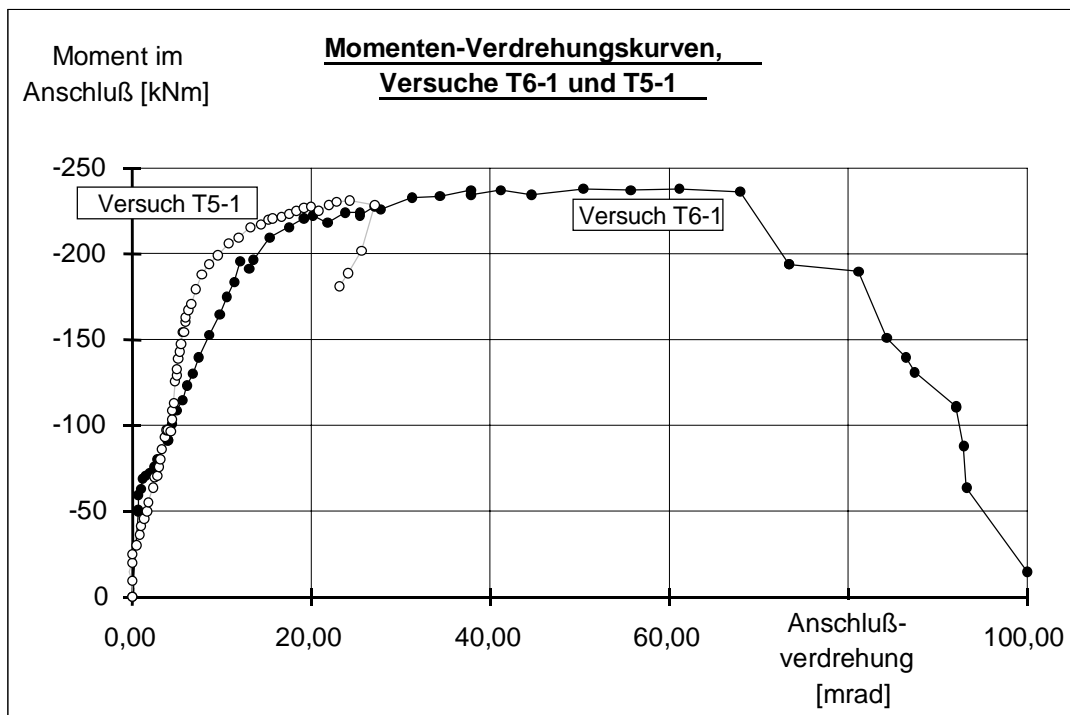


Bild 4.27 Vergleich der Verdrehungen bei den Versuchen T5-1 und T6-1

Durch die identischen Geometrien im Anschlußbereich wird es möglich, Rückschlüsse auf die Verwendbarkeit der aus den Knotenversuchen gewonnenen Momenten-Verdrehungskurven für die Berechnung der gesamten Tragstruktur, zu erhalten.

Die Knotenversuche waren statisch bestimmt aufgebaut. Bei den Großversuchen war dies nicht mehr möglich gewesen, deshalb hingen die Beanspruchungen der Verbundanschlüsse bei diesen Versuchen von den eigenen Anschlußsteifigkeiten und den Steifigkeiten der angeschlossenen Träger ab.

Den Vergleich der Anschluß-Verdrehungskurven für die stärker belasteten Seiten der Versuche T5-1 und T6-1 zeigt Bild 4.27. Der Anschluß im Großversuch T6-1 versagte bei einer Verdrehung von etwa 70 mrad durch Reißen der Bewehrung. Er verhielt sich somit wesentlich duktiler, als der gleiche Anschluß im Knotenversuch. Der Grund

hierfür liegt in der Auflagersteife, die bei Versuch T6-1 in den Stahlträger, direkt über der Auflagerknagge, eingeschweißt wurde. Ein Stegbeulen, wie es bei Versuch T5-1 eingetreten ist, wurde verhindert.

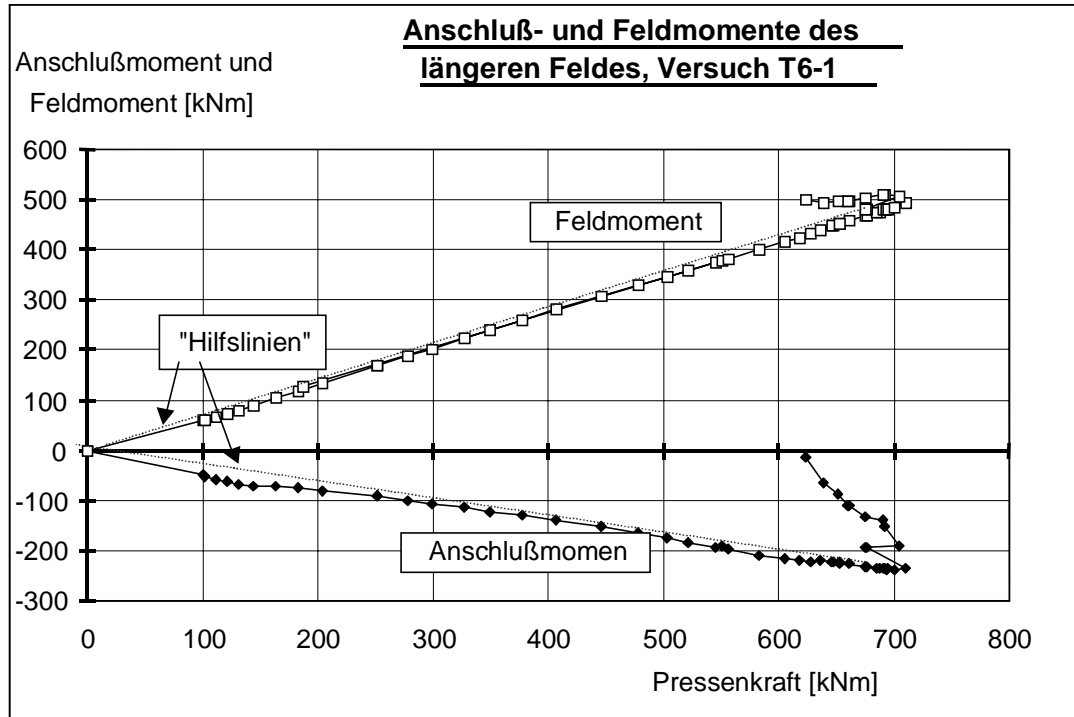


Bild 4.28 Verteilung der Biegemomente im Anschluß und im Feldquerschnitt bei Versuch T6-1

Auch das veränderte Steifigkeitsverhalten im Bereich über 100 kNm (siehe Bild 4.31) geht auf die fehlende Auflagerrippe bei Versuch T5-1 zurück. Bei diesem Versuch stauchte sich der Trägersteg des Versuchskörpers ohne die eingeschweißte Rippe wesentlich stärker als beim Versuch mit Auflagerrippe (siehe Bild 4.2). Zwischen den Oberkanten des Betongurtes - kurz vor und kurz hinter dem Stützenflansch - kam es gegen Ende des Versuchs zu Höhendifferenzen von bis zu 3 mm. Die Verzerrung des Obergurtes zog zwangsläufig mehr Querkräfte in den Betongurt. Diese wurden dann an der Stützenflanschinnenkante, wo sich auch die schräge Druckstrebe absetzt, über Reibung an die Stütze abgegeben.

Das Anwachsen der Stütz- und Feldmomente in Abhängigkeit von der Belastung zeigt Bild 4.28. Im Versuch stiegen die Momente im konstanten Verhältnis zueinander an, das sie über fast die gesamte Versuchsdauer einhielten.

Im Anfangsbereich, bei einer Belastung von weniger als etwa 250 kN, zieht der Anschluß mehr Schnittgrößen an als im Bereich über 250 kN (in Bild 4.28 ist zur Verdeutlichung noch Hilfslinie eingezeichnet). Dieses Verhalten geht auf den Tension

Stiffening Effekt des Betongurtes im negativen Momentenbereich zurück. Die Momenten-Verdrehungskurve ist im Anfangsbereich sehr gut mit der Kennlinie des Betonstahls für das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen [5.13] vergleichbar.

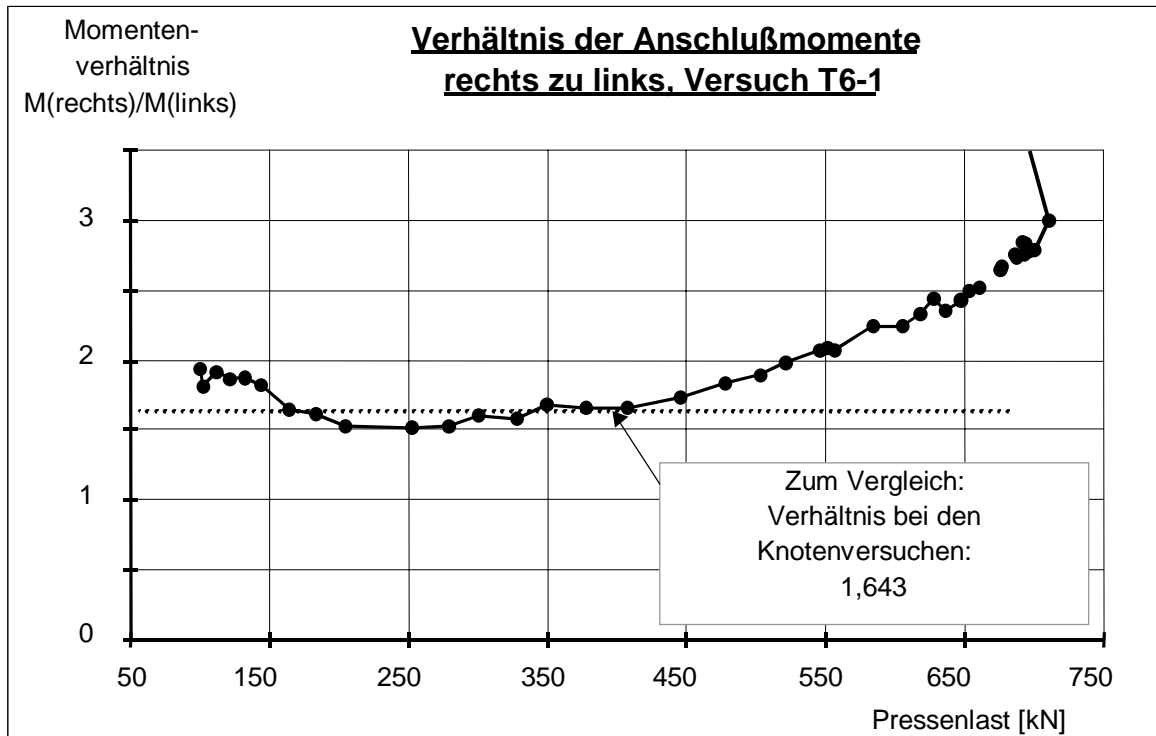


Bild 4.29 Verhältnis der Anschlußmomente rechts und links der Stütze

Kurz vor dem Versagen, ab einer Belastung von etwa 690 kN, geht die Kurve des Anschlußmomentes für den Versuch T6-1 in eine Horizontale über. Die zusätzliche Belastung konnte jetzt nur noch im Feldquerschnitt übernommen werden. Aus Bild 4.27 ist zu erkennen, daß die Pressen noch Weg fahren konnten und die Verdrehungen im Anschluß noch zugenommen haben, aber eine nennenswerte Laststeigerung nicht mehr möglich war.

Das Versagen trat bei Versuch T6-1 durch Reißen der Bewehrung im Anschluß ein. Der Riß direkt am Stützenflansch wurde maßgebend. Dies ist die Stelle mit der Trägerlängsachsen- Koordinate von +145 mm in Bild 4.33 und in Bild 4.34.

Bei den Knotenversuchen war das Momentenverhältnis der Momente rechts und links der Stützen durch die Lastenleitungsstruktur über die ganze Versuchsdauer konstant und betrug 1: 1,64. Bei den Großversuchen galt dies, wie oben schon beschrieben, nicht mehr. Bild 4.28 zeigt die Entwicklung der Anschlußmomente rechts und links der Stütze während der Versuchsdauer. Das Momentenverhältnis steigt dabei von 1: 1,5 auf 1: 3,0 an und erreicht damit fast den doppelten Wert der Knotenversuche.

Der Spalt, der sich bei den Knotenversuchen auf der schwächer belasteten Seite zwischen Betongurt und Stützenflansch öffnete, wurde jetzt sogar gegen Ende des Versuchs fast zugeedrückt, siehe Bild 4.30. (Die Position des Wegaufnehmers 42 aus Bild 4.30 ist in Bild 4.6 gezeigt.)

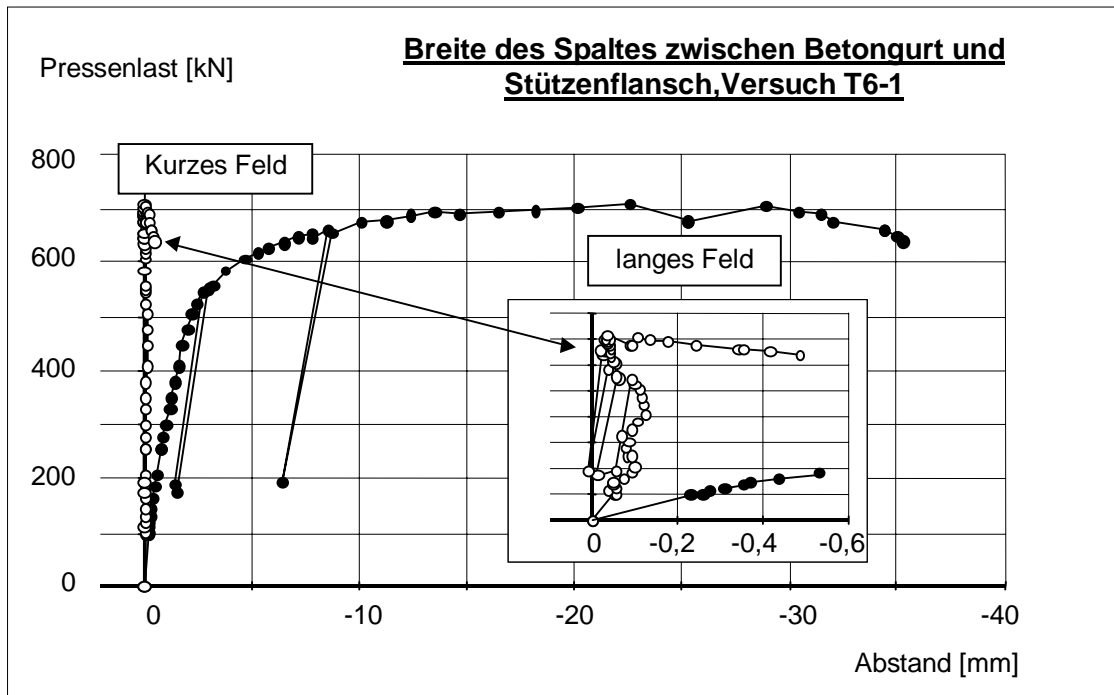


Bild 4.30 Spalt zwischen dem Betongurt und den Stützenflanschen

Dies bedeutet, daß die stärker belastete Seite den Betongurt auf der anderen Seite an die Stütze herangezogen hat. Erst als die Spannung im Bewehrungsstahl in den Fließbereich gekommen ist, hat sich der Spalt wieder weiter geöffnet.

Dieser Effekt aus der starken Unsymmetrie spiegelt sich auch in einem veränderten Verhalten des Anschlusses auf der schwächer beanspruchten Seite wieder, siehe Bild 4.31. Auf dieser Seite bleibt er bei seiner Anfangssteifigkeit und beginnt nicht, wie auf der anderen Seite, zu plastizieren. Bei den statisch unbestimmten Großversuchen richtet sich die Beanspruchung auch nach dem Verhalten des anschließenden Feldes. So kann sich z.B. der Anschluß auf der schwächer belasteten Seite nicht sehr stark verdrehen, weil das kurze Feld im Versuch nicht die zugehörige Beanspruchung und damit die notwendigen Durchbiegung aufweist.

Die vorhandene Größe des Anschlußmomentes kam hauptsächlich durch die Verdrehung der Stütze zustande (aufgrund der starken Belastung des langen Feldes) und nicht wegen der Belastung des kurzen Feldes selbst.

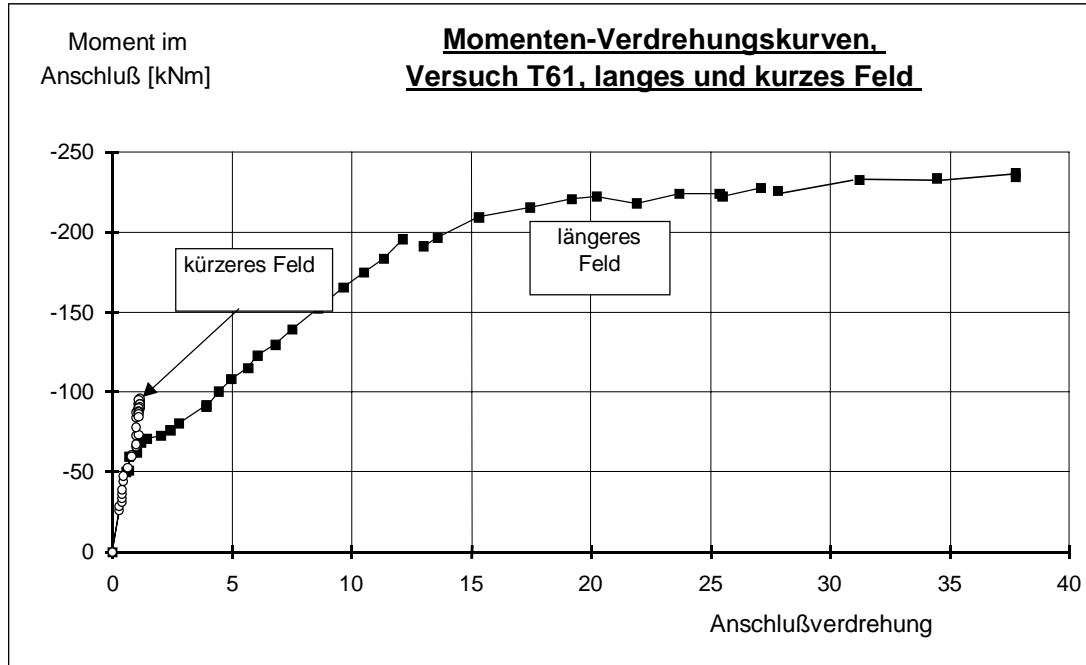


Bild 4.31 Momenten-Verdrehungskurven der beiden Anschlüsse in Versuch T6-1

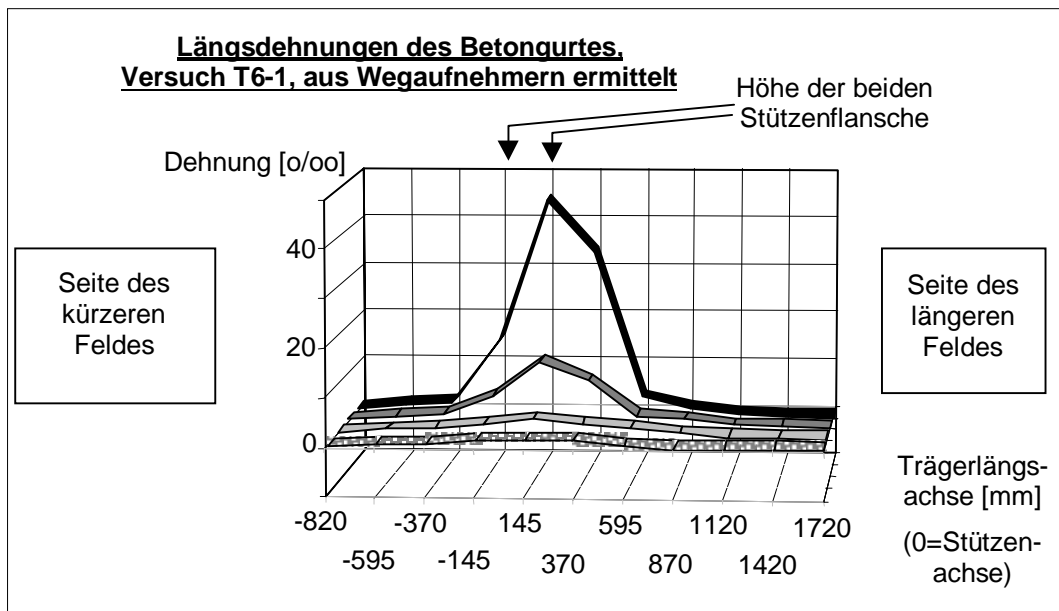


Bild 4.32 Gemittelte Betongurtdehnungen bei Versuch T6-1



Die Zunahme der Betongurtdehnungen während des Versuchs zeigt Bild 4.32. Aufgetragen sind die Werte bei 1/3, 2/3, 9/10 und 10/10 der maximalen Belastung. Besonders auffallend ist hier die starke Zunahme der der Dehnungen im Bereich zwischen 90% und 100% der größten Last. Die maximale gemittelte Betongurtdehnung bei der größten, im Versuch erreichten Last betrug etwa 45 [‰] bei einem Moment von 238 [kNm], die zugehörige Stelle befand sich direkt am Stützenflansch. Der zugehörige Riß hatte kurz vor dem Versagen des Betongurtes eine Riweite von ca. 5 bis 8 mm. Das Rißbild ist in Bild 4.33 zu sehen.

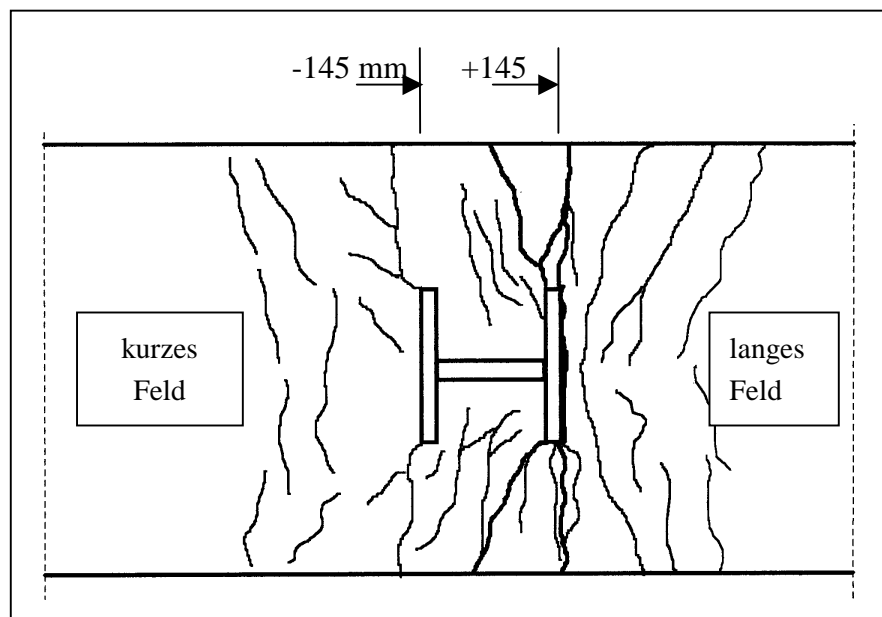


Bild 4.33 Rissbild bei Versuch T6-1

Die Länge des Einflußbereichs des Verbundanschlusses im Betongurt ist deutlich an dem Knick in den Kurven in Bild 4.32 zu sehen. Die Koordinate des Knickes liegt etwa bei +595 mm. (Die vom Anschluß beeinflusste Zone hat hier fast die halbe Breite des Betongurtes.)

Der Übergang von der Betondruckzone in die Zugzone bleibt über die gesamte Versuchsdauer nahezu konstant bei der Träger-Längskoordinate von 1120 mm. Dies zeigt Bild 4.34, das einen vergrößerten Ausschnitt aus Bild 4.32 darstellt. Hier sind wieder die Zustände bei 1/3, 2/3, 9/10 und 10/10 der Maximallast aufgetragen. Die Länge der im Zustand II befindlichen Zone beträgt  $1120 \text{ mm} / 7000 \text{ mm} = 0,16 L$ . Das gezeigte Verhalten paßt gut zu dem in Bild 4.28 gezeigten, zueinander gleichmäßigen Ansteigen der Feld- und Stützmomente.

Bild 4.35 zeigt den Vergleich der Momenten-Verdrehungskurve des Großversuchs T6-2 mit der entsprechenden Kurve aus dem Knotenversuch T5-5. Die Anschlukonstruktionen beider Versuche waren gleich ausgebildet, hatten einen

Fahnenblechanschluß und Kammerbeton im Stahlträger- und Stützenprofil. Die Kurvenverläufe stimmen gut überein.

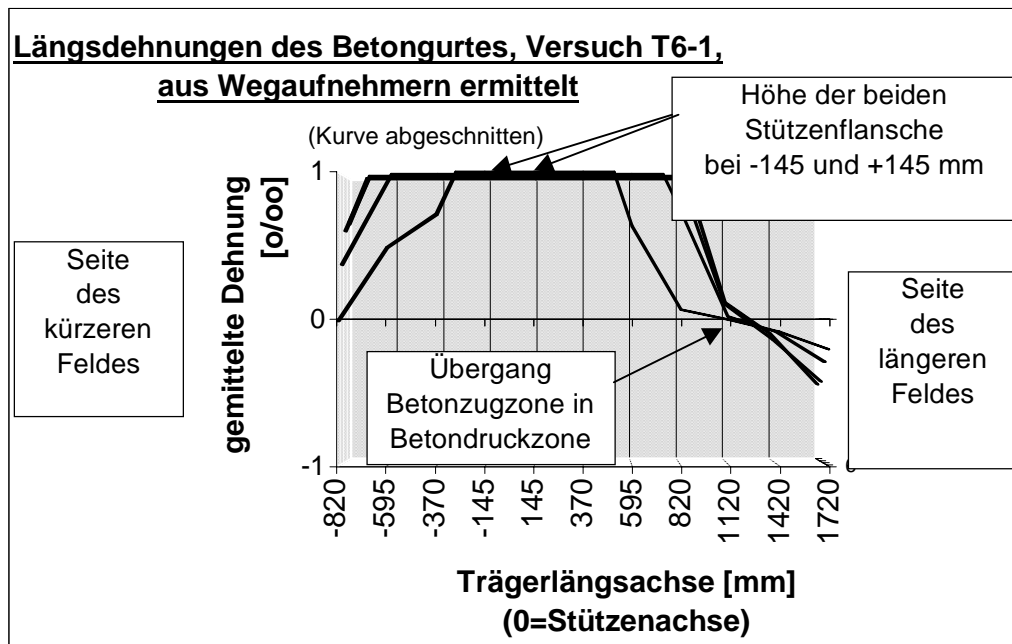


Bild 4.34 Übergang der Betondruckzone in die Zugzone, siehe auch Bild 4.32

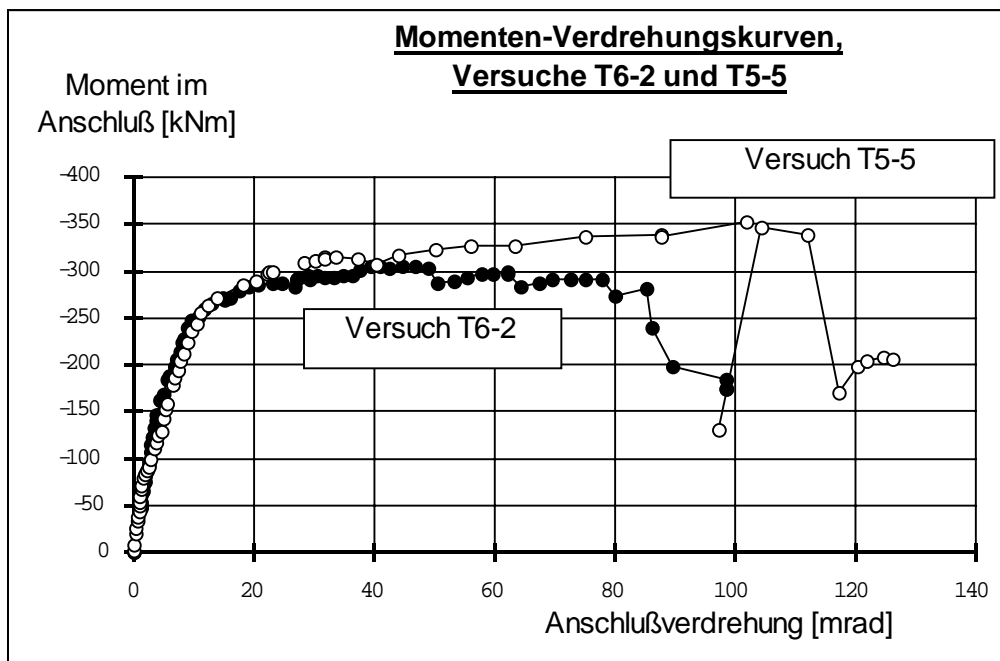


Bild 4.35 Vergleich der Verdrehungen bei den Versuchen T6-2 und T5-5

Beim Großversuch trat ein Versagen der Betondruckzone an der Stelle des maximalen Feldmomentes ein (siehe Bild 4.37). Dabei löste sich eine etwa 400 x 400 mm große und etwa 20 mm dicke Betonscholle unter der Lasteinleitungstraverse ab. Zu diesem Zeitpunkt hatte der Anschluß im Großversuch eine Verdrehung von etwa 80 mrad erreicht.

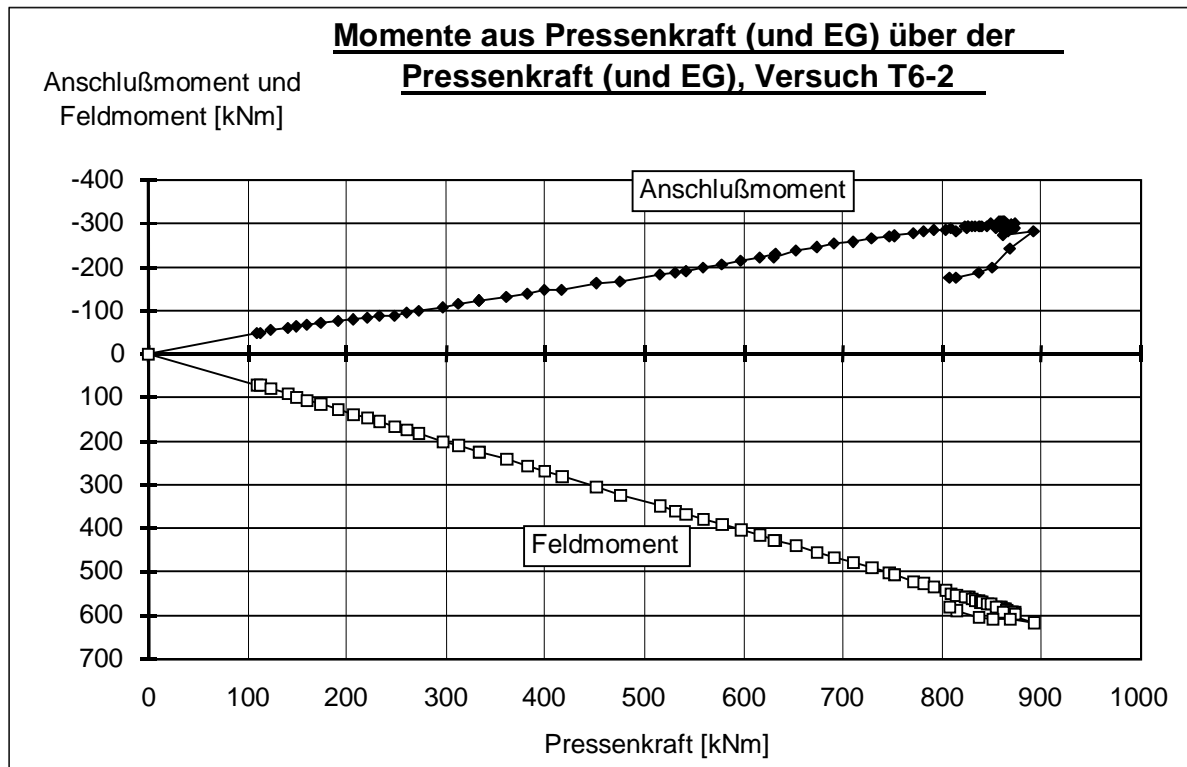


Bild 4.36 Verteilung der Biegemomente im Anschluß und im Feldquerschnitt bei Versuch T6-2

Das gleichzeitige, lineare Ansteigen von Feld- und Stützmoment, wie schon beim Großversuch T6-1 gezeigt, fand auch bei Versuch T6-2 statt. Bild 4.36 zeigt das Anwachsen der Feld- und Stützmomente über der Pressenlast. Durch die zusätzliche Steifigkeit und Tragfähigkeit des Fahnenblechs im Verbundanschluß wird die Auswirkung des Tension Stiffening Effekt, welches im Versuch T6-1 noch deutlich zu erkennen war, abgemindert.

Die im Vergleich zu Versuch T6-1 erhöhte Steifigkeit und Tragfähigkeit führte zu Momentenverhältnissen zwischen den Anschlußmomenten rechts und links der Stütze, die über fast die gesamte Versuchsdauer im Bereich zwischen 1,55 und 1,65 blieben, siehe Bild 4.38. Erst gegen Ende des Versuchs, als der Feldquerschnitt des langen Feldes stark durchplastiziert war und keine zusätzlichen Lasten mehr aufnehmen konnte, wurde die Beanspruchung des zugehörigen Anschlusses im Verhältnis größer und stieg auf etwa 1.85 an.

Bild 4.39 zeigt, daß sich, wie bei den Knotenversuchen auch, der Betongurt auf der schwächer beanspruchten Seite vom Stützenflansch löste. Auch bei diesem Versuch hat



Bild 4.37 Druckversagen des Betongurtes im Feld, Versuch T6-2

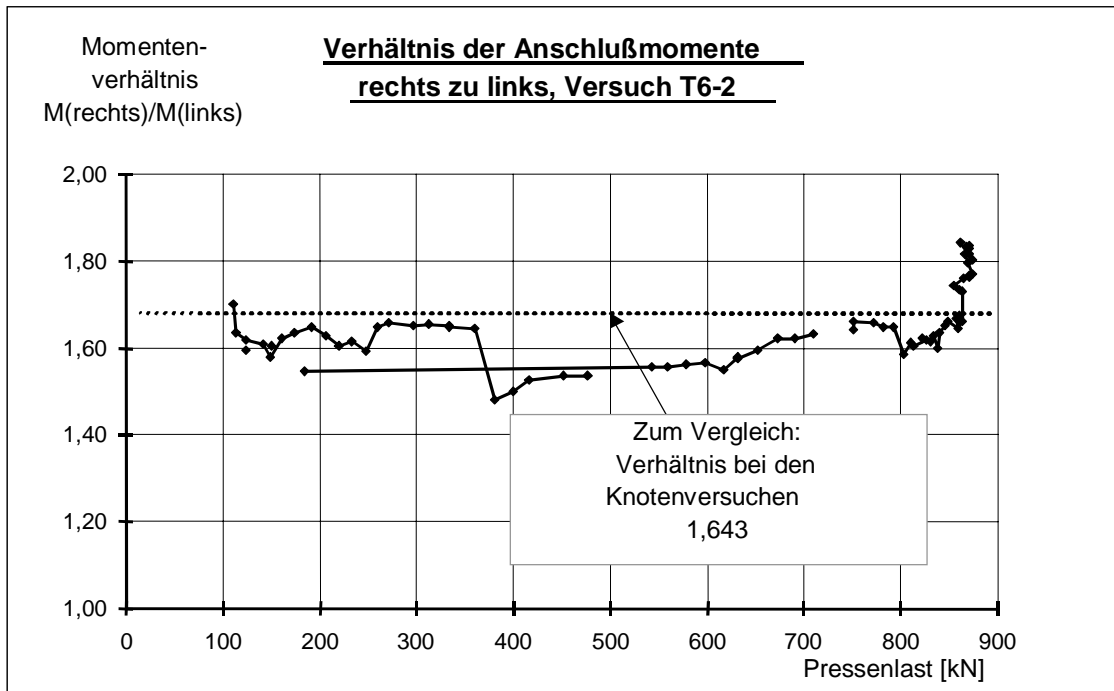


Bild 4.38 Verhältnis der Anschlußmomente rechts und links der Stütze

sich die Druckstrebe im Betongurt ausschließlich auf die Innenkante des Stützenflansches, wie es in Bild 4.17 gezeigt ist, abgesetzt.

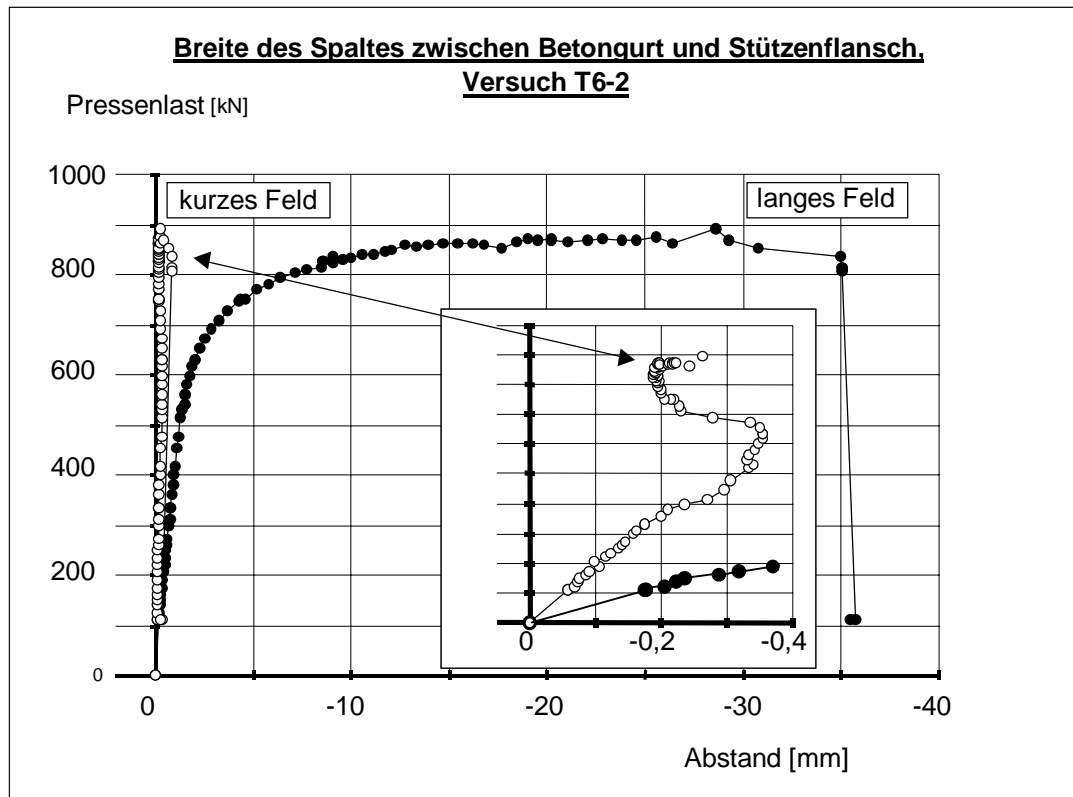


Bild 4.39 Spalt zwischen dem Betongurt und den Stützenflanschen

Die Betongurtdehnungen verlaufen im Anschlußbereich so, wie bei Versuch T6-1 auch. Der „Knick“ in der Kurve liegt wieder bei der Träger-Längskoordinate von +595 mm. In Bild 4.41 sind die Zustände bei 1/3, 2/3, 9/10 und 10/10 der maximal im Versuch erreichten Belastung dargestellt. Die größte, gemittelte Betongurtdehnung betrug etwa 61 [‰] und lag damit etwa 35% über der Dehnung des Großversuchs T6-1. Aus den Versuchsergebnissen der korrespondierenden Knotenversuchen war dieses Verhalten allerdings auch zu erwarten gewesen, siehe Abschnitt 4.1.1 und Bild 4.5.

Das Reißbild des Betongurtes hatte im Vergleich zu den anderen Versuchen keine Unterschiede aufzuweisen. Beim Versuch T6-2 versagte die Betondruckzone im Feld. Die Bewehrung im Anschlußbereich ist kurz nach dem Versagen des Feldquerschnitts gerissen.

Die Stelle des Nulldurchgangs der Betongurtdehnungen hat sich allerdings gegenüber dem Versuch T6-1 von +1120 mm auf +1420 mm verschoben, siehe die Bilder 4.34 und 4.42. Die Größe der gerissenen Zugzone beträgt somit  $1420 / 7000 = 0,202$  L. Bedingt

wurde dies durch das größere Anschlußmoment und die größere Länge des negativen Momentenbereichs.

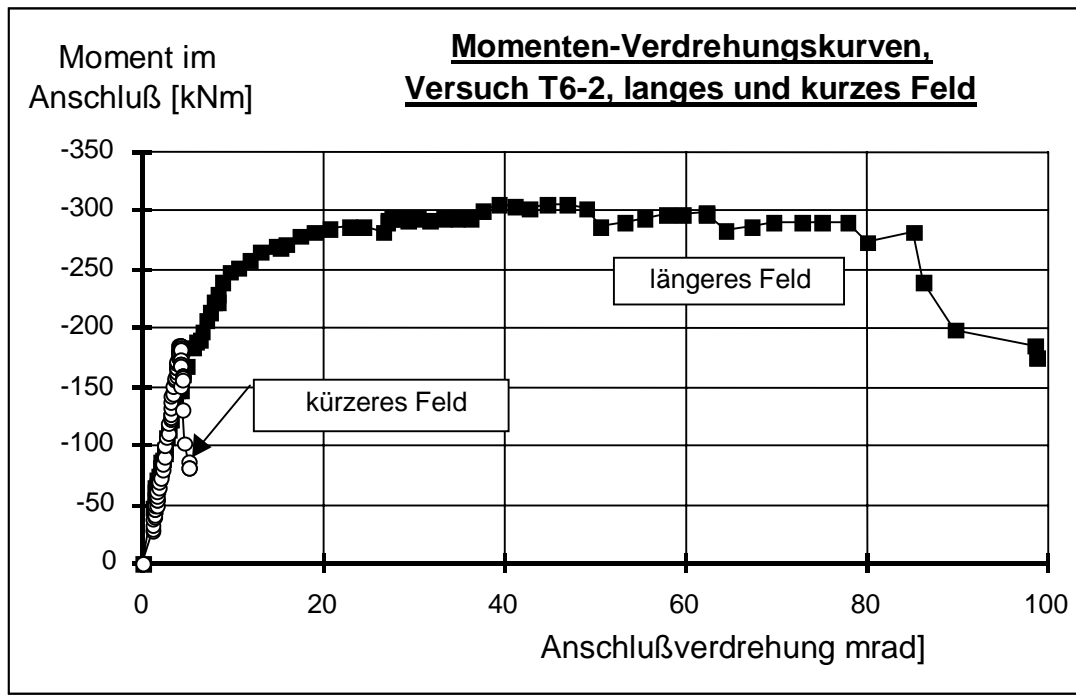


Bild 4.40 Momenten-Verdrehungskurven der beiden Anschlüsse in Versuch T6-1

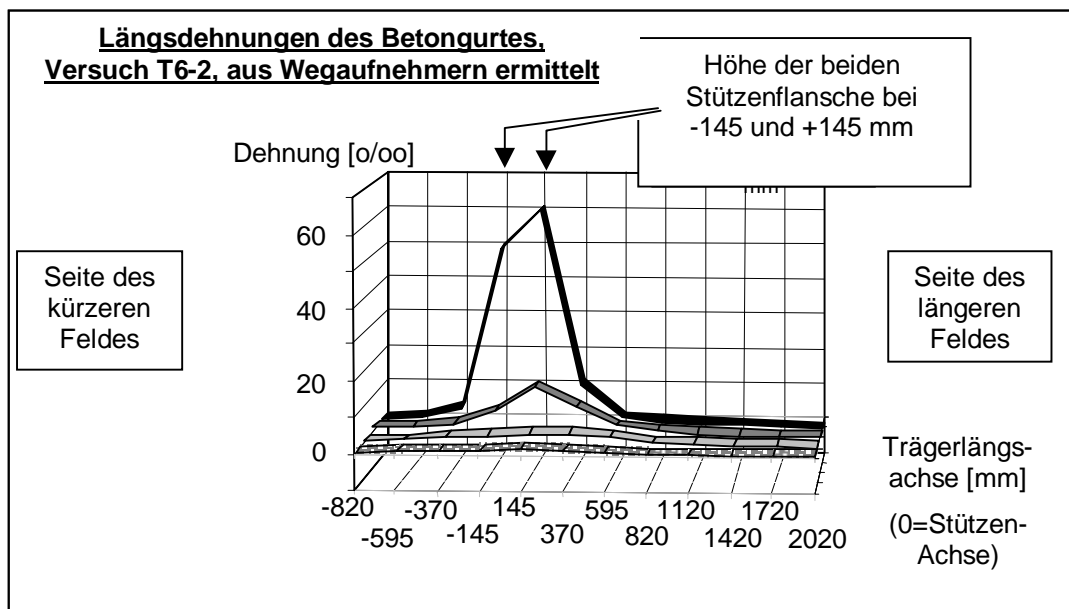


Bild 4.41 Gemittelte Betongurtdehnungen bei Versuch T6-2

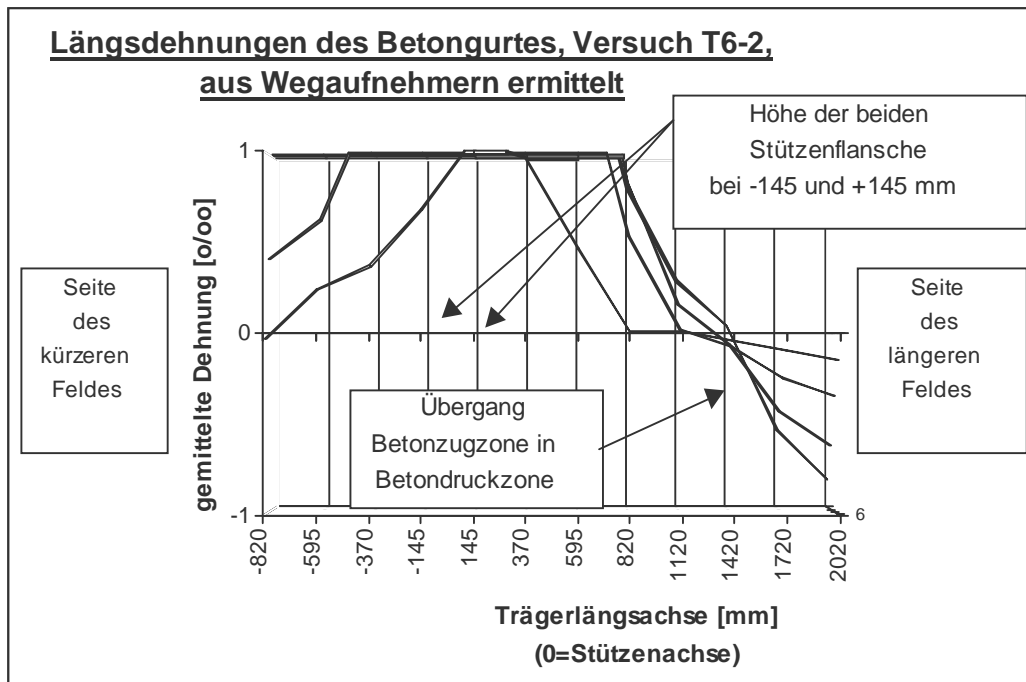


Bild 4.42 Übergang der Betondruckzone in die Zugzone

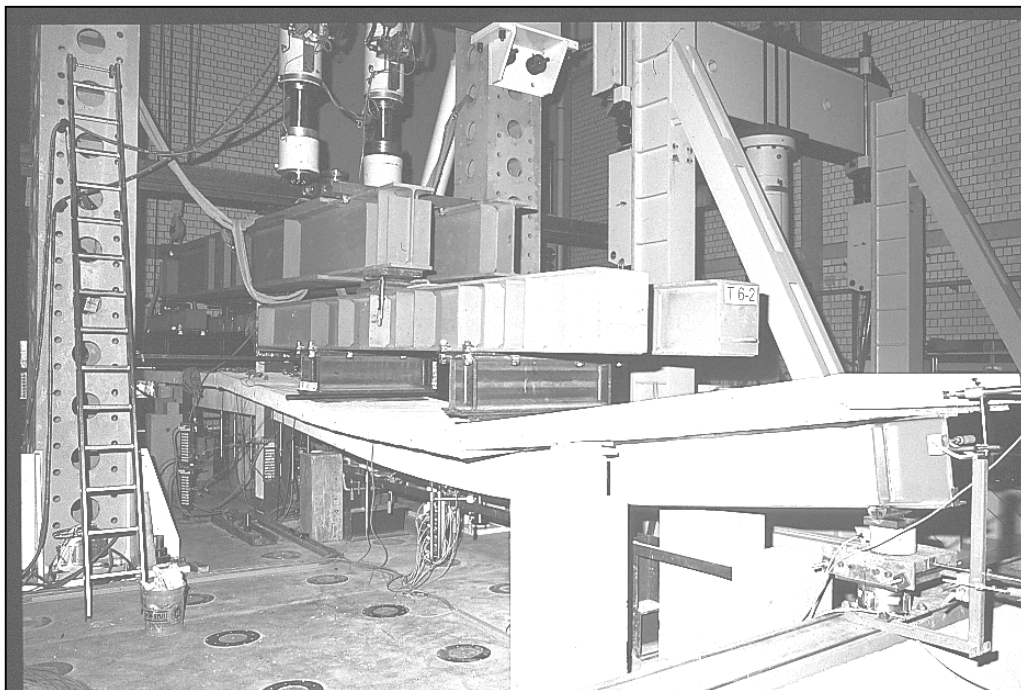


Bild 4.43 Versuchskörper T6-2 nach dem Versagen von Feld- und Stützbereich

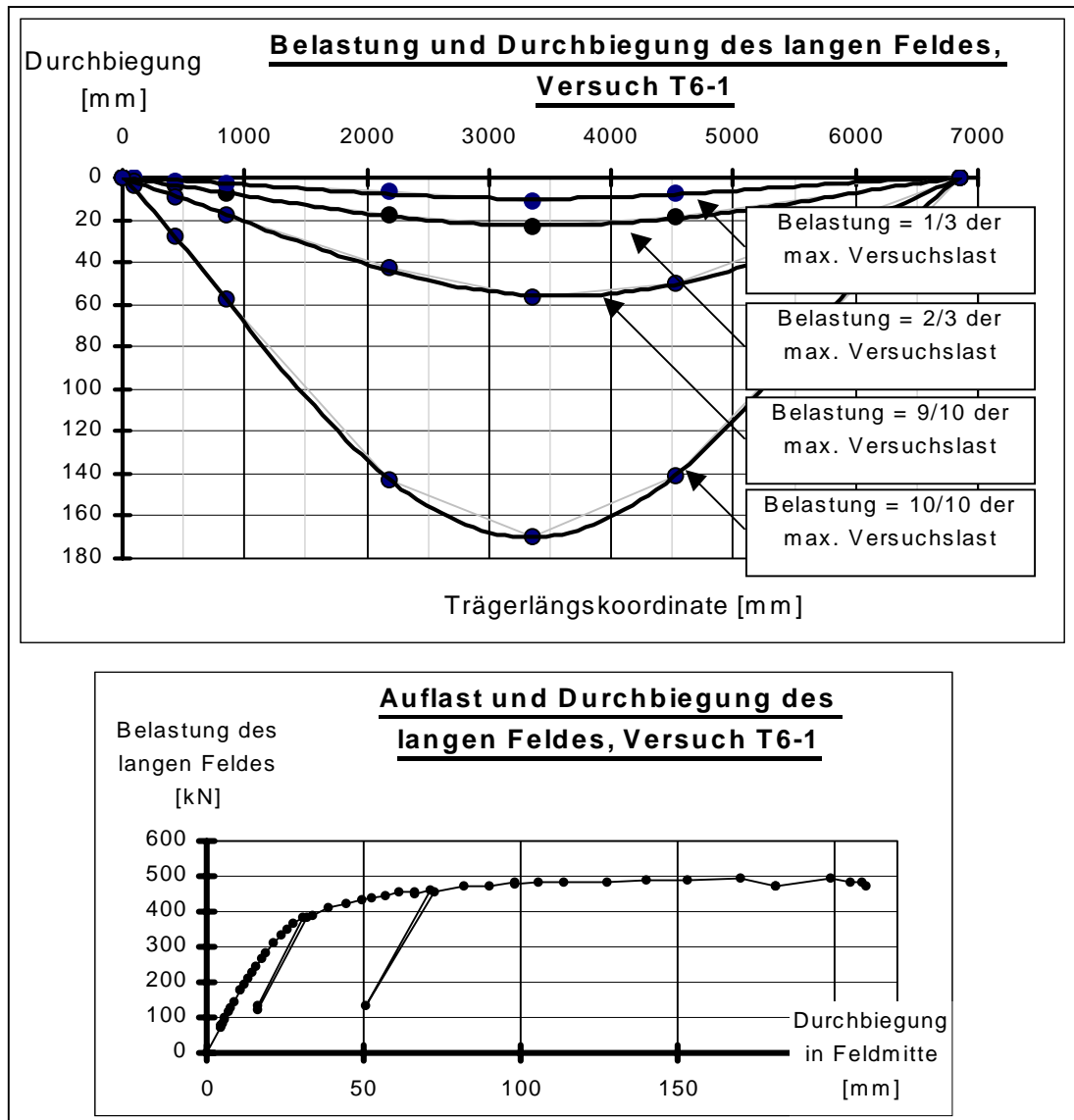


Bild 4.44 Durchbiegung des langen Feldes bei Versuch T6-1

In den Bildern 4.44 und 4.45 sind die Durchbiegungen der Versuchen T6-1 und T6-2, bei jeweils 1/3, 2/3, 9/10 und 10/10 der maximalen Versuchslast, aufgetragen. Die letzten 10 % Laststeigerung haben die Durchbiegungen in der Feldmitte bei jedem Versuch um mehr als das 3-fache anwachsen lassen. Bei Versuch T6-1 betrug der Faktor etwa 3,1 (von 54 mm auf 167 mm) und bei Versuch T6-2 etwa 3,5 (von 69 mm auf 239 mm).

Der Übersichtlichkeit halber sind die Zahlenwerte der Durchbiegungen und Verdrehungen für die 90%- und 100%-Werte tabellarisch aufgelistet.



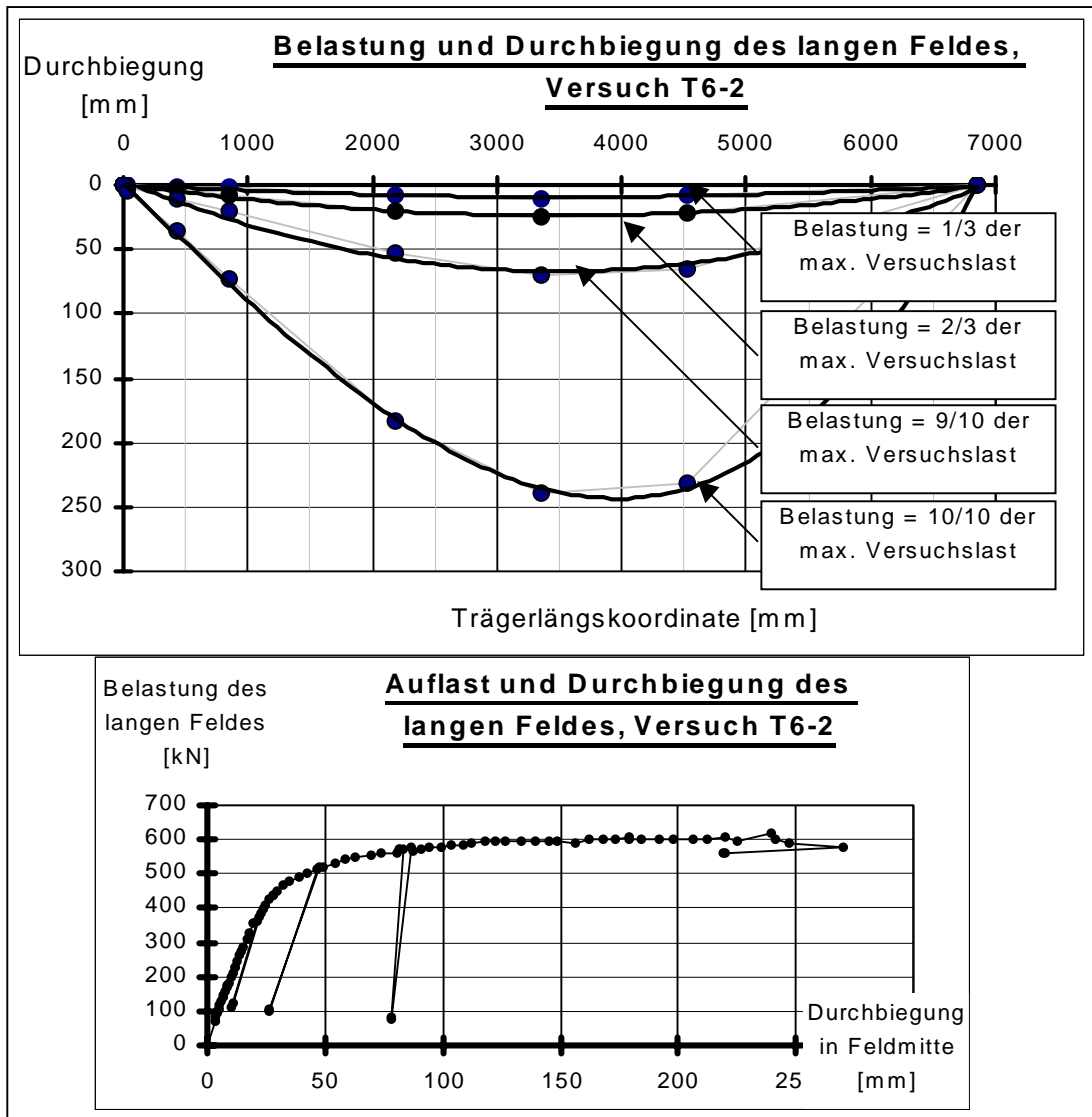


Bild 4.45 Durchbiegung des langen Feldes bei Versuch T6-2

Versuch T6-1:	<u>0,9 max P = 639 kN</u>	<u>max P = 710 kN</u>
	zug. $\varphi$ = 21,7 mrad	zug. $\varphi$ = 67,8 mrad
	zug. f = 55 mm = L/128	zug. = 168 mm = L/41

Versuch T6-2:	<u>0,9 max P = 803 kN</u>	<u>max P = 893 kN</u>
	zug. = 22,9 mrad	zug. $\varphi$ = 85,1 mrad
	zug. f = 69 mm = L/100	zug. f = 239 mm = L/29

Beide Anschlüsse ermöglichten vor dem Versagen eine maximale Durchbiegung im Feld von L/40. Beide Träger wären mit diesen Anschlüssen also geeignet, nach dem

Fließgelenkverfahren bemessen zu werden. Bei einer Begrenzung der größten Belastung auf 90 % wären die Mittendurchbiegungen sogar noch geringer als  $L/100$ .

### 4.3 Zusammenfassung

Es werden die Punkte aus den durchgeführten Versuchen T5-1 bis T5-5, T6-1 und T6-2 zusammengefaßt, die für die Entwicklung des „Ingenieurmodells“ und für die konstruktive Ausbildung der Anschlüsse von besonderer Bedeutung sind.

1. Die Druckstrebe im Betongurt aus der unsymmetrischen Belastung hat sich bei allen Versuchen auf die Innenkante des Stützenflansches abgesetzt, siehe Bild 4.17.
2. Solange der rippenlose Stützensteg die Druckkraft des Trägeruntergurtes ohne ein Überschreiten der Fließspannung abtragen konnte (mit einer Lastausbreitung von etwa 1:2.5), blieb der Einfluß der „fehlenden Rippe“ bei Versuch T5-2, auf das Momenten-Verdrehungs-Verhalten von untergeordneter Bedeutung. In Bild 4.1 sind die Verdrehungskurven der Versuche T5-1 und T5-2 aufgetragen. Der Versuch T5-2 hatte dabei keine Rippe im Stützensteg.
3. Bei den Großversuchen T6-1 und T6-2 stellte sich die Momentenverteilung im Versuchskörper nach den vorhandenen Steifigkeiten ein. Maßgebend war dabei das Verhältnis der Anschlußsteifigkeit zur Steifigkeit des Feldquerschnittes. Die Beobachtungen,
  - daß die Nulldurchgänge der Dehnungen des Betongurtes während der gesamten Belastungssteigerung bei etwa der gleichen Trägerlängskoordinate geblieben sind (siehe die Bilder 4.34 und 4.42) und
  - daß das Momentenverhältnis von Feldmoment zu Anschlußmoment über fast die gesamte Versuchsdauer konstant zueinander geblieben ist (siehe die Bilder 4.28 und 4.36),

lassen darauf schließen, daß die Abnahme der Steifigkeiten im Träger und im Anschluß während der Belastungssteigerung weitgehend in einem konstanten Verhältnis zueinander stattfand.

Bei den Großversuchen T6-1 und T6-2 war eine gute Verdrehungsfähigkeit der Anschlüsse gegeben. Dies zeigte sich daran, daß das Versagen der Anschlüsse und der Feldquerschnitte bei beiden Versuchen jeweils fast gleichzeitig stattgefunden hat.

Die oben getroffene Aussage gilt nicht für Systeme mit Anschlüssen, die innerlich veränderlich gegliedert sind. Dies kann z.B. ein gelenkiger Anschluß

sein, bei dem sich der Trägeruntergurt bei einer großen Verdrehung an den Stützenflansch anlegt und Druckkräfte überträgt.

Desweiteren gilt die Aussage nicht für Systeme mit spröden Anschlüssen, die schon versagen, lange bevor die volle Biegetragfähigkeit des Felquerschnittes aktiviert werden kann. Dies wäre z.B. bei einem Verbundanschluß der Fall, der einen äußerst geringen Bewehrungsgehalt und Mattenbewehrung aufweisen würde.

4. Die letzten 10 % Laststeigerung (von 90% auf 100%) der im Versuch erreichten Höchstlast bedeuteten für das Tragwerk immer eine sehr starke Zunahme der Verformungen. Dies galt sowohl für die Durchbiegung im Feld (10% mehr Last und 300% mehr Durchbiegung) als auch für die Anschlußverdrehungen und die Rißweiten im Betongurt.
5. Die Anschlußverdrehung und das zugehörige Rißgeschehen im Betongurt spielen sich lokal begrenzt auf den Anschlußbereich selbst ab, siehe die Bilder 4.32, 4.41, 4.44 und 4.45. Dieses Verhalten eignet sich, mit einer Feder im statischen System des Tragwerks abgebildet zu werden.

## **5 Zur Ermittlung der rechnerischen Biegetragfähigkeit, der rechnerischen Steifigkeit und der rechnerischen Grenzverdrehung der Verbundanschlüsse**

### **5.1 Die rechnerische Biegetragfähigkeit**

#### **5.1.1 Allgemeines**

Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit der Verbundanschlüsse wird bei dem Rechenmodell zuerst von einer vollplastischen Spannungsverteilung im Anschluß ausgegangen, siehe z.B. [2.14]. Anhand der in Abschnitt 5.1.3 beschriebenen Verbundanschluß-Versuche ist es möglich, die rechnerische, vollplastische Biegetragfähigkeit mit der jeweils im Versuch erreichten Trägfähigkeit zu vergleichen. Dabei erreichten schon recht viele Anschlüsse das rechnerische, vollplastische Biegemoment, das sich ergibt, wenn die vorhandenen Werkstoffkennwerte (ohne Verfestigung des Stahls) zugrunde gelegt werden.

Bei den untersuchten Anschlüssen, die das vollplastische Moment im Versuch nicht erreicht haben, gab es für die geringere Biegetragfähigkeit 3 Gründe:

#### **1. Mattenbewehrung**

Der Betongurt hatte nicht die ausreichende Duktilität, um das Durchplastizieren aller Komponenten zu ermöglichen, und er versagte vorher. Dies ist vor allem bei Mattenbewehrung der Fall,

#### **2. Versagen des Stützensteges**

Im Trägeruntergurtbereich war der erforderliche Lastausbreitungswinkel in den *unverstärkten* Steg der Stütze größer als 1: 2.5 (siehe die Kraft „D“ in Bild 5.1 und Zeile 2 in Bild 2.6).

- Damit war der Stützensteg zu schwach und versagte, noch bevor der Trägeruntergurt am Anschluß die Streckgrenze erreichen konnte. Das plastische Anschlußmoment konnte sich nicht entwickeln.
- Die reduzierte Spannung führte zu einer verminderten Dehnung im Trägeruntergurtbereich. Bei der Annahme einer linearen Dehnungsverteilung im Anschluß sind die Dehnungen in Höhe der anderen Anschlußkomponenten zwangsläufig auch reduziert (siehe Bild 5.2), und die Komponenten, die sich dort befinden, können nicht mehr die jeweilige maximale (plastische) Kraft ausbilden. Hier konnte sich also nur ein Anschlußmoment entwickeln, das sich aus einer linear-elastischen Spannungs- und Dehnungsverteilung ergibt, wobei die Dehnung im Trägeruntergurt der reduzierten Spannung entsprechen muß.

- Beim Versagen des Stützensteges wird das Fahnenblech „mitgezogen“, so daß es sich mit dem angeschlossenen Stahlträger verdreht. Mit dieser Verformung entzieht es sich teilweise seiner Belastung.

### 3. „gelenkige“ Anschlüsse

Als „gelenkiger“ Verbundanschluß wird in dieser Arbeit ein Anschluß verstanden, der zu Beginn der Biegebeanspruchung *keinen* kraftschlüssigen Kontakt zwischen dem Träger-Untergurt und dem Stützenprofil aufweisen kann. Dies ist z.B. bei dem Fahnenblechanschluß mit einem deutlichen Spalt zwischen dem unteren Flansch des Stahlträgers und dem Stützensteg der Fall. Die erforderliche Verdrehung bei diesen Anschlüssen war einfach zu groß, um

- das kraftschlüssige Anlegen des Stahlträgeruntergurtes an den Stützensteg und dann noch
- das vollständige Durchplastizieren aller Komponenten zu ermöglichen. Allerdings erreichten die untersuchten, „gelenkigen“ Anschlüsse immer noch das elastische Grenzmoment, dessen Berechnung in Abschnitt 5.1.2 erläutert wird.

Bei den hier untersuchten Anschlüssen hat ein Beulen des Stahlträgeruntergurtes vor Erreichen des rechnerischen, vollplastischen Anschlußmomentes nicht stattgefunden. Hier sei auf [5.1.4] verwiesen, wo die Versuchsergebnisse, das rechnerische Anschlußmoment und die Ursachen des jeweiligen Versagens für die untersuchten Anschlüsse aufgelistet sind.

Um Duktilität in den Stahl-Anschlußkomponenten zu erreichen, muß ein „zu frühes“ Versagen ausgeschlossen werden. Für die Schraubverbindung und den Stahlträgeruntergurt kann dies wie folgt geschehen:

1. für den Fahnenblechanschluß muß die Grenzabscherkraft der Schrauben über der Grenzlochleibungskraft des Fahnenbleches liegen,
2. für den Kopfplattenanschluß muß die aufnehmbare Schraubenzugkraft groß genug sein, um die Kopfplatte so verformen zu können, daß die Schrauben in den darunter liegenden Reihen auch noch ausreichend aktiviert werden können,
3. das  $b/t$ -Verhältnis des Stahlträger-Untergurtes muß die Einstufung des Flansches in die Querschnittsklasse 1 nach [2.1] ermöglichen.

Ist dies der Fall, kann ein plötzliches und sprödes Versagen von Stahlanschlußkomponenten im Verbundanschluß ausgeschlossen werden.

