

**Beitrag zum Tragverhalten von Verbundträgern im
Bereich von großen Stegöffnungen unter
besonderer Berücksichtigung der
Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurtes**

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

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Christian Kohlmeyer

aus Kusel

Dekanin:	Prof. Dr. habil. G. Troeger-Weiß
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Ramm
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
Tag der mündlichen Prüfung:	13.12.2007

Kaiserslautern 2007

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Wesentlichen während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion des Fachbereichs Architektur / Raum und Umweltplanung / Bauingenieurwesen der Universität Kaiserslautern.

Mein großer Dank gebührt dem damaligen Leiter des Fachgebiets und ersten Berichterstatter Herrn Prof. Dr.-Ing. Wieland Ramm für seine stete Unterstützung und seine wertvollen Denkanstöße in den zahlreichen Gesprächen.

Für die Übernahme des Korreferats bedanke ich mich recht herzlich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell, der mich als Nachfolger von Herrn Prof. Ramm weiterhin gefördert hat. Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz danke ich dafür, dass er den Vorsitz der Prüfungskommission übernommen hat.

Mein weiterer Dank gilt der Mannschaft des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau für ihr Engagement im Rahmen der experimentellen Untersuchungen. Ebenso danke ich den Hilfswissenschaftlern für ihre Mithilfe bei den zahlreichen Versuchen und der Aufbereitung der Daten.

Weiterhin bedanke ich mich bei meinen Kollegen für ihre stete Gesprächsbereitschaft und die wertvollen Anregungen. Mein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Ian Quirke und Herrn Dr.-Ing. Torsten Weil für die freundschaftliche Hilfe während unserer gesamten gemeinsamen Zeit und darüber hinaus.

Meinen Eltern, Schwiegereltern und meiner Frau danke ich ganz besonders herzlich für ihre Unterstützung sowie ihren Rückhalt und ihr Verständnis.

Kaiserslautern, im Januar 2008

Christian Kohlmeyer

Christian Kohlmeyer

**Beitrag zum Tragverhalten von Verbundträgern im
Bereich von großen Stegöffnungen unter
besonderer Berücksichtigung der
Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurtes**

Inhalt

Zusammenfassung / Abstract	v
Bezeichnungen	vii
1 Einleitung	1
2 Veranlassung und Zielsetzung	2
3 Experimentelle Untersuchungen	7
3.1 Allgemeines	7
3.2 Versuchskörper	7
3.3 Versuchsprogramm	8
3.4 Herstellung der Versuchskörper	12
3.5 Versuchsaufbau	12
3.6 Versuchsdurchführung	14
3.7 Messungen	15
3.8 Aufsägen der Versuchsträger	17
3.9 Baustoffe	18
3.9.1 Beton	18
3.9.2 Betonstahl	19
3.9.3 Baustahl	20
3.9.4 Kopfbolzendübel	20
3.9.5 Dübelleisten	21
3.10 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	21
3.10.1 Allgemeines	21
3.10.2 Last und Querkraft	22
3.10.3 Durchbiegung und Durchbiegungsdifferenzen	22
3.10.4 Schlupf in der Verbundfuge	31
3.10.5 Dehnungen in den KBD	34
3.10.6 Dehnungen in den Doppelkopfkankern der Dübelleisten	37
3.10.7 Dehnungen des oberen Flansches	38
3.10.8 Dehnungen des unteren Flansches	40
3.10.9 Dehnungen der Längsbewehrung	44
3.10.10 Dehnungen der Querbewehrung	52

4	Rechnerische Untersuchungen	55
4.1	FE-Modell	55
4.2	Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchswerten	60
4.2.1	Allgemeines	60
4.2.2	Traglasten	60
4.2.3	Last-Verformungskurven	61
4.2.4	Schlupf in der Verbundfuge	63
4.2.5	Zugkräfte in den KBD	64
4.2.6	Zugkraft in den Doppelkopfkankern der Dübelleisten	65
4.2.7	Normalkraft im oberen Flansch	67
4.2.8	Normalkraft im unteren Flansch	68
4.2.9	Normalkraft der Längsbewehrung	69
4.2.10	Normalkraft der Querbewehrung	72
4.2.11	Zusammenfassung	74
4.3	Parameterstudie	74
5	Erörterungen der Ergebnisse aus den experimentellen und rechnerischen Untersuchungen	78
5.1	Schnittgrößen des Betongurts in Längsrichtung	78
5.1.1	Allgemeines	78
5.1.2	Öffnungen im Bereich positiver Globalmomente	84
5.1.3	Öffnungen im Bereich negativer Globalmomente	94
5.1.4	Öffnungen im Bereich eines globalen Momentennullpunkts	99
5.2	Verteilung der Querkraft im Betongurt über dessen Breite	101
5.3	Einleitung der zusätzlichen Gurtquerkräfte im Öffnungsbereich durch die Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2	106
5.4	Transport der Querkräfte mit Hilfe der Kopfbolzendübelpaare	114
5.5	Versagensarten	116
5.5.1	Vorbemerkung	116
5.5.2	Ausreißen der Dübel vor der Öffnung aus dem Betongurt	116
5.5.3	Querkraftversagen des Betongurts über der Öffnung	121
5.5.4	Durchstanzen	126
5.5.5	Abbrechen der Rippen beim profilierten Betongurt	126
5.5.6	Mischformen	130
5.5.7	Zusammenfassung	131

5.6	Auswirkung von Dübelleisten	134
6	Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich	145
6.1	Allgemeines	145
6.2	Mittragende Breite des Betongurts	145
6.3	Globale Schnittgrößen	148
6.4	Sekundärschnittgrößen der Teilträger	148
6.4.1	Allgemeines	148
6.4.2	Normalkräfte der Teilträger	149
6.4.3	Querkräfte der Teilträger	149
6.4.4	Sekundärmomente in den Teilträgern	155
6.5	Maßgebende Querkräfte des Betongurts im Öffnungsbereich	155
6.5.1	Allgemeines	155
6.5.2	Maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,o}$ im Betongurt für den Querkraftnachweis über der Öffnung	159
6.5.3	Maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,e}$ im Betongurt für den Querkraftnachweis am Öffnungsrand 2 (Ausreißen)	159
6.5.4	Maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,a}$ des Betongurts für den Querkraftnachweis am Öffnungsrand 1 (Durchstanzen)	160
6.6	Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt im Bereich der Öffnung	161
6.6.1	Allgemeines	161
6.6.2	Querkraftnachweis des Betongurts über der Öffnung	161
6.6.3	Querkraftnachweis des Betongurts am Öffnungsrand 2 (Ausreißen)	179
6.6.4	Querkraftnachweis des Betongurts am Öffnungsrand 1 (Durchstanzen)	189
6.6.5	Zusammenfassung	195
7	Weitere Nachweise für den Öffnungsbereich und ergänzende Hinweise	199
7.1	Allgemeines	199
7.2	Nachweis des unteren Teilträgers	199
7.3	Nachweis des oberen Teilträgers auf Biegung und Biegung mit Längskraft	200
7.4	Maßgebende Querkraft des Stahlträgers am Öffnungsrand 1	201
7.5	Maßgebende Querkraft des Stahlträgers und Zugkräfte der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2	203

7.6	Weitere Nachweise für den Stahlträger am Öffnungsrand 2	206
7.7	Nachweis der Kopfbolzendübel im Öffnungsbereich	207
7.8	Ergänzende Hinweise	207
8	Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton	209
8.1	Veranlassung und Zielsetzung	209
8.2	Allgemeines	209
8.3	Versuchsprogramm	210
8.4	Versuchskörper und Versuchsaufbau	211
8.5	Prinzipieller Versuchsablauf	213
8.6	Reibungsversuche ohne zusätzliche direkte Einwirkungen	215
8.7	Reibungsversuche mit Längsdruckspannungen	222
8.8	Reibungsversuche mit Längsschubkraft	229
8.9	Reibungsversuche mit Biegung der KBD	236
8.10	Übertragung der Ergebnisse der Reibungsversuche auf die großmaßstäblichen Versuche	241
9	Zusammenfassung und Ausblick	246
10	Literaturverzeichnis	249

Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen analysiert und ein Modell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts entwickelt. Die Basis dazu bilden umfangreiche experimentelle und rechnerische Untersuchungen. Des Weiteren wird die Reibung zwischen dem Schaft von einbetonierten Kopfbolzendübeln und dem umgebendem Beton experimentell untersucht.

Anhand von 21 großmaßstäblichen Traglastversuchen, die erstmals so konzipiert waren, dass im Öffnungsbereich nahezu die gesamte Querkraft durch den Betongurt übertragen wurde, konnte die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts experimentell in engen Grenzen bestimmt werden. Neue Erkenntnisse über den Lastabtragungs- und Versagensmechanismus im Öffnungsbereich wurden durch die Auswertung der Dehnungen der Kopfbolzendübel im Öffnungsbereich und das nachträgliche Aufsägen des Betongurts der Versuchsträger gewonnen.

Die Versuche wurden mit einem dreidimensionalen FE-Modell, das die Versuche in ihren wesentlichen Teilen abbildete, simuliert. Durch den Vergleich der rechnerischen mit den experimentell ermittelten Werten wurde dieses Modell überprüft und anschließend wurden damit Parameteruntersuchungen durchgeführt.

Mit den Erkenntnissen aus den experimentellen und rechnerischen Untersuchungen konnte der Lastabtragungsmechanismus im Öffnungsbereich umfassend analysiert werden und ein Ingenieurmodell zur Bestimmung und zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich entwickelt werden.

Abstract

Within the scope of this thesis the bearing behaviour of composite beams in the region of large web openings is analysed and a model to determine the shear bearing capacity of the concrete slab is developed. The results presented are based on extensive experimental and numerical analysis. Furthermore the friction between the stud shaft and surrounding concrete was investigated in the laboratory.

Twenty one full scale tests were carried out on test specimens which were, for the first time, designed so that a maximum amount of the shear force is carried by the concrete slab allowing the determination of its shear bearing capacity within close limits. New findings are made on the load bearing and failure mechanisms of the opening region by analysing the strain in the studs around the opening and by subsequently sawing open the concrete slab of the test specimen.

The laboratory tests were simulated by a three dimensional finite element model which took the essential elements of the test specimens into account. The model was checked by comparing the experimental and analytical results and then used for a parametric study.

Using the results from the tests and the calculations, the load bearing behaviour in the opening region was comprehensively analysed and an engineering model was developed for determining and designing the shear bearing capacity of the concrete slab in the region of the opening.

Bezeichnungen

Werkstoffkennwerte

$E_{c,m}$	mittlerer E-Modul am Versuchstag
E_s	E-Modul des Stahls
$f_{c,cube150,m}$	mittlere Druckfestigkeit des Betons am Versuchstag, bestimmt an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge
$f_{ct,sp}$	mittlere Spaltzugfestigkeit des Betons am Versuchstag
f_y	Streckgrenze
f_u	Zugfestigkeit
$R_{p0,2}$	Dehngrenze

Querschnittswerte und Geometrie

A	Querschnittsfläche
a_o	Öffnungslänge
$a_{o,c}$	wirksame Öffnungslänge des Betongurts
b	Querschnittsbreite
b_{eff}	globale mittragende Breite
b_f	Flanschbreite
b_l	lokale mittragende Breite
b_v	Querkraftbreite
b_{w1}	Breite der Zone 1
b_{w2}	Breite der Zone 2
c_0	Stelle des Momentennullpunkts des Betongurts im Öffnungsbereich
d_D	Durchmesser Dübelschaft
d_K	Durchmesser Dübelkopf
EI	Biegesteifigkeit
e_L	Dübelabstand in Längsrichtung
e_q	Dübelabstand in Querrichtung
$h_{a,o}$	Höhe des oberen Stahlträgerrests
h_c	Dicke des Betongurts
h_{ef}	effektive Kopfbolzendübelhöhe
m	Stelle im Öffnungsbereich, an der sich die Momente M_o und M_u im oberen und unteren Teilträger in der Summe aufheben
n	Öffnungsmittelpunkt
s_{we}	Bügelabstand in Längsrichtung
s_{wq}	Bügelabstand in Querrichtung
t_y	Lasteintragungsbreite
z_o	innerer Hebelarm zwischen dem oberen und unteren Teilträger

Schnittgrößen und Belastung

A	Auflagerkraft
M	Moment
M_1 bis M_4	Sekundärmomente in den Öffnungsecken 1 bis 4
$M_{\Sigma o}$	Momentensumme des oberen Teilträgers
$M_{\Sigma u}$	Momentensumme des unteren Teilträgers
N	Normalkraft
N_A	äußere Normalkraft
N_D	Normalkraftdifferenz
P	Last
R	Reibung
R_H	Haftverbund
S_2 bis S_4	Summen der Dübelzugkräfte
S_e	Summe der am Öffnungsrand 2 eingeleiteten Dübelzugkräfte
V	Querkraft
$V_{g,u,exp}$	Experimentell bestimmte Gesamtquerkraft im Öffnungsbereich beim Erreichen der Traglast
$V_{g,Smax}$	Gesamtquerkraft im Öffnungsbereich, bei der das Maximum der Summen der Dübelzugkräfte erreicht wird
V_L	Dübellängsschubkraft

Spannungen

σ	Normalspannung
τ	Schubspannung

Verformungen

ε	Dehnung
d_o	Durchbiegungsdifferenz der beiden Öffnungsänder 1 und 2

Verhältniszahlen

k_2 bis k_4	Anteil der drei Dübelzugkraftsummen S_2 bis S_4 an der Gesamtquerkraft V_g
k_{max}	Verhältnis zwischen $V_{g,Smax}$ und $V_{g,u,exp}$
k_V	Querkraftverhältnis
$k_{V,FE}$	Querkraftverhältnis nach der FE-Berechnung
k_{VG}	Verhältnis der Dübelzugkraft N_{P3} zur Gesamtquerkraft V_g im Öffnungsbereich
k_{Vo}	oberes Querkraftverhältnis
k_{P1}, k_{P2}, k_{P4}	Verhältnis der Dübelzugkräfte N_{P1}, N_{P2} , bzw. N_{P4} zur Dübelzugkraft N_{P3}
m	Proportionalitätsfaktor

Indizes

1 bis 4	Stelle 1 bis 4 im Öffnungsbereich
1	Öffnungsrand 1, Zone 1
2	Öffnungsrand 2, Zone 2
a	Baustahl, Ausleitung der Querkraft (Öffnungsrand 1)
c	Beton
c0	Stelle c ₀
calc	rechnerisch
d	Bemessungswert
e	Einleitung der Querkraft (Öffnungsrand 2)
el	elastisch
exp	experimentell
FE	Finite Element Berechnung
g	global, gesamt
i	Zählvariable
K,F	Kopfbolzenfuß
K,K	Kopfbolzenkopf
k	charakteristischer Wert
l	lokal
m	Stelle m
max	Maximum
n	Stelle n
o	oberer Teilträger, Öffnung
P1, P2, ...	Dübelpaare P1, P2, ...
pl	plastisch
u	unterer Teilträger, ultimate, ungestört

Abkürzungen

DKA	Doppelkopfanke
KBD	Kopfbolzendübel
ÖMI	Öffnungsmitte
ÖR 1	Öffnungsrand 1
ÖR 2	Öffnungsrand 2

Sonstiges

γ	(Teil-) Sicherheitsbeiwert
----------	----------------------------

1 Einleitung

Das Durchbrechen von Unterzügen mit Öffnungen zur horizontalen Leitungsführung spart Bauhöhe, da der Raum für die Installation in die Ebene des Deckentragwerks integriert wird. Das führt zu einer Reduzierung der Stockwerkshöhe und somit zu Material- und Kostenersparnis. Allerdings entstehen in den Trägern durch die Öffnungen örtliche zusätzliche Beanspruchungen, welche bei der Dimensionierung und Bemessung zu berücksichtigen sind, insbesondere, wenn es sich um größere Aussparungen handelt.

Das prinzipielle Tragverhalten eines Trägers mit einer Öffnung ist bekannt und wird im nächsten Kapitel kurz beschrieben. Allerdings ergeben sich gerade im Verbundbau durch das Vorhandensein zweier Materialien und deren Zusammenwirken durch Verbundmittel Fragestellungen, die noch nicht zu genüge beantwortet sind.

Insbesondere die Frage nach der Aufteilung der Querkraft und deren Abtragung im Öffnungsbereich bedarf der Klärung.

2 Veranlassung und Zielsetzung

Im Bereich von großen Stegöffnungen zerfällt das Tragsystem von Biegeträgern in ein rahmenartiges System, das durch die über und unter der Öffnung verbleibenden Trägerteile gebildet wird, die an den Enden der Öffnung, die mit Öffnungsrand 1 (ÖR 1) und Öffnungsrand 2 (ÖR 2) bezeichnet werden, in den jeweils weiterführenden, ungeschwächten Träger eingespannt sind (Abbildung 2.1).

Die Übertragung der globalen Trägerschnittgrößen M_g und V_g über den Öffnungsbereich hinweg erfolgt bekanntlich prinzipiell auf folgende Weise: das globale Biegemoment M_g wird durch ein Kräftepaar von Normalkräften $-N_o = N_u$ in den Teilträgern aufgenommen, die entsprechend ihrer Lage den Abstand als Hebelarm z_o aufweisen:

$$-N_o \cdot z_o = N_u \cdot z_o = M_{g,m} \quad (2.1)$$

Die Querkraft teilt sich auf V_o und V_u in den Teilträgern auf:

$$V_o + V_u = V_{g,m} \quad (2.2)$$

Diese anteiligen Querkräfte erzeugen in den Teilträgern sekundäre Biegemomente, die an den Enden der Stegöffnung die Werte M_1 bis M_4 annehmen:

$$|M_1| + M_2 = V_o \cdot a_o \quad (2.3)$$

$$|M_3| + M_4 = V_u \cdot a_o \quad (2.4)$$

Die Enden 1 bis 4 der Teilträger werden also durch die Sekundärmomente M_1 bis M_4 bei gleichzeitiger Wirkung der Normalkräfte N_o oder N_u in Interaktion mit den Teilquerkräften V_o oder V_u beansprucht.

Das geschilderte Tragverhalten im Öffnungsbereich ist verhältnismäßig komplex. Bei reinen Stahlträgern mit I-Querschnitt zum Beispiel ist es aber wegen des einheitlichen elastisch/plastischen Werkstoffverhaltens auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit einfacher zu übersehen, wenn in konventioneller Weise Längs- und Quersteifen angeordnet werden. Schon bei Stahlträgern wird die Situation schwieriger, wenn aus wirtschaftlichen Gründen auf Steifen soweit wie möglich verzichtet werden soll. Zwar werden bei längeren Stegöffnungen Längssteifen über und unter der Öffnung im Allgemeinen notwendig sein, um die erforderliche Biegetragfähigkeit der verbleibenden Teilquerschnitte zu schaffen. Aber die Frage nach dem Erfordernis zusätzlicher, nur aufwendig einpaßbarer Quersteifen ist, auch im Zusammenhang mit der Vermeidung lokaler Instabilitäten, nicht mehr einfach zu beantworten.

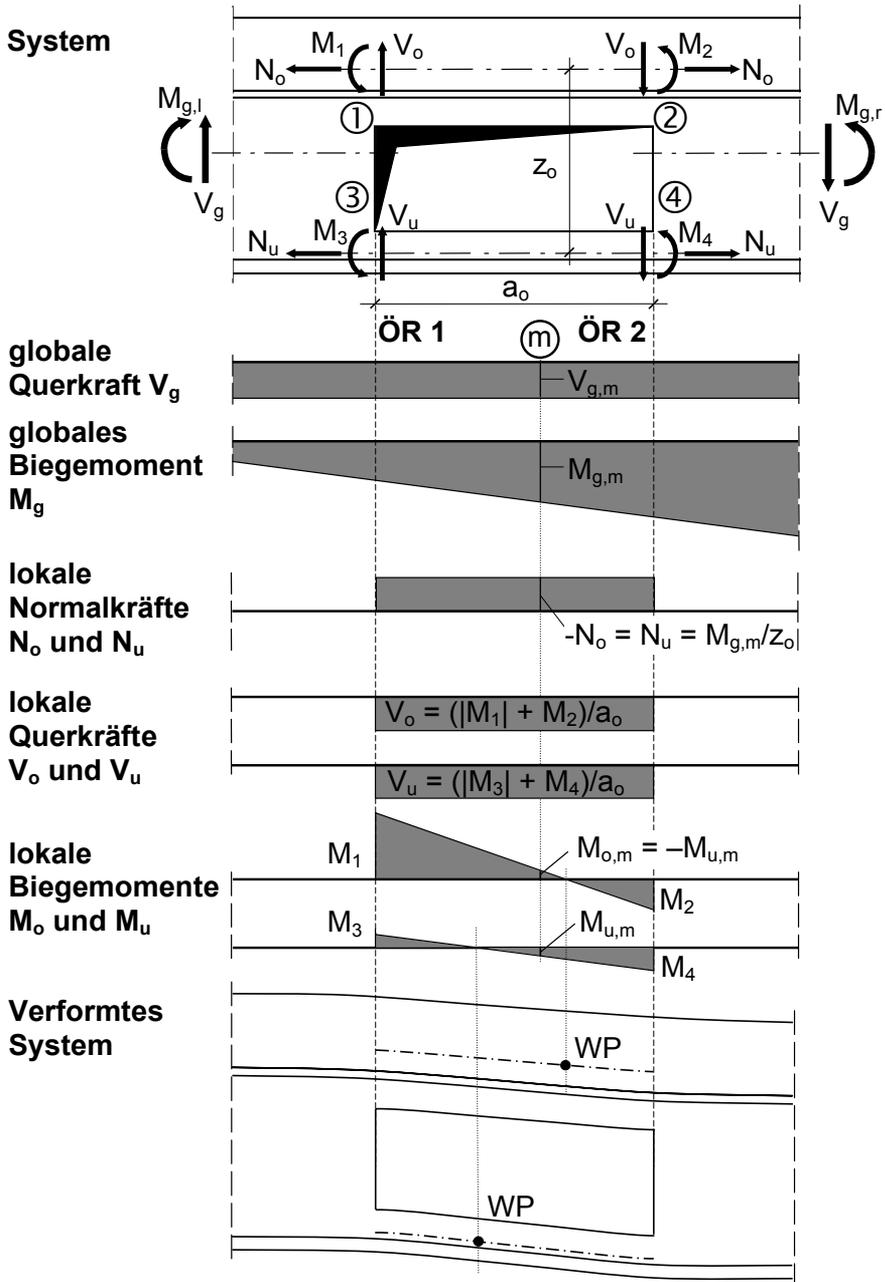


Abb. 2.1: Globale und lokale Schnittgrößen und Biegelinien im Öffnungsbereich

In den letzten 20 Jahren wurden an verschiedenen Stellen großmaßstäbliche Traglastversuche auch an Stahlverbundträgern mit großen Stegöffnungen durchgeführt.

Untersuchungen im Ausland erfolgten u.a. von Donahey und Darwin (**Donahey 1986 und Donahey 1988**), Clawson und Darwin (**Clawson 1982**), Lawson, Chung und Price (**Lawson 1992**), Reedwood und Poubouras (**Redwood 1983**) und Cho und Redwood (**Soon 1992**).

In Deutschland wurden solche Traglastversuche von Bode, Künzel und Stengel (**Bode 1978, Bode 1991, Bode 1993 und Bode 1994**) durchgeführt.

Im Rahmen dieser Arbeiten wurden die Probleme erkannt, die im Bereich von Stegöffnungen auftreten. Um die Versuchsergebnisse nachzuvollziehen, wurden unterschiedliche Rechenmodelle entwickelt.

Um die vom Betongurt aufnehmbare Querkraft zu ermitteln, wird bei den Rechenmodellen die jeweilige Formel aus Vorschriften zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung benutzt. Zum Beispiel verwendet Stengel (**Stengel 1996**) vereinfachend hierfür die Formel des **EC 2** für V_{Rd1} . Auch gemäß einer technischen Dokumentation der Bauberatung Stahl (**Bode 1995**), einer Darstellung des Standes der Technik, wird die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes nach dieser Formel bestimmt. Jedoch sind diese im **EC 2** und in **DIN 1045-1** angegebenen Formeln empirisch auf der Grundlage einer Vielzahl von Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung ermittelt worden und können aus den nachfolgend aufgeführten Gründen nicht einfach auf den Stahlbetongurt von Stahlverbundträgern über Stegöffnungen übertragen werden:

- Schubbewehrung:

Die genannten Nachweismodelle gehen davon aus, dass keine Schubbewehrung vorhanden ist. Beim Betongurt können allerdings die Kopfbolzen oberhalb der Öffnung in einem gewissen Grad die Aufgabe einer Schubbewehrung übernehmen. Wenn ein großer Querkraftanteil vom Betongurt über die Öffnung hinweg transportiert wird, werden die in diesem Bereich angeordneten Kopfbolzendübel im Sinne eines Fachwerkmodells entsprechende Zugkräfte aufnehmen. In welchem Umfang die Wirkung dieser Kopfbolzendübel als Schubbewehrung im Öffnungsbereich die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes erhöht, ist bisher nicht erforscht.

- Längsbewehrungsgrad:

Bei der Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung hat die vorhandene Längsbewehrung einen erheblichen Einfluss. Inwieweit dieser Einfluss auch beim Betongurt im Bereich der Öffnungen zum Tragen kommt und wie oder ob der obere Stahlträgeranteil die Wirkung einer Längsbewehrung entfaltet, ist noch ungeklärt.

- Einleitung des zusätzlichen Querkraftanteils:

Die Einleitung des Querkraftanteils in den Betongurt erfolgt konzentriert über die Kopfbolzendübel in der unmittelbaren Umgebung des Öffnungsrandes 2 (Abbildung 2.1). In welchem Maße die hier vorhandenen Kopfbolzendübel Kräfte in den in diesem Bereich lokal besonders hoch beanspruchten Betongurt einleiten können, muss untersucht werden.