Durch den Verzicht auf Mattenbewehrung kann ein weiterer Duktilitätsgewinn im Anschluß erreicht werden. (Versuchsergebnisse mit hochduktiler Mattenbewehrung lagen nicht vor.)

Bei den Anschlüssen, die ihre plastische Biegetragfähigkeit im Versuch, aus den oben genannten Gründen, nicht entwickeln konnten, wurde eine linear-elastische Dehnungsverteilung (siehe Bild 5.2) für die Ermittlung der rechnerischen Biegetragfähigkeit zugrunde gelegt.

Im folgenden Abschnitt wird auf die Ermittlung der elastischen und der plastischen Tragfähigkeiten der Komponenten eingegangen und auf die Ermittlung der Biegetragfähigkeit des gesamten Verbundanschlusses.

### 5.1.2 Rechnerische Biegetragfähigkeit im Anschluß bei plastischer und elastischer Dehnungsverteilung

Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit der Verbundanschlüsse müssen zuerst die Tragfähigkeiten der einzelnen Komponenten bestimmt werden. Dies geschieht in dieser Arbeit nach [2.1] bis [2.5] und [5.10]. Abweichend von den Normen werden die rechnerischen Tragfähigkeiten allerdings zunächst mit den wirklichen Werkstoffkennwerten - und ohne Sicherheitsbeiwerte - bestimmt. Die Grenztragfähigkeiten der wichtigsten Komponenten im Anschluß werden noch einmal kurz aufgelistet:

- Der Stahlträgeruntergurt auf Druck:

$$F_{c,fb} = (A - d \cdot t_w) / 2 \cdot f_y$$

$A$  Querschnittsfläche des Stahlträgers

$d$  Steghöhe, ohne Ausrundungsradius

$f_y$  Streckgrenze des verwendeten Stahls (für die Versuchsauswertung aus dem Zugversuch)

$t_w$  Stegdicke

- Die Bewehrung im Betongurt auf Zug:

$$F_{s,R} = A_s \cdot f_s$$

$A_s$  Fläche des Betonstahls

$f_s$  Streckgrenze des Betonstahls

- Schraube der Güte 10.9 auf Abscheren, Gewinde in der Scherfuge

$$F_{v;R} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$f_{ub}$  Zugfestigkeit des Schraubenmaterials

$A_s$  Spannungsquerschnittsfläche der Schraube

$\gamma_{Mb}$  Sicherheitsbeiwert für die Schrauben ( $\gamma_{Mb} = 1.0$  für die Versuchsnachrechnung)

- Schraube der Güte 10.9 auf Abscheren, Schaft in der Scherfuge

$$F_{v;R} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{Mb}$$

$f_{ub}$  Zugfestigkeit des Schraubenmaterials

$A$  Schaftquerschnittsfläche der Schraube

$\gamma_{Mb}$  Sicherheitsbeiwert für die Schrauben ( $\gamma_{Mb} = 1.0$  für die Versuchsnachrechnung)

- Schraube auf Zug

$$F_{t;R} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{t;R} = f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \text{ (für die Versuchsnachrechnung)}$$

$f_{ub}$  Zugfestigkeit des Schraubenmaterials

$A_s$  Spannungsquerschnitt der Schraube

$\gamma_{Mb}$  Sicherheitsbeiwert für die Schrauben ( $\gamma_{Mb} = 1.0$  für die Versuchsnachrechnung)

- Grenzlochleibungskraft nach [5.10]

$$F_{L,R} = \alpha_L \cdot f_y \cdot d \cdot t / \gamma_M$$

$f_y$  Streckgrenze des Baustahls

$\alpha_L$  Geometriebeiwert nach [5.10]  
 $\leq 3,0$

$d$  Schraubendurchmesser

$t$  Blechdicke

$\gamma_M$  Sicherheitsbeiwert für den Werkstoff ( $\gamma_{Mb} = 1.0$ )

- Grenzlochleibungskraft nach [2.1]

$$F_{b,R} = 2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

$f_u$  Zugfestigkeit des Baustahls

$\alpha$   $\min(e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1.0)$  nach [2.1]

$d$  Schraubendurchmesser

$t$  Blechdicke

$\gamma_{Mb}$  Sicherheitsbeiwert für die Schrauben ( $\gamma_{Mb} = 1.0$  für die Versuchsnachrechnung)

- Stützenflansch auf Biegung

1.  $F_{t,R} = 4 \cdot M_{pl,R} / m$
2.  $F_{t,R} = ( 2 \cdot M_{pl,R} + n \sum B_{t,R} ) / (m + n)$
3.  $F_{t,R} = \sum B_{t,R}$

$M_{pl,R}$  plastisches Biegemoment des Stützenflansches

$m, n$  Geometriewerte nach EC3, J 3.3

$B_{t,R}$  Grenzzugkraft der Schraube im äquivalenten T-Stummel

$\gamma_{Mb}$  Sicherheitsbeiwert für die Schrauben ( $\gamma_{Mb} = 1.0$  für die Versuchsnachrechnung)

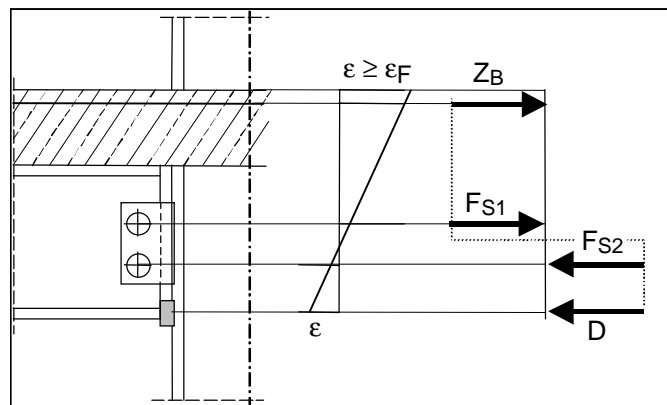


Bild 5.1 lineare Dehnungsverteilung ohne Begrenzung -  
plastische Grenzkkräfte in den Komponenten

- Stützensteg auf Druck (Fließen und Beulen)

$$F_{c,wc,R} = \omega \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M1}$$

$\omega$  Reduktionsfaktor für Schub im Stützenstegblech nach [2.1],  
Abschnitt J 3.5.2

$\rho$  Reduktionsfaktor für Stegbeulen nach [2.1], Abschnitt J 3.5.2

$b_{eff,c,wc}$  mitwirkende Steghöhe nach [2.1], Abschnitt J 3.5.2 (5)

$t_{wc}$  Stegdicke

$f_{y,wc}$  Streckgrenze des Stützenstegmaterials

$\gamma_{M1}$  Sicherheitsbeiwert ( $\gamma_{M1} = 1.0$  für die Versuchsnachrechnung)



### Die plastische Biegetragfähigkeit

Zur Ermittlung der rechnerischen, vollplastischen Biegetragfähigkeit des Verbundanschlusses werden jeweils die maximalen Komponentenkräfte angesetzt. Die „unteren“ Komponenten werden dabei auf Druck beansprucht. Die „oberen“ Komponenten, beginnend mit der Bewehrung, sind zugbeansprucht. Die plastische Nulllinie ergibt sich aus der Bedingung, daß die Summe der horizontalen Kräfte gleich Null sein muß, siehe Bild 5.1. Die Berechnung der Komponentenkräfte erfolgte bei der Versuchsnachrechnung, wie oben schon beschrieben, ohne Sicherheitsbeiwert und mit den im Versuch vorhandenen Werkstoffkennwerten. Die rechnerisch ermittelten Biegetragfähigkeiten der Anschlüsse sind in Abschnitt 5.1.4 tabellarisch aufgelistet.

### Die elastische Biegetragfähigkeit

Einige Anschlüsse waren nicht in der Lage, das plastische Moment zu entwickeln; die Gründe hierfür sind in Abschnitt 5.1 aufgelistet. Für diese Anschlüsse wird eine „klassische“, elastische Dehnungsverteilung im Anschluß zugrunde gelegt, und die

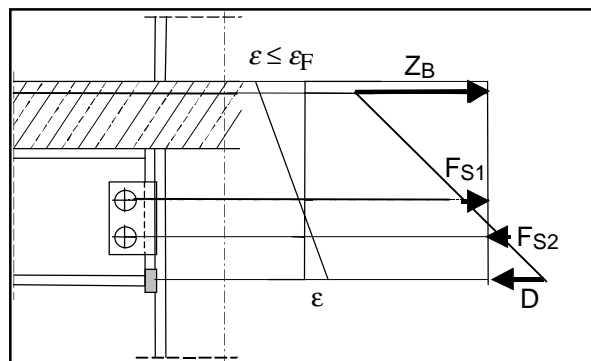


Bild 5.2 Lineare Dehnungsverteilung im Verbundanschluß ohne Überschreiten der Fließspannung in den Randfasern

größte Dehnung wird so begrenzt, daß die Spannung in den Randfasern die Fließspannung des jeweiligen Werkstoffs nicht überschreitet. Bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit gilt es 3 Fälle zu unterscheiden:

1. Der Anschluß verfügt über einen starken Druckgurt (Stahlträgeruntergurt), und rechnerisch wird die Bewehrung auf Zug versagen.

Bei diesem Anschlußtyp wird der Trägeruntergurt die Fließspannung nicht erreichen. Die Stahlspannung der Bewehrung wird gleich der Streckgrenze gesetzt und „festgehalten“. Nun wird die Stauchung des Untergurtes so lange gesteigert, bis das

horizontale Gleichgewicht in der Verbindung erreicht ist. Die Kräfte ( $F_i$ ) in der Bewehrung und im Druckgurt errechnen sich zu:

$$F_i = \sigma_i \cdot A_i = E_i \cdot \varepsilon_i \cdot A_i,$$

wobei  $\varepsilon_i$  die Dehnungen und  $A_i$  die Flächen in den jeweiligen Komponenten sind. Die Dehnungen in Höhe der Schrauben des Stahlanschlusses werden aus der linearen Dehnungsverteilung im Anschluß ermittelt. Die zugehörigen Kräfte werden mit Hilfe einer linearen Abminderung der Grenzkkräfte berechnet. Für die Versuchsnachrechnung wurde die Grenzkraft auf Lochleibung im Fahneblechanschluß mit

$$\max F_L = \alpha_L \cdot \min \Sigma t \cdot d_{Sch} \cdot f_y$$

ermittelt. Für die Ermittlung der im Anschluß vorhandenen Kraft wird die Grenzkraft mit dem Faktor  $\varepsilon / \varepsilon(f_y)$  abgemindert. Dabei ist  $\varepsilon$  die vorhandene Dehnung in Höhe der betreffenden Schraube und  $\varepsilon(f_y)$  die zur Fließgrenze des betreffenden Werkstoffs gehörende Dehnung. Die abgeminderte Lochleibungskraft ergibt sich damit zu

$$F_L = \max F_L \cdot \varepsilon / \varepsilon(f_y).$$

Für den Stirnplattenanschluß ist die die Grenzzugkraft der Schraube

$$\max F_t = A_{Sp} \cdot f_{ub},$$

die im Anschluß vorhandene Kraft ergibt sich analog zu

$$F_t = \max F_t \cdot \varepsilon / \varepsilon(f_{ub}).$$

Anschließend muß noch kontrolliert werden, ob die Kräfte auch in den weiteren Komponenten übertragen werden können, ob z.B. die Lochleibungskraft auch von der Schraube auf Abscheren übertragen werden kann.

2. Der Anschluß verfügt über eine starke Bewehrung, der Stahlträgeruntergurt oder der Stützensteg wird rechnerisch auf Druck versagen.

Hier wird zuerst die kleinste Kraft ausgerechnet, die im Druckbereich übertragen werden kann. Dies kann zum einen die Grenzkraft im Stahlträgeruntergurt sein. Eine andere Möglichkeit besteht darin, daß der Steg der Stütze rippenlos ausgeführt wird und gleichzeitig der erforderliche Lastausbreitungswinkel größer als 1: 2.5 ist (siehe die Kraft „D“ in Bild 5.1 und die Zeile 2 in Bild 2.6). Dann versagt der Stützensteg rechnerisch auf Beulen oder Stahlfließen.

Die zur kleinsten der beiden Kräfte gehörende Dehnung wird im Stahlträgeruntergurt dann „festgehalten“ und die Zugdehnung oben im Betonstahl so lange gesteigert, bis das horizontale Gleichgewicht in der Verbindung erreicht ist (siehe Bild 5.2). Das sich so ergebende Moment wird in dieser Arbeit als „elastisches“ Anschlußmoment bezeichnet.

3. Es handelt sich um einen Fahnenblechanschluß ohne Druckstück.

Zu Beginn der Belastung ist der innere Hebelarm bei dieser Verbindung nur der Abstand zwischen der untersten Schraube des Fahnenblechs und der obersten Bewehrungslage. Bei einer weiteren Belastungssteigerung lehnt sich der Stahlträgeruntergurt an den Stützensteg an.

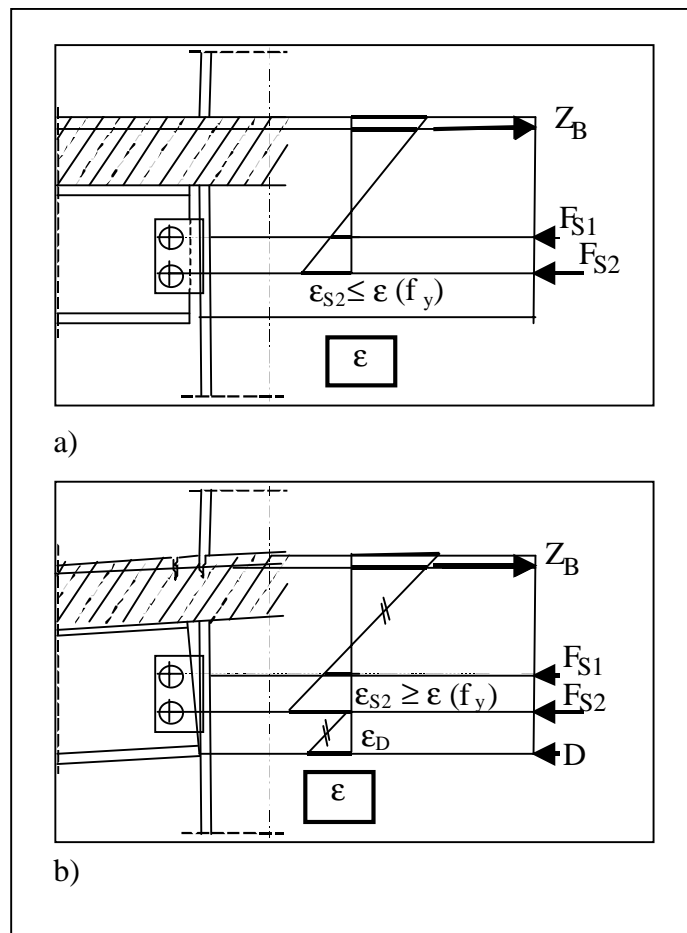


Bild 5.3 Aktivierung des Kontaktes am Trägeruntergurt bei den gelenkigen Anschlüssen

Das rechnerische, elastische Moment, das sich ohne das spätere Anlehen des Druckgurtes ergibt, unterschätzt die wirkliche Tragfähigkeit der in dieser Arbeit ausgewerteten Verbundanschlüsse so stark, daß eine „teilplastische“ Spannungsverteilung eingeführt wurde.

Bei dieser werden die Komponenten in einer veränderten Reihenfolge aktiviert:

- zuerst wird die volle Tragfähigkeit der untersten Schraubenreihe im Fahnenblech ausgeschöpft. Dem Stahlträgeruntergurt wird solange keine Druckkraft zugewiesen,

wie die Dehnung in Höhe der untersten Schraube  $\varepsilon$  geringer ist als die zur Streckgrenze gehörende Dehnung  $\varepsilon(f_y)$ , siehe Bild 5.3a.

- Sobald die Dehnung in Höhe der untersten Schraube  $\varepsilon(f_y)$  erreicht, lehnt sich der Trägeruntergurt (im Modell) an den Stützensteg an, und die Druckkraft „D“ (siehe Bild 5.3b) wächst mit der steigenden Dehnung. Ab diesem Zeitpunkt plastiziert die Schraube in der untersten Reihe. Ein gutes plastisches Verhalten der Schrauben auf Lochleibung wird dabei vorausgesetzt, d.h. sie dürfen nicht vorher auf Abscheren versagen, und es darf sich auch nicht um eine GV(P)- Verbindung handeln.

Dies so ermittelte Grenzmoment wird bei der weiteren Auswertungen als „elastisches Grenzmoment für gelenkige Anschlüsse“ bezeichnet.

Alle in dieser Arbeit untersuchten Verbundanschlüsse lassen sich einer der 3 oben beschriebenen Kategorien zuordnen. Die rechnerische Ermittlung der Biegetragfähigkeit

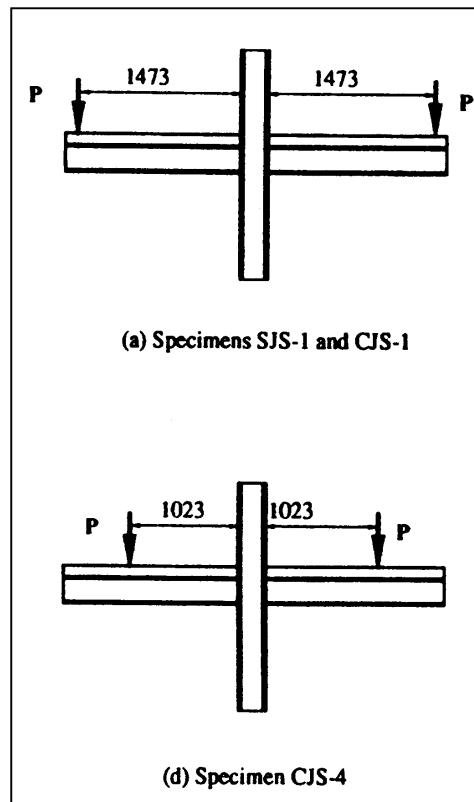


Bild 5.4 Hebelarm der Krafteinleitung bei den Versuchen cjs1 und cjs4 [2.13]

wurde bei der Versuchsauswertung ohne eine Querkraftinteraktion durchgeführt. Bei den Versuchen [5.1] und [5.2] hat sich gezeigt, daß ein großer Teil der Querkraft schon durch Reibung des Untergurtes am Stützenflansch übertragen werden kann. Auch finden innerhalb der einzelnen Komponenten des Verbundanschlusses Kräfteumlagerungen

statt. So werden z.B. die Schrauben, die sich am nächsten an der Dehnungs-Nulllinie befinden, einen größeren Teil der Querkraft übernehmen als die Schrauben, die durch die Biegebeanspruchung des Anschlusses schon im Fließbereich sind. So ist die

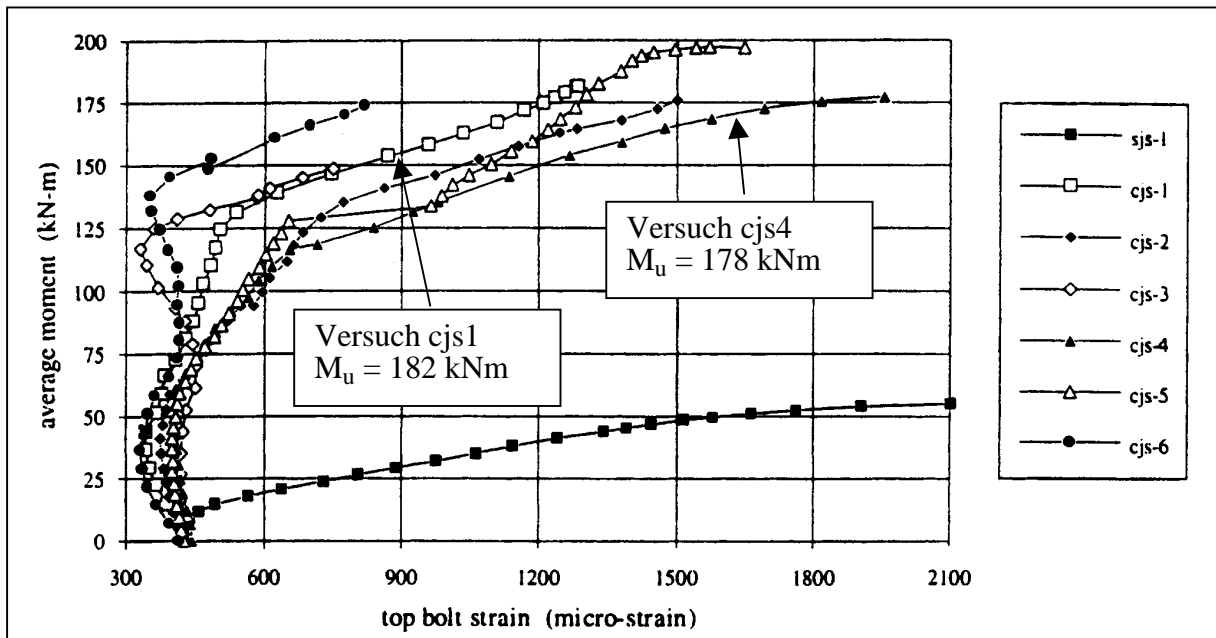


Bild 5.5 Größtes Moment bei den Versuchen cjs1 und cjs4 [2.13]

Reduzierung der Biegetragfähigkeit durch die Querkraftbeanspruchung meist gering. Exemplarisch sind die Ergebnisse der Versuche cjs1 und cjs4 aus [2.13] abgebildet (siehe die Bilder 5.4 und 5.5). Die Versuche wurden durchgeführt, um den Querkrafteinfluß zu ermitteln, hatten einen Verbundanschluß mit Kopfplatte und unterschieden sich nur durch das Momenten-Querkraftverhältnis. Obwohl sich der Hebelarm der Krafteinleitung bei den Versuchen um etwa 40% unterschied, betrug der Unterschied in den Biegetragfähigkeiten nur etwa 3%.

Die Kalibrierung des Rechenmodells (mit der Vernachlässigung der Querkraftinteraktion) an den im Versuch erreichten größten Momenten liegt auf der sicheren Seite. Im Gegensatz zu der Versuchsnachrechnung wird bei der *Bemessung* die Querkraft „ganz normal“ berücksichtigt, d.h. die Biegetragfähigkeit wird bei der Bemessung noch abgemindert werden.

### 5.1.3 Geometrie und Werkstoffkennwerte der untersuchten Verbundanschlüsse

In den folgenden Abschnitten werden die Biegetragfähigkeiten, das Steifigkeitsverhalten und die Grenzverdrehungen der Anschlüsse aus [5.1] bis [5.9] untersucht und den

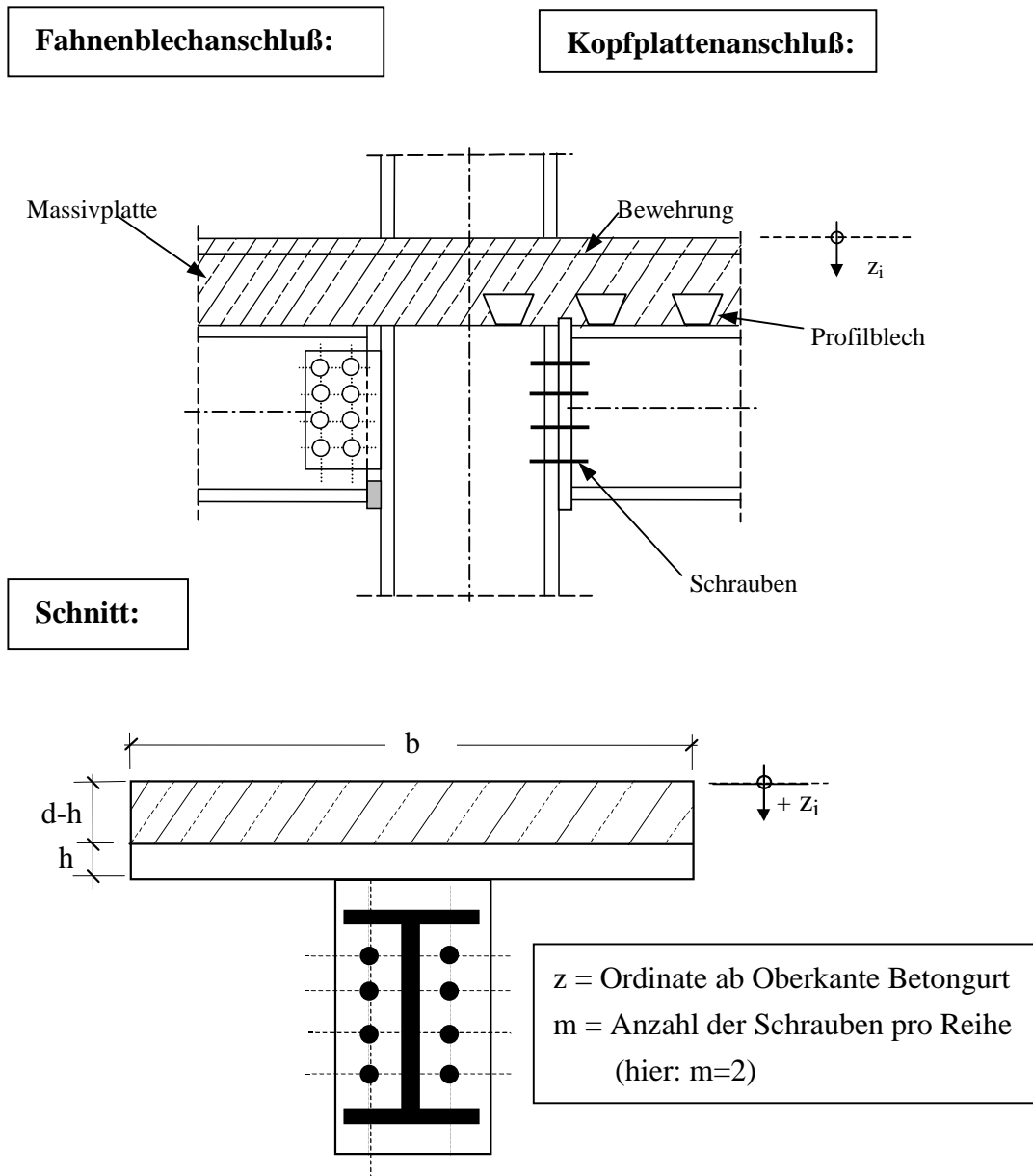


Bild 5.6 Geometrie der Verbundanschlüsse

rechnerischen Werten gegenübergestellt. Das in Abschnitt 5.1.2 erläuterte Vorgehen zur Ermittlung der elastischen und der plastischen Biegetragfähigkeiten sowie die Zuordnung der Anschlüsse zu der jeweiligen Methode der Ermittlung des rechnerischen Grenzmoments basiert ebenfalls auf der Auswertung der in diesem Abschnitt aufgelisteten Versuche. Aus diesem Grund folgt zuerst die Auflistung der Geometrie-

und Werkstoffkennwerte der untersuchten Verbundanschlüsse. Die zugehörigen Versuche sind in [5.1] bis [5.9] genauer beschrieben.

Die in den Tabellen benutzten Variablen zur Beschreibung der Geometrie sind in Bild 5.6 dargestellt. Die Legende mit den verwendeten Abkürzungen befindet sich am Ende der Tabellen.

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
1	[5.1] / T1-2	HEA 300	305	442	IPE 270	266	426	1200	140
2	[5.1] / T1-3	HEA 300	357	438	IPE 270	287	407	1200	140
3	[5.1] / T1-4	HEA 300	305	442	IPE 270	266	426	1200	140
4	[5.1] / T1-6	HEA 300	305	442	IPE 270	266	426	1200	140

Nr.	Profilblech / Massivplatte			Bewehrung / Verdübelungsgrad			
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,88	100	607
2	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,88	100	607
3	Holorib 51	51	35	4 $\varnothing$ 10 + K884	0,88	<100	607
4	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,88	100	607

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
1	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	3 M20 10.9	1	221, 275, 329	
2	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M20 10.9	1	221, 275, 329	
3	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M20 10.9	1	221, 275, 329	
4	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M20 10.9	1	221, 275, 329	

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
5	[5.1] / T2-2	HEA 300	386	535	IPE 400	366	518	1200	140
6	[5.1] / T2-3	HEA 300	386	535	IPE 400	366	518	1200	140
7	[5.1] / T3-2	HEB 240	274	434	IPE 300	283	457	1200	140
8	[5.1] / T3-4	HEB 240	274	434	IPE 300	283	457	1200	140

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
5	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 14	1,73	100	523
6	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 14	1,73	<100	523
7	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,88	100	607
8	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,88	100	607

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
5	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	4 M16 10.9	2	233, 307	Kammerbeton
6	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	4 M16 10.9	2	233, 307	Kammerbeton
7	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 10.9	2	180, 400	
8	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 10.9	2	180, 400	Steife im Stützensteg



Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
9	<b>[5.1] / T4-1</b>	HEB 300	344	483	HEB 200	310	471	1200	140
10	<b>[5.1] / T4-2</b>	HEB 300	344	483	HEB 200	310	471	1200	140

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
9	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,88	<100	607
10	Holorib 51	51	35	4 $\varnothing$ 10 + K884	0,88	<100	607

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
9	Stirnplatte (bündig)	15	4 M24 10.9	2	190, 290	Steife im Stützensteg
10	Stirnplatte (bündig)	15	4 M24 10.9	2	190, 290	Steife im Stützensteg

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
11	[5.2] / T5-1	HEA 300	401	492	IPE 330	315	432	1200	140
12	[5.2] / T5-2	HEA 300	401	492	IPE 330	315	432	1200	140
13	[5.2] / T5-3	HEA 300	401	492	IPE 330	315	432	1200	140
14	[5.2] / T5-4	HEA 300	401	492	IPE 330	315	432	1200	140
15	[5.2] / T5-5	HEA 300	401	492	IPE 330	315	432	1200	140

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
11	Holorib 51	51	35	10 $\varnothing$ 10	0,74	100	570
12	Holorib 51	51	35	10 $\varnothing$ 14	1,44	100	570
13	Holorib 51	51	35	10 $\varnothing$ 10	0,74	100	570
14	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,74	<100	570
15	Holorib 51	51	35	12 $\varnothing$ 10	0,74	100	570

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
11	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg
12	Knaggenauflager	-	-	-	-	
13	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9	2	235, 305	Steife im Stützensteg
14	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9	2	235, 305	Kammerbeton
15	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9	2	235, 305	Kammerbeton

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
16	[5.2] / T6-1	HEA 300	401	492	IPE 330	315	432	1200	140
17	[5.2] / T6-2	HEA 300	401	492	IPE 330	315	432	1200	140

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
16	Holorib 51	51	35	10 $\varnothing$ 10	0,74	100	570
17	Holorib 51	51	35	10 $\varnothing$ 10	0,74	100	570

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
16	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg
17	Fahnenblech (mit Druckstück)	20	4 M20 10.9	2	235, 305	Kammerbeton

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
18	[5.3] / I14B1-04	HEA 300	397	527	HEB 360	253	398	2000	140
19	[5.3] / I14BG1-04	HEA 300	397	527	HEB 360	259	398	2000	140
20	[5.3] / I14B1-09	HEA 300	400	529	HEB 360	353	446	2000	140
21	[5.3] / I14B1-13	HEA 300	400	530	HEB 360	360	454	2000	140

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
18	Massivplatte	-	35	22 $\varnothing$ 8	0,4	100	615
19	Massivplatte	-	35	22 $\varnothing$ 8	0,4	100	615
20	Massivplatte	-	35	22 $\varnothing$ 12	0,9	100	587
21	Massivplatte	-	35	24 $\varnothing$ 14	1,3	<100	547

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
18	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M27 10.9	1	240, 320, 400	Kammerbeton (Stütze)
19	Fahnenblech (ohne Druckstück)	15	3 M27 10.9	1	240, 320, 400	
20	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M27 10.9	1	240, 320, 400	Kammerbeton (Stütze)
21	Fahnenblech (mit Druckstück)	15	3 M27 10.9	1	240, 320, 400	Kammerbeton (Stütze)

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
22	<b>[5.3] / I14P1-04</b>	HEB 360	387	522	HEB 360	299	431	2000	140
23	<b>[5.3] / I14P1-09</b>	HEB 360	387	522	HEB 360	297	431	2000	140

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
22	Massivplatte	-	35	22 $\varnothing$ 8	0,4	100	615
23	Massivplatte	-	35	22 $\varnothing$ 12	0,9	100	587

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
22	Stirnplatte (bündig)	12	4 M24 10.9	2	215, 425	
23	Stirnplatte (bündig)	12	4 M24 10.9	2	215, 425	

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
24	<b>[5.4] / VT1.1</b>	HEA 400	-	-	IPE 400	371	-	1200	160
25	<b>[5.4] / VT1.2</b>	HEA 400	-	-	IPE 400	447	-	1200	160
26	<b>[5.4] / VT1.3</b>	HEA 400	-	-	IPE 400	371	-	1200	160

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
24	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 12 9 $\varnothing$ 12	1,06	100	565
25	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 14 9 $\varnothing$ 14	1,44	100	550
26	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 12 9 $\varnothing$ 12	1,06	100	565

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
24	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg
25	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg
26	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
27	[5.4] / VT2.1	HEA 400	-	-	IPE 400	371	-	1200	160
28	[5.4] / VT2.2	HEA 400	-	-	IPE 400	371	-	1200	160
29	[5.4] / VT2.3	HEA 400	-	-	IPE 400	371	-	1200	160
30	[5.4] / VT2.4	HEA 400	-	-	IPE 400	433	-	1200	160

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
27	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 10 9 $\varnothing$ 10	0,74	100	563
28	Massivplatte	-	25, 135	R589 R589	0,74	100	560
29	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 14 9 $\varnothing$ 14	1,44	100	550
30	Massivplatte	-	25, 135	12 $\varnothing$ 12 12 $\varnothing$ 12	1,41	100	562

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
27	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg
28	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg
29	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg
30	Knaggenauflager	-	-	-	-	Steife im Stützensteg

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
31	<b>[5.4] / VT3.1</b>	Lasche	421	-	IPE 400	371	-	1200	160
32	<b>[5.4] / VT3.2</b>	Lasche	421	-	IPE 400	371	-	1200	160
33	<b>[5.4] / VT3.3</b>	Lasche	421	-	IPE 400	371	-	1200	160

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
31	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 12 9 $\varnothing$ 12	1,06	100	565
32	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 10 9 $\varnothing$ 10	0,74	100	536
33	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 14 9 $\varnothing$ 14	1,44	100	550

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
31	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	-	3 M24 10.9	1	260, 360, 460	
32	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	-	3 M24 10.9	1	260, 360, 460	
33	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	-	3 M24 10.9	1	260, 360, 460	



Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
34	<b>[5.4] / VT4.1</b>	Lasche	421	-	IPE 400	419	-	1200	160
35	<b>[5.4] / VT4.2</b>	Lasche	421	-	IPE 400	418	-	1200	160
36	<b>[5.4] / VT4.3</b>	Lasche	421	-	IPE 400	410	-	1200	160

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
34	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 12 9 $\varnothing$ 12	1,06	100	562
35	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 10 9 $\varnothing$ 10	0,74	100	558
36	Massivplatte	-	25, 135	9 $\varnothing$ 14 9 $\varnothing$ 14	1,44	100	559

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
34	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	-	6 M24 10.9	2	260, 360, 460	
35	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	-	6 M24 10.9	2	260, 360, 460	
36	Fahnenblechanschluss (mit Drucklasche)	-	6 M24 10.9	2	260, 360, 460	

Abschnitt 5 Biegetragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzverdrehung

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
37	[5.5] / S4F	203*203 UC52	-	-	305*165 UB40	279	-	1100	120
38	[5.5] / S8F	203*203 UC52	-	-	305*165 UB40	279	-	1100	120
39	[5.5] / S12F	203*203 UC52	-	-	305*165 UB40	279	-	1100	120
40	[5.5] / S8E	203*203 UC52	-	-	305*165 UB40	279	-	1100	120

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
37	PMF CF46 0,9mm	46	35	4 $\varnothing$ 12 +A142	0,73	100	500
38	PMF CF46 0,9mm	46	35	8 $\varnothing$ 12 +A142	1,29	100	500
39	PMF CF46 0,9mm	46	35	12 $\varnothing$ 12 +A142	1,84	100	500
40	PMF CF46 0,9mm	46	35	8 $\varnothing$ 12 +A142	1,29	100	500

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
37	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 8.8	2	170, 374	Steife im Stützensteg
38	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 8.8	2	170, 374	Steife im Stützensteg
39	Stirnplatte (bündig)	15	4 M20 8.8	2	170, 374	Steife im Stützensteg
40	Stirnplatte (oben überstehend)	15	6 M20 8.8	2	80, 170, 374	Steife im Stützensteg

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
41	<b>[5.6]/ CP01</b>	HEB 240	310	447	IPE 330	291	432	1000	120
42	<b>[5.7]/ CJS-1</b>	203*203 UC46	354	500	254*102 UB25	413	543	1000	110
43	<b>[5.7]/ CJS-2</b>	203*203 UC46	354	500	254*102 UB25	413	543	1000	110
44	<b>[5.7]/ CJS-4</b>	203*203 UC46	354	500	254*102 UB25	413	543	1000	110

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
41	Massivplatte		25	4 $\varnothing$ 12 +K188	0,52	100	634 683
42	PMF CF46	46	35	4 $\varnothing$ 10 4 $\varnothing$ 12	1,2	100	471 488
43	PMF CF46	46	35	4 $\varnothing$ 10 4 $\varnothing$ 12	1,2	100	471 488
44	PMF CF46	46	35	4 $\varnothing$ 10 4 $\varnothing$ 12	1,2	100	471 488

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
41	Stirnplatte (bündig)	30	8 M20 10.9	2	195, 255, 315, 375	
42	Stirnplatte (bündig)	10	4 M20 8.8	2	160, 317	QT im Stützensteg angeschlossen
43	Stirnplatte (bündig)	10	4 M20 8.8	2	160, 317	QT im Stützensteg angeschlossen
44	Stirnplatte (bündig)	10	4 M20 8.8	2	160, 317	QT im Stützensteg angeschlossen

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
45	<b>[5.8] / C1</b>	HEB 200	307	412	IPE 360	308	431	1000	120
46	<b>[5.8] / C2</b>	HEB 200	307	412	IPE 360	308	431	1000	120
47	<b>[5.8] / C3</b>	HEB 200	307	412	IPE 360	308	431	1000	120

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
45	Cofrastra 40 (0,8mm)	40	35	14 $\varnothing$ 8	0,88	100	539
46	Cofrastra 40 (0,8mm)	40	35	14 $\varnothing$ 8	0,88	<100	539
47	Cofrastra 40 (0,8mm)	40	35	14 $\varnothing$ 8	0,88	<100	539

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
45	Stirnplatte (bündig)	15	6 M18 10.9	2	195, 300, 405	Steife im Stützensteg
46	Stirnplatte (bündig)	15	6 M18 10.9	2	195, 300, 405	Steife im Stützensteg
47	Stirnplatte (bündig)	15	6 M18 10.9	2	195, 300, 405	Steife im Stützensteg

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
48	<b>[5.9] / SCJ2</b>	203*203 UC52	317	457	305*165 UB40	282	520	1200	120
49	<b>[5.9] / SCJ3</b>	203*203 UC52	317	457	305*165 UB40	282	520	1200	120
50	<b>[5.9] / SCJ4</b>	203*203 UC52	317	457	305*165 UB40	282	520	1200	120
51	<b>[5.9] / SCJ5</b>	203*203 UC52	317	457	305*165 UB40	282	520	1200	120
52	<b>[5.9] / SCJ6</b>	203*203 UC52	317	457	305*165 UB40	282	520	1200	120

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
48	PMF CF46	46	35	A142	0,16	100	571
49	PMF CF46	46	35	A142	0,16	100	571
50	PMF CF46	46	35	10 $\varnothing$ 12	1,27	100	570
51	PMF CF46	46	35	10 $\varnothing$ 12	1,27	100	570
52	PMF CF46	46	35	8 $\varnothing$ 12 +A142	1,18	100	516

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
48	Fahnenblech (ohne Druckstück)	10	3 M 20 8.8	1	207, 272, 337	
49	Stirnplatte (bündig)	10	8 M 20 8.8	2	182, 242, 302, 362	
50	Stirnplatte (bündig)	10	8 M 20 8.8	2	182, 242, 302, 362	
51	Stirnplatte (bündig)	10	8 M 20 8.8	2	182, 242, 302, 362	Steife im Stützensteg
52	Stirnplatte (bündig)	10	8 M 20 8.8	2	182, 242, 302, 362	

Nr.	Quelle / Bezeichnung	Stütze			Stahlträger			Betongurt	
		Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Profil	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b$ [mm]	$d$ [mm]
53	<b>[5.9] / SCJ7</b>	203*203 UC52	295	474	305*165 UB40	317	458	1200	120
54	<b>[5.9] / SCJ10</b>	203*203 UC52	295	474	305*165 UB40	317	458	1200	120
55	<b>[5.9] / SCJ12</b>	203*203 UC52	295	474	305*165 UB40	317	458	1200	120
56	<b>[5.9] / SCJ17</b>	203*203 UC52	314	496	305*165 UB40	317	486	1200	120

Nr.	Profilblech / Massivplatte		Bewehrung / Verdübelungsgrad				
	Typ	$h$ [mm]	$z_i$ [mm]	$n \varnothing$ [mm]	$\mu$ [%]	$\eta$ [%]	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
53	PMF CF46	46	35	10 $\varnothing$ 12 +A142	1,43	100	516
54	PMF CF46	46	35	2 $\varnothing$ 12, 6 $\varnothing$ 10 +A142	0,95	100	530
55	PMF CF46	46	35	8 $\varnothing$ 10 +A142	0,87	100	535
56	PMF CF46	46	35	6 $\varnothing$ 10 +A142	0,69	100	543

Nr.	Anschluß					Sonstiges
	Typ	$t$ Blech [mm]	Schrauben	$m$	$z_i$ [mm]	
53	Stirnplatte (bündig)	10	8 M20 8.8	2	182, 242, 302, 362	QT im Stützensteg angeschlossen
54	halbe Stirnplatte (im unteren Bereich)	10	4 M20 8.8	2	302, 362	
55	Fahnenblech (ohne Druckstück)	10	3 M 8.8	1	207, 272, 337	
56	Fahnenblech (ohne Druckstück)	10	3 M 8.8	1	207, 272, 337	

**Legende**

$f_y$	Streckgrenze des Werkstoffs im Versuch
$f_u$	Zugfestigkeit des Werkstoffs im Versuch
$b$	Breite des Betongurts
$d$	Dicke des Betongurts
$h$	Höhe des Profilblechs
$z$	Ordinate von OK Betongurt
$n$	Anzahl der Bewehrungsstäbe
$\mu$	Bewehrungsgehalt
$\eta$	Verdübelungsgrad
$f_s$	Streckgrenze des Bewehrungsstahls
$t_{\text{Blech}}$	Blechdicke der Kopfplatte oder des Fahnenbleches
$m$	Anzahl der Schrauben pro Reihe
QT	Querträger

### 5.1.4 Vergleich der rechnerischen Biegetragfähigkeiten mit den in den Versuchen ermittelten Biegetragfähigkeiten, sowie das Versagensverhalten

In diesem Abschnitt werden die nach Abschnitt 5.1.2 ermittelten Grenz-Biegetragfähigkeiten  $M_{pl}$  und  $M_{el}$  mit den Tragfähigkeiten in den Versuchen ( $M_u$ ) verglichen. Dies ermöglicht die Einordnung der Verbundanschlüsse für die Ermittlung der rechnerischen Grenztragfähigkeit, je nach ihrer Konstruktionsart, in eine der Berechnungsmethoden „plastisch“ oder „elastisch“, s.u..

Nr.	Quelle / Bezeichnung	$M_{pl}$ [kNm]	$M_{el}$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	Versagen	Anmerkungen
1	[5.1] / T1-2	200,2	161,6	205	Trägeruntergurt und – steg, Bewehrung	FB, gel, 12Ø10, ohne Stst
2	[5.1] / T1-3	205,9	175,2	230	Bewehrung	FB, 12Ø10, ohne Stst, Großversuch
3	[5.1] / T1-4	147,9	140,3	191	Bewehrung	FB, TV, K884+ 4Ø10, ohne Stst
4	[5.1] / T1-6	200,2	161,6	227	Bewehrung	FB, 12Ø10, ohne Stst
5	[5.1] / T2-2	517,4	362,6	668	Schrauben	FB, gel, 12Ø14, mit Stst
6	[5.1] / T2-3	340,0	258,0	400	Dübel	FB, TV, 12Ø14, mit Stst
7	[5.1] / T3-2	261,0	211,0	251	Stützensteg	SP, 12Ø10, ohne Stst
8	[5.1] / T3-4	261,0	211,3	294	Bewehrung	SP, 12Ø10, mit Stst
9	[5.1] / T4-1	199,2	123,1	237	Trägeruntergurt	SP,TV, 12Ø10, mit Stst
10	[5.1] / T4-2	220,7	149	234	Bewehrung	SP,TV, K884+ 12Ø14, mit Stst
11	[5.2] / T5-1	190,2	190,2	221	Trägersteg	K, 10Ø10, mit Stst
12	[5.2] / T5-2	288,9	288,9	420	Stützensteg	K, 10Ø14, ohne Stst
13	[5.2] / T5-3	238,3	220,7	332	Bewehrung	FB, 10Ø10, mit Stst



Nr.	Quelle / Bezeichnung	$M_{pl}$ [kNm]	$M_{el}$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	Versagen	Anmerkungen
14	[5.2] / T5-4	214,2	188,3	366	Bewehrung	FB, TV, 10Ø10, mit KB
15	[5.2] / T5-5	238,3	220,7	352	Bewehrung	FB, 10Ø10, mit KB
16	[5.2] / T6-1	190,2	190,2	237,7	Bewehrung	K, 10Ø10, mit Stst, Großversuch
17	[5.2] / T6-2	238,3	220,7	305,7	Bewehrung	FB, 10Ø10, mit KB, Großversuch
18	[5.3] / I14B1-04	435,4	395,7	487	Bewehrung	FB, 22Ø8, mit KB
19	[5.3] / I14BG1-04	431,4	289,1	383	Bewehrung	FB, gel, 22Ø8, ohne Stst
20	[5.3] / I14B1-09	749,0	712,8	919	Bewehrung	FB, 22Ø12, mit KB
21	[5.3] / I14B1-13	920,6	841,5	1204	Trägeruntergurt	FB, 24Ø14, mit KB
22	[5.3] / I14P1-04	545,3	370,8	460	Bewehrung (Stützensteg)	SP, 22Ø8, ohne Stst
23	[5.3] / I14P1-09	850,8	708,7	827	Stützensteg	SP, 22Ø12, ohne Stst
24	[5.4] / VT1.1	492,1	492,1	595	Bewehrung, Beulen Träger	K, 18Ø12, mit Stst
25	[5.4] / VT1.2	533,8	533,8	747	Beulen Träger	K, 18Ø14, mit Stst
26	[5.4] / VT1.3	443,5	443,5	580	Bewehrung	K, 18Ø12, mit Stst
27	[5.4] / VT2.1	376,5	376,5	425	Bewehrung	K, 18Ø10, mit Stst
28	[5.4] / VT2.2	375,9	375,9	396	Bewehrung	K, 2 R589, mit Stst
29	[5.4] / VT2.3	578,6	578,6	721	Beulen Träger	K, 18Ø14, mit Stst
30	[5.4] / VT2.4	658,9	658,9	770	Bewehrung, Beulen Träger	K, 24Ø12, mit Stst
31	[5.4] / VT3.1	624,1	589,6	690	Bewehrung, Beulen Träger	FB, 18Ø12, mit Drucklasche

*Abschnitt 5 Biegetragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzverdrehung*

Nr.	Quelle / Bezeichnung	$M_{pl}$ [kNm]	$M_{el}$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	Versagen	Anmerkungen
32	[5.4] / VT3.2	498,4	414,6	594	Bewehrung	FB, 18Ø10, mit Drucklasche
33	[5.4] / VT3.3	721,9	628,3	784	Beulen Träger	FB, 18Ø14, mit Drucklasche
34	[5.4] / VT4.1	676,4	614,7	848	Bewehrung, Beulen Träger	FB, 18Ø12, mit Drucklasche
35	[5.4] / VT4.2	577,3	469,8	720	Bewehrung	FB, 18Ø10, mit Drucklasche
36	[5.4] / VT4.3	790,5	667,2	981	Beulen Träger	FB, 18Ø14, mit Drucklasche
37	[5.5] / S4F	196,6	142,7	179	Bewehrung	SP, A142+ 4Ø12, mit Stst
38	[5.5] / S8F	238,5	204,7	262	Bewehrung	SP, A142+ 8Ø12, mit Stst
39	[5.5] / S12F	269,0	214,8	302	Beulen Träger	SP, A142+ 12Ø12, mit Stst
40	[5.5] / S8E	238,5	207,3	291	Beulen Träger	SP, A142+ 8Ø12, mit Stst
41	[5.6] / CP01	262,9	217,3	250	Bewehrung	SP, K188+ 4Ø12, ohne Stst
42	[5.7] / CJS-1	165,8	130,4	182	große Verformungen	SP, 4Ø10 + 4Ø12, ohne Stst
43	[5.7] / CJS-2	165,8	130,4	176	große Verformungen	SP, 4Ø10 + 4Ø12, ohne Stst
44	[5.7] / CJS-4	165,8	130,4	178	große Verformungen	SP, 4Ø10 + 4Ø12, ohne Stst
45	[5.8] / C1	300	199,5	344	Schrauben	SP, 9Ø10, mit Stst
46	[5.8] / C2	267,4	153,6	326	Dübel	SP, TV, 9Ø10, mit Stst
47	[5.8] / C3	259,1	141,9	288	Dübel	SP, TV, 9Ø10, mit Stst
48	[5.9] / SCJ2	83,2	27,8	30	Bewehrung	FB, gel, A142, ohne Stst
49	[5.9] / SCJ3	108,9	77,1	86	Bewehrung	SP, A142, ohne Stst

Nr.	Quelle / Bezeichnung	$M_{pl}$ [kNm]	$M_{el}$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	Versagen	Anmerkungen
50	[5.9] / SCJ4	244,8	199,1	203	Stützensteg	SP, 10Ø12, ohne Stst
51	[5.9] / SCJ5	244,8	199,1	241	Beulen Träger-UG, Dübel	SP, 10Ø12, mit Stst
52	[5.9] / SCJ6	210,4	154,5	158	Stützensteg	SP, A142 + 8Ø12, ohne Stst
53	[5.9] / SCJ7	246,6	203,5	205	Stützensteg Dübel	SP, A142 + 10Ø12, ohne Stst
54	[5.9] / SCJ10	175,8	146,1	148	Stützensteg	halbe SP unten, A142 + 2Ø12+ 6Ø10, ohne Stst
55	[5.9] / SCJ12	198,3	135,1 (59,7)	102	Verformung Fahnenblech, Lochleibung	FB, gel, A142+ 8Ø12, ohne Stst
56	[5.9] / SCJ17	172,8	104,5 (63,1)	103	Verformung Fahnenblech, Lochleibung	FB, gel, A142+ 6Ø10, ohne Stst

### Legende

- K Knaggenanschluß
- FB Fahnenblechanschluß
- SP Stirnplattenanschluß
- gel gelenkiger Anschluß (Trägeruntergurt ohne Kontakt zur Stütze, siehe Bild 5.3a)
- Stst Steife im Stützensteg in Höhe des Trägeruntergurtes
- KB Kammerbeton
- A142 Baustahlmatte mit einem Bewehrungsgehalt von 1,42 cm<sup>2</sup>/m

Alle Verbundanschlüsse, die in dieser Arbeit untersucht wurden, sind auch in der obigen Tabelle aufgeführt.

In Bild 5.7 ist der Quotient aus den im Versuch erreichten Biegetragfähigkeiten  $M_u$  und den rechnerischen, plastischen Biegetragfähigkeiten  $M_{pl}$  dargestellt.

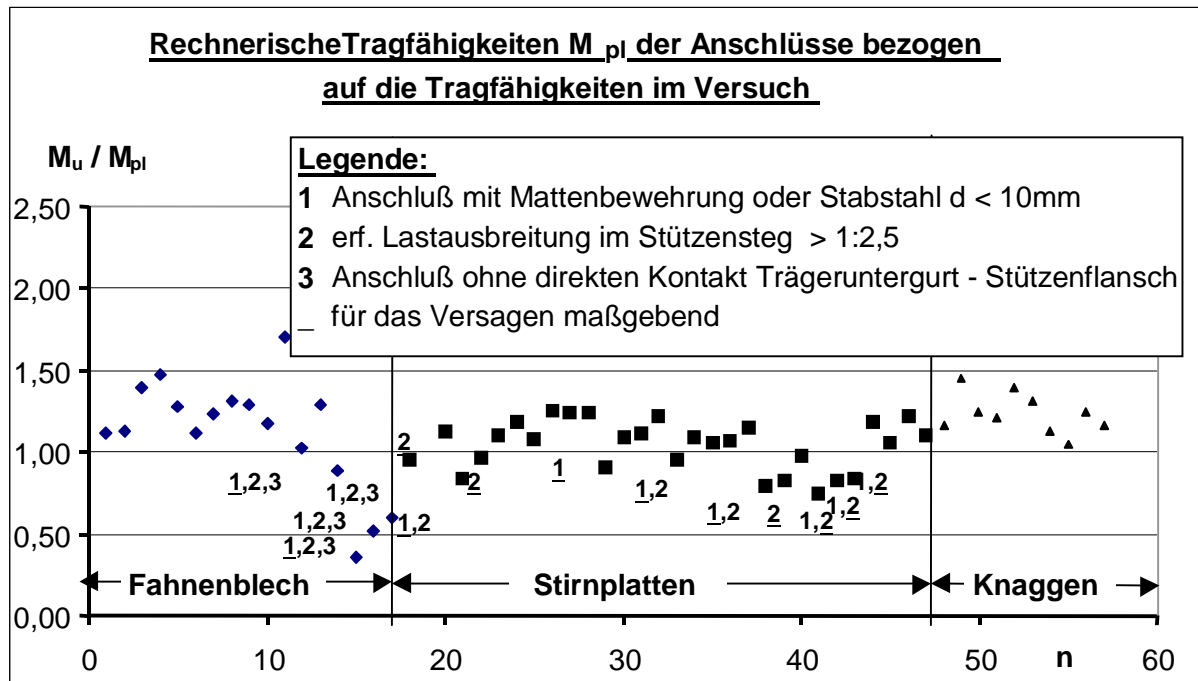


Bild 5.7 Quotient aus den Versuchsergebnissen und den rechnerischen, plastischen Biegetragfähigkeiten

- Die Verbundanschlüsse, die das rechnerische, plastische Moment (nach Abschnitt 5.1.2, mit Verwendung der im Versuch vorhandenen Werkstoffkennwerte) nicht erreicht haben, liegen in Bild 5.7 unter der Geraden  $M_u / M_{pl} = 1.0$ . Für diese Anschlüsse wurden die Ursachen für die geringere Tragfähigkeit mit eingetragen. Dabei gibt die unterstrichene Zahl den Versagensmodus im Versuch an. In Abschnitt 5.1.1 sind diese Versagensarten (siehe die Punkte 1 bis 3) genauer erläutert.
- Für die Anschlüsse mit  $M_u / M_{pl} \leq 1.0$  wurde das elastische Grenzmoment (nach Abschnitt 5.1.2) ermittelt. Die Ergebnisse mit den elastischen Tragfähigkeiten  $M_u / M_{el}$  sind in Bild 5.8 aufgetragen. Es sind *alle* Anschlüsse in der Lage, das sich rechnerisch (nach Abschnitt 5.1.2) ergebende, elastische Grenzmoment zu tragen.

In Bild 5.9 ist die rechnerische, elastische Biegetragfähigkeit über der im Versuch erreichten Tragfähigkeit dargestellt. Hier wird ersichtlich, daß bei steigender Tragfähigkeit auch der Abstand von der Versuchstragfähigkeit zur rechnerischen Grenztragfähigkeit größer wird.

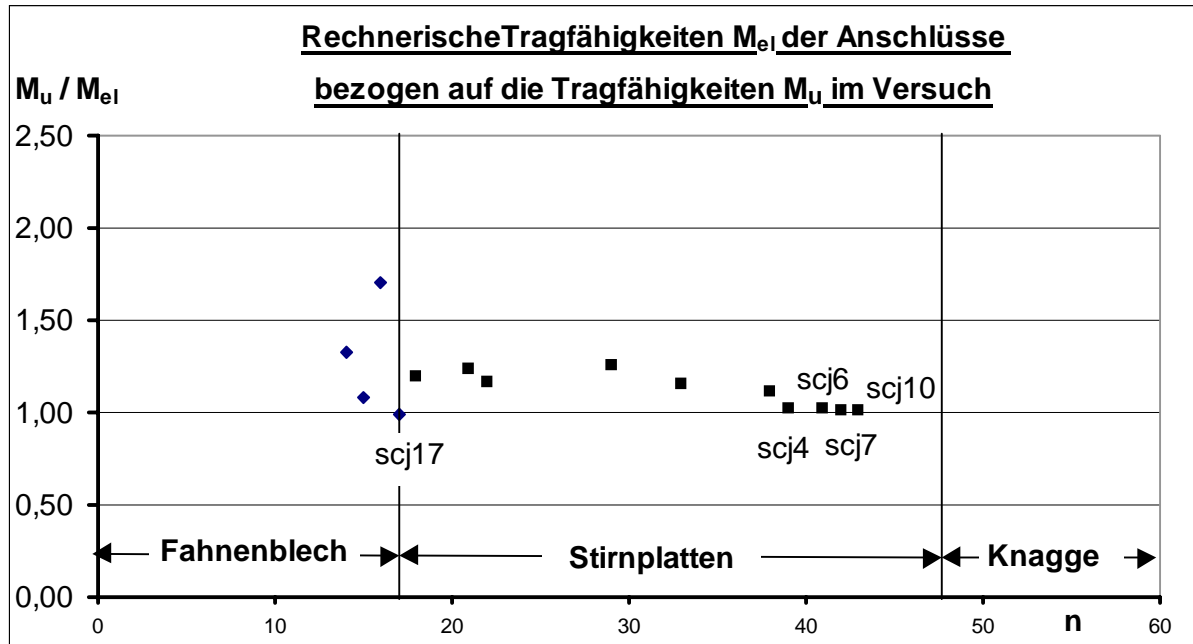


Bild 5.8 Quotient aus den Versuchsergebnissen und den rechnerischen, elastischen Biegetragfähigkeiten

- Folgende Anschlüsse liegen mit ihrer Versuchstragfähigkeit nur sehr knapp über der rechnerischen, elastisch ermittelten Tragfähigkeit (siehe Bild 5.9):

<u>Versuch</u>	<u>Versagen im Versuch:</u>
scj3	Bewehrung ( $\mu = 0,16 \%$ , Mattenbewehrung)
scj10	Stützensteg
scj 6	Stützensteg
scj4	Stützensteg
scj7	Stützensteg
scj2	Bewehrung ( $\mu = 0,16 \%$ , Mattenbewehrung)
scj17	Lochleibung und Verformung des Fahnenbleches
vt2.2	Bewehrung (Mattenbewehrung)

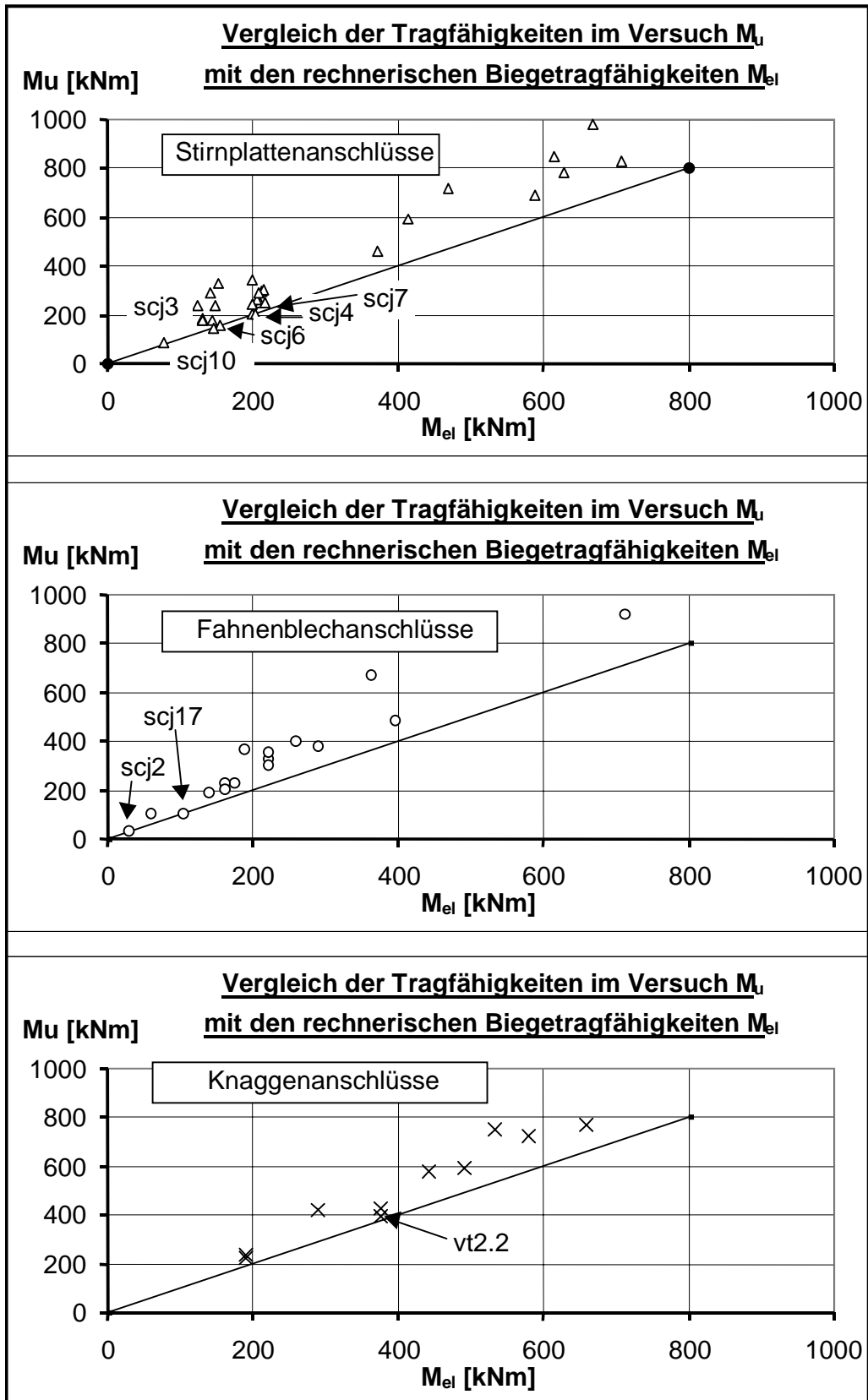


Bild 5.9 Größe im Versuch erreichte Momente und rechnerische, elastische Grenzmomente

- Diese Tabelle verdeutlicht, daß das Stützenstegbeulen zwar ein duktileres Versagen des Anschlusses ermöglichen kann, daß aber die Tragfähigkeit bei dieser Versagensart oft nicht die „elastisch“ ermittelte Grenztragfähigkeit überschreitet.
- Bei den Anschlüssen mit Mattenbewehrung war zusätzlich die Verdrehungsfähigkeit stark reduziert. Die geringe Bruchdehnung im Betongurt ( $\epsilon_{smu}$ ) ließ hier die vollständige Aktivierung der Stahlanschlußkomponenten zwischen der Bewehrung und dem Stahlträgeruntergurt (siehe Bild 5.2) nicht mehr zu.

## 5.2 Das Steifigkeitsverhalten der Verbundanschlüsse

### 5.2.1 Die Momenten-Verdrehungskurven der untersuchten Anschlüsse

Die Herleitung der Anschlußsteifigkeit, die im Rechenmodell anzusetzen ist, basiert auf der Auswertung der Momenten-Verdrehungskurven der Versuche, die in Abschnitt 5.1 erläutert worden sind.

Da die Verdrehungskurven von großer Bedeutung für diese Arbeit sind, und weil während der Herleitung immer wieder auf sie zurückgegriffen wird, werden die Verdrehungskurven von allen untersuchten Anschlüssen hier in den Bildern 5.10 bis 5.19 gezeigt.

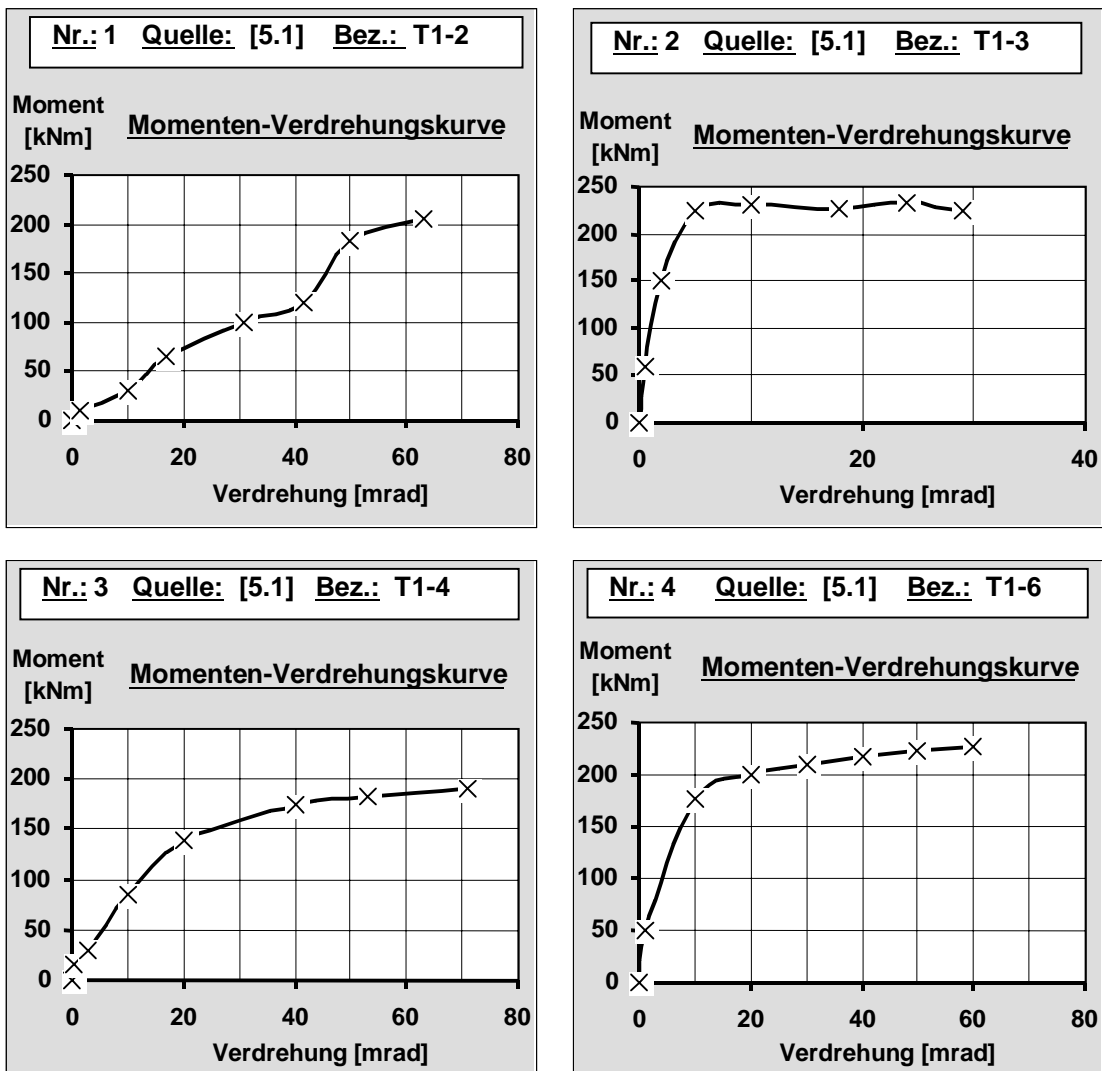


Bild 5.10 Anschlußkurven T1-2 bis T1-6



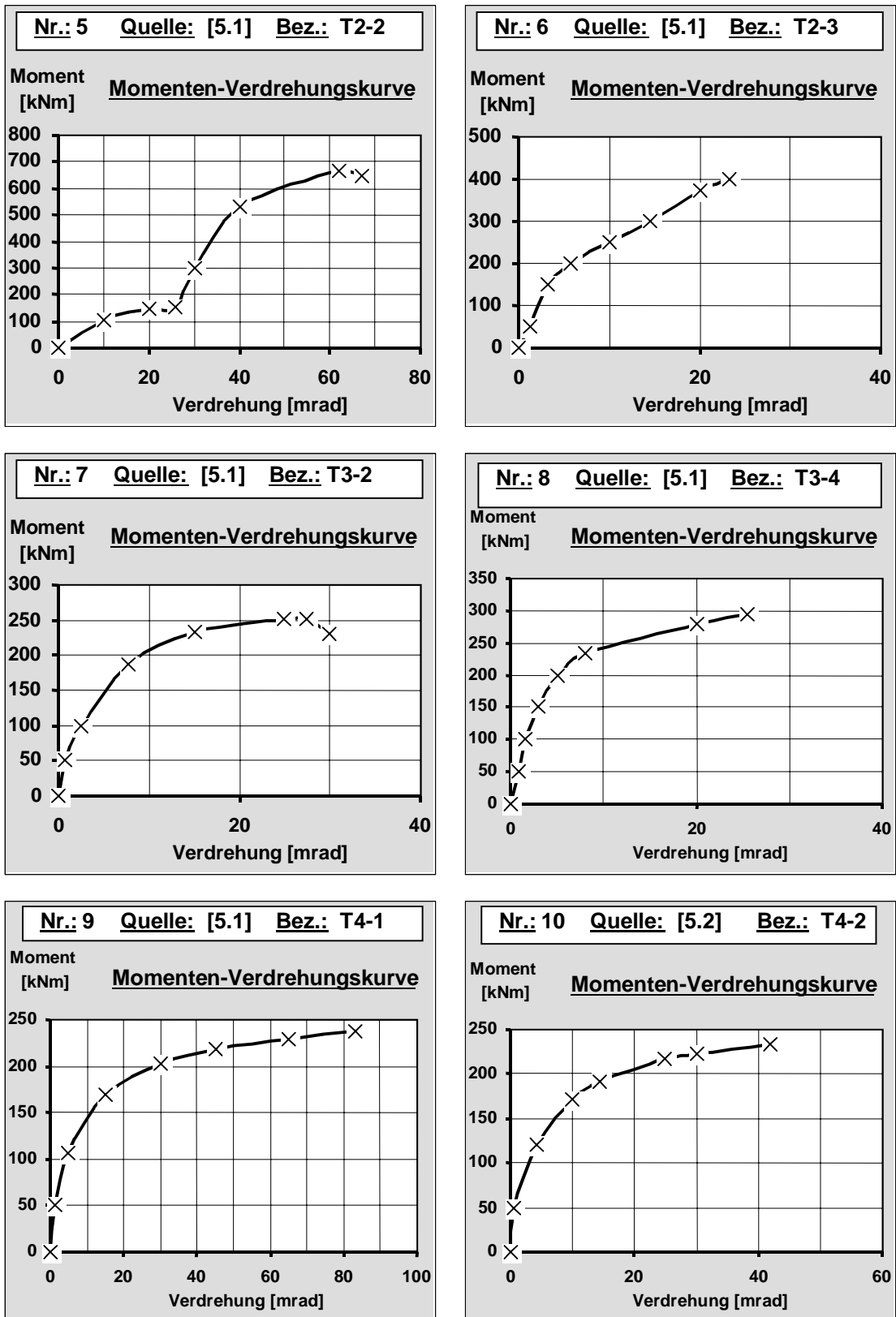


Bild 5.11 Anschlußkurven T2-2 bis T4-2

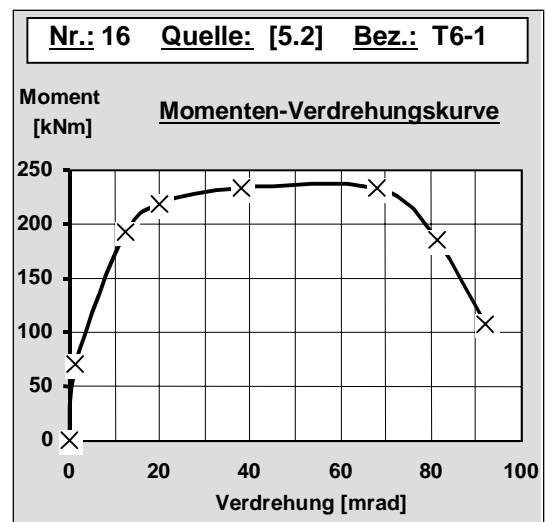
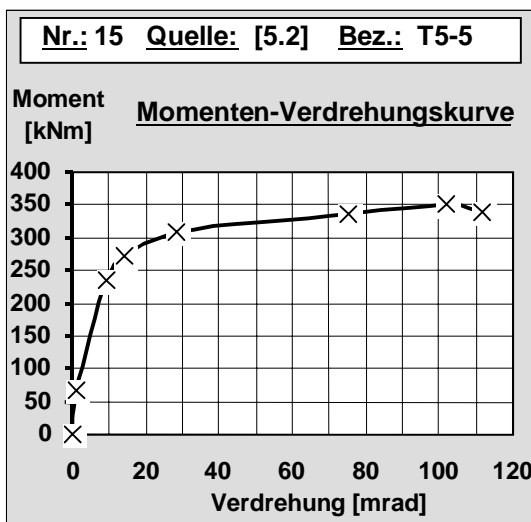
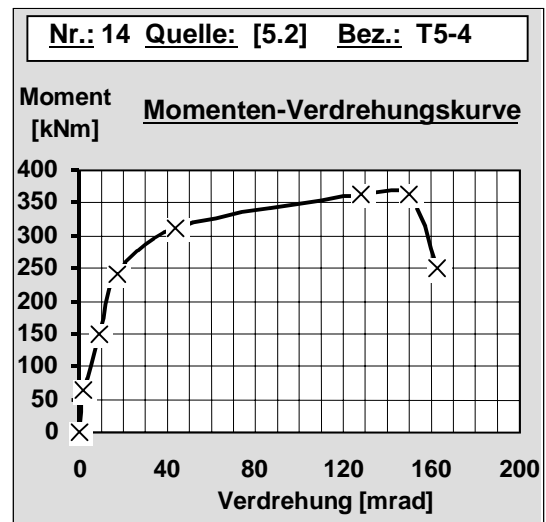
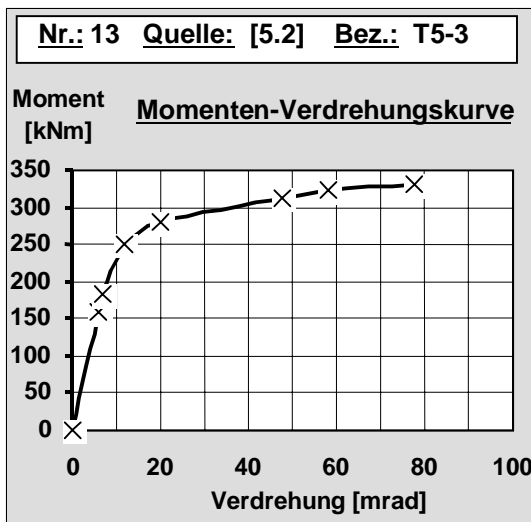
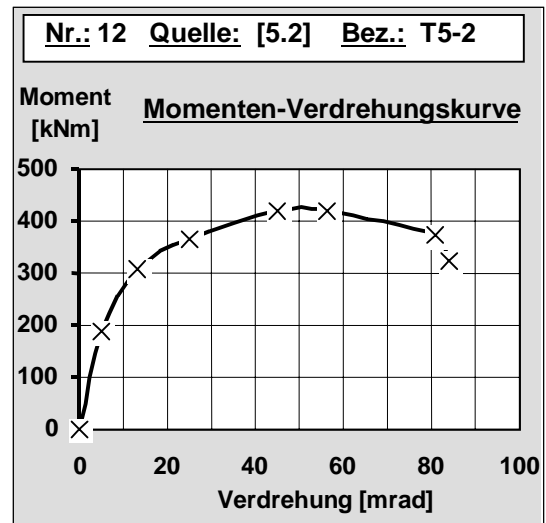
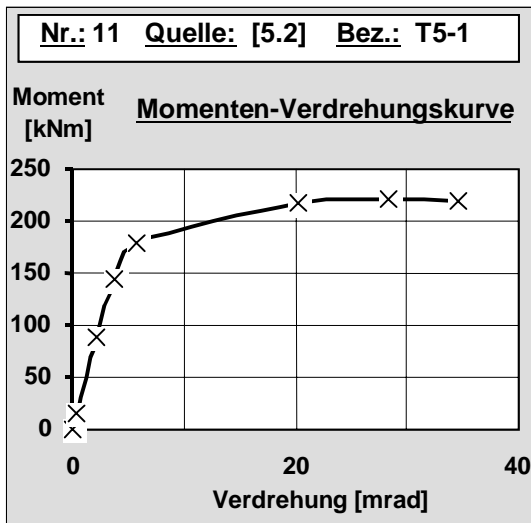


Bild 5.12 Anschlußkurven T5-1 bis T6-1

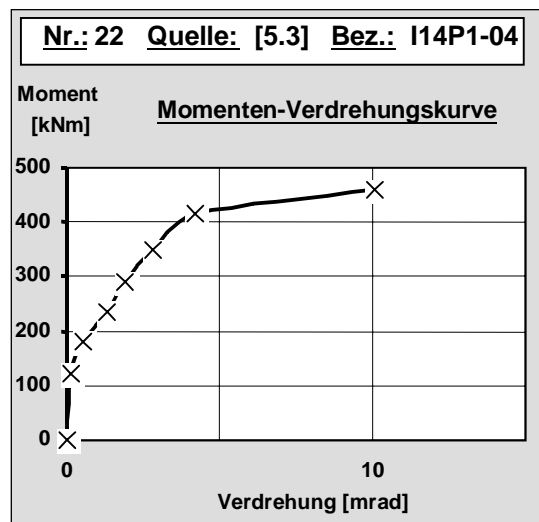
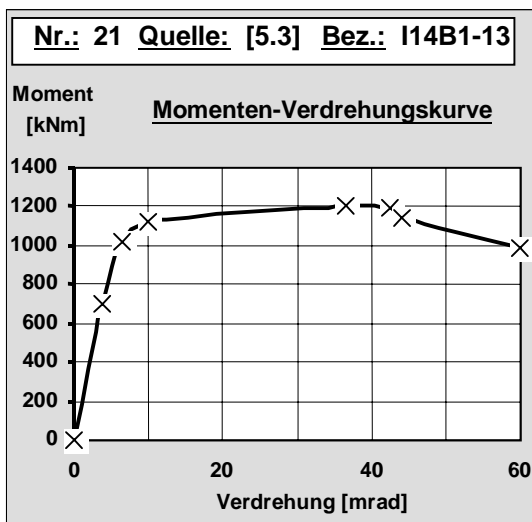
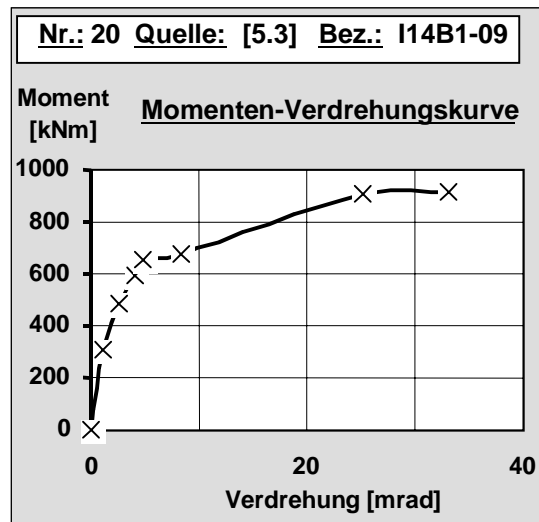
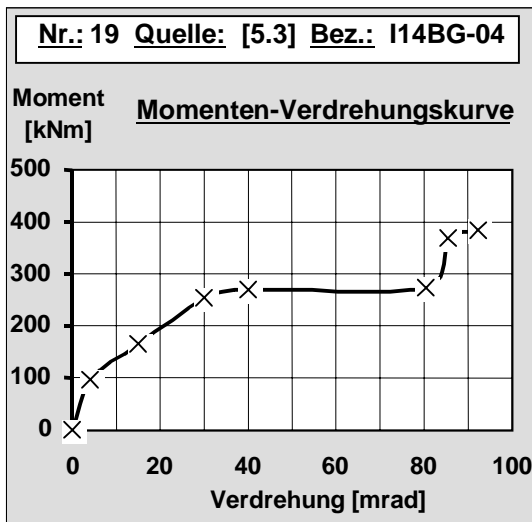
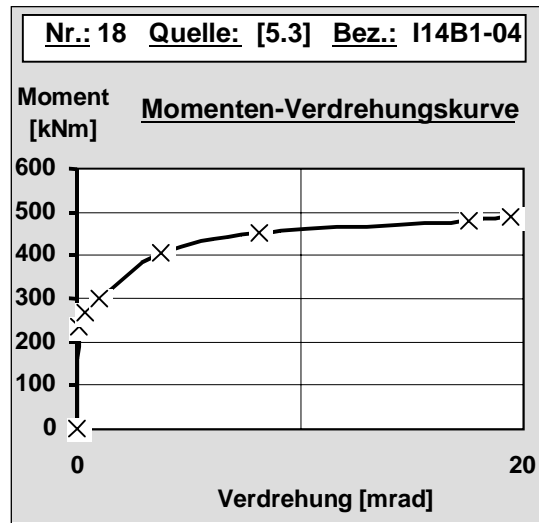
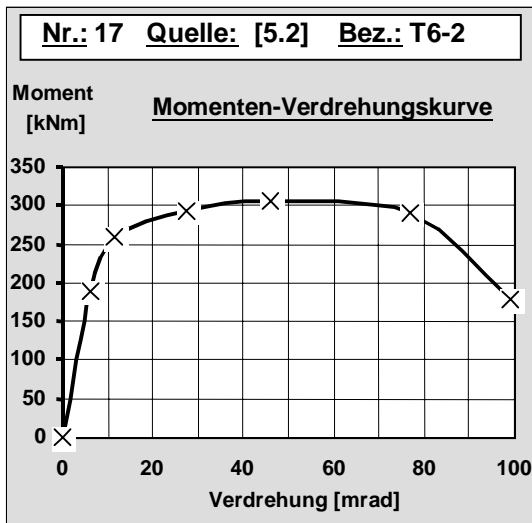


Bild 5.13 Anschlußkurven T6-2 bis i14p1-04

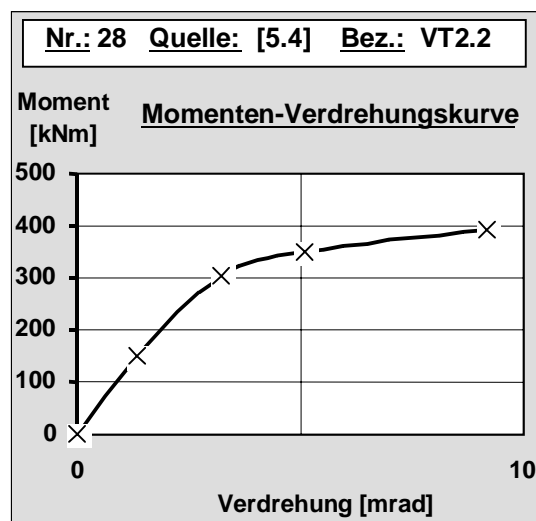
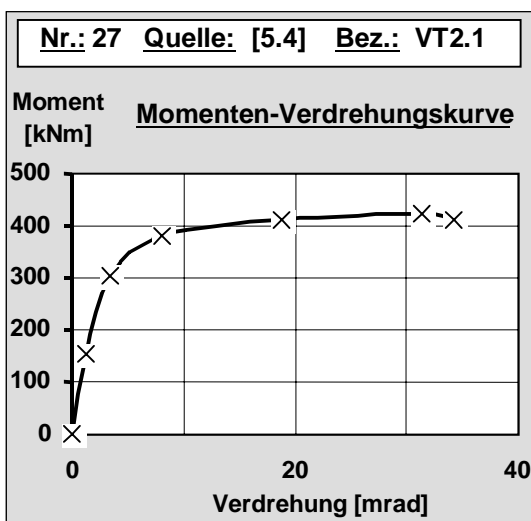
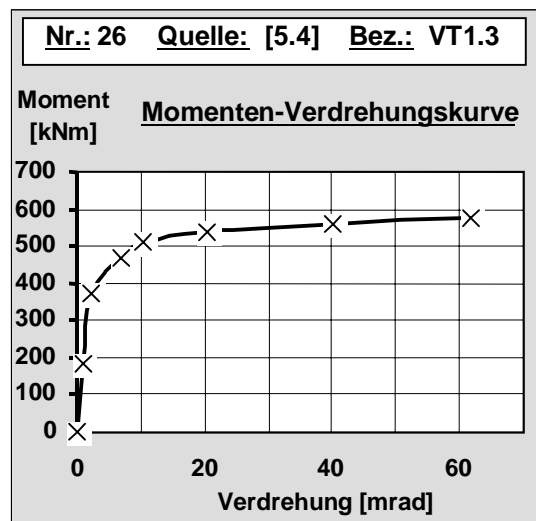
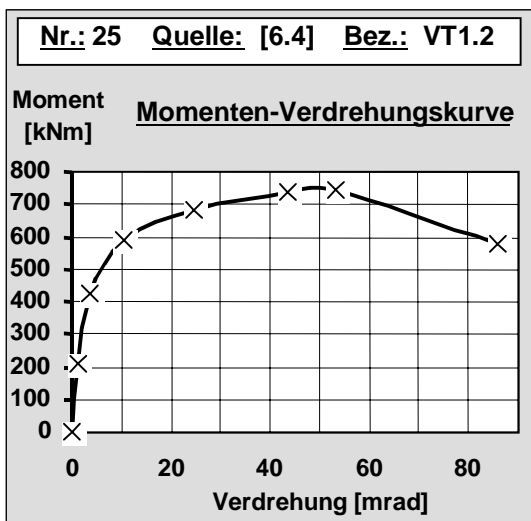
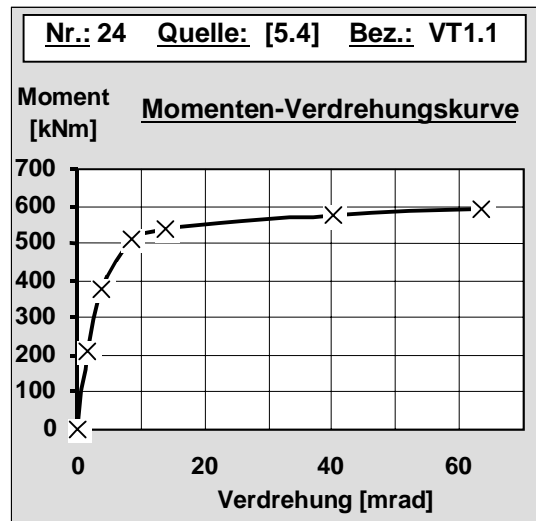
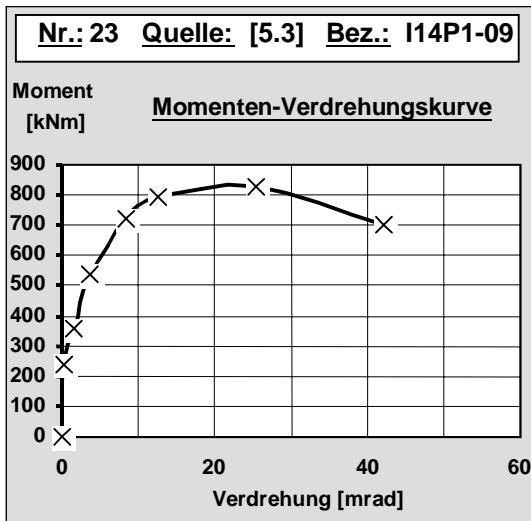


Bild 5.14 Anschlußkurven i14p1-09 bis vt2.2

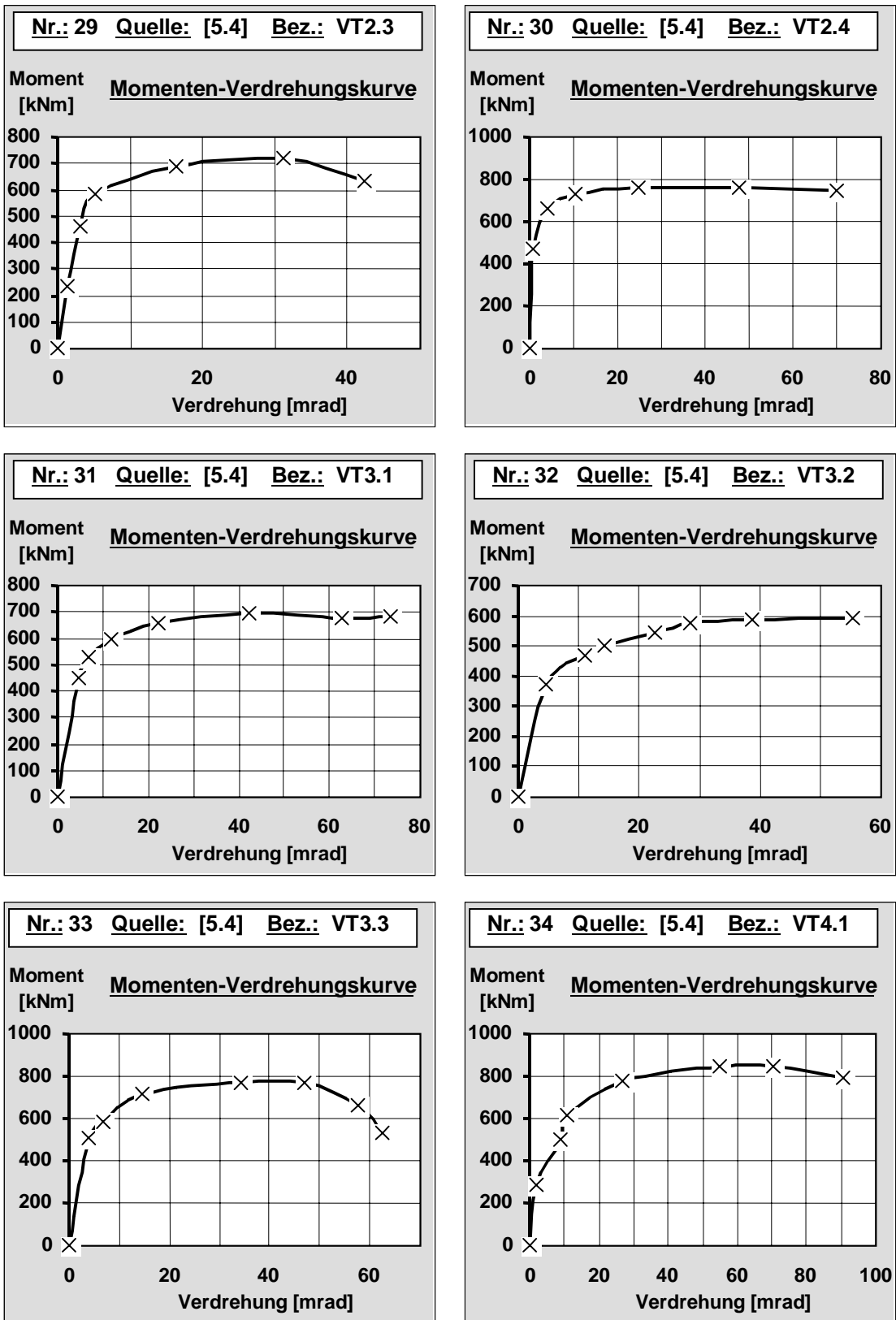


Bild 5.15 Anschlußkurven vt2.3 bis vt4.1

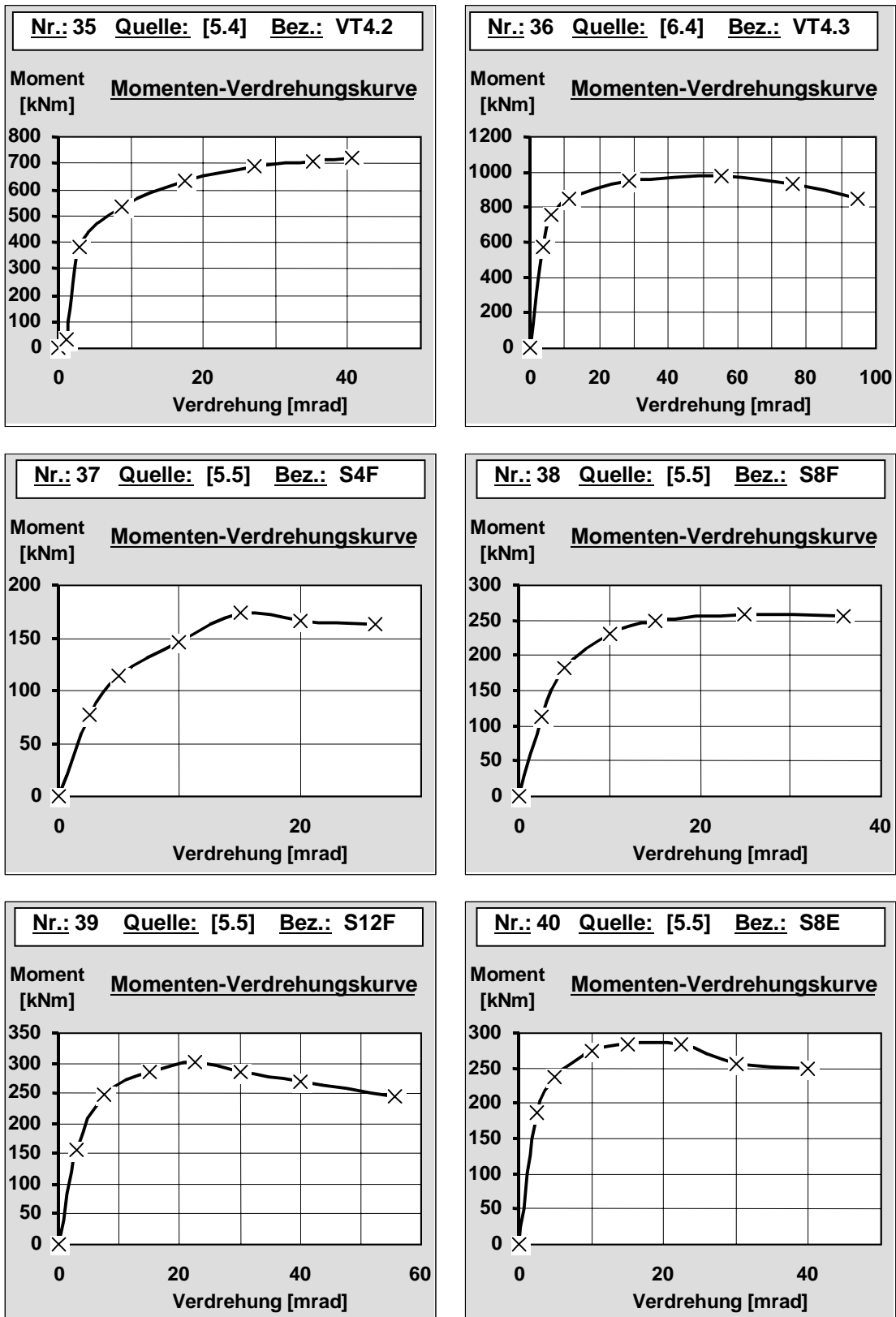


Bild 5.16 Anschlußkurven vt4.2 bis s8e

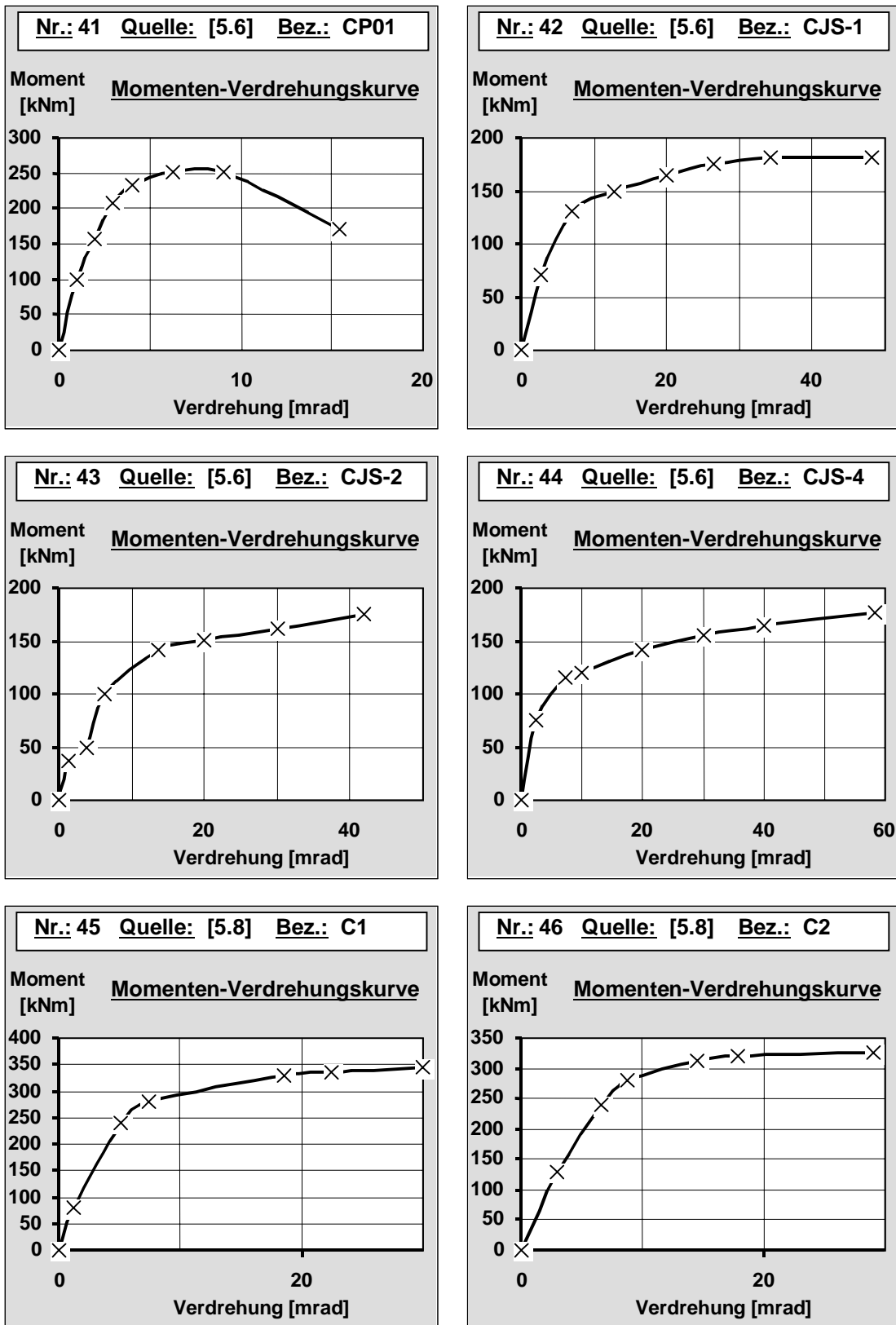


Bild 5.17 Anschlußkurven cp01 bis c2

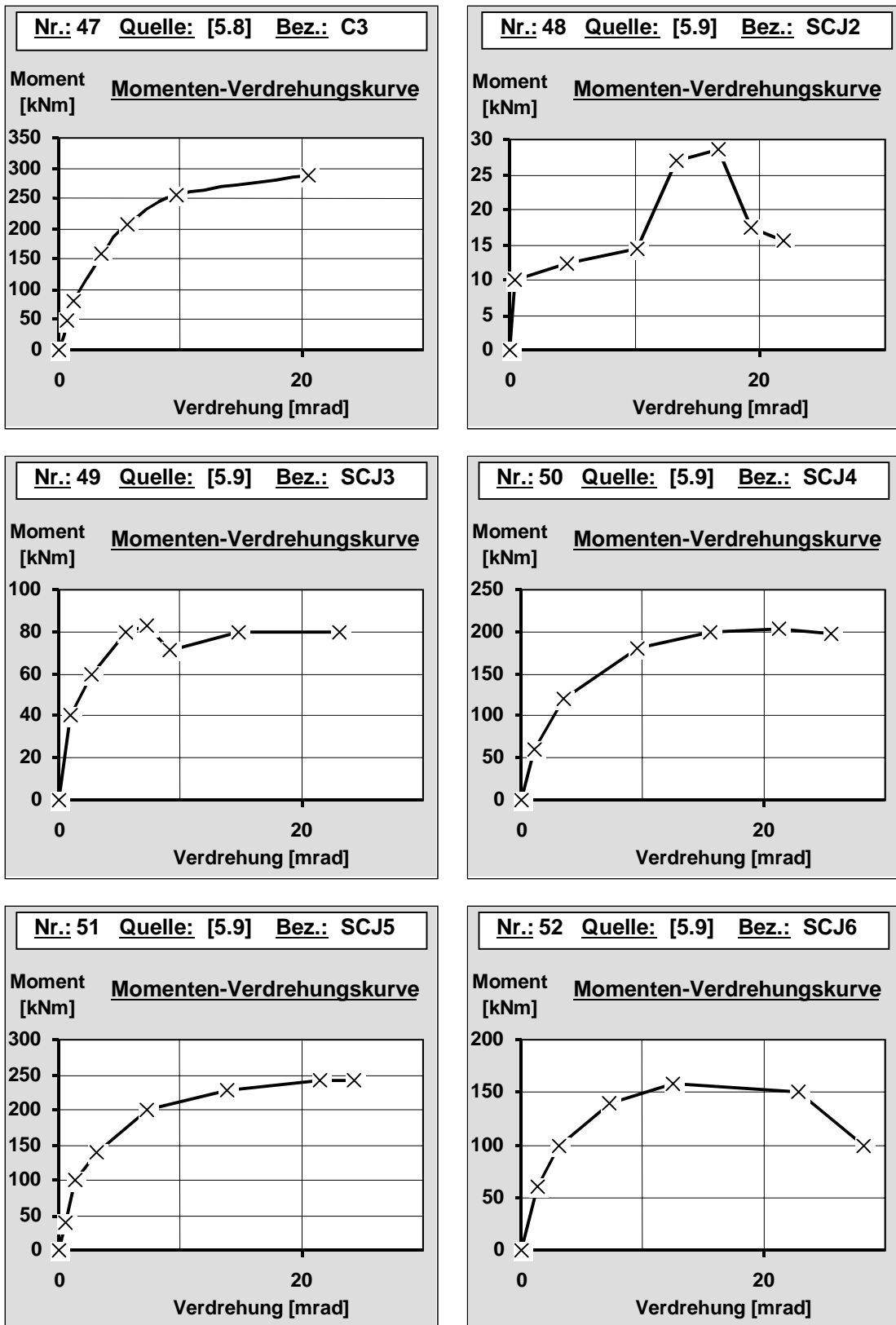


Bild 5.18 Anschlußkurven c3 bis scj6



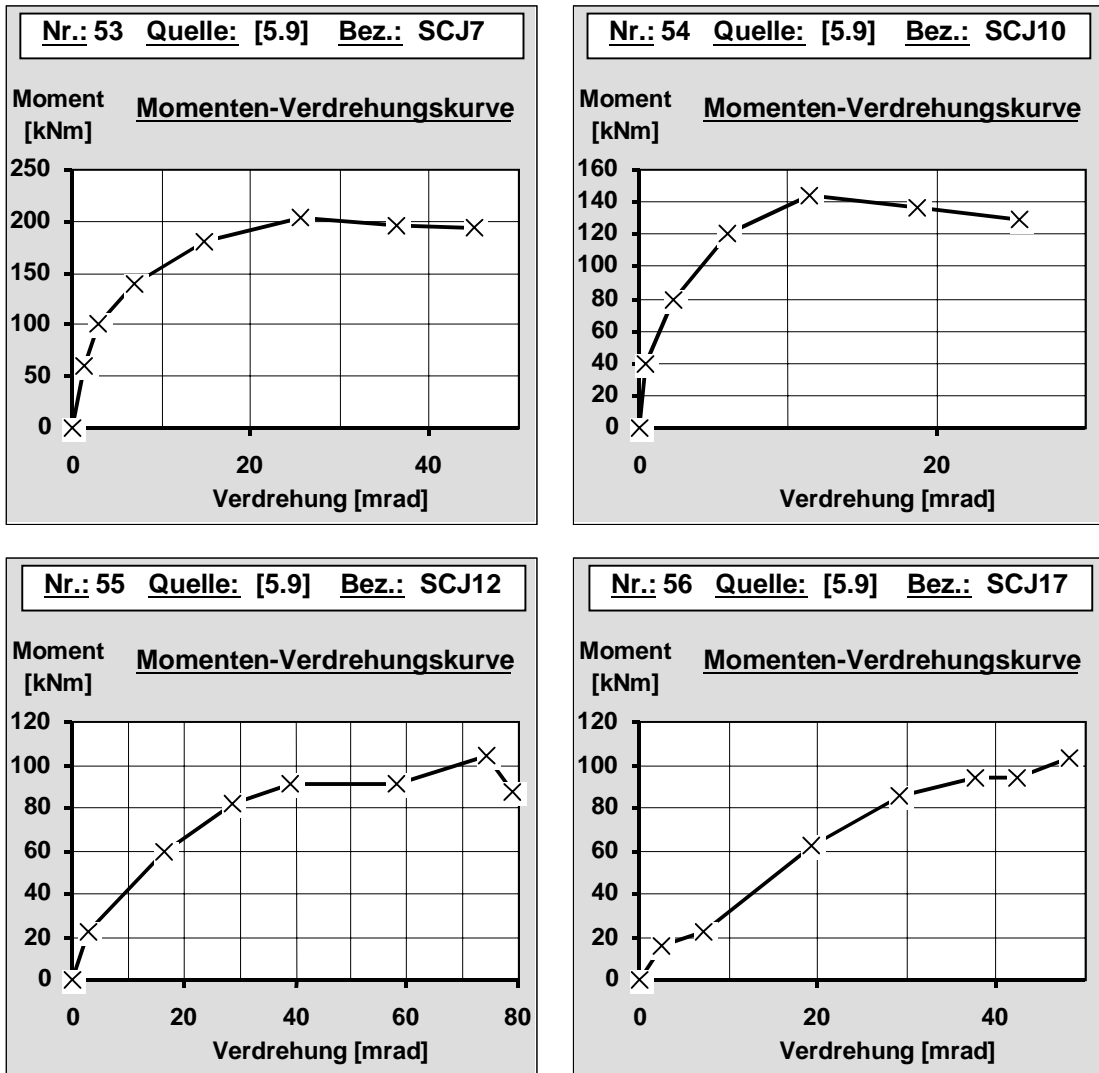


Bild 5.19 Anschlußkurven scj7 bis scj17

### 5.2.2 Die bezogene Anschlußsteifigkeit und das bezogene Anschlußmoment

Die Entwicklung der im Rechenmodell für den Verbundanschluß anzusetzenden Drehfeder-Steifigkeit beruht auf dem direkten Zusammenhang zwischen der Steifigkeit

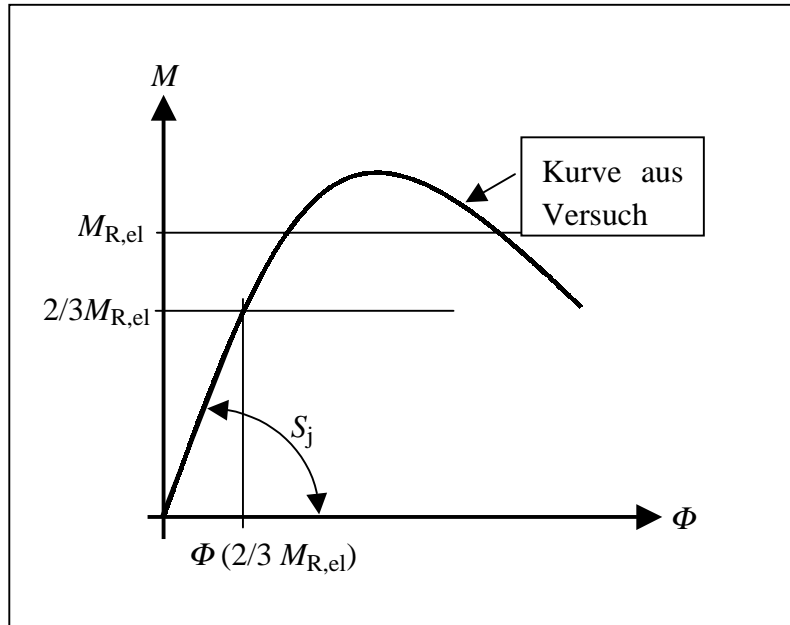


Bild 5.20 Die Anfangssteifigkeit  $S_j$

des Verbundanschlusses und der des angeschlossenen Trägers. Bei der Auswertung wird davon ausgegangen, daß sich der angeschlossene Träger wegen der starken Momentenbeanspruchung, kurz vor dem Anschluß, im nackten Zustand II befindet.

#### Die Anfangssteifigkeit $S_j$

Zuerst wird die in Abschnitt 5.1.2 erläuterte „elastische“ Grenztragfähigkeit des Anschlusses benötigt. Die Anfangssteifigkeit eines Verbundanschlusses wird für die Versuchsauswertung definiert als die Steifigkeit, die der Anschluß bei 2/3 seines elastischen Grenzmomentes besitzt:

$$S_j = \frac{2/3 M_{j,R,el}}{\Phi(2/3 M_{j,R,el})}, \quad (5.1)$$

mit

$M_{j,R,el}$  elastische Grenztragfähigkeit des Verbundanschlusses nach Abschnitt 5.1.2 (mit den im Versuch vorhandenen Werkstoffkennwerten ermittelt)

$\Phi ( 2/3 M_{j,R,el} )$  Verdrehung des Anschlusses bei 2/3 seiner rechnerischen, elastischen Grenztragfähigkeit.

Auch bei den weiteren statischen Berechnungen mit dem Rechenmodell wird immer die Anfangssteifigkeit des Verbundanschlusses als Grundlage genommen. Dies hat folgende Gründe:

1. Die im Feld angesetzte, rechnerische Biegesteifigkeit des Trägers ( $EI_1$ ) ist auch dessen Anfangssteifigkeit. Die Biegesteifigkeit des Trägers im negativen Momentenbereich im Zustand II ( $EI_2$ ) wird mit der *ideellen* Bewehrungsfläche  $A_{s,id}$  berechnet, die das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen berücksichtigt. Deswegen ist die Verwendung der Anfangssteifigkeit - auch für den Verbundanschluß - schlüssig.
2. Die nichtlinearen Vergleichsrechnungen (siehe Abschnitt 6) haben gezeigt, daß die Verwendung der Anfangssteifigkeiten, wie sie oben definiert sind, Ergebnisse liefern, die gut mit den Ergebnissen der nichtlinearen Berechnungen übereinstimmen. Die Beurteilungskriterien sind dabei (1) die Übereinstimmung der Momentenverläufe im Feld und (2) an der Stütze, (3) die Durchbiegungen im Feld und (4) die Verdrehungen an der Stütze.
3. Ein weiterer Gesichtspunkt bei der „Wahl“ der anzusetzenden Steifigkeit ist auch die Art des Versagens, wenn Tragfähigkeiten oder Steifigkeiten im Rechenmodell zu groß oder zu klein abgeschätzt werden.

Die Überschätzung der Biegesteifigkeit im Anschluß hat dabei nicht so ungünstige Folgen wie die Unterschätzung. Bei der Überschätzung der Steifigkeit werden mehr Lasten „angezogen“, und das Biegemoment wird zu groß ermittelt. Für die Tragfähigkeit des Anschlusses ist dies weitgehend unproblematisch, da dieser dann stärker als benötigt bemessen werden muß. Bei den Auswirkungen auf die rechnerischen Verdrehungen im Anschluß halten sich die Effekte aus zu großem Biegemoment (d.h. zu große rechnerische Verdrehung) und zu großer Steifigkeit (d.h. zu kleine rechnerische Verdrehung) in etwa die Waage.

Durch die Überschätzung der Biegesteifigkeit des Anschlusses wird das Feldmoment zu gering ermittelt, d.h., die Beanspruchung des Feldquerschnittes im „wirklichen“ Tragwerk wird größer sein als sie sich rechnerisch ergibt. Allerdings ist der Feldquerschnitt durch seine „robustere“ Ausbildung im Vergleich zum Verbundanschluß wesentlich unanfälliger gegenüber Toleranzen und Abweichungen und ist daher eher in der Lage, diese aufzunehmen. Zusätzlich wird der Feldquerschnitt nur durch etwa die Hälfte des Momentenfehlers belastet.

In Abschnitt 6 gibt es auch hierzu Vergleichsberechnungen, bei denen untersucht wird, wie sich eine Abweichung der wirklichen Steifigkeit von der Steifigkeit, die im Modell rechnerisch angesetzt wurde, auswirkt.

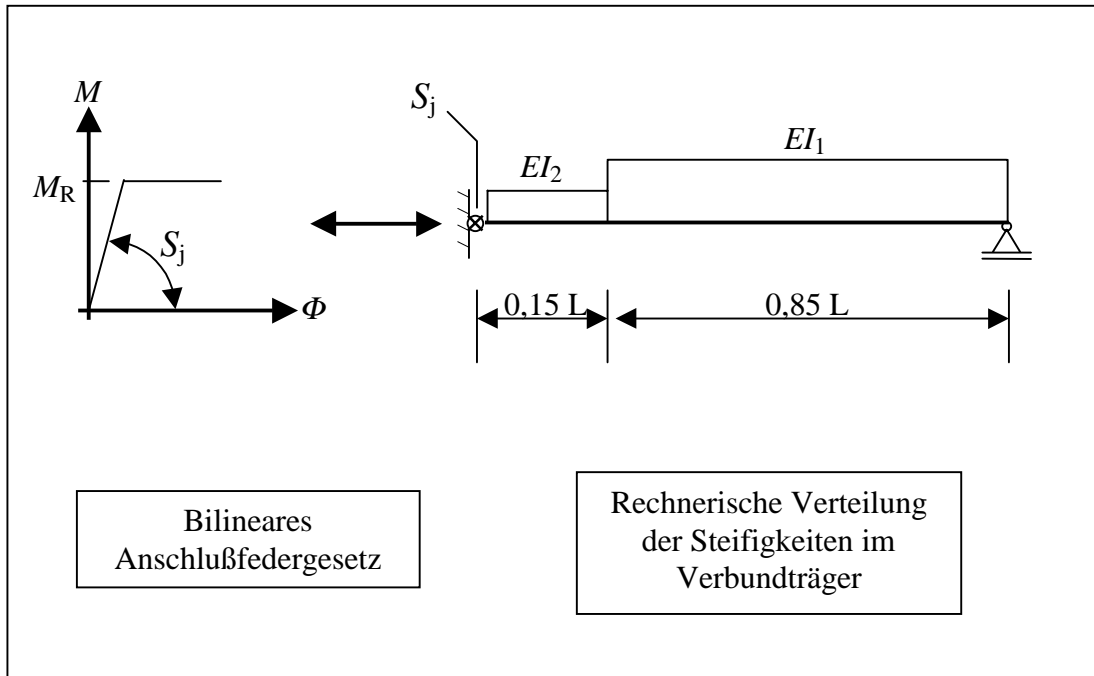


Bild 5.21 Verteilung der, im Rechenmodell, anzusetzenden Steifigkeiten

Als Grundlage für die geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnungen werden dabei die in Abschnitt 5.2.1 aufgeführten Momenten-Verdrehungskurven und die zugehörigen Werkstoffkennwerte der Verbundanschlüsse genommen.

### Die Bezugssteifigkeit $S_2$

Als zweites wird die Bezugssteifigkeit  $S_2$  für den Verbundanschluß berechnet. Das Vorgehen ist dabei ähnlich dem, welches in [2.19], Abschnitt 3.2 (Stiffness Classification) vorgeschlagen wurde.  $S_2$  ist die Drehfedersteifigkeit, die ein Anschluß nach Bild 5.22 haben müßte, um im Abstand  $\ell_j$  vor dem rechnerischen Auflagerpunkt die gleiche Verdrehung  $\Phi_j$  zu haben wie der starr eingespannte Vergleichsträger, siehe Bild 5.22,

$$S_2 = \frac{EI_2}{L_j}, \quad (5.2)$$

mit  $EI_2$  Biegesteifigkeit des Verbundträgers im Zustand II, mit der ideellen Bewehrungsfläche  $A_{s,id}$  ermittelt,

$L_j$  rechnerische Bezugslänge des Verbundanschlusses  
 $= 1/2 h_a + 1/2 h_{St}$  (nach Bild 5.23)

Bei den Versuchen, die in Abschnitt 3 und 4 erläutert sind, befanden sich die Inklinometer zur Messung der Verdrehungen in der Stützenachse und auf dem Stahlträgerprofil im Abstand  $\ell_j$  vor der Stützenachse (siehe „♣“ in Bild 3.13). Dieser Meßpunkt wurde gewählt, weil

- das Ebenbleiben der Querschnitte in diesem Abstand zur Stütze wieder gewährleistet werden kann. D.h., die Messungen der Verdrehungen sind an dieser Stelle wieder repräsentativ für den gesamten Trägerquerschnitt, und weil
- der Anteil aus der Trägerverdrehung an der Gesamtverdrehung hier noch sehr gering ist. Hier ist nur die Verdrehung des Anschlusses selbst von Interesse; der Anteil aus der Trägerbiegung soll so gering wie möglich gehalten werden.

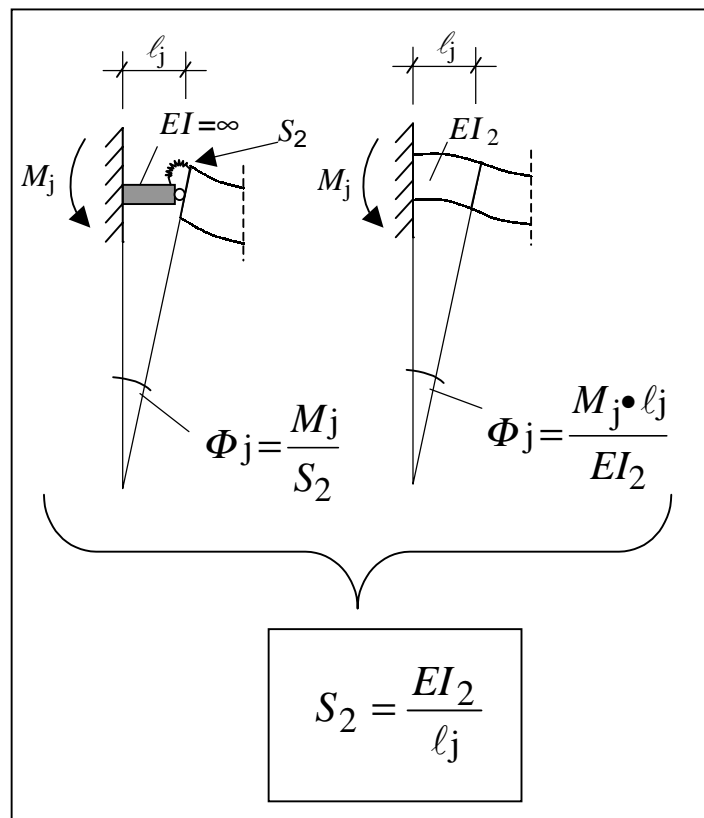


Bild 5.22 Die Bezugssteifigkeit  $S_2$

- In der Biegelinie des Verbundträgers ist in Höhe des Verbundanschlusses ein „Knick“, siehe die Bilder 4.44 und 4.45. Der größte Anteil der Verdrehung konzentriert sich dabei auf den Bereich am Stützenflansch, wie in den Bildern 4.8, 4.14 und 4.32 zu sehen. Mit  $L_j = 1/2 h_a + 1/2 h_{St}$  besitzt die rechnerischen

Bezugslänge für den Anschluß die gleiche Einzugslänge nach rechts und links, vom „Zentrum“ der Verdrehung aus gesehen.

- Die absolute Größe von  $L_j$  ist allerdings nicht so wichtig wie das Einhalten einer systemabhängigen Bezugsgröße, die bei der gesamten Auswertung unverändert beibehalten und in dem nachfolgenden Bemessungskonzept auch übernommen wird.

Die bezogene Steifigkeit  $s_{j, bez}$  und die bezogene Tragfähigkeit  $m_{j, bez}$

Die vorhandenen Anfangssteifigkeiten ( $S_j$ ) der Verbundanschlüsse werden in einem nächsten Schritt auf die Bezugssteifigkeiten ( $S_2$  nach Bild 5.22) bezogen:

$$s_{j, bez} = \frac{S_j}{S_2} = \frac{S_j \cdot L_j}{EI_2} \quad \text{und} \quad (5.3a)$$

$$S_j = \frac{EI_2}{\frac{1}{s_{j, bez}} \cdot L_j} \quad (5.3b)$$

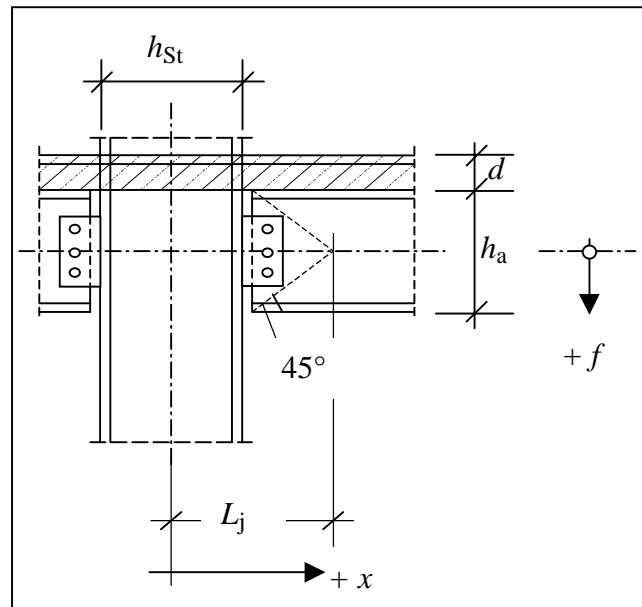


Bild 5.23 Rechnerische Bezugslänge  $L_j$  für den Verbundanschluß

Es gelten die Bezeichnungen nach Bild 5.22. Genauso werden die Grenztragfähigkeiten  $M_{j,R}$  der Anschlüsse (nach Abschnitt 5.1.2) auf die Tragfähigkeiten der angeschlossenen Verbundträger im negativen Momentenbereich  $M_{2,R,el}$  bezogen. Der elastische

Widerstand des Trägers wurde gewählt, weil dies der korrespondierende Wert zur benutzten Biegesteifigkeit  $EI_2$  des Trägers darstellt - bis zum Erreichen von  $M_{2,R,el}$  ist

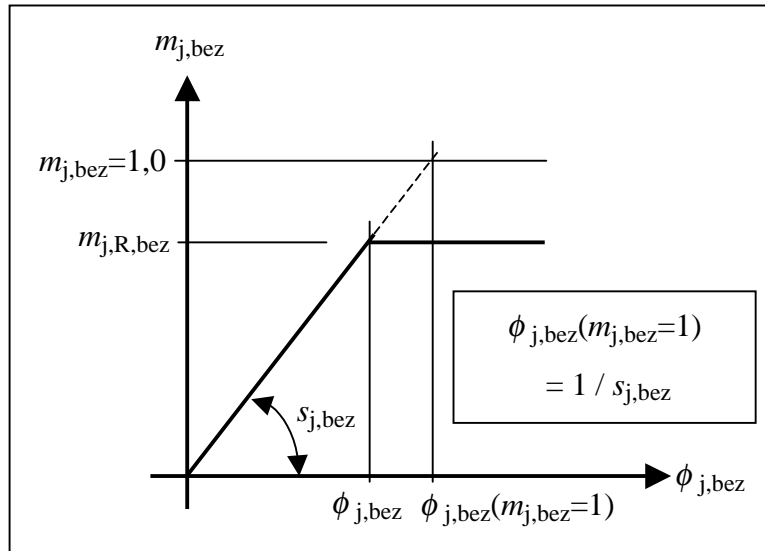


Bild 5.24 Bilineare bezogene Anschlußkurve

das Verhalten des Trägers noch weitgehend linear. Es könnte auch das plastische Biegemoment als Bezugswert benutzt werden. Der einzige Unterschied würde dann in der kleineren Ordinate bestehen, bei der die bilineare Kurve in die Horizontale übergeht, siehe Bild 5.24. Die Anfangssteigung der Kurve bliebe dabei dieselbe. Die bezogene Biegetragfähigkeit ergibt sich zu:

$$m_{j,R,bez} = \frac{M_{j,R}}{M_{2,R,el}} \quad (5.4)$$

Die bezogene Anschlußverdrehung  $\phi_{j,bez}$  ergibt sich für  $M_j = M_{j,R}$  zu

$$\Phi_{j,bez} = \frac{m_{j,bez}}{s_{j,bez}} = \frac{M_{j,R}}{M_{2,R,el}} \cdot \frac{S_2}{S_j} = \frac{M_{j,R}}{M_{2,R,el}} \cdot \frac{EI_2}{L_j} \cdot \frac{\Phi_j(2/3 M_{j,R,el})}{2/3 M_{j,R,el}} \quad (5.5)$$

In Bild 5.24 ist die bilineare bezogene Anschlußkurve aufgetragen. Das Grenzmoment  $M_{j,R}$  kann dabei, je nach Ausführungsart des Anschlusses, das elastische Grenzmoment  $M_{j,R,el}$  oder das plastische Grenzmoment  $M_{j,R,pl}$  sein. Mit dem elastischen Grenzmoment  $M_{j,R} = M_{j,R,el}$  vereinfacht sich die Formel zu

$$\Phi_{j,bez} = \frac{m_{j,bez}}{s_{j,bez}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{EI_2}{L_j} \cdot \frac{\Phi_j(2/3 M_{j,R,el})}{M_{2,R,el}} \quad (5.6)$$

Diese Auftragung hat einen besonderen Vorteil: Der Schnittpunkt der Kurve der Anfangssteifigkeit mit  $m_{j,bez}=1$  liefert sofort den Kehrwert der Anschlußsteifigkeit, bezogen auf den angeschlossenen Träger. Dies läßt sich an 2 Beispielen verdeutlichen:

- $\Phi_{j,bez} = 1 \quad \Leftrightarrow$

$$\Phi_{j,bez} = \frac{m_{j,bez}}{s_{j,bez}} = \frac{1}{s_{j,bez}} = \frac{S_2}{S_j} = 1$$

→  $S_j = S_2$  d.h., der Anschluß hat die gleiche Steifigkeit, wie der

Träger, wenn diese auf die rechnerische Bezugslänge  $L_j$  bezogen wird.

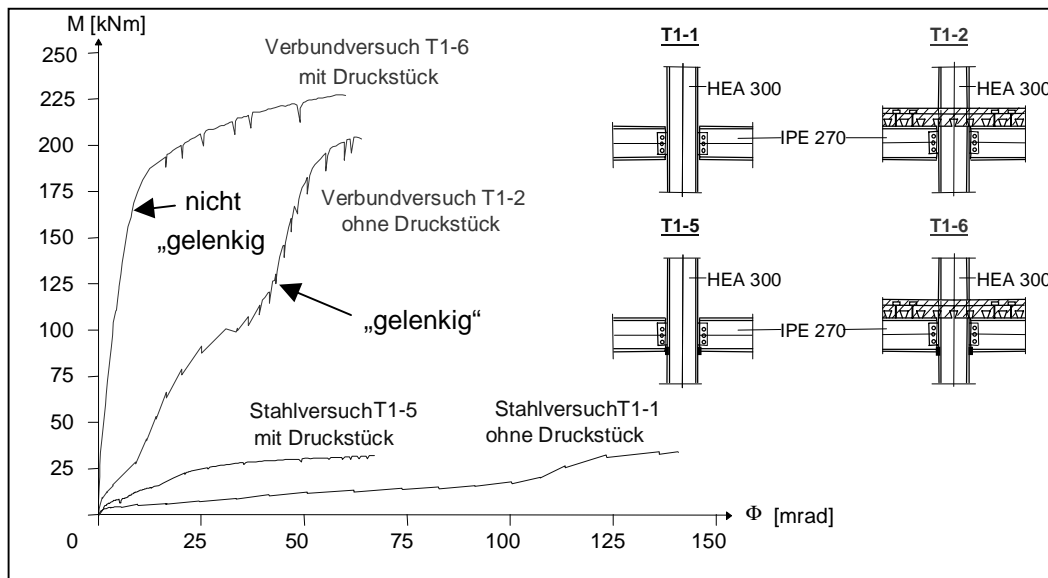


Bild 5.25 Momenten-Verdrehungsverhalten der Anschlüsse der Reihe T1

- $\Phi_{j,bez} = 2 \quad \Leftrightarrow$

$$\Phi_{j,bez} = \frac{m_{j,bez}}{s_{j,bez}} = \frac{1}{s_{j,bez}} = \frac{S_2}{S_j} = 2$$

→  $S_j = 1/2 S_2$  d.h., der Anschluß hat die halbe Steifigkeit des angeschlossenen Trägers, wenn diese auf die rechnerische Bezugslänge  $\ell_j$  des Anschlusses bezogen wird.



### 5.2.3 Versuchsauswertung der Verbundanschlußsteifigkeiten für das bilineare Anschluß-Federgesetz

Alle bezogenen Steifigkeiten ( $s_{j,bez}$ ) und alle bezogenen Grenztragfähigkeiten ( $m_{j,R,bez}$ ) der Verbundanschlüsse aus Abschnitt 5.1, wurden mit den oben erläuterten Formeln

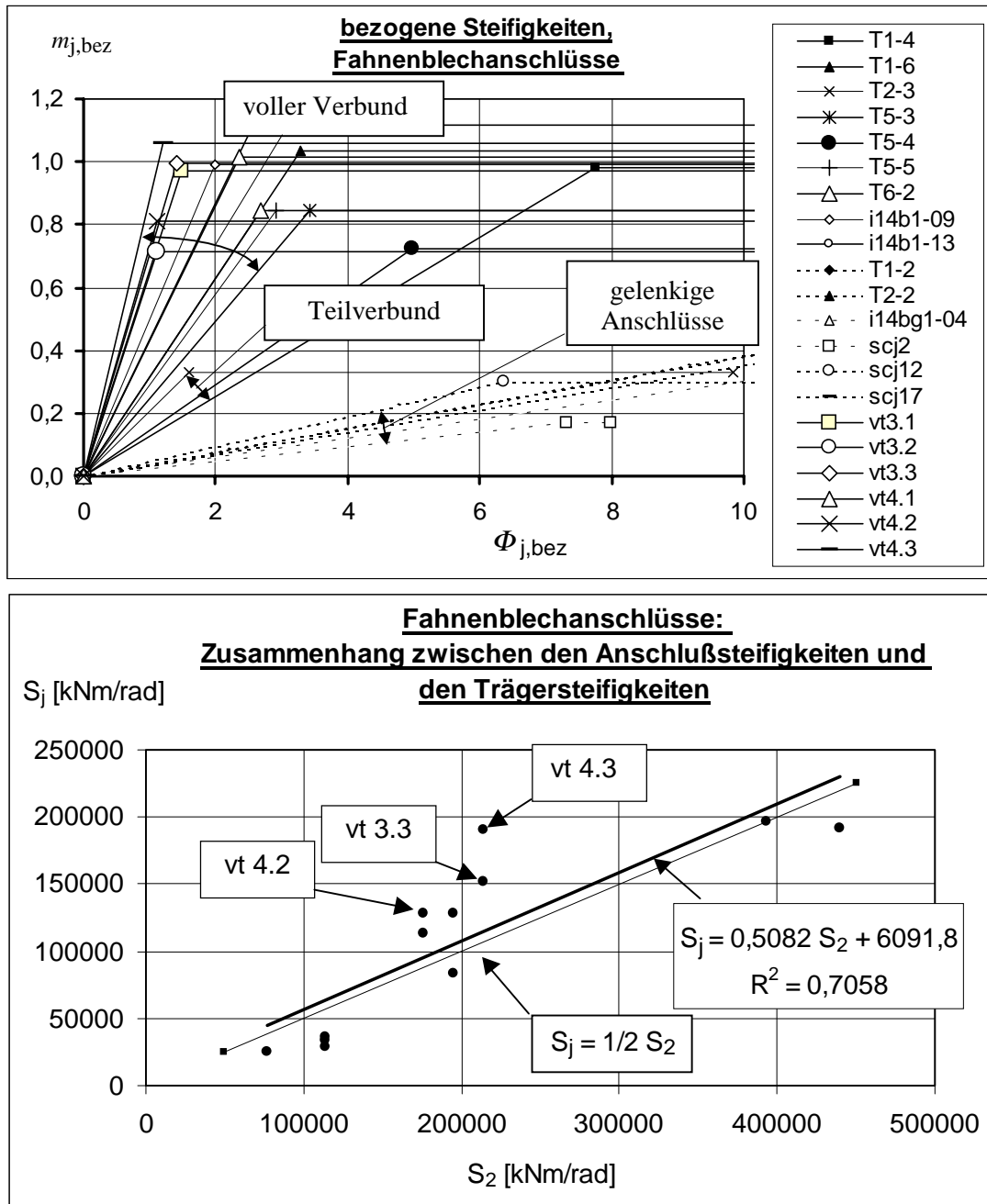


Bild 5.26 Bezogene Steifigkeiten bei den Fahnenblechanschlüssen

berechnet. Dabei sind die Anschlüsse wieder in die Gruppen „Fahnenblechanschlüsse“, „Stirnplattenanschlüsse“ und „Knaggenauflager“ eingeteilt. Diese Einteilung darf nicht mit einer Klassifizierung verwechselt werden. Die Anforderungen an die Verdrehungsfähigkeit und die Tragfähigkeit aus dem statischen System sind in diesen Formeln nicht enthalten. Die Länge  $L_j$  ist die rechnerische Bezugslänge für den Verbundanschluß, und nicht die Feldlänge des angeschlossenen Feldes.