- Lokale mittragende Breite des Betongurtes über der Öffnung:

Unklar ist ebenfalls, welche Breite des Betongurtes über der Stegöffnung als mittragend für die Aufnahme der lokalen Zusatzschnittgrößen angesetzt werden kann. Diese Breite ist wegen der nicht allzu großen Länge der Öffnung und wegen der konzentrierten Querkraftein- und -ausleitung vor bzw. hinter der Öffnung begrenzt und erreicht im allgemeinen keinesfalls die mittragende Breite des Betongurtes im ungestörten Verbundträgerbereich.

- Umverteilung der sekundären Biegemomente (M_1 bis M_4 in Abbildung 2.1):

Die an den Enden der Öffnung in den Teilquerschnitten vorhandenen sekundären Biegemomente müssen sich unmittelbar vor und hinter der Öffnung auf den vollen ungeschwächten Trägerquerschnitt umlagern. Wie diese Umlagerung im Einzelnen lokal erfolgt, insbesondere bei den Momenten M_1 und M_2 (Abbildung 2.1) des oberen Teilquerschnitts, muss ebenfalls noch geklärt werden.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, diese offenen Fragen zu beantworten und somit für den Stahlbetongurt von Verbundträgern im Bereich großer Stegöffnungen ein umfassendes Modell zur Beschreibung der Querkraftübertragung und zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zu entwickeln. In diesem Modell soll auch die Einleitung der Querkraft in den Betongurt durch die Kopfbolzendübel und die daraus resultierenden Beanspruchungen der Kopfbolzendübel selbst und des Betongurtes sowie das Zusammenwirken von Betongurt und Trägerflansch im Öffnungsbereich berücksichtigt werden. Dieses Modell ist eine wesentliche Komponente für den Nachweis des gesamten Tragvermögens im Öffnungsbereich.

Um ein solches Modell zu erstellen sind sowohl experimentelle als auch theoretische Untersuchungen notwendig.

Zunächst werden im Kap. 3 die experimentellen Untersuchungen abgehandelt, die 21 großmaßstäbliche Bauteilversuche umfassen. Die Beschreibung der Versuchskörper und des Versuchsprogramms erfolgt dabei in den Kap. 3.2 bis 3.6. Im Kap. 3.7 folgt ein Überblick über die gemessenen Werte, die dann im Kap. 3.10 im Einzelnen vorgestellt und erläutert werden. Die Versuche liefern Erkenntnisse über die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes, die Versagensarten und –mechanismen sowie über das Trag- und Verformungsverhalten, und bilden durch die Messwerte die Grundlage für die Überprüfung der Ergebnisse der FE-Berechnungen. Die vollständige Dokumentation der Versuche und Versuchswerte ist **Ramm 2006** zu entnehmen.

Die theoretischen Untersuchungen in Form von FE-Berechnungen, die im Kap. 4 dargestellt werden, erlauben es, die experimentell nur mit sehr hohem Aufwand oder überhaupt nicht bestimmbareren Größen zu ermitteln, um so die Lastabtragung vollständig zu erfassen. Das FE-Modell, das den rechnerischen Untersuchungen zu Grunde liegt, wird im Kap. 4.1 erörtert. Im Kap. 4.2 werden die Berechnungsergebnisse mit den Versuchswerten verglichen und bewertet. Abschließend wird im Kap. 4.3 eine Parameterstudie vorgestellt.

In Kap. 5 werden die Ergebnisse aus den experimentellen und rechnerischen Untersuchungen dargestellt. Dazu werden in Kap. 5.1 und 5.2 der Lastabtrag in Längs- bzw. Querrichtung untersucht. In Kap. 5.3 und 5.4 werden die Funktionen und Beanspruchungen der KBD im Öffnungsbereich erörtert und in Kap. 5.5 werden die Versagensarten aufgeschlüsselt. Schließlich werden in Kap. 5.6 die Auswirkungen der in drei Versuchen zusätzlich eingebauten Dübelleisten diskutiert.

Im Kap. 6 wird ein Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit im Öffnungsbereich vorgestellt. Es umfasst sowohl die Ermittlung der maßgebenden Querkräfte im Öffnungsbereich als auch drei unterschiedliche Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt (Kap. 6.6).

Im Kap. 7 folgen weitere Nachweise für den Stahlträger und ergänzende konstruktive Hinweise.

Um das Reibverhalten zwischen KBD und umgebendem Beton zu erfassen und somit die in den großmaßstäblichen Versuchen ermittelten Dübelzugkräfte noch besser bewerten zu können, wurden neun weitere, kleine Versuche gefahren, die jeweils einen Ausschnitt aus den großmaßstäblichen Versuchen abbildeten. Die Versuche und deren Ergebnisse sind in Kapitel 8 beschrieben.

Kapitel 9 fasst schließlich diese Arbeit zusammen.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Alle Versuche und ergänzende experimentellen Untersuchungen wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt.

3.2 Versuchskörper

Da der Transport der Querkraft über die Öffnung hinweg im allgemeinen zum einen durch den unteren Teilträger, d.h. vornehmlich durch den Reststeg des unteren Teilträgers, und zum anderen durch den oberen Teilträger, d.h. durch den Betongurt und den Reststeg des oberen Teilträgers gemeinsam stattfindet, war es bei allen bisher an anderen Stellen durchgeführten Versuchen selbst mit erheblichem Messaufwand nicht möglich, die Größe der in den einzelnen Querschnittsteilen übertragenen Querkraft zu ermitteln. Um aber den Anteil der vom Betongurt übertragenen Querkraft im Versuch von vornherein in engen Grenzen festzulegen, wurden nunmehr die beiden anderen Übertragungswege soweit wie möglich ausgeschaltet. Dazu wurde die Öffnung jeweils oben und unten bis zu den Flanschen ausgedehnt, so dass keine Reststege verblieben (Abbildung 3.1).

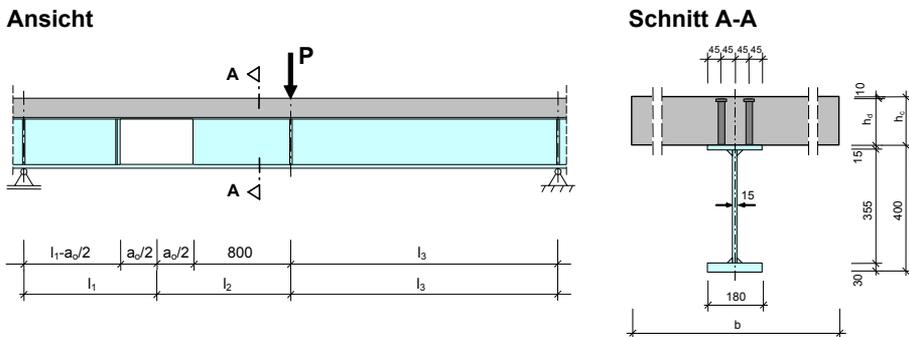


Abb. 3.1: Trägerabmessungen

Wird die Öffnung durch ein negatives globales Moment beansprucht, entstehen im unteren Teilträger Druckkräfte. Da der untere Teilträger aber nur aus dem unteren Flansch besteht, ist dieser in vertikaler Richtung knickgefährdet. Um dem zu begegnen, wird der untere Flansch in der Öffnung durch ein trapezförmiges Blech ausgesteift (siehe hierzu z.B. Abbildung 3.4 oder 3.29). Dieses Blech läuft nicht über die gesamte Öffnungslänge durch, sondern endet links und rechts jeweils 30 mm vor dem Öffnungsrand. Dies bewirkt, dass die Momente M_3 und M_4 an den Enden des unteren Flansches, wie auch im Fall des positiven globalen Moments, sehr klein bleiben. Damit ist die durch den unteren Teilträger übertragene Querkraft V_u , die ja direkt proportional zur Summe der Momente $|M_3|$ und M_4 ist, dementsprechend sehr gering.

3.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 3.1 zusammengestellt. Abbildung 3.1 erläutert die dort angegebenen Abmessungen.

Die gesamte Versuchsserie umfasst 21 großmaßstäbliche Versuche.

In **Ramm 2006**, Anhang A sind die Schal- und Bewehrungspläne der einzelnen Versuchskörper sowie die Belastungsanordnung und die Abfolge der einzelnen Versuche dargestellt.

Träger	Versuch	Untersuchte Parameter	Momentenvorzeichen	Betongurtdicke h_c	Statische Höhe d	Betongurtbreite	M/V	Längsbew.-grad ρ_l	Länge KBD h_c	Öffnungslänge a_o	l_1	l_2	l_3
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[%]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
T0	T0P	kleinere Öffnungslänge	+	16	12	110	110	2,0	15	49	110	110	220
	T0N		-	16	12	110	110	2,0	15	49	110	110	220
	T0NU		0	16	12	110	0	2,0	15	49	110	110	220
T1	T1P	Grundkonstellation	+	16	12	110	110	1,7	15	60	110	110	220
	T1N		-	16	12	110	110	2,6	15	60	110	110	220
	T1NU		0	16	12	110	0	1,7	15	60	110	110	220
T2	T2P55	schmaler Betongurt	+	16	12	55	110	1,7	15	60	110	110	220
	T2N55		-	16	12	55	110	2,6	15	60	110	110	220
	T2POD	keine Dübel über der Öffnung	+	16	12	110	110	1,7	15	60	110	110	220
T3	T3PSB	mit Dübelleiste als	+	16	12	110	110	1,7	15	60	110	110	220
	T3NSB	Schubbewehrung	-	16	12	110	110	2,6	15	60	110	110	220
	T3PPB	mit Profilblech	+	16	12/10	110	110	2,6	15	60	110	110	220
T4	T4P104	große Öffnungslänge	+	16	12	230	132	1,7	15	104	132	132	264
	T4N104		-	16	12	230	132	2,6	15	104	132	132	264
	T4P300	großes M/V-Verhältnis	+	16	12	230	300	1,7	15	60	300	110	308
T5	T5P21	hoher Betongurt	+	21	17	230	121	1,2	20	82	121	121	242
	T5N21		-	21	17	230	121	1,9	20	82	121	121	242
T6	T6P230	breiter Betongurt	+	16	12	230	110	1,7	15	60	110	110	220
	T6PSB	breiter Betong. mit Schubbew.	+	16	12	230	110	1,7	15	60	110	110	220
T7	T7PRS	Reststeg	+	16	12	230	110	1,7	15	60	110	110	220
	T7NRS	im oberen Teilträger	-	16	12	230	110	2,6	15	60	110	110	220

Tab. 3.1: Übersicht über das gesamte Versuchsprogramm, die maßgebenden Parameter und Abmessungen

Nachfolgend wird erläutert, welche Überlegungen den einzelnen Versuchen zu Grunde lagen und welche Zielsetzungen sie hatten. Vorab wird die Bezeichnungsweise der Versuche erklärt.

T steht für Träger, wobei mit den einzelnen Versuchsträgern jeweils zwei oder drei Versuche durchgeführt wurden. Die folgende Ziffer bezeichnet die Träger in ihrer chronologischen Abfolge. Direkt danach folgen entweder die Buchstaben P, N oder NU. Sie geben an, in welchem Vorzeichenbereich des globalen Momentes die Öffnung im Versuch liegt. P steht für den Bereich mit positivem und N für den mit

negativem Globalmoment. NU bezeichnet die Lage der Öffnung im Bereich des Momentennullpunkts. Die folgenden Buchstaben oder Ziffern stehen für die jeweiligen wesentlichen Änderungen gegenüber der Grundkonstellation, die von den Versuchen mit dem Träger T1 gebildet werden.

- TOP, TON und TONU

Die Serie T0 war ursprünglich als Grundkonstellation geplant. Aufgrund der bei der Durchführung dieser Versuche gewonnenen Erfahrungen wurde dann aber die Grundkonstellation nochmals modifiziert. Die Gründe hierfür waren folgende:

Für den Träger wurde ein IPE 400 verwendet. Dies hatte zum einen den Nachteil, dass aufgrund der erwarteten hohen Beanspruchungen der Untergurt von vornherein mit einem Blech verstärkt werden musste (siehe **Ramm 2006**, Anhang A), zum anderen war das Herstellen der Öffnungen durch den großen Ausrundungsradius zwischen Steg und Flanschen äußerst zeitaufwändig. Des Weiteren zeigte sich, dass die Traglasten höher als erwartet waren und dadurch auch der Steg bei weiteren Versuchen hätte verstärkt werden müssen.

Aufgrund dieser Tatsachen wurde der Stahlträger für die weiteren Versuche aus einzelnen Blechen zusammengeschweißt, um ihn so den jeweiligen Beanspruchungen besser anzupassen. Das Herausbrennen der Öffnungen gestaltete sich aufgrund der geringen Schweißnahtdicken damit auch einfacher. Außerdem waren die geschweißten Träger letztendlich auch billiger als Walzträger mit entsprechenden Verstärkungen.

Da die Versuche der Serie T0 im Gegensatz zur Grundkonstellation einen anderen Längsbewehrungsgrad und eine geringere Öffnungslänge haben, erweitern sie das Versuchsprogramm hinsichtlich dieser Parameter.

- T1P, T1N und T1NU

Die Serie T1 entspricht der Grundkonstellation der untersuchten Parameter. Diese Grundkonstellation wurde so gewählt, dass ein Schubversagen des Stahlbetongurts eintreten sollte. Um eine Fachwerkwirkung im Betongurt über der Öffnung zu erzielen, wurde dort der Abstand der Dübel in Längsrichtung möglichst gering gehalten, also der Mindestabstand gewählt. Des Weiteren wurde die Öffnungslänge so groß gewählt, dass sich die Querkraft nicht über eine schräge Druckstrebe direkt von einem bis zum anderen Öffnungsrand abstützen konnte. Andererseits musste die Öffnung in ihrer Länge auf ein bestimmtes Maß begrenzt werden, um ein Biegeversagen des Betongurts zu vermeiden.

Die Betongurtdicke wurde mit 16 cm festgelegt. Dies ist eine in der Praxis gängige Höhe und bewirkte, dass die übertragbare Querkraft nicht zu groß wurde. Dadurch konnten die Abmessungen der ungestörten Trägerbereiche, vor allem die Abmessung des Stahlträgers, in praktikablen Grenzen gehalten werden.

Die Betongurtbreite wurde mit 1,10 m gleich der globalen mittragenden Breite gewählt. Sie war damit auch größer als 0,65 m, was derjenigen lokalen

mitragende Breite b_{ml} zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurts entspricht, die in **Stengel 1996** angegeben wird.

Von dieser Grundkonstellation ausgehend wurde in den folgenden Versuchen möglichst immer nur ein Parameter variiert.

- T2P55 und T2N55

Um den Einfluss der Betongurtbreite auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen, wurde bei den Versuchen T2P55 und T2N55 gegenüber der Grundkonstellation der Betongurt auf 55 cm (Versuchsbezeichnung 55) verschmälert. Somit war dessen Breite 10 cm geringer als die lokale mitragende Breite b_{ml} nach **Stengel 1996**.

- T2POD

Versuch T2POD besaß über der Öffnung keine Kopfbolzendübel (Versuchsbezeichnung OD: "ohne Dübel"). Hierdurch sollte untersucht werden, wie sich das Fehlen der Dübel auf die Schub- und Biegetragfähigkeit und das Tragverhalten insgesamt auswirkt.

- T3PSB und T3NSB

Bei diesen beiden Versuchen war in den Betongurt im Bereich der Öffnung beidseits des Stahlbetongurtes je eine Dübelleiste eingelegt (siehe Kap. 5.6). In Längsrichtung begannen die Dübel der beiden Dübelleisten zwischen dem dritten und vierten KBD vor der Öffnung und endeten beim ersten KBD hinter der Öffnung. Die Dübelleisten sollten somit einerseits vor der Öffnung das frühzeitige Ausreißen der Dübel mit einem Ausbruchkegel aus dem Betongurt behindern (siehe hierzu ebenfalls Kap. 5.6). Über der Öffnung selbst sollten sie andererseits zusammen mit den auf dem Flansch aufgeschweißten Dübeln als Schubbewehrung (Versuchsbezeichnung SB: "Schubbewehrung") dienen.

- T3PPB

Hier war der Betongurt nicht massiv, sondern profiliert. Er stellte somit zusammen mit dem entsprechenden Profilblech einen Ausschnitt aus einer Verbunddecke mit Profilblechen dar (Versuchsbezeichnung PB: "Profilblech"). Dieser Versuch sollte die Änderungen im Tragverhalten und hinsichtlich der Tragfähigkeit gegenüber dem massiven Betongurt klären.

- T4P104 und T4N104

Abweichend von der Grundkonstellation war bei diesen Versuchen die Öffnungslänge mit 104 cm (Versuchsbezeichnung 104) etwa 1,7-mal so groß, was zur Folge hatte, dass insbesondere die Biegebeanspruchungen der Stahlbetonplatte durch die sekundären Momente M_1 und M_2 bis in den Grenzbereich der Tragfähigkeit gesteigert wurden.

- T4P300

Bei diesem Versuch war das M_g/V_g -Verhältnis in Öffnungsmitte mit 300 cm (Versuchsbezeichnung 300) etwa 3 mal so groß wie beim Versuch T1P, was bedeutete, dass auch die Drucknormalkraft im oberen Teilträger sich um diesen Faktor erhöhte. Dahingegen blieben die sekundären Biegemomente in etwa gleich. Somit war der Betongurt weitgehend überdrückt.

- T5P21 und T5N21

Die Dicke des Betongurts wurde in diesen Versuchen von 16 auf 21 cm (Versuchsbezeichnung 21) erhöht, um die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Betongurtdicke zu untersuchen. Gleichzeitig wurde die Öffnungslänge von 60 auf 82 cm vergrößert, um zu verhindern, dass sich die Druckstreben direkt vom Öffnungsrand 2 zum Öffnungsrand 1 abstützen können. Dadurch blieb das Verhältnis von statischer Höhe zur Öffnungslänge in etwa gleich.

- T6P230

Der Unterschied zur Grundkonstellation besteht hier in der größeren Plattenbreite von 230 cm (Versuchsbezeichnung 230). Dieser Versuch komplettiert die Untersuchungen zum Einfluss der Plattenbreite auf das Tragverhalten und die Tragfähigkeit.

- T6PSB

Der Unterschied zum Versuch T3PSB, bei dem ebenfalls eine Schubbewehrung im Bereich vor der Öffnung und im Öffnungsbereich in Form von Dübelleisten vorhanden war, besteht zum einen darin, dass der Betongurt jetzt mit 230 cm etwas mehr als doppelt so breit ist und dadurch die für die Traglast des Versuchs T3PSB maßgebende Schubtragfähigkeit verbessert werden soll. Zum anderen reichen die Dübelleisten (Versuchsbezeichnung SB) hier über den hinteren Rand der Öffnung hinaus, an dem die Querkraft vom Betongurt wieder in den Stahlträger eingeleitet wird, um so, wenn nötig, als Durchstanzbewehrung zu wirken.

- T7PRS und T7NRS

Bei diesen beiden Versuchen ist beim oberen Teilträger noch ein Stück des Steges vorhanden. Es wurde erwartet, dass sich dadurch die Beanspruchungen in den Kopfbolzendübeln, besonders die des letzten Kopfbolzendübels vor der Öffnung und die des ersten über der Öffnung, verändern, da die Querkraft aus dem ungeschwächten Steg jetzt teilweise über den verbleibenden Reststeg (Versuchsbezeichnung RS: "Reststeg") weiter in die Öffnung hinein transportiert werden konnte.

3.4 Herstellung der Versuchskörper

Die Stahlträger wurden von einer Stahlbaufirma soweit vorgefertigt, dass im Labor nur noch die Kopfbolzendübel aufgeschweißt werden mussten. Vor dem Aufschweißen der Bolzen auf den Trägerobergurt wurde dieser von losem Rost und Zunder befreit.

Nach dem Abschluss der Schweißarbeiten wurden die vorgesehenen Dehnungsmessstreifen auf dem Stahlträger appliziert.

Anschließend wurden die Betongurte auf die Träger betoniert. Der Betongurt war beim Betonieren flächig unterstützt, so dass auch die Eigenlast beim späteren Versuch das Verbundträgersystem beanspruchte. Es wurde immer ein Träger betoniert. Nach dem Einbringen, Verdichten und Glätten des Betons wurden die Träger für 7 Tage abgedeckt. Danach wurden die Träger ausgeschalt, in die Versuchshalle transportiert und für die Versuche vorbereitet.

3.5 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau bestand im Wesentlichen aus der Lasteinleitung, dem Versuchsträger und den Lagerböcken (Abbildung 3.2 und 3.3).

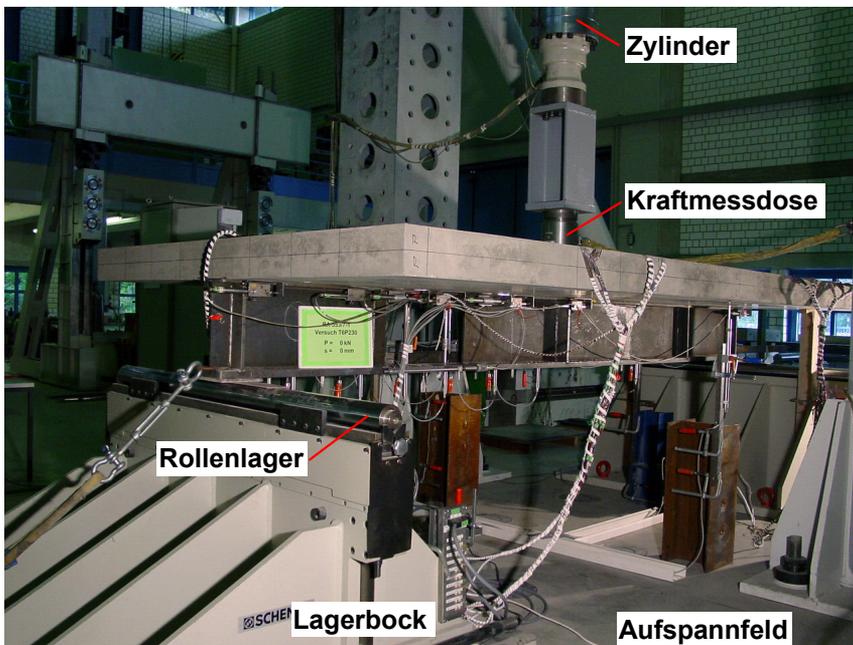


Abb. 3.2: Prinzipieller Versuchsaufbau am Beispiel des Versuch T6P230

Die Zylinderkraft wurde über eine Kalotte und eine Kraftmessdose, die auf einer 40 mm dicken und 300 x 300 mm großen Stahlplatte stand, in den Träger eingeleitet.

Der Träger gab die Last über Rollenlager an die Auflagerböcke weiter, die auf dem Aufspannfeld standen.

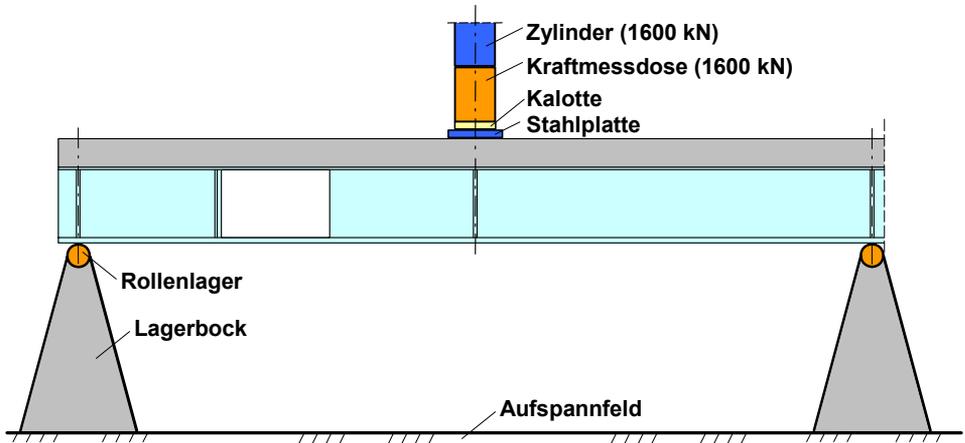
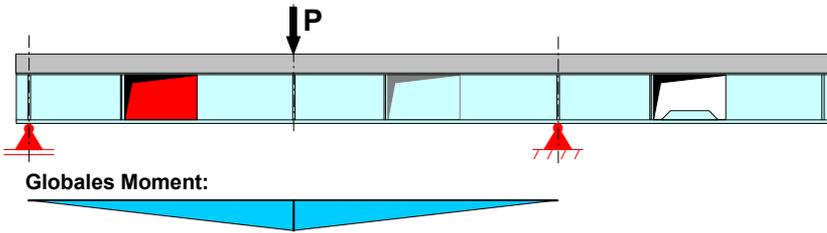


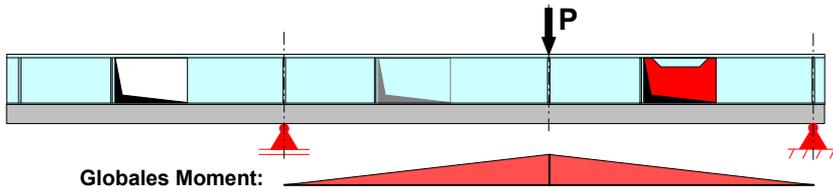
Abb. 3.3: Prinzipieller Versuchsaufbau

In **Ramm 2006**, Anhang A sind die Belastungsanordnung und die Abfolge der einzelnen Versuche dargestellt. Weiterhin enthält der Anhang B unter anderem fotografische Aufnahmen von jedem Versuchsaufbau. In Abbildung 3.4 ist beispielhaft für den Träger T1 die Belastungsanordnung und die Abfolge der drei Versuche T1P, T1N und T1NU dargestellt. Die jeweils untersuchte Öffnung ist rot hinterlegt.