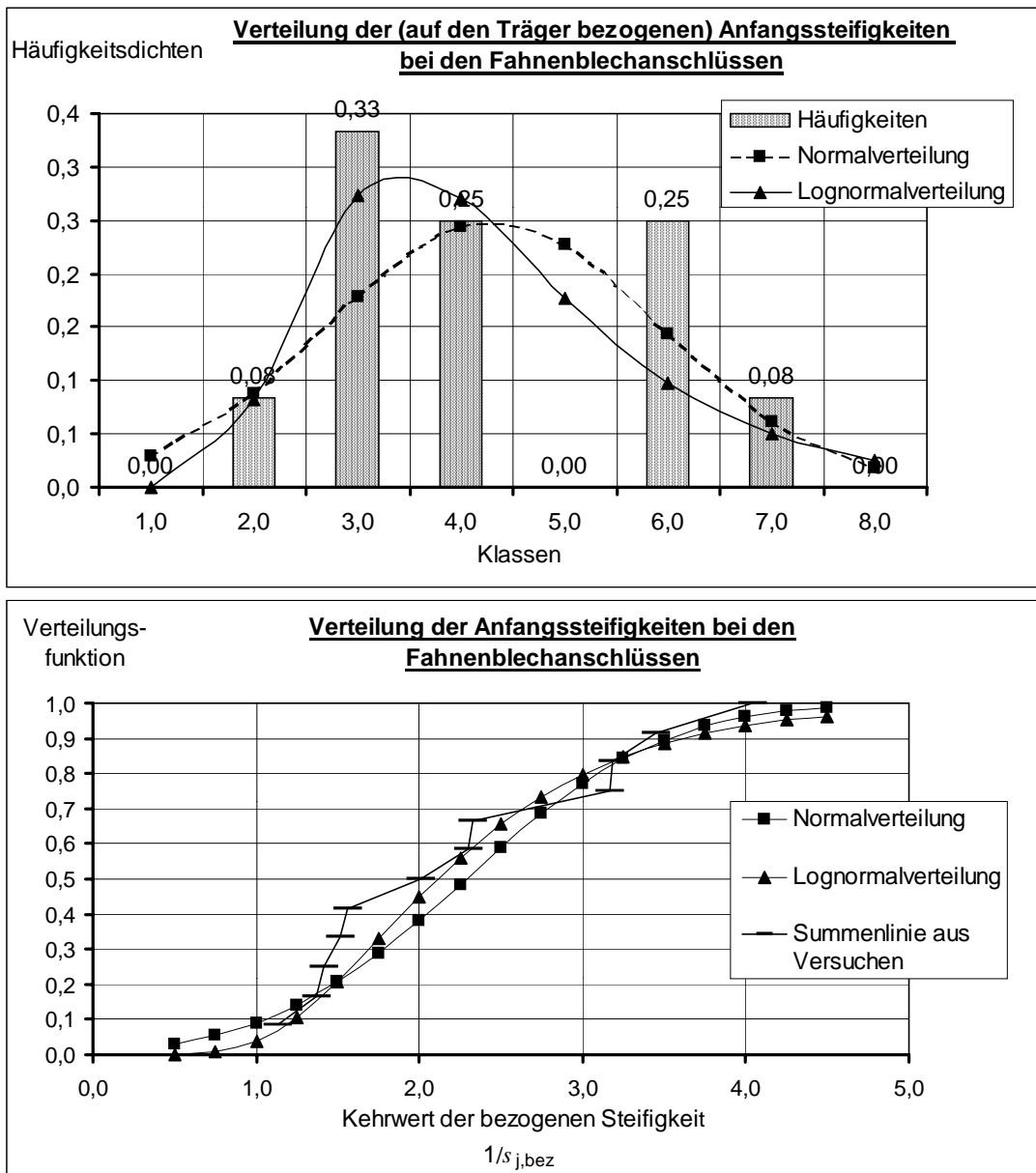


Bild 5.27 Statistische Verteilung der Steifigkeiten bei den Fahnenblechanschlüssen

Die bezogenen Steifigkeiten der Fahnenblechanschlüsse

In Bild 5.26 sind oben die bilinearen bezogenen Anschlußkurven aller Fahnenblechanschlüsse aufgetragen.

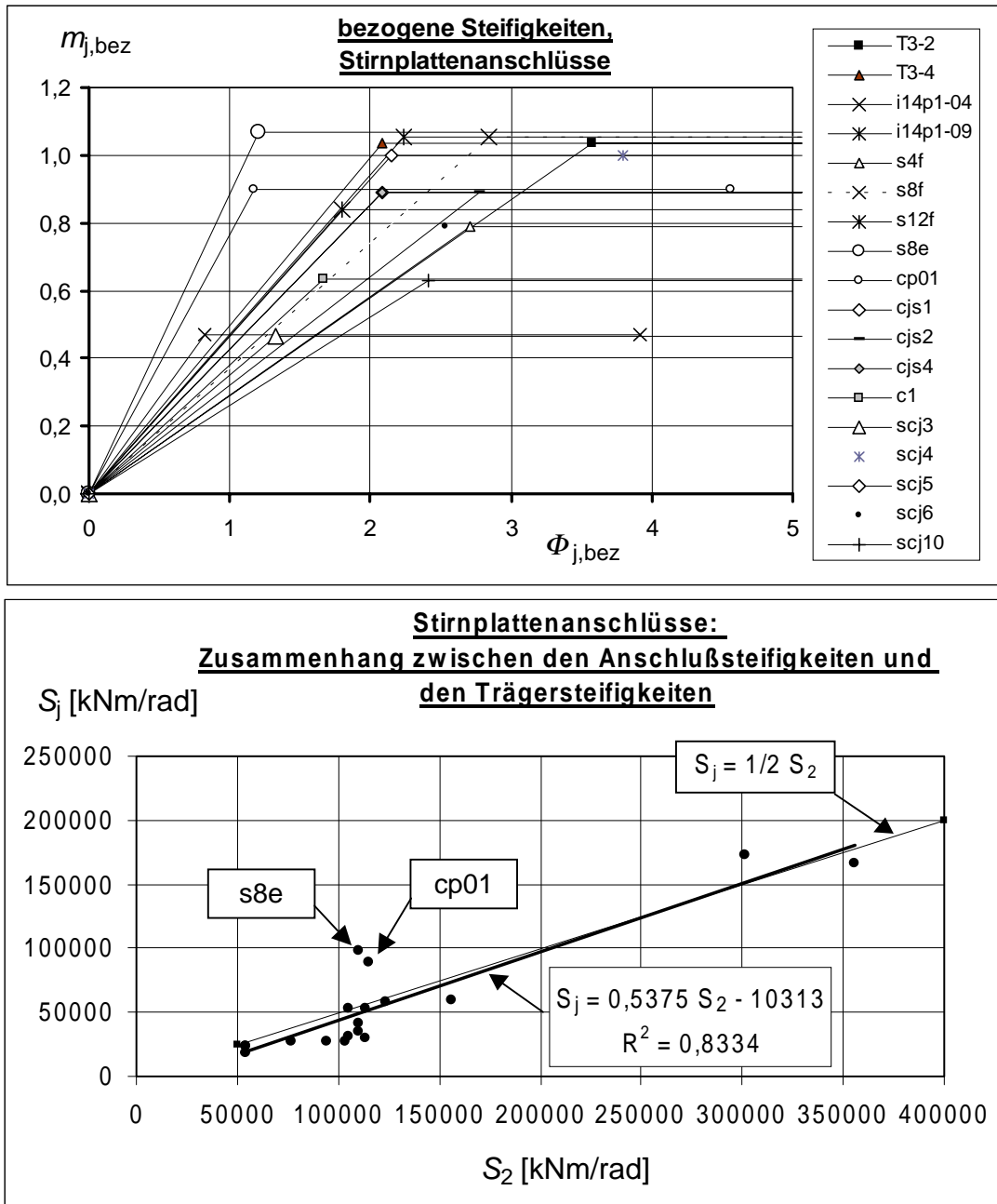


Bild 5.28 Bezogene Steifigkeiten der Stirnplattenanschlüsse

Es sind 3 Steifigkeitsbereiche festzustellen:

1. Der Bereich für die gelenkig ausgeführten Verbindungen.

Bei diesen Verbindungen liegt der Trägeruntergurt nicht kraftschlüssig am Stützenprofil an, sondern es befindet sich ein Spalt zwischen dem Trägeruntergurt und der Stütze. Wird diese

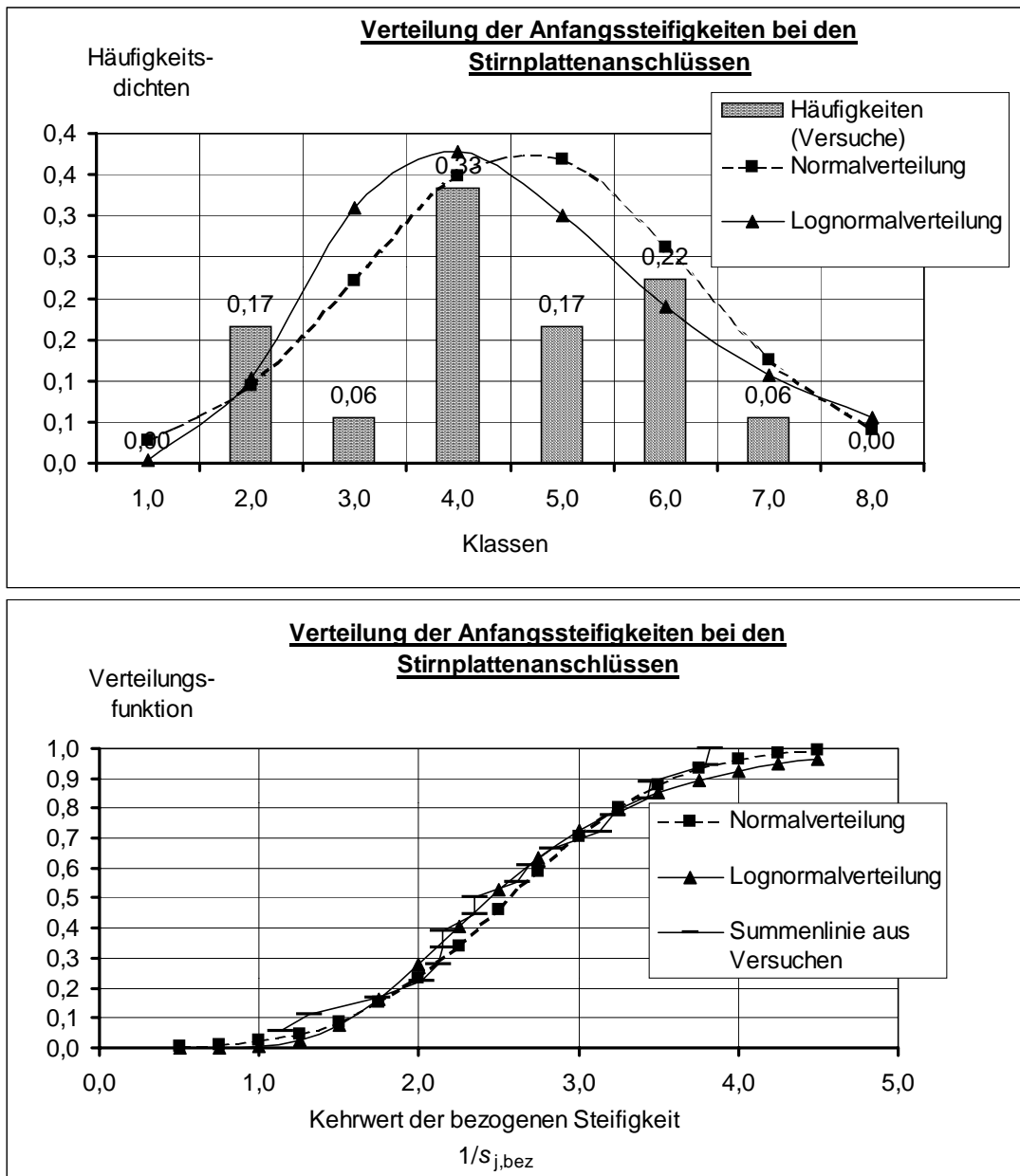


Bild 5.29 Statistische Verteilung der Steifigkeiten bei den Stirnplattenanschlüssen

Verbindung biegebeansprucht, schließt sich der Spalt bei einer stark zunehmenden Verdrehung. Dies ist z.B. für den Versuchskörper T1-2 in Bild 5.25 zu sehen. Der Spalt beim gelenkigen Anschluß hat sich bei einer Verdrehung von etwa 35 mrad geschlossen. Durch die veränderte innere Gliederung weist der Anschluß ab hier eine größere Steifigkeit auf.

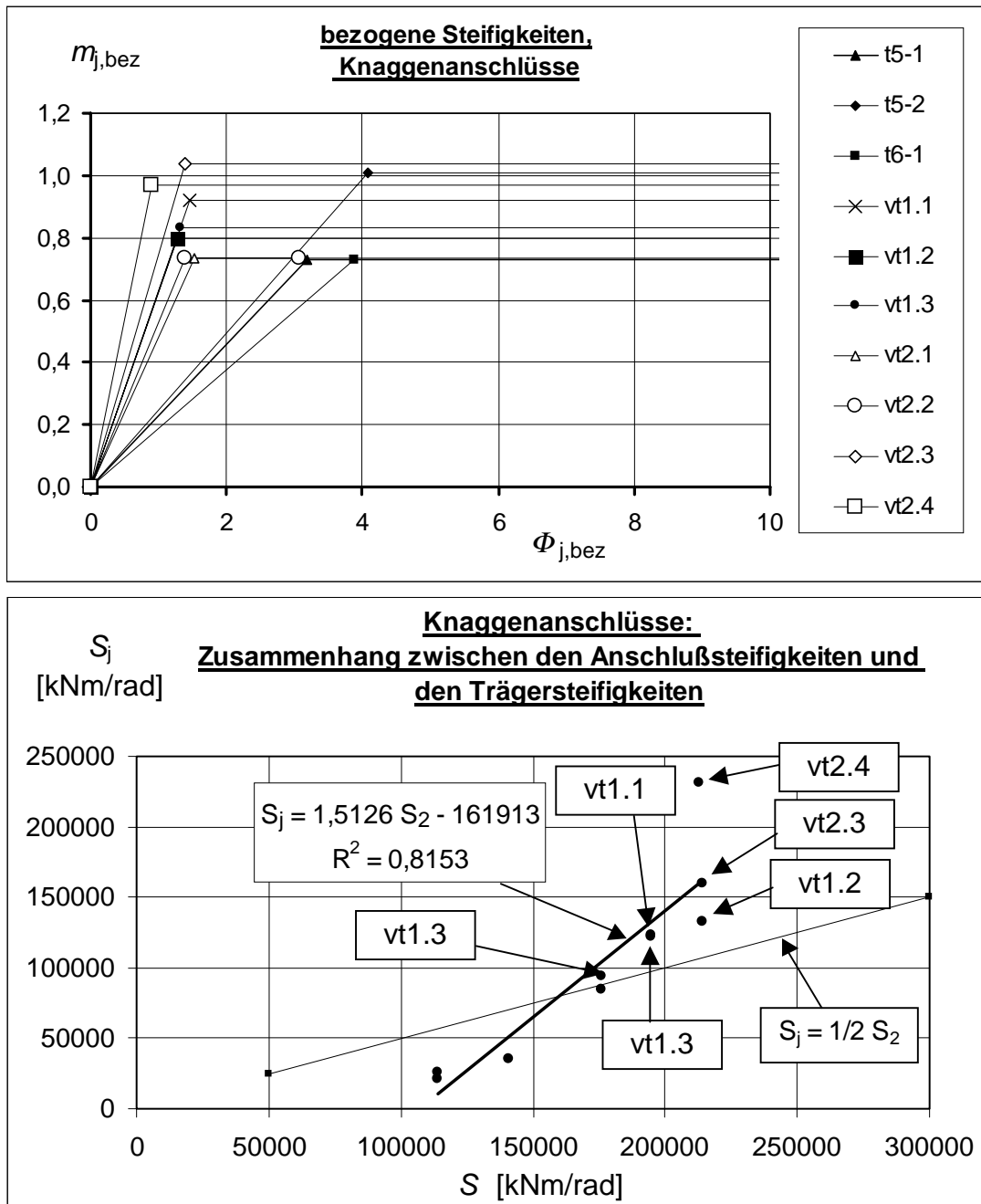


Bild 5.30 Bezogene Steifigkeiten der Knaggenanschlüsse

2. Der Bereich der Anschlüsse mit vollem Verbund und anliegendem Druckgurt.  
Diese Verbindungen besitzen die größte Steifigkeit.

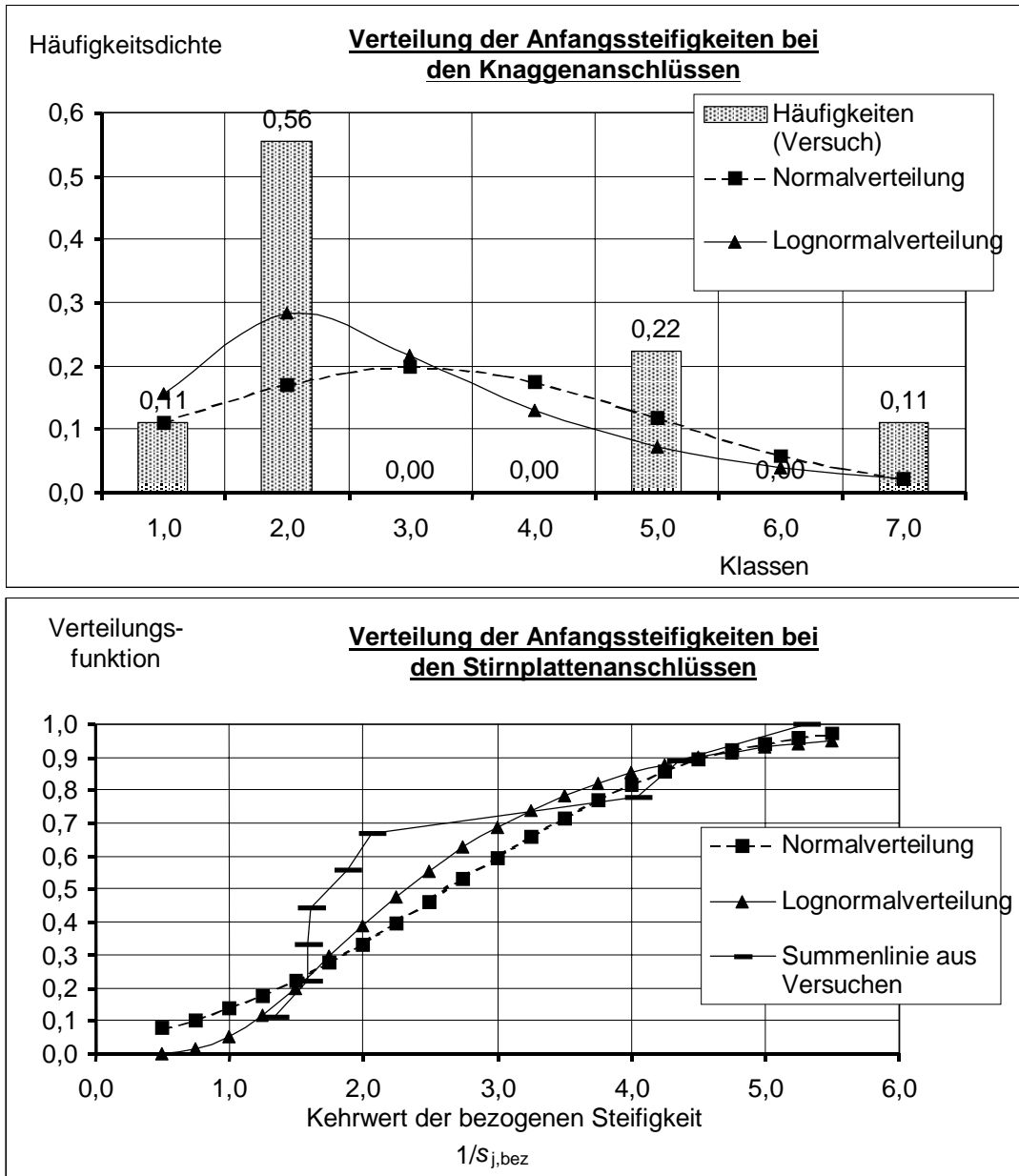


Bild 5.31 Statistische Verteilung der Steifigkeiten bei den Knaggenanschlüssen

3. Der Bereich der Anschlüsse mit anliegendem Druckgurt und Teilverbund.  
Da der Druckgurt schon gleich zu Beginn der Belastung anliegt, sind die bezogenen Steifigkeiten größer als die bei den gelenkigen Anschlüssen. Allerdings hat der vergrößerte Schlupf durch den Teilverbund auch eine Auswirkung auf das

Anschlußverhalten. Er vergrößert die Verdrehung, siehe hierzu Bild 2.7; der Schlupf in der Verbundfuge wird hier mit „↗“ bezeichnet.

Die folgenden statistischen Auswertungen beziehen sich auf die Steifigkeiten der Anschlüsse mit vollem Verbund, die auch gleichzeitig nicht „gelenkig“ ausgeführt worden sind. Für die Verbundanschlüsse mit Fahnenblech hat die Gerade der linearen Regression die Gleichung  $S_j = 0,508 \cdot S_2 + 6092$ , siehe Bild 5.26. Zum Vergleich ist die Gerade mit der sehr einfachen Gleichung  $S_j = 1/2 S_2$  mit in das Diagramm eingetragen. Die Abweichungen zur genauen Regressionsgeraden sind klein. Einen Überblick über die Verteilung der Steifigkeiten bietet das Diagramm in Bild 5.27. Oben sind die

Tabelle 5.1 Klassengrenzen für die Fahnenblechanschlüsse

Klasse	von $1/s_{j,bez}$	bis $1/s_{j,bez}$
1	0	0,6
2	0,6	1,2
3	1,2	1,8
4	1,8	2,4
5	2,4	3
6	3	3,6
7	3,6	4,2
8	4,2	4,8

Häufigkeitsdichten aufgetragen. Die zugehörigen Klassengrenzen sind in der Tabelle 5.1 angegeben. Die größte Häufigkeit tritt mit 0.33 in der Klasse 3 auf. Die Kurve der Normalverteilung trifft die vorhandene Verteilung nicht so gut wie die Lognormalverteilung. Nach [5.12] ist dies auch zu erwarten: „...Viele Verteilungen in der Natur laufen als positive schiefe, linkssteile Verteilungen rechts flach aus. Eine anschauliche Erklärung dafür, daß sich ein Merkmal nicht symmetrisch normal verteilt, ist oft dadurch gegeben, daß das Merkmal einen bestimmten Schrankenwert nicht unter- bzw. überschreiten kann und somit zu dieser Seite hin in seiner Variationsmöglichkeit gehemmt ist. Markantes Beispiel ist die Verteilung von Zeiten (untere Grenze: Null)...“.

Bei der Übertragung auf das Verhalten der Verbundanschlüsse ist der Wert  $1/s_{j,bez} = 1$  (d.h.  $S_j=S_2$ ) nur sehr schwer zu unterschreiten. Bei einem Wert von  $S_j$  kleiner als  $S_2$  ist der Verbundanschluß steifer als der ungeschwächt durchlaufende und starr eingespannte Träger (im nackten Zustand II). Bei den untersuchten Verbundanschlüssen war dies nur einmal bei dem Anschluß vt2.4 der Fall [5.4]. Dieser Anschluß hatte eine starke

Bewehrung (insgesamt 24  $\varnothing$  12,  $\mu = 1,4$ ), und der Betongurt lief (auch über dem Anschluß) ungeschwächt durch und wurde von keinem Stützenprofil geschwächt oder gekerbt, siehe Bild 5.30.

Tabelle 5.2 Quantile der Verteilungsfunktion für die bezogenen Steifigkeiten der Fahnenblechanschlüsse

Quantile	$1/s_{j,bez} =$	$s_{j,bez} =$
5%	1,05	0,95
10%	1,23	0,81
25%	1,59	0,63
33%	1,75	0,57
50%	2,11	0,47
66%	2,51	0,39
75%	2,8	0,35
90%	3,62	0,27
95%	4,22	0,24

Tabelle 5.3 Klassengrenzen für die Stirnplattenanschlüsse

Klasse	von $1/s_{j,bez}$	bis $1/s_{j,bez}$
1	0,5	1
2	1,	1,5
3	1,5	2
4	2	2,5
5	2,5	3
6	3	3,5
7	3,5	4
8	4	4,5

Die Summenlinie für die Verteilung der Anfangssteifigkeit ist in Bild 5.27 gezeigt. Auch hier trifft die Lognormalverteilung die wirkliche Verteilung besser. Die Quantile der Steifigkeiten für die Lognormalverteilung sind in der Tabelle 5.2 angegeben. Demzufolge liegen die bezogenen Steifigkeiten der Fahnenbleche im Mittel bei etwa 1/2, die obere Grenze lässt sich mit 1/1,2 abschätzen und die untere Grenze mit 1/2,8.



Für die im Rechenmodell anzusetzenden Steifigkeiten spielen allerdings auch noch andere Überlegungen eine Rolle, siehe Abschnitt 6.3.2.

#### Die bezogenen Steifigkeiten der Stirnplattenanschlüsse

In Bild 5.28 folgt die gleiche Auswertung wie für die Fahnenbleche für die Stirnplattenanschlüsse. Die Gleichung für die Regressionsgerade lautet  $S_j = 0,538 \cdot S_2 - 10313$ .

Tabelle 5.4 Quantile der Verteilungsfunktion für die bezogenen Steifigkeiten der Stirnplattenanschlüsse

Quantile	$1/s_{j,bez} =$	$s_{j,bez} =$
5%	1,39	0,72
10%	1,57	0,64
25%	1,94	0,52
33%	2,1	0,48
50%	2,44	0,41
66%	2,81	0,36
75%	3,08	0,32
90%	3,79	0,26
95%	4,28	0,26

Auch hier ist wieder die Gerade  $S_j = 1/2 S_2$  eingetragen, die sich der Regressionsgeraden gut annähert. Die beiden Anschlüsse, die mit der großen Steifigkeit im Diagramm auffallen, sind die Anschlüsse „s8e“ und „cp01“.

- Die Verbindung bei Versuch „s8e“ hatte eine überstehende Kopfplatte (siehe Abschnitt 5.1.3, Anschluß Nr. 40 und Bild 5.6) und
- der Anschluß „cp01“ hatte mit 4 Schraubenreihen zu je 2 Schrauben (siehe Abschnitt 5.1.3, Anschluß Nr. 41 und Bild 5.6) von allen ausgewerteten Anschlüssen das stärkste Schraubenbild.

In dieser Gruppe sind Anschlüsse mit einem ungestört durchlaufenden Betongurt, wie es bei den Fahnenblechanschlüssen der „vt“-Reihe der Fall war, nicht enthalten. Allerdings ist zu vermuten, daß diese auch hier eine größere Steifigkeit aufweisen würden. Allgemein läßt sich feststellen, daß der Unterschied in den Anfanssteifigkeiten zwischen den Anschlußtypen „Stirnplattenanschluß“ und „Fahnenblechanschluß“ nicht groß ist,

auch wenn von beiden die Stirnplattenanschlüsse meist die tragfähigeren Anschlüsse sind. Die Verteilung der Anfangssteifigkeiten wird von der Lognormalverteilung auch hier wieder besser angenähert als von der Normalverteilung.

Tabelle 5.5 Klassengrenzen für die Knaggenanschlüsse

Klasse	von $1/s_{j,bez}$	bis $1/s_{j,bez}$
1	0,6	1,4
2	1,4	2,2
3	2,2	3
4	3	3,8
5	3,8	4,6
6	4,6	5,2
7	5,2	6

Die Klassengrenzen sind in der Tabelle 5.3 gegeben und markante Quantilwerte in der Tabelle 5.4.

#### Die bezogenen Steifigkeiten der Knaggenanschlüsse

Für die Knaggenanschlüsse weicht die Gleichung für die lineare Regression mit  $S_j = 1,51 \cdot S_2 - 161900$  stärker von der Geraden  $S_j = 1/2 S_2$  ab als bei den vorhergehenden Auswertungen, siehe Bild 5.29. Hier fallen die Anschlüsse aus der „vt“-Reihe mit dem ungeschwächt durchlaufenden Betongurt besonders auf. Alle Anschlüsse über der Geraden  $S_j = 1/2 S_2$  sind aus der „vt“-Reihe (siehe Abschnitt 5.1.3, Anschlüsse Nr 24 bis 30), alle Anschlüsse darunter sind aus den Versuchsreihen T5 und T6 (siehe Anschlüsse Nr. 11, 12 und 16), hierdurch wird die Regressionsgerade „gedreht“. Es zeigt sich, daß der Verbundanschluß-Typ „Knaggenauflager“ besonders stark durch das Reißgeschehen im Betongurt beeinflusst wird. Dies ist auf die fehlende, ausgleichende Wirkung einer zusätzlichen Stahlanschlußkomponente zwischen dem Trägeruntergurt und der Bewehrung zurückzuführen.

Trotz der Abweichung von der linearen Regression wird die Gerade  $S_j = 1/2 S_2$  nicht direkt verworfen, sondern sollte eher, mit Blick auf die 50%-Quantile in Bild 5.29 (unten), durch die Gerade  $S_j = (1/2,4) \cdot S_2$  ersetzt werden. Je nach Anschlußtyp „Träger-Träger“ oder „Träger-Stütze“ ist die Steifigkeit etwas geringer oder etwas größer.

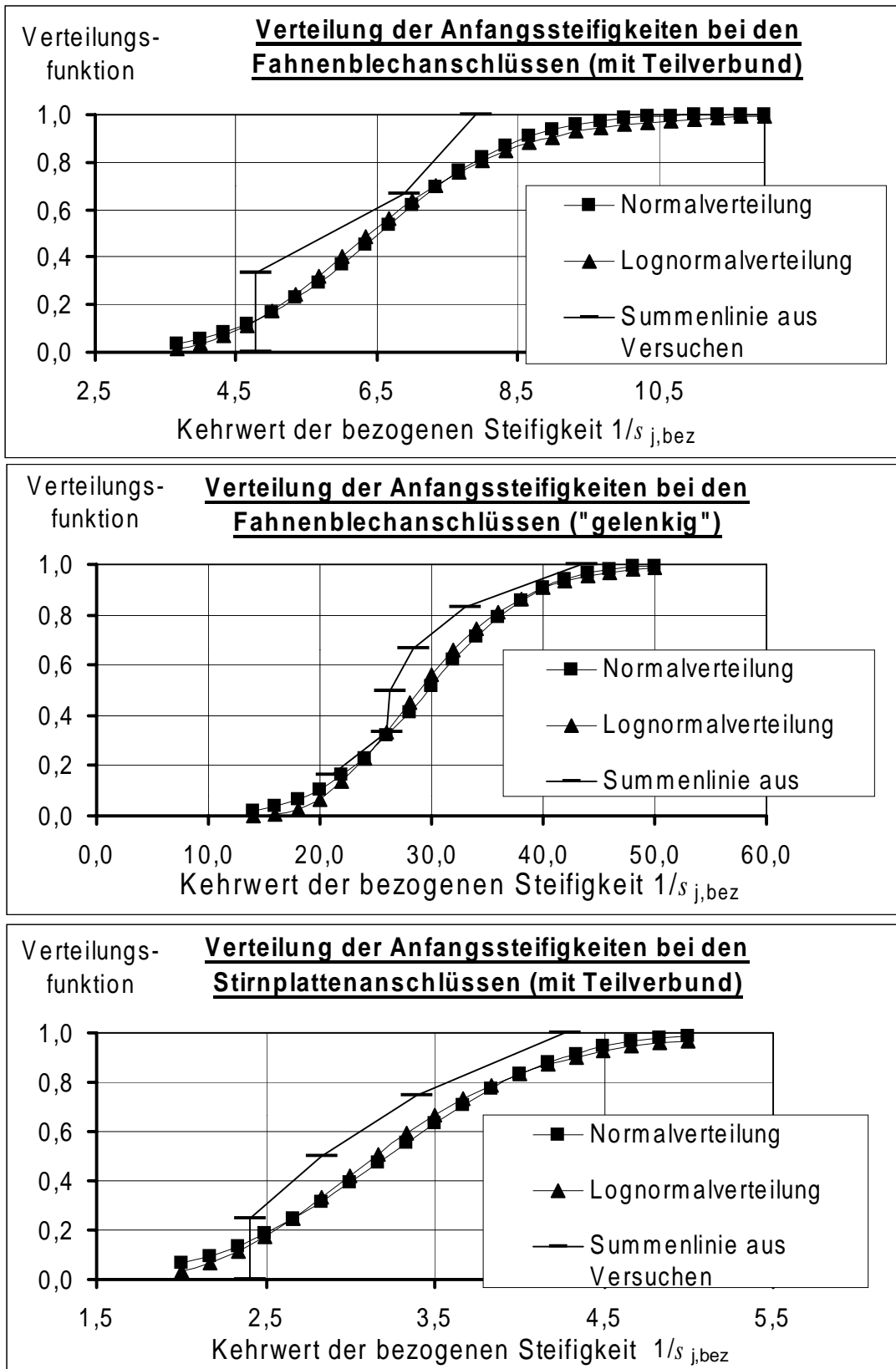


Bild 5.32 Verteilungsfunktionen für die „gelenkigen“ Anschlüsse und die Versuche mit Teilverbund

Auch hier wird die Verteilung der Anfangssteifigkeiten besser von der Lognormalverteilung getroffen als von der Normalverteilung, siehe Bild 5.29. Die in der Verteilungsfunktion nach oben abweichenden Punkte stammen wieder aus den Versuchen der „vt“-Reihe, mit dem ungeschwächt durchlaufenden Betongurt.

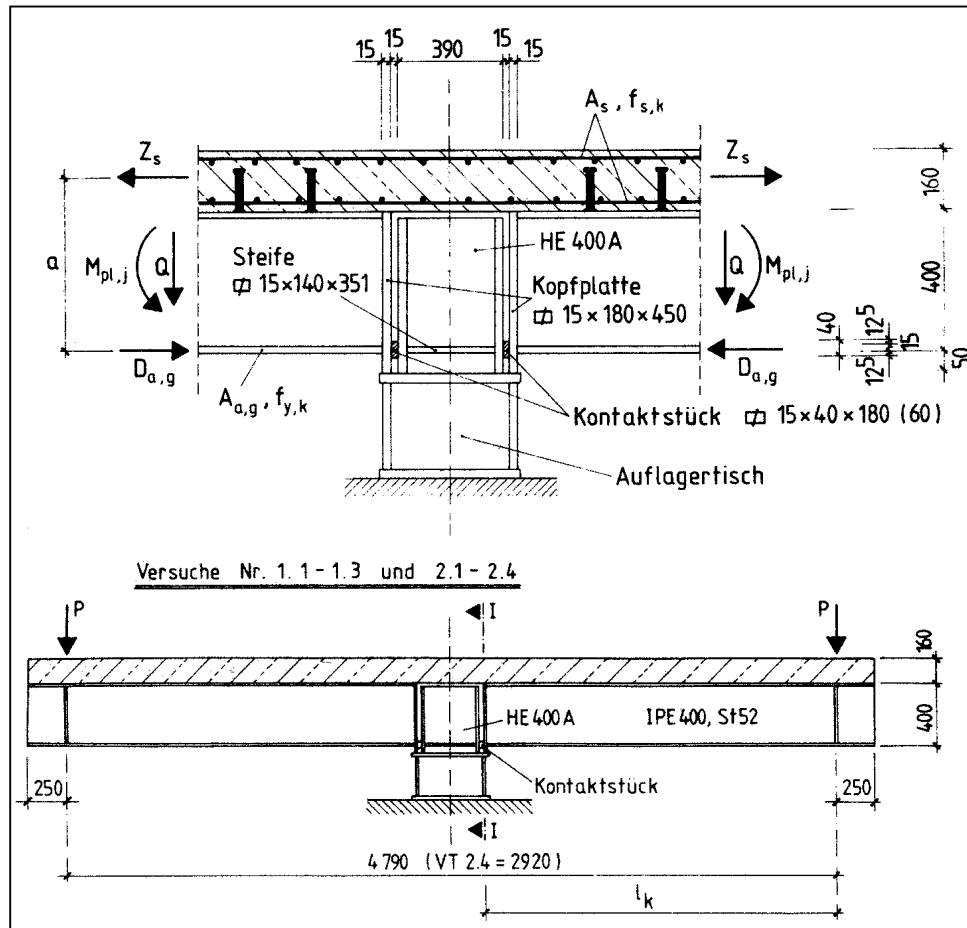


Bild 5.33 Versuchskörper für die Versuche der „vt“-Reihe [5.4]

### Die „gelenkigen“ Anschlüsse und die Versuchskörper mit Teilverbund

In Bild 5.32 sind die Verteilungsfunktionen für die „gelenkigen“ Fahnenblechanschlüsse, für die Versuchskörper mit Fahnenblechanschlüssen und Teilverbund und für die Versuchskörper mit Stirnplattenanschlüssen und Teilverbund angegeben.

Die geringsten Anfangssteifigkeiten weisen die gelenkigen Anschlüsse, mit Werten  $1/s_{j,bez}$  zwischen etwa  $1/20$  bis  $1/45$ , auf. Dies ist auch zu erwarten, da der Trägeruntergurt bei diesem Anschlußtyp nicht kraftschlüssig an der Stütze anliegt und die Verbindung somit einen kleineren inneren Hebelarm hat. Weiterhin ist die unterste

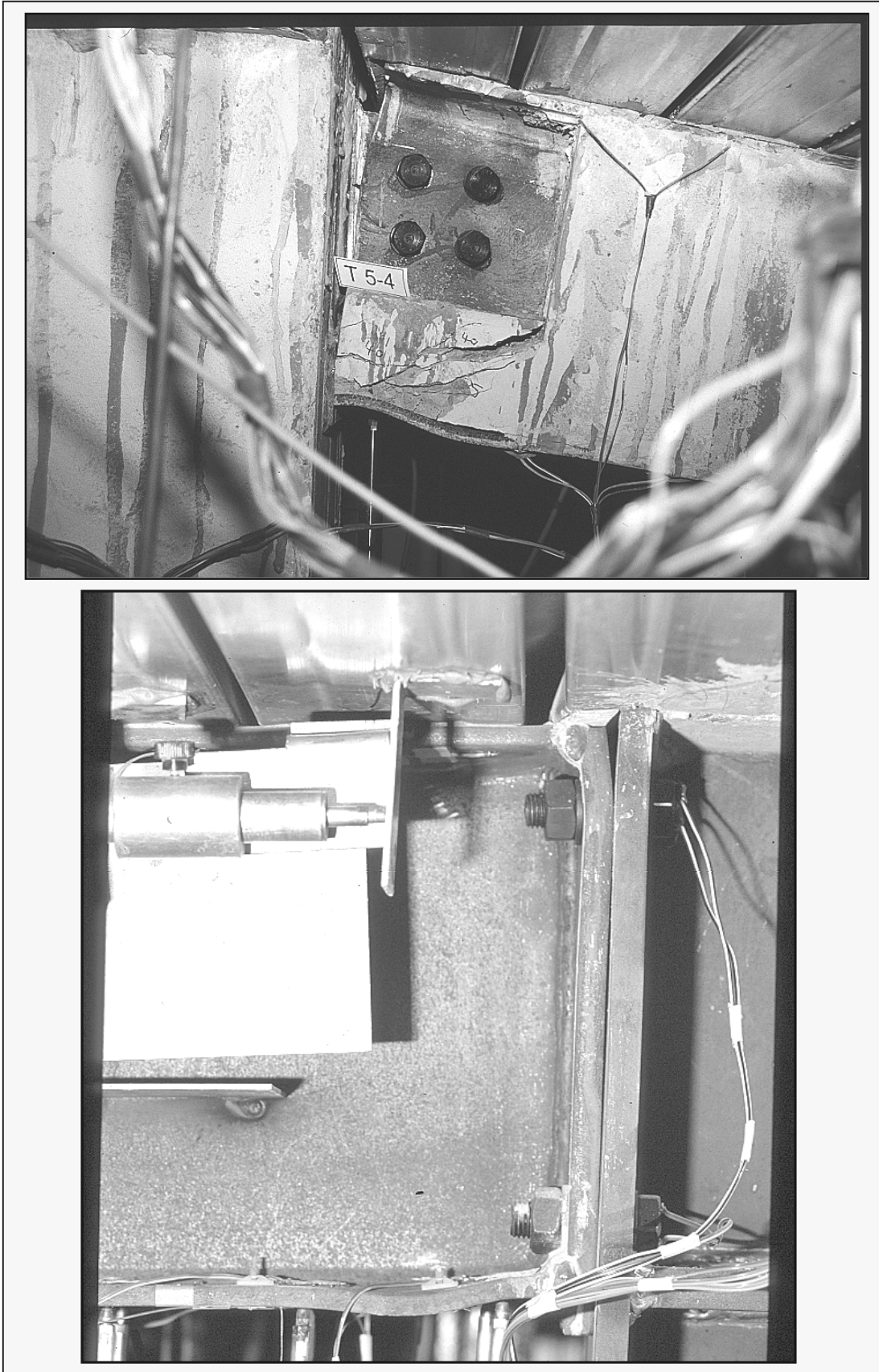


Bild 5.34 Fahnenblech- und Stirnplattenanschluß bei großer Verdrehung ([5.1],[5.2])

Komponente, die „Schraube auf Abscheren“, wesentlich weicher als der anliegende Druckgurt bei den „nicht gelenkig“ ausgeführten Anschlüssen.

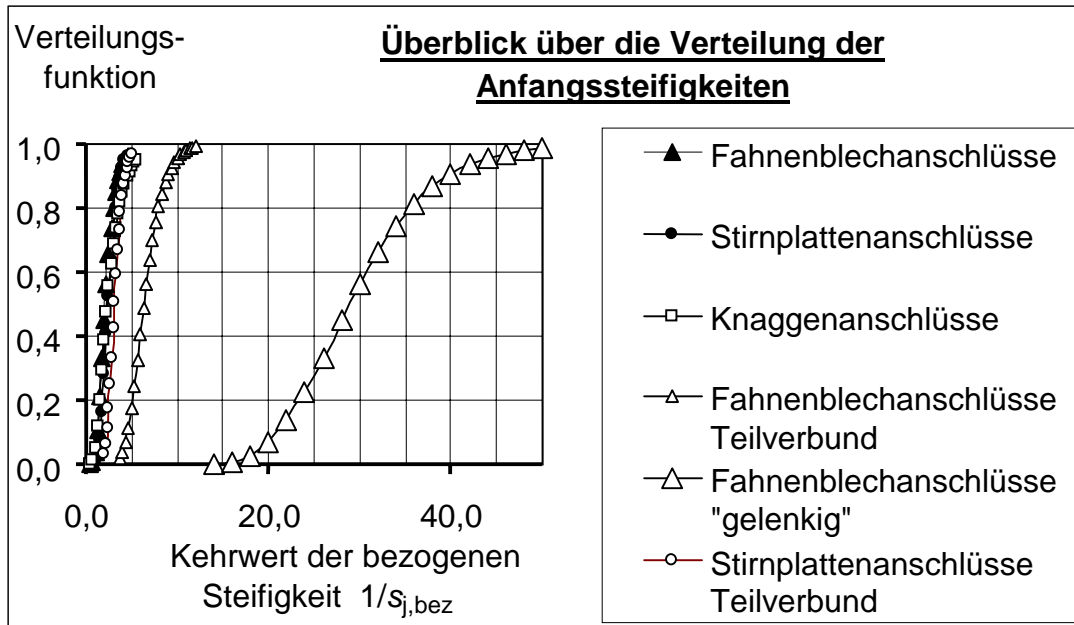


Bild 5.35 Verteilung der Steifigkeiten: Übersicht

Die Steifigkeiten der Versuchskörper mit Teilverbund und Fahnenblechanschluß liegen etwa zwischen  $1/4,5$  und  $1/9$  und sind bei einem Mittelwert von etwa  $1/6,5$  um den Faktor 3 geringer als bei den Fahnenblechanschlüssen mit vollem Verbund. Beim teilverdübelteten Träger befinden sich weniger Dübel auf dem Stahlträger als beim vollverdübelteten, dadurch vergrößerten sich die Dübelbeanspruchung, der Schlupf in der Verbundfuge und der Endschlupf. Durch die Abhängigkeit der Anschlußverdrehung vom Endschlupf (siehe die Variable „s“ in Bild 2.7) ist somit bei der gleichen Biegebeanspruchung die Anschlußverdrehung bei den teilverdübelteten Trägern größer.

Bei den teilverdübelteten Trägern mit Stirnplattenanschluß fällt der Unterschied nicht so stark aus. Der Mittelwert der Steifigkeiten beträgt etwa  $1/3,2$  und ist damit nur etwa 30 % geringer als bei den Stirnplattenanschlüssen mit vollverdübelteten Träger. Der Grund für diese, im Vergleich zu den Fahnenblechanschlüssen noch recht große Steifigkeit wird beim Vergleich der Anschlüsse in Bild 5.34 deutlich. Das Versagen der Fahnenblech-Verbindung auf Lochleibung ist äußerst duktil und ermöglicht eine große Verformung, ohne nennenswert Kräfte abzubauen. So läßt diese Verbindung den vergrößerten Endschlupf zu und versagt selbst vorher nicht.

Dies ist bei den Stirnplattenanschlüssen meist nicht der Fall. Durch die Lage der obersten Schrauben wird die größte Verdrehung im Stahlanschluß auf ein geringeres Maß reduziert, als es bei den Fahnenblechanschlüssen der Fall ist. Dies ist deutlich in

Bild 5.34 zu sehen: eine stärkere Verformung im Obergurtbereich ist schon fast nicht mehr möglich, ohne daß eine Schweißnaht oder eine Schraube reißt. Der Abstand zwischen dem Ende des Obergurtes und der Stütze ist allerdings bei weitem noch nicht so groß wie beim Fahnenblechanschluß.

Dies bedeutet, daß sich bei der gleichen Biegebeanspruchung beim Stirnplattenanschluß wesentlich mehr Kräfte von der Bewehrung in die oberste Schraubenreihe umlagern als bei der Fahnenblechverbindung.

In Bild 5.35 sind, um einen Gesamt-Überblick zu geben, noch einmal die Verteilungskurven der Lognormalverteilung von allen untersuchten Anschluß-Typen dargestellt.

### 5.3 Die rechnerische Grenzverdrehung $\Phi(\varepsilon_{\text{smu}})$ und das reduzierte Feldmoment $red M_{pl,1}$

#### 5.3.1 Allgemeines

Die letzte Größe, die zur vollständigen Beschreibung des bilinearen Federgesetzes (siehe Bild 5.24) noch fehlt, ist die rechnerische Grenzverdrehung  $\Phi_u$  des Anschlusses. Eine aus Versuchen gewonnene Verdrehungskurve oder eine berechnete, nichtlineare Verdrehungskurve, die sich am nichtlinearen Verhalten des Anschlusses orientiert, ist für das Rechenmodell nicht geeignet. Die Gründe hierfür liegen an den im Modell angesetzten Steifigkeiten:

- die Steifigkeit  $EI_1$  ist die Anfangssteifigkeit des Feldquerschnittes,
- bei der Bestimmung der Steifigkeit  $EI_2$  des Trägers im negativen Momentenbereich wird das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen auf Zug durch die Bestimmung der ideellen Stahlfläche  $A_{s,id}$  berücksichtigt. Diese Steifigkeit orientiert sich an der Anfangssteifigkeit des bewehrten Betongurtes, der sich allerdings schon im Zustand II befindet, und
- auch die Kennlinie der Anschlußfeder steigt bis zum Erreichen des rechnerischen Grenzmomentes mit der Anfangssteifigkeit an.

Vor allem wegen der Feldsteifigkeit, die über den gesamten Belastungszeitraum konstant bleibt, wird die erforderliche Anschlußverdrehung im oberen Belastungsbereich zu *gering* abgeschätzt. An dieser Stelle ist es wichtig, nochmals die Bilder 4.44 und 4.45 zu betrachten. Sie zeigen die große Verformungszunahme ab einer Belastung von etwa 90% der Maximallast. Die Abnahme der Steifigkeit verhält sich dazu proportional.

Das Rechenmodell liefert also, besonders für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, zu geringe Verdrehungswerte. Daher müssen die im Rechenmodell „zulässigen“, größten Verdrehungen geringer definiert werden, um diesen Effekt wieder aufzuheben.

#### 5.3.2 Die rechnerische Grenzverdrehung $\Phi(\varepsilon_{\text{smu}})$

Die Verdrehung eines Verbundanschlusses setzt sich zusammen aus den Einzelverformungen der Komponenten. Diese sind bei den Knaggenanschlüssen hauptsächlich:

- der Stahlträger-Untergurt im Anschlußbereich und der Stützensteg (wenn er nicht mit einer Rippe ausgesteift ist) und



- der Betongurt im Anschlußbereich, einschließlich der Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen.

Bei den Verbundanschlüssen mit Fahnenblech kommen noch die Komponenten

- Schrauben auf Abscheren und
- Trägersteg, bzw. Fahnenblech auf Lochleibung

hinzu. Beim Stirnplattenanschluß sind die wichtigsten, zusätzlichen Komponenten

- die Schrauben auf Zug,
- die Stirnplatte auf Biegung und
- der Stützenflansch auf Biegung.

Die „strengere“ Definition für die im Rechenmodell zu erlaubende Grenzverdrehung ist nur abhängig von der Betongurtdehnung. D.h., der Drehpunkt der Verbindung wird, auf der *sicheren Seite* liegend, in Höhe des Trägeruntergurtes festgelegt. Die rechnerische

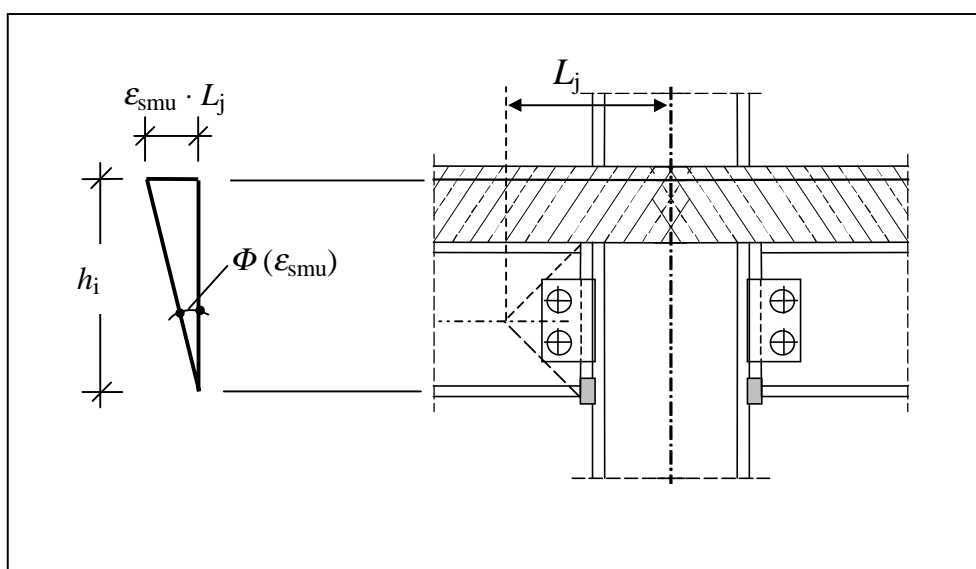


Bild 5.36 die Verdrehung  $\Phi(\epsilon_{smu})$  im Anschluß

Grenzverdrehung des Anschlusses wird für das Rechenmodell mit folgender Formel bestimmt:

$$\Phi(\epsilon_{smu}) = \frac{\epsilon_{smu} \cdot L_j}{h_i} \quad (5.7)$$

mit  $\epsilon_{smu}$  größte Dehnung des Betongurtes im Zugbereich mit Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen auf Zug,

- $L_j$  rechnerische Bezugslänge des Verbundanschlusses  
 $= 1/2 h_a + 1/2 h_{St}$  nach Bild 5.23
- $h_i$  Abstand zwischen der Bewehrung und der Achse des Trägeruntergurtes

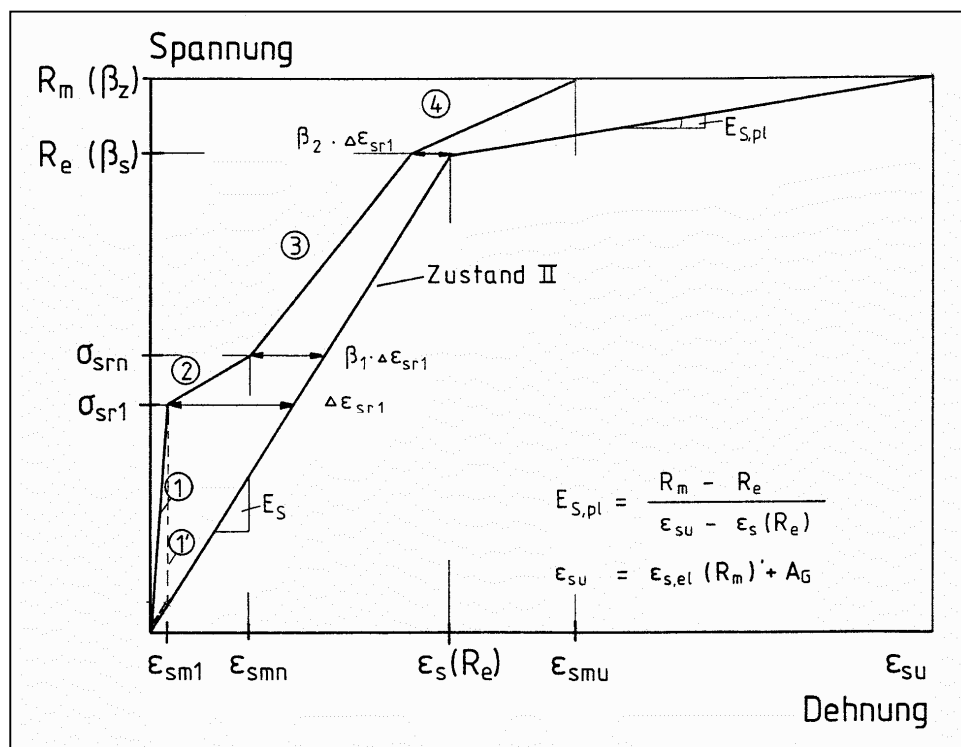


Bild 5.37 Vereinfachte Beziehung zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung in der Stahlkennlinie, nach [5.13]

In [5.13] wird für die Berechnung der Dehnung  $\epsilon_{smu}$  folgende Gleichung angegeben:

$$\epsilon_{smu} = \epsilon_{sm}(R_e) + \beta_3 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_{sr1}}{R_e} \right] \cdot \left[ \epsilon_{sr} - \frac{R_e}{E_s} \right] \quad (5.8)$$

- mit  $\sigma_{sr1}$  Erststadium der Bruchspannung im Stahl, nach [5.13]
- $R_e$  Streckgrenze des Betonstahls
- $E_s$  E-Modul des Betonstahls
- $\epsilon_{sm}(R_e)$  Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze im Betonstahl nach [5.13] und Bild 5.37
- $\beta_3$  Beiwert für den Betonstahl  
 $= 0,8$  für normalduktilen Betonstahl

Nach [5.14] und [5.15] berechnet sich die gleiche Dehnung zu:

$$\varepsilon_{\text{smu}} = \varepsilon_{\text{s,y}} - \beta_t (\varepsilon_{\text{sr2}} - \varepsilon_{\text{sr1}}) + \delta \left( 1 - \beta \frac{\sigma_{\text{sr}}}{f_{\text{tk}}} \right) (\varepsilon_{\text{s2}} - \varepsilon_{\text{sy}}) \quad (5.9)$$

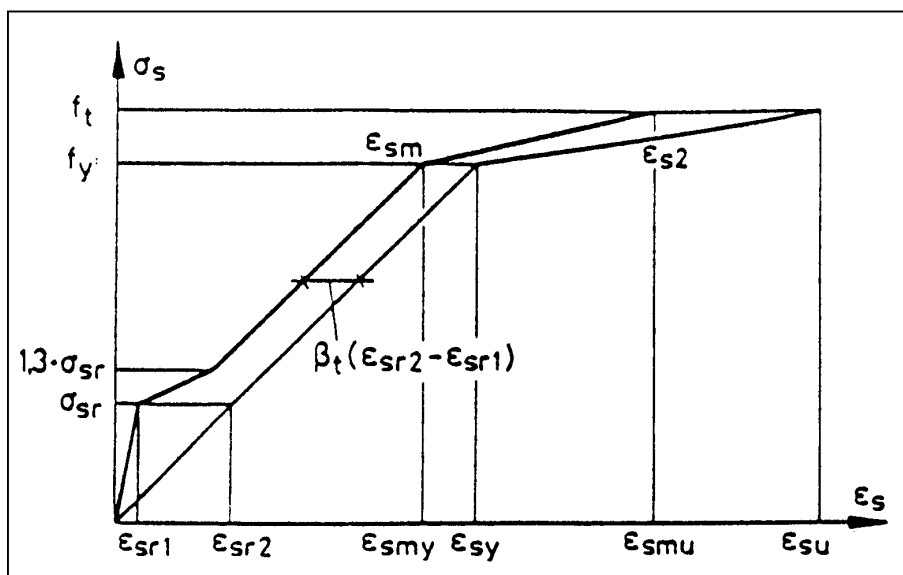


Bild 5.38 Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen, nach [5.14]

mit	$\varepsilon_{\text{sr1}}$	Stahldehnung im ungerissenen Zustand beim Erreichen der Beton-Zugfestigkeit $f_{\text{ctm}}$
	$\varepsilon_{\text{sr2}}$	Stahldehnung im Riß unter Rißschnittgrößen
	$\sigma_{\text{sr}}$	Spannung in der Zugbewehrung bei der Erstrißbildung, auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts
	$f_{\text{tk}}$	Zugfestigkeit des Betonstahls
	$\varepsilon_2$	Stahldehnung im gerissenen Zustand im Riß
	$\varepsilon_{\text{sy}}$	Stahldehnung im Betonstahl bei Erreichen der Streckgrenze
	$\varepsilon_{\text{su}}$	Gleichmaßdehnung der Bewehrung
	$\beta_t$	Beiwert zur Berücksichtigung der Belastung = 0,4 für eine einzelne, kurzzeitige Belastung = 0,25 für eine andauernde Last oder für häufige Lastwechsel
	$\delta$	Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung = 0,7 nach [5.14] = 0,8 für hochduktilen Stahl, nach [5.15] = 0,6 für normalduktilen Stahl, nach [5.15]
	$\beta$	= 0,85 nach [5.14] = 1,0 nach [5.15]

In Bild 5.38 werden beide Formeln einander gegenübergestellt. Die Anteile (a) und (b) sind gleich. Lediglich der Faktor (c), mit dem der Anteil (b) =  $(\epsilon_{sy} - \epsilon_{su})$  reduziert wird, unterscheidet sich in beiden Formeln.

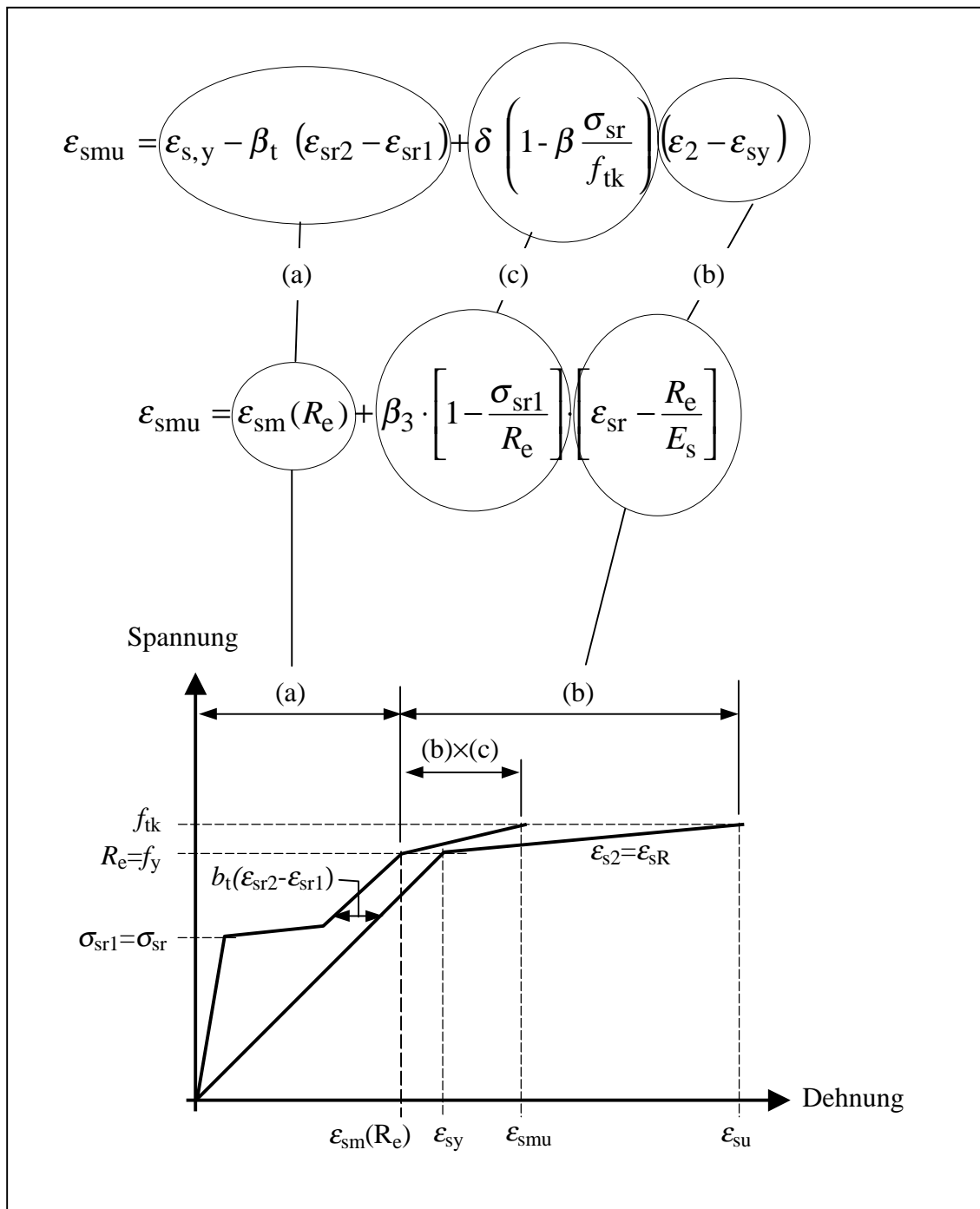


Bild 5.38 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen

Die Auswertungen der Versuchsergebnisse haben gezeigt, daß die Art der Bewehrung eine große Rolle spielt. Bei der Ermittlung des rechnerischen Grenzmomentes  $M_{j,R}$  wurde in Abschnitt 5.1 schon festgestellt, daß die Anschlüsse mit Mattenbewehrung

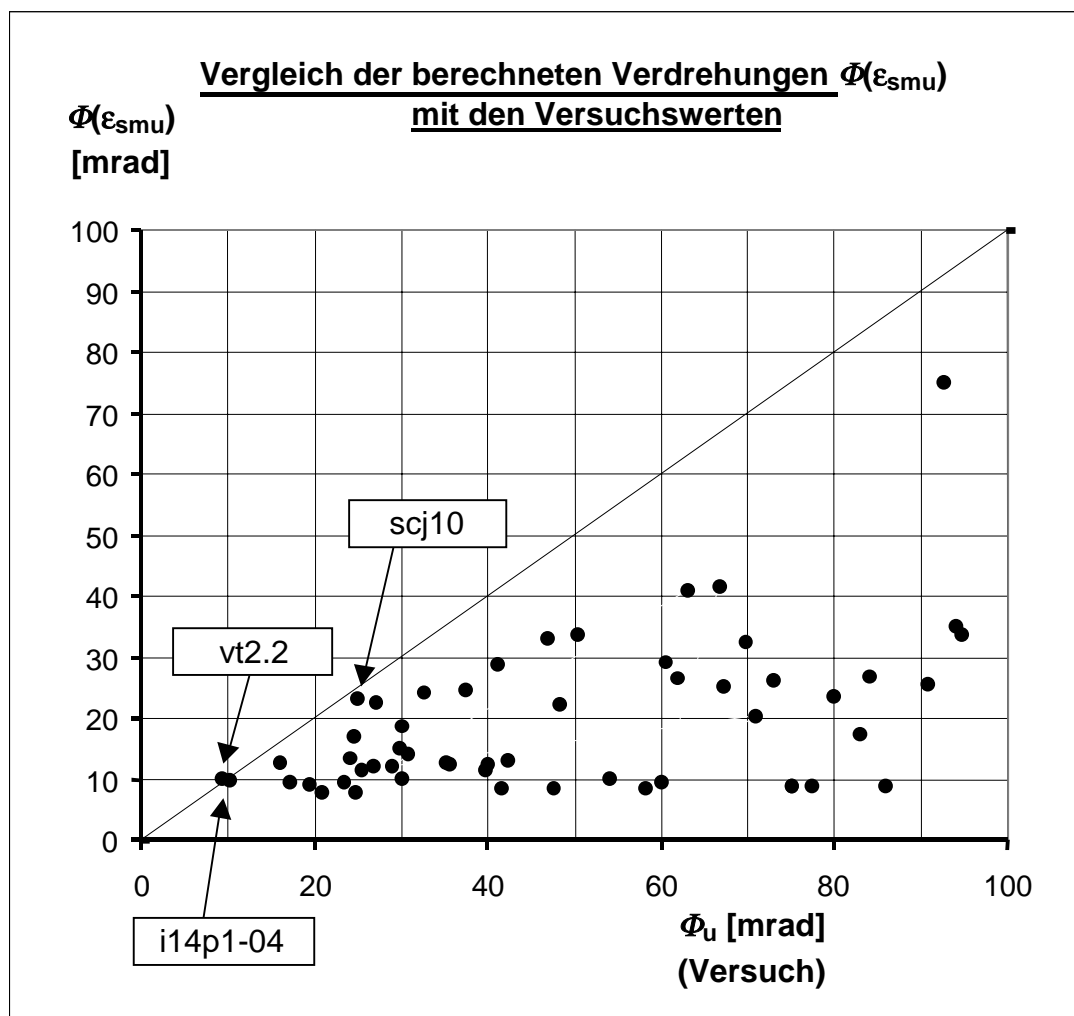


Bild 5.39 Vergleich der berechneten Werte  $\epsilon_{smu}$  mit den Ergebnissen aus den Versuchen

im Betongurt meist nicht die ausreichende Verdrehung erreicht haben, um das plastische Anschlußmoment zu aktivieren. Auch bei den Grenzverdrehungen, die im Versuch erreicht wurden, machte sich die geringere Duktilität bemerkbar.

Dieses sprödere Anschlußverhalten muß bei der Berechnung der Grenzdehnung für das Rechenmodell unbedingt berücksichtigt werden. Dies haben die Rechenergebnisse der nichtlinearen Vergleichsberechnungen deutlich gezeigt.