Erster Versuch T1P: Öffnung liegt im Bereich eines positiven globalen Moments



Zweiter Versuch T1N: Öffnung liegt im Bereich eines negativen globalen Moments



Dritter Versuch T1NU: Öffnung liegt im Nullpunkt des globalen Moments

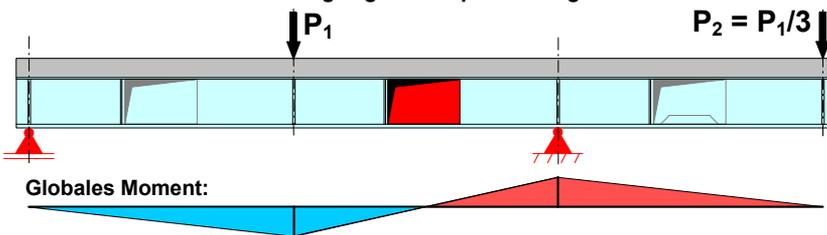


Abb. 3.4: Belastungsanordnung und Abfolge der drei Versuche T1P, T1N und T1NU, die mit dem Träger T1 durchgeführt wurden

3.6 Versuchsdurchführung

Die Belastung der Versuche erfolgte weggeregelt mit einem 1600 kN-Zylinder und bei den Versuchen mit der Öffnung im Bereich des Momentennullpunktes zusätzlich am Trägerende über zwei auf Zugstangen wirkende Hohlkolbenpressen (siehe **Ramm 2006**, Anhang B, Abbildung 18 und Abbildung 52).

Mindestens nach dem Erreichen jeder zweiten Laststufe wurden die im Betongurt entstandenen Risse markiert und mit der jeweils angefahrenen Laststufe beschriftet. Bei markanten Laststufen des Versuchs wurde der Träger fotografiert.

Das Gebrauchslastniveau wurde mit dem 0,5-fachen der erwarteten Traglast angenommen. Nach Erreichen dieser Gebrauchslast wurden 20 Lastwechsel zwischen einem niedrigen Lastniveau, bei dem der Versuchsträger fast vollständig entlastet war, und dem Gebrauchslastniveau gefahren. Diese Lastwechsel sollten bewirken, den in der Verbundfuge vorhandenen Haftverbund weitgehend zu lösen.

Zusätzlich wurde nach dem Erreichen von einem Viertel und von drei Vierteln der Traglast auf das gleiche niedrige Lastniveau entlastet, um auch hier eine Aussage über etwaige bleibende Verformungen zu gewinnen.

Nach der letzten Entlastung bei drei Viertel der erwarteten Traglast wurde der Träger in weiteren Laststufen bis zur Traglast belastet. Nach Erreichen des Traglastniveaus wurden weitere Verformungen über Weginkremente erzeugt, um Aufschlüsse über das Verhalten jenseits der Traglast zu gewinnen.

Die Versuchsträger wurden so entworfen, dass mit einem Versuchskörper jeweils 2 oder 3 Versuche durchgeführt werden konnten. Die Träger wurden ursprünglich so hergestellt, dass sie je nach Versuchs- und Belastungsabfolge ein oder zwei Öffnungen enthielten. Für den zweiten oder dritten Versuch mussten dann die ursprünglichen Öffnungen mit Blechen zugeschweißt und die nunmehr zu untersuchenden Öffnungen aus dem Steg herausgebrannt werden. Diese Arbeiten wurden im Labor selbst durchgeführt. Der Ablauf für die einzelnen Träger kann **Ramm 2006**, Anhang A entnommen werden.

3.7 Messungen

Die Messwerterfassung erfolgte über zwei Umschaltanlagen UPM 60 und einen angeschlossenen PC.

Für jede Laststufe wurde beim Erreichen der Last mindestens ein Messzyklus durchgeführt. Wurden bei einer Laststufe Risse nachgezeichnet und fotografiert, was im Mittel etwa 10 Minuten dauerte, fiel infolge zeitabhängiger Verformungen die Last um einige kN ab. Um diesen Effekt festzuhalten, wurde eine zweite Messung durchgeführt, bevor die nächste Laststufe angefahren wurde.

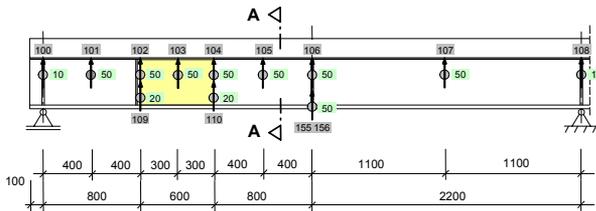
Die Messung der Zylinderkraft erfolgte redundant, um diesen wesentlichen Messwert zuverlässig zu erfassen. Die eine Messung erfolgte über den Öldruck des servohydraulisch gesteuerten Zylinders, die andere mit Hilfe der schon erwähnten Kraftmessdose zwischen dem Zylinder und der Lasteinleitungs konstruktion.

Die Verformungsmessungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik durchgeführt, die je nach Erfordernis eine Messlänge zwischen 10 und 50 mm hatten.

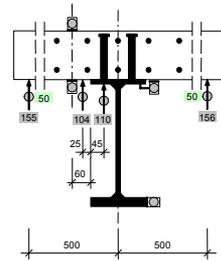
Als Verformungsgrößen wurden die Durchbiegungen des Trägers sowie der Schlupf in der Verbundfuge an den Trägerenden und an weiteren Punkten im Öffnungsbereich bestimmt.

Die Anordnung der Wegaufnehmer ist in Abbildung 3.2 beispielhaft für Versuch T1P dargestellt.

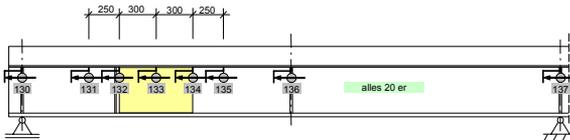
Durchbiegungsmessungen



Schnitt A-A



Schlupfmessungen



Legende:

Wegaufnehmer 108 — Nummerierung
 10 — Messlänge

Dehnungsmessungen

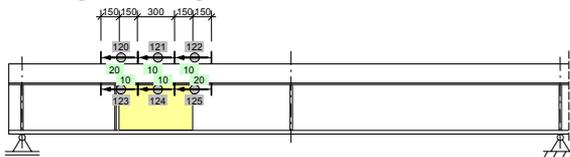


Abb. 3.5: Anordnung der Wegaufnehmer beim Versuch T1P

Die Dehnungen der in Längsrichtung und teilweise auch die der in Querrichtung verlaufenden Bewehrungsstäbe in der oberen und unteren Bewehrungslage wurden mit Dehnungsmessstreifen des Typs LY 6/120 gemessen, ebenso die Dehnungen des Stahlträgers und der Kopfbolzendübel. Die Lage der Dehnmessstreifen ist in Abbildung 3.6 für Versuch T1P beispielhaft wiedergegeben.

Beim Applizieren dieser DMS mussten die entsprechenden Oberflächen beschliffen werden. Hierbei wurde der Querschnitt an diesen Stellen etwas geschwächt. Diese Schwächungen waren aber mit maximal 5% bei der Querbewehrung ($\varnothing 12$) vernachlässigbar gering.

Neben der Ermittlung der Stahldehnungen erfolgte auch die Ermittlung von Betondehnungen an der Betongurtoberseite und –unterseite des Versuchsträgers, und zwar im Öffnungsbereich 15 cm seitlich parallel zur Trägerlängsachse. Hierzu werden mit induktiven Wegaufnehmern die Längenänderungen einer Messlänge von je der Hälfte der Öffnungslänge gemessen (siehe Abbildung 3.5).

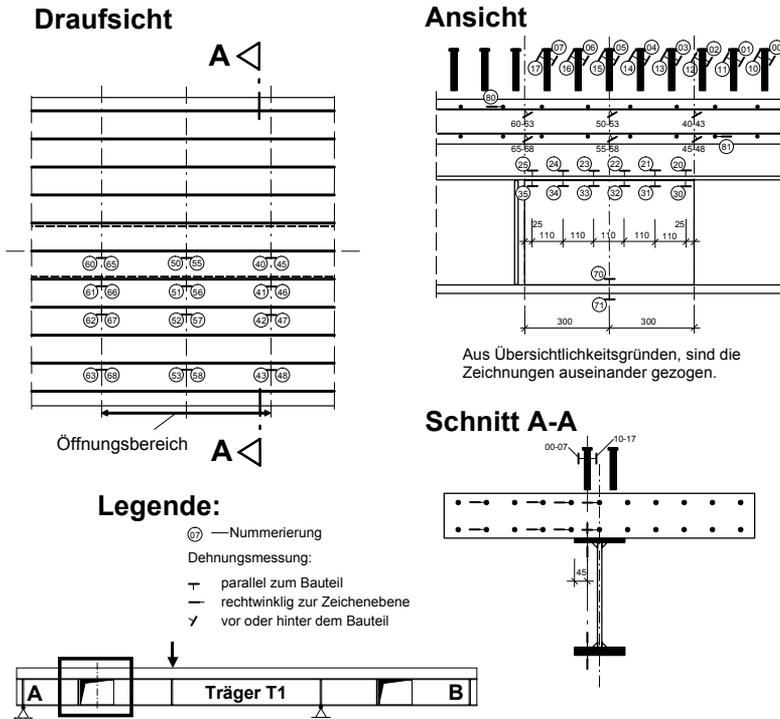


Abb. 3.6: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen beim Versuch T1P

3.8 Aufsägen der Versuchsträger

Bei den meisten Trägern wurde, nachdem alle Versuche durchgeführt waren, der Stahlbetongurt in den Öffnungsbereichen aufgesägt. Die Lage der ausgeführten Schnitte ist in Abbildung 3.7 beispielhaft für Versuch T1P dargestellt.

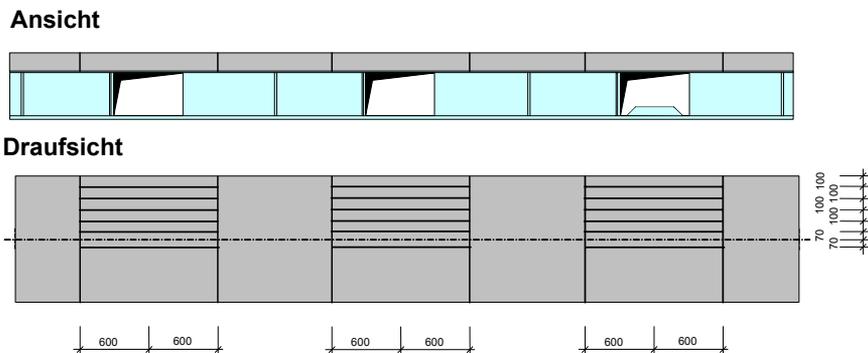


Abb. 3.7: Schnitte beim Aufsägen des Trägers T1P

Anhand der herausgesägten Scheiben wurde der Rissverlauf im inneren des Stahlbetongurts sichtbar. Aus dem Rissverlauf ließen sich dann weitere Rückschlüsse auf das Trag- und Versagensverhalten des Trägers ziehen. Die

Schnittführung für die einzelnen Träger und Fotos der Schnitte sind teilweise direkt im Bericht abgebildet oder aber vollständig in **Ramm 2006**, Anhang B zusammengestellt.

3.9 Baustoffe

3.9.1 Beton

Zur Herstellung des Stahlbetongurts wurde Transportbeton mit einer Nennfestigkeit B 25 (die Untersuchungen begannen vor der bauaufsichtlichen Einführung der "neuen" Norm **DIN 1045-1**) und einer Konsistenz KR verwendet.

Träger	Versuch	$f_{c,cube150,m}$ ¹⁾	$f_{ct,sp}$ ²⁾	$E_{c,m}$ ³⁾
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
T0	T0P	41,7	3,4	31211
	T0N	45,1	3,6	32028
	T0NU	47,2	3,9	32522
T1	T1P	34,3	2,2	29233
	T1N	36,5	2,5	29848
	T1NU	39,3	3,4	30588
T2	T2P55	47,2	3,1	32520
	T2N55	49,8	3,3	33111
	T2POD	51,6	3,3	33492
T3	T3PSB	44,2	3,0	31820
	T3NSB	48,4	3,1	32795
	T3PPB	52,4	3,3	33681
T4 ⁴⁾	T4P104	43,7	3,5	31697
	T4N104			
	T4P300			
T5	T5P21	35,7	3,1	29623
	T5N21	39,2	3,0	30562
T6	T6P230	45,4	3,3	32106
	T6PSB	50,7	4,0	33307
T7	T7PRS	40,0	3,0	30787
	T7NRS	41,7	3,3	31196

Erläuterung:

1) mittlere Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag

2) mittlere Spaltzugfestigkeit am Versuchstag

3) mittlerer E-Modul am Versuchstag

4) bei diesem Träger wurden versehentlich nur bei diesem Versuch die Materialkennwerte des Betons bestimmt

Tab. 3.2: Materialkennwerte des Betons

Begleitend zu jedem Versuch wurden je drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 15 cm zur Bestimmung der Druckfestigkeit hergestellt und nach **DIN 1048** geprüft. Zusätzlich wurden drei Betonzylinder zur Bestimmung des E-Moduls und der

Spaltzugfestigkeit hergestellt und am jeweiligen Versuchstag nach DIN 1048 geprüft. Die Lagerung der Betonprobekörper erfolgte dabei abweichend von der Norm 8 Tage unter Wasser und anschließend in der Nähe des Versuchskörpers, um in etwa die gleichen Umgebungsbedingungen zu erreichen. In Tabelle 3.2 sind die ermittelten Materialkennwerte des Betons zusammengestellt.

3.9.2 Betonstahl

Für die Quer- und Längsbewehrung der Gurtplatten wurden Stabdurchmesser 12, 16 und 20 mm verwendet. Es wurden für jede Charge drei Zugproben nach **DIN EN 10002-1** getestet.

In Tabelle 3.3 sind die ermittelten Materialkennwerte Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul des Betonstahls für alle Versuche zusammengestellt. Sind Werte bei unterschiedlichen Versuchen gleich, so wurde Material der gleichen Charge verwendet.

Träger	Versuch	Längsbewehrung (Ø 16 und 20)			Querbewehrung (Ø 12)		
		f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
T0	T0P	573	653	196817	517	597	195527
	T0N						
	T0NU						
T1	T1P	551	626	197203	583	667	200466
	T1N	539	629	195515			
	T1NU	551	626	197203			
T2	T2P55	551	626	197203	583	667	200466
	T2N55	539	629	195515			
	T2POD	551	626	197203			
T3	T3PSB	551	626	197203	614	654	201088
	T3NSB	539	629	195515			
	T3PPB	551	626	197203			
T4	T4P104	538	606	190940	536	629	193797
	T4N104	578	648	195256			
	T4P300	538	606	190940			
T5	T5P21	578	648	195256	550	633	196650
	T5N21	567	656	197012			
T6	T6P230	515	617	198813	550	633	196650
	T6PSB						
T7	T7PRS	578	648	195256	550	633	196650
	T7NRS	567	656	197012			

Tab. 3.3: Materialkennwerte des Betonstahl

3.9.3 Baustahl

Zur Bestimmung der Werkstoffkennwerte des Baustahls wurden für alle in den Versuchen verarbeiteten Walzträger und Bleche Zugproben nach **DIN EN 10002-1** hergestellt und getestet.

In Tabelle 3.4 sind die ermittelten Materialkennwerte Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul des Baustahls für alle Träger zusammengestellt.

Träger	Kennwert	Obergurt	Untergurt	Steg	Sonstige
	[N/mm ²]				
T0 ³⁾	f _y	291	291	314	284 ¹⁾
	f _u	398	398	423	401 ¹⁾
	E _s	212175	212175	210947	206310 ¹⁾
T1, T2, T3	f _y	285	281	243	—
	f _u	400	373	377	—
	E _s	200700	207786	194052	—
T4	f _y	315	350	281	338 ²⁾
	f _u	400	497	430	483 ²⁾
	E _s	210172	212407	212039	199212 ²⁾
T5, T6	f _y	294	284	276	—
	f _u	406	400	427	—
	E _s	209525	208308	212185	—
T7	f _y	315	340	282	—
	f _u	417	526	426	—
	E _s	209917	210741	204589	—
Erläuterung:					
1) Verstärkung des unteren Flansches					
2) Bereichsweise Verbreiterung des unteren Flansches					
3) Beim Träger T0 wurde ein Walzträger verwendet					

Tab. 3.4: Materialkennwerte des Baustahls

3.9.4 Kopfbolzendübel

Zum Einsatz kamen ausschließlich kaltverformte Kopfbolzendübel der Firma Nelson mit Ø 22 mm und einer Länge von 150 und 200 mm für die Träger mit einer Betongurtdicke von 160 bzw. 210 mm.

Aus jeder Charge der verwendeten Kopfbolzendübel wurden jeweils drei entnommen und Zugproben nach **DIN EN 10002-1** hergestellt und geprüft.

Die Schweißungen werden mit dem üblichen Bolzenschweißverfahren hergestellt. Ihre Güte wurde nach **DIN EN ISO 14555** durch Umschlagen geprüft.

In Tabelle 3.5 sind die ermittelten Materialkennwerte Dehngrenze, Zugfestigkeit und E-Modul der Kopfbolzendübel aller Träger zusammengestellt.

Träger	$R_{p0,2}$	f_u	E_s
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
T0	385	471	202723
T1	361	450	205682
T2			
T3			
T5	397	508	205370
T4	384	508	209785
T6			
T7			

Tab. 3.5: Materialkennwerte der Kopfbolzendübel

3.9.5 Dübelleisten

Aus den Dübelleisten unterschiedlicher Chargen wurden jeweils 3 Doppelkopfanke entnommen und nach **DIN EN 10002-1** getestet.

In Tabelle 3.6 sind die ermittelten Materialkennwerte Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul der Doppelkopfanke für die Versuche mit Dübelleisten T3PSB, T3NSB und T6PSB zusammengestellt.

Versuch	f_y	f_u	E_s
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
T3PSB	553	690	205386
T3NSB			
T6PSB	540	686	210044

Tab. 3.6: Materialkennwerte der Doppelkopfanke der Dübelleisten

3.10 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

3.10.1 Allgemeines

Bei jedem der 21 Versuche wurden jeweils etwa 100 verschiedene Werte bei allen angefahrenen Laststufen gemessen. Diese Messwerte wurden anschließend aufbereitet und in Diagrammen aufgetragen. Alle Diagramme können aus Platzgründen nicht in ausgedruckter Form wiedergegeben werden, so dass im Folgenden nur einige abgebildet sind, an deren Beispiel die jeweiligen oft typischen Verläufe der Messwerte erläutert werden. Alle Messwerte und die entsprechenden Diagramme sind aber in elektronischer Form als Excel-Dateien in **Ramm 2006** enthalten. Erläuterungen zur Benennung der einzelnen Dateien, welche Werte sie enthalten und wie diese Werte gegebenenfalls aufbereitet wurden, sind **Ramm 2006**, Anhang C zu entnehmen.

Bei den hier abgebildeten Diagrammen sind in der Regel die Werte, die während der Lastwechsel aufgenommen wurden, aus Übersichtlichkeitsgründen weggelassen. Lediglich der erste Wert bei der ersten Entlastung und der letzte Wert bei der letzten

Wiederbelastung sind aufgeführt, so dass sich der Bereich der Lastwechsel aufgrund der Sprünge in den Kurven erkennen lässt.

3.10.2 Last und Querkraft

Bei der Auswertung der Versuche spielt die im Öffnungsbereich übertragene globale Querkraft V_g eine zentrale Rolle. Alle anderen Messwerte werden deshalb im Zusammenhang mit dieser Querkraft dargestellt.

Außer bei den Versuchen, bei denen die Öffnung im Bereich des Momentennullpunktes lag (T0NU und T1NU), und bei dem Versuch, bei dem die Öffnungsmitte 3,00 m vom Auflagerrand entfernt war (T4P300), entspricht aufgrund des statischen Systems die Gesamtquerkraft V_g im Öffnungsbereich der Hälfte der aufgebrachten Last.

Den Versuchen mit Öffnung im Momentennullpunktbereich T0NU und T1NU liegen die in **Ramm 2006**, Anhang A dargestellten statischen Systeme und Belastungen zugrunde. Hieraus ergibt sich für beide Versuche die Querkraft im Öffnungsbereich V_g in Abhängigkeit der Last in Feldmitte P_1 und der Last am Kragarmende P_2 wie folgt:

$$V_g = \frac{1}{2} \cdot (P_1 + P_2) \quad (3.1)$$

Bei Versuch T4P300 berechnet sich die Querkraft im Öffnungsbereich V_g anhand des in **Ramm 2006**, Anhang A abgebildeten statischen Systems zu:

$$V_g = \frac{3,08}{7,18} \cdot P = 0,429 \cdot P \quad (3.2)$$

Alle Last-Verformungs-Diagramme sind in **Ramm 2006** enthalten. Einzelne Last-Verformungs-Diagramme, auf die nachstehend eingegangen wird, sind an den entsprechenden Stellen abgebildet. Eine Auflistung der erreichten Traglasten und der zugehörigen Querkraft im Öffnungsbereich erfolgt im Kap. 5.5: Versagensarten.

3.10.3 Durchbiegung und Durchbiegungsdifferenzen

Die Durchbiegungen der Versuchsträger wurden aus den mit Wegaufnehmern gemessenen vertikalen Verschiebungen ermittelt. In Abbildung 3.8 ist die prinzipielle Anordnung der Wegaufnehmer für die Versuche bei positivem Globalmoment und im Momentennullpunkt dargestellt.

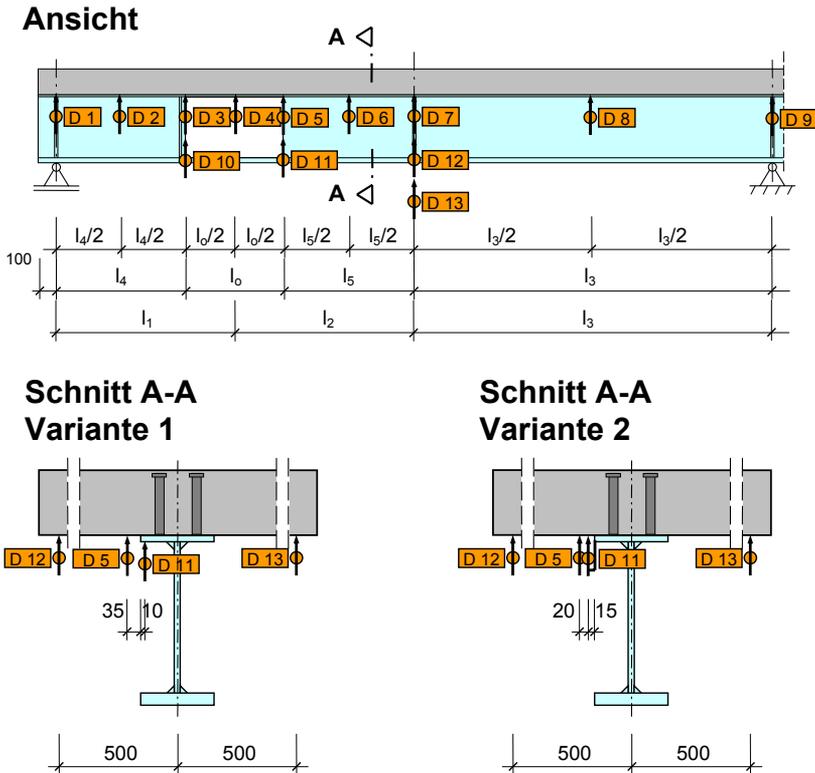


Abb. 3.8: Lage der Wegaufnehmer zur Ermittlung der vertikalen Verschiebungen

Insgesamt wurden dazu bei jedem Versuch 13 Wegaufnehmer verwendet, und zwar jeweils einer über den beiden Auflagern (D 1 und D 9), um die Starrkörperverformung zu erfassen, 7 an der Unterseite des Betongurts, um die Durchbiegung zu bestimmen, und zwei zusätzliche an den Öffnungsrändern, um vor der Öffnung die Größe des Spaltes in der Verbundfuge und hinter der Öffnung das Maß, um welches der Betongurt in den Stahlträger geschoben wird, zu ermitteln. Die letzten beiden Größen wurden bei den ersten Versuchen aus der Differenz der an den Öffnungsrändern gemessenen Verschiebungen (D 10 - D 3 und D 11-D 5) berechnet (siehe Schnitt A-A, Variante 1) und bei den darauf folgenden Versuchen direkt mit den Wegaufnehmern D 10 und D 11 gemessen, die mittels einer Halterung am Flansch befestigt waren (siehe Schnitt A-A, Variante 2). Des Weiteren wurden noch die Verschiebungen in Höhe der Last beiderseits im Abstand 0,50 m von der Trägerlängsachse durch jeweils einen Wegaufnehmer (D 12 und D 13) gemessen, um eine etwaige Verdrehung des Trägers durch eine ungewollte Lastexzentrizität oder Imperfektion der Trägerlängsachse zu erfassen.

In Abbildung 3.9 ist die Anordnung der Wegaufnehmer für die Versuche im Bereich eines negativen Globalmoments dargestellt. Sie unterscheidet sich von der im Bereich eines positiven Globalmoments nur dadurch, dass die 7 Wegaufnehmer zur Durchbiegungsermittlung jetzt in der Trägerachse angreifen und die beiden Wegaufnehmer an den Auflagern auf der anderen Betongurtseite angeordnet sind.

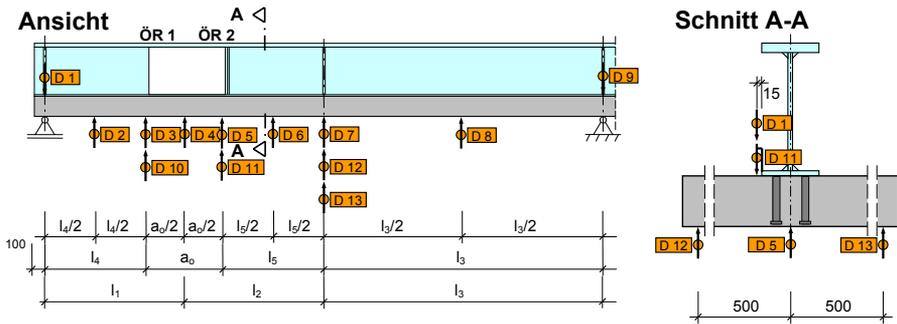


Abb. 3.9: Lage der Wegaufnehmer zur Ermittlung der vertikalen Verschiebungen für Versuche, bei denen die Öffnung in einem Bereich mit negativem Biegemoment lag

In Abbildung 3.10 ist beispielhaft für Versuch T1P der Zusammenhang zwischen der Gesamtquerkraft V_g und der um die Starrkörperverformung korrigierten Durchbiegungen aufgetragen. Da sich dadurch die Verschiebungen an den Auflagern (D 1 und D 9) zu Null ergeben, sind diese nicht aufgeführt.

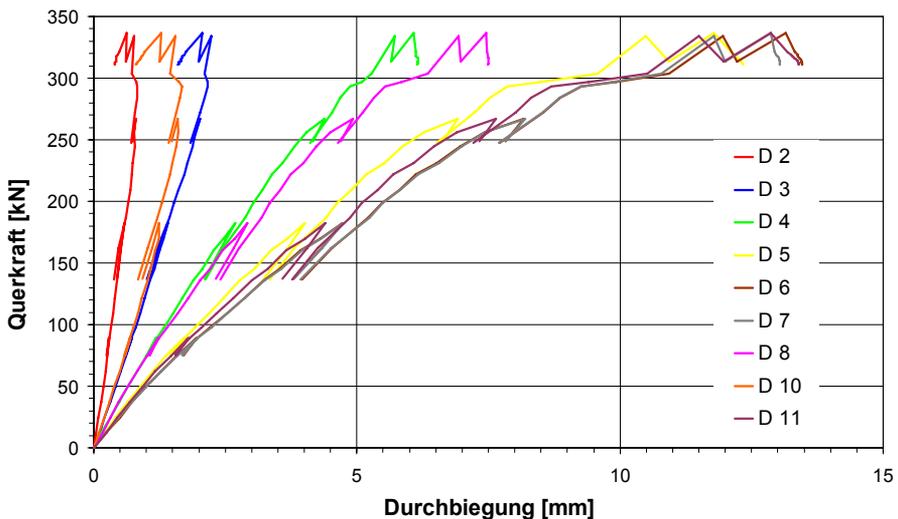


Abb. 3.10: Durchbiegungen am Beispiel des Versuchs T1P

In Abbildung 3.11 sind ebenfalls beispielhaft für Versuch T1P die Durchbiegungsdifferenz d_o der beiden Öffnungsecken (entspricht D 5 – D 3) und die Größe des Spaltes in der Verbundfuge am Öffnungsrand 2 (D 11-D 5) im Zusammenhang mit der Querkraft aufgetragen. Weiterhin ist das Maß (D 10 - D 3) aufgetragen, um welches sich am Öffnungsrand 1 der obere Stahlträgerflansch infolge des beginnenden Durchstanzens in den Betongurt hinein verschiebt.

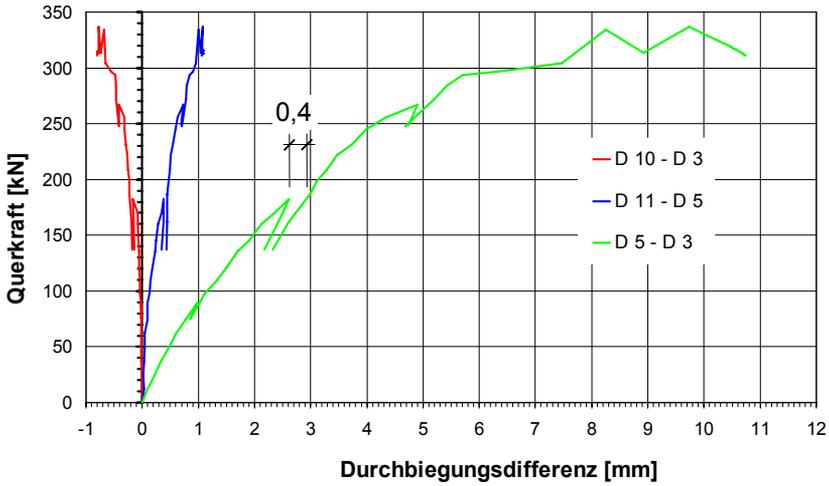


Abb. 3.11: Durchbiegungen am Beispiel des Versuchs T1P

In den Abbildungen 3.12 und 3.13 sind für weitere Versuche im Bereich eines positiven bzw. negativen Globalmoments die Durchbiegungsdifferenzen d_0 zwischen den beiden Öffnungsrändern 1 und 2 aufgetragen.

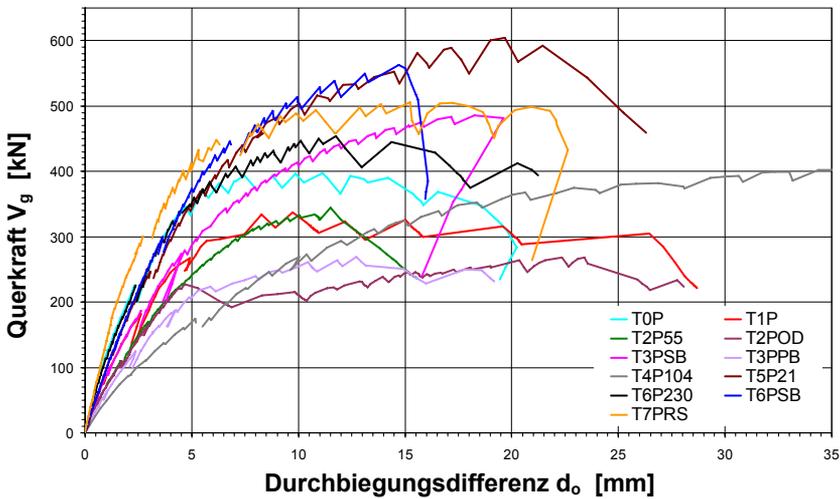


Abb. 3.12: Durchbiegungsdifferenz d_0 der Versuche mit Öffnungen im Bereich eines positiven Globalmoments

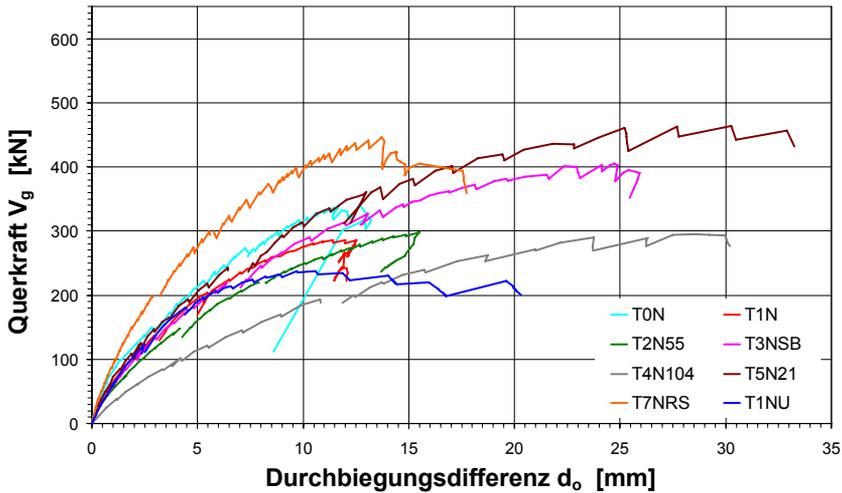


Abb. 3.13: Durchbiegungsdifferenz d_o der Versuche mit Öffnungen im Bereich eines negativen Globalmoments und im Bereich des Momentennullpunkts

Bezüglich der Durchbiegungen und der Durchbiegungsdifferenzen lässt sich folgendes festhalten:

- Die etwa auf Gebrauchslastniveau gefahrenen 20 Lastwechsel vergrößerten die Durchbiegungen und die Durchbiegungsdifferenzen. Beim Versuch T1P erfolgten die 20 Lastwechsel bei einer Querkraft von 175 kN, was zum Beispiel bei den Durchbiegungsdifferenzen der Öffnungsränder eine Zunahme von 0,4 mm bewirkte (Abbildung 3.11).
- Der leichte Rückgang der Durchbiegungen nach Überschreiten der Traglast zwischen linkem Auflager und Öffnungsrand 1 (D2, D3 und D10) in Abbildung 3.10 kommt dadurch zu Stande, dass mit Erreichen der Traglast im Betongurt über der Öffnung ein klaffender, durchgehender Schubriss entstand (Abbildung 3.14), der den Betongurt zerteilte. Dadurch federte der Teil des Betongurts zwischen Trägerrand und dem Schubriss etwas nach oben zurück.

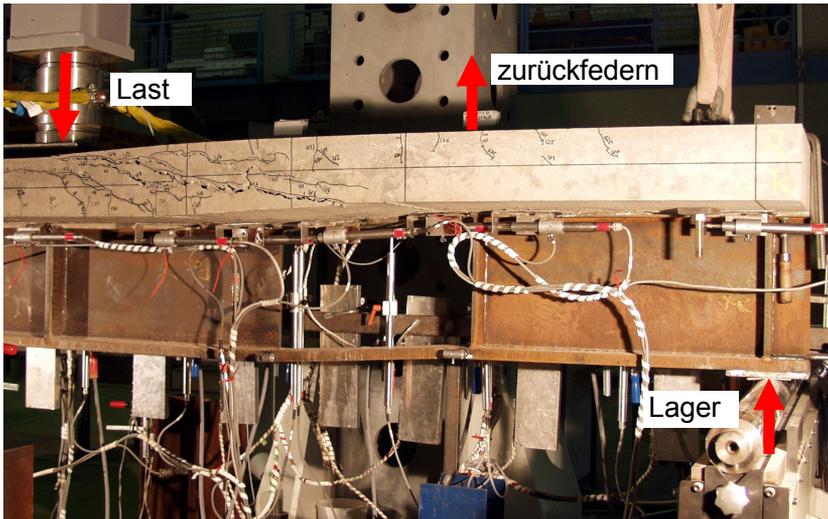


Abb. 3.14: Versuch T1P nach Überschreiten der Traglast

- Von Beginn der Belastung an bildet sich vor dem Öffnungsrand 2 ein Spalt in der Verbundfuge aus. Die Spaltöffnung kann schließlich Werte von mehr als 1 mm erreichen (Abbildung 3.11).
- Hinter dem Öffnungsrand 1 wird der Stahlträger hingegen mit Beginn des Durchstanzens in den Betongurt geschoben (ebenfalls Abbildung 3.11).
- In Abbildung 3.12 und 3.13 wird deutlich, dass die Verschiebungsdifferenzen d_o zwischen den beiden Öffnungsrändern 1 und 2 bei den Versuchen im Bereich eines negativen Globalmoments bei gleicher Gesamtquerkraft V_g erwartungsgemäß größer sind als bei den vergleichbaren Trägern im Bereich eines positiven Globalmoments, was an dem stärker gerissenen und somit weicheren Betongurt liegt. Die Verformungen des oberen Teilträgers in vertikaler Richtung setzen sich zusammen aus einem Biegeanteil und einem Querkraftanteil. Kurz vor Erreichen der Traglast wird der Querkraftanteil insbesondere bei kürzeren Öffnungen im Verhältnis vermutlich größer werden als der Biegeanteil und zwar infolge der fortgeschrittenen Schubrissbildung im Trägerinneren (Abbildung 5.35) und dem beginnenden Ausreißen der KBD sowie dem beginnenden Durchstanzens (siehe Kap. 5.5). Allerdings lassen sich die einzelnen Verformungsanteile nicht genau aufschlüsseln.
- Die Krümmungen im Verlauf der Durchbiegungsdifferenzen d_o nehmen mit steigender Last zu, wodurch d_o überproportional zur Querkraft zunimmt. Beim Erreichen der Traglast beträgt die Durchbiegungsdifferenz bei den Abmessungen der Versuchskörper mindestens 10 mm. Dieses grundsätzlich duktile Verhalten ist bezüglich einer Bruchvorankündigung als positiv zu bewerten.

In den Abbildungen 3.15, 3.16 und 3.17 sind beispielhaft für die Versuche T1P, T1N und T1NU die einzelnen Durchbiegungen bei acht Laststufen als Biegelinie über die Trägerlänge aufgetragen. Die erste Laststufe entspricht in etwa einem Achtel der Tragquerkraft, die zweite zwei Achtel, usw. bis zur Tragquerkraft. Zusätzlich sind für die halbe Tragquerkraft und für sieben Achtel der Tragquerkraft die Biegelinien der entsprechenden ungestörten Träger, die als FE-Modell abgebildet und berechnet wurden, dargestellt. Sie sind jeweils durch die schwarz ausgefüllten Kreise und die Bezeichnung o. Ö. (ohne Öffnung) kenntlich gemacht.

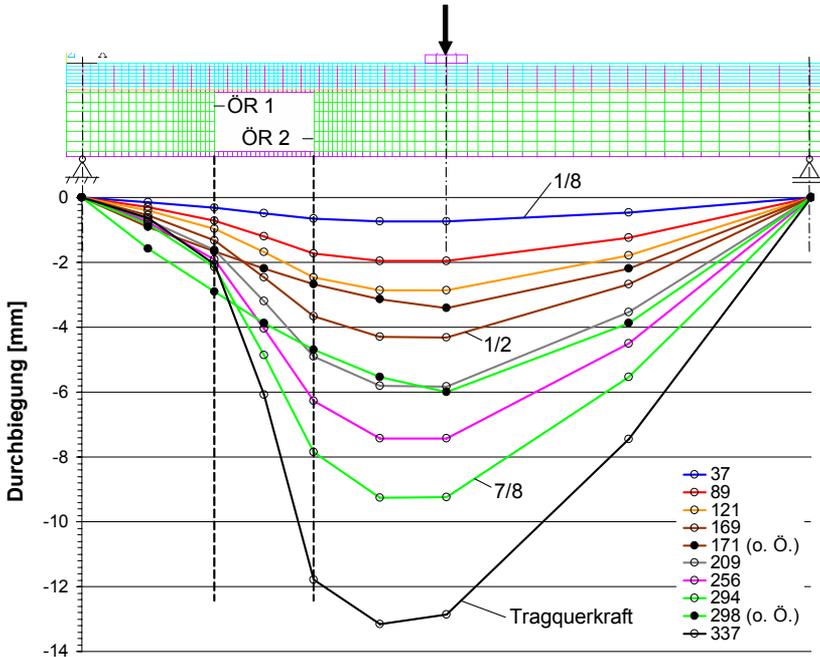


Abb. 3.15: Biegelinien des Versuchs T1P bei unterschiedlichen Laststufen

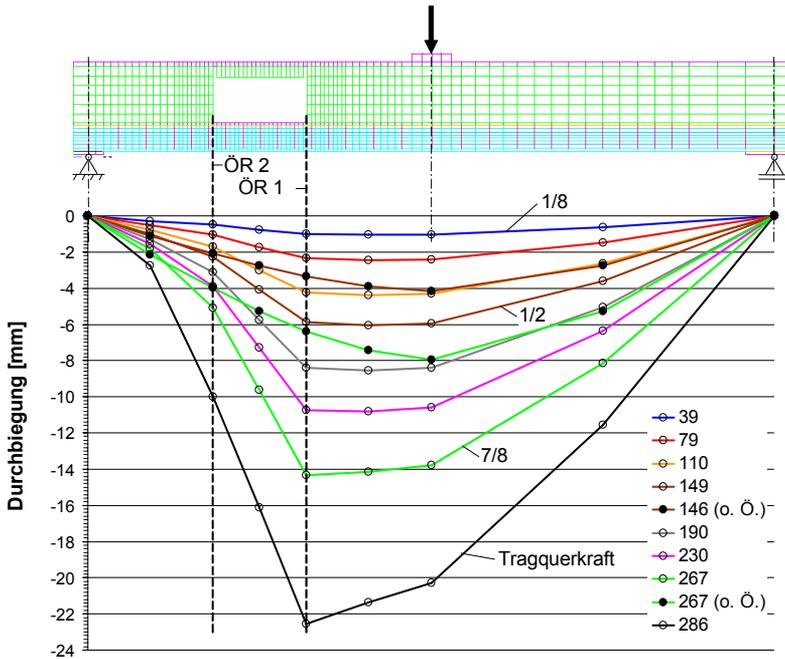


Abb. 3.16: Biegelinien des Versuchs T1N bei unterschiedlichen Laststufen

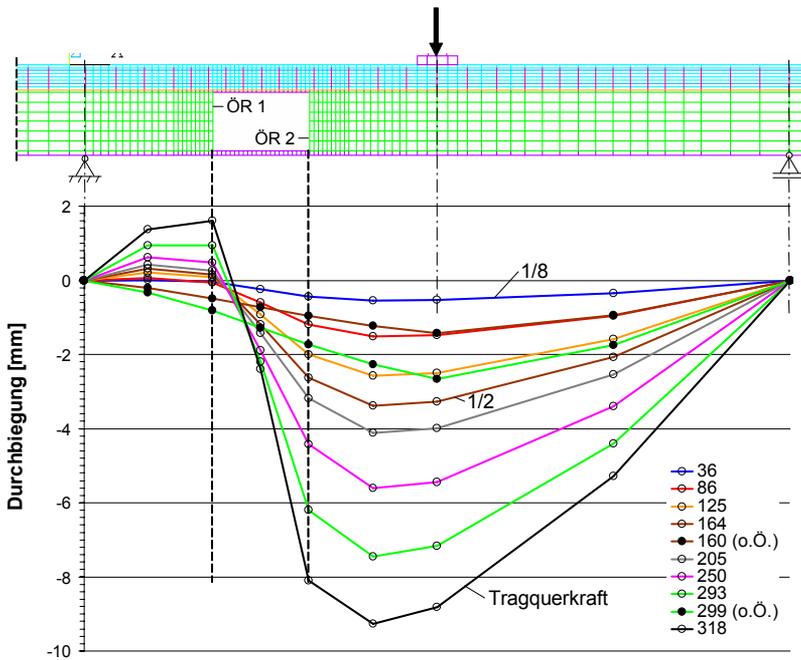


Abb. 3.17: Biegelinien des Versuchs T1NU bei unterschiedlichen Laststufen

Bezüglich der Biegelinien ist folgendes zu bemerken:

- Bei vielen Versuchen im Bereich eines positiven Globalmoments verlagert sich die maximale Durchbiegung mit steigender Last von der Feldmitte (unter der Last (D 7)), in Richtung des Öffnungsrandes 2 (D 5), was mit dem Ausreißen der KBD zusammenhängt (siehe Kap. 5.5). Der gleiche Effekt ist auch bei den Versuchen mit negativem Globalmoment zu beobachten.
- Die Öffnungen bewirken besonders bei hoher Last eine erhebliche Zunahme der Verformungen. Bei einer Last von rund 295 kN ist beim Versuch T1P die Differenz der Durchbiegung zwischen Öffnungsrand 1 und 2 mehr als drei mal so groß wie im entsprechenden ungestörten Träger. Die Durchbiegung unter der Last ist etwa doppelt so groß. Beim Versuch T1N sind die Verhältnisse ähnlich. Beim Versuch T1NU ist die Durchbiegungsdifferenz im Öffnungsbereich mehr als sieben mal so groß wie im entsprechenden ungestörten Träger und die Durchbiegung unter der Last ist etwa zweieinhalb mal größer. Hier wirkt sich die Öffnung prozentual noch stärker auf die Verformungen aus, wobei allerdings infolge des anderen statischen Systems die Durchbiegungen insgesamt geringer sind.
- Auffällig ist, dass die Biegelinie beim Versuch T1P zwischen dem linken Auflager und dem Öffnungsrand 1 eine entgegen gesetzte Krümmung hat und die Durchbiegungen kleiner sind als die des vergleichbaren Versuchs ohne Öffnung. Dies liegt an der Umverteilung der lokalen auf die globalen Schnittgrößen. Der gleiche Effekt, allerdings nicht ganz so stark ausgeprägt, lässt sich auch beim Versuch T1N beobachten. Beim Versuch T1NU tritt dieser Effekt verstärkt in ähnlicher Weise auf. Hier wird durch die Öffnung die auch im ungestörten Träger vorhandene systembedingte Krümmungsänderung verstärkt.
- Das Ausreißen der KBD mit einem Ausbruchkegel aus dem Betongurt (siehe hierzu Kap. 5.5) am Öffnungsrand 2 beim Versuch T1N macht sich durch die starke Zunahme der dortigen Verformungen bemerkbar (Abbildung 3.16, "Tragquerkraft").

3.10.4 Schlupf in der Verbundfuge

Der Schlupf in der Verbundfuge wurde mittels Wegaufnehmern bei allen Versuchen an den insgesamt 8 in Abbildung 3.18 gezeigten Stellen gemessen.

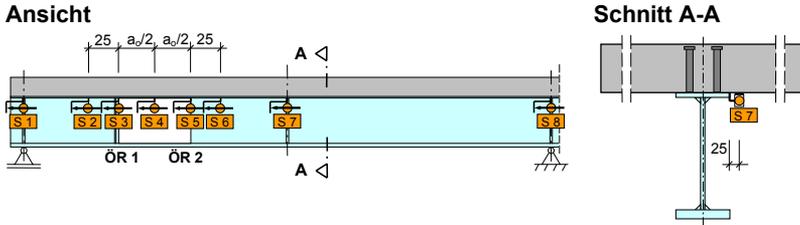


Abb. 3.18: Lage der Wegaufnehmer zur Bestimmung des Schlupfes in der Verbundfuge

In Abbildung 3.19 ist beispielhaft der Schlupf aus Versuch T1P in Zusammenhang mit der Querkraft V_g aufgetragen.

Um die Richtung des Schlupfes zu verdeutlichen, werden positive und negative Werte eingeführt. Die Richtung des Schlupfes auf der Trägerhälfte, in der sich die Öffnung befindet, wird als positiv angenommen. Verschiebt sich der Betongurt gegenüber dem Stahlträger global gesehen in die andere Richtung, erhält er ein negatives Vorzeichen.

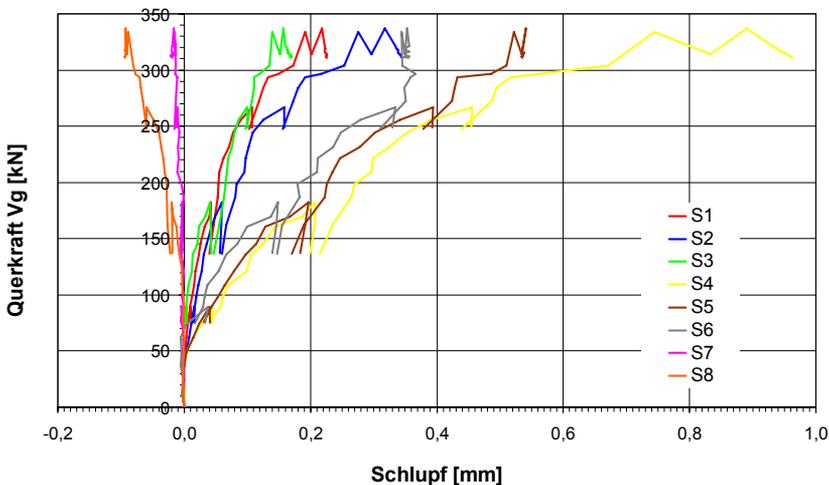


Abb. 3.19: Schlupf in der Verbundfuge am Beispiel des Versuchs T1P

In Abbildung 3.20 und 3.21 ist beispielhaft für die Versuche T1P und T1N der Schlupf ebenso wie bei den Biegelinien bei verschiedenen Laststufen über die Trägerlänge aufgetragen. Zusätzlich ist für die halbe Tragquerkraft und für sieben Achtel der Tragquerkraft der Schlupf des entsprechenden ungestörten Trägers, der als FE-Modell abgebildet und berechnet wurde, dargestellt. Sie sind jeweils durch die schwarz ausgefüllten Kreise und die Bezeichnung o. Ö. (ohne Öffnung) kenntlich

gemacht. Des Weiteren ist der Schlupf aus der entsprechenden FE-Berechnung des Trägers mit Öffnung für sieben achtel der Traglast dargestellt. Diese Werte sind durch ein schwarzes Quadrat und die Bezeichnung (FE) gekennzeichnet.