Für die Berechnung der Anschlußverdrehung wurde die folgende rechnerische Grenzdehnung  $\varepsilon_{\text{smu}}$  für das Modell (mit nichtlinearen Vergleichsrechnungen) kalibriert:

$$\varepsilon_{\text{smu}} = \varepsilon_{\text{s,y}} - \beta_t (\varepsilon_{\text{sr}2} - \varepsilon_{\text{sr}1}) + \delta \left( 1 - \beta \frac{\sigma_{\text{sr}}}{f_{\text{tk}}} \right) (\varepsilon_{\text{s}2} - \varepsilon_{\text{sy}}) \quad (5.10)$$

mit  $\delta = 0,7$  nach [5.14]

$\varepsilon_{\text{s}2} = 100$  [o/oo] für Stabstahl  $\geq \varnothing 10$  [mm] nach [5.15]

$\varepsilon_{\text{s}2} = 80$  [o/oo] für Mattenbewehrung nach [5.15]

$\beta = 0,85$  für Stabstahl

$= 1,0$  für Mattenbewehrung

$\sigma_{\text{sr}}$  Erstrißspannung

$\leq f_{\text{s,y}}$  für die Ermittlung der Grenzdehnung im Rechenmodell

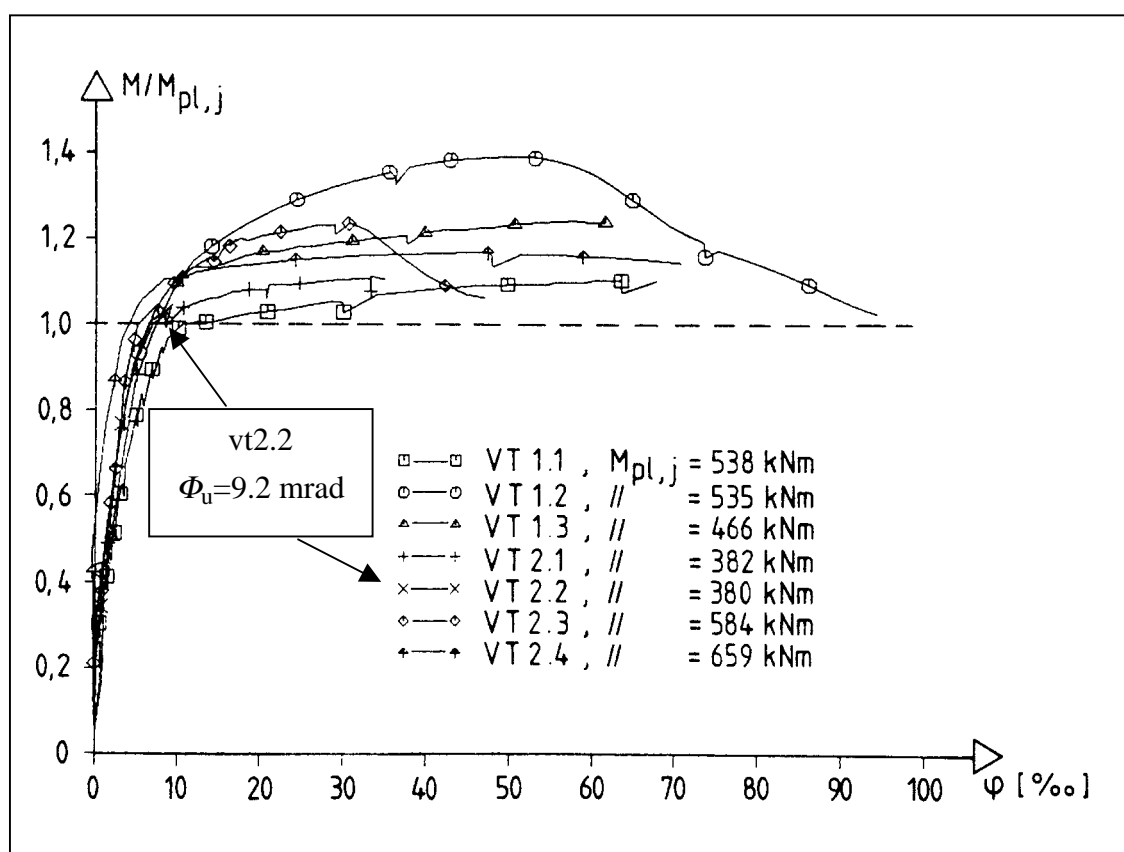


Bild 5.40 Momenten-Verdrehungskurven der Versuchsreihen vt1 und vt2

Da sich der Verbundanschluß im Versuch i14p1-04, obwohl der Betongurt mit Stabstahl bewehrt war, nicht duktil verhielt und nur eine Anschlußverdrehung von etwa 10 [mrad]

erreichte, bevor die Bewehrung riß, wird  $\varepsilon_{s2}$  für den Stabstahl  $\varnothing 8$  mm auch auf 80 mrad begrenzt:

$$\varepsilon_{s2} = 80 \text{ [o/oo]} \text{ für Stabstahl } \leq \varnothing 8 \text{ [mm]}.$$

Die Erstrißspannung im Stahl errechnet sich zu:

$$\sigma_{sr} = f_{ct}/\mu.$$

Abweichend von [5.13] und [5.14] wird die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  des Betons für die Ermittlung der rechnerischen Grenzverdrehung aus dem 95%-Fraktilwert der Betondruckfestigkeit gewonnen:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck} + 8)^2}. \quad (5.11)$$

Dies liegt für die Ermittlung der Anschlußverdrehung auf der sicheren Seite und berücksichtigt Überfestigkeiten des Betons, die sich hier äußerst ungünstig auswirken können. Bei den Versuchsnachrechnungen wurden die Zugfestigkeiten genommen, die sich aus den vorhandenen Betondruckfestigkeiten ergeben, also ohne den Zuschlag von 8 N/mm<sup>2</sup>.

Eine andere Möglichkeit bestände darin, vom 95%-Fraktilwert der Zugfestigkeit des Betons auszugehen, also von

$$f_{ct} = 1,3 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}.$$

Diese Werte der Zugfestigkeiten sind etwas größer als die nach Gleichung 5.11. Damit würde die rechnerische Auslastung des Trägers sinken, da mit der höheren Zugfestigkeit eine geringere rechnerische Grenzverdrehung einhergeht. Bild 5.39 zeigt, daß die Berechnung mit Gleichung (5.11) gerechtfertigt werden kann. Hier wird die Gegenüberstellung der nach den Gleichungen (5.7) und (5.10) berechneten Werte der Anschlußverdrehungen mit den Versuchswerten gezeigt.

Mit einer Anschlußverdrehung von  $\Phi = 9,2$  mrad ist der mattenbewehrte Versuchskörper vt2.2 von allen Versuchen derjenige, der die geringste Verdrehung aufweist. In Bild 5.40 ist die Momenten-Verdrehungskurve des Versuchs vt2.2, zusammen mit den anderen Ergebnissen der Versuchsreihen vt1 und vt2 aufgetragen. Hier ist besonders deutlich das ungünstige Verhalten des Anschlusses zu erkennen. Bei den Vergleichrechnungen ist dieser Versuch auch der „Prüfstein“, an dem die Rechenergebnisse des Rechenmodells auf ihre *Sicherheit* hin untersucht wurden.

### 5.3.3 Das reduzierte Feldmoment $red M_{pl,1}$

Bei der Erläuterung der Versuchsergebnisse der Großversuche T6-1 und T6-2 in Abschnitt 4.2 wurde gezeigt, daß die Aktivierung der letzten 10% der Tragfähigkeit im Versuch die Mittendurchbiegung der Träger auf etwa das 3-fache steigerte, siehe Bild 5.41.

Die Durchbiegung im Feldbereich, die für das Durchplastizieren des Trägers notwendig ist, „erzwingt“ im Anschluß eine starke Verdrehung, die umso größer wird, je geringer die Steifigkeit des Anschlusses selbst ist, siehe die Größen  $\Delta f$  und  $\Delta\Phi$  in Bild 5.41.

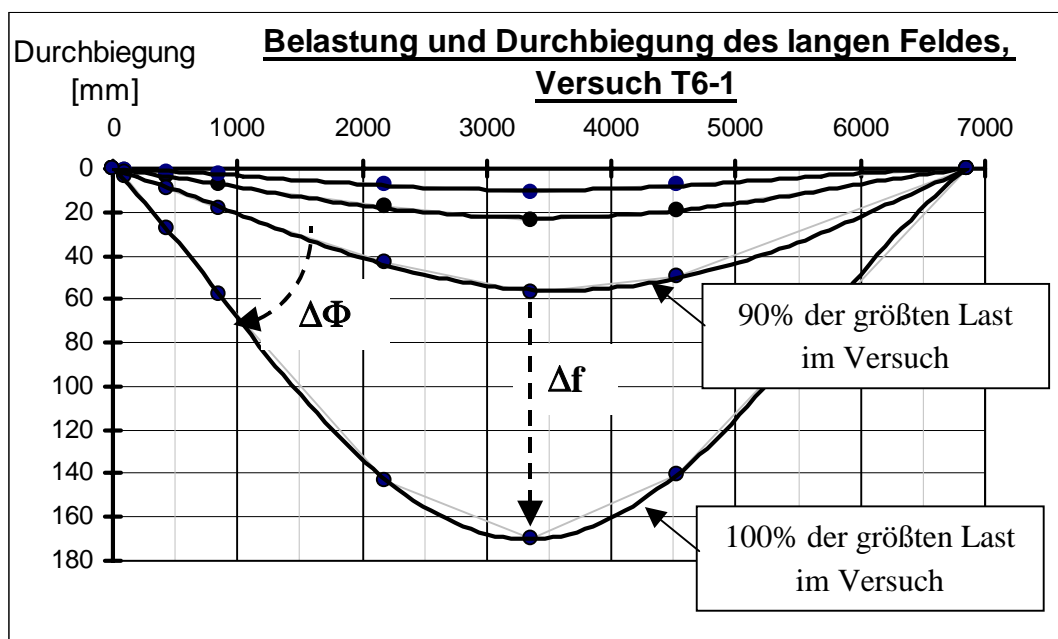


Bild 5.41 Last-Durchbiegungs-Diagramm für den Versuch T6-1

Da die im Großversuch getesteten Versuchsträger weder mit den Werkstoffen, der Verdübelung noch mit den Geometrien besonders ungewöhnlich waren, wird davon ausgegangen, daß das in Bild 5.41 gezeigte Verhalten (mehr oder weniger) bei allen Verbundträgern auftreten dürfte, wenn der Anschluß die erforderliche Verdrehungsfähigkeit aufweist.

In Bild 5.42 wird beispielsweise das nichtlinear berechnete Last-Verformungs-Verhalten eines Stahlbau-Profiles IPE 330 mit dem angegebenen Werkstoffgesetz gezeigt. Auch hier befindet sich wieder die Grenze, ab der die Verformungszunahme überproportional zunimmt, bei etwa 90% der Maximallast. Das elastische Moment liegt bei etwa 89% des vollplastischen Biegemoments. Im Diagramm ist deutlich zu sehen: sobald die Streckgrenze in der Randfaser des Querschnittes erreicht ist, nimmt die Biegesteifigkeit des Trägers stark ab. Dieses Verhalten hat sich auch in den Großversuchen gezeigt.



Das nichtlineare Momenten-Verdrehungsverhalten eines üblichen Verbund-Durchlaufträgers mit Verbundanschluß läßt sich stark vereinfacht so darstellen, wie es in Bild 5.43 gezeigt ist. Aufgetragen sind hier das Feldmoment  $M_1$  und das

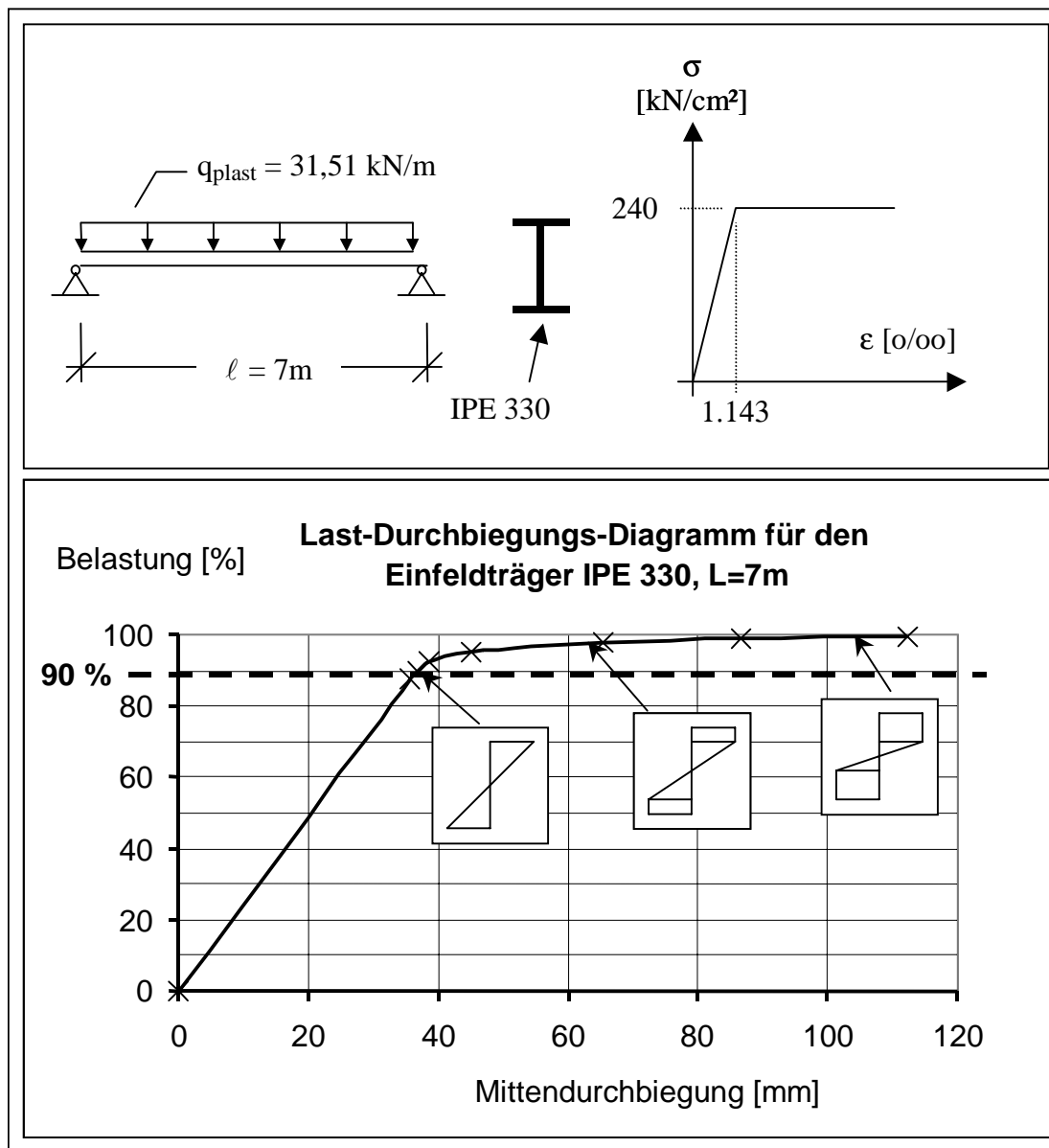


Bild 5.42 Berechnetes nichtlineares Verhalten des Stahlprofils IPE 330

Anschlußmoment  $M_j$  über der Anschlußverdrehung  $\Phi_j$ . Es gilt bei der Laststeigerung (vereinfachend) 2 Bereiche zu unterscheiden. Im Bereich

- a weist der Anschluß weitestgehend die Anfangssteifigkeit  $S_j$  auf. Das Feldmoment steigt im gleichen Verhältnis mit dem Stützmoment an. Die Großversuche und die nichtlinearen Berechnungen haben gezeigt, daß eine Verringerung der Steifigkeiten

im Anschluß auch einhergeht mit Verringerungen der Biegesteifigkeiten im Feld. So steigen auch dann noch die Momente im gleichen Verhältnis zueinander an, wenn der Anschluß an Steifigkeit verliert. Am Anfang des Bereichs

- b erreicht der Verbundanschluß seine Biegetragfähigkeit. Da alle weiteren Lasten nur noch vom Feldquerschnitt alleine aufgenommen werden können, hat die entsprechende Kurve hier einen Knick und wird steiler. Beim Erreichen der Grenzdehnung des Betongurtes  $\epsilon_{smu}$  (im Bereich der Stütze) versagt der Anschluß. Dies kann geschehen, bevor das plastische Feldmoment erreicht wurde, dann wird im Bereich
- c die Feldtragfähigkeit nicht voll ausgenutzt.

Bei weichen und duktilen Anschlüssen ist der Bereich a) weiter ausgedehnt, als bei sehr biegesteifen Anschlüssen. Dies kann sogar bis zum „Verschwinden“ des Bereichs b) führen.

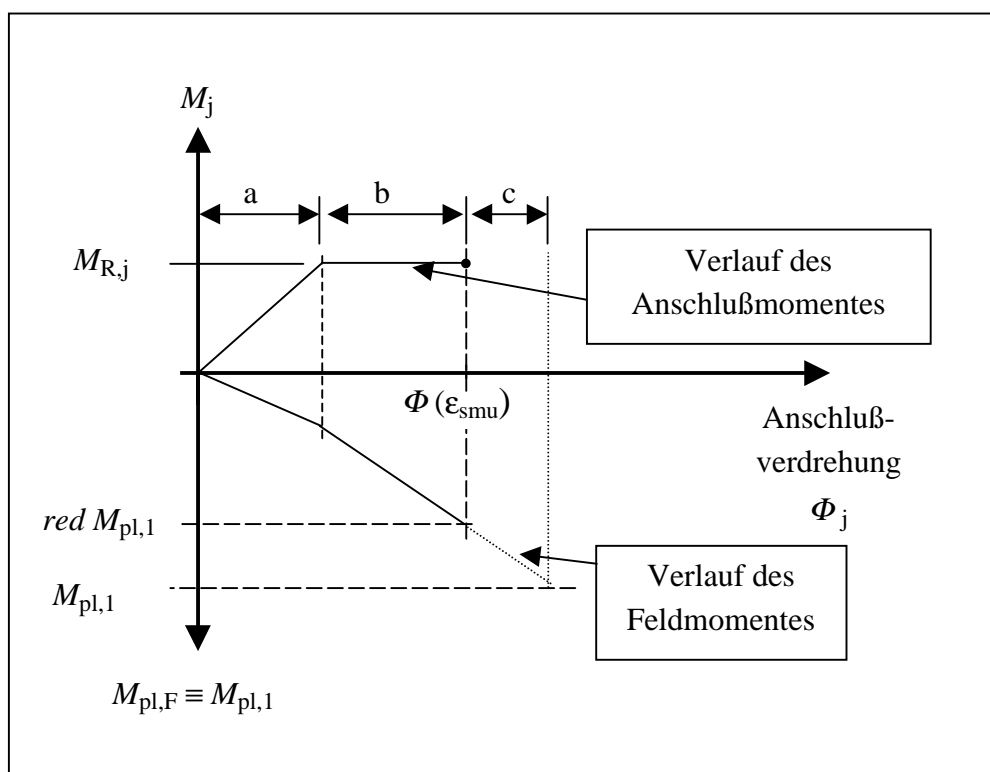


Bild 5.43 Verlauf von Anschluß- und Feldmoment

führen. Sehr spröde Anschlüsse verfügen nur über eine geringe Grenzdehnung des Betongurtes im Anschlußbereich und damit über eine geringe Dehnung  $\epsilon_{smu}$ . Dies führt auch zu einer Einschnürung des Bereichs b).

Eine andere Betrachtungsweise wäre es allerdings, das im Feld maximal zu „erlaubende“ Moment über die größtmögliche Anschlußverdrehung zu steuern. Dann wäre der rechnerische Biege­widerstand im Feld nicht  $M_{pl,1}$ , sondern *red*  $M_{pl,1}$ , siehe Bild 5.43.

Ob beim Verbundträger das plastische Moment im Feld erreicht werden kann, wird also auch über die *Verdrehung* gesteuert, die der Anschluß erreichen kann. Um dieses Verhalten zu berücksichtigen, wird im Modell die Begrenzung der Biegetragfähigkeit im Feld auf das reduzierte, plastische Feldmomentes *red*  $M_{pl,1}$  als zusätzliche „Sicherung“ eingeführt. Zur Herleitung dieser Reduktion werden zunächst das

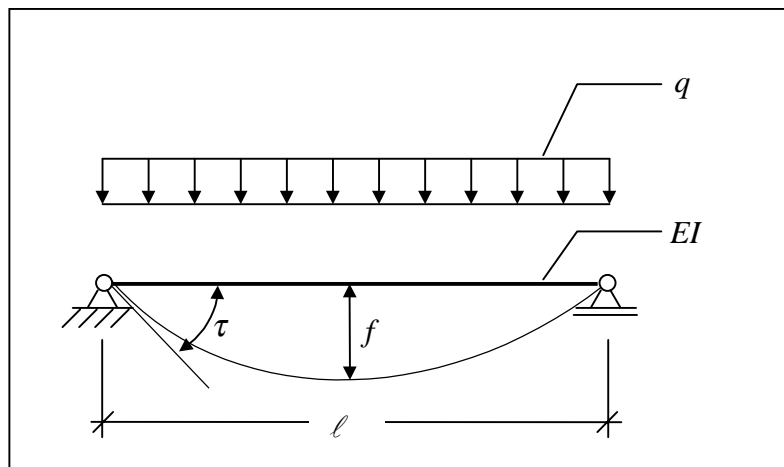


Bild 5.44 Durchbiegungen und Verdrehung am Auflager beim Einfeldträger

Last-Verformungs-Verhalten und die Endtangentialverdrehung des Einfeldträgers benötigt, siehe Bild 5.44. Die Durchbiegung des Trägers berechnet sich elastisch zu

$$f = \frac{5}{384} q l^4 \quad (5.12)$$

und die Verdrehung des Trägers am Auflager zu

$$\tau = \frac{q l^3}{24 EI} \quad (5.13)$$

Dividiert man Gleichung (5.13) durch (5.12), so erhält man

$$\frac{\tau}{f} = \frac{q l^3}{24 EI} \cdot \frac{384 EI}{5 q l^4} \quad \text{und}$$

$$\tau = \frac{16}{5} \cdot \frac{f}{l} = 3,2 \frac{f}{l}. \quad (5.14)$$

Bei den durchgeführten Großversuchen wurde festgestellt, daß ab einer Durchbiegung von etwa  $l/50$  bis  $l/40$  keine Laststeigerung mehr möglich war, weil der

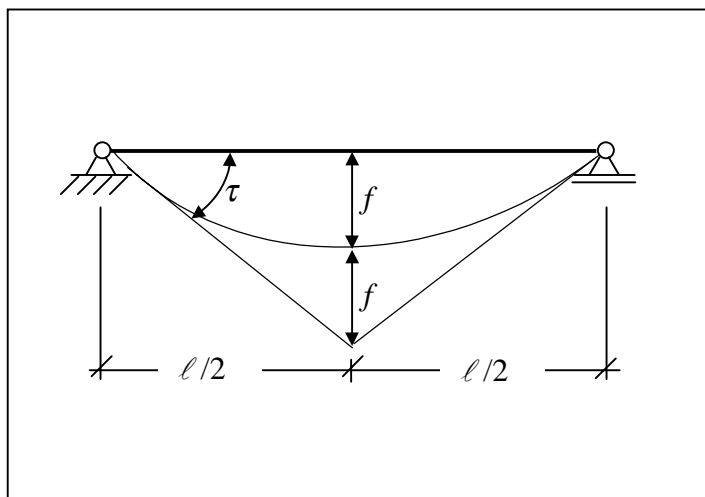


Bild 5.45 Annahme einer parabelförmigen Durchbiegung

Feldquerschnitt weitestgehend durchplastiziert war. Die gleiche Feststellung wird auch in[2.19] getroffen. Somit ergibt sich als Zahlenwert für die Endtangentialverdrehung des Einfeldträgers bei  $f = l/50$ :

$$\tau = \frac{16}{5} \cdot \frac{l/50}{l} = 0,064 \text{ [rad]}$$

und bei  $f = l/40$ :

$$\tau = \frac{16}{5} \cdot \frac{l/40}{l} = 0,08 \text{ [rad]}$$

Diese Werte gelten für den Einfeldträger mit einer konstanten Biegesteifigkeit  $EI$  über die gesamte Feldlänge und für eine gleichbleibende Biegesteifigkeit bei allen Laststufen. Dies ist bei dem Verbundträger mit Verbundanschluß, streng genommen, nicht der Fall. Deshalb folgt noch eine zweite Betrachtung, bei der die Durchbiegung im Feld näherungsweise als Parabel 2-ter Ordnung angenommen wird, siehe Bild 5.45. Hier

ergibt sich:

$$\tau \cong \tan \tau = \frac{2f}{l/2} = 4 \frac{f}{l}, \quad (5.15)$$

für die Endtangentenverdrehung des Einfeldträgers bei  $f = l / 50$ :

$$\tau = 4 \cdot \frac{l/50}{l} = 0,08 \text{ [rad]}$$

und bei  $f = l / 40$ :

$$\tau = 4 \cdot \frac{l/40}{l} = 0,1 \text{ [rad]}.$$

In dieser Arbeit wurde in Übereinstimmung mit [2.19] eine Auflagerverdrehung von 80 mrad als durchaus ausreichend zugrunde gelegt, um dem Feldquerschnitt die

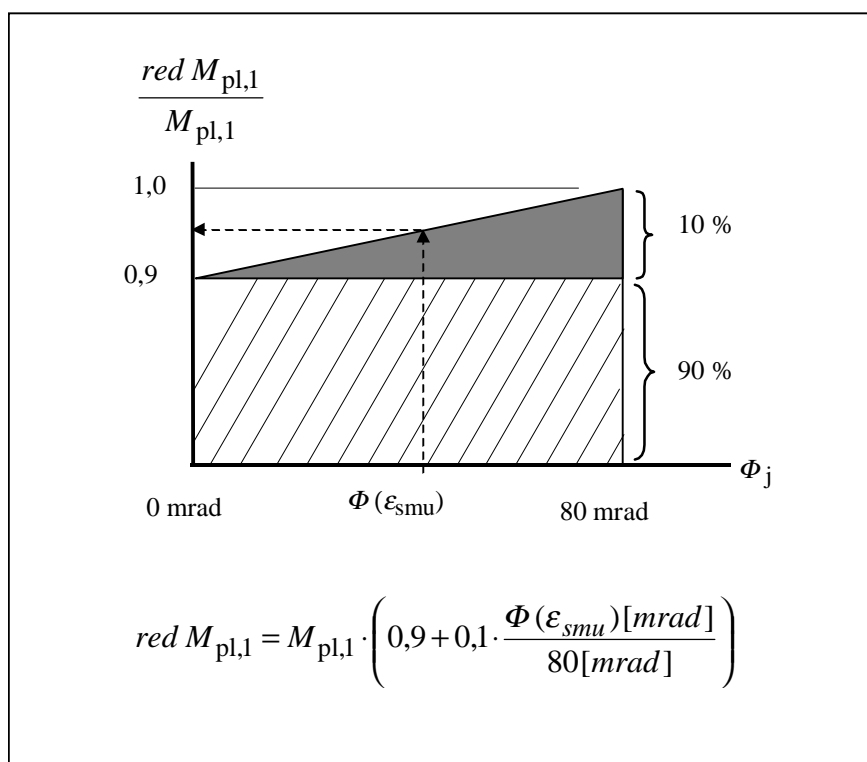


Bild 5.46 Berechnung des reduzierten Feldmomentes

Möglichkeit zu bieten, nahezu vollständig durchplastizieren zu können. Mit den Grundlagen, daß

- nur die letzten 10% der vom Träger maximal aufnehmbaren Belastungen wirklich kritische Anschlußverdrehungen bewirken, und daß etwa

- 80 mrad Anschlußverdrehung erforderlich sind, um das rechnerische, plastische Feldmoment voll aktivieren zu können,

wird das reduzierte plastische Feldmoment  $red M_{pl,1}$  berechnet. In Bild 5.46 ist die Reduktion grafisch dargestellt. Die Berechnung erfolgt in 3 Schritten.

- Im ersten Schritt wird das plastische Feldmoment  $M_{pl,1}$  ermittelt. Vorerst darf der Verbundträger nur mit 90 % des berechneten, plastischen Biegegewiderstandes im Feld beansprucht werden.
- Im zweiten Schritt wird die rechnerische Grenzverdrehung  $\Phi(\varepsilon_{smu})$  des Anschlusses berechnet, siehe Gleichung 5.7.
- Dann wird die Tragfähigkeit  $red M_{pl,1}$  mit der Gleichung

$$red M_{pl,1} = M_{pl,1} \cdot \left( 0,9 + 0,1 \cdot \frac{\Phi(\varepsilon_{smu})[mrad]}{80[mrad]} \right) \quad (5.16)$$

ermittelt.

Die Berechnung des reduzierten Feldmomentes war die letzte, noch fehlende Komponente für das Rechenmodell. In Abschnitt 6 folgt nun der Vergleich der Rechenergebnisse aus dem Modell mit den Ergebnissen von nichtlinearen Berechnungen. Weiterhin wird am Rechenbeispiel des Verbundträgers mit dem Anschluß „vt2.2“ die Anwendung des Modells gezeigt.

## 6 Das vereinfachte Rechenmodell

### 6.1 Die Rechengrößen für das Modell

In Bild 6.1 sind alle Elemente gezeigt, die zur Berechnung eines Verbundträgers mit Berücksichtigung des Verbundanschlusses benötigt werden. Grau hinterlegt sind die Größen, die in Abschnitt 5 hergeleitet wurden. In Tabelle 6.1 werden die Größen nochmals beschrieben, und die Quelle wird angegeben.

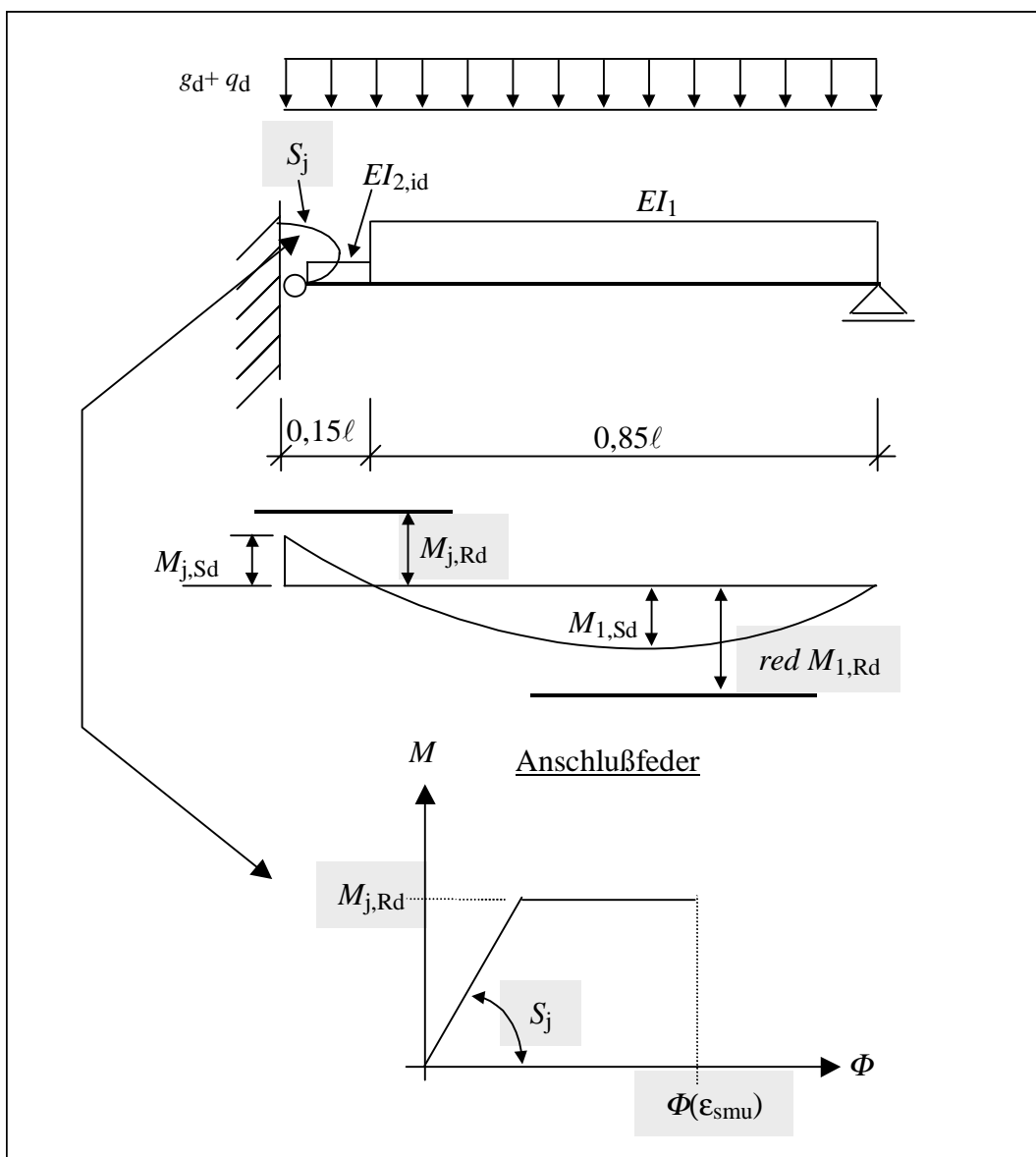


Bild 6.1 Die Elemente für das Rechenmodell

Tabelle 6.1 Die Rechengrößen des Modells

Größe	Beschreibung	Quelle
$M_{j,Rd}$	das größtmögliche Moment, das vom Verbundanschluß aufgenommen werden kann	Abschnitt 5.1
$S_j$	Steifigkeit des Verbundanschlusses	Abschnitt 5.2 und Tabelle 6.7 in Abschnitt 6.3.2
$\Phi(\varepsilon_{smu})$	rechnerische Grenzverdrehung des Anschlusses	Abschnitt 5.3
$red M_{1, Rd}$	reduziertes plastisches Feldmoment	Abschnitt 5.3
$EI_1$	Biegesteifigkeit des Feldquerschnitts	DIN 18800 (11'90) Teil 5
$EI_2$	Biegesteifigkeit des Verbundträgers im negativen Momentenbereich, mit $A_{s,id}$ ermittelt	DIN 18800 (11'90) Teil 5

## 6.2 Grundlagen für die nichtlinearen Vergleichsberechnungen

### 6.2.1 Physikalisch nichtlineare Nachrechnungen der Großversuche

Um die Ergebnisse, die das Rechenmodell mit der bilinearen Anschlußfeder liefert, beurteilen zu können, wurden physikalisch nichtlineare Vergleichsrechnungen durchgeführt. Die nichtlinearen Vergleichsrechnungen sind wiederum an den in Abschnitt 4.2 beschriebenen Großversuchen T6-1 und T6-2 kalibriert worden. Allgemein läßt sich aber feststellen, daß nicht viel „kalibriert“ werden mußte. Mit

- dem nichtlinearen Betongesetz auf Druck nach [5.15],
- der Berücksichtigung des „Tension Stiffening“ bei der Bewehrung nach [5.15],
- den Spannungs-Dehnungs-Diagrammen für den Baustahl aus den Zugversuchen und
- den Dübelkennlinien aus [6.1]

konnten die beiden Großversuche mit guter Genauigkeit nachgerechnet werden.

Es folgt eine Beschreibung der gewählten Vorgehensweise bei der nichtlinearen Berechnung der Systeme mit dem Programmsystem „Sofistik“ [6.10], und die genaue Beschreibung der Werkstoffgesetze, die für die Nachrechnungen der Versuche benutzt wurden.



### 1. Das statische System zur nichtlinearen Nachrechnung der Versuchsergebnisse

Der Versuchskörper wurde für die nichtlineare Nachrechnung mit dem Programmsystem SOFiSTiK als 2-dimensionales Stabwerk abgebildet, siehe Bild 6.2.1. Hier sind die

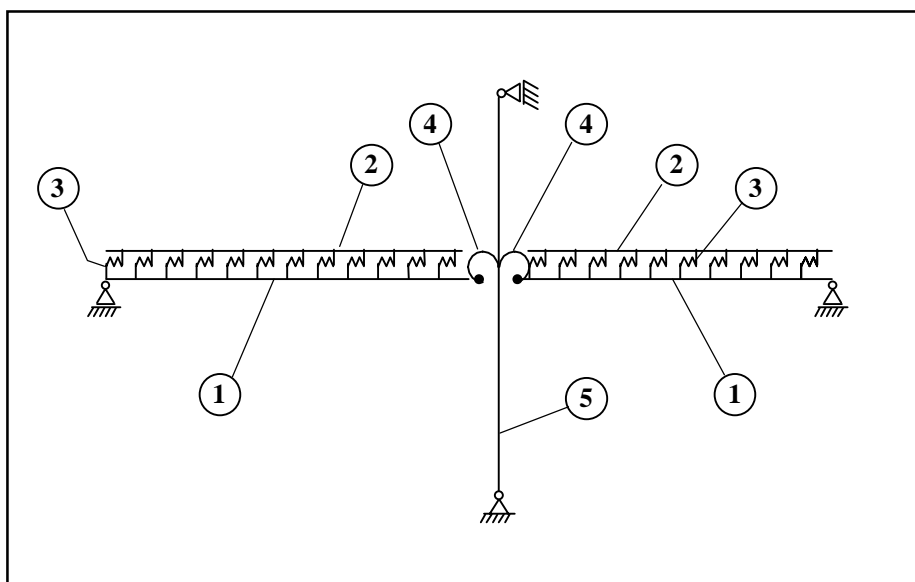


Bild 6.2.1 Die Elemente des statischen Systems für die Versuchsnachrechnung

einzelnen im Modell verwendeten Elemente dargestellt. Es handelt sich dabei um den Stahlträger (Stab „1“), den Betongurt mit der Bewehrung (Stab „2“), die Verdübelung mit den Kopfbolzendübeln (Wegfeder „3“), die Feder zur Abbildung des Verbundanschlusses (Drehfeder „4“) und die Stahlstütze (Stab „5“).

Bild 3.13 zeigt ein Foto des Großversuchs. Eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus ist in Bild 4.43 und in Bild 3.9 zu sehen. Die Querschnittsgeometrien können z.B. den Bildern 3.6 bis 3.9 entnommen werden. Desweiteren sind sie in den Abschnitten 3.3 und 3.4 beschrieben.

Die Werkstoffkennwerte sind in Abschnitt 3.7 aufgelistet.

In den Punkten 2 bis 6 werden die Werkstoff- und Federgesetze, die für die nichtlineare Berechnung benutzt werden, erläutert, sowie in Punkt 7 die Ermittlung der nichtlinearen Steifigkeiten.

2. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm für den Beton

In [5.15] wird die folgende Parabelgleichung für die nichtlineare Spannungs-Dehnungs-

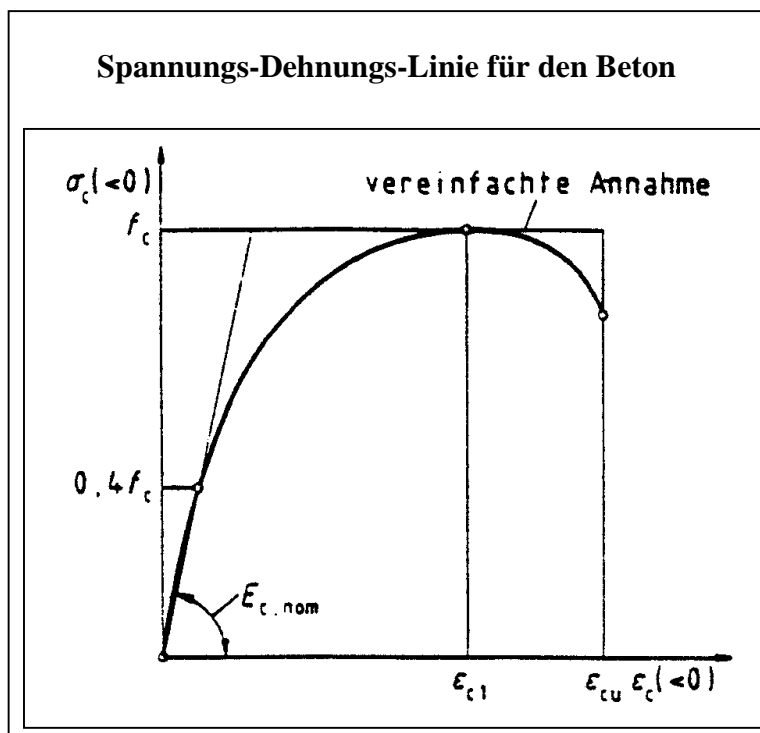


Bild 6.2.2 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton im Druckbereich nach [5.15]

Beziehung des Betons angegeben, siehe Bild 6.2.2:

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \cdot f_c,$$

mit

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$$

$$\epsilon_{c1} \text{ nach Bild 6.2.2}$$

$$k = 1.1 \cdot E_c \cdot \epsilon_{c1} / f_{cm}$$

$E_c$  E-Modul des Betons, für die Versuchsnachrechnung wurde der E-Modul aus den vorhandenen Festigkeiten berechnet:

$$= 9500 \cdot f_c^{1/3}; f_c \text{ in [N/mm}^2\text{]}$$

$f_c$  Beton-Zylinderdruckfestigkeit. Die Beton-Druckfestigkeiten der Versuchskörper wurden an Würfeln ermittelt und in die Zylinderfestigkeit

mit der Formel  $f_{c,zyl} = 0,75 \cdot \beta_{w,15}$  umgerechnet. Die höhere Festigkeit der Probekörper wurde mit dem Faktor  $\alpha = 0,85$  berücksichtigt.

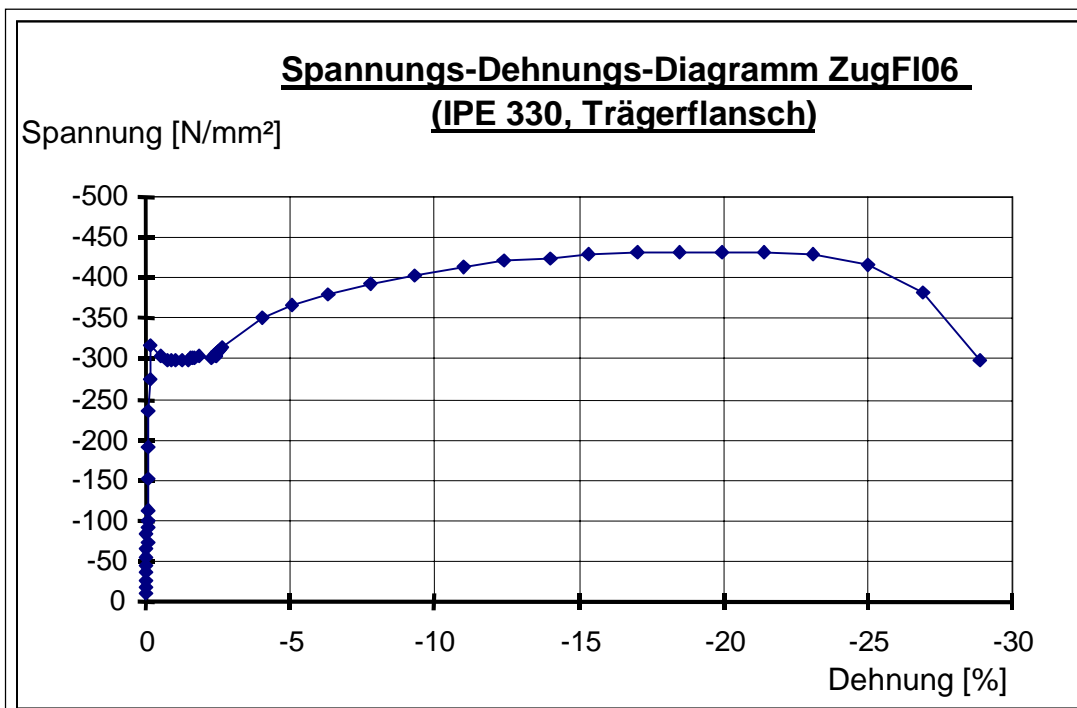


Bild 6.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Trägerflansch

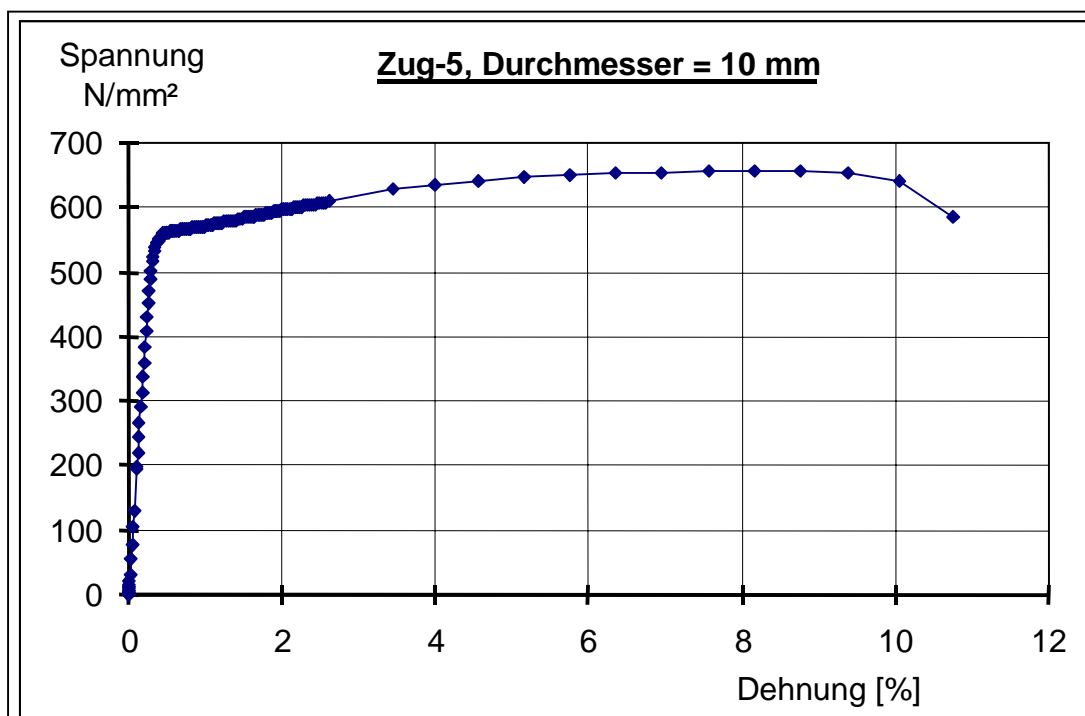


Bild 6.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Betonstahl

### 3. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm für den Baustahl

Für jeden Träger wurden 3 Proben aus dem Steg und 3 Proben aus dem Flansch genommen. Die Ergebnisse der Zugproben sind in Abschnitt 3.7 gegeben. Bild 6.3 zeigt z.B. das Spannungs-Dehnungs-Diagramm für den Trägeruntergurt bei den Versuchen T6-1 und T6-2.

### 4. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm für den Betonstahl (Bewehrung)

Im Druckbereich wurden für die Werkstoffgesetze des Betonstahls die Ergebnisse der Zugproben benutzt. Im Zugbereich berücksichtigt die Arbeitslinie des Betonstahls noch das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen nach [5.13], siehe Abschnitt 5.3.2.

### 5. Die Dübelkennlinie für die Kopfbolzendübel

Die Last-Verschiebungskurve für die Kopfbolzendübel wurde [6.1] entnommen. Da die Kurve SHO (siehe Bild 6.5) gegenüber der Kurve S2 in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Verformungsfähigkeit etwas auf der unsicheren Seite liegt, wurde die Kurve SHO gewählt. Die meisten Träger zeigen sich unempfindlich gegenüber leichten Veränderungen in der Dübelkennlinie, solange es sich nicht um Träger mit deutlichem Teilverbund handelt.

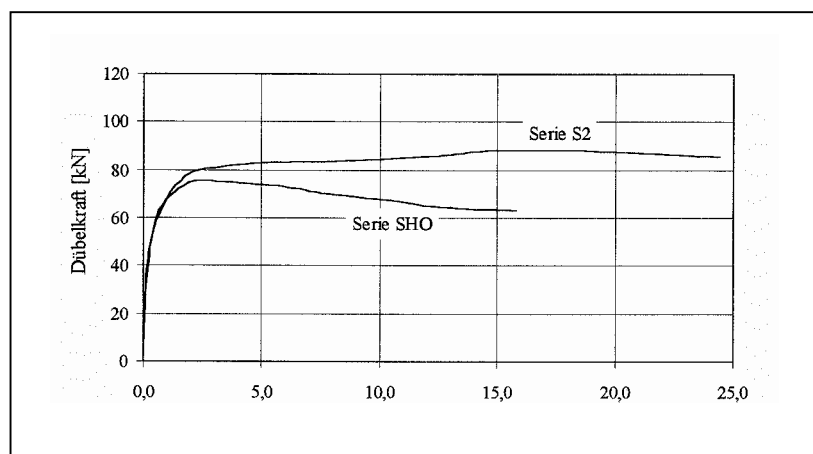


Bild 6.5 Dübelkennlinien für den Kopfbolzendübel  $\varnothing$  19 mm in einer Holoribplatte [6.1]

### 6. Die Anschlußkurven für die Verbundanschlüsse

Die Anschlußkurven für die Verbundanschlüsse der Großversuche T6-1 und T6-2 wurden direkt den Versuchsergebnissen entnommen, siehe Bild 6.6.1. Ein Vergleich der

Verdrehungen im Anschluß, die sich aus den Versuchen und aus den nichtlinearen Berechnungen ergeben, ist nicht notwendig, da die nichtlineare Berechnung an dieser Stelle nur die Kurve ausgeben kann, die auch eingegeben wurde – nämlich die Verbundanschluß-Kurve.

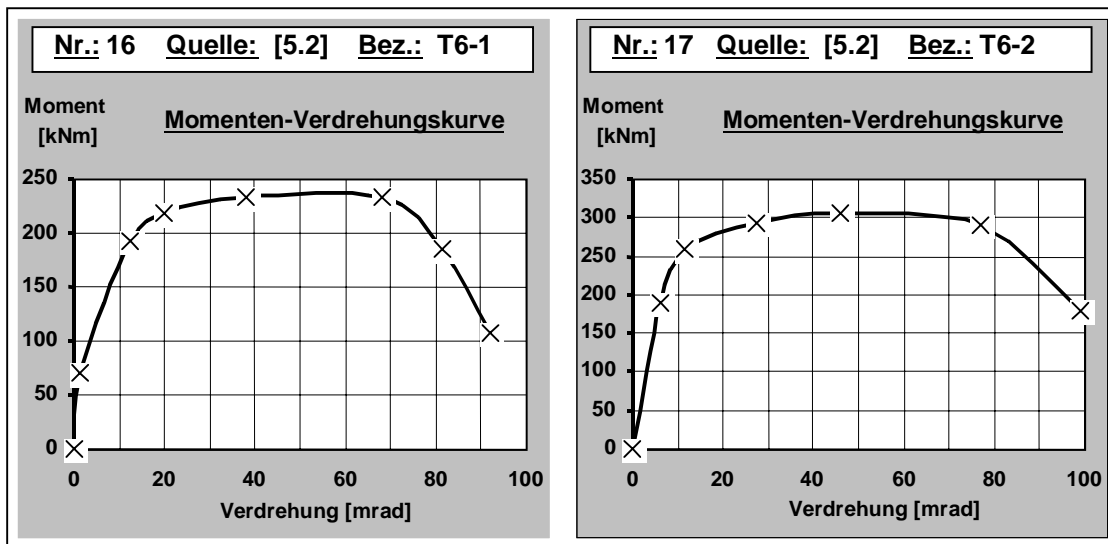


Bild 6.6.1 Momenten-Verdrehungskurven der Versuche T6-1 und T6-2

7. Die Ermittlung der nichtlinearen Steifigkeiten

Durch die Einwirkungen auf das System ergeben sich in den Stabelementen Dehnungen und Spannungen und in den Federelementen Wege und Verdrehungen. Bei dem äußerlich

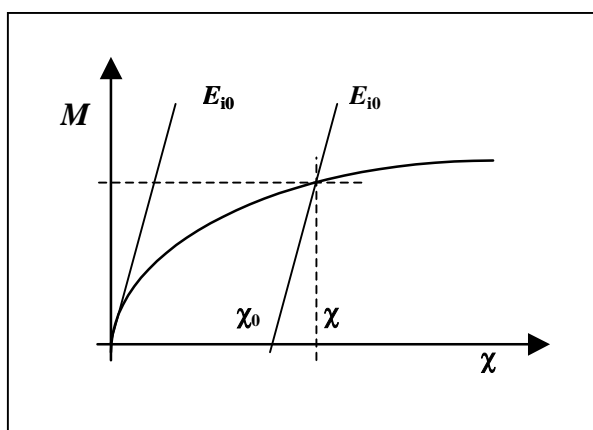


Bild 6.6.2 Plastische Krümmung, Quelle: [6.10], Abbildung 2.5

und innerlich statisch unbestimmten System verteilen sich die Kräfte und Momente entsprechend der Verteilung der Steifigkeiten. Allerdings sind die Steifigkeiten durch

die Nichtlinearitäten in den Werkstoff- und Federgesetzen wiederum von den Einwirkungen abhängig. Der Zustand der Dehnungen, Spannungen und Steifigkeiten kann somit nur iterativ bestimmt werden - und ist auch nur für eine „einzige“ Belastungsstufe gültig.

Generell ist eine iterative Berechnung nach sehr vielen Methoden möglich. Das Programmsystem SOFiSTiK bietet 2 übergeordnete Verfahren, die „Sekanten-Steifigkeit“ und das Verfahren mit „plastischen Krümmungen“, an ([6.10], Abschnitt 2.7.6). Bei der vorliegenden Berechnung wurden die „plastischen Krümmungen“ gewählt, da sich während der Berechnungen herausgestellt hat, daß dieses Verfahren auch im Bereich der Traglast noch stabil rechnet, siehe Bild 6.6.2.

#### Die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen

Die Ergebnisse der physikalisch und geometrisch nichtlinearen Berechnungen werden mit den Versuchsergebnissen verglichen. Die Abkürzungen in den Diagrammen haben folgende Bedeutungen:

- a1  $\alpha = 1,0$   
 $\alpha$ - Wert zur Berücksichtigung der höheren Würfeldruckfestigkeit
- a085  $\alpha = 0,85$   
 $\alpha$ - Wert zur Berücksichtigung der höheren Würfeldruckfestigkeit
- t1  $f_{ctm} = 1,0 f_{ct}$   
Faktor zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons. Bei „t1“ wird die Berechnung mit der mittleren Betonzugfestigkeit nach [5.15] durchgeführt.
- t07  $f_{ctm} = 0,7 f_{ct}$   
Faktor zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons. Bei „t07“ wird die Berechnung mit der 5%-Fraktile der Betonzugfestigkeit nach [5.13] durchgeführt.
- k0 die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton wird nach [5.15] berechnet
- k033 Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton wird zusätzlich um 33% „gestreckt“, siehe Bild 6.8.

In Bild 6.7 sind die Ergebnisse von E-Modul-Prüfungen an Betonsorten in Abhängigkeit von den Zuschlägen aufgetragen. Die Zuschläge der in den Versuchen T6-1 und T6-2 verwendeten Betonsorten waren Rheinkies (0-8 mm) und Splitt (8-16 mm). Nach Bild 6.8 ist ein E-Modul zu erwarten, der nicht sehr stark vom Rechenwert nach [5.15] abweicht. Um die Auswirkungen eines veränderten E-Moduls zu bestimmen, wurde die

Berechnung „k033“ durchgeführt, bei der die Kurve der Betondruckspannungen gestreckt wurde, siehe Bild 6.8. Da ein geringerer E-Modul zu einer größeren Durchbiegung des Verbundträgers führt und sich dadurch die Anschlußverdrehung

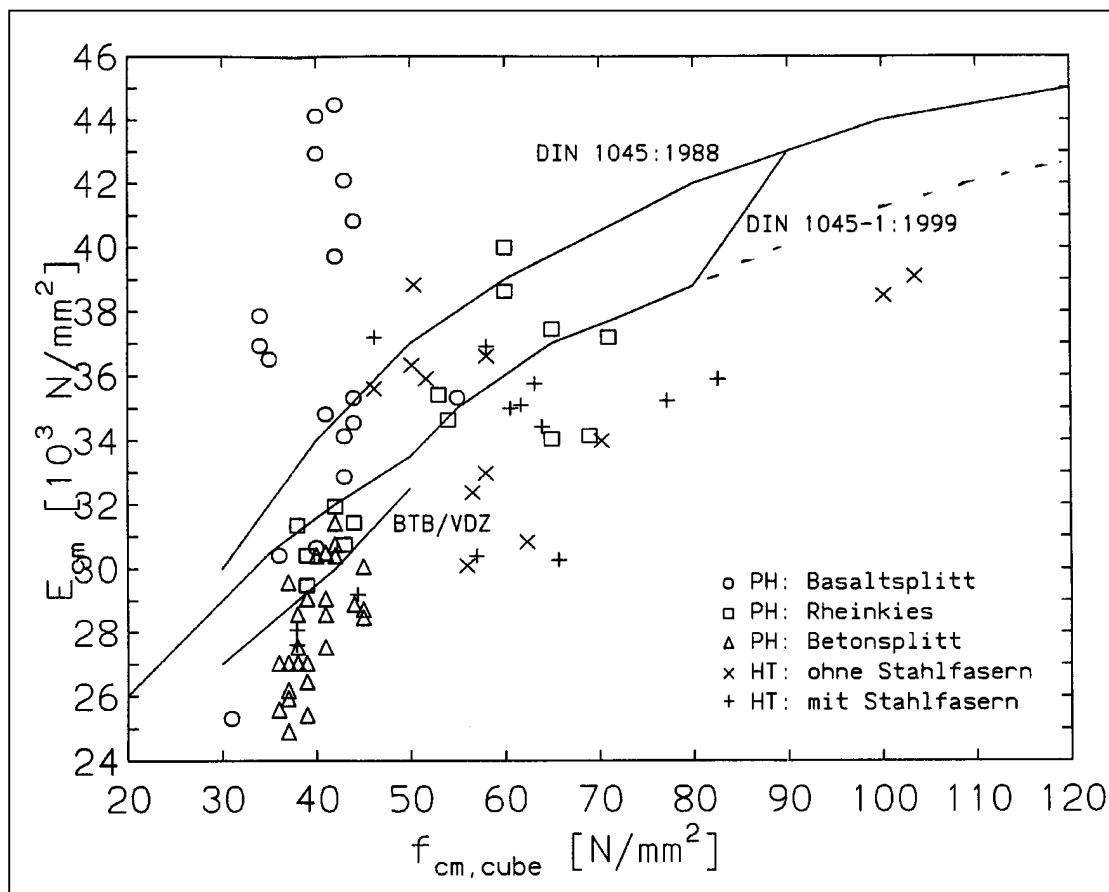


Bild 6.7 E-Moduli von Beton mit unterschiedlichen Zuschlägen

Quelle: Deutscher Beton-Verein e.V.

erhöht, wurde die Kurve gestreckt und nicht gestaucht.

In den Bildern 6.9 und 6.10 sind die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen aufgetragen. Die wichtigsten Größen sind dabei:

1. die Durchbiegung in Feldmitte. Die Durchbiegung gibt an, ob die Steifigkeiten des Verbundträgers bei den verschiedenen Laststufen richtig getroffen wurden, und
2. die Momentenverteilung über der Belastung des Trägers. (Wenn die Momentenverteilung richtig berechnet wurde, stimmt auch die Querkraftverteilung.)

Beim Vergleich der Versuchskurven mit den nichtlinear berechneten Kurven lässt sich folgendes feststellen:

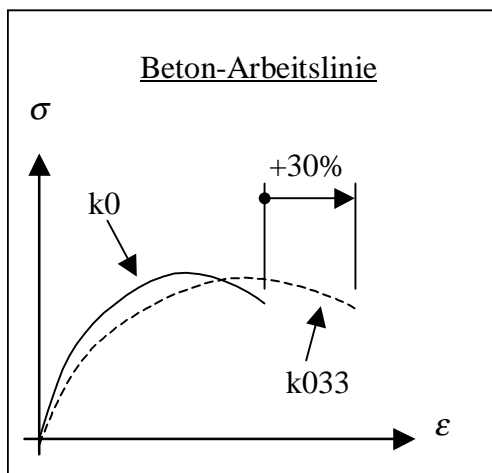


Bild 6.8 Unterschied zwischen den Rechenläufen  $k_0$  und  $k_{033}$

1. die Berechnungsergebnisse für die Durchbiegungen bei den nichtlinearen Berechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen,
2. auch die Verteilung der Momente deckt sich gut mit den Versuchsergebnissen,
3. das System verhält sich tolerant bei leichten Veränderungen der Betonkennwerte. Bei der Berechnung „T61 a085 t07 k033“ wurde gegenüber der Berechnung „T61 a1 t1 k0“ die Betonfestigkeit um 15 % reduziert, die Zugfestigkeit um 30% reduziert, und



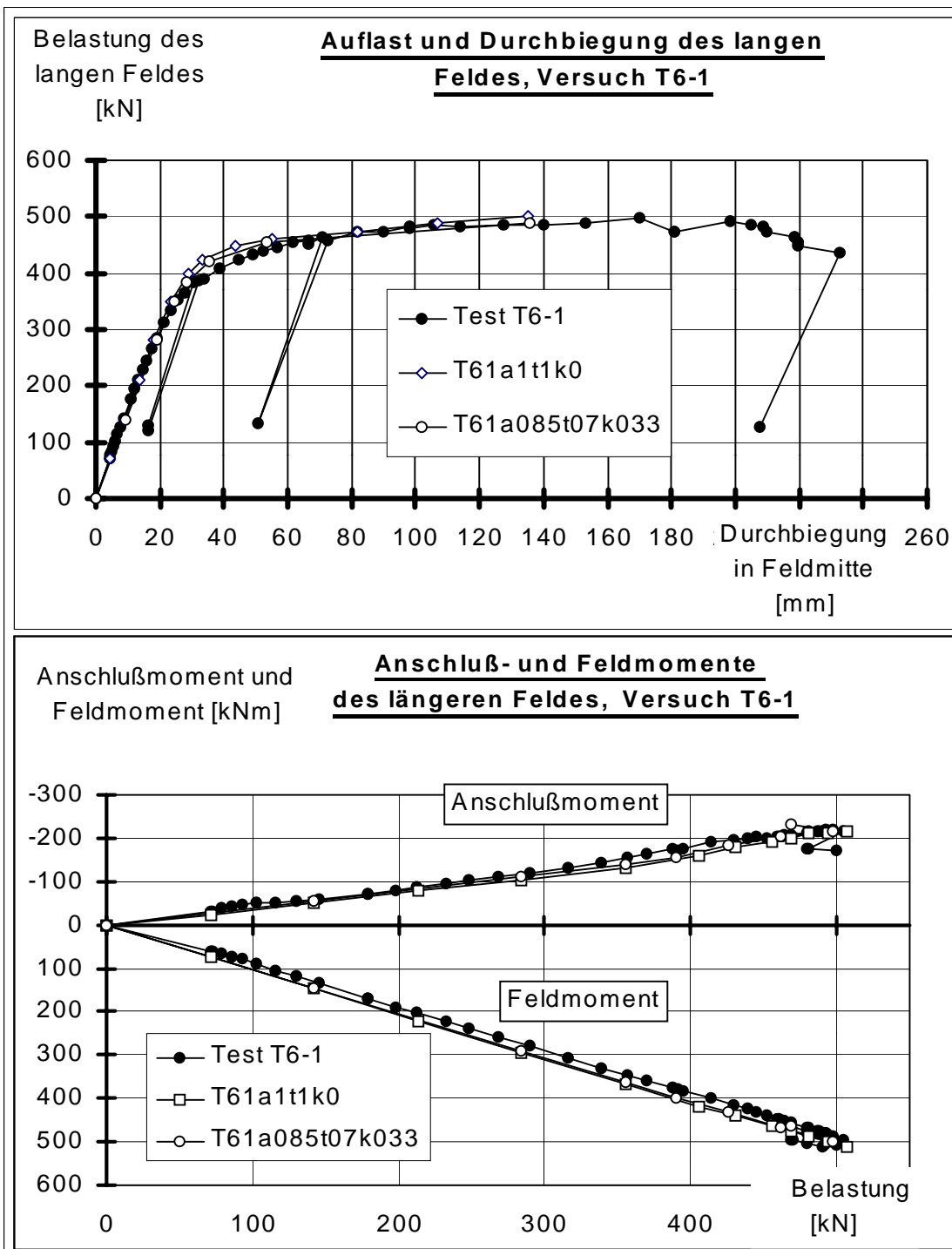


Bild 6.9 Durchbiegungen und Momentenverteilungen bei Versuch T6-1

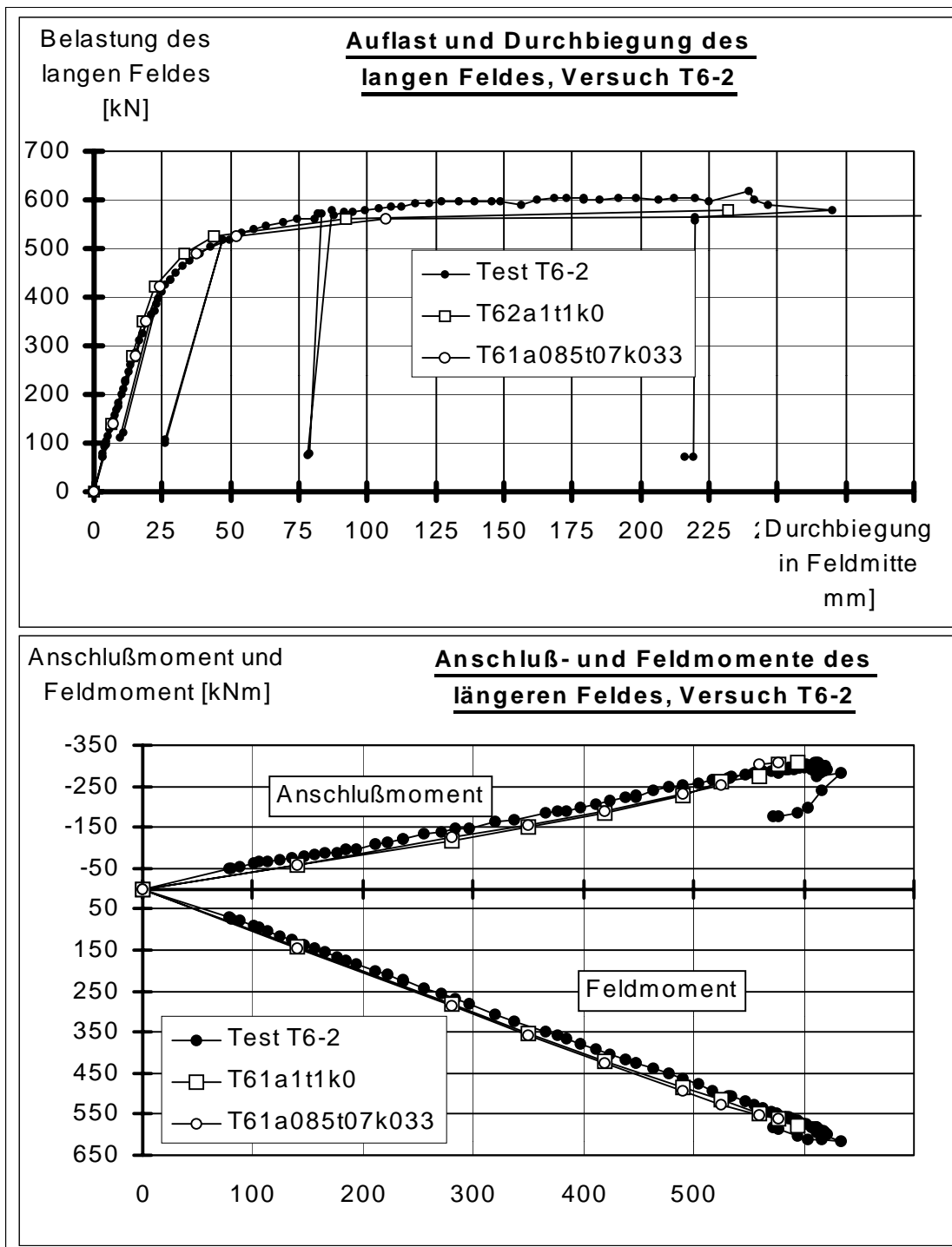


Bild 6.10 Durchbiegungen und Momentenverteilungen bei Versuch T6-2

zusätzlich wurde der Beton „weicher“ angesetzt, d.h., die Spannungs-Dehnungs-Linie wurde um den Faktor  $1/3$  gestreckt, siehe Bild 6.8. Alle Faktoren vergrößern die Durchbiegung im Feld und verstärken die Beanspruchung des Anschlusses. Die Auswirkungen addieren sich in ihrer Wirkung und heben sich nicht gegenseitig auf.

4. Ein Vergleich der Verdrehungen im Anschluß ist nicht notwendig, da an dieser Stelle nur die *eingeebene* Momenten-Verdrehungskurve als Ergebnis geliefert werden kann.

Die im Versuch gemessenen Zylinder- und Auflagerlasten sind nur im Rahmen der Meßgenauigkeiten verlässlich. Bei einer Meßtoleranz von etwa 1% (z.B. durch Meßfehler und die exzentrische Lasteinleitung in die Kraftmeßdose gegen Ende des Versuchs) wird die Auflagerkraft bei Versuch T6-1 um etwa  $500 \text{ kN} / 2 \cdot 0,01 = 2,5 \text{ kN}$  falsch abgeschätzt. Mit einem Hebelarm von 7 m beträgt der Fehler im Anschluß schon fast 20 kNm. Eine realistische Momentenverteilung kann hier also nur innerhalb eines Momentenbereichs von etwa  $\pm 20 \text{ kNm}$  abgeschätzt werden.