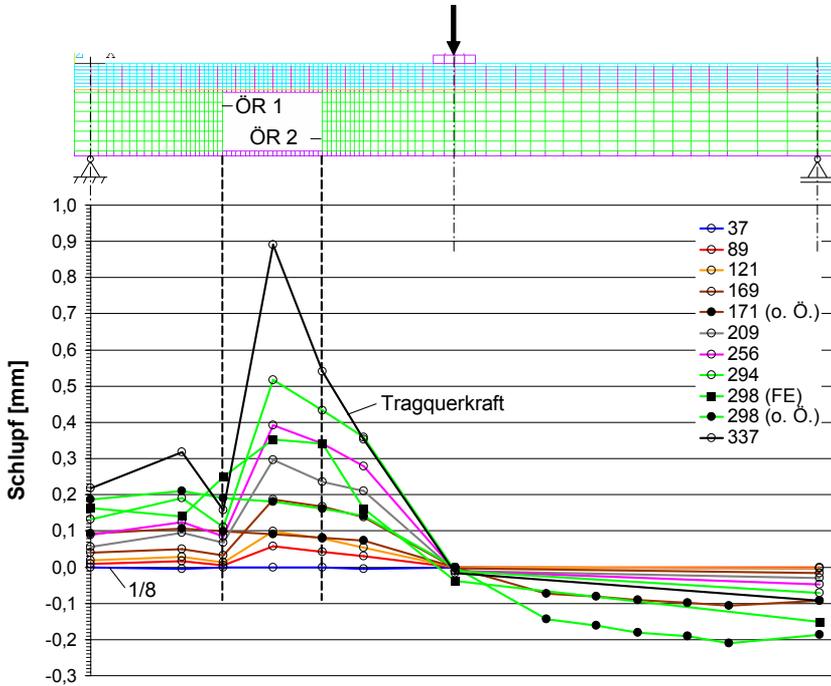


Abb. 3.20: Schlupfverlauf über die Trägerlänge beim Versuch T1P bei unterschiedlichen Laststufen

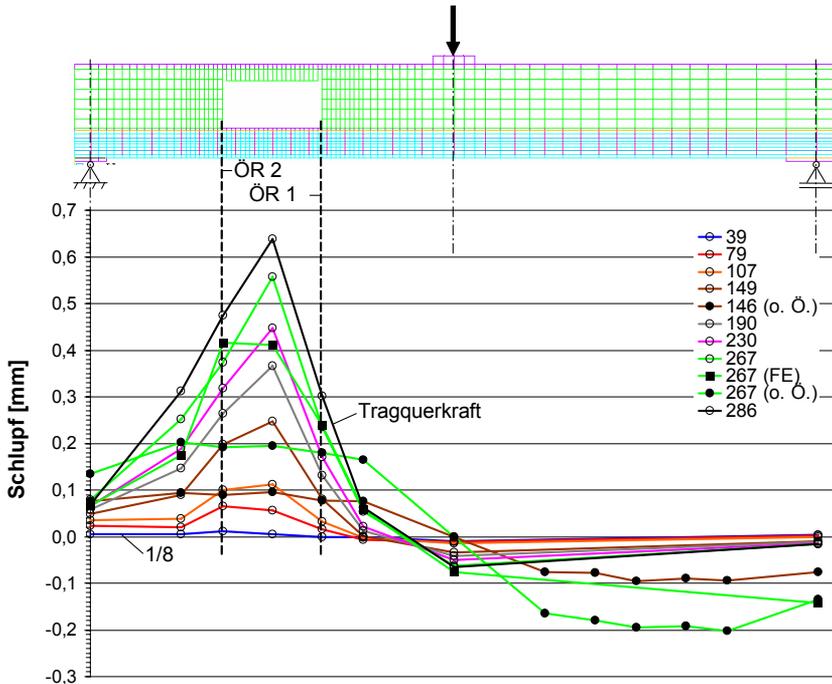


Abb. 3.21: Schlupfverlauf über die Trägerlänge beim Versuch T1N bei unterschiedlichen Laststufen

Bezüglich des Schlupfes gibt es folgendes festzuhalten:

- Bei der Beurteilung der Schlupfverläufe gilt es zunächst zu berücksichtigen, dass mit den Trägern T0 bis T4 jeweils drei Versuche gefahren wurden. Dadurch endete der Träger bei diesen Versuchen über einem der Auflager nicht. Dies hatte zur Folge, dass dort der Schlupf behindert wurde.
- Beim Vergleich des gemessenen Schlupfes mit dem aus der FE-Berechnung des Trägers mit Öffnung wird zunächst deutlich, dass der Schlupf der FE-Berechnung zwischen Last und Öffnungsrand 2 und Auflager und Öffnungsrand 2 beim Versuch T1P bzw. T1N geringer ist als der im Versuch. Dies kann daran liegen, dass in diesem Bereich die vermehrte Rissbildung auf der Betongurtunterseite die dortigen Schlupfmessungen dahingehend beeinflusst, dass die Messwerte etwas größer sind als der tatsächlich vorhandene Schlupf.
- Beim Versuch T1P ist der gemessene Schlupf zwischen Öffnungsmitte und Last im Vergleich mit dem entsprechenden Träger ohne Öffnung mehr als doppelt so groß. Zwischen Öffnungsmitte und Auflager ist der Schlupf im Träger mit Öffnung dann geringer als im Träger ohne Öffnung. Beim Versuch T1N ist ebenfalls in Öffnungsmitte und am Öffnungsrand 2 der gemessene Schlupf etwa doppelt so groß wie im vergleichbaren Träger ohne Öffnung. Diese Schlupfverläufe lassen sich durch den Verlauf der Längsschubkräfte der KBD erklären, die für den

Versuche T1P und T1N in den Abbildungen 5.3 und 5.10 dargestellt sind und die unmittelbar mit dem Schlupfverlauf zusammenhängen. Sowohl beim Versuch T1P als auch beim Versuch T1N sind dem Schlupf entsprechend die Dübellängsschubkräfte im Öffnungsbereich größer als im anschließenden ungestörten Träger. Die Gründe hierfür sind in Kap. 5.1.1 erläutert.

3.10.5 Dehnungen in den KBD

Um die Zugkräfte in den drei KBD vor und den KBD über der Öffnung zu bestimmen, wurden am Schaft dieser Kopfbolzendübel 25 mm unterhalb des Kopfes an der Innen- und Außenseite die Dehnungen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen gemessen (Abbildung 3.22). Die so an den Kopfbolzendübeln vor und über der Öffnung gemessenen Dehnungen sind beispielhaft für den Versuch T1P in den beiden folgenden Diagrammen dargestellt (Abbildung 3.23 und Abbildung 3.24). Bei den anderen Versuchen sind die Verläufe prinzipiell gleich.

Bezeichnung der Dübelpaare: P₈ P₇ P₆ P₅ P₄ P₃ P₂ P₁

Dehnungen in den Dübeln:

– Innenseite ϵ_{8i} ϵ_{7i} ϵ_{6i} ϵ_{5i} ϵ_{4i} ϵ_{3i} ϵ_{2i} ϵ_{1i}
 – Außenseite ϵ_{8a} ϵ_{7a} ϵ_{6a} ϵ_{5a} ϵ_{4a} ϵ_{3a} ϵ_{2a} ϵ_{1a}
 – Mittelwert ϵ_8 ϵ_7 ϵ_6 ϵ_5 ϵ_4 ϵ_3 ϵ_2 ϵ_1

Zugkräfte in den
Dübeln:

N_{P8} N_{P7} N_{P6} N_{P5} N_{P4} N_{P3} N_{P2} N_{P1}

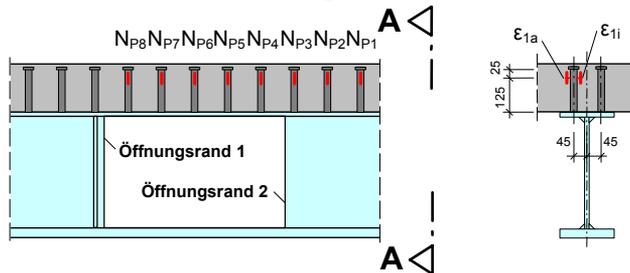


Abb. 3.22: Lage und Bezeichnung der DMS an den KBD

In Abbildung 3.23 sind jeweils die Dehnungen an der Außen- und Innenseite des Dübelschafts (dünne Linie ohne bzw. mit Kreuzen) der drei KBD vor der Öffnung und des ersten KBD über der Öffnung und deren mittlere Dehnung (dicke durchgezogene Linie) aufgetragen. Im Diagramm in Abbildung 3.24 ist das Gleiche für die restlichen KBD dargestellt.

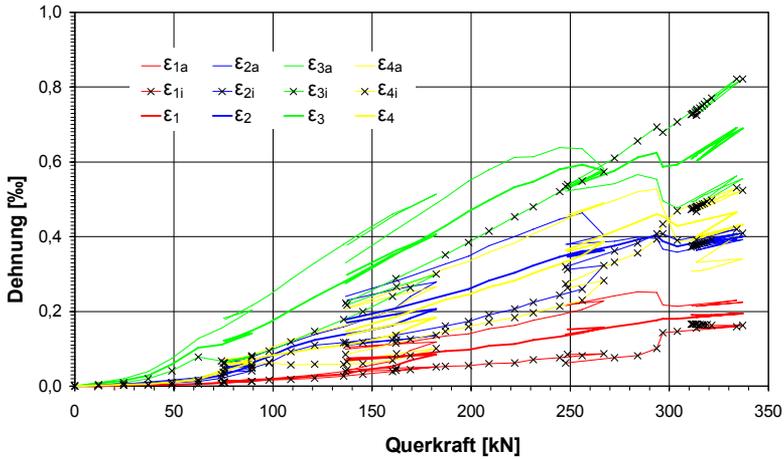


Abb. 3.23: Dehnungen der ersten 4 KBD am Beispiel des Versuchs T1P

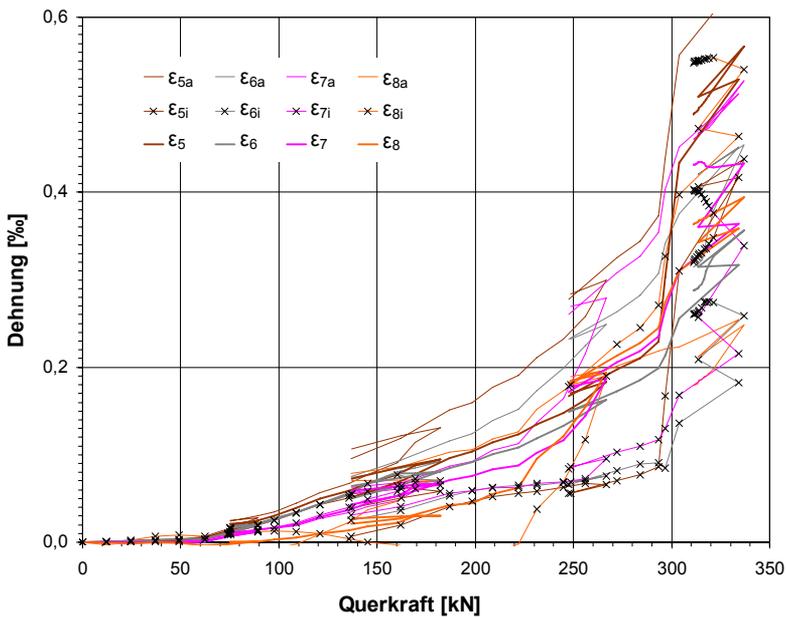


Abb. 3.24: Dehnungen der weiteren 4 KBD am Beispiel des Versuchs T1P

In diesen beiden Diagrammen, die hier beispielhaft aufgeführt sind - wobei sich auch bei den übrigen Versuchen auch in dieser Hinsicht prinzipiell gleiche Zusammenhänge ergaben - sind die Dehnungen an der Außen- und Innenseite der Kopfbolzendübel unterschiedlich groß. Dabei ist in den meisten Fällen anfänglich die Dehnung an der Außenseite größer. Dies liegt daran, dass ein größerer Teil der im Dübel transportierten Zugkraft als Querkraft in die äußeren Teile der Stahlbetonplatte abgeleitet wird, wodurch sich unter der äußeren Hälfte des Dübelkopfes größere

Druckkräfte ergeben als unter der inneren Hälfte. Mit wachsender Querkraft wird bei den Dübeln vor der Öffnung und den meisten Dübelpaaren über der Öffnung der Unterschied der Dehnungen zuerst größer, bleibt dann konstant und wird danach geringer. Sind die Dehnungen schließlich etwa gleichgroß, steigt deren Mittelwert und die daraus resultierende Zugkraft kaum mehr weiter an. Dies bedeutet, dass der in die äußeren Plattenbereiche ausstrahlende Anteil der Querkraft durch die Bildung von schräg verlaufenden Rissen und dem damit einhergehenden Beginn des Ausreißens der KBD aus dem Betongurt verringert wird (siehe hierzu auch Kap. 5.5)

Aus dem Mittelwert der Dehnungen wird über die Querschnittsfläche und den E-Modul der Dübel die Zugkraft errechnet. (Die Dehnungen blieben bei allen Dübeln im elastischen Bereich.) Da in Querrichtung zwei Dübel nebeneinander angeordnet waren, aber die Dehnungen nur an einem gemessen wurden, wird die für einen Dübel errechnete Zugkraft verdoppelt, um jeweils die Zugkraft eines KBD-Paares zu erhalten. Hierbei wird davon ausgegangen, dass aufgrund der Symmetrie die Beanspruchungen der beiden KBD praktisch gleich sind. In Abbildung 3.25 ist beispielhaft für den Versuch T1P die Zugkraft der acht KBD-Paare N_{P1} bis N_{P8} aufgetragen. Eingehende Ausführungen zur Zugkraft in den KBD-Paaren folgen in Kap. 5.3 und 5.4.

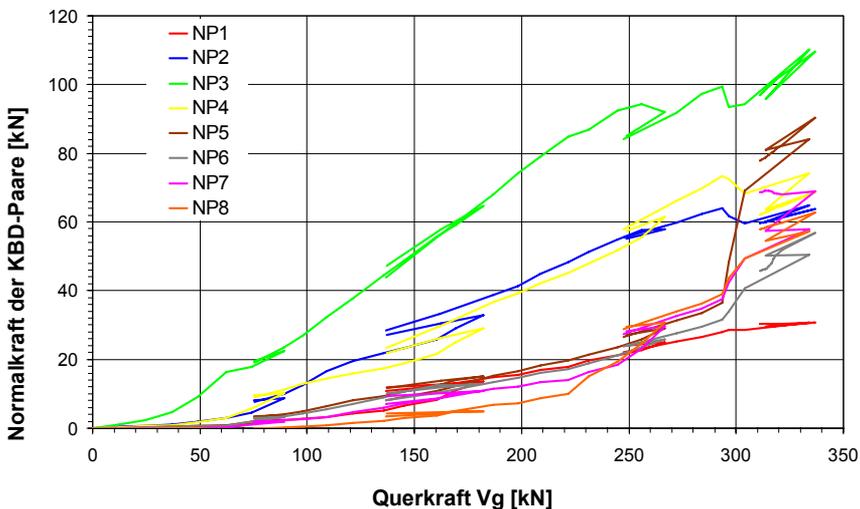


Abb. 3.25: Zugkraft in den KBD-Paaren am Beispiel des Versuchs T1P

3.10.6 Dehnungen in den Doppelkopfkankern der Dübelleisten

Bei drei Versuchen, T3PSB, T3NSB und T6PSB wurden jeweils im Öffnungsbereich zwei Dübelleisten symmetrisch zur Längsachse eingebaut, um die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts zu erhöhen. Außerdem sollten sie vor der Öffnung das Ausreißen der KBD und beim Versuch T6PSB hinter der Öffnung das Durchstanzen (siehe Kap. 5.5) behindern.

Die Doppelkopfkanker (DKA) der Dübelleisten hatten mit 11 cm in Längsrichtung den gleichen Abstand wie die Kopfbolzendübel im Öffnungsbereich und lagen dort in Querrichtung mit ihnen in einer Ebene (siehe hierzu Anhang A, S. 10 ff. und S. 21 ff). Um die Zugkraft in den DKA zu bestimmen, wurden bei den Versuchen T3PSB und T3NSB jeweils an sieben DKA einer Dübelleiste, wie bei den KBD auch, die Dehnungen an der Innen- und Außenseite gemessen (Abbildung 3.26). Bei Versuch T6PSB wurden die Dehnungen an 8 DKA gemessen.

Bezeichnung der DKA-Paare: L_8 L_7 L_6 L_5 L_4 L_3 L_2

Dehnungen in den DKA:

– Innenseite	ϵ_{8i}	ϵ_{7i}	ϵ_{6i}	ϵ_{5i}	ϵ_{4i}	ϵ_{3i}	ϵ_{2i}
– Außenseite	ϵ_{8a}	ϵ_{7a}	ϵ_{6a}	ϵ_{5a}	ϵ_{4a}	ϵ_{3a}	ϵ_{2a}
– Mittelwert	ϵ_8	ϵ_7	ϵ_6	ϵ_5	ϵ_4	ϵ_3	ϵ_2

Zugkräfte in den DKA-Paaren:

N_{L8} N_{L7} N_{L6} N_{L5} N_{L4} N_{L3} N_{L2}

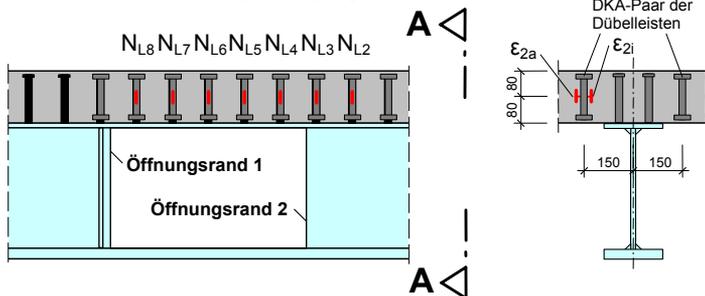


Abb. 3.26: Lage und Bezeichnung der DMS an den DKA der Dübelleiste

Aus dem Mittelwert der Dehnungen wird wiederum die Zugkraft der DKA berechnet. Da aus Symmetriegründen davon ausgegangen werden kann, dass beide Dübelleisten die gleiche Beanspruchung erfahren, wird die für jeweils einen DKA ermittelte Zugkraft verdoppelt.

Die Darstellung der Zugkräfte der DKA für die drei Versuche und eine ausführliche Diskussion in Zusammenhang mit dem Einfluss der Dübelleisten auf die Traglast erfolgt in Kap 5.6.

3.10.7 Dehnungen des oberen Flansches

Um herauszufinden, wie sich die Normalkraft des oberen Flansches über die Öffnungslänge hinweg verändert und wie groß die durch die KBD über der Öffnung übertragenen Längsschubkräfte sind, wurden auf der Ober- und Unterseite des oberen Flansches Dehnungen gemessen. Dabei waren die DMS immer in der Mitte zweier benachbarter Dübelpaare angebracht. Ihre genaue Lage und Bezeichnung ist in Abbildung 3.27 angegeben.

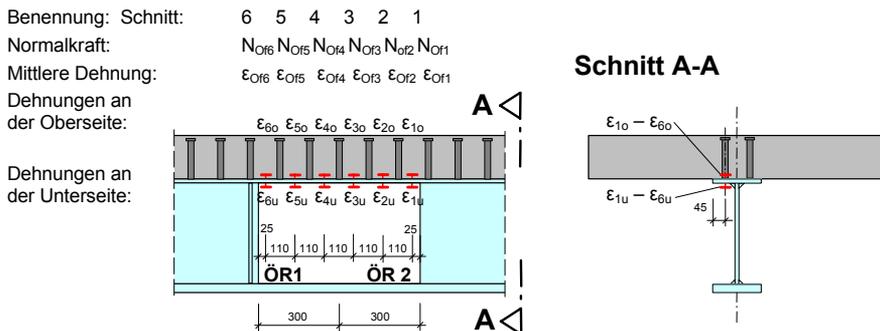


Abb. 3.27: Lage und Bezeichnung der DMS zur Ermittlung der Dehnungen des oberen Flansches

In Abbildung 3.28 sind jeweils die Dehnungen an der Ober- und Unterseite des oberen Flansches (dünne bzw. dicke Linie) beispielhaft für Versuch T1P aufgetragen.

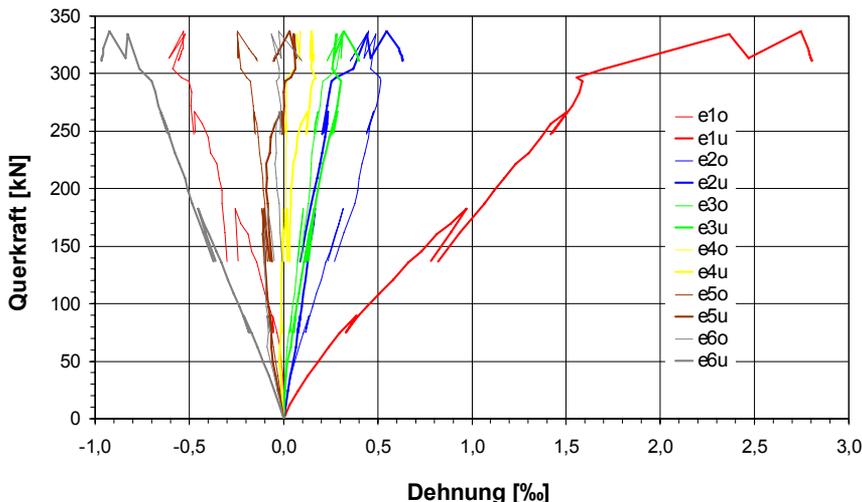


Abb. 3.28: Dehnungen des oberen Flansches am Beispiel des Versuchs T1P

Aus dem Mittelwert der Dehnungen an der Ober- und Unterseite wird über die Querschnittsfläche und den E-Modul die Normalkraft errechnet. Dies ist allerdings

nur möglich, solange sich beide Dehnungen im elastischen Bereich befinden, was bis zum Erreichen der Traglast außer bei ε_{1u} und ε_{6u} in der Regel der Fall war. Des Weiteren wird davon ausgegangen, dass die punktuell gemessenen Dehnungen über die Breite des Flansches konstant sind. In Abbildung 3.29 ist beispielhaft für Versuch T1P die Normalkraft des oberen Flansches aufgetragen.

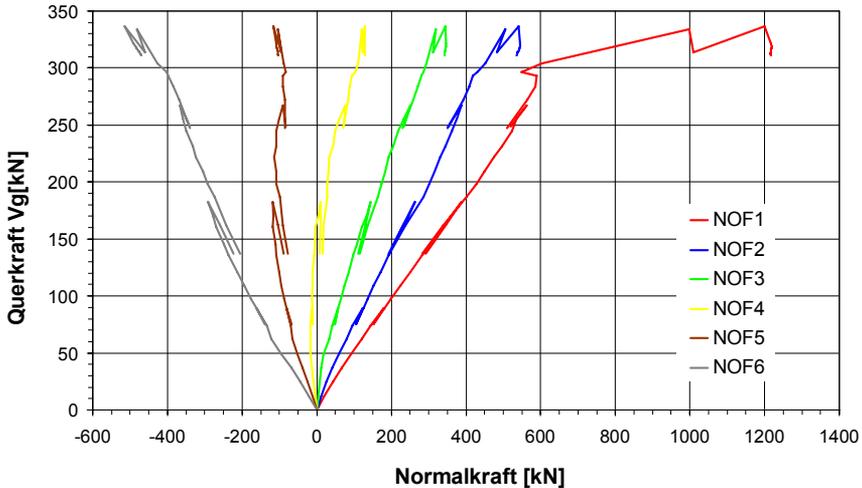


Abb. 3.29: Normalkraft im oberen Flansch am Beispiel des Versuchs T1P

Aus den Abbildungen 3.28 und 3.29 lässt sich folgendes herauslesen, wobei diese beispielhaft an Versuch T1P erläuterten Sachverhalte auch prinzipiell für die anderen Versuche gelten:

- Je größer die Differenz der Dehnungen an der Ober- und Unterseite eines Schnittes ist, umso größer ist die Biegung, die der Flansch an dieser Stelle erfährt. Wären die Dehnungen gleich groß, würde der Flansch rein auf Normalkraft beansprucht werden. Unmittelbar an den Öffnungsrändern ist die Biegung am größten, wie es wegen der Sekundärmomente zu erwarten war. Zur Öffnungsmitte hin nimmt sie ab. Da der Flansch mit dem Betongurt verbunden ist, gilt gleiches für den Betongurt. Allerdings erfahren Betongurt und Flansch an den Öffnungsrändern nicht die gleiche Krümmung. Dies hängt am Öffnungsrand 2, wo die Querkraft aus dem Stahlträgersteg in den Betongurt eingeleitet wird, damit zusammen, dass ein Spalt in der Verbundfuge entsteht und sich der Flansch vom Betongurt löst (siehe Kap. 5.3). Dadurch erfährt der Flansch eine stärkere Biegung als der Betongurt. Am Öffnungsrand 1, wo die Querkraft aus dem Betongurt konzentriert über Druckkontakt in den Stahlträger zurückgeleitet wird, schiebt sich der Flansch mit dem Beginn des Durchstanzens etwas in den Betongurt hinein und erfährt dadurch ebenfalls eine stärkere Biegung.

- Der Spalt in der Verbundfuge am Öffnungsrand 2 entsteht, weil der obere Flansch einen Querkraftanteil vom Öffnungsrand 2 her über Biegung zum ersten KBD-Paar über der Öffnung (P_4) überträgt, wo dieser Anteil über Dübelzugkräfte in den Betongurt eingeleitet wird (siehe hierzu auch Kap. 5.3).
- An der Stelle 1 an der Flanschunterseite ist die Dehnung am größten und dort wird auch die Fließdehnung erreicht.
- Infolge der Sekundärschnittgrößen wird der obere Teilträger durch ein Moment mit wechselndem Vorzeichen und durch eine konstante Normalkraft beansprucht. Im lokalen Momentennullpunkt steht der Flanschquerschnitt im Falle eines positiven Globalmoments unter einer konstanten Druckspannung infolge der dort ausschließlich wirkenden Druckkraft. Dies ist nach Abbildung 3.28 erst nach der Stelle 4 der Fall. Somit liegt nach den Dehnungen des oberen Flansches der Momentennullpunkt nicht in Öffnungsmitte, sondern ist etwas zum Öffnungsrand 1 hin verschoben.
- Aus der Differenz der Normalkräfte zweier benachbarter Schnitte ergibt sich die durch die KBD eingeleitete Längsschubkraft. Sie ist an allen Stellen in etwa gleich groß. Lediglich zwischen den Schnitten 1 und 2 ist sie bei den meisten Versuchen etwas größer und zwischen den Schnitten 2 und 3 etwas kleiner. Dies liegt vermutlich an dem großen sekundären Biegemoment M_2 im oberen Teilträger am Öffnungsrand 2, wodurch der obere Stahlträgerrest hoch beansprucht wird.
- Der obere Flansch ist in den Schnitten 1 und 6, d.h. zu den Öffnungsändern hin sehr hoch ausgenutzt. Im Schnitt 1 (nahe Öffnungsrand 2) erreicht die Zugkraft nahezu die plastische Normalkraft, die etwa 760 kN beträgt, während im Schnitt 6 (nahe Öffnungsrand 1) der Flansch mit nahezu gleicher Größe auf Druck beansprucht wird. Somit wird durch die Kopfbolzendübel über der Öffnung eine Schubkraft übertragen, die fast der doppelten plastischen Normalkraft des oberen Flansches entspricht.

3.10.8 Dehnungen des unteren Flansches

Um die Normalkraft des unteren Flansches zu bestimmen, wurden auf der Ober- und Unterseite des unteren Flansches ebenfalls Dehnungen gemessen. War der untere Flansch wie bei den Versuchen mit negativem Globalmoment durch ein Blech ausgesteift, wurde zusätzlich noch die Dehnung in der Mitte dieses Bleches gemessen. Die Lage der dazu verwendeten DMS und ihre Bezeichnung sind in Abbildung 3.30 dargestellt.

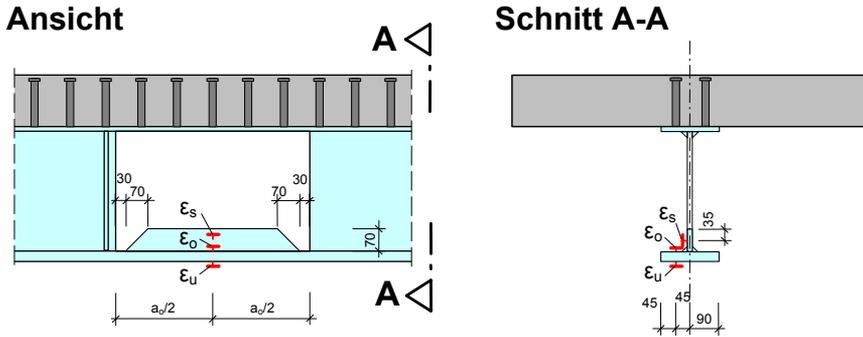


Abb. 3.30: Lage und Bezeichnung der DMS zur Ermittlung der Dehnungen des unteren Flansches

In Abbildung 3.31 sind die Dehnungen an der Ober- und Unterseite des unteren Flansches ϵ_o bzw. ϵ_u und deren Mittelwert ϵ_{Uf} beispielhaft für Versuch T1P dargestellt. Abbildung 3.32 zeigt die drei gemessenen Dehnungen ϵ_o , ϵ_u und ϵ_s des Versuchs T1N.

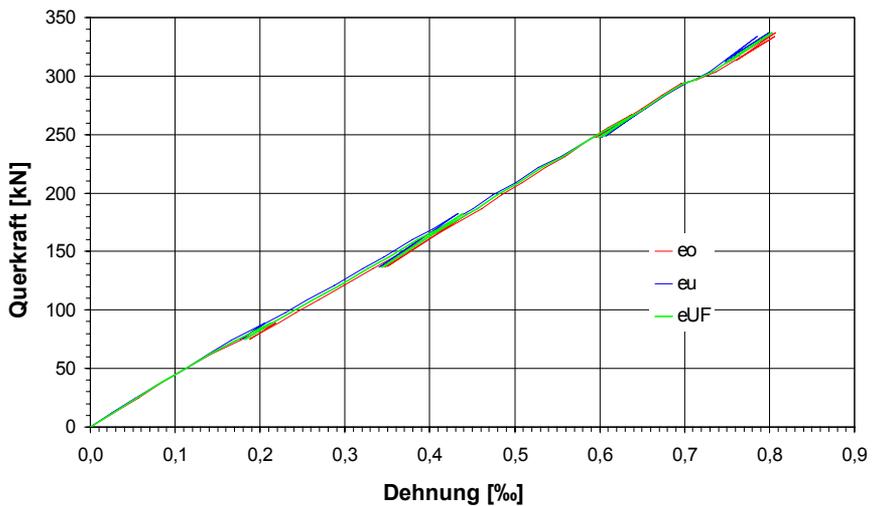


Abb. 3.31: Dehnungen des unteren Flansches am Beispiel des Versuchs T1P

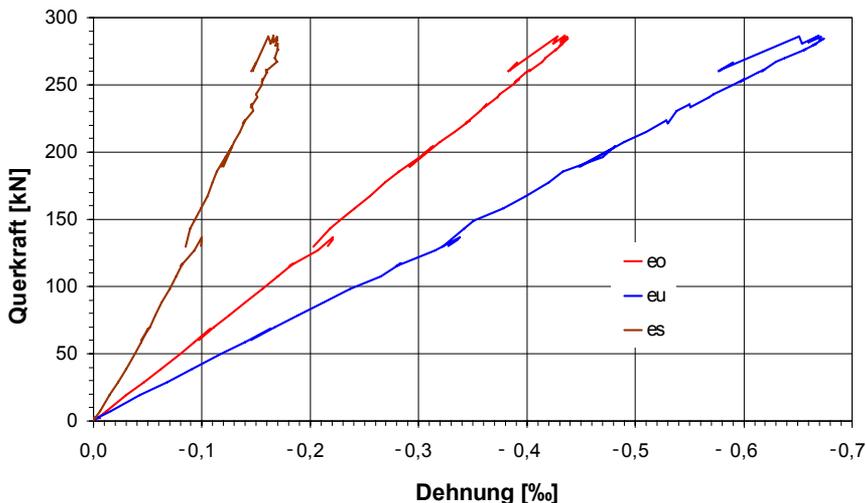


Abb. 3.32: Dehnungen des unteren Flansches am Beispiel des Versuchs T1N

Bei den Versuchen, bei denen die Öffnung in einem Bereich mit positivem Moment lag und somit der Untergurt gezogen wurde, wie bei Versuch T1P, sind die Dehnungen an der Unter- und Oberseite nahezu gleich groß. Dies bedeutet, dass der Flansch in Öffnungsmitte, wo die Dehnungen gemessen wurden, kaum Biegung erfährt. Die Normalkraft des unteren Flansches wird, wie im oberen Flansch auch, aus der mittleren Dehnung über die Querschnittsfläche und den E-Modul errechnet.

Liegt die Öffnung in einem Bereich mit negativem Globalmoment, wird der untere Teilträger gedrückt, weshalb er auch mit einem Blech gegen Knicken gesichert ist. Da die Normalkraft an den Öffnungsrändern in der Schwerachse des Flansches eingeleitet wird, sich aber dann durch das aussteifende Blech die Schwerachse nach oben verschiebt, entsteht ein Moment, das an der Unterseite des Flansches zusätzliche Druckspannungen erzeugt. Demzufolge sind die gemessenen Dehnungen unterschiedlich.

Da es sich in diesem Fall um einen T-Querschnitt handelt, ermittelt sich die Normalkraft folgendermaßen:

$$N_{uf} = \frac{(\varepsilon_u - \varepsilon_o)}{2} \cdot A_{uf} \cdot E_{uf} + \varepsilon_s \cdot A_s \cdot E_s \quad (3.3)$$

In Abbildung 3.33 ist der Betrag der Normalkraft im unteren Flansch beispielhaft für die Versuche T1P, T1N und T1NU in Zusammenhang mit der Querkraft aufgetragen.

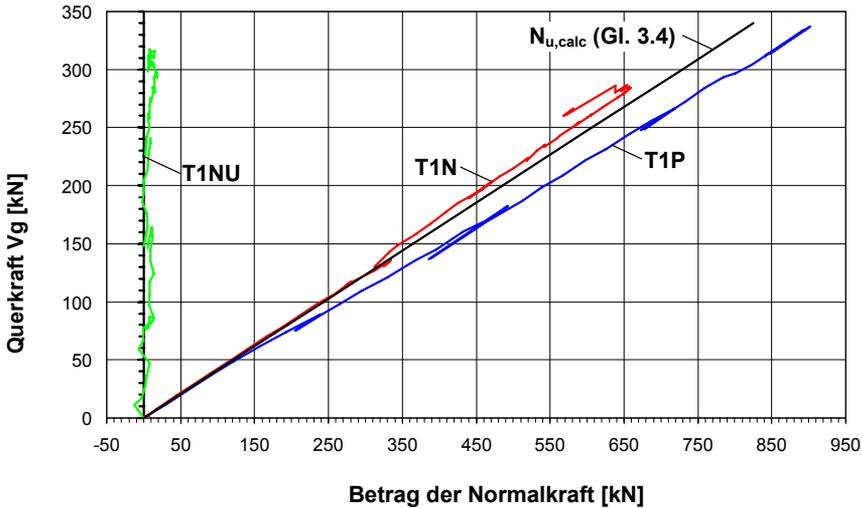


Abb. 3.33: Betrag der Normalkraft im unteren Flansch am Beispiel der Versuche T1P, T1N und T1NU

Wie bereits erwähnt, ergeben sich die Normalkräfte in den Teilträgern aus dem globalen Moment $M_{g,m}$ an der Stelle m dividiert durch den inneren Hebelarm im Öffnungsbereich z_o :

$$N_u = -N_o = \frac{M_{g,m}}{z_o} \quad (3.4)$$

Unter der vereinfachenden Annahme, dass $M_{g,m}$ in der Öffnungsmitte liegt und z_o sich aus dem Abstand der Schwerachsen des oberen und unteren Teilträgers berechnet, wobei der Betongurt mit seinen ideellen Querschnittswerten eingeht, ergibt sich bei diesen Versuchen die berechnete Normalkraft im unteren Teilträger $N_{u,calc}$ zu:

$$N_{u,calc} = \frac{M_{g,n}}{z_o} = \frac{V_g \cdot a_{o,n}}{z_o} = \frac{V_g \cdot 1,1}{0,45} = V_g \cdot 2,44 \quad (3.5)$$

Dabei ist:

$M_{g,n}$ globales Moment in Öffnungsmitte

$a_{o,n}$ Abstand Auflager zur Öffnungsmitte

$N_{u,calc}$ ist ebenfalls in Abbildung 3.33 aufgenommen.

Bei Versuch T1NU, bei dem die Öffnung im Momentennullpunkt liegt, beträgt die Normalkraft im unteren Teilträger bei allen Laststufen erwartungsgemäß nahezu Null. Bei den beiden anderen Versuchen steigt die Normalkraft fast linear mit zunehmender Querkraft an, wobei die Normalkraft des Versuchs T1P größer ist als die des Versuchs T1N. Dies kann wie sich an Gleichung (2.1) erkennen lässt an zwei

Dingen liegen: zum einen an der Größe des inneren Hebelarms z_o oder zum anderen an der Größe des Moments $M_{g,m}$, d. h. der Lage der Stelle m .

Die Abweichung gegenüber der vereinfacht berechneten Normalkraft ist beim Versuch T1P mit etwa 11% größer als beim Versuch T1N mit etwa 4%. Bei den anderen Versuchen, bei denen die Öffnung sowohl im Bereich eines positiven als auch negativen Globalmoments lag (T0P und T0N, T2P55 und T2N55, T3PSB und T3NSB, T4P104 und T4N104, T5P21 und T5N21, T7PRS und T7NRS) ist auch die Normalkraft der Versuche im Bereich eines positiven Globalmoments in der Regel größer als die der Versuche im Bereich eines negativen Globalmoments, wobei die Unterschiede der Normalkräfte nicht größer sind als bei den Versuchen T1P und T1N. In einigen Fällen sind die Unterschiede auch nur äußerst gering. Demnach wäre bei den Versuchen im Bereich eines positiven Globalmoments der innere Hebelarm kleiner als bei den Versuchen im Bereich eines negativen Globalmoments oder die Stelle m tendenziell sowohl bei den Versuchen im Bereich eines positiven als auch negativen Globalmoments leicht zum Öffnungsrand 2 hin verschoben. Letzteres deckt sich allerdings nicht mit den Beobachtungen in Kap. 3.10.7. Eine Erläuterung hierzu folgt im nächsten Kapitel.

3.10.9 Dehnungen der Längsbewehrung

Um einen Eindruck von der Dehnungsverteilung über die Betongurtdicke und -breite an den Öffnungsrandern und in Öffnungsmitte zu gewinnen, wurden an der Längsbewehrung sowohl in der oberen als auch der unteren Lage in eben diesen Schnitten Dehnungen gemessen. Dabei wurde an den entsprechenden Stellen jeweils nur an einer Seite des Bewehrungsstabes ein DMS angebracht (Abbildung 3.34), weil davon ausgegangen werden kann, dass der in den Beton eingebettete Bewehrungsstab sich seitlich nicht verkrümmt. Die Lage der verwendeten DMS ist in Abbildung 3.34 beispielhaft für Versuch T4P104 dargestellt. Dieser Versuch wurde ausgewählt, da er einen breiten Betongurt und die größte Öffnungslänge hat, was die größten Momente in den Öffnungsecken und dementsprechend auch die größten Dehnungen zur Folge hat. Die Dehnungsverläufe sind bei den anderen Versuchen prinzipiell gleich.

In den Abbildungen 3.35, 3.36 und 3.37 sind für diesen Versuch die Dehnungen am Öffnungsrand 1, in Öffnungsmitte bzw. am Öffnungsrand 2 im Zusammenhang mit der Gesamtquerkraft V_g aufgetragen.

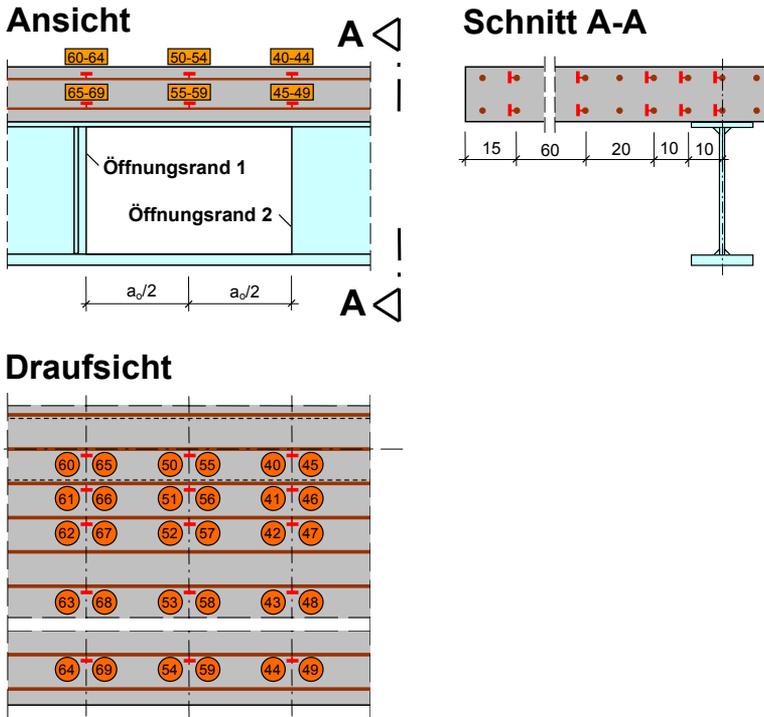


Abb. 3.34: Lage der DMS zur Ermittlung der Dehnungen der Längsbewehrung

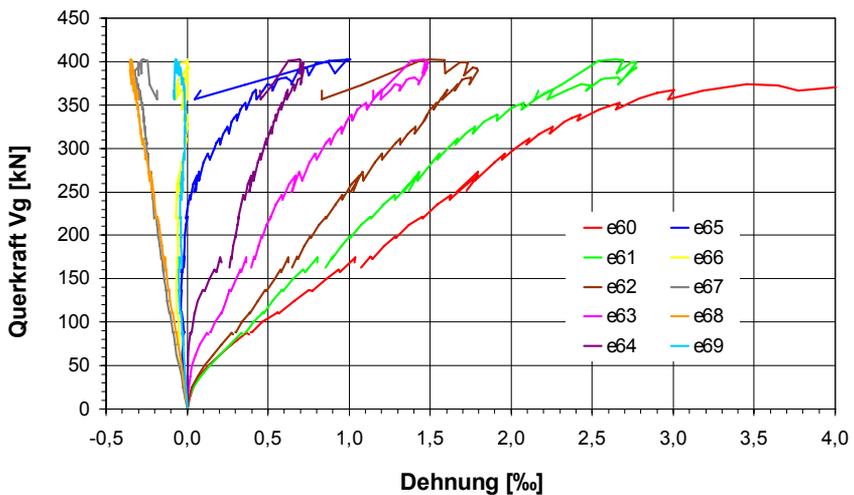


Abb. 3.35: Dehnungen der Längsbewehrung am Öffnungsrand 1 am Beispiel des Versuchs T4P104

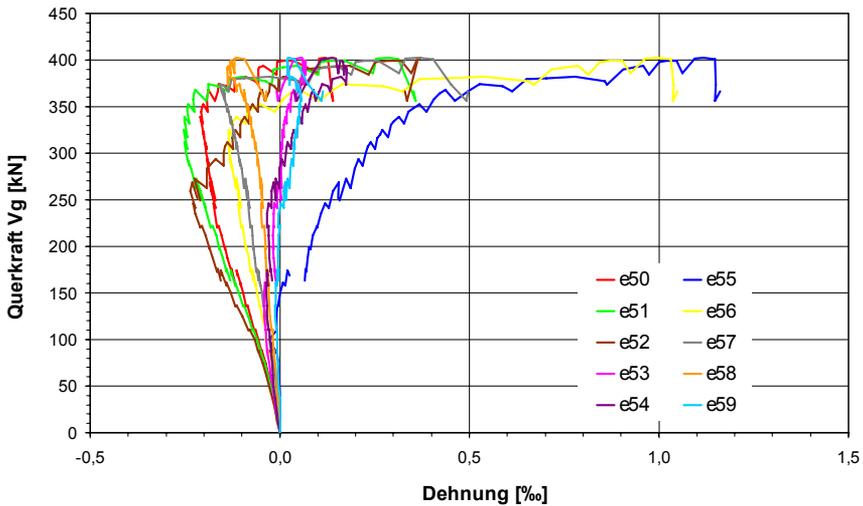


Abb. 3.36: Dehnungen der Längsbewehrung in Öffnungsmitte am Beispiel des Versuchs T4P104

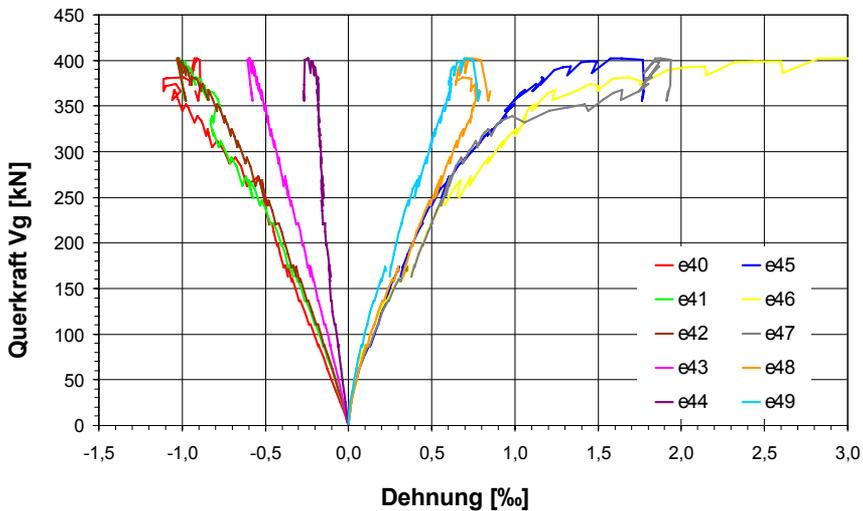


Abb. 3.37: Dehnungen der Längsbewehrung am Öffnungsrand 2 am Beispiel des Versuchs T4P104

Es ist zu erwähnen, dass aufgrund der Rissbildung die Größe der an der Bewehrung gemessenen Dehnungen abhängig ist vom Abstand der Messstelle zu einem eventuell vorhandenen Riss. Dabei ist die Dehnung umso größer, je geringer der Abstand zum Riss ist. Dieser Störfaktor ist bei der Bewertung der Dehnungsverläufe stets zu bedenken.

Um die Dehnungen der Bewehrung und damit auch in etwa die Dehnungen des Betons über die Betongurtdicke und -breite zu veranschaulichen, werden 8

Laststufen herausgegriffen. Die erste Laststufe entspricht einem Achtel der Traglast, die zweite zwei Achteln, usw. Für diese Laststufen wird dann die jeweilige Dehnung über die Betongurtdicke und –breite aufgetragen.

In Abbildung 3.38, 3.39 und 3.40 sind für den Öffnungsrand 1, für die Öffnungsmitte und für den Öffnungsrand 2 die Dehnungen in der Längsachse über die Höhe des oberen Teilträgers aufgetragen. Dabei wurden aus den Dehnungen der beiden Bewehrungslagen die Dehnungen an den Betongurträndern linear extrapoliert. Zusätzlich sind die Dehnungen an der Ober- und Unterseite des oberen Flansches aufgetragen.

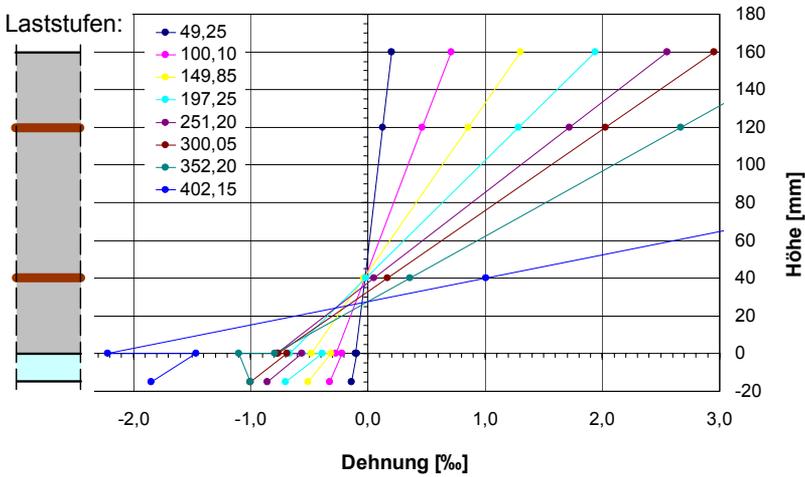


Abb. 3.38: Dehnungsverteilung über die Höhe des oberen Teilträgers in der Trägerlängsachse am Öffnungsrand 1 am Beispiel des Versuchs T4P104

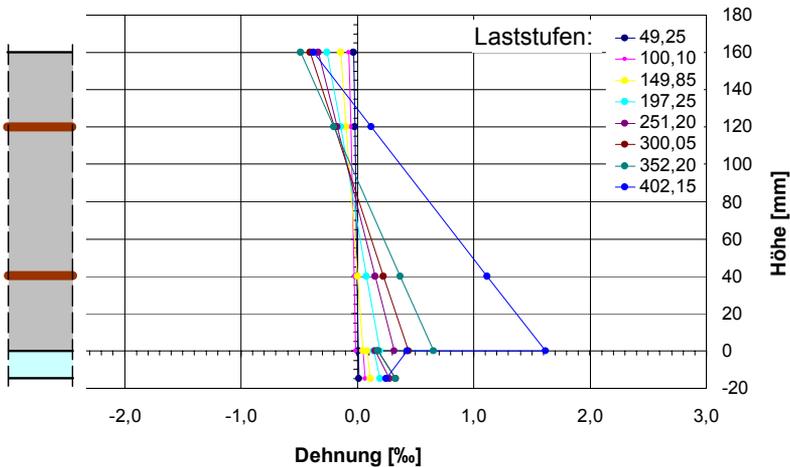


Abb. 3.39: Dehnungsverteilung über die Höhe des oberen Teilträgers in der Trägerlängsachse in Öffnungsmitte am Beispiel des Versuchs T4P104

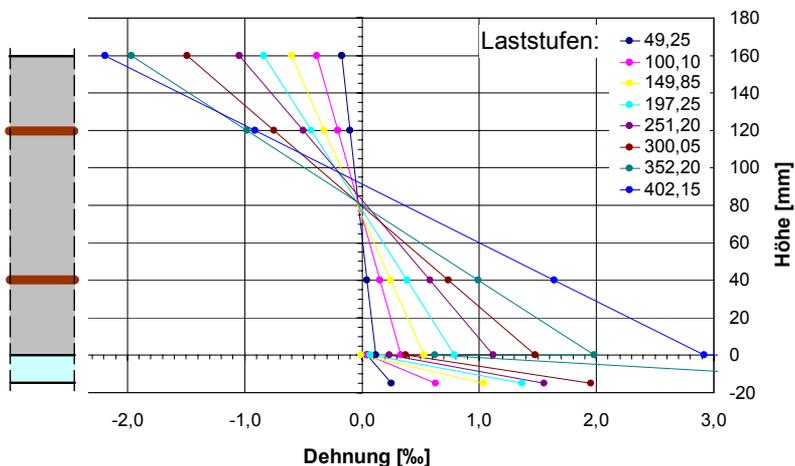


Abb. 3.40: Dehnungsverteilung über die Höhe des oberen Teilträgers in der Trägerlängsachse am Öffnungsrand 2 am Beispiel des Versuchs T4P104

Anhand der über die Teilträgerhöhe aufgetragenen Dehnungsverläufe lassen sich deutlich die in den Öffnungsecken erwarteten Druck- und Zugzonen des Betongurts und deren Wechsel über die Öffnungslänge hinweg erkennen. In Öffnungsmitte ist die Beanspruchung sehr gering. Die Druckzone liegt an der Betongurtoberseite, was bedeutet, dass den Dehnungen der Längsbewehrung nach zu urteilen der Momentennullpunkt des Betongurts etwas zum Öffnungsrand 1 verschoben ist. Dies deckt sich mit den Beobachtungen in Abbildung 5.6, widerspricht allerdings den Feststellungen im vorangegangenen Kapitel. Eine mögliche Erklärung hierfür ist, dass die tatsächliche Lage des Momentennullpunkts nur in sehr geringem Maße von der Öffnungsmitte abweicht, und die aus den Versuchswerten herausgelesenen Abweichungen zum Teil durch unvermeidliche Messungenauigkeiten bedingt sind.