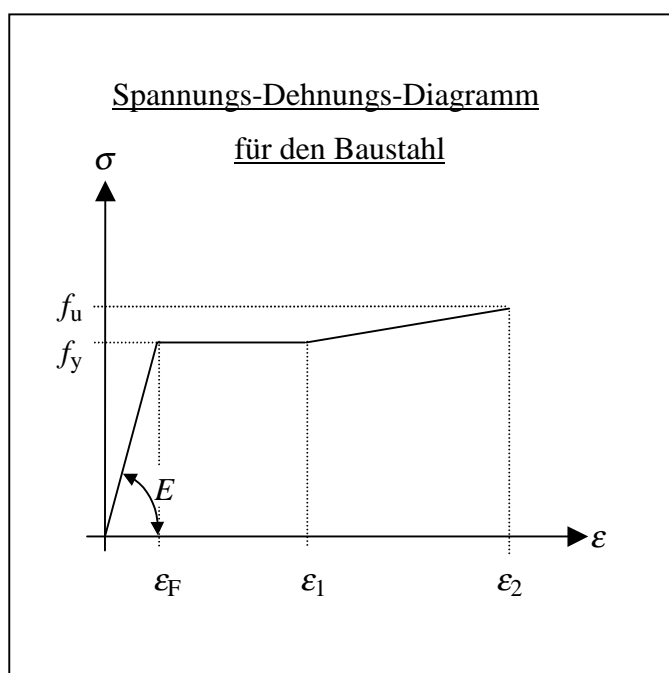


Bild 6.11 Spannungs-Dehnungs-Linie für den Baustahl

Mit den oben beschriebenen Werkstoffgesetzen ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen. Die Berechnungen können als „wirklichkeitsnah“ bezeichnet werden und eignen sich, die Rechenergebnisse aus dem „einfachen“ Rechenmodell auf ihre Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Genauigkeit hin zu überprüfen.

## 6.2.2 Die verallgemeinerten, nichtlinearen Werkstoffgesetze

### 1. Der Baustahl

Bei den nichtlinearen Vergleichsberechnungen zur Kontrolle der Ergebnisse des Rechenmodells wurden für den Baustahl die in Tabelle 6.1 und im Bild 6.11 angegebenen Rechenwerte zugrunde gelegt. Diese sind charakteristische Werte, allerdings mit der Berücksichtigung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Werkstoffs. Wenn die Festigkeit des Baustahls zwischen den Kennwerten der Tabelle 6.1 liegt, wird zur Erzeugung der Arbeitslinie wie folgt vorgegangen:

- das E-Modul wird zu 21000 [kN/cm<sup>2</sup>] angenommen, die Streckgrenze  $f_y$  ist aus dem Versuch bekannt,
- die zugehörige Dehnung beträgt  $\varepsilon_F = f_y / E$ , die Dehnung  $\varepsilon_1$  ergibt sich zu  $(10\varepsilon_F)$ , und für die Dehnung  $\varepsilon_u$  wird zwischen den Werten der Tabelle 6.1 linear interpoliert,
- auch die Zugfestigkeit  $f_u$  wird, wenn sie nicht bekannt ist, durch eine lineare Interpolation zwischen den Werten der Tabelle 6.1 erhalten.

Tabelle 6.1 Rechenwerte für den Baustahl S235, S355 und FeE 460 (zu Bild 6.11)

Stahl	$E$ [kN/cm <sup>2</sup> ] ]	$f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ] [6.2] [6.5]	$f_u$ [kN/cm <sup>2</sup> ] [6.2], [6.4], [6.5]	$\varepsilon_F = f_y / E$ [‰]	$\varepsilon_1 = 10 \varepsilon_F$ [‰] [6.3]	$\varepsilon_u$ [‰] [6.2], [6.4], [6.5]
S235	21000	23,5	34,0	1,12	11.2	25,0
S355	21000	35,5	49,0	1,69	16.9	21,0
FeE 460	21000	45,0	56,0	2.14	21.4	17,0

### 2. Der Betonstahl

Das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betonstahls ist in Bild 6.12 gezeigt. Die zugehörigen Werte sind in Tabelle 6.2 enthalten.

Zur Ermittlung der nichtlinearen Arbeitslinie bei einer vorgegebenen Streckgrenze (aus den Versuchen) wird wie folgt vorgegangen:

- das E-Modul wird zu 20500 [kN/cm<sup>2</sup>] angenommen, die Streckgrenze  $f_y$  ist aus der Zugprobe bekannt,

- die zugehörige Dehnung beträgt  $\varepsilon_F = f_y / E$ , die Grenzdehnung  $\varepsilon_u$  wird der Tabelle 6.2 entnommen,
- die Zugfestigkeit  $f_t$  ergibt sich aus der Grenzdehnung und dem Verfestigungsmodul von  $E_v = 500$  [kN/cm<sup>2</sup>]

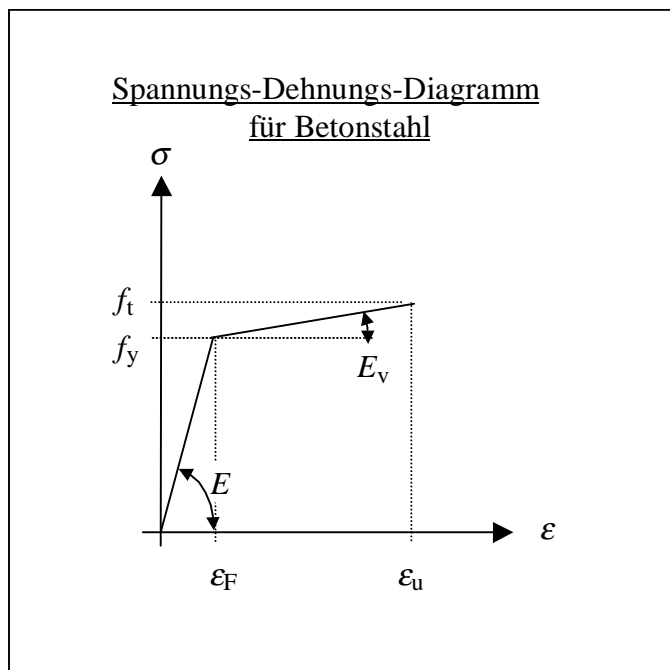


Bild 6.12 Spannungs-Dehnungs-Linie für den Betonstahl

Das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird in der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls im Zugbereich berücksichtigt. Die Berechnung der zugehörigen Arbeitslinie ist in Abschnitt 5.3.2 erläutert, siehe Bild 5.37.

Tabelle 6.2 Rechenwerte für den Betonstahl (zu Bild 6.12)

Stahl	$E$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E_v$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ] [5.15]	$f_t$ [kN/cm <sup>2</sup> ] [5.15]	$\varepsilon_F =$ $f_y / E$ [o/oo]	$\varepsilon_u$ [o/oo] [5.15]
BSt IV	20500	500	500	550	2.34	80 (Matten) 100 (Stabstahl ab Ø10 mm)

### 3. Der Beton

Für den Beton wurde die in Bild 6.2.2 gezeigte Spannungs-Dehnung-Beziehung benutzt, wobei  $f_c = 0,85 \cdot f_{c,cyl}$  ist. Bei den untersuchten Anschlüssen sind die Beton-Druckfestigkeiten bekannt. Das Mitwirken des Betons in der Zugzone ist in der Arbeitslinie des Betonstahls berücksichtigt.

#### 6.2.3 Statistische Betrachtungen zu den Werkstofffestigkeiten

In Abschnitt 6.3 werden zusätzlich zu den charakteristischen Werkstoff-Kennwerten noch die wahrscheinlichen, statistischen Verteilungen der Festigkeiten benötigt (siehe hierzu Abschnitt 6.3.1). Bei den Berechnungen in dieser Arbeit werden für den

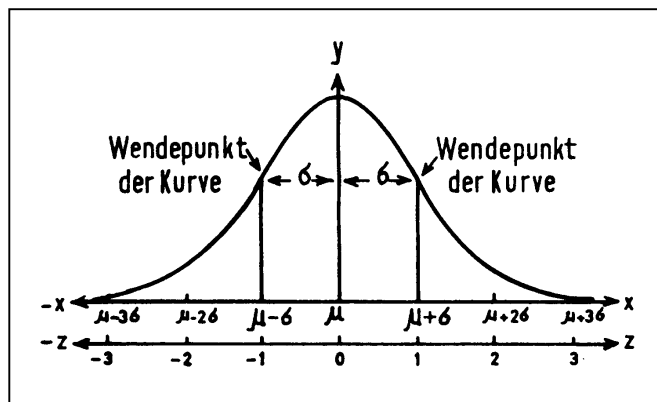


Bild 6.13 Kurve der normierten Standardnormalverteilung

Baustahl die in Tabelle 6.3 angegebenen Mittelwerte der Festigkeiten und der zugehörigen Standardabweichungen zugrunde gelegt. Die Werte beruhen auf [6.3] und aktuellen Auswertungen von deutschen Stahlherstellern.

Tabelle 6.3 Baustahlfestigkeiten, Mittelwerte und Standardabweichungen

Stahl	$f_{y,k}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Mittelwert $\mu$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Standardabweichung $\sigma$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
S235	23,5	28,0	2,736
S355	35,5	40,0	2,736
FeE 460	45,0	50,0	3,02

Für den Betonstahl werden die in Tabelle 6.4 aufgeführten Werte zugrunde gelegt [6.5].

Tabelle 6.4 Betonstahlfestigkeiten, Mittelwerte und Standardabweichungen

Stahl	$f_{s,k}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Mittelwert $\mu$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Standardabweichung $\sigma$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
BSt IV	50,0	55,8	2,675

Für den Beton werden nach [5.15], [6.6] und [6.7] einheitlich folgende Werte nach Tabelle 6.5 verwendet:

Tabelle 6.5 Betonfestigkeiten, Mittelwerte und Standardabweichungen

Beton	$f_{c,k,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert $\mu$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Standardabweichung $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C20/25 bis C50/60	$f_{c,k,cyl}$	$f_{c,k,cyl} + 8$	5,0

## 6.3 Ergebnisse des vereinfachten Rechenmodells und Vergleich mit den wirklichkeitsnahen nichtlinearen Berechnungen

### 6.3.1 Das Vorgehen

Bei den nichtlinearen Vergleichsberechnungen sollen vor allem die folgenden 3 Punkte der Ergebnisse des vereinfachten Rechenmodells überprüft werden:

1. die Genauigkeit,
2. der Sicherheitsabstand und
3. die Wirtschaftlichkeit.

Das Vorgehen gliedert sich dabei in die folgenden Schritte, wobei das System zuerst wirklichkeitsnah, also nichtlinear berechnet wird:

1. Es wird ein *Verbundanschluß* aus Abschnitt 5.1.3 gewählt. Für diesen Anschluß sind die Momenten-Verdrehungskurve und alle Werkstoffkennwerte bekannt. Bei den nichtlinearen Vergleichsberechnungen müssen also weder für die Werkstoffe noch für die Verbundanschlußkurve irgendwelche Annahmen getroffen werden. (Dies ist gleichzeitig ausschlaggebend dafür, weshalb die Überprüfung des Rechenmodells auf diese Weise durchgeführt wird - die Vergleichsberechnungen beruhen auf „gesicherten“ Daten.)
2. Passend zu diesem Verbundanschluß wird ein *Träger* konstruiert, der die gleiche Betonplatte, den gleichen Stahlträger und im negativen Momentenbereich die gleiche Bewehrung wie der Verbundanschluß aufweist.
3. Für diesen Träger werden die Last-Verformungskurve und die Momentenverteilung bei steigender Belastung - physikalisch *nichtlinear* - berechnet. Gleichzeitig wird die größte, vom System aufnehmbare Belastung (die Traglast) bestimmt.

Als nächstes wird mit dem vereinfachten Rechenmodell gegengerechnet. Das System mit den Steifigkeiten ist in Abschnitt 6.1 erläutert, siehe auch Bild 6.1. Die Werkstoffkennwerte werden dabei den Normen entnommen ([5.14] und [5.10]). Zur Auswahl der „richtigen“, zugehörigen Norm-Festigkeitswerte werden die *statistischen* Verteilungen der Festigkeiten benötigt.

4. Es werden die zu den *vorhandenen Werkstofffestigkeiten* passenden Materialien nach den Normen ausgewählt. Hierbei helfen die, in Abschnitt 6.2.3 gegebenen Werte der Festigkeiten und deren Verteilungen bei den verschiedenen Werkstoffen.



Ein Beispiel: Eine Betonprobe aus einer Baustellenüberwachung weist die Zylinderdruckfestigkeit von  $45 \text{ N/mm}^2$  auf. Es könnte z.B.

- ein C25/30 für die Baustelle bestellt worden sein – eine so große Überfestigkeit ( $45 \text{ N/mm}^2$  und mehr) wäre statistisch allerdings nur in 1% aller Fälle zu erwarten (und zusätzlich unwirtschaftlich für das Betonwerk).

Die Festigkeit von  $f_c=45 \text{ [N/mm}^2]$  beim  
C20/25

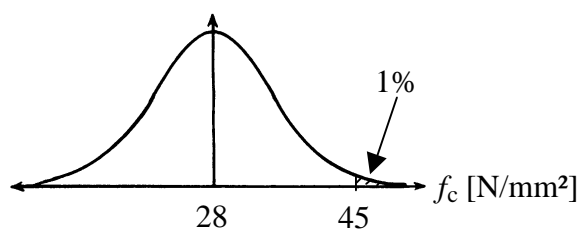


Bild 6.14 Die Wahrscheinlichkeit für  $f_c = 45 \text{ N/mm}^2$  beim C20/25 ([5.5], [6.6] und [6.7])

- Es könnte sich auch um einen C35/45 handeln. Die Wahrscheinlichkeit dafür läge bei etwa 32%.

Die Festigkeit von  $f_c=45 \text{ [N/mm}^2]$  beim  
C35/45

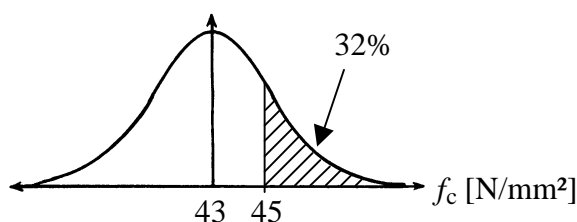


Bild 6.15 Die Wahrscheinlichkeit für  $f_c = 45 \text{ N/mm}^2$  beim C35/45

- Eher unwahrscheinlich wäre die Bestellung eines C50/60. Allerdings kann es auch vorkommen, daß der Werkstoff die Anforderungen nicht erfüllt – beim C50/50 läge die Wahrscheinlichkeit für eine Druckfestigkeit von  $45 \text{ N/mm}^2$  (und weniger) bei nur 0,5 %, siehe Bild 6.16.

In dieser Arbeit wurden zu einem nichtlinearen Rechenlauf immer 3 Berechnungen mit dem vereinfachten Rechenmodell durchgeführt. Der erste Rechenlauf orientiert sich an den unteren Quantilen der Festigkeiten, etwa der 5%-Quantile. Der zweite Rechenlauf versucht die Mittelwerte zu treffen (die 50%-Quantile) und der dritte Rechenlauf orientiert sich an dem 95%-Quantilwert der jeweiligen Festigkeit.

Die Festigkeit von  $f_c=45$  [N/mm<sup>2</sup>] beim  
C50/60

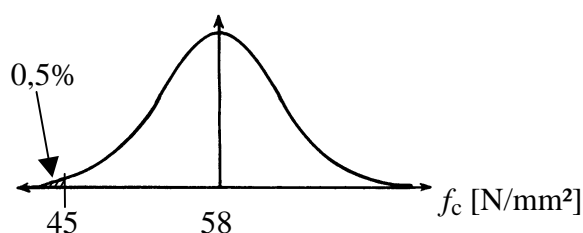


Bild 6.16 Die Wahrscheinlichkeit für  $f_c = 45$  N/mm<sup>2</sup> beim C50/60

5. Mit den in Punkt 4 ausgewählten Werkstoffen werden nun 3 Systemberechnungen durchgeführt. Die Momentenverteilungen und die Systemverformungen werden anhand der Ergebnisse aus den nichtlinearen Berechnungen kontrolliert.

Die Vergleichsrechnungen in den Abschnitten 6.3.3 bis 6.3.9 zeigen, daß die rechnerischen Momentenverteilungen aus der nichtlinearen Berechnung und aus dem vereinfachten Rechenmodell, bis hin zur Traglast, gut übereinstimmen.

Auch die Durchbiegungen im Feld stimmen im Gebrauchszustand gut überein.

Die oben beschriebene Vorgehensweise ist deshalb gewählt worden, weil die nichtlinearen Anschlußkennlinien aus den Versuchen *unverändert übernommen werden konnten*. Jede andere Vorgehensweise, bei der die Werkstofffestigkeiten verändert werden, verändert auch die Anschlußkurven – und es müßten entsprechende Annahmen getroffen werden. Dies ist mit der gewählten Vorgehensweise vermieden worden.

Vor allem der Sicherheitsabstand (auf der Widerstandsseite) gegen das Überschreiten der Traglast muß bei den 3 Berechnungen mit dem vereinfachten Rechenmodell beurteilt werden.

### Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma$ auf der Widerstandsseite

Bei der statistischen Betrachtung der Tragfähigkeiten der folgenden statischen Systeme wird vereinfachend die Lastseite von der Widerstandsseite getrennt.

Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma$  ist in dieser Arbeit definiert als das Verhältnis der wirklichkeitsnah, physikalisch nichtlinear berechneten Traglast zu der Tragfähigkeit, die sich mit dem Rechenmodell unter Zugrundelegung der Bemessungswerte der Werkstoffwiderstände nach den entsprechenden Normen ([5.15], [5.11]) ermittelt.

Für die Beurteilung des Sicherheitsabstandes (auf der Widerstandsseite) wird zur Erläuterung die folgende, vereinfachte Betrachtung angestellt:

- Würden alle, im vereinfachten Rechenmodell angesetzten Werkstoffkennwerte genau mit der unteren 5%-Quantilen der Werkstoffkennwerte übereinstimmen, wären die Feld- und Anschlußtragfähigkeiten gleichzeitig die charakteristischen Tragfähigkeiten nach „Norm“.

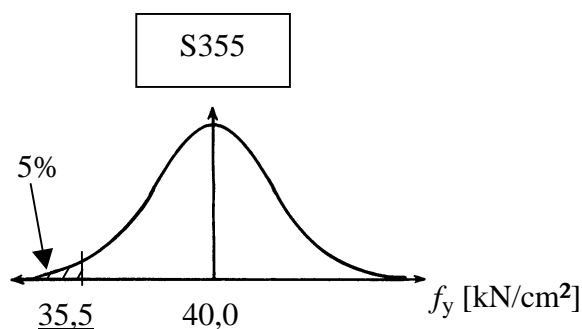


Bild 6.16 Die Wahrscheinlichkeit für  $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$  beim S335

Für den Stahl S355 (St 52) liegt z.B. die 5%-Quantile bei  $35,5 \text{ N/mm}^2$ , siehe Bild 6.16. Dies ist gleichzeitig der charakteristische Wert der Bemessung.

Gegen ein Baustahlversagen im Feld des Verbundträgers ist dann, in Übereinstimmung mit [5.10], ein Teilsicherheitsbeiwert von

$$\gamma = 1,1$$

ausreichend. Für die gleiche nichtlineare Berechnung kann allerdings noch eine zweite Berechnung mit dem Rechenmodell durchgeführt werden. Hierfür wird ein Stahl S235 (mit  $f_{y,d} = 23,5 / 1,1 = 21,3 \text{ kN/cm}^2$ ) zugrunde gelegt. Der

Teilsicherheitsbeiwert ergäbe sich hier (beim Versagen des Baustahls im Feld) zu

$$\gamma = 35,5 / 21,3 = 1,667.$$

Werden diese Betrachtungen auch auf den Beton und den Betonstahl übertragen, führt dies zu der folgenden Beurteilung der Teilsicherheitsbeiwert.

- Beim rechnerischen Anschlußversagen genügt eine Teilsicherheit von

$$\gamma = 1,15$$

gegen die Grenztragfähigkeit der nichtlinearen Vergleichsberechnung, da hier ausschließlich ein Baustahlversagen (mit dem erforderlichen Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma = 1,1$ ) oder ein Versagen des Betonstahls (mit dem erforderlichen Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma = 1,15$ ) eintreten kann. Der Wert für  $\gamma = 1,15$  liegt auf der sicheren Seite.

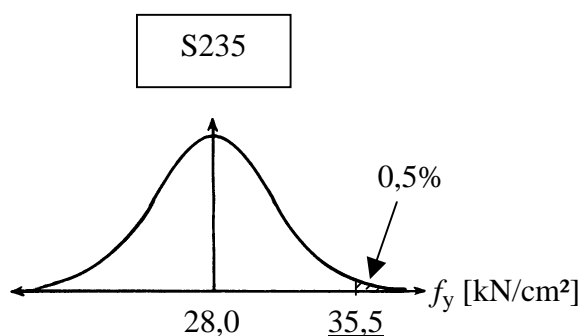


Bild 6.16 Die Wahrscheinlichkeit für  $f_y = 35,5$  kN/cm<sup>2</sup> beim S235 ([6.4])

- Beim rechnerischen Versagen im Feld spielt die Lage der Nulllinie eine wichtige Rolle. Wenn der Beton ganz überdrückt ist und die Nulllinie im Stahlträger liegt, wird ein Betondruckversagen eintreten. Der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert für die maßgebende Komponente Beton beträgt  $\gamma = 1,5$ . Wird der Stahlträger rechnerisch voll ausgenutzt, der Betongurt aber nicht, so genügt ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma = 1,1$ , da rechnerisch ein Baustahlversagen eintritt.

### 6.3.2 Die ausgewählten Anschlüsse und die zugehörigen statischen Systeme

Die statischen Systeme für die Vergleichsrechnungen müssen sich mit den mittragenden Breiten, den Feldlängen und den Werkstoffen nach den Anschlüssen richten, deren Kennlinien in der Berechnung benutzt werden. So kann z.B. der Stahlträger IPE 300

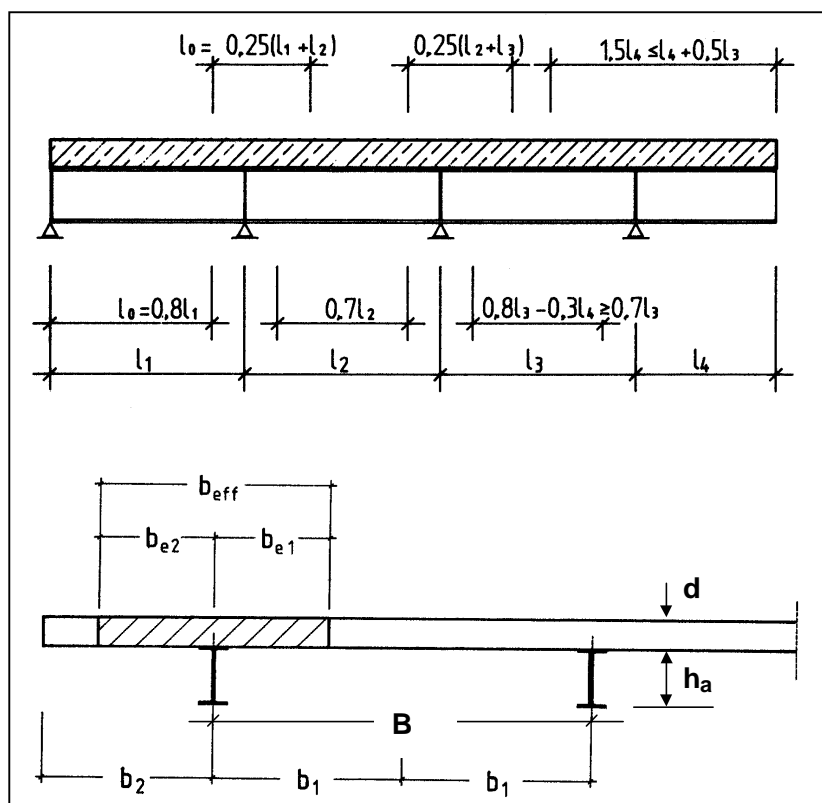


Bild 6.17 Mittragende Breiten beim Verbundträger

nicht für ein System mit der Feldlänge von 25 m eingesetzt werden, weil er viel zu niedrig wäre. Es folgt die Auswahl der Parameter, die für die Vergleichsberechnungen in den nächsten Abschnitten zugrunde gelegt worden sind.

#### Die Feldlänge und die rechnerischen Betongurtbreiten

Mit der Trägerhöhe und der Betongurtbreite geben die getesteten Anschlüsse durch das Einhalten der Regeln von [5.11] schon weitestgehend die Spannweiten und die Mittragenden Breiten im Feld und an der Stütze vor, siehe Bild 6.17. Innerhalb dieser vorgegebenen Grenzen werden die Trägerlänge und der Trägerabstand variiert.

Bei den Anschlüssen, die durch ihre eingeschränkte Verdrehungsfähigkeit die Maximallast bestimmen, werden die Verbundträger so konstruiert, daß besonders diese

Verdrehungsfähigkeit gefordert ist. D.h., das System hat dann

- eine möglichst große Feldlänge,
- einen weichen, niedrigfesten Beton und
- eine möglichst geringe mittragende Breite im Feld.

#### Das statische System

Bei den meisten Berechnungen wurde das statische System des Endfeldes eines Durchlaufträgers gewählt, weil dieser bei der gleichen Feldlänge den Anschluß wesentlich stärker beanspucht als der Durchlaufträger.

Der Abschnitt des Feldes, der im Rechenmodell mit der Steifigkeit des Zustandes II ( $EI_{2,id}$ ) angesetzt wird, beträgt  $0,15 \ell$ . Die wirkliche Länge der gerissenen Zugzone bewegt sich etwa zwischen  $0,1 \ell$  für sehr schwache Anschlüsse und  $0,2 \ell$  für stärkere Anschlüsse. Die Auswirkungen auf die Schnittgrößen und die Verformungen sind nicht sehr groß, wenn über etwa 5% der Feldlänge eine Steifigkeit angesetzt wird, die etwa 50% von der eigentlich anzusetzenden Steifigkeit abweicht. Weiterhin liegt besonders dieser Bereich immer sehr nahe am Momentennullpunkt, wodurch die Auswirkungen der abweichenden Steifigkeit nochmals reduziert werden. Siehe hierzu die Versuchsergebnisse in Abschnitt 4.2 und die Bilder 4.32, 4.34, 4.41 und 4.42.

#### Die Belastung

Als Belastung wurde hauptsächlich die Gleichstreckenlast gewählt, weil diese den Anschluß am stärksten beansprucht. Weiterhin wurden die Berechnungen mit einer Punktlast im Feld durchgeführt - an einem Verbundanschluß mit sehr geringer Verdrehungsfähigkeit und am System mit großer Feldlänge.

#### Die Anschlüsse

Getestet wird die Tauglichkeit des vereinfachten Rechenmodells an den Anschlüssen, die mit dem rechnerisch angesetzten Momenten-Verdrehungs-Verhalten (der bilinearen Anschlußkurve) besonders stark von dem wirklichen, nichtlinearen Verhalten abweichen. In der Tabelle 6.6 sind die Anschlüsse und die zugehörigen Testkriterien aufgelistet.

Tabelle 6.6 Testkriterien für die Anschlüsse

Testkriterium	Anschluß	Anmerkungen	Ab-schnitt
<u>Sicherheit</u> , der erforderliche Sicherheitsabstand (bis zum rechn. Versagen beim Rechenmodell) zur nichtlinearen Berechnung muß eingehalten sein	<u>vt2.2</u> , s. Bild 5.39 u. Bild 5.40	Der Anschluß ist mit ca. 9.2 mrad derjenige der die geringste Verdrehungsfähigkeit von allen 56 untersuchten Verbundanschlüssen aufweist	6.3.3
<u>Wirtschaftlichkeit</u> , wenn das Rechenmodell für vt2.2 sicher ist, wird dann der Teilsicherheitsabsbeiwert für die sehr duktilen Anschlüsse nicht zu groß und das Modell damit zu unwirtschaftlich?	<u>T5-3</u> , s. Bild 4.7	Der Anschluß erreicht die plastische Tragfähigkeit und besitzt mit ca. 80 mrad eine sehr gute Verdrehungsfähigkeit	6.3.4
Das Rechenmodell überschätzt die <u>Steifigkeit</u> des Anschlusses	<u>T5-3</u>	Dieser Anschluß weicht am stärksten von der Rechenannahme ab	6.3.4
Das Rechenmodell unterschätzt die <u>Steifigkeit</u> des Anschlusses	<u>vt3.3</u>	Wie machen sich diese Unterschiede rechnerisch bemerkbar?	6.3.5
<u>Gelenkiger</u> Anschluß, Fahnenblech ohne Druckstück	<u>scj12</u>	Die Grenze $S_j \leq 0,5 EI/L_b$ [2.24] für den gelenkigen Anschluß wird überprüft	6.3.6
<u>Biegesteifer</u> Anschluß	<u>i14p1-04</u> <u>i14p1-04**</u>	Die Grenze $S_j \geq 8 EI/L_b$ [2.24] für den biegesteifen Anschluß wird überprüft	6.3.7
Kontrolle am <u>Innenfeld</u> eines Durchlaufträgers	<u>vt2.2</u>	Die bisherigen Berechnungen bezogen sich nur auf das Endfeld	6.3.8
Kontrolle mit einer <u>Punktlast</u> in der Feldmitte	<u>i14p1-04</u>	Die bisherigen Berechnungen bezogen sich nur auf eine Gleichstreckenlast	6.3.9

In Abschnitt 5.2.3. sind die bezogenen Anfangssteifigkeiten der Verbundanschlüsse statistisch ausgewertet worden. Für die Ermittlung der rechnerischen Steifigkeiten der Verbundanschlüsse sind die in Tabelle 6.7 angegebenen Werte zugrunde gelegt worden. Die Festlegung der Werte richtet sich nach dem statistischen Mittelwert der Steifigkeiten, aber auch nach dem Gesichtspunkt, daß eine *größere* Anschlußsteifigkeit mehr Kräfte anzieht – und die Bemessung für den Verbundanschluß (einschließlich der Rißbreitenbegrenzung) damit etwas auf der sicheren Seite liegt. Die Auswirkungen auf das Feld sind gering.

Tabelle 6.7 bezogene Steifigkeiten  $1/s_{j,bez}$  die Anschlüsse

Anschluß	Rechenwert $1/s_{j,bez}$	Abschnitt	Bild
Fahnenblechanschluß	2,0	5.2.3	5.27
Stirnplattenanschluß	1,9	5.2.3	5.29
Knaggenanschluß	1,7	5.2.3	5.31
Fahnenblechanschluß ohne Druckstück, mit Spalt zwischen Träger-Untergurt und Stütze	26	5.2.3	5.32, mitte



### 6.3.3 Erläuterung der Vorgehensweise am System mit dem Anschluß „vt2.2“ und Kontrolle der Berechnungsergebnisse

Mit den nichtlinearen Vergleichsberechnungen sollen vor allem die folgenden 3 Punkte der Ergebnisse des vereinfachten Rechenmodells überprüft werden:

1. die Genauigkeit.
2. die Sicherheit (siehe hierzu auch Abschnitt 6.3.1, „Das Vorgehen“) und
3. die Wirtschaftlichkeit

Die Grundlagen für die Ermittlung der Schnittgrößen und der Verformungen mit den nichtlinearen, wirklichkeitsnahen Berechnungen wurden in Abschnitt 6.2.2 erläutert.

Die Auswahl der statischen Systeme (Feldlänge und mittragende Betongurtbreiten im Feld und an der Stütze) wurde in Abschnitt 6.3.1 erläutert.

Die Berechnung der Tragfähigkeit und der Verformungen nach dem Rechenmodell gliedert sich in die folgenden Punkte (siehe Bild 6.1):

- 1 Festlegen des statischen Systems, der Querschnitte und des Anschlusses,
- 2 Festlegen aller Werkstoffkennwerte und deren Bemessungswerte,
- 3 Berechnen der Verbundträger-Steifigkeiten  $EI_1$ ,  $EI_2$ , und  $EI_{2,id}$ ,
- 4 Berechnen der Anschlußsteifigkeit  $S_j$ ,
- 5 Ermittlung der rechnerischen Grenzdehnung des Betongurtes  $\epsilon_{smu}$  und der rechnerischen Grenzverdrehung  $\Phi(\epsilon_{smu})$ ,
- 6 Ermittlung der Biegetragfähigkeit im Anschluß  $M_{j,Rd}$  und der Biegetragfähigkeiten im Feld  $M_{1,Rd} = M_{F,Rd}$  und *red*  $M_{1,Rd}$ ,
- 7 Ermittlung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS) für das System. Dabei darf keine der 3 Größen überschritten werden:
 

das Feldmoment:	$M_{1,Sd} \leq \text{red } M_{1,Rd}$
das Anschlußmoment:	$M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd}$
die Anschlußverdrehung:	$\Phi_j \leq \Phi(\epsilon_{smu})$
- 8 Ermittlung der Schnittgrößen und der Verformungen im Gebrauchszustand (SLS).

Da zur Festlegung des Gebrauchszustandes die Aufteilung der Gesamtbelastung wegen der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte in „ständige“ und „veränderliche“ Lasten bekannt sein muß, aber dies hier nicht der Fall ist, wird der Gebrauchszustand bei etwa 70% der Last des Grenzzustandes der Tragfähigkeit festgelegt. Dies ergibt sich aus der

Mittelung der Teilsicherheitsbeiwerte für die ständige Last ( $\gamma=1,35$ ) und für die führende Verkehrslast ( $\gamma=1,5$ ):  $(1,35+1,5)/2 = 1,425$  und  $1/1,425 \approx 0,7 = 70\%$ .

### Beispielhafte Berechnung für das System mit dem Anschluß vt2.2

#### 1. Festlegen des statischen Systems, der Querschnitte und des Anschlusses

und

#### 2. Festlegen aller Werkstoffkennwerte und deren Bemessungswerte

Das statische System ist der Endfeldträger, wie in Bild 6.1 dargestellt. Die Feldlänge beträgt  $\ell = 12,00$  m, der Trägerabstand beträgt  $B = 1,2$  m. Mit dieser Feldlänge und der recht geringen Betongurtbreite wird eine große Anschlußverdrehung hervorgerufen. Der Anschluß „vt2.2“ weist aber nur die recht geringe Verdrehbarkeit von  $9,2$  mrad auf. Trotzdem muß beim Vergleich mit der wirklichkeitsnahen, nichtlinearen Berechnung noch ein Sicherheitsabstand eingehalten bleiben.

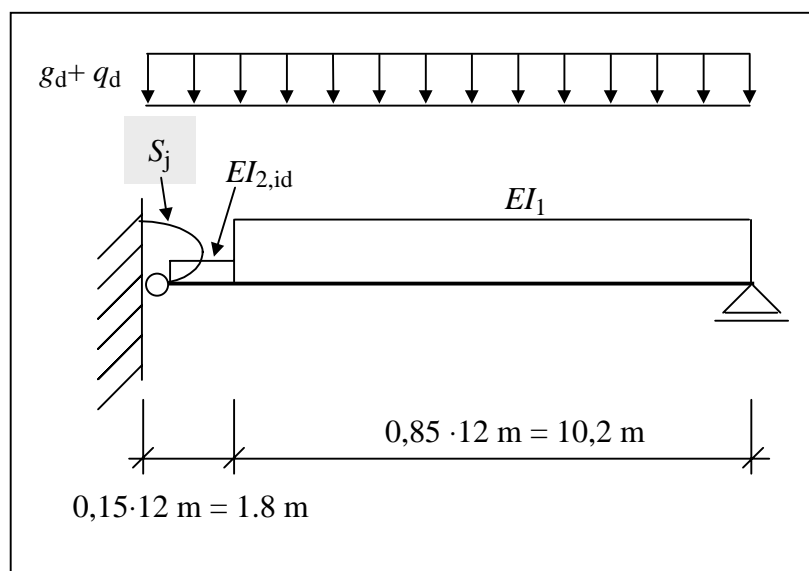


Bild 6.18 Rechnerische Verteilung der Steifigkeiten

Der Anschluß, der zugehörige Trägerquerschnitt und die Werkstofffestigkeiten können Abschnitt 5.1.3 entnommen werden (Anschluß Nr. 28). Bei dieser beispielhaften Berechnung werden die Werkstoffe zugrunde gelegt, die vom Labor nach „größter Wahrscheinlichkeit“ für die Durchführung des Versuchs „vt2.2“ bestellt worden sind, siehe die Abschnitte 6.2.3 und 6.3.1.

Träger im negativen Momentenbereich:

Stahlträger:	IPE 400,	S355
Betongurt:	Massivplatte, b/d=1200/160, C30/37	
Bewehrung:	R589 oben u. unten	B500

Träger im positiven Momentenbereich (Feld):

Stahlträger:	IPE 400,	S355
Betongurt:	Massivplatte, b/d=1200/160, C30/37	
Bewehrung:	Q188 oben + unten	B500

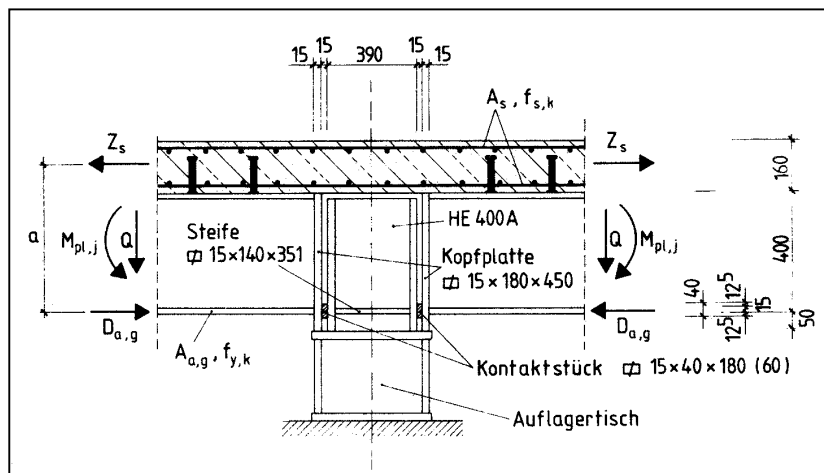


Bild 6.19 Anschluß vt.2.2 [5.4]

Verbundanschluß (siehe Bild 6.19):

Betongurt durchlaufend (ungeschwächt)

Stahlträger-Untergurt mit Knagge und Druckstück 15×40×180

Innerer Hebelarm  $h_i = 400 + 160 - 25 - 14/2 = 528$  mm

### 3 Berechnen der Verbundträger-Steifigkeiten $EI_1$ , $EI_2$ , und $EI_{2,id}$

Mit den Werkstoffen und den Querschnitten berechnet sich die Biegesteifigkeit im Feld zu:

$$EI_1 = 170210 \text{ kNm}^2$$

und die Biegesteifigkeit im Stützbereich zu:

$$EI_2 = 69409 \text{ kNm}^2.$$

Nach [5.11], Gleichung (5.3) beträgt die ideale Querschnittsfläche des Betonstahls (zur Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen) für jede Bewehrungslage (Matte Q589)

$$a_{s,id} = 5,89 \text{ [cm}^2\text{/m]} / 0,567 = 10,38 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

und für die gesamte Betongurtbreite:

$$A_{s,id} = 10,38 \text{ [cm}^2\text{/m]} \cdot 1,2 \text{ [m]} = 12,45 \text{ [cm}^2 \text{ je Bewehrungslage]}$$

Hiermit berechnet sich die ideale Biegesteifigkeit zu:

$$EI_{2,id} = 69409 \text{ kNm}^2.$$

#### 4 Berechnen der Anschlußsteifigkeit $S_j$

Nach Abschnitt 5.2.2, Gleichung (5.3b) berechnet sich die Steifigkeit des Verbundanschlusses zu

$$S_j = \frac{EI_2}{\frac{1}{s_{j,bez}} \cdot \ell_j}$$

Mit dem Stützenprofil HEA 400, dem Stahlträger IPE 400 und dem Druckstück ( $t=15 \text{ mm}$ ) ist die rechnerische Anschlußlänge

$$\ell_j = 390/2 + 400/2 + 15 = 410 \text{ mm.}$$

Die Biegesteifigkeit des Trägers im negativen Momentenbereich beträgt

$$EI_2 = 69409 \text{ kNm}^2 \quad \text{und der Kehrwert der bezogenen Steifigkeit}$$

$$\frac{1}{s_{j,bez}} = 1,7 \quad \text{für den Knaggenanschluß, siehe Tabelle 6.7 in Abschnitt 6.3.2}$$

Die rechnerische Steifigkeit des Verbundanschlusses für das Rechenmodell ergibt sich somit zu

$$S_j = \frac{69409 \text{ [kNm}^2\text{]}}{1,7 \cdot 0,41 \text{ [m]}} = 99583 \text{ [kNm/rad]}$$

5. Ermittlung der rechnerischen Grenzdehnung des Betongurtes  $\varepsilon_{\text{smu}}$  und der rechnerischen Grenzverdrehung  $\Phi(\varepsilon_{\text{smu}})$

Die Ermittlung der Größen  $\varepsilon_{\text{smu}}$  und  $\Phi(\varepsilon_{\text{smu}})$  wird in Abschnitt 5.3 hergeleitet. Die Eingangswerte für die Berechnung sind:

Werkstoffe:	Beton:	C 30/37
		$f_{c,k} = 30 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
	Betonstahl:	BSt IV
		$f_{y,k} = 500 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
		$f_{u,k} = 550 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Trägerquerschnitt:	Betongurt:	$b_{m,2} = 1,20 \text{ m}$
		$d = 16 \text{ cm}$
	Bewehrung:	R 589 oben + unten
		Betondeckung $c = 2,5 \text{ cm}$
	Stahlträger:	IPE 400

Als nächstes wird die rechnerische Grenzdehnung  $\varepsilon_{\text{smu}}$  des Betongurtes, mit der Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons in der Zugzone, berechnet.

Der Bewehrungsgrad beträgt:

$$\mu = \frac{2 \cdot 5,89 \cdot 1,2}{16 \cdot 120} = 0,736 \text{ [\%]}.$$

Für die Mattenbewehrung beträgt die Bruchdehnung:

$$\varepsilon_{\text{su}} = 80 \text{ ‰}.$$

Mit der Zugfestigkeit des Betons nach Abschnitt 5.3.2, Gleichung (5.11) ist:

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

Die Erstrißspannung im Betonstahl berechnet sich zu:

$$\sigma_{\text{sr1}} = \frac{f_{\text{ct}}}{\mu} \cdot (1 + (n - 1) \cdot \mu) = \frac{3,39}{7,36 \text{ ‰}} \cdot (1 + (6,42 - 1) \cdot 0,736 \text{ ‰}) = 478,9 \text{ [N/mm}^2\text{]}.$$

Die Dehnungen des Betongurtes (siehe Bild 5.37) sind:

$$\varepsilon_{\text{sm1}} = \frac{f_{\text{ct}}}{E_{\text{cm}}} = \frac{3,39}{31939} = 0,106 \text{ ‰} \text{ und}$$

$$\Delta \varepsilon_{sr1} = \frac{\sigma_{sr1}}{E_s} - 0,1\text{‰} = \frac{478,93}{205000} - 0,1\text{‰} = 2,24\text{‰}$$

Die Dehnung im Betongurt beim Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung ist

$$\varepsilon_{sm}(f_y) = \frac{f_y}{E_s} - 0,25 \cdot \Delta \varepsilon_{sr1} = \frac{500}{205000} - 0,25 \cdot 2,24\text{‰} = 1,88\text{‰}$$

Die Dehnung beim Erreichen der Zugfestigkeit berechnet sich nach Abschnitt 5.3.2, Gleichung (5.10)

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sm}(f_y) + \delta \cdot \left(1 - \beta \cdot \frac{\sigma_{sr1}}{f_u}\right) \cdot \left(\varepsilon_{sr} - \frac{f_y}{E_s}\right)$$

Mit den in Abschnitt 5.3.2 für das Rechenmodell festgelegten Werten

$$\begin{aligned} \delta &= 0,7 \quad \text{Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung} \\ \beta &= 0,85 \quad \text{für Stabstahl } \varnothing \geq 10 \text{ mm} \\ &= 1,0 \quad \text{für Mattenbewehrung und Stabstahl } \varnothing \leq 8 \text{ mm} \\ \varepsilon_{sr} &= 100 \text{ [‰]} \quad \text{Bruchdehnung für Stabstahl } \geq \varnothing 10 \text{ [mm]} \\ &= 80 \text{ [‰]} \quad \text{Bruchdehnung für Mattenbewehrung Stabstahl } \varnothing \leq 8 \text{ mm,} \end{aligned}$$

ist die rechnerische Bruchdehnung des Betongurtes

$$\varepsilon_{smu} = 1,88\text{‰} + 0,7 \cdot \left(1 - 1,0 \cdot \frac{478,93}{550}\right) \cdot \left(80\text{‰} - \frac{500}{205000}\right) = 8,90\text{‰}$$

und die rechnerische Grenzverdrehung des Anschlusses nach Gleichung (5.7)

$$\Phi(\varepsilon_{smu}) = \frac{\ell_j}{h_j} \cdot \varepsilon_{smu} = \frac{410}{528} \cdot 8,9\text{‰} = 6,907 \text{ [mrad]}$$

## 6. Ermittlung der Biegetragfähigkeit im Anschluß $M_{j,Rd}$ und der Biegetragfähigkeiten im Feld $M_{1,Rd} = M_{F,Rd}$ und $red M_{1,Rd}$

Mit den in Punkt 1 und 2 beschriebenen Querschnitts- und Werkstoffwerten berechnet sich die plastische Tragfähigkeit des Trägers im Feld zu

$$M_{pl,1,Rd} = 807.37 \text{ [kNm]}$$

und im Anschluß (zur Vereinfachung ohne Abminderung wegen der Querkraft) zu

$$M_{j,Rd} = -290.56 \text{ [kNm]}$$

Die Berechnung der reduzierten Tragfähigkeit im Feld ist in Abschnitt 5.3.3 erläutert. Nach Gleichung (5.16) ist

$$red M_{pl,1,Rd} = M_{pl,1} \cdot \left( 0,9 + 0,1 \cdot \frac{\Phi(\varepsilon_{smu})[mrad]}{80[mrad]} \right)$$

mit  $\Phi(\varepsilon_{smu}) = 6,907$  [mrad] ergibt sich

$$red M_{pl,1,Rd} = 807,37 \cdot \left( 0,9 + 0,1 \cdot \frac{6,907[mrad]}{80[mrad]} \right) = 733,6 \text{ [kNm]}.$$

### 7. Ermittlung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS) für das System

Siehe Tabelle 6.8

### 8. Ermittlung der Schnittgrößen und der Verformungen für den Gebrauchszustand (SLS).

Siehe die Bilder 6.21 bis 6.27.

Mit den, in den Punkten 1 bis 6 ermittelten Werten für das statische System und mit den ermittelten Steifigkeiten und Querschnittstragfähigkeiten wird die Berechnung der Systemtragfähigkeit und der Systemverformungen durchgeführt. Die Berechnung muß dabei die bilineare Charakteristik der Anschlußfeder berücksichtigen.

Der Übersichtlichkeit halber sind die Berechnungsergebnisse und die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen in Tabellen und Diagrammen zusammengefaßt. Die Berechnungsnummern haben dabei die in der Tabelle 6.7 aufgeführten Bedeutungen.

Die Werte der hier durchgeführten Beispielberechnung finden sich in Tabelle 6.9, Berechnungs-Nr.: 22. Die grafische Auswertung ist in den Bildern 6.24 bis 6.27 gezeigt.

### Die Bewertung der Ergebnisse des Rechenmodells für die Berechnungen „vt2.2“

Die rechnerisch ermittelten, bilinearen Momenten-Verdrehungskurven treffen das wirkliche Verhalten des Anschlusses vt2.2 recht gut, siehe die Bilder 6.20 und 6.24. Der Anschluß hat, besonders im Betonstahl, noch Überfestigkeiten entwickelt, die rechnerisch nicht angesetzt wurden, aber im allgemeinen zu erwarten sind. (Vergleichsrechnungen haben allerdings gezeigt, daß auch dann, wenn diese Überfestigkeiten unberücksichtigt bleiben, der Sicherheitsabstand zur nichtlinear ermittelten Grenzlast sich nur minimal verändert. Siehe hierzu die Berechnungen für den Anschluß i14p1-04 mit der „absichtlich“ veränderten Anschlußkurve, ohne Überfestigkeiten, i14p1-04\*\*.)

Der Sicherheitsabstand zum Versagen liegt bei allen Berechnungen zwischen 1,28 und 1,47. Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 6.3.1 sollte für die Berechnungen mit den Nummern 11 und 21 (Werkstoffe mit großen Festigkeiten) mindestens eine Teilsicherheit von  $\gamma \approx 1,15$  eingehalten sein und für die Berechnungen mit den

Nummern 12 und 22 (Werkstoffe mit mittleren Festigkeiten) sollte die Teilsicherheit etwa  $\gamma \approx 1,3$  betragen. Beides ist eingehalten. Festzuhalten bleibt: ds Rechenmodell erfüllt die Anforderungen an die Sicherheiten für den Anschluß, der gerade im Hinblick auf die Begrenzung der Belastung wegen der sehr eingeschränkten Verdrehungsfähigkeit als „kritisch“ einzustufen ist.

Tabelle 6.7 Zuordnung der Berechnungs-Nummern

	<b>Berechnung Nr.:11</b>	<b>Berechnung Nr.:12</b>	<b>Berechnung Nr.:13</b>
Feldlänge	kleine Feldlänge	kleine Feldlänge	kleine Feldlänge
System	DLT, Endfeld, mit Feder	DLT, Endfeld, mit Feder	DLT, Endfeld, mit Feder
Werkstoffe (s. Abschn. 6.3.1)	mit großen Festigkeiten	mit mittleren Festigkeiten	mit geringen Festigkeiten
	<b>Berechnung Nr.:21</b>	<b>Berechnung Nr.:22</b>	<b>Berechnung Nr.:23</b>
Feldlänge	große Feldlänge	große Feldlänge	große Feldlänge
System	DLT, Endfeld, mit Feder	DLT, Endfeld, mit Feder	DLT, Endfeld, mit Feder
Werkstoffe (s. Abschn. 6.3.1)	mit großen Festigkeiten	mit mittleren Festigkeiten	mit geringen Festigkeiten
	<b>Berechnung Nr.:14</b>	<b>Berechnung Nr.:15</b>	
Feldlänge	kleine Feldlänge	kleine Feldlänge	
System	Einfeldträger	Einseitig eingespannter Träger	
Werkstoffe (s. Abschn. 6.3.1)	mit mittleren Festigkeiten	mit mittleren Festigkeiten	
	<b>Berechnung Nr.:24</b>	<b>Berechnung Nr.:25</b>	
Feldlänge	große Feldlänge	große Feldlänge	
System	Einfeldträger	Einseitig eingespannter Träger	
Werkstoffe (s. Abschn. 6.3.1)	mit mittleren Festigkeiten	mit mittleren Festigkeiten	



Die Verteilungen der Schnittgrößen werden in den Bildern 6.21 und 6.25 gezeigt. Die Abweichungen zu den in den nichtlinearen Berechnungen ermittelten Schnittgrößen sind im Anfangsbereich sehr gering. Beim Beginn des Plastizierens des Anschlusses werden die Abweichungen größer, da der Verbundanschluß im Versuch „vt2.2“ Überfestigkeiten entwickelt hat, von denen das Rechenmodell keinen Gebrauch macht.

Tabelle 6.8 Anschluß vt2.2

Versuch: vt2.2, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.:28 Anschluß: Knaggenanschluß System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 9,5$ m Querschnitte: Stützenprofil: HEA 400 Trägerprofil: IPE 400, $f_y = 371$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich $b/d = 1900/160$ , $f_c = 44,9$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich $b/d = 1200/160$ Bewehrung: 14,2 [cm <sup>2</sup> ], $f_s = 559$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Anschluß $q_{u,nili} = 86,7$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 11 (□)	Berechnung Nr.: 12 (O)	Berechnung Nr.: 13 (Δ)
Baustahl	FeE 460	S355	S235
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C40/50	C30/37	C20/25
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-290,56	-290,56	-263,6
$\Phi(\epsilon_{smu})$ [mrad]=	5,273	6,907	13,606
$red M_{1,Rd}$ [kNm]	1033	799	540
rechn. Versagen	Anschluß	Anschluß	Feld
$q_{Rd}$ [kN/m]	58,32	65,71	59,02
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,49	1,32	1,47

Auch die Durchbiegungen der Träger werden (sogar noch über den Gebrauchslastzustand hinaus) mit dem vereinfachten Rechenmodell recht genau ermittelt, siehe die Bilder 6.22 und 6.26.

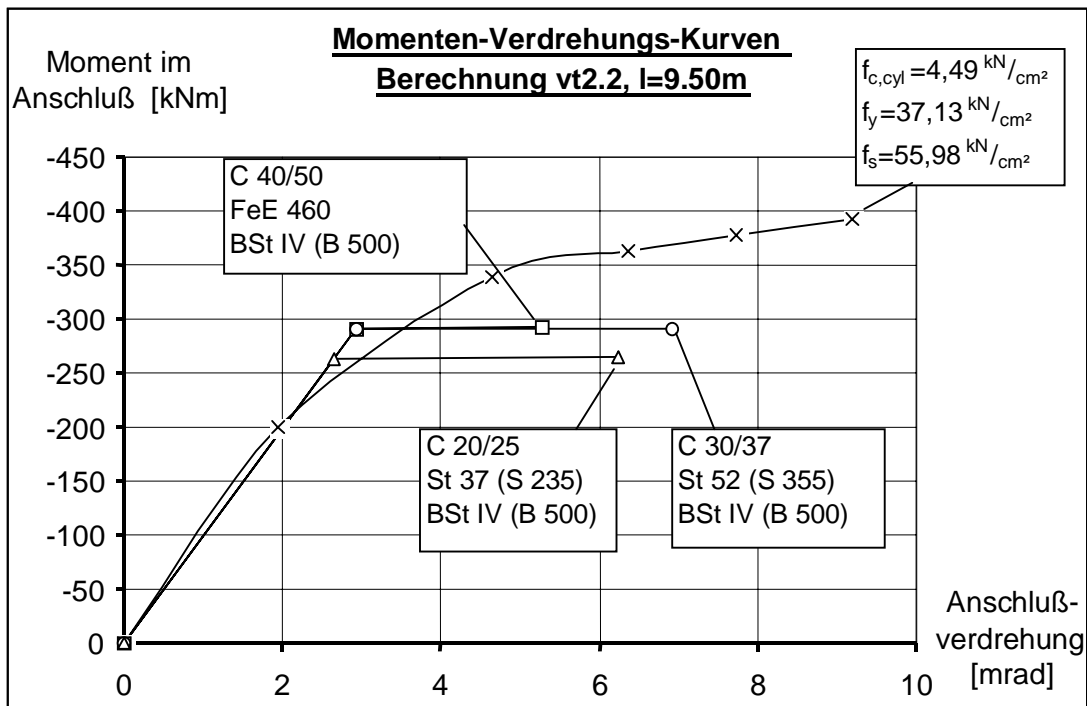


Bild 6.20 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

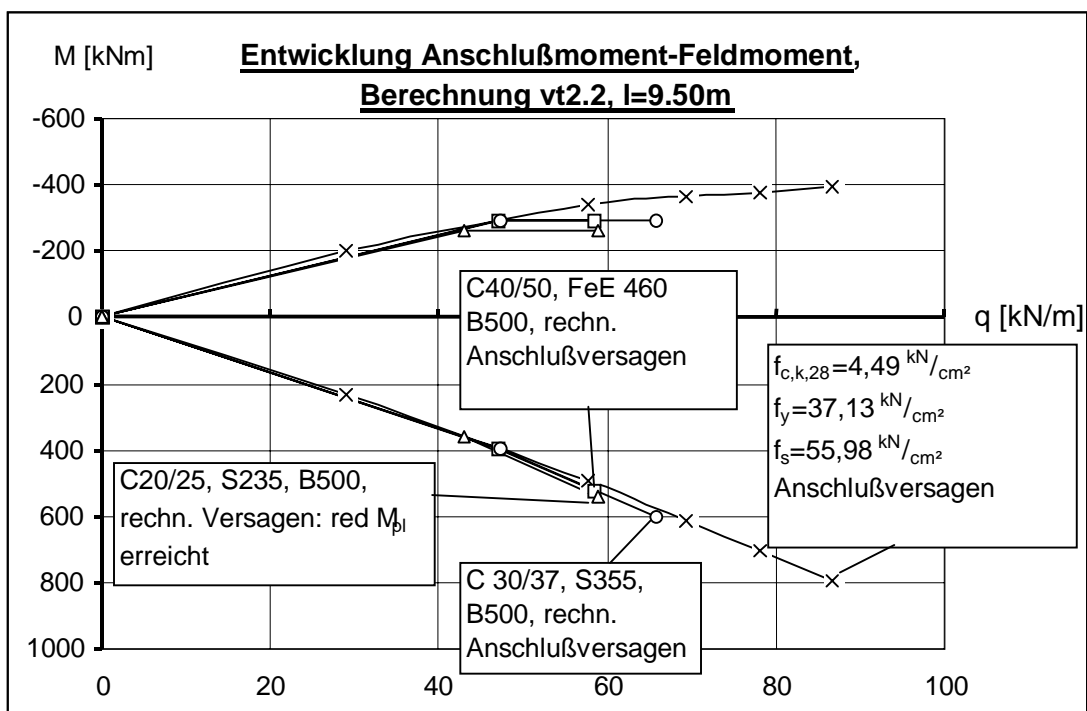


Bild6.21 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

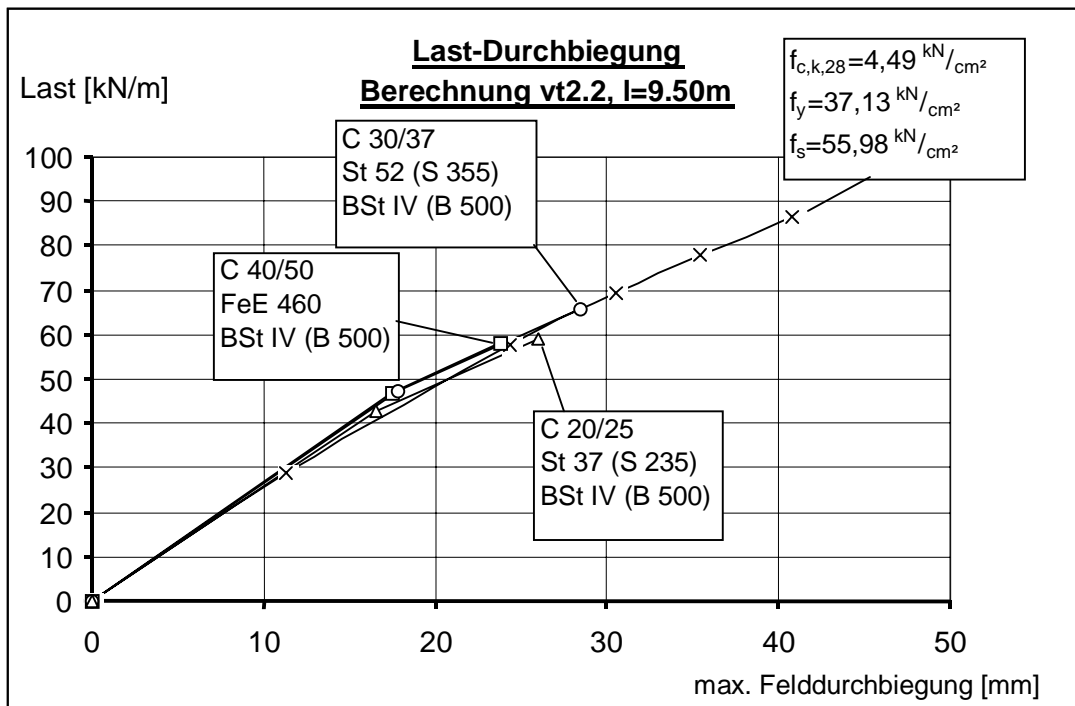


Bild 6.22 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

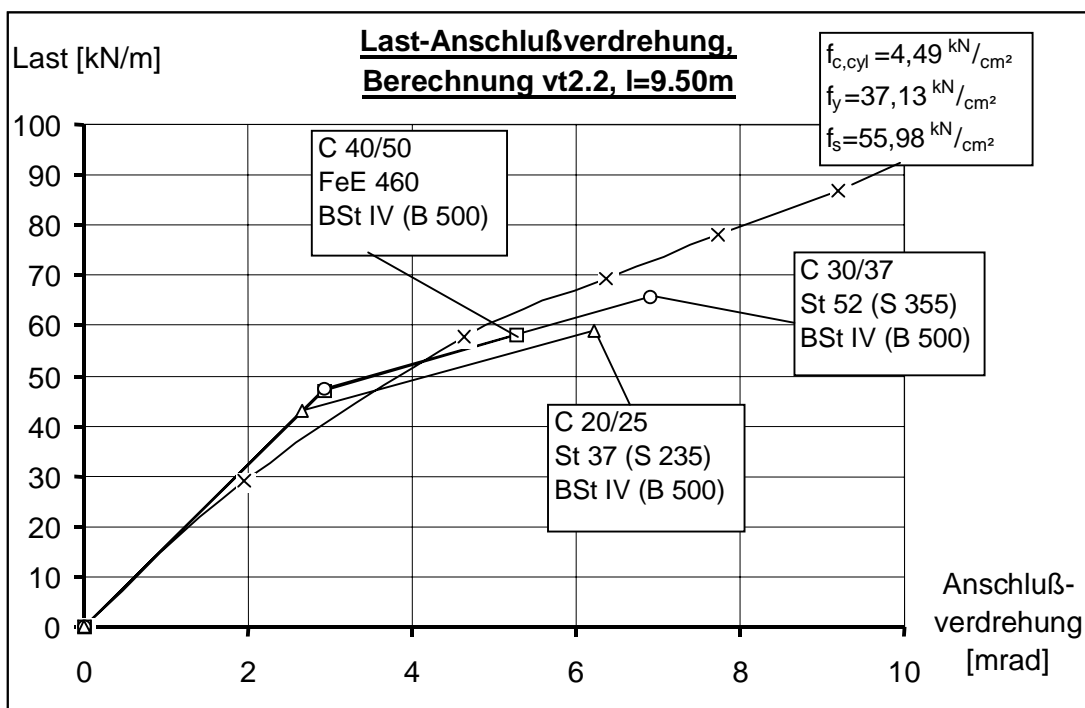


Bild 6.23 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

Die Berechnung mit der größeren Feldlänge ( $\ell = 12$  m) erfordert eine große Anschlußverdrehung – was durch den Betongurt mit der geringeren Breite noch verstärkt wird. Das Rechenmodell überschätzt auch hier nicht die Tragfähigkeit des Systems. Die in Abschnitt 6.3.1 erläuterten Teilsicherheiten werden eingehalten.