Die größte Dehnung der Bewehrung ergibt sich in der Längsachse am Öffnungsrand 1 in der oberen Lage (60) (Abbildung 3.38). Dort kommt bei einer Querkraft von etwa 350 kN die Bewehrung ins Fließen. Die größte (extrapolierte) Betondehnung ergibt sich am Öffnungsrand 2 in der Trägerlängsachse an der Betongurtoberseite zu $-2,2\text{‰}$ (Abbildung 3.40).

In Abbildung 3.41, 3.42 und 3.43 sind jeweils die Dehnungen der oberen und unteren Bewehrungslage am Öffnungsrand 1 und 2 sowie in Öffnungsmitte über die Betongurtbreite aufgetragen.

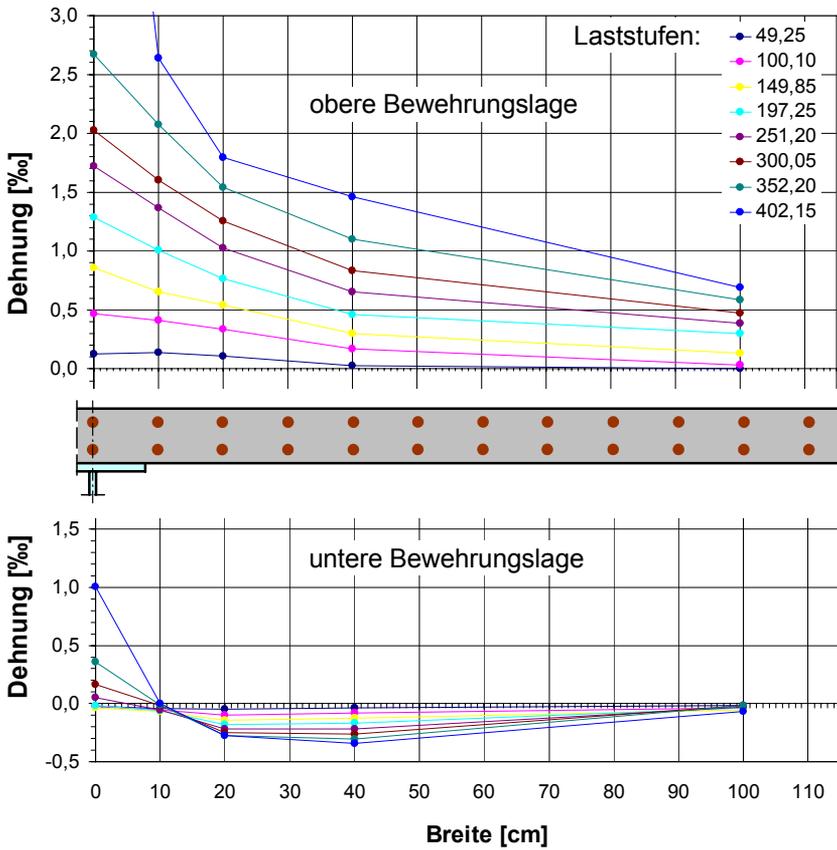


Abb. 3.41: Dehnungen der oberen und unteren Längsbewehrungslage über die Öffnungsbreite am Öffnungsrand 1 am Beispiel des Versuchs T4P104

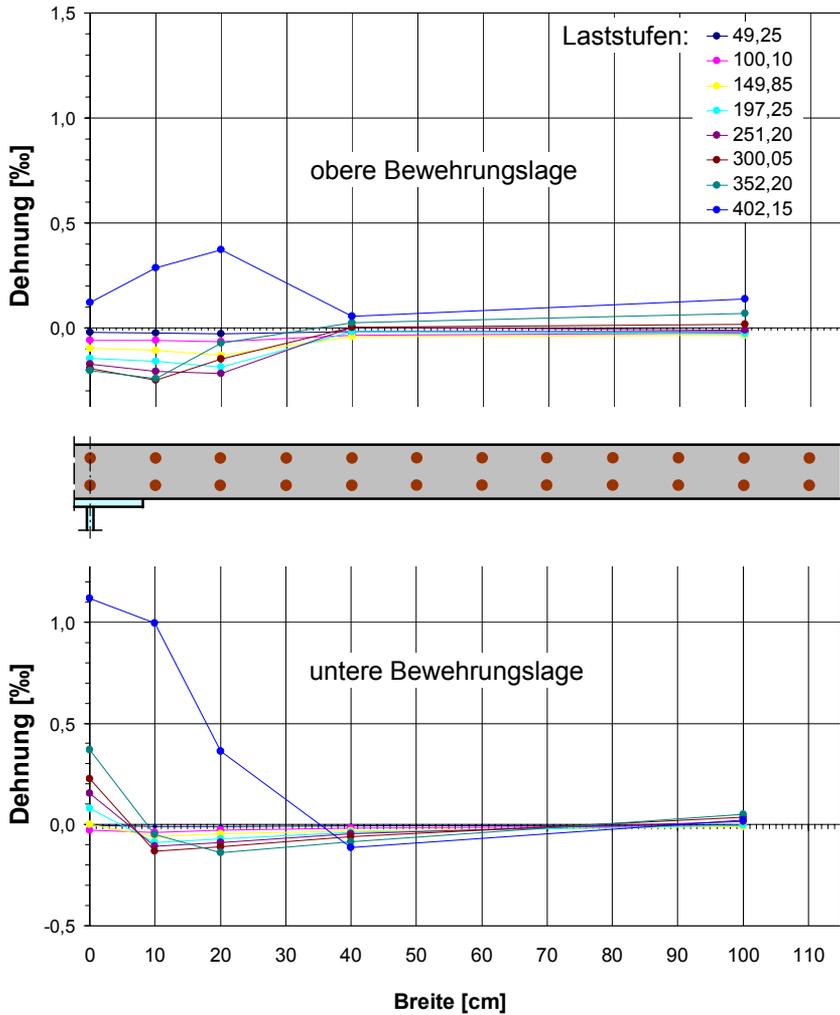


Abb. 3.42: Dehnungen der oberen und unteren Längsbewehrungslage über die Öffnungsweite in Öffnungsmitte am Beispiel des Versuchs T4P104

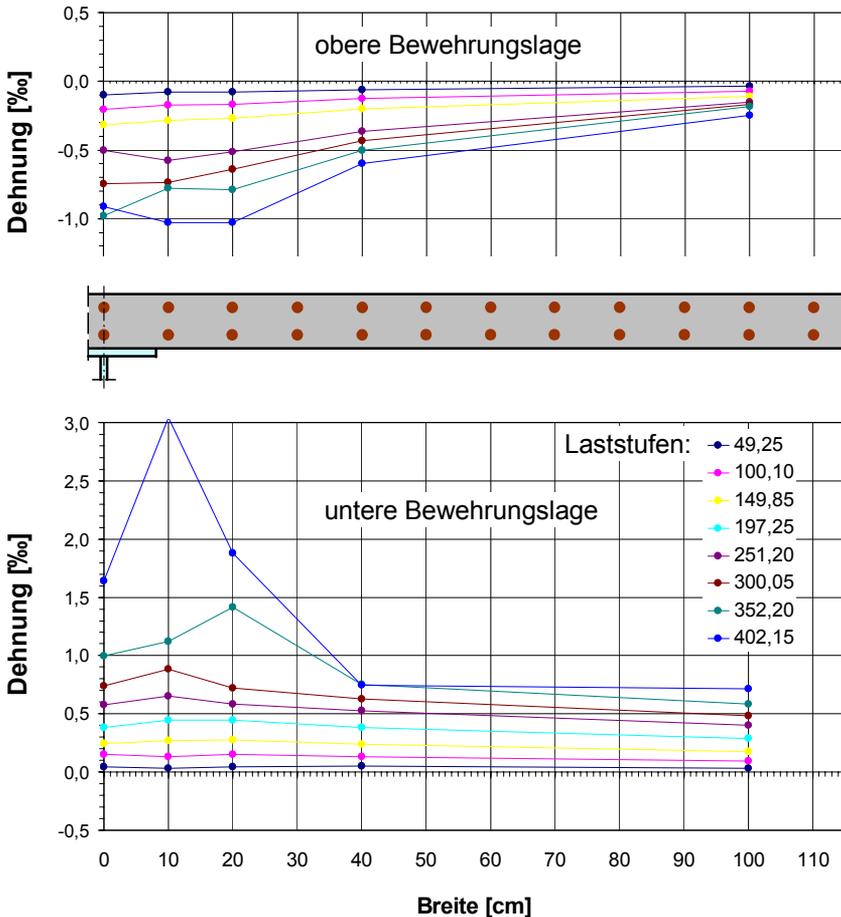


Abb. 3.43: Dehnungen der oberen und unteren Längsbewehrungslage über die Öffnungsbreite am Öffnungsrand 2 am Beispiel des Versuchs T4P104

Die Dehnungen der oberen Bewehrungslage am Öffnungsrand 1 (Abbildung 3.41) nehmen kontinuierlich von der Längsachse nach außen hin ab. In einer Entfernung von 1 m zur Trägerlängsachse betragen sie nur noch etwa ein Viertel des Wertes in der Längsachse. Somit kann im Hinblick auf die Biege- und Querkraftbemessung des oberen Teilträgers erwartungsgemäß nur eine begrenzte Breite als mittragend angesetzt werden.

Der obere Teilträger erfährt infolge des positiven Globalmoments eine über die Öffnungslänge hinweg konstante Druckkraft (N_0). Darüber hinaus wird er durch das veränderliche Sekundärmoment beansprucht. Am Öffnungsrand 1 (Abbildung 3.41) stellt sich dementsprechend an der Betongurtoberseite die Zugzone ein. Allerdings wird auch in der unteren Bewehrungslage der Stab in der Längsachse des Trägers gezogen, jedoch die Stäbe und somit der Beton weiter außen gedrückt. Hier nimmt in der Trägerlängsachse der Flansch einen Teil der resultierenden Druckkraft auf, wodurch die Nulllinie zwischen der unteren Bewehrungslage und der

Flanschoberkante liegt. Außerhalb des Einflussbereichs des Flansches kann nur der Beton allein die Druckkraft aufnehmen, weshalb die Druckzonenhöhe größer sein muss und die Nulllinie nach oben über die untere Bewehrungslage wandert.

Am Öffnungsrand 2 nehmen in der oberen Bewehrungslage die Dehnungen ebenfalls nach außen hin ab (Abbildung 3.43). In der unteren Lage sind die Dehnungen in der Längsachse in der Regel etwas geringer als in einem Abstand von 10 und 20 cm. Dies liegt daran, dass der Flansch einen Großteil der Zugkräfte übernimmt und somit die unmittelbar darüber liegende Bewehrung entlastet.

Wegen dieses un stetigen Dehnungsverlaufs der Bewehrung über die Betongurtbreite, der sich zudem in der oberen und unteren Bewehrungslage unterscheidet, ist eine genaue Bestimmung der mittragenden Breite für die Biegebemessung anhand der Messwerte nicht eindeutig möglich. Die Messwerte fügen sich allerdings im Großen und Ganzen in das Bild der in der Literatur enthaltenen Angaben, die in Analogie für den vorliegenden Fall herangezogen werden können. Deshalb wird auch die mittragende Breite für die Biegebemessung und die Steifigkeitsermittlung anhand dieser Literaturangaben bestimmt (Kap. 6.2).

3.10.10 Dehnungen der Querbewehrung

Bei allen Versuchen mit Ausnahme der ersten Serie T0 wurden auch an einzelnen Stäben der Querbewehrung Dehnungen gemessen, da sich bei der Serie T0 im Öffnungsbereich auch Risse schräg zur Längsachse ausbildeten.

Die Lage der entsprechenden DMS ist in Abbildung 3.44 beispielhaft für Versuch T6PSB dargestellt. Dieser Versuch wurde ausgewählt, da an vier Stäben die Dehnungen gemessen wurden. Bei den Versuchen an den Trägern T1, T2, T3 und T4 wurden die Dehnungen nur an zwei Stellen gemessen (80 und 83). In Abbildung 3.45 sind für den Versuch T6PSB die Dehnungen in Zusammenhang mit der Gesamtquerkraft aufgetragen. Die Dehnungsverläufe der entsprechenden Bewehrung sind bei den anderen Versuchen prinzipiell gleich.

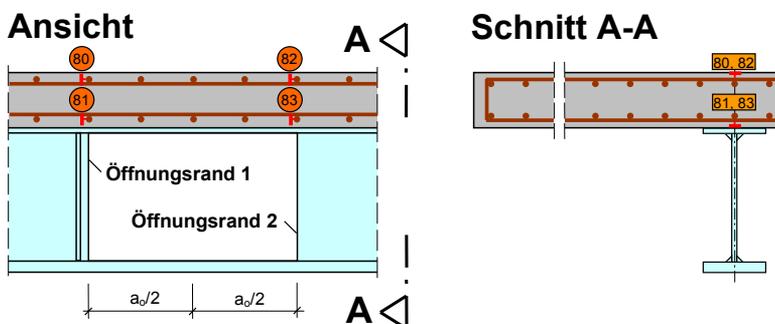


Abb. 3.44: Lage der DMS zur Ermittlung der Dehnungen der Querbewehrung

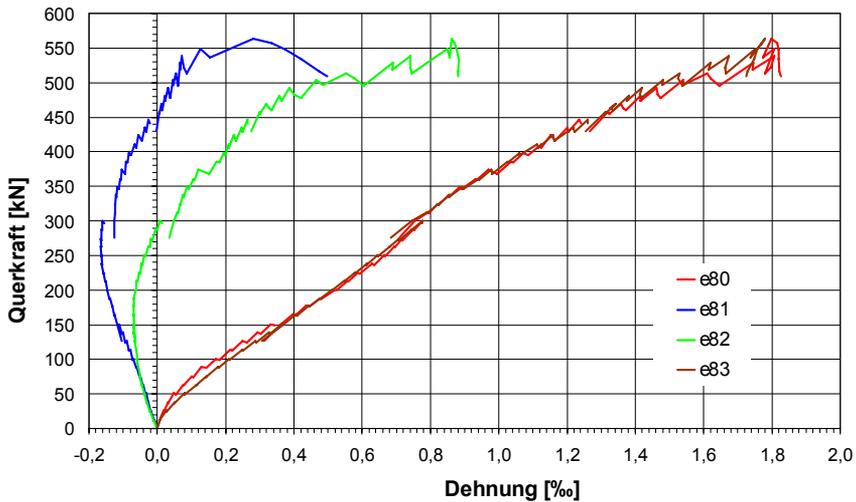


Abb. 3.45: Dehnungen der Querbewehrung am Beispiel des Versuchs T6PSB

Die Dehnungen der oberen Bewehrungslage am Öffnungsrand 1 und die der unteren am Öffnungsrand 2 steigen annähernd linear mit der Querkraft bis auf etwa 70% der Fließdehnung an. In der jeweils anderen Bewehrungslage verläuft die Dehnung stark gekrümmt. Anfänglich wird die Bewehrung gedrückt, bevor sie dann, wie in der anderen Lage auch, gezogen wird.

Um die Dehnungen der Bewehrung und damit auch in etwa die Dehnungen des Betons über die Betongurtdicke zu veranschaulichen, werden, wie bei der Längsbewehrung auch, wieder 8 Laststufen herausgegriffen und dafür die jeweiligen Dehnungen über die Betongurtdicke aufgetragen.

In Abbildung 3.46 und 3.47 sind für den Öffnungsrand 1 bzw. 2 die in der Längsachse gemessenen Dehnungen der Querbewehrung über die Betongurtdicke dargestellt. Dabei wurden aus den Dehnungen der beiden Bewehrungslagen die Dehnungen an den Betongurträndern linear extrapoliert.

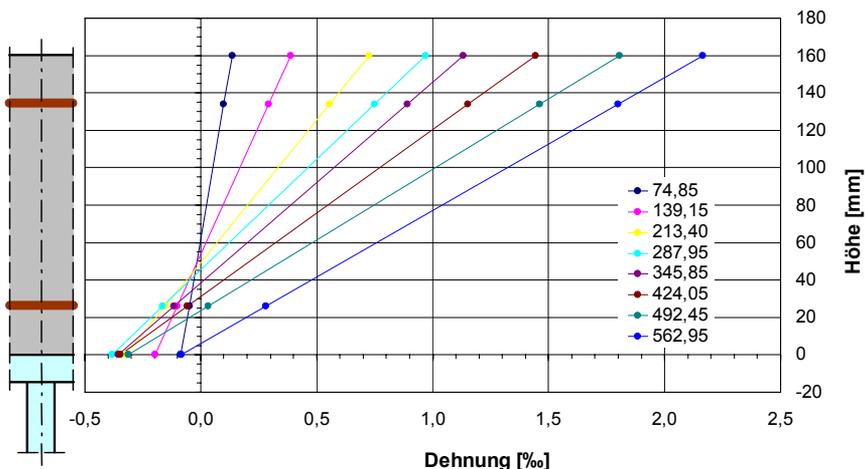


Abb. 3.46: Dehnungen der Querbewehrung am Öffnungsrand 1 in der Trägerlängsachse am Beispiel des Versuchs T6PSB

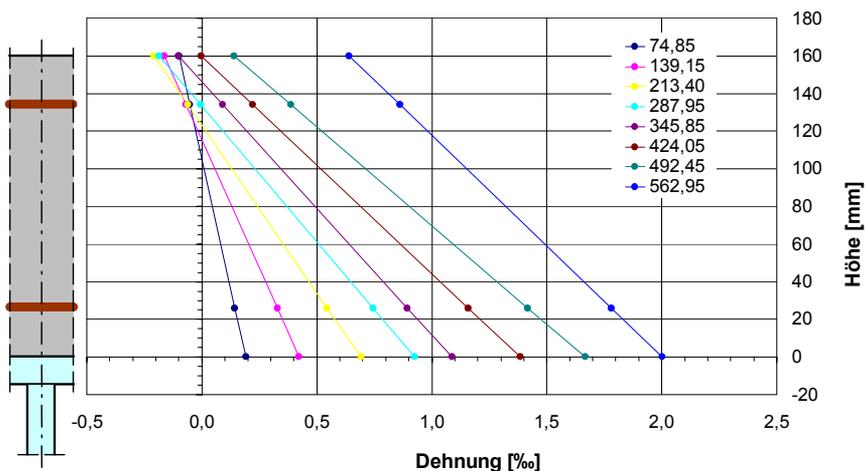


Abb. 3.47: Dehnungen der Querbewehrung am Öffnungsrand 2 in der Trägerlängsachse am Beispiel des Versuchs T6PSB

Anhand der Dehnungsverteilungen wird an beiden Öffnungsrändern die Biegebeanspruchung in Querrichtung deutlich. Am Öffnungsrand 1 liegt die Zugzone an der Betongurtoberseite und am Öffnungsrand 2 an der Unterseite. Dies liegt daran, dass am Öffnungsrand 1 die Querkraft aus dem Betongurt in den Stahlträger ausgeleitet wird, was auch zu Durchstanzen führen kann (Kap. 5.5.4) und am Öffnungsrand 2 die Querkraft über die KBD konzentriert eingeleitet wird.

Die Biegebeanspruchung in Querrichtung wird überlagert durch die Zugbeanspruchung, die aus der Einleitung der Schubkräfte in den Betongurt resultiert. Dies führt am Öffnungsrand 2 dazu, dass der Betongurt ab etwa 400 kN in Querrichtung über die gesamte Höhe gerissen ist.

4 Rechnerische Untersuchungen

4.1 FE-Modell

In Abbildung 4.1 und Abbildung 4.2 sind die dreidimensionalen FE-Modelle für den Bereich positiver bzw. negativer Globalmomente dargestellt, die hier beispielhaft der Geometrie des Versuchs T1P bzw. T1N entsprechen. Diese Modelle werden bezüglich der Geometrie und der Materialkennwerte den einzelnen Versuchen angepasst. Der Versuch mit profiliertem Betongurt, der nur als Vergleich diente, wurde rechnerisch nicht untersucht.

Da das System zur x-y-Ebene symmetrisch ist, braucht nur die Hälfte des Trägers abgebildet zu werden. Das System ist wie im realen Versuch zwängungsfrei gelagert und wird durch das Aufbringen von Weginkrementen über eine Lastverteilungsplatte belastet, was sich hinsichtlich der Konvergenz im nichtlinearen Bereich als zweckmäßig erwiesen hat.

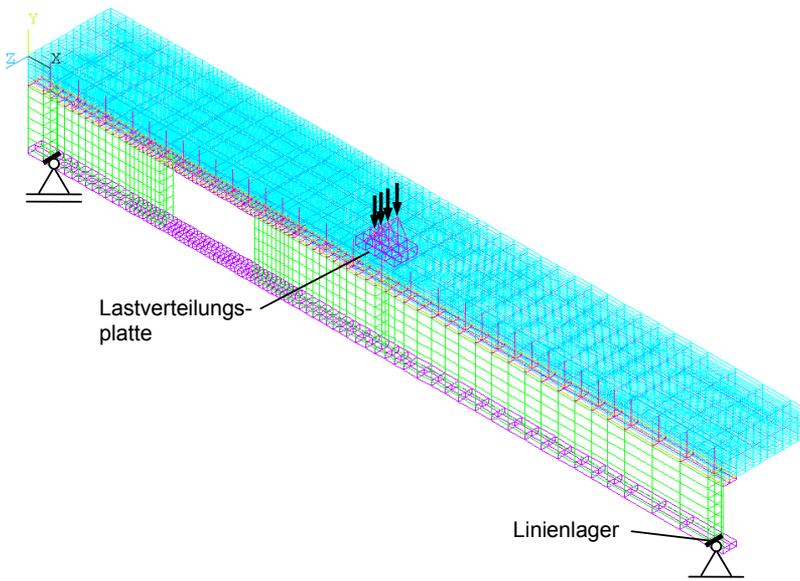


Abb. 4.1: Grundtyp des verwendeten FE-Modells für den Bereich positiver Globalmomente

Für die FE-Berechnungen wird das Programmsystem **ANSYS** eingesetzt. Die einzelnen Trägerteile werden dabei mit den folgenden Elementtypen abgebildet: Solid65 (Volumenelement) für den Betongurt, Link8 (Stabelement) für die Bewehrungsstäbe und die Doppelkopfkankern der Dübelleiste, Beam44 (Balkenelement) für die Kopfbolzendübel, Solid45 (Volumenelement) für den oberen und unteren Flansch und Shell43 (Schalenelement) für den Steg und die Steifen. Die Verbundfuge wird mit Conta173 (Kontaktelement) und Targe170 (Gegenstück des Kontaktelements) abgebildet, welche die Übertragung der vertikalen Druckkräfte und der horizontalen Reibungskräfte ermöglichen. Die Dübelkennlinie wird mit Combin39,

einem Federelement, simuliert. In Abbildung 4.3 ist ein Ausschnitt aus dem Modell dargestellt, in dem die einzelnen Elemente zu erkennen sind.

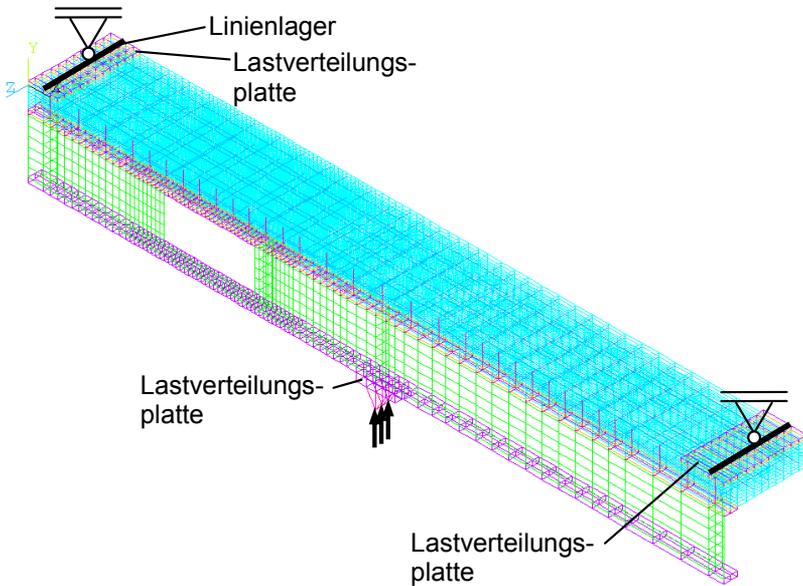


Abb. 4.2: Grundtyp des verwendeten FE-Modells für den Bereich negativer Globalmomente

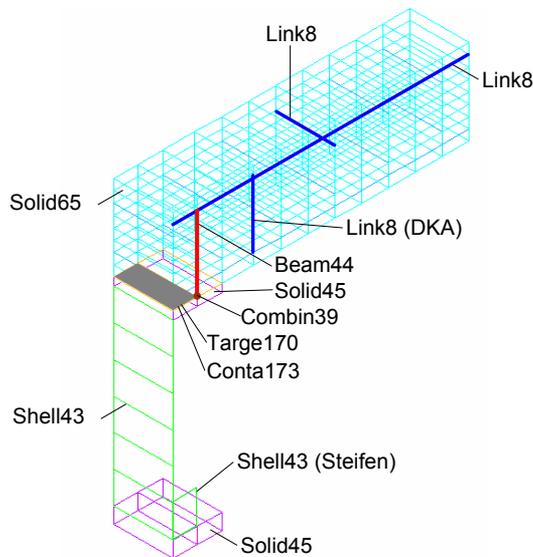


Abb. 4.3: Ausschnitt aus dem FE-Modell mit den verwendeten Elementen

Der für den Beton verwendete Elementtyp Solid65 erfasst das Riss- und Bruchverhalten sowie das nichtlineare Verhalten des Betons. Die Risse werden durch ein verschmiertes Rissmodell abgebildet. Als Spannungs-Dehnungslinie des

Betons wird eine polygonal angenäherte Parabel mit abfallendem Ast gemäß dem σ_c - ϵ_c -Diagramm in Bild 22 der **DIN 1045-1** verwendet. Der Verlauf der Parabel wird entsprechend Gleichung (62) der DIN 1045-1 berechnet. Dabei wird für den Höchstwert der ertragenen Betondruckspannung f_c die um den Formbeiwert $\alpha = 0,85$ abgeminderte mittlere Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag eingesetzt. Zu der sich so ergebenden Druckfestigkeit f_c werden unter Verwendung der Tabelle 9 der DIN 1045-1 die zugehörige Dehnung ϵ_{c1} bei Erreichen von f_c und die Bruchdehnung ϵ_{c1u} ermittelt. In Abbildung 4.4 ist beispielhaft für den Versuch T1P die so ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie für die FE-Berechnung dargestellt (roter Linienzug). Außerdem ist die Spannungs-Dehnungs-Linie eines C 30/37, so wie sie in der Parameterstudie verwendet wird, aufgeführt.