Tabelle 6.9 Anschluß vt2.2

Versuch: vt2.2, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.: 28 Anschluß: Knaggenanschluß System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 12$ m Querschnitte: Stützenprofil: HEA 400 Trägerprofil: IPE 400, $f_y = 371$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich $b/d = 1200/1600$ , $f_c = 44,9$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich $b/d = 1200/1600$ Bewehrung: $14,2$ cm <sup>2</sup> , $f_s = 559$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Anschluß $q_{u,nili} = 45,23$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 21 (□)	Berechnung Nr.: 22 (O)	Berechnung Nr.: 23 (Δ)
Baustahl	FeE 460	S355	S235
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C40/50	C30/37	C20/25
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-290,56	-290,56	-263,6
$\Phi(\epsilon_{smu})$ [mrad]=	5,273	6,907	13,606
$red M_{1,Rd}$ [kNm]	951	733,6	494,2
rechn. Versagen	Anschluß	Anschluß	Feld
$q_{Rd}$ [kN/m]	31,65	35,14	34,4
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,43	1,28	1,31

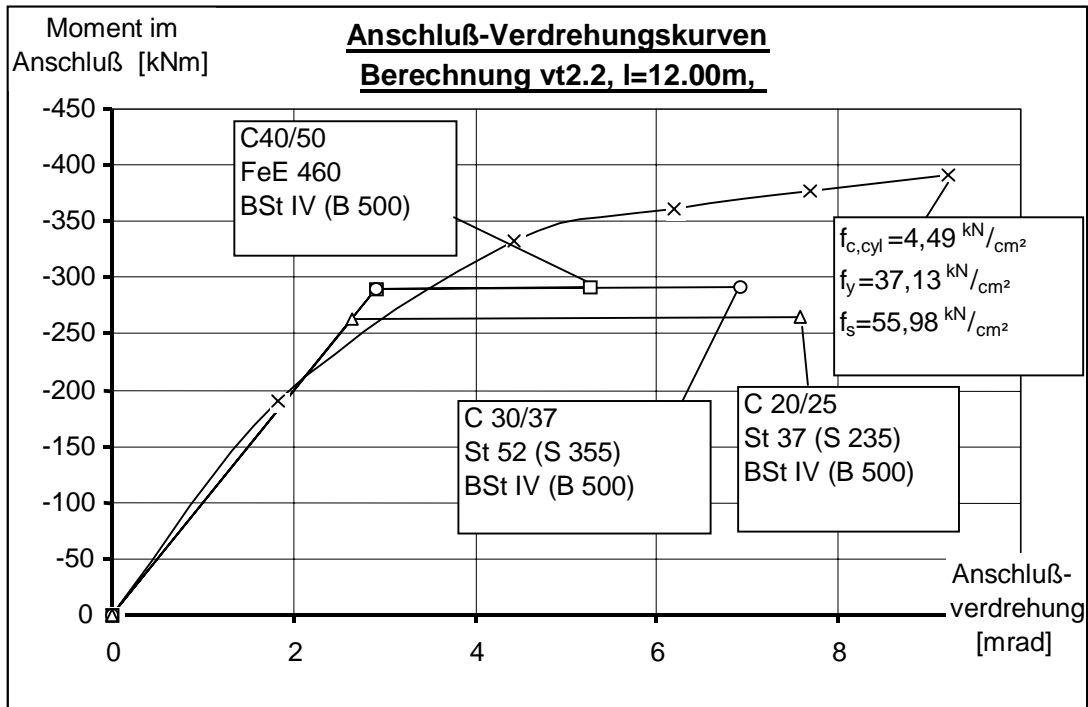


Bild 6.24 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

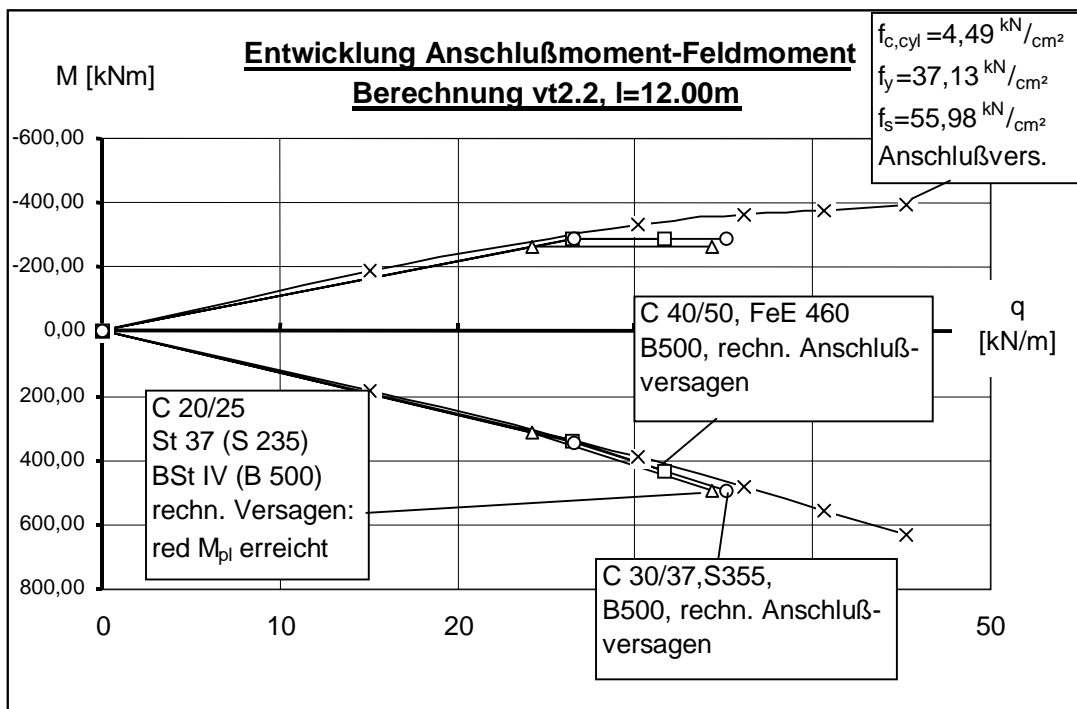


Bild 6.25 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

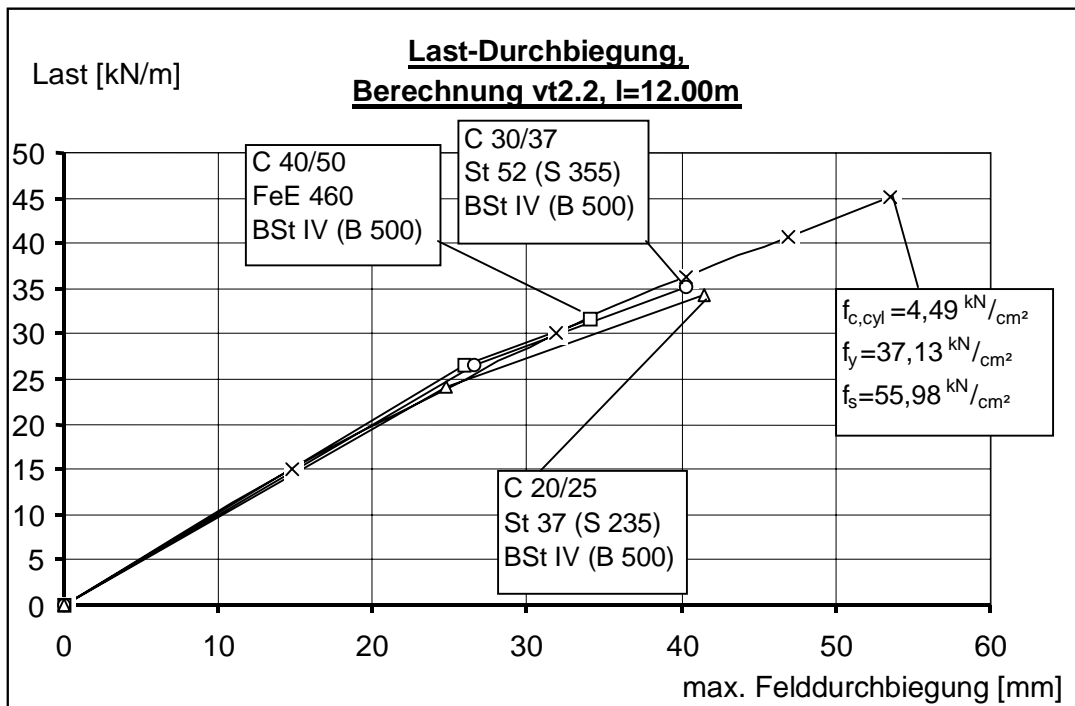


Bild 6.26 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

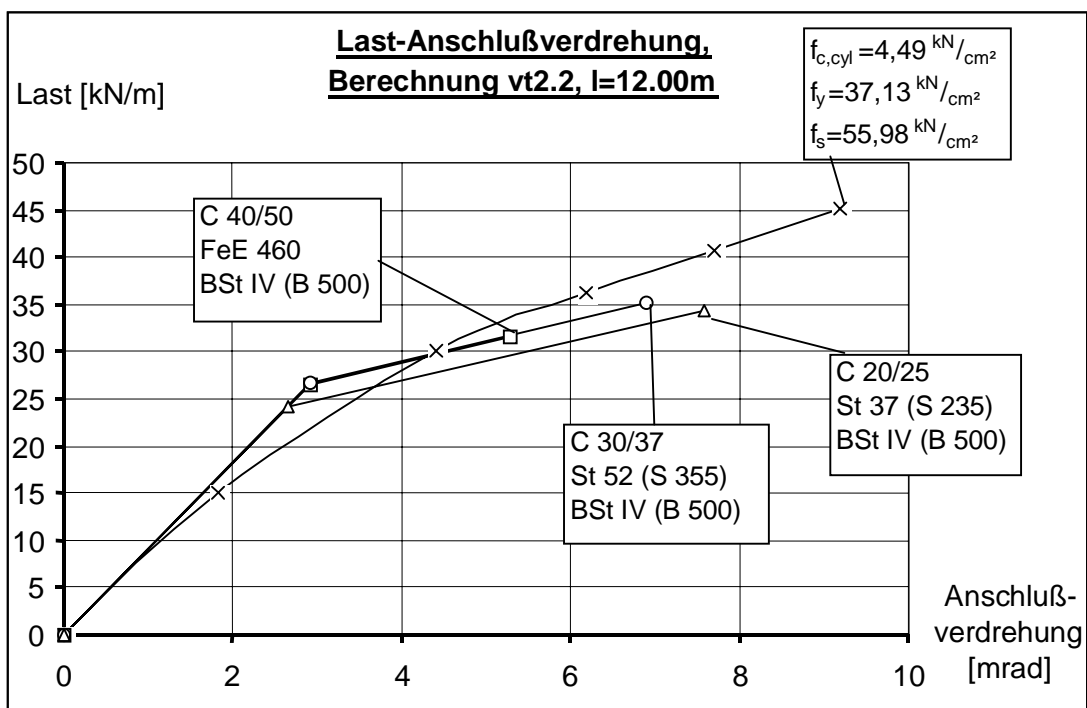


Bild 6.27 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

### 6.3.4 Kontrolle der Berechnungsergebnisse an Tragsystemen mit dem Anschluß „T5-3“

Der Anschluß „T5-3“ verhält sich „gegenteilig“ zum Anschluß „vt2.2“:

- Er hatte im Versuch eine Grenzverdrehung von fast 80 mrad, kann also als „duktil“ bezeichnet werden. Er wäre für eine Bemessung des Systems nach der Fließgelenktheorie geeignet. Hier wird das Rechenmodell auf „Wirtschaftlichkeit“ geprüft.
- Desweiteren weicht die rechnerisch ermittelte Steifigkeit  $S_j$  von allen ausgewerteten Anschlüssen bei diesem Anschluß am meisten vom wirklichen Steifigkeitsverhalten ab, siehe hierzu Bild 5.26 (oben). Der Anschluß hat eine bezogene Steifigkeit von  $1/s_{j,bez} = 4.04$  – in Bild 5.27 (unten) ist zu sehen, daß er damit schon fast in die 5%-Quantile der Steifigkeitsverteilung fällt.

#### Bewertung der Ergebnisse des Rechenmodells für die Berechnungen „T5-3“

- Die Bilder 6.28 und 6.32 zeigen die Abweichungen zwischen den rechnerisch (im Rechenmodell) angesetzten Steifigkeiten und der wirklichen Anschlußkurve. Die bilinearen Kurven schneiden im Fließbereich die wirkliche Anschlußkurve. Dieses Verhalten ist allerdings nur im *Zusammenhang* mit dem Last-Verformungsverhalten und der Entwicklung der Anschluß- und Feldmomente zu bewerten, da z.B. der Gebrauchstauglichkeitsbereich vom gesamten System – und nicht vom Anschluß allein – bestimmt wird.
- Das Last-Verformungsverhalten der Träger wird in den Bildern 6.30 und 6.34 gezeigt. Bei dem Träger mit der Länge 9,5 m liegt das Gebrauchlastniveau bei etwa 70% von 60 kN/m, d.h. bei 42 kN/m. Die Abweichungen befinden sich hier noch innerhalb eines tolerierbaren Rahmens. Erst wenn die Belastung in die Nähe der rechnerischen Grenzlast kommt, werden die Abweichungen groß und die rechnerischen Verformungen werden zu gering ermittelt. Dies liegt daran, daß die Biegesteifigkeit im Feld beim bilinearen Rechenmodell immer konstant bleibt, während sie in Wirklichkeit ab einer gewissen Belastung durch die beginnende Plastizierung abnimmt, siehe hierzu auch Bild 5.42.
- Die Bilder 5.29 und 5.33 zeigen den Vergleich zwischen den rechnerisch, mit dem Rechenmodell ermittelten Verläufe der Biegemomente und den Momenten, die mit nichtlinearen Berechnungen ermittelt wurden. Da die Anschlußsteifigkeit zu groß abgeschätzt wurde, ist das rechnerische Anschlußmoment, im Vergleich mit dem nichtlinear ermittelten, zu groß. Die Auswirkungen auf das Feldmoment sind allerdings gering.

Es darf nicht vergessen werden, daß diese Beispielrechnungen mit aufgenommen

wurden, um zu zeigen, wie groß die maximal zu erwartenden Abweichungen werden, wenn die rechnerisch ermittelte Anschluß-Federsteifigkeit von der wirklichen um ein großes Maß voneinander abweicht. „Ein großes Maß“ ist hier die Abweichung zwischen dem Mittelwert der Steifigkeit und einer Steifigkeit, die ungefähr dem oberen 5%-Fraktilwert entspricht.

Tabelle 6.10 Anschluß T5-3

Versuch: T5-3, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.: 13 Anschluß: Fahnenblechanschluss mit Druckstück System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 9,5$ m Querschnitte: Stützenprofil: HEA 300 Trägerprofil: IPE 330, $f_y = 315$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich $b/d = 1900/140$ , $f_c = 29,2$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich $b/d = 1200/140$ Bewehrung: $7,85$ [cm <sup>2</sup> ], $f_s = 570$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Feld $q_{u,nili} = 61,5$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 11 (□)	Berechnung Nr.: 12 (O)	Berechnung Nr.: 13 (Δ)
Baustahl	FeE460	S355	S235
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C35/45	C20/25	C16/20
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-251,2	-214,9	-173,4
$\Phi(\varepsilon_{smu})$ [mrad]=	14,6	21,3	25,1
$red M_{1,Rd}$ [kNm]	655,5	490,7	336,8
rechn. Versagen	Anschluß	Feld	Feld
$q_{Rd}$ [kN/m]	61,15	52,12	36,67
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,01	1,18	1,68

- Die Teilsicherheitsbeiwerte ( $q_{u,nili} / q_{Rd}$ ) in den Tabellen 6.10 und 6.11 zeigen, daß auch dieser Träger mit dem Rechenmodell durchaus wirtschaftlich bemessen werden kann. Die Berechnung Nr. 11 hat einen auffallend geringen Teilsicherheitsbeiwert von



$(q_{u,nili} / q_{Rd})=1,01$  – dies ist allerdings zu erwarten, wenn mit einem FeE 460 bemessen wird, der Träger aber nur eine Streckgrenze von  $f_y = 315 \text{ [N/mm}^2]$  aufweist.

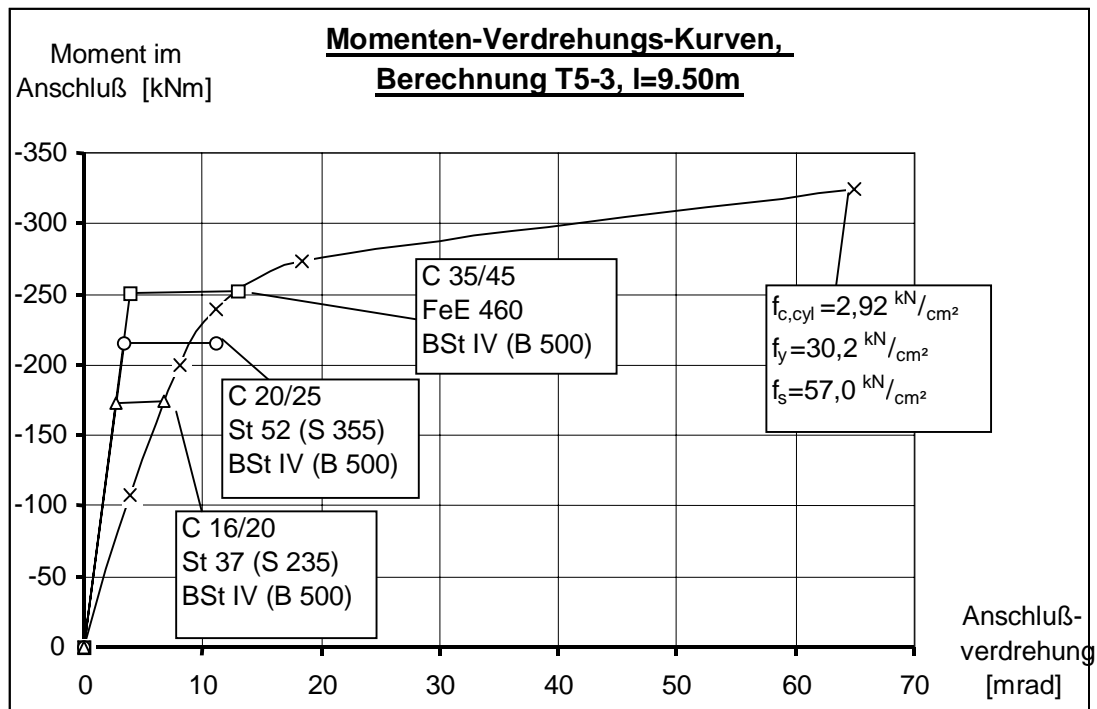


Bild 6.28 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

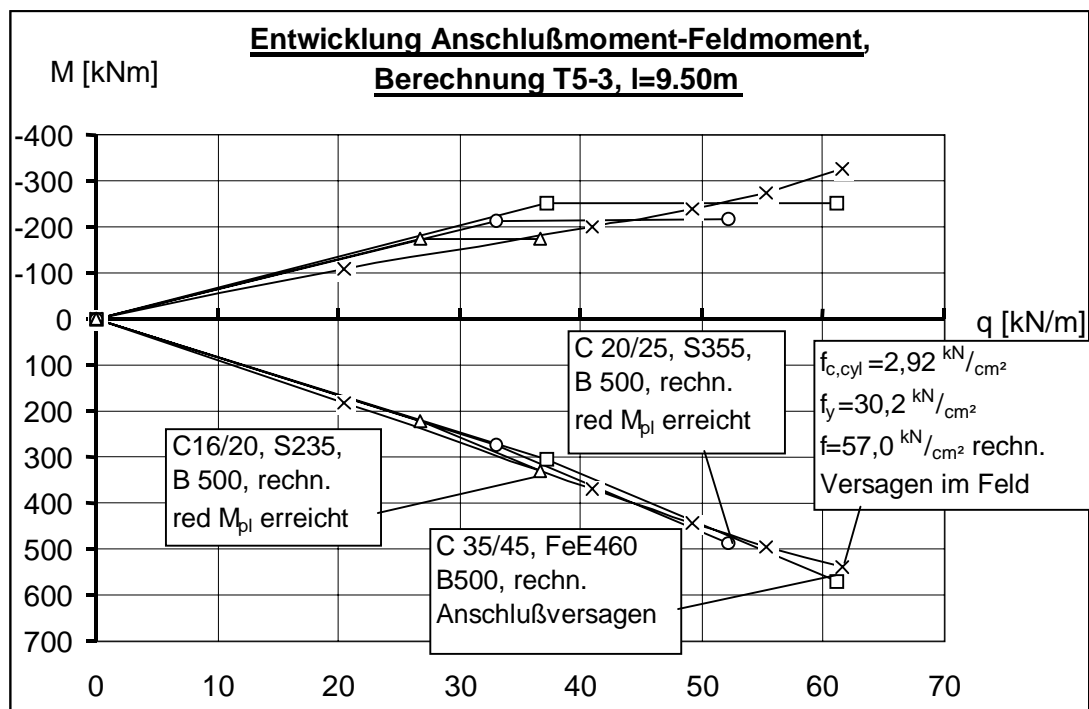


Bild 6.29 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

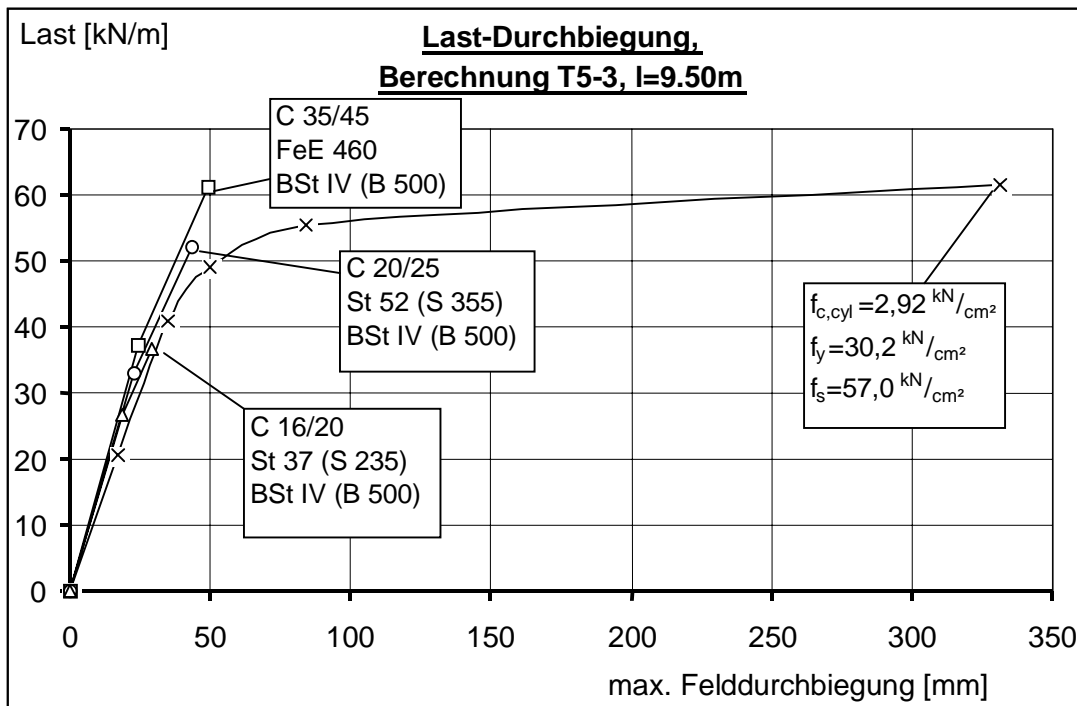


Bild 6.30 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

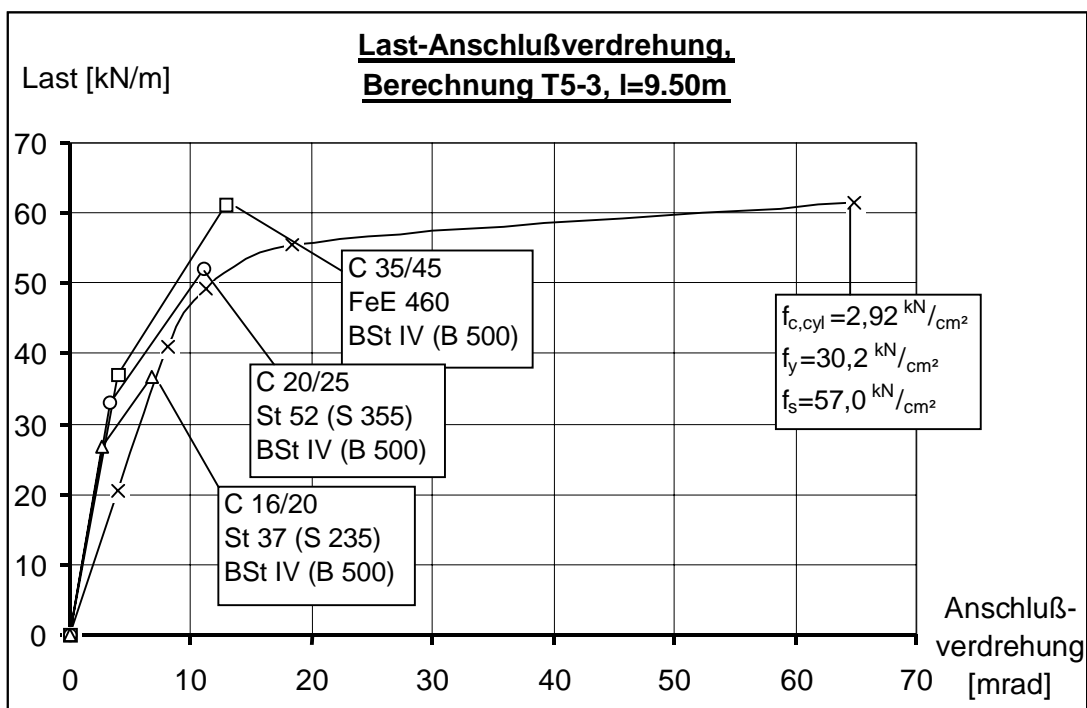


Bild 6.31 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

Tabelle 6.11 Anschluß T5-3

Versuch: T5-3, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.: 13 Anschluß: Fahnenblechanschluß mit Druckstück System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 12$ m Querschnitte: Stützenprofil: HEA 300 Trägerprofil: IPE 330, $f_y = 315$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich b/d = 1200/140, $f_c = 29,2$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich b/d = 1200/140 Bewehrung: 7,85 [cm <sup>2</sup> ], $f_s = 570$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Feld $q_{u,nili}: 37,5$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 21 (□)	Berechnung Nr.: 22 (O)	Berechnung Nr.: 23 (Δ)
Baustahl	FeE460	S355	S235
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C35/45	C20/25	C16/20
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-251,2	-214,9	-173,4
$\Phi(\varepsilon_{smu})$ [mrad]=	14,6	21,3	25,1
$red M_{1,Rd}$ [kNm]	607,6	440,5	309,8
rechn. Versagen	Anschluß	Anschluß	Feld
$q_{Rd}$ [kN/m]	31,96	29,61	21,5
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,17	1,27	1,74

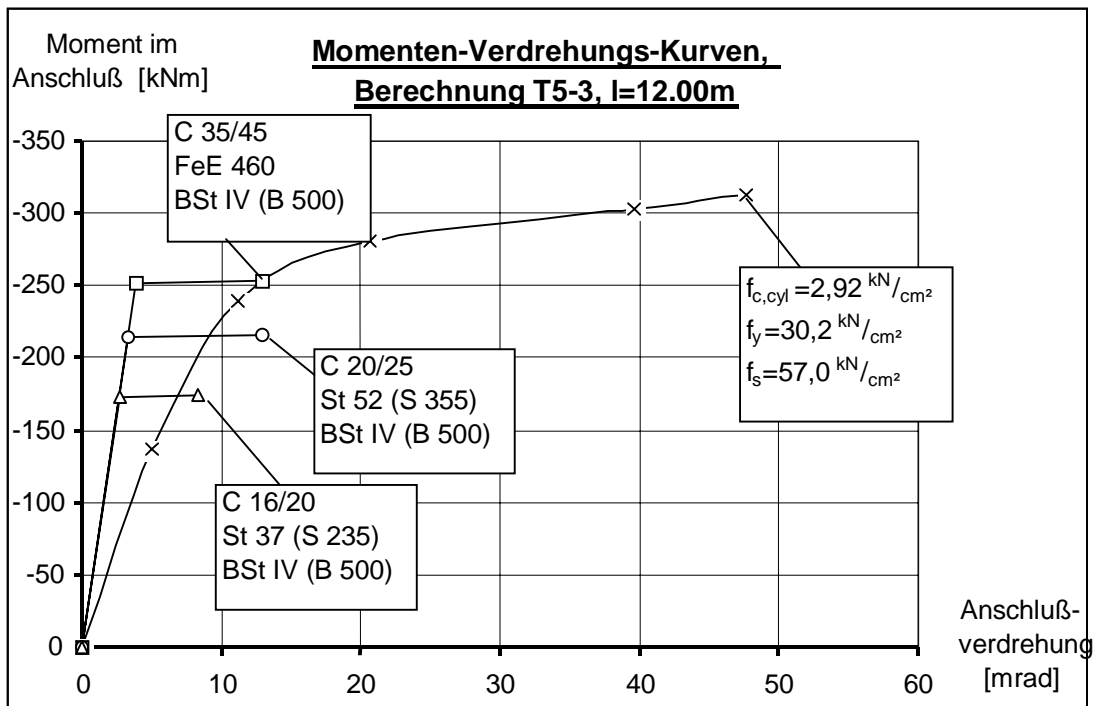


Bild 6.32 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

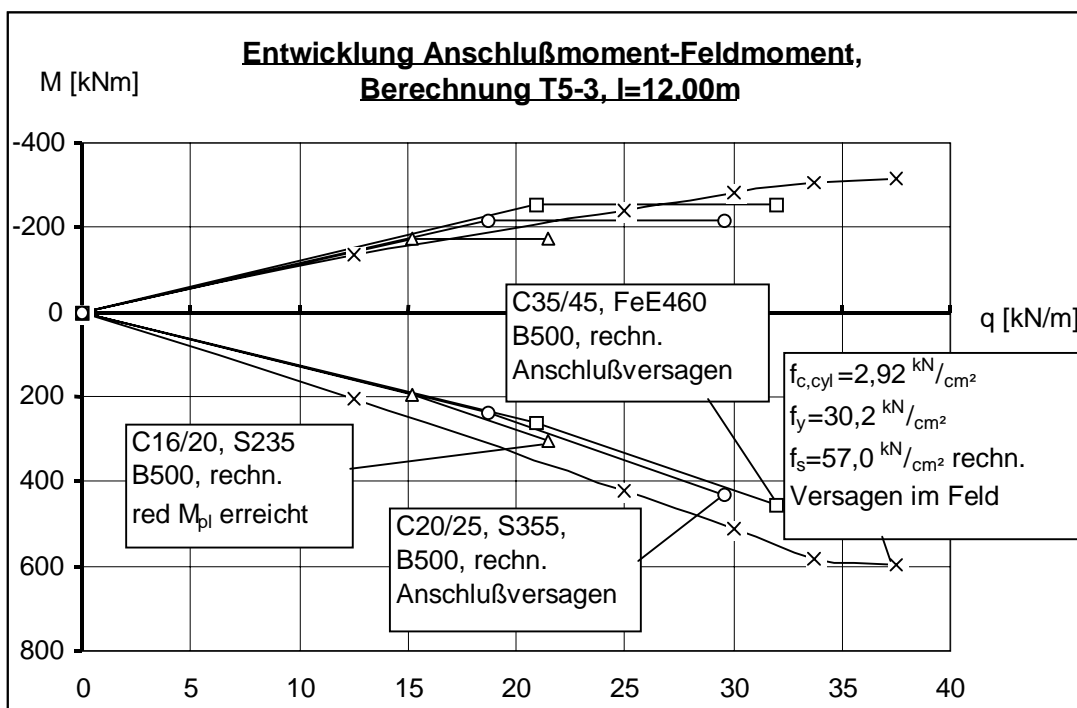


Bild 6.33 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

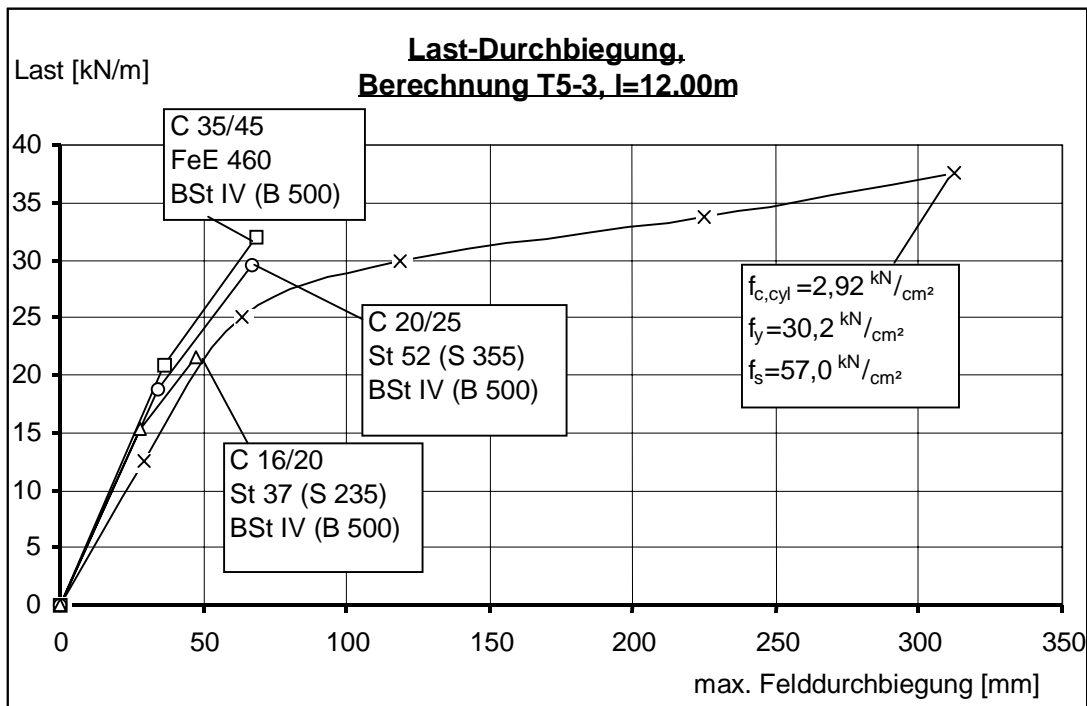


Bild 6.34 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

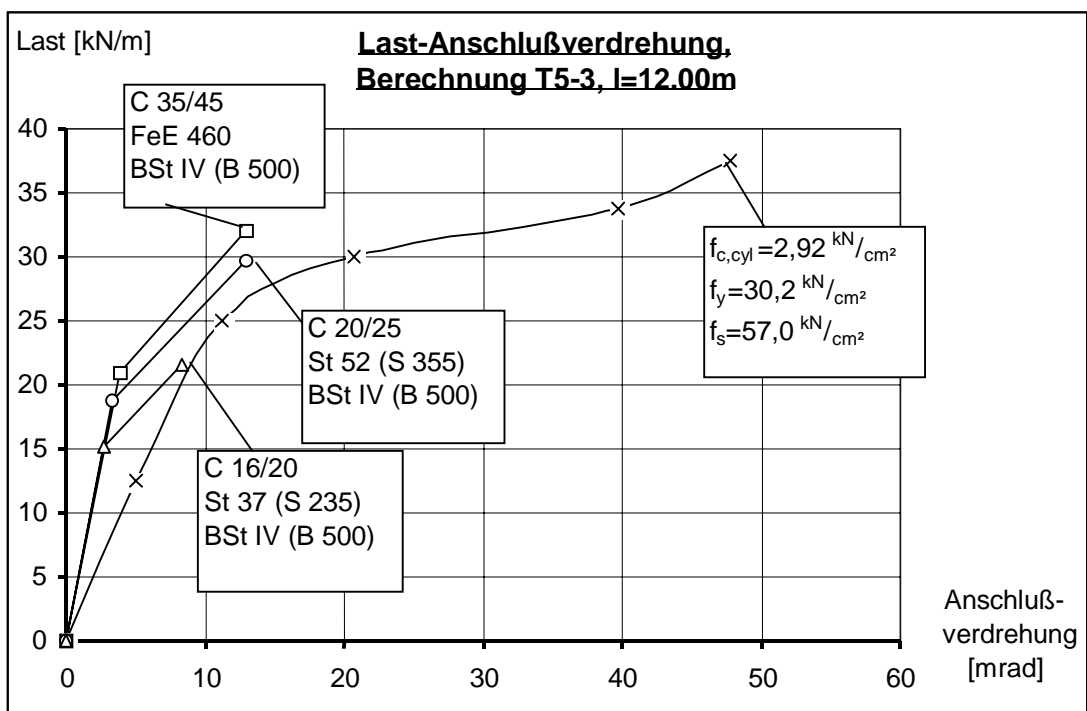


Bild 6.35 Berechnungsergebnisse am System „T5-3“

### 6.3.5 Kontrolle der Berechnungsergebnisse an Systemen mit dem Anschluß „vt3.3“

Der Anschluß scj10 wurde ausgewählt, um die Auswirkungen einer rechnerisch zu groß angesetzten Anschluß-Federsteifigkeit zu beurteilen. Der Anschluß hat eine bezogene Steifigkeit von  $1/s_{j,bez} = 1,4$  und ist damit sehr steif, siehe die Bilder 5.26 (oben) und 5.27 (unten). Rechnerisch wird für den Fahnenblechanschluß im Modell der Wert von  $1/s_{j,bez} = 2,0$  angesetzt.

#### Bewertung der Ergebnisse des Rechenmodells für die Berechnungen „vt3.3“

- Die berechneten, bilinearen Anschlußkurven (Bilder 6.36 und 6.40) treffen das Verhalten des Anschlusses recht gut. Aufgrund des hohen Bewehrungsgrades ( $\mu = 1,44\%$ ) und der großen Stabdurchmesser ( $\varnothing 14$ ) hat der Anschluß auch eine hohe rechnerische Verdrehungsfähigkeit - und das ganze System kann die höherfesten Materialien ausnutzen.
- Die Abweichungen der mit dem Modell ermittelten Schnittgrößen zu den nichtlinear berechneten sind gering, siehe die Bilder 6.37 und 6.41.
- Für die Berechnungen mit den mittleren Werten der Festigkeiten befinden sich die Gebrauchslastniveaus für den Träger mit 9,5 m Feldlänge bei etwa 70 kN/m und für den Träger mit der Feldlänge 12 m bei etwa 40 kN/m. Die Durchbiegungen werden in diesem Bereich hinreichend genau abgeschätzt (siehe die Bilder 6.38 und 6.42). Die Abweichungen bei den Anschlußverdrehungen belaufen sich beim längeren Träger auf maximal etwa 15 % und werden erst über dem Gebrauchslastniveau größer.
- Für die Berechnungen mit den mittleren Festigkeiten beträgt die Sicherheit ( $q_{u,nili} / q_{Rd}$ ) = 1,32, d.h. die Bemessung der Träger ist sicher und wirtschaftlich. Für die Berechnungen mit den höheren Festigkeiten sinkt der Teilsicherheitsbeiwert auf 1,04 – was allerdings zu erwarten ist, wenn mit einem Stahl FeE 460 im Rechenmodell bemessen wird, aber der Träger in Wirklichkeit nur eine Streckgrenze von 371 [N/mm<sup>2</sup>] hat. Daß die Tragfähigkeit beim Berechnungsmodell die nichtlinear ermittelte trotzdem nicht überschreitet, hängt an den Materialverfestigungen, die bei den nichtlinearen Berechnungen berücksichtigt werden (siehe Bild 6.11), und an den Sicherheitsbeiwerten bei den Werkstoffen im Rechenmodell.

Tabelle 6.12 Anschluß vt3.3,  $\ell = 9,5$  m

Versuch: vt3.3, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.: 33 Anschluß: Fahnenblech mit Druckstück System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 9,5$ m Querschnitte: Stützenprofil: HEA 400 Trägerprofil: IPE 400, $f_y = 371$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich b/d = 1900/160, $f_c =$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich b/d = 1200/160 Bewehrung: 27,7 [cm <sup>2</sup> ], $f_s = 550$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Feld $q_{u,nili}: 127$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 11 (□)	Berechnung Nr.: 12 (O)	Berechnung Nr.: 13 (Δ)
Baustahl	FeE460	S355	S235
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C50/60	C35/45	C20/25
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-634,1	-557,3	-405,9
$\Phi(\epsilon_{smu})$ [mrad]=	29,2	34,3	40,2
<i>red</i> $M_{1,Rd}$ [kNm]	1082	833,9	549,2
rechn. Versagen	Feld	Feld	Feld
$q_{Rd}$ [kN/m]	122,1	96,73	65,17
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,04	1,32	1,95

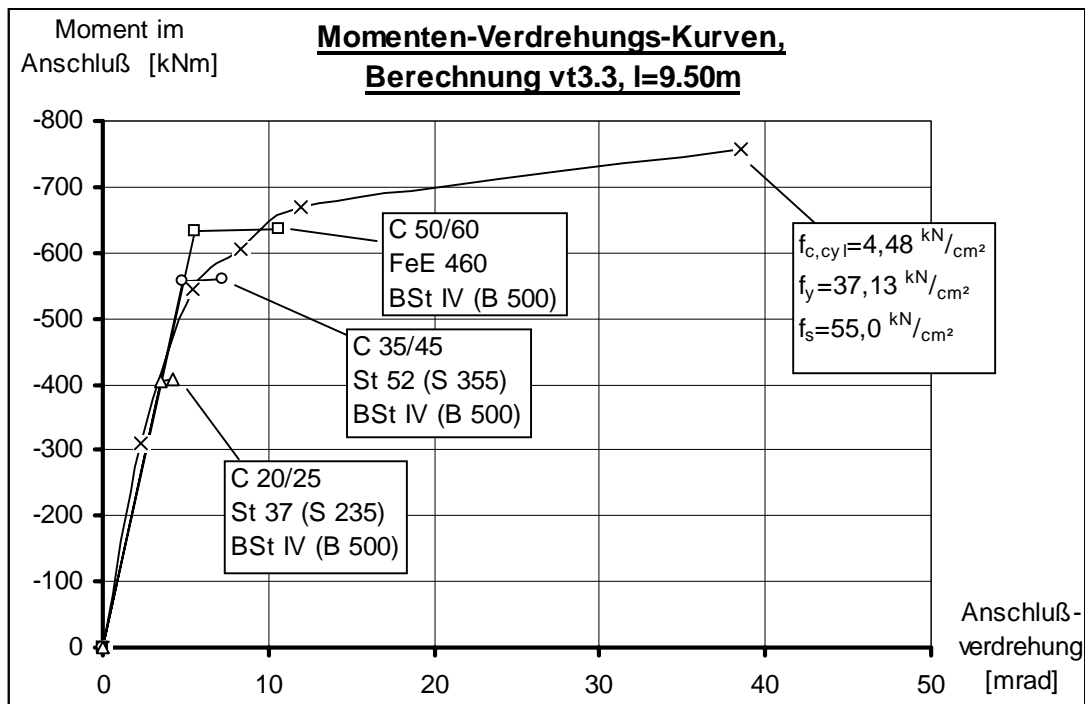


Bild 6.36 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“

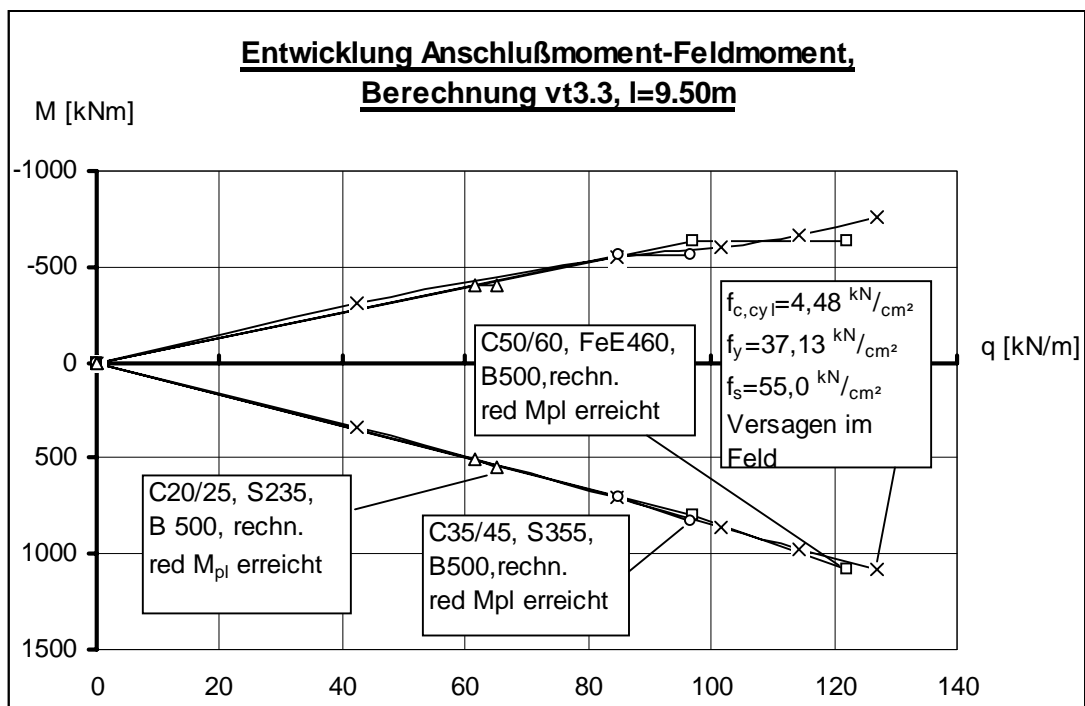


Bild 6.37 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“



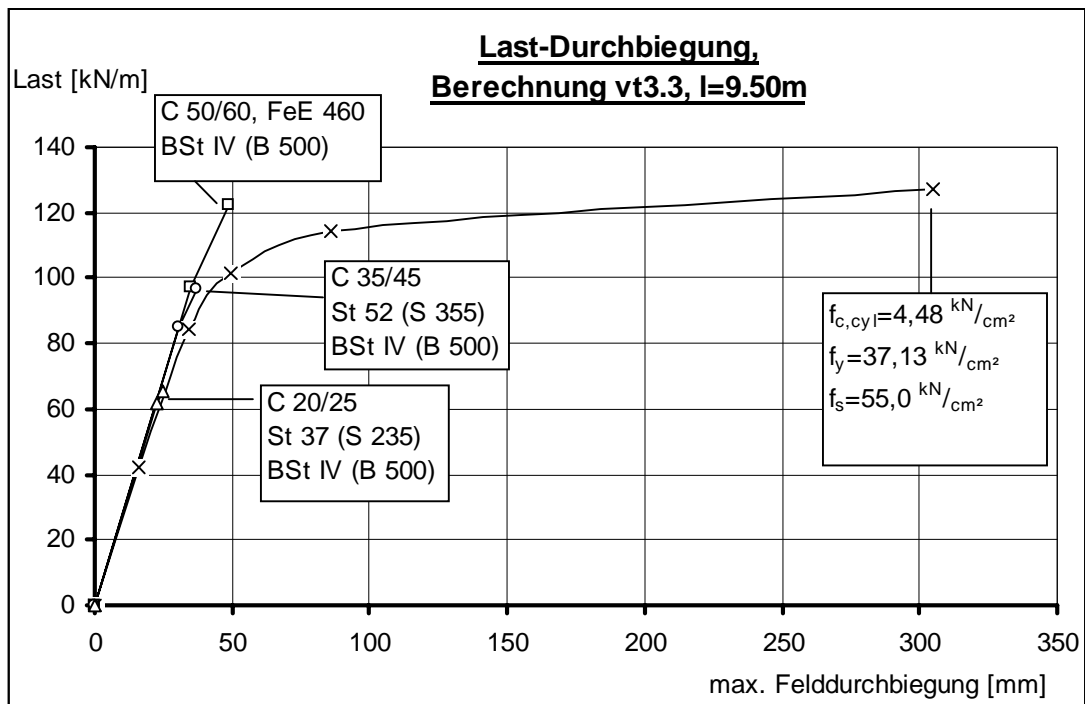


Bild 6.38 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“

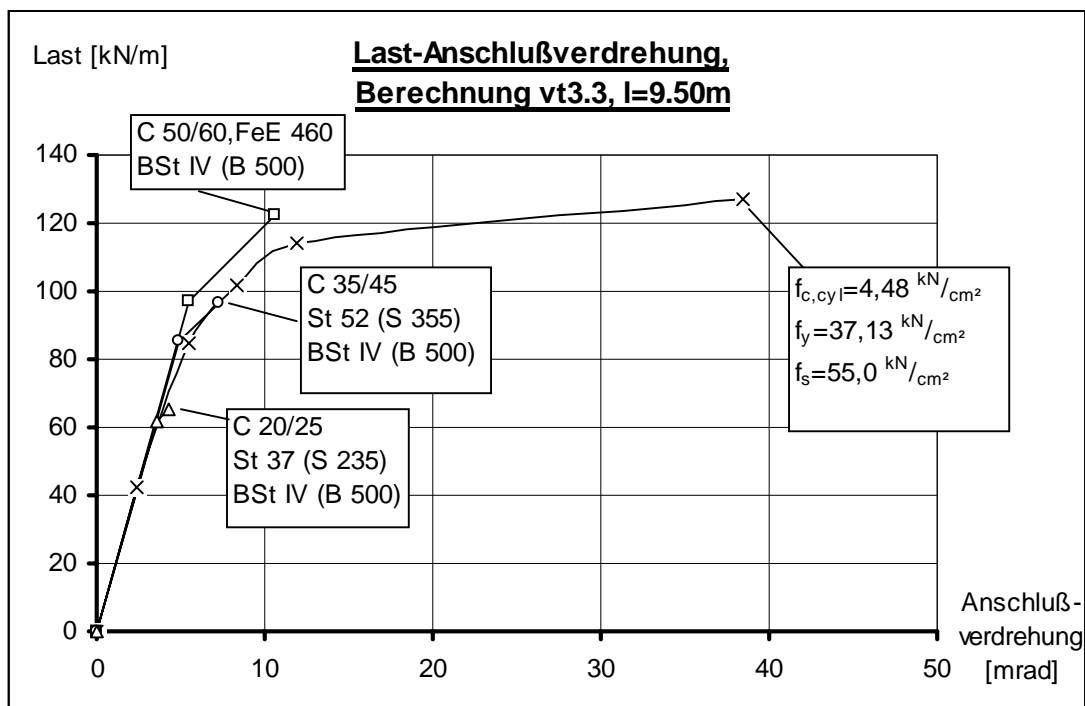


Bild 6.39 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“

Tabelle 6.13 Anschluß vt3.3,  $\ell = 12$  m

Versuch: vt3.3, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.: 33 Anschluß: Fahnenblechanschluss mit Druckstück System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 12$ m Querschnitte: Stützenprofil: HEA 400 , Trägerprofil: IPE 400, $f_y = 371$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich b/d = 1200/160, $f_c =$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich b/d = 1200/160 Bewehrung: 27,7[cm <sup>2</sup> ] , $f_s = 550$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Feld $q_{u,nili}: 76$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 21 (□)	Berechnung Nr.: 22 (O)	Berechnung Nr.: 23 (Δ)
Baustahl	FeE460	S355	S235
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C50/60	C35/45	C20/25
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-634,1	-577,3	-404,9
$\Phi(\epsilon_{smu})$ [mrad]=	29,2	34,3	40,2
<i>red</i> $M_{1,Rd}$ [kNm]	1020,4	781,2	508,7
rechn. Versagen	Feld	Feld	Feld
$q_{Rd}$ [kN/m]	73,06	57,63	38,56
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,04	1,32	1,97

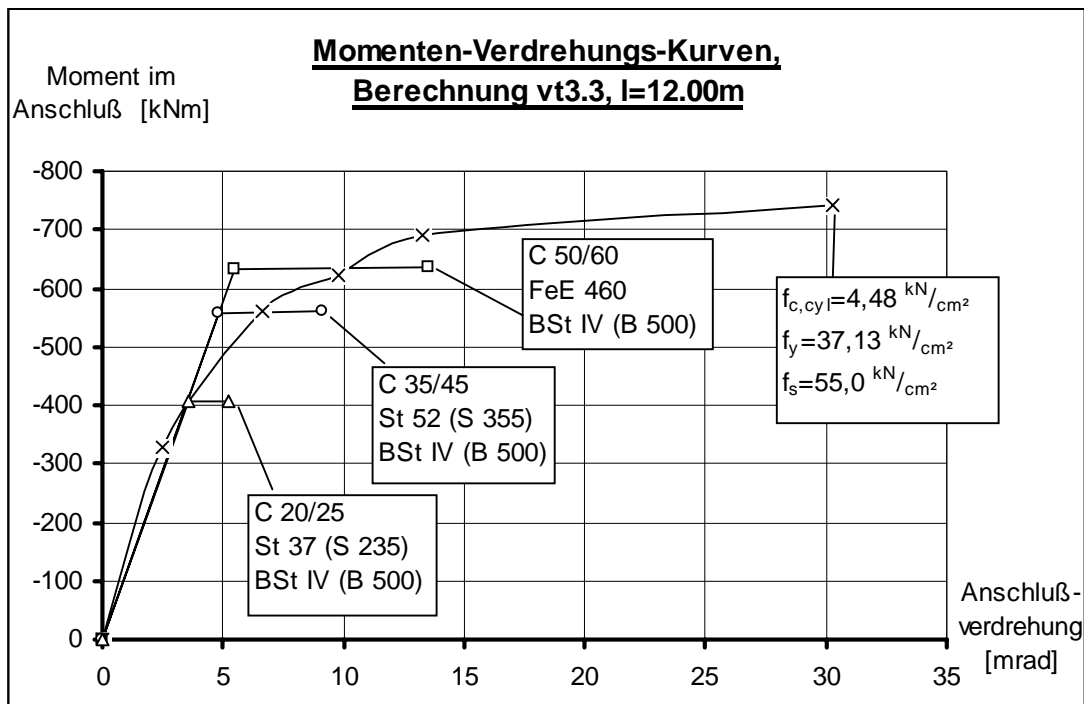


Bild 6.40 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“

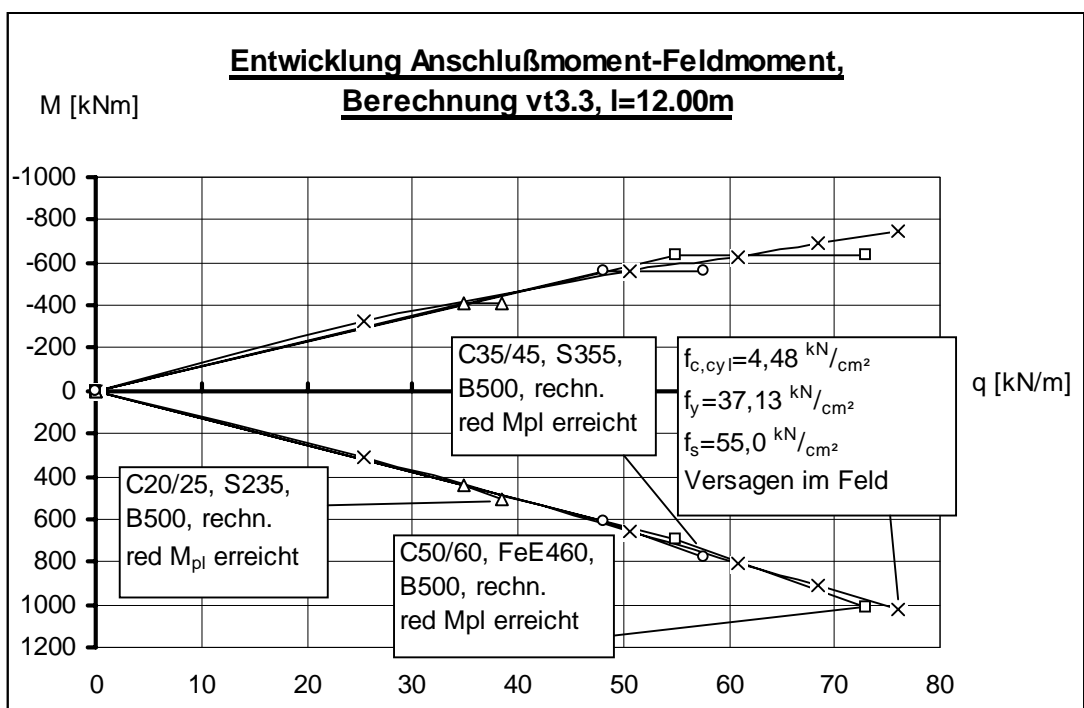


Bild 6.41 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“

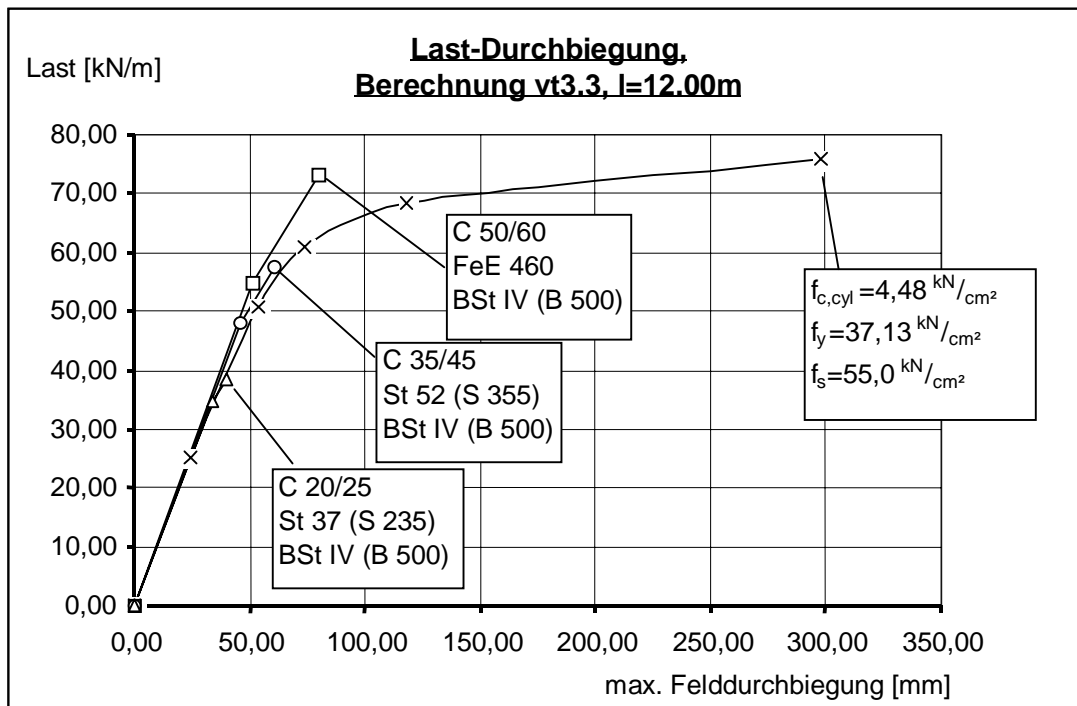


Bild 6.42 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“

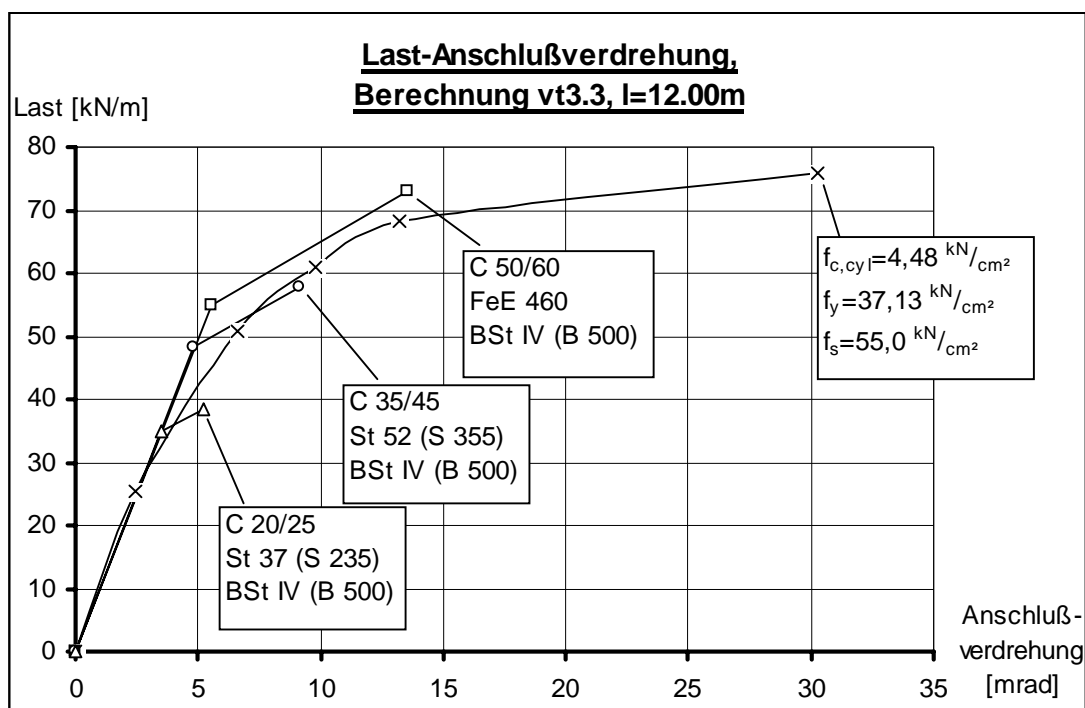


Bild 6.43 Berechnungsergebnisse am System „vt3.3“

### 6.3.6 Vergleichsberechnungen zur Einordnung der Anschlüsse in die Bereiche „gelenkig“, „verformbar“ und „starr“ nach [2.24] mit dem Anschluß „scj12“

Der Anschluß scj12 wurde als Fahnenblechanschluß mit einem Spalt zwischen dem Träger-Untergurt und der Stütze ausgebildet. Er wurde zur Berechnung ausgewählt, um die in [2.24] angegebene Grenze zur Einordnung eines Anschlusses in die Klasse „gelenkig“ zu untersuchen. Mit der Feldlänge von 9,5 m und den mittleren Festigkeiten

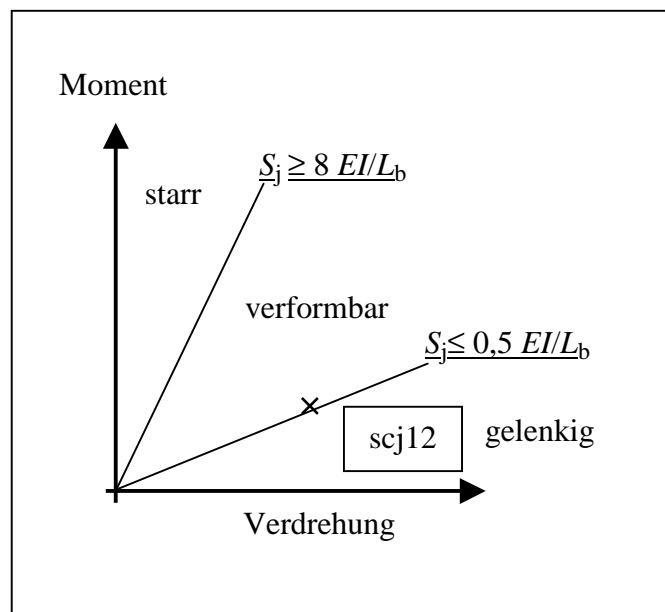


Bild 6.44 Einordnung des Anschlusses scj12

eignet er sich besonders gut, da sich seine Steifigkeit fast auf der Grenze zwischen „verformbar“ und „gelenkig“ befindet. Die Grenzsteifigkeit beträgt:

$$0,5 EI/L_b = 0,5 \cdot 67500 \text{ [kNm}^2\text{]} / 9,5 \text{ [m]} = 3553 \text{ [kNm/rad]} ,$$

und die Steifigkeit des Anschlusses:

$$S_j = 3884 \text{ [kNm/rad]}.$$

Für diesen Anschluß werden folgende Berechnungen durchgeführt:

1. die nichtlineare Berechnung mit der wirklichen Anschlußkennlinie,
2. die Berechnung mit der bilinearen Anschlußfeder (Rechenmodell – „verformbar“),
3. die Berechnung mit der Annahme eines *Gelenks* („gelenkig“) und
4. zum Vergleich die Berechnung mit einer *Einspannung* („starr“).

Bei der Berechnung mit der Einspannung wird zusätzlich eine Momentenumlagerung zugelassen, bis die rechnerische Anschlußverdrehung erreicht ist. Dies entspricht einer Berechnung mit dem Rechenmodell, bei der die Anschlußfedersteifigkeit unendlich groß ist.

Bewertung der Ergebnisse für die Berechnungen „vt3.3“

- Die Momenten-Verdrehungskurven in Bild 4.46 zeigen die Anschluß-Kennlinien für die oben erläuterten Rechenannahmen.
- In Bild 6.45 sind zum Vergleich die berechneten Anschluß- und Feldmomente aufgetragen. Die Berechnung mit dem gelenkigen Anschluß („ $\Delta$ “) liegt für das Feldmoment auf der sicheren Seite, die Biegetragfähigkeit im Anschluß bleibt hier allerdings unberücksichtigt. Die Berechnung mit dem Rechenmodell („O“) nähert sich dem wirklichen Verlauf am besten an. Die Berechnung mit dem eingespannten Träger („ $\square$ “) ist sogar im Anfangsbereich für das Feldmoment auf der unsicheren Seite, die Abweichung wird mit steigender Belastung allerdings geringer.
- Für die Verformungsermittlung liegt die Berechnung mit der bilinearen Anschlußfeder immer am nächsten an den Ergebnissen der nichtlinearen Berechnung, siehe die Bilder 6.47 und 6.48. Die Abweichungen bei der Berechnung „starr“ sind am stärksten, was allerdings auch zu erwarten ist.
- Der Teilsicherheitsbeiwert ( $q_{u, \text{nil}} / q_{Rd}$ ) ist bei der Einfeldträger-Berechnung mit 1,19 am geringsten, siehe Tabelle 6.16. Dies hat 2 Gründe: die Begrenzung der Verdrehung wurde nicht berücksichtigt, und das plastische Feldmoment wurde voll ausgeschöpft und nicht auf *red*  $M_{pl,1}$  begrenzt. Mit einer zusätzlichen Begrenzung der Verdrehung wird der Teilsicherheitsbeiwert auf 1,42 angehoben. Die rechnerischen Grenzlaster bei der Berechnung mit der Einspannung und bei der Berechnung mit der Anschlußfeder sind in diesem Beispiel etwa gleich – die Tragfähigkeiten im Feld und im Anschluß konnten, trotz der Begrenzung der Verdrehung, etwa gleich hoch ausgenutzt werden.

Tabelle 6.16

Versuch: scj 12, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.: 55 Anschluß: Fahnenblech ohne Druckstück („gelenkig“) System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 9,5$ m Querschnitte: Stützenprofil: UC52, 203*203 Trägerprofil: UB40, 305*165, $f_y = 317$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich b/d = 1900/120, $f_c = 23,3$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich b/d = 1200/120 Bewehrung: 7,7 [cm <sup>2</sup> ], $f_s = 535$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Feld $q_{u,nili}: 39,45$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 12 (O)	Berechnung Nr.: 14 ( $\Delta$ )	Berechnung Nr.: 15 ( $\square$ )
Baustahl	S355	S355	S355
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C20/25	C20/25	C20/25
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-56,3	0	-56,3
$\Phi(\epsilon_{smu})$ [mrad]=	14,67	(14,67)	14,67
red $M_{1,Rd}$ [kNm]	374,3	374,3	374,3
rechn. Versagen	Anschluß	-	Anschluß
$q_{Rd}$ [kN/m]	31	(27,74) 33,13	31
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,27	(1,42) 1,19	1,27

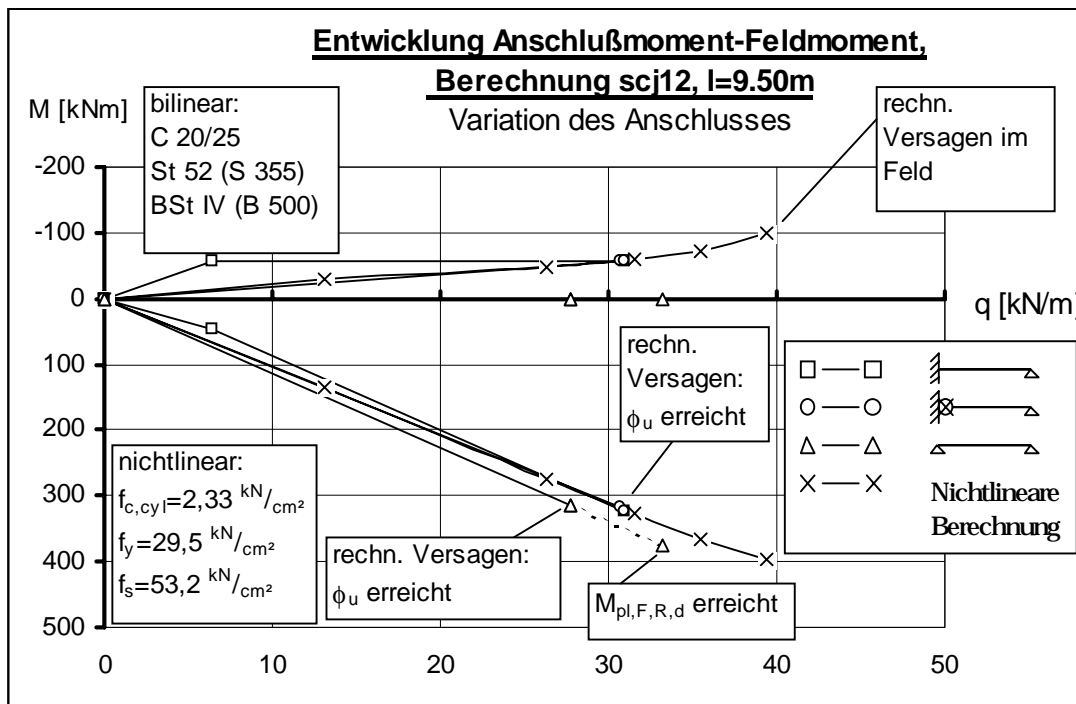


Bild 6.45 Berechnungsergebnisse am System „scj12“

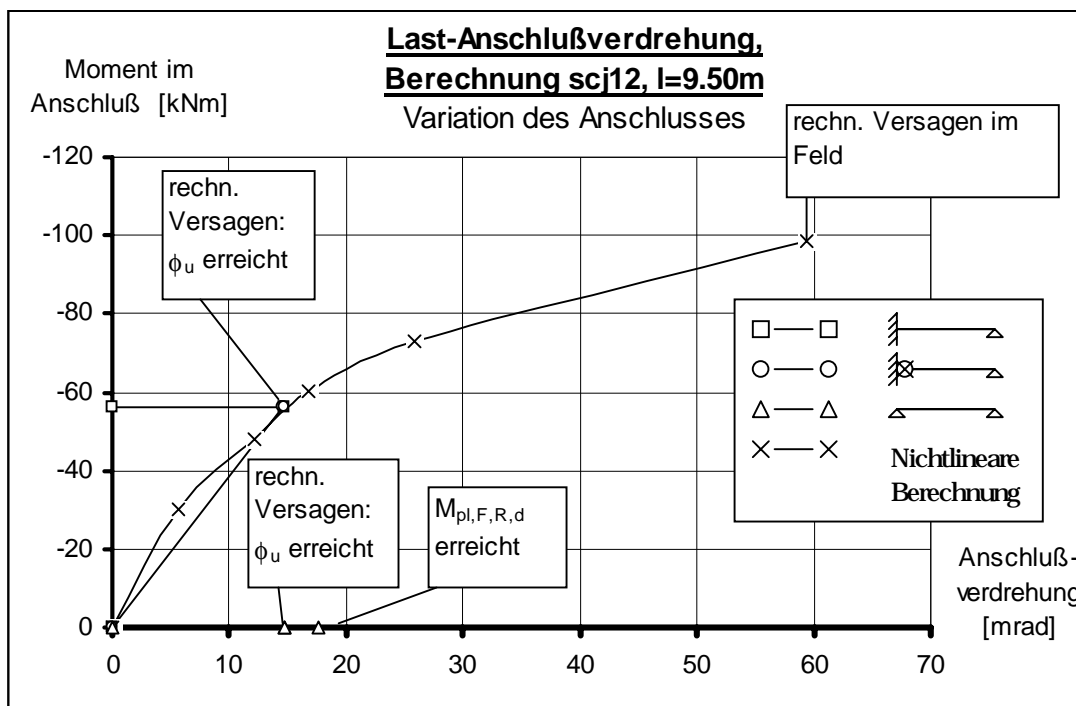


Bild 6.46 Berechnungsergebnisse am System „scj12“



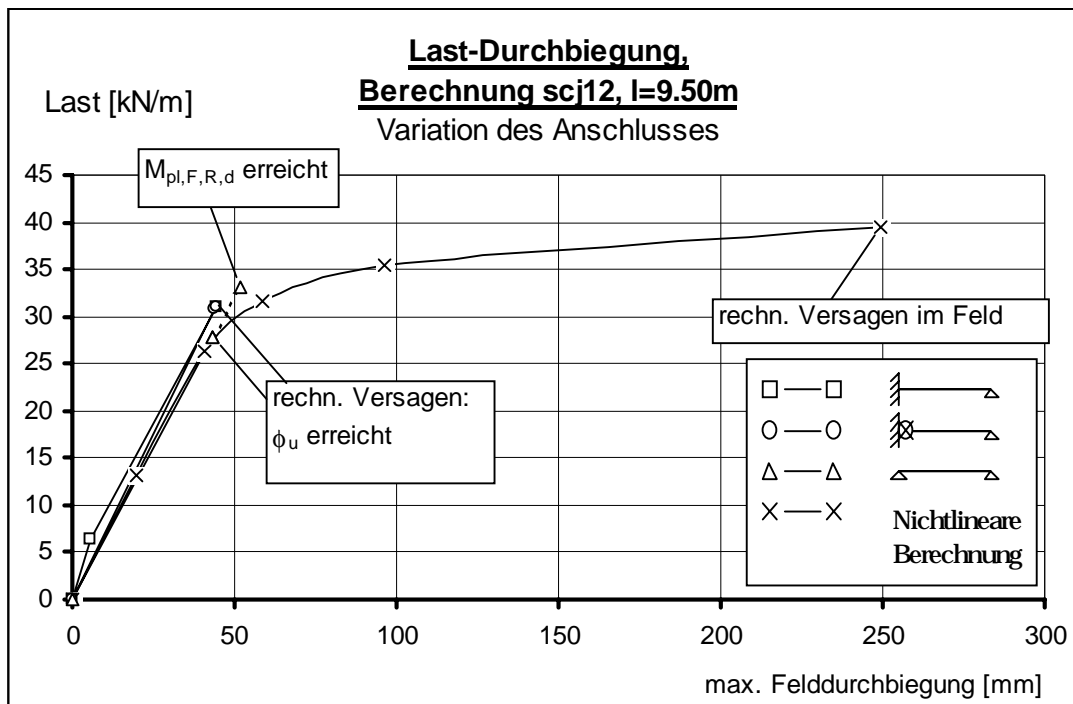


Bild 6.47 Berechnungsergebnisse am System „scj12“

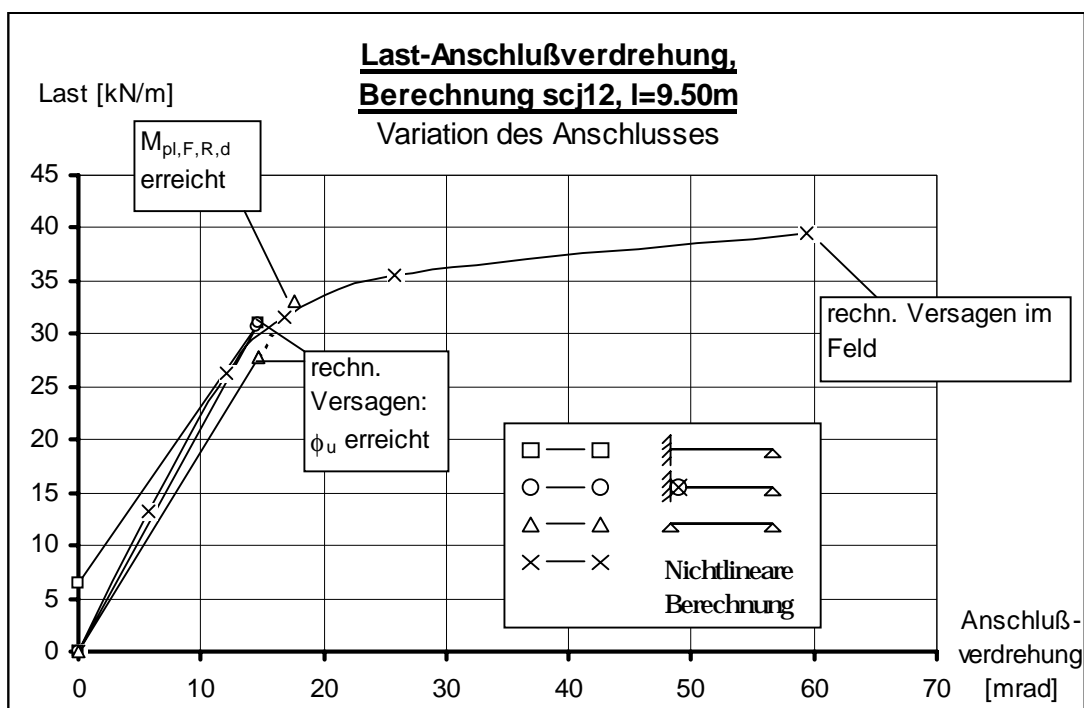


Bild 6.48 Berechnungsergebnisse am System „scj12“

**6.3.7 Vergleichsberechnungen zur Einordnung der Anschlüsse in die Bereiche „gelenkig“, „verformbar“ und „starr“ nach [2.24] mit dem Anschluß „i14p1-04“**

Der Anschluß „i14p1-04“ ist nach [2.24] als starr einzuordnen. Die rechnerische Grenze liegt bei

$$8 EI/L_b = 8 \cdot 304359 \text{ [kNm}^2\text{]} / 16 \text{ [m]} = 152174 \text{ [kNm/rad]}$$

und die Steifigkeit des Anschlusses bei

$$S_j = 167418 \text{ [kNm/rad]}.$$

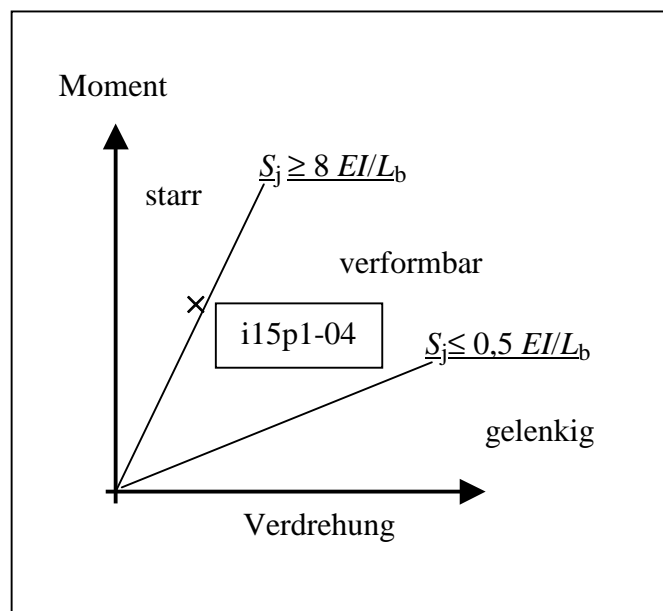


Bild 6.49

Auch hier werden wieder die Vergleichsrechnungen mit den Grenzbedingungen für die Anschlußsteifigkeiten „gelenkig“ und „eingespannt“, wie in Abschnitt 6.3.6 erläutert, durchgeführt.

Bewertung der Ergebnisse für die Berechnungen „i14p1-04“

- Die rechnerische Entwicklung der Momente (Bild 6.51) zeigt, daß die Annahme „starre Einspannung“ („□“) den wirklichkeitsnah berechneten Momentenverlauf („x“) recht gut annähert. Die Annahme einer gelenkigen Lagerung („Δ“) überschätzt das Feldmoment und läßt die Biegetragfähigkeit an der Stütze ganz unberücksichtigt. Wird die rechnerisch begrenzte Verdrehungsfähigkeit dieses Anschlusses bei dieser

Berechnung berücksichtigt, wird die rechnerische Ausnutzung des Trägers unwirtschaftlich (siehe Bild 6.51, Kurve „ $\Delta$ “, „rechnerisches Versagen:  $\Phi_u$  erreicht“). Ohne diese Begrenzung wird die Traglast überschritten. Zwischen den Berechnungen „eingespannt“ und „bilineare Anschlußfeder“ sind die Unterschiede nicht groß – diese Berechnung rechtfertigt die Annahme „starr“ aus [2.24].

- Das gleiche gilt für das Last-Durchbiegungs-Diagramm in Bild 6.52 und für das Diagramm „Last-Anschlußverdrehung“ in Bild 6.53. Sowohl die Berechnung mit der bilinearen Anschlußfeder, als auch die Berechnung mit der starren Einspannung, treffen die wirkliche Durchbiegung recht gut. (Die Gebrauchslast liegt bei etwa  $0,7 \cdot 20,85 = 15$  kN/m.)

- Der Vergleich der Verdrehungskurven in Bild 6.50 zeigt, daß der Anschluß recht hohe Überfestigkeiten entwickelt hat. Der Sicherheitsabstand gegen die wirkliche Traglast beträgt  $(q_{u, \text{niili}} / q_{Rd}) = 1,59$ , siehe Tabelle 6.20. Dieser recht große Wert setzt sich zusammen aus:

- 1) den Teilsicherheitsbeiwerten für die Werkstoffe ( $\gamma = 1,1, 1,15$  und  $1,5$ ),
- 2) dem Abstand zwischen den charakteristischen Werten nach „Norm“ für die bilineare Berechnung und den wirklichen Werten der Festigkeiten (siehe Tabelle 6.20) und
- 3) den Überfestigkeiten, die der Anschluß entwickelt hat, siehe Bild 6.50.

#### Die Berechnungen „i14p1-04\*\*“

Um die Sicherheit der Ergebnisse des Rechenmodells - auch ohne die Ausnutzung der Überfestigkeiten im Anschluß - zu zeigen, wurden die Berechnungen i14p1-04\*\* durchgeführt. Die Tragfähigkeit des Anschlusses wurde auf das rechnerische, plastische Anschlußmoment begrenzt, das sich aus einer Berechnung mit den charakteristischen Werten der Festigkeiten nach Abschnitt 5.1.2, ergibt. Die ausgewählten Werkstoffe waren dabei diejenigen, die auch der Berechnung „Nr. 12“ zugrunde gelegt worden sind, siehe z.B. Bild 6.54 und Tabelle 6.20. Die Momenten-Verdrehungskurve aus dem Versuch „i14p1-04“ (siehe Bild 6.50) wurde auf die Kurve, wie sie in Bild 6.54 zu sehen ist, „gestaucht“.

- Die Tragfähigkeit des Systems bei der nichtlinearen Berechnung liegt bei 28,5 kN/m und bei allen Berechnungen mit dem Rechenmodell bei etwa 20,8 kN/m. Der Teilsicherheitsbeiwert liegt zwar mit  $28,5 / 20,8 = 1,37$  unter dem Niveau der Berechnung „i14p1-04“, ist aber immer noch als ausreichend zu beurteilen. Für die Begrenzung der Tragfähigkeit war bei allen Berechnungen die Verdrehung an der Stütze

maßgebend. Der Anschluß verhielt sich mit einer maximalen Verdrehung von 10 [mrad] ähnlich spröde wie der Anschluß vt2.2.

- Bild 6.54 zeigt, daß die mit dem Rechenmodell berechneten Momente und die Momente aus der wirklichkeitsnahen Berechnung gut übereinstimmen.
- Auch die ermittelten Durchbiegungen in Feldmitte stimmen gut überein, siehe Bild 6.56.

Tabelle 6.20

Versuch: i14p1-04, s. Abschn. 5.1.3 u. Abschn. 5.2.1, Nr.: 22 Anschluß: Stirnplattenanschluß System: Durchlaufträger, Endfeld, $\ell = 16$ m Querschnitte: Stützenprofil: HEB 360 Trägerprofil: HEB 360, $f_y = 299$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt pos. Momentenbereich $b/d = 3200/140$ , $f_c = 33,8$ [N/mm <sup>2</sup> ] Betongurt neg. Momentenbereich $b/d = 2000/140$ Bewehrung: 11,07 [cm <sup>2</sup> ], $f_s = 615$ [N/mm <sup>2</sup> ] Versagen: Anschluß $q_{u,nili}: 33,2$ [kN/m]			
Werte für:	Berechnung Nr.: 12 (O)	Berechnung Nr.: 14 ( $\Delta$ )	Berechnung Nr.: 15 ( $\square$ )
Baustahl	S355	S355	S355
Betonstahl	B500	B500	B500
Beton	C30/37	C30/37	C30/37
$M_{j,Rd}$ [kNm]	-262,2	0	-262,2
$\Phi(\epsilon_{smu})$ [mrad]=	6,397	(6,397)	6,397
$red M_{1,Rd}$ [kNm]	1449,4	1449,4	1449,4
rechn. Versagen	Anschluß	-	Anschluß
$q_{Rd}$ [kN/m]	20,85	(11,41) 45,3	20,85
$q_{u,nili} / q_{Rd}$	1,59	(2,9) 0,73	1,59

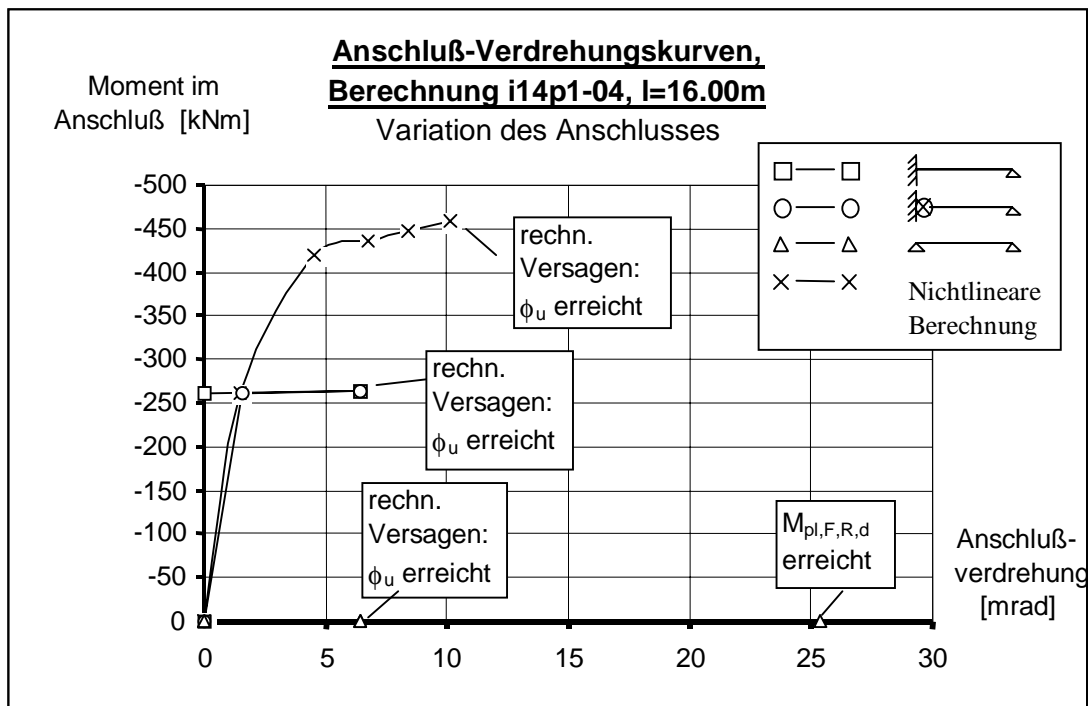


Bild 6.50 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04“

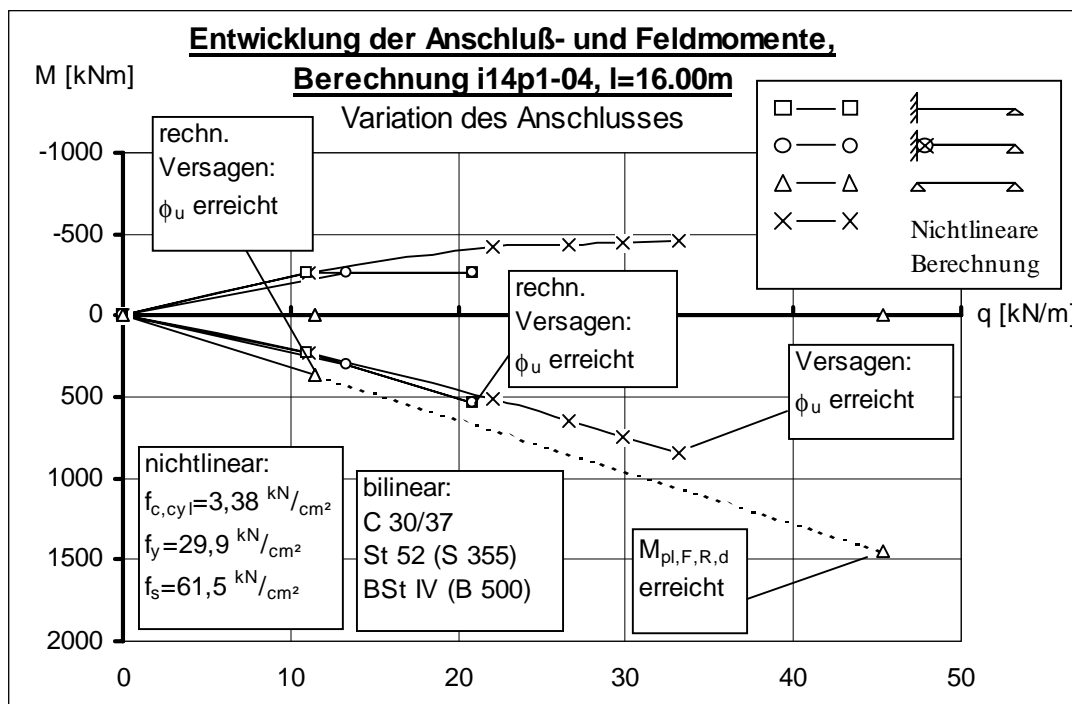


Bild 6.51 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04“

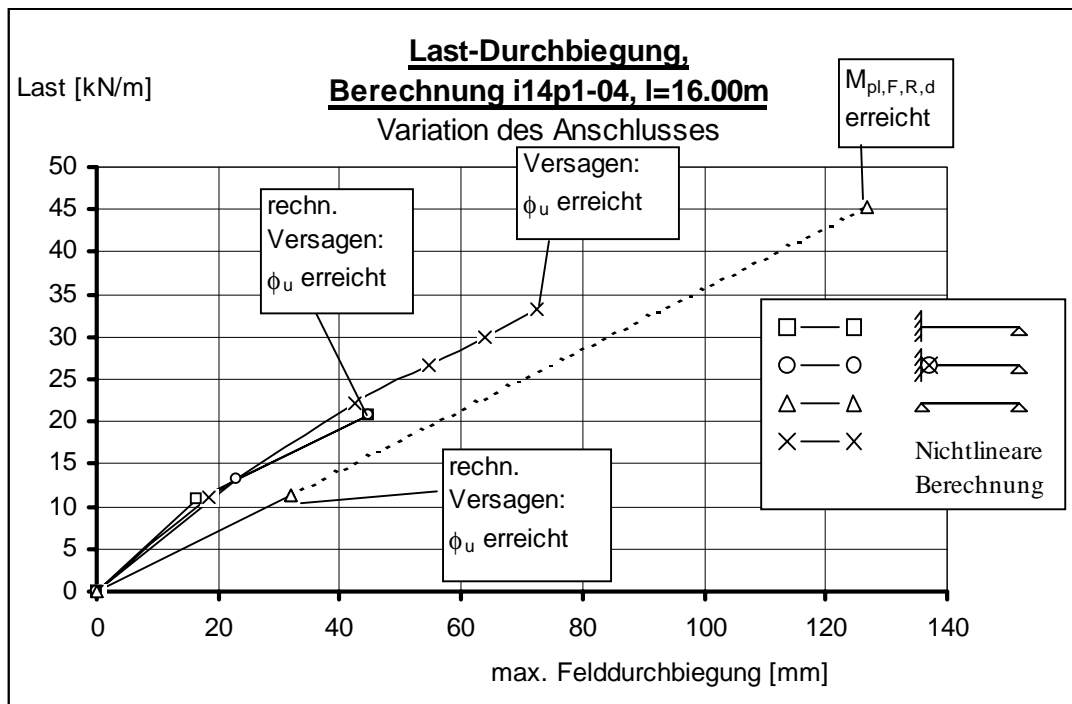


Bild 6.52 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04“

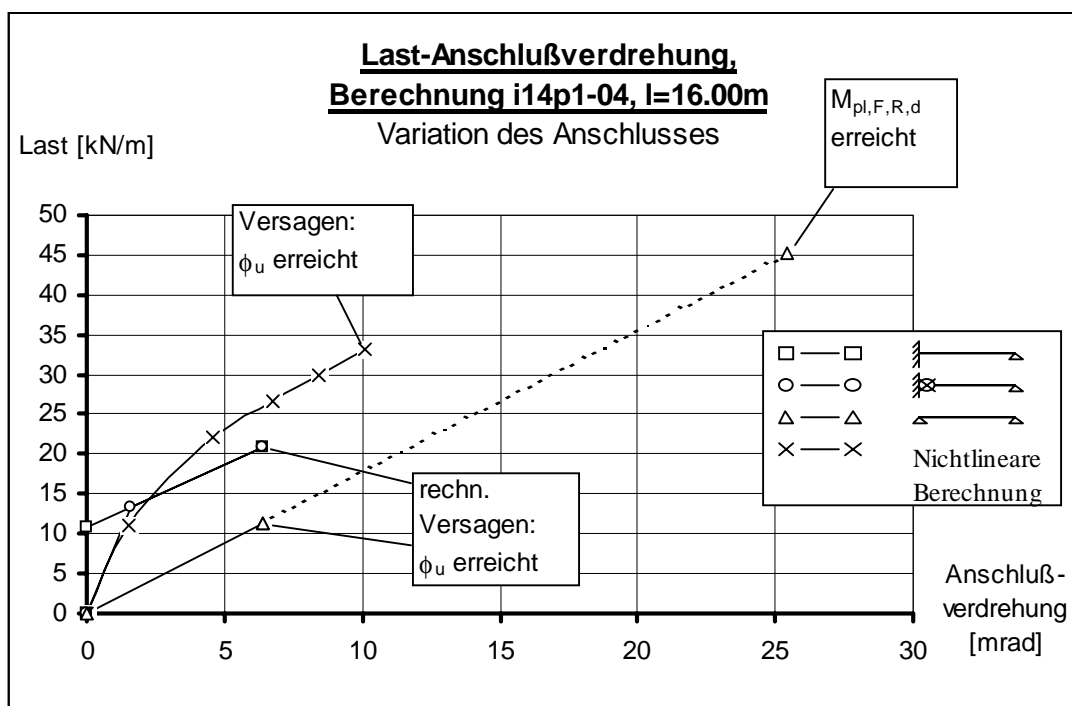


Bild 6.53 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04“

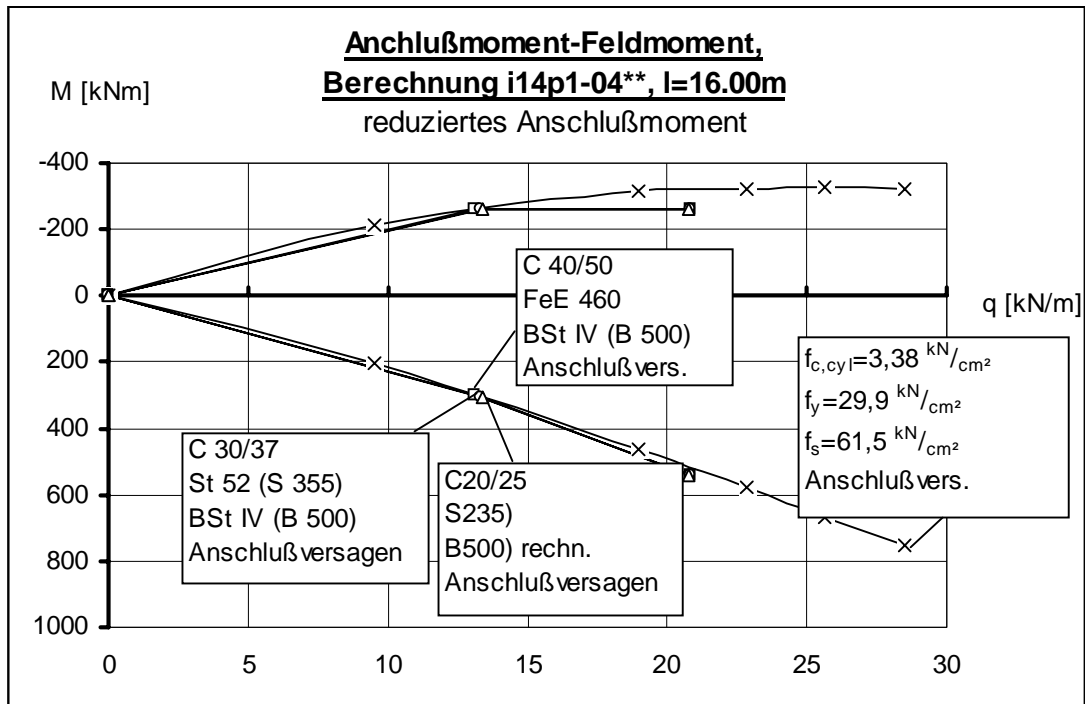


Bild 6.54 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04\*\*“

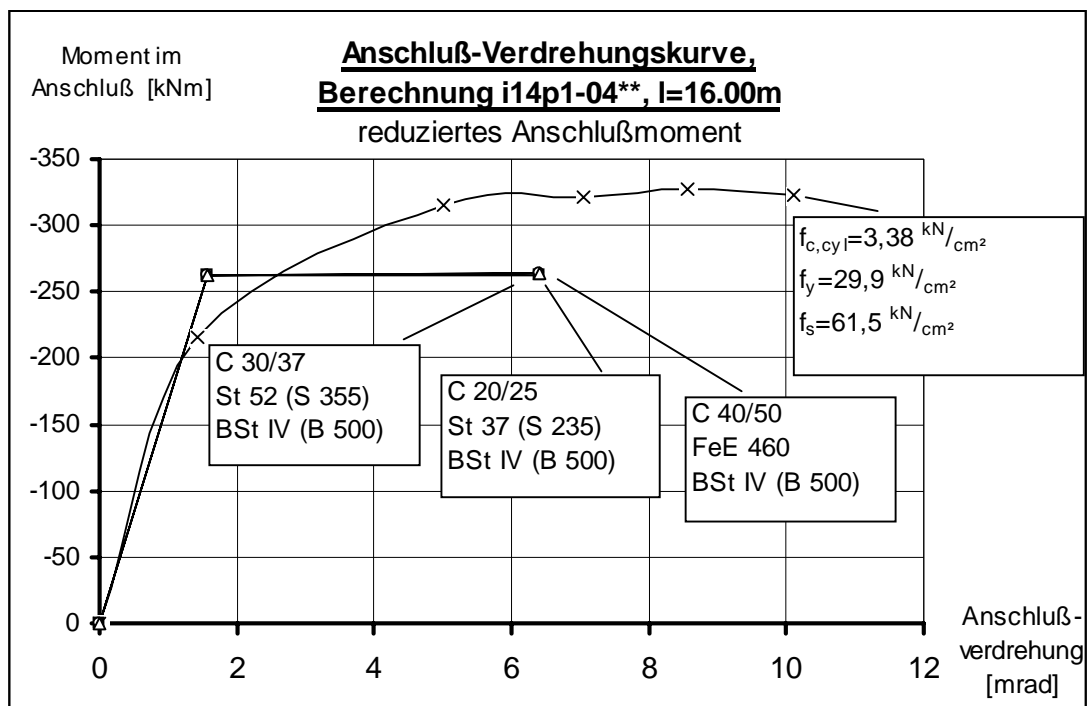


Bild 6.55 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04\*\*“

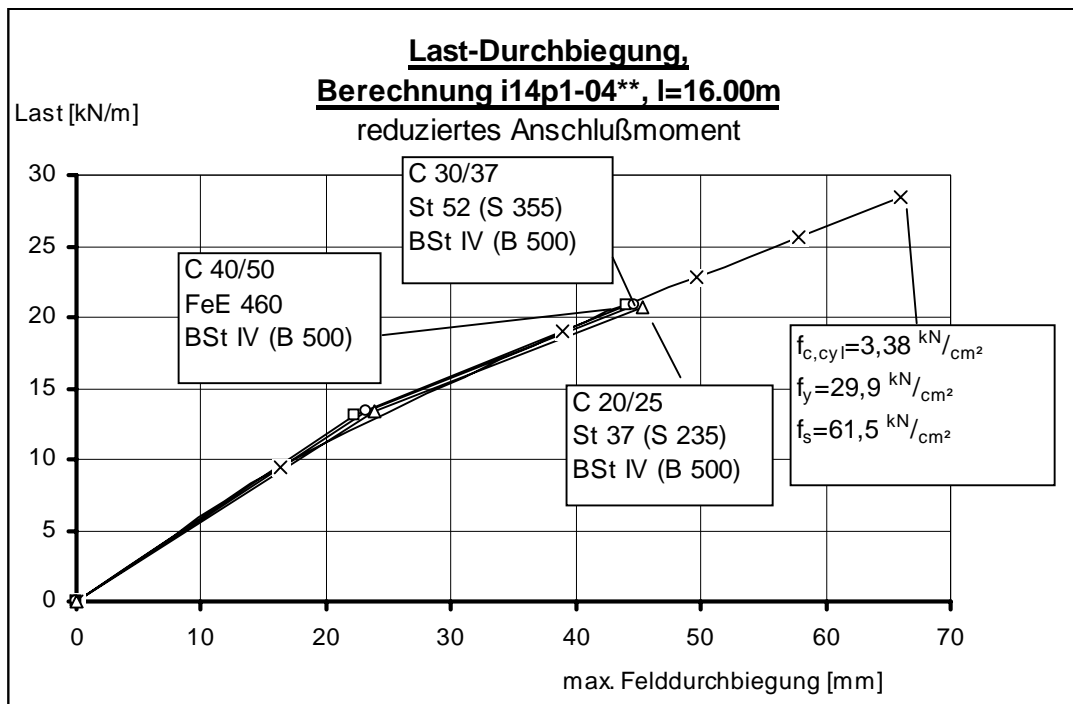


Bild 6.56 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04\*\*“

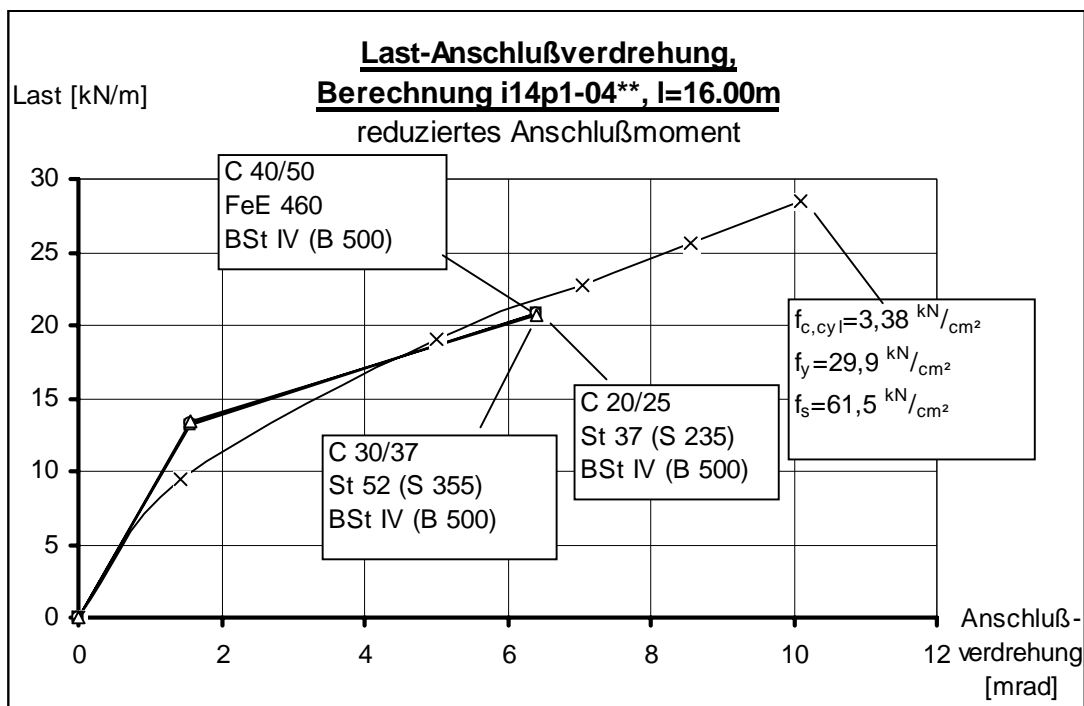


Bild 6.57 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04\*\*“



### **6.3.8 Kontrolle der Berechnungsergebnisse am Innenfeld eines Durchlaufträgers mit dem Anschluß „vt2.2“**

Der sehr „kritische“ Anschluß (vt2.2) wird noch am System des Innenfeldes eines Durchlaufträgers getestet. Bis auf die geänderte Feldlänge und das statische System des Innenfeldes gibt es bei dieser Position zu der Berechnung in Abschnitt 6.3.4 keine Unterschiede.

Die Kurvenverläufe (Bilder 6.58 und 6.59) weisen gegenüber den Verläufen, die in den Abschnitten 6.3.4 bis 6.3.8 gezeigt sind, keine Unterschiede auf. Auch die Teilsicherheitsbeiwerte liegen mit 1,45 (für die Werkstoffe mit den größten Festigkeiten) und 1,32 (für die Werkstoffe mit den mittleren Festigkeiten) in der Größenordnung der vorhergehenden Berechnungen.

### **6.3.9 Kontrolle der Berechnungsergebnisse am Endfeld mit einer Punktlast und dem Anschluß „i14p1.04“**

Um die Kontrollen zu vervollständigen, wurden noch Vergleichsberechnungen mit Einzellasten in der Feldmitte durchgeführt. Diese Belastung ist allerdings für den Verbundanschluß meist nicht so kritisch wie für den Feldquerschnitt, und es muß i.a. vom Feld zur Stütze hin umgelagert werden. Auf die Rotationsfähigkeit des Feldquerschnittes gehen die Arbeiten [6.8] und [6.9] genauer ein. Um trotzdem den Verbundanschluß möglichst stark zu beanspruchen, damit das Rechenmodell auf seine Tauglichkeit getestet werden kann, wurde der Anschluß „i14p1-04“ gewählt, da dieser eine geringe Verdrehungsfähigkeit aufweist ( $\Phi_{u, \text{Versuch}} = 10 \text{ mrad}$ ). Das statische System besteht aus dem Endfeld eines Durchlaufträgers mit der großen Spannweite von 20 m.

Die Bilder 60 und 61 zeigen die Ergebnisse der Berechnungen. Der Teilsicherheitsbeiwert beträgt etwa 1,5. Auch hier weisen die Ergebnisse qualitativ keine Unterschiede zu den vorhergehenden Berechnungen auf. Das gewählte System und der Anschluß mit der geringen Verdrehungsfähigkeit riefen trotz der Einzellast in Feldmitte ein rechnerisches Anschlußversagen hervor, siehe Bild 6.58. Nur die Berechnung mit den niedrigsten Materialien („ $\Delta$ “) macht hier eine Ausnahme.

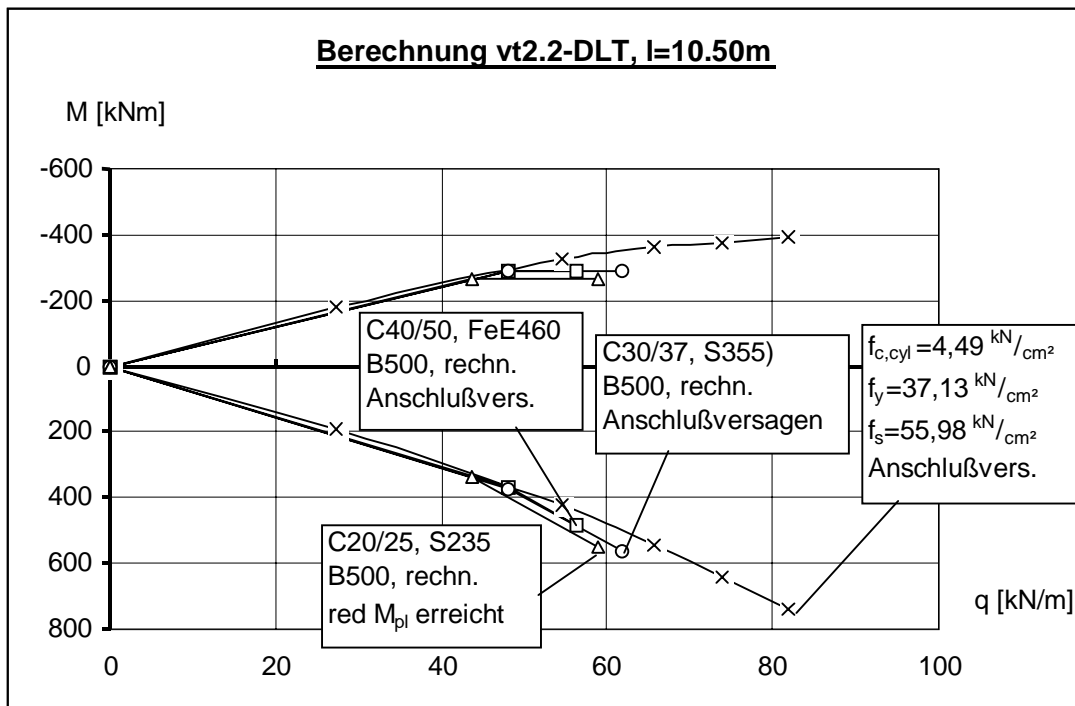


Bild 6.58 Berechnungsergebnisse am System „vt22“

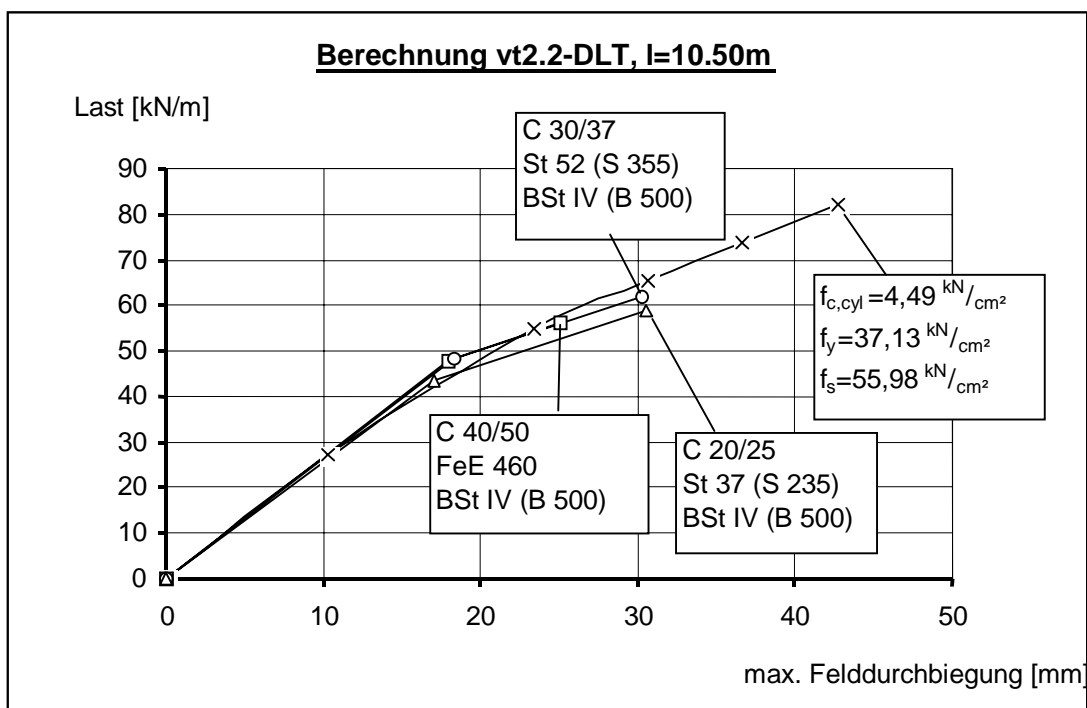


Bild 6.59 Berechnungsergebnisse am System „vt2.2“

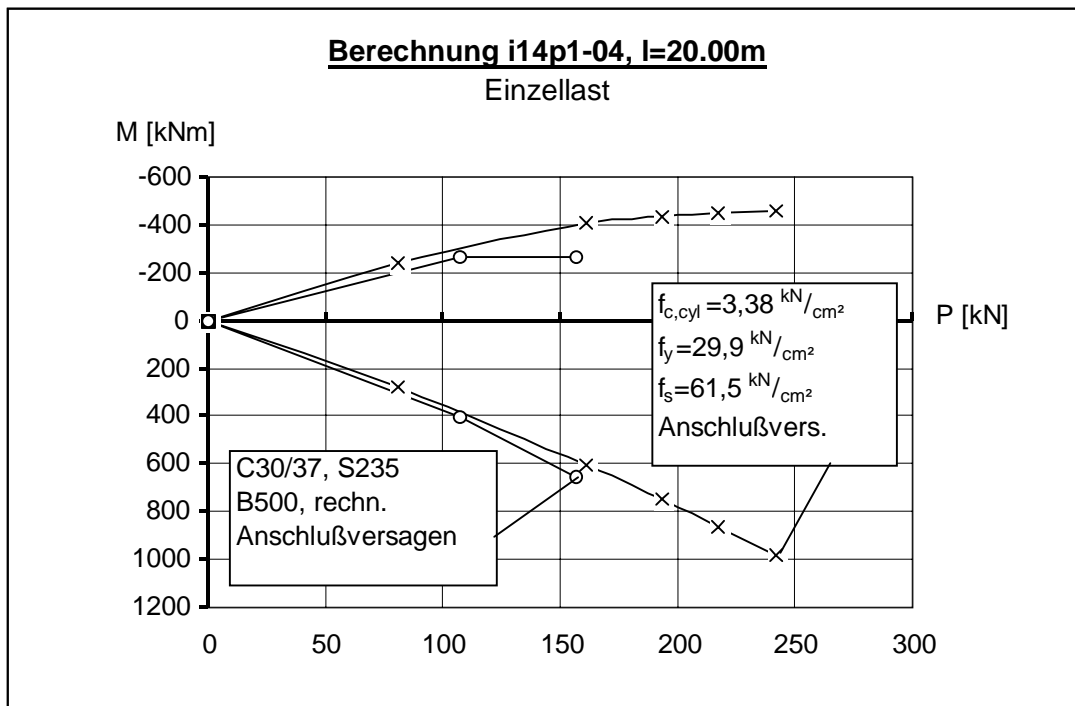


Bild 6.60 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04“

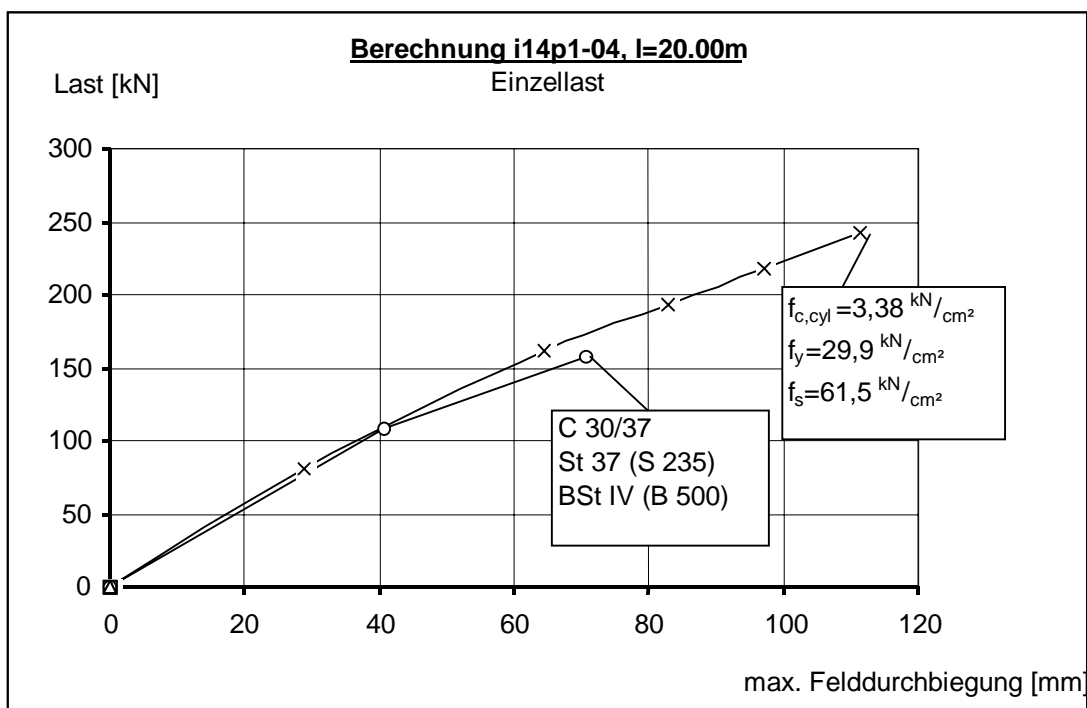


Bild 6.61 Berechnungsergebnisse am System „i14p1-04“

## 7 Konstruktive Hinweise

In diesem Abschnitt folgen einige Hinweise, die bei der konstruktiven Ausbildung der Verbundanschlüsse, die mit dem vereinfachten Rechenmodell bemessen worden sind, zu berücksichtigen sind.

### 7.1 Der Stahlteil des Verbundanschlusses

1. Bei den Fahnenblechanschlüssen sollten die Schrauben so dimensioniert werden, daß ein Abscheren nicht maßgebend wird. Trägersteg und Fahnenblech sollten auf Lochleibung versagen. So wird ein duktiles Verhalten des Stahlanschlusses gewährleistet. Siehe hierzu z.B. Bild 4.12.
2. Bei den Kopfplattenanschlüssen sollten die Schrauben so dimensioniert werden, daß sie nicht abreißen. Die Kopfplatte sollte nicht zu stark sein, so daß sie vorher lokal auf Biegung versagt, siehe Bild 5.34. Auch hier liegt der Grund im Vermeiden eines spröden Anschlußversagens. Die erforderliche Duktilität sollte nicht vom Stützensteg erbracht werden, da die Stütze auch die Auflagerlasten der darüberliegenden Geschosse abzutragen hat und ein lokales Stabilitätsversagen im Stützenprofil zu vermeiden ist.
3. Bei den „plastisch“ bemessenen Anschlüssen sollte der Lastausbreitungswinkel vom Trägeruntergurt in den Stützensteg geringer als 1:2.5 sein, oder es sollte in Höhe des Trägeruntergurt eine Rippe in das Stützenprofil zur Kraftübertragung eingeschweißt werden. Das Erreichen der Fließspannung im Trägeruntergurt muß für die plastische Bemessung garantiert werden - der Stützensteg darf vorher nicht versagen.
4. Bei den „gelenkigen“ Fahnenblechanschlüssen und dort, wo zwischen dem Trägeruntergurt und der Stütze noch ein kleiner Spalt vorhanden ist, sollten die Schrauben nicht zu stark vorgespannt werden, damit die zu erwartende Bewegung im Schraubenloch stattfindet – und nicht durch ein Stegbeulen des Trägersteges. Die Aufnahme der rechnerischen Biegedruck- oder Zugkraft und die Abtragung der Querkraft kann dann nicht mehr sichergestellt werden.
5. Bei der Kombination von Trägern mit Teilverbund und Stirnplattenanschlüssen ist Vorsicht geboten. Ein Reißverschlußversagen kann eintreten, wenn die oberste Schraube im Stirnplattenanschluß schon voll belastet ist, während die Bewehrung im Betongurt aufgrund der Weichheit des Teilverbundes noch nicht die ihr rechnerisch zugewiesene Zugkraft hat. Besonders groß ist die Gefahr dann, wenn die Bohrung in der Stirnplatte sich so weit oben befindet, daß die Unterlagscheibe der obersten Schraube direkt an die Schweißnaht zwischen Stirnplatte und Trägerflansch stößt.

## 7.2 Der Betongurt im Bereich des Verbundanschlusses

1. Werden an den Verbundanschluß besondere Anforderungen bezüglich der Verdrehungsfähigkeit gestellt, sollte Mattenbewehrung unbedingt vermieden werden. Die Versuchsauswertungen zeigen, daß sich Stabstahl mit  $\varnothing 10$  oder noch besser  $\varnothing 12$  mm gut bewährt hat, siehe die Anschlüsse mit den Nummern: 4, 9, 13-17, 23-24, 26, 30-31, 34 und 44. Allerdings müssen zur Beurteilung des Verdrehungsverhaltens noch die Betonzugfestigkeit und der Bewehrungsgrad mit herangezogen werden.
2. Ein Bewehrungsgrad von  $\mu = 0,4\%$  ist zum Sicherstellen eines duktilen Verhaltens *nicht ausreichend*. Muß der Anschluß ein sehr gutes duktilen Verhalten aufweisen (z.B. für das Fließgelenkverfahren), sollte der Bewehrungsgrad  $\mu = 1,0\%$  oder mehr betragen, siehe hierzu die Anschlüsse mit den Nummern 12-17, 21, 23-26, 30-31, 33-34, 36 und 44 in Abschnitt 5.1.3 und in Abschnitt 5.2.1.
3. Sind große Überfestigkeiten in der Betonfestigkeit zu erwarten, muß das System erneut beurteilt werden. Die größere Erstrißspannung in der Bewehrung (aus der größeren Zugfestigkeit des Betons) läßt die Duktilität des Anschlusses - und damit die aufnehmbare Belastung des Tragsystems - sinken. Überfestigkeiten von 8 [N/mm<sup>2</sup>] sind im Rechenmodell berücksichtigt, siehe die Gleichung (5.11).

Ist das System für die Anschlußverdrehung als kritisch zu beurteilen, und ist eine große Überfestigkeit des Betons zu erwarten, sollte eine Gegenrechnung mit der größeren Betondruckfestigkeit durchgeführt werden. Möglicherweise erfordern die größere Tragfähigkeit und Biegesteifigkeit im Feld nur eine sehr viel geringere Anschlußverdrehung, aber die Gegenrechnung ist unerlässlich, siehe z.B. Bild 6.21 und Tabelle 6.8.

## 7.3 Die Stütze

1. Das rechnerische Versagen (z.B. Beulen) sollte nur dann *zuerst* in der Komponente „Stützensteg“ stattfinden, wenn sichergestellt ist, daß beim Versagen des Stützensteges nicht die ganze Stütze versagt.
2. Das gleiche gilt für die Komponente „Flansch auf Biegung“ bei den Stirnplattenanschlüssen. Dieser sollte, falls erforderlich, durch beigelegte Bleche stabilisiert werden. Die erforderliche Duktilität sollte aus der Biegeverformung der Stirnplatte kommen.
3. Beim steifenlosen Anschluß, der mit einem Lastausbreitungswinkel von 1:2,5 der Last vom Trägeruntergurt in den Stützensteg bemessen wurde, darf der Nachweis

der Vergleichsspannung nicht fehlen. Am Ende des Ausrundungsradius befinden sich im Stützensteg die Spannungen  $\sigma_y$  (aus der Druckkraft des Trägeruntergurtes),  $\sigma_x$  (aus der Normalkraft und der Biegung in der Stütze) und die Schubspannung  $\tau_{xy}$  (aus der Querkraft in der Stütze).

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde ein vereinfachtes Rechenmodell zur Berechnung von Verbundträgern, mit der Berücksichtigung des Verbundanschlusses mit einer bilinearen Anschlußfeder hergeleitet. Die Entwicklung des Rechenmodells basiert dabei auf der Auswertung von Versuchen, die im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität Kaiserslautern durchgeführt worden sind. Besonders das beobachtete Trag- und Verformungsverhalten der Großversuche lieferte einen sehr wichtigen Beitrag zur Entwicklung des Modells. Es wurde Wert auf die Entwicklung eines einfachen Verfahrens gelegt, das trotzdem einen guten Kompromiß zwischen den Anforderungen an die „Wirtschaftlichkeit“ und die „Sicherheit“ findet.

Zur Bestimmung der verschiedenen, im Modell benötigten Rechengrößen, wurden insgesamt 56 Versuche mit Verbundanschlüssen ausgewertet. Die benötigten Rechengrößen sind folgende:

### Das vom Anschluß erreichbare, maximale Moment

Die Auswertung der Versuche hat gezeigt, daß das rechnerische plastische Moment nicht von allen Anschlüssen erreicht wurde. Diesen Anschlüssen war gemeinsam, daß sie mit Matten bewehrt waren (oder mit Stabstahl  $\varnothing \leq 8\text{mm}$ ), oder es wurde der Stützensteg für das Versagen des Anschlusses maßgebend. Auch die gelenkigen Fahnenblechanschlüsse (mit einem Spalt zwischen dem Trägeruntergurt und der Stütze) erreichten nicht immer das plastische Moment. Für diese Anschlüsse muß die Biegetragfähigkeit „elastisch“ berechnet werden.

Ausdrücklich zu betonen ist, daß die Bezeichnung „plastischer“ Anschluß im Zusammenhang mit dem Rechenmodell nur etwas über die Größe des erreichbaren, rechnerischen Anschlußmomentes aussagt. Ein „plastisch berechneter Anschluß“ kann sich, im Bezug auf die *Duktilität*, trotzdem „spröde“ verhalten. Die Duktilität des Anschlusses wird gesondert ermittelt.

### Die Steifigkeit des Anschlusses

Die im vereinfachten Rechenmodell zu ermittelnde Steifigkeit des Verbundanschlusses wird auf die Steifigkeit des angeschlossenen Trägers (im Zustand II) bezogen. Desweiteren hängt diese noch von der Geometrie des Anschlusses selbst ab.

Die Zahlenwerte für die bezogenen Steifigkeiten der verschiedenen Anschlußtypen wurden mit Hilfe von 56 ausgewerteten Verbundanschluß-Versuche und mit Hilfe von wirklichkeitsnahen, physikalisch nichtlinearen Berechnungen kalibriert.

### Die rechnerische Grenzverdrehung des Anschlusses

Für die Ermittlung der rechnerischen Grenzverdrehung wird, auf der sicheren Seite liegend, der Drehpunkt des Anschlusses in Höhe des Träger-Untergurtes festgelegt.

Dann wird die rechnerische Grenzdehnung des Betongurtes berechnet und die Grenzverdrehung aus den Geometriewerten des Anschlusses und der Grenzdehnung des Betongurtes ermittelt. Die Kalibrierung des Verfahrens und die „Justierung“ der Korrekturfaktoren wurden mit Hilfe der vorliegenden 56 Verbundversuche durchgeführt.

#### Das reduzierte, plastische Feldmoment und die rechnerische Grenzverdrehung des Anschlusses

Um noch eine zusätzliche Sicherheit gegen das Überschreiten der Maximallast des Trägers im Rechenmodell zu berücksichtigen, wird das größte Feldmoment auf das „reduzierte, plastische Feldmoment“ begrenzt.

Die Einführung dieser Reduzierung begründet sich in den nichtlinearen Berechnungen und insbesondere in der Auswertung der Großversuche. Um die letzten 10 % der Biegetragfähigkeit im Feld zu aktivieren, benötigt der Träger besonders große Verformungen. Dies bedeutet, daß die Duktilität des Verbundanschlusses dann benötigt wird, wenn der Verbundträger die 90%-Grenze seiner Biegebeanspruchbarkeit im Feld überschreitet.

Im Rechenmodell wird diesem Verhalten dadurch Rechnung getragen, daß die Biegetragfähigkeit im Feld auf 90% des plastischen Feldmomentes begrenzt wird. Die restlichen 10% der Biegetragfähigkeit werden nur anteilmäßig in Abhängigkeit von der Größe der rechnerischen Grenzverdrehung des Verbundanschlusses dazu addiert.

Die Rechenergebnisse des Modells wurden mit wirklichkeitsnahen, physikalisch nichtlinearen Gegenrechnungen überprüft. Die nichtlinearen Berechnungen wurden ihrerseits an den Großversuchen, die im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kaiserslautern durchgeführt wurden, kalibriert. Für das Rechenmodell wurden getestet:

- Anschlüsse mit großer Steifigkeit,
- Anschlüsse mit geringer Steifigkeit,
- Anschlüsse mit sehr geringer Verdrehungsfähigkeit,
- Anschlüsse mit großer Verdrehungsfähigkeit,

desweiteren

- die Grenzwerte nach [2.24] für die Einordnung eines Anschlusses in die Kategorie „gelenkig“,
- die Grenzwerte nach [2.24] für die Einordnung eines Anschlusses in die Kategorie „starr“,
- die Auswirkungen von Überfestigkeiten in den Anschlüssen,



- die Auswirkungen von veränderten Annahmen für die Festigkeiten beim gleichen System und beim gleichen Anschluß.

Die Teilsicherheitsbeiwerte gegen ein Systemversagen bei den Berechnungen mit den Bemessungswerten (Berechnungs-Nr.: 12 und 22) liegen zwischen 1,18 und 1,59. Es wurden auch Vergleichsrechnungen mit hohen Werkstofffestigkeiten durchgeführt (Berechnungs-Nr.: 11 und 21), bei denen die angesetzten Bemessungswerte die wirklichen Festigkeiten z.T. sogar übersteigen. Hier liegen die Sicherheiten zwischen 1,01 und 1,49. Diese Werte stellen einen guten Kompromiß zwischen „sicher“ und „wirtschaftlich“ dar.

Der Abstand zwischen den mit dem Rechenmodell ermittelten Verformungen und den nichtlinear ermittelten Verformungen wird i.a. erst kurz vor dem Erreichen der rechnerischen Grenzlast groß. Auf dem Gebrauchslastniveau werden die Verformungen vom vereinfachten Rechenmodell gut angenähert.

Die Grenzen für die Einordnung der Anschlüsse in die Kategorien „starr“, „verformbar“ und „gelenkig“, die in [2.24] angegeben sind, können durch die hier durchgeführten, vergleichenden Berechnungen *bestätigt* werden.

Die Vergleichsrechnungen zeigen, daß ein Anschluß im Zweifelsfall besser etwas *steifer* angenommen werden sollte. Dadurch wird er rechnerisch stärker beansprucht, und die Anschlußkonstruktion liegt auf der sicheren Seite. Die Auswirkungen auf das Feld sind gering. Auch verhält sich der Feldquerschnitt im allgemeinen gegenüber Abweichungen in den rechnerischen Annahmen „gutmütiger“.

Durch die konzentrierte Verdrehung im Bereich des Verbundanschlusses – und durch die Kerbe, die das Stützenprofil für den Betongurt darstellt – werden direkt am Stützenprofil Risse im Betongurt hervorgerufen. Die erforderliche Betongurtdehnung aus der Anschlußverdrehung findet hier konzentriert in 2, bis maximal 3 Rissen statt. Dieses Reißgeschehen läßt sich bei großen Anschlußverdrehungen und mit einer „normalen“ Bewehrung nur sehr schwer beherrschen, siehe Bild 4.13.

Versuche mit unterschiedlichen Arten von Bewehrungen und Bewehrungsführungen sollten durchgeführt werden (z.B. stahlfaserbewehrter Beton im Anschlußbereich, Zulage von Stäben mit hochfestem Stahl, Zulage von Glasfiebermatten). Das Ziel muß es dabei sein, die Reißbreiten im Gebrauchszustand unter Kontrolle zu halten. Zu beachten ist dabei, daß der Gebrauchszustand des Anschlusses vom ganzen System - Träger mit Verbundanschluß - vorgegeben wird. Die Möglichkeit, die Bewehrung wirtschaftlich herstellen und einbringen zu können, sollte ein weiterer Gesichtspunkt bei der Planung der Versuche sein.

## 9 Normen und Literaturverzeichnis

- [1.1] Donges Stahlbau GmbH: Broschüre über Planung, Fertigung und Montage von Stahlverbundbauten
- [1.2] Design of Composite Joints for buildings. ECCS – Technical Committee 11 – Composite Structures, First Edition 1999
  - [2.1] DIN ENV 1993; Eurocode 3
  - [2.2] DIN ENV 1993; Eurocode 3, Annex J
  - [2.3] DIN ENV 1994; Eurocode 4
  - [2.4] DIN ENV 1994; Eurocode 4, Annex J
  - [2.5] DIN ENV 1992; Eurocode 2
- [2.6] *Zandonini, R.*: Semi-Rigid Composite Joints, Stability and Strength: Structural Connections, Elsevier Applied Science, London-New York, 1989
- [2.7] Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections. COST-C1, Proceedings of the first state of the art workshop, Straßburg, 1992
- [2.8] Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections. COST-C1, Proceedings of the second state of the art workshop, Prag, 1994
- [2.9] *Tschemmerneegg, F.*: Stahlverbundbau im Hochbau – Europäische Forschung und Entwicklung. Das moderne Stahlbauunternehmen. Stahlbautag Berlin, 1992
- [2.10] *Aribert, J.M., Lachal, A.*: Experimental Investigation of Composite Connections and Global Interpretation. Cost Project C1 „Semi Rigid Behaviour“, C1/WD/92-111
- [2.11] *Kindmann, R., Kathage, K.*: Experimentelle Untersuchungen zur Rotationskapazität von Verbundanschlüssen. Stahlbau 63 (1994), Heft 10
- [2.12] *Xiao, Y., Nethercot, D.A., Choo, B.S.*: Composite Connections in Steel and Concrete. I. Experimental Behaviour of Composite Beam-Column Connections. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 31, 1994
- [2.13] *Lee, 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. Vol. 38, No. 2
- [2.14] *Lee, T.Q., Nethercot, D.A., Choo, B.S.*: Behaviour of Flush End-Plate Connections with Unbalanced Moment and Variable Shear/Moment Ratios – II. Prediction of Moment Capacity. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 38, No. 2,

- [2.15] *Anderson, D., Najafi, A.*: Performance of Composite Connections: Major Axis End-Plate Joints. Research Report CE 44, Department of Engineering, University of Warwick, 1993
- [2.16] *Bode, H., Kronenberger, H.J., Schmackpfeffer, H.*: Teiltragfähige, verformbare Verbindungen im Stahlverbundbau. Abschlußbericht zum Teilprojekt 2 der DFG-Forschergruppe VERBUNDBAU, Kaiserslautern 1999
- [2.17] *Bode, H., Ramm, W., Elz, S., Kronenberger, H.J.*: Composite Connections – Experimental Results. Proceedings of the IABSE Colloquium Semi-Rigid Structural Connections, Istanbul 1996.
- [2.18] *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
- [2.19] *Tschemmerneegg, F., Huber, G., Rubin, D.*: Classification of Steel and Composite Joints. COST PROJECT C1 „Semi Rigid Behaviour“, C1/WD2/97-25 (II), Institut für Stahlbau und Holzbau, Universität Innsbruck - Innsbruck 1992
- [2.20] Design of Composite Joints for buildings. ECCS – Technical Committee 11 – Composite Structures, First Edition 1999
- [2.21] *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
- [2.22] *Tschemmerneegg, F.*: Connections of Floor Systems to Columns – Conventional and Advanced. IABSE Conference Report „Composite Construction – Conventional and Innovative“. International Conference, Innsbruck, Austria, Sep. 1997
- [2.23] *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
- [2.24] COST C1 – „Composite steel concrete joints in frames for buildings: Design provisions“. Brussels Luxembourg 1999
- [3.1] DIN 50125 (April 1991) Zugproben – Prüfung metallischer Werkstoffe
- [3.2] DIN 50145 (Mai 1975) Zugversuch – Prüfung metallischer Werkstoffe
- [3.3] DIN 1048 (Juni 1991) Prüfverfahren für Beton

- [5.1] *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
- [5.2] *Bode, H., Kronenberger, H.J., Schmackpfeffer, H.:* Teiltragfähige, verformbare Verbindungen im Stahlverbundbau. Abschlußbericht zu Teilprojekt 2 der DFG-Forschergruppe VERBUNDBAU, Kaiserslautern 1999
- [5.3] *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
- [5.4] *Kindmann, R., Kathage, K.:* Experimentelle Untersuchungen zur Rotationskapazität von Verbundanschlüssen. Stahlbau 63 (1994), Heft 10
- [5.5] *Anderson, D., Najafi, A.A.:* Performance of Composite Connections: Major Axis End Plate Joints. Journal of Constructional Steel Research 31 (1994) 31-57
- [5.6] *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
- [5.7] *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
- [5.8] *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
- [5.9] *Xiao, Y., Nethercot, D.A., Choo, B.S.:* Composite Connections in Steel and Concrete. I. Experimental Behaviour of Composite Beam-Column Connections. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 31 (1994), 3-30
- [5.10] DIN 18800 (November 1990), Teil 1
- [5.11] EDIN 18800 (November 1990), Teil 5
- [5.12] *Sachs, L.:* Statistische Auswertungsmethoden, Springer Verlag Berlin Heidelberg New York, 3. Auflage, 1972
- [5.13] *Kreller, H.:* Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 409, Beuth Verlag GmbH Berlin Köln 1990

- [5.14] EDIN 1045, Teil 1 (Feb. 1997)
- [5.15] EDIN 1045, Teil 1 (Nov. 1998)
- [5.15] DIN 488, Teil 1 (Sep. 1984)
- [6.1] *Becker, J.*: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nichtruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997
- [6.2] DIN EN 10025 (Jan. 1991)
- [6.3] *Petersen, C.*: Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. Abschnitt 6.4.5, Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig, Wiesbaden 1993
- [6.4] *Degenkolbe, J., Haneke, M., Schlüter, W.*: Stähle und Stahlerzeugnisse. Stahlbau-Handbuch, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln 1982
- [6.5] DASt-Richtlinie 011, „Hochfeste schweißgeeignete Feinkornbaustähle mit Mindeststreckgrenzen von 460 und 690 N/mm<sup>2</sup> - Anwendungen für Stahlbauten“, Feb. 1988
- [6.5] *Rußwurm, D.*., „Qualitätsbericht Betonstahl“, Betonstahltag Frankfurt, 1994
- [6.6] *König, G., Soukhov, D., Jungwirth, F.*: Sichere Betonproduktion – Betondruckfestigkeit nach prEN 206 und EC1 / EC2. beton 11/98
- [6.7] *Meyer, J., Krell, J.*: Varianten statt starrer Mischanweisungen – Ergebnis einer Langzeitstudie. beton 1/99
- [6.8] *Hoffmeister, B.*: Platische Bemessung von Verbundkonstruktionen unter Verwendung realitätsnaher Last-Verformungsansätze. Dissertation, RWTH Aachen, 1997
- [6.9] *Couchman, G.*: Design of continous composite beams allowing for rotation capacity. These Nr.: 1308, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 1995
- [6.10] *SOFiSTiK AG*: Handbuch zum Programmsystem SOFiSTiK, Programmteil AQB, Version 198,

## **Lebenslauf**

- 1971- 1975    Grundschule in Elversberg
- 1975- 1983    Staatliches Gymnasium in Sulzbach
- 1983- 1985    Steinwaldgymnasium in Neunkirchen
- 1985 - 1987    Zivildienst auf der DRK-Rettungswache in St. Ingbert
- 1987 – 1993    Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Kaiserslautern,
- 1993 – 1996    Mitarbeiter im Ingenieurbüro ARUP GmbH in Berlin
- seit 1996     wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Stahlbau  
der Universität Kaiserslautern,

Waldmohr, Oktober 1999

Christoph Odenbreit