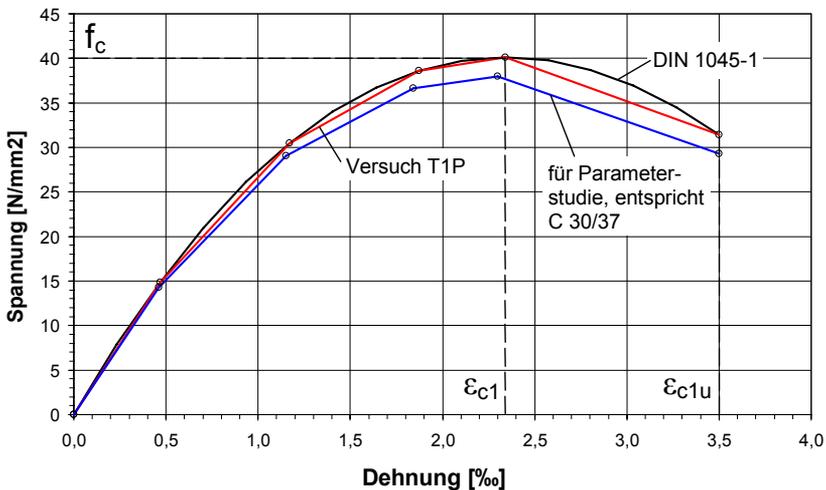


Abb. 4.4: σ - ϵ -Diagramme des Betons für die FE-Berechnungen

Die Längs- und Querbewehrung wird diskret abgebildet. Dabei sind die Elementknoten der Bewehrung und des Betons starr miteinander verbunden. Eine Nachgiebigkeit des Verbundes wird also vernachlässigt. Die KBD werden als Balkenelemente ebenfalls diskret abgebildet. Die Dübel sind am Fuß in Längsrichtung über eine Feder mit dem Flansch verbunden, um die Dübelkennlinie zu simulieren, die in Abbildung 4.5 abgebildet ist. Die Dübelkennlinie ist **Scheele 1991** entnommen. In vertikaler Richtung und in Querrichtung ist der untere Knoten der KBD jeweils starr mit dem entsprechenden Knoten des Flansches gekoppelt. Die Knoten der Dübelelemente und des Betongurts sind in Längs- und Querrichtung miteinander gekoppelt, d. h. sie erfahren beide in diese Richtungen die gleiche Verschiebung. Der obere Knoten des KBD ist mit dem Knoten der Betonelemente zusätzlich in Dickenrichtung gekoppelt, womit die Verankerung des Dübelkopfes abgebildet wird.

Die Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls, des Baustahls der Kopfbolzendübel und der Dübelleisten wurden in den entsprechenden Zugversuchen ermittelt. Zur Nachrechnung der Versuche wurden diese Kurven ebenfalls polygonal angenähert.

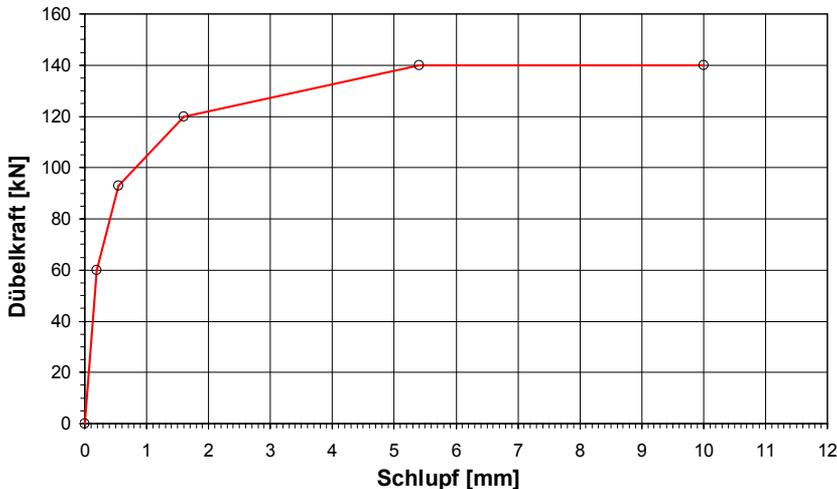


Abb. 4.5: Dübelkennlinie

In Abbildung 4.6 sind diese angenäherten Kurven für den Betonstahl als farbige Kurven dargestellt. Die zugehörigen Dehnungen wurden aus den durchgeführten Zugversuchen abgeleitet. Die schwarze Kurve wurde für die Parameterstudie verwendet. Für ihre Streckgrenze und Zugfestigkeit wurden die charakteristischen Werte eines BSt 500 S(B) nach **DIN 1045-1** angesetzt.

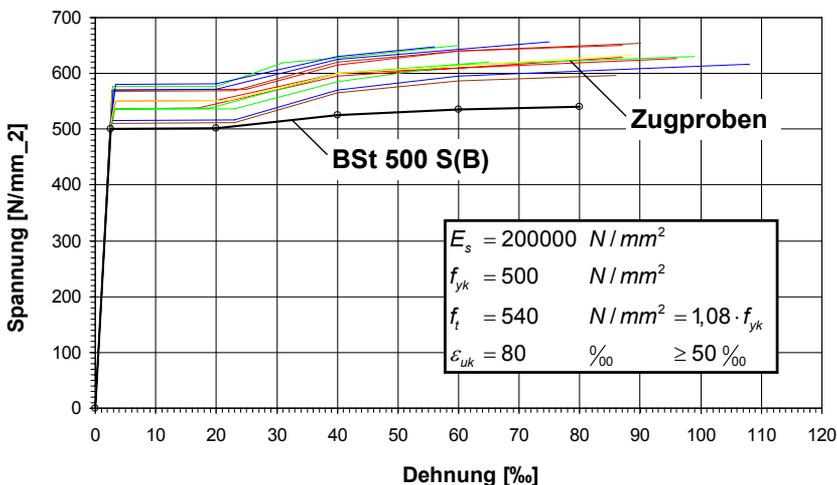


Abb. 4.6: σ - ϵ -Diagramme des Betonstahls

Für den Baustahl, die Kopfbolzendübel und die Dübelleiste wurde in gleicher Weise verfahren. Abbildung 4.7 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linien für den Baustahl. Für die Parameterstudien (schwarze Kurven) wurden für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit die charakteristischen Werte eines S235 und eines S355 nach **DIN V 18800-5** festgesetzt.

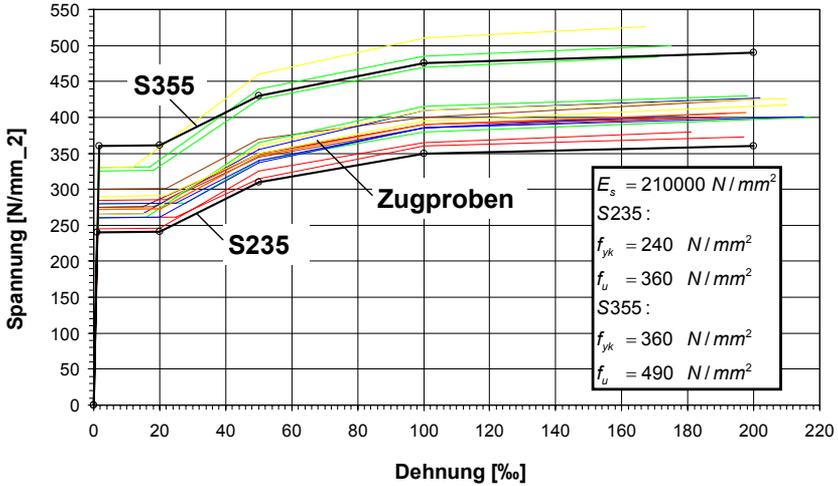


Abb. 4.7: σ - ϵ -Diagramme des Baustahls

In Abbildung 4.8 sind die polygonal angenäherten Spannungs-Dehnungs-Linien der KBD für die Versuchsnachrechnung (farbige Linien) und die für die Parameterstudie (schwarze Linie) dargestellt. Die Werte der Parameterstudie sind die gerundeten Mittelwerte aus den Zugversuchen.

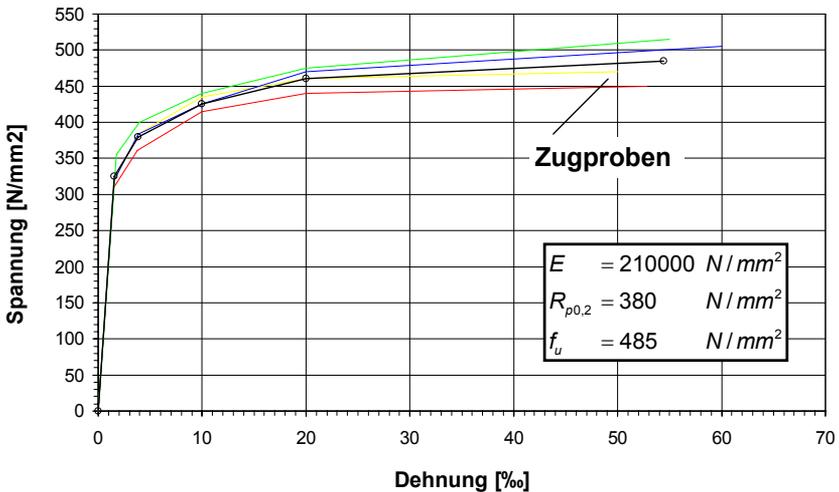


Abb. 4.8: σ - ϵ -Diagramme der Kopfbolzendübel

Die Berechnungen wurden im Regionalen Hochschulrechenzentrum Kaiserslautern durchgeführt, das mit modernen und leistungsstarken Rechnern ausgestattet ist. Dennoch betragen die Rechenzeiten für einen Träger im Mittel etwa 30 Stunden (CPU-Zeit). Dies lag an der hohen Anzahl von Elementen und den physikalischen Nichtlinearitäten, wodurch die aufgebrauchten Weginkremente von anfänglich 0,2 mm sukzessive reduziert werden mussten, um die Rechnungen weiter voranzutreiben. Aufgrund der langen Rechendauer und des hohen zeitlichen Aufwands bei der Durchführung der Berechnungen und der Bewertung der Ergebnisse konnten letztendlich nicht beliebig viele Berechnungen durchgeführt werden. Jedoch erschlossen sich aus den durchgeführten Berechnungen die wesentlichen Zusammenhänge.

4.2 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchswerten

4.2.1 Allgemeines

Um die Qualität der FE-Berechnungen zu überprüfen, wurde jeder Versuch, bis auf den mit profiliertem Betongurt, nachgerechnet und die aufbereiteten Messwerte mit den entsprechenden Werten der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Dazu wurden in die Diagramme der aufbereiteten Versuchswerte die entsprechenden Werte der FE-Berechnung eingefügt. Im Folgenden sind einige dieser Diagramme beispielhaft wiedergegeben. Da die Diagramme der anderen Versuche alle prinzipiell gleich und vom Verlauf her ähnlich sind, wird auf deren Darstellung hier verzichtet. Am Beispiel der gezeigten Diagramme werden die Übereinstimmungen und Abweichungen der gemessenen Werte zu den rechnerisch ermittelten erläutert und bewertet. Die Werte aus den FE-Berechnungen sind immer als dünne Linien in der gleichen Farbe wie die Versuchswerte dargestellt.

4.2.2 Traglasten

In Abbildung 4.9 ist für alle Versuche das Verhältnis der experimentell bestimmten globalen Querkraft $V_{g,u,exp}$ im Öffnungsbereich bei Erreichen der Traglast zur entsprechenden Querkraft $V_{g,u,FE}$ der zugehörigen FE-Berechnung dargestellt. Die größten Abweichungen liegen etwa bei $\pm 20\%$, bei einem Mittelwert von 1,0 und einer Standardabweichung von 0,11.

Allerdings ist ein Vergleich rein der Traglasten nicht überzubewerten. In den FE-Berechnungen wird die "Traglast" bei diesem komplizierten dreidimensionalen FE-Modell mit einigen tausend Elementen dadurch erreicht, dass bei den Iterationen keine Konvergenz mehr erzielt wird. Es hat sich gezeigt, dass dieser Prozess bei exakt dem gleichen Modell nur durch Ändern der Größe der Verformungsinkremente dahingehend beeinflusst werden kann, dass Steigerungen bei den rechnerischen "Traglasten" von über 20% zustande kommen. Dabei sind jedoch die Verläufe der einzelnen Werte, wie Verformungen und Kräfte, die für die Bewertung der Qualität des FE-Modells viel aussagekräftiger sind, immer gleich, ihre Kurven enden lediglich etwas früher oder später.

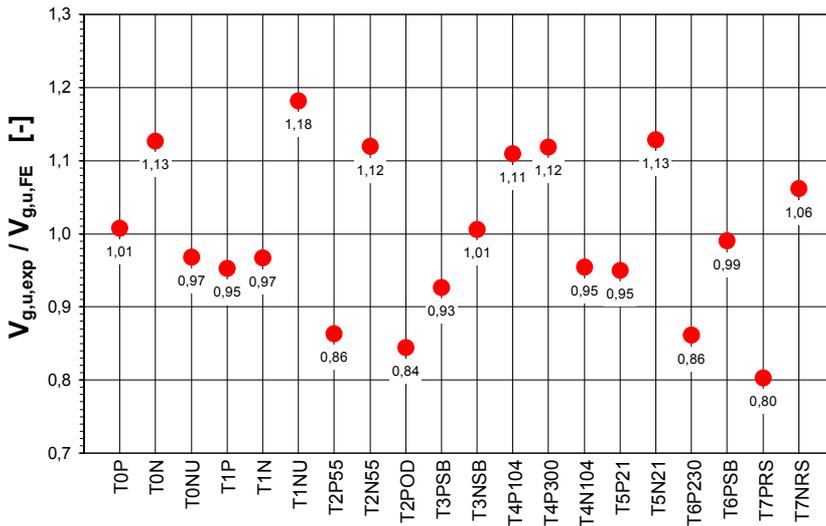


Abb. 4.9: Vergleich der experimentell bestimmten Traglasten mit denen der zugehörigen FE-Berechnungen

In den folgenden Kapiteln sind deshalb alle wichtigen im Versuch gemessenen und aufbereiteten Werte mit denen der FE-Berechnungen verglichen, um die Qualität des FE-Modells zu untermauern.

4.2.3 Last-Verformungskurven

In den beiden Abbildungen 4.10 und 4.11 sind beispielhaft für die Versuche T1P bzw. T1N die experimentell ermittelten Durchbiegungen mit denen der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Beide Versuche spiegeln in etwa die insgesamt im Mittel erreichte Qualität der Übereinstimmung bei den Durchbiegungen wieder. (Zur Bezeichnung der einzelnen Werte siehe auch Kap. 3.10.3.)

In beiden Diagrammen wird deutlich, dass zunächst die Verformungen der FE-Berechnungen etwas größer sind als die im Versuch gemessenen. Dies könnte an dem im Versuch anfänglich vorhandenen Haftverbund liegen, der dazu führt, dass der Verbundquerschnitt steifer ist. Nach den Lastwechseln, die dazu dienen, den Haftverbund weitgehend zu lösen, sind die Verformungen nahezu identisch.

Mit zunehmender Last werden dann die experimentell bestimmten Verformungen etwas größer als die der FE-Berechnungen, was daran liegen könnte, dass infolge der langen Versuchsdauer (im Mittel etwa 8 bis 9 Stunden) sich schon das Kriechen des Betons in den Bereichen, in denen er lokal hoch beansprucht wird, auswirkt. Im FE-Modell wird das Kriechen nicht erfasst.

Bis zu etwa 90% der Traglast sind die Abweichungen der Verformungen in der Regel kleiner als 10%. Erst dann werden sie größer. Dies ist wahrscheinlich dadurch bedingt, dass beim Versuch im Bereich der Traglast sowohl infolge Biegung als auch infolge Querkraft und durch das beginnende Ausreißen der KBD (siehe Kap. 5.5) sich im Betongurt sehr breite, auch schräg und horizontal verlaufende Risse von über

2 mm bilden (siehe z.B. Abbildung 5.35), die eine unverhältnismäßige Vergrößerung der Durchbiegung bewirken. Dieser Prozess mit den großen Rissbreiten kann durch die FE-Berechnungen nicht wiedergegeben werden.

Insgesamt kann die Übereinstimmung zwischen den experimentell und den rechnerisch ermittelten Durchbiegungen über den größten Teil der Lastfolge hinweg aber als sehr gut bezeichnet werden.

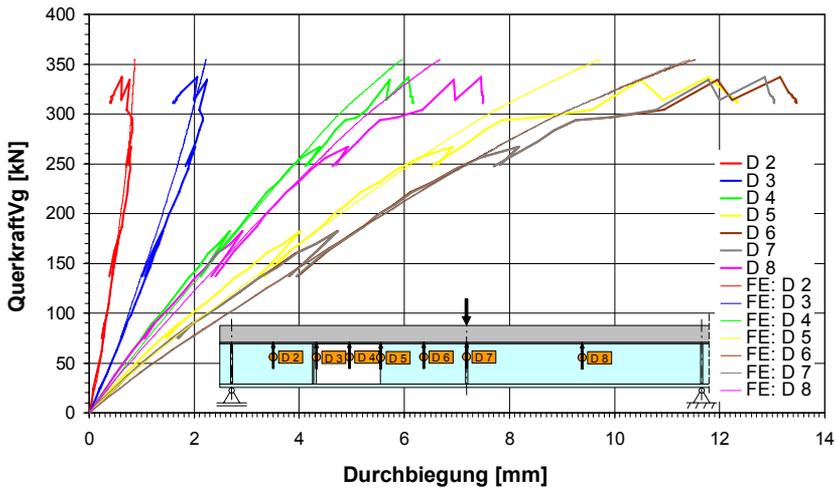


Abb. 4.10: Vergleich der experimentell bestimmten Querlast-Verformungs-Kurven mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1P

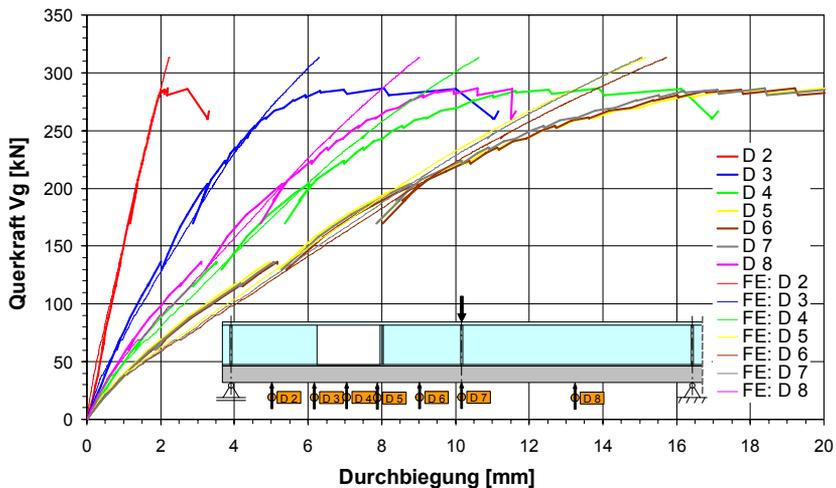


Abb. 4.11: Vergleich der experimentell bestimmten Querlast-Verformungs-Kurven mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1N

4.2.4 Schlupf in der Verbundfuge

In den beiden nachfolgenden Abbildungen 4.12 und 4.13 sind beispielhaft für die Versuche T1P bzw. T1N der experimentell ermittelte Schlupf in der Verbundfuge mit dem der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Beide Versuche spiegeln auch hier in etwa die insgesamt beim Schlupf im Mittel erreichte Qualität der Übereinstimmung wieder. (Zur Bezeichnung der einzelnen Werte siehe auch Kap. 3.10.4.)

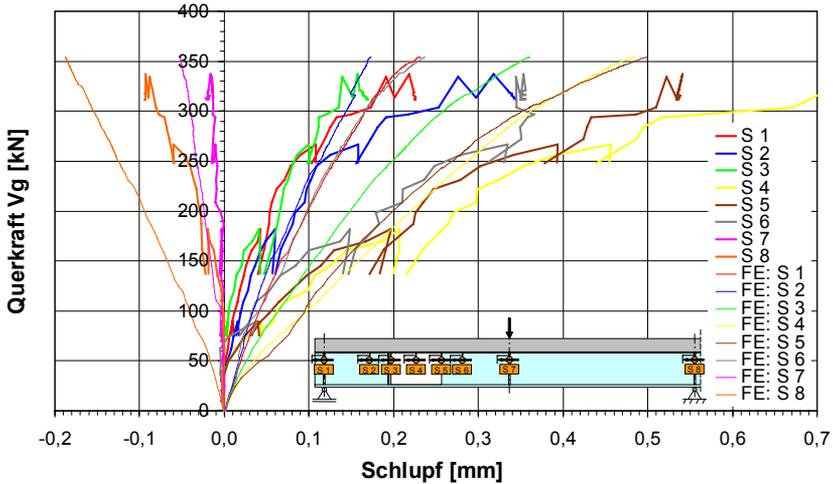


Abb. 4.12: Vergleich der experimentell bestimmten Querlast-Schlupf-Kurven mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1P

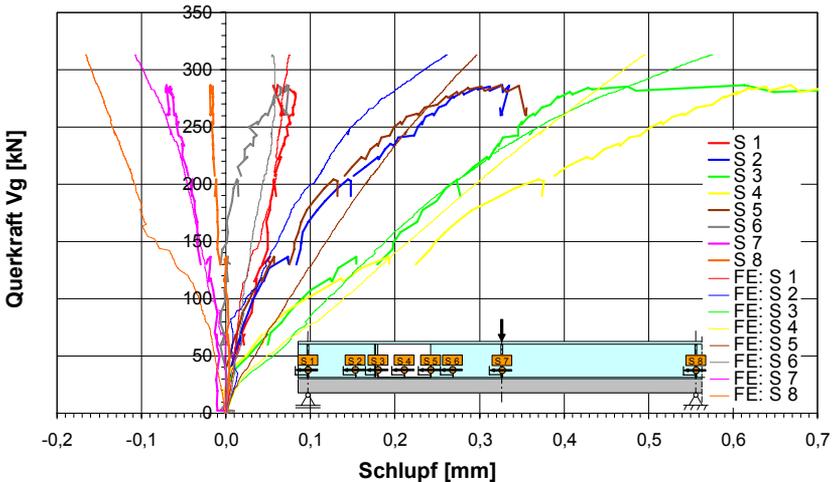


Abb. 4.13: Vergleich der experimentell bestimmten Querlast-Schlupf-Kurven mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1P

Die relativ großen Abweichungen an der Stelle S 8 kommen dadurch zu Stande, dass bei den beiden Versuchen T1P und T1N dort der Träger nicht endet, sondern weiterläuft, was den Schlupf behindert. Bei den FE-Berechnungen hingegen ist dort ein freies Ende, wodurch sich der Schlupf ungehindert einstellen kann.

Ansonsten ergeben sich auch bei allen anderen Versuchen qualitativ und quantitativ in etwa die gleichen Abweichungen, wobei die Übereinstimmungen durchweg als gut bezeichnet werden können. Bezüglich größerer Abweichungen ist zu bedenken, dass die Größe des Schlupfes im Bereich der Rissweiten liegt, wodurch sich die Risse besonders in dem stark gerissenen Öffnungsbereich in den Versuchsergebnissen auswirken können.

4.2.5 Zugkräfte in den KBD

In den beiden nachfolgenden Abbildungen 4.14 und 4.15 sind beispielhaft für die Versuche T1P bzw. T2N55 die experimentell ermittelten Dübelzugkräfte mit denen der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Für den Bereich negativer Globalmomente wurde beispielhaft der Versuch T2N55 ausgewählt, weil beim Versuch T1N aufgrund ausgefallener DMS zwei Dübelzugkräfte nicht bestimmt werden konnten. Beide Versuche spiegeln in etwa die insgesamt im Mittel erreichte Qualität der Übereinstimmung bei den Dübelzugkräften wieder. (Zur Bezeichnung der einzelnen Werte siehe auch Kap. 3.10.5.)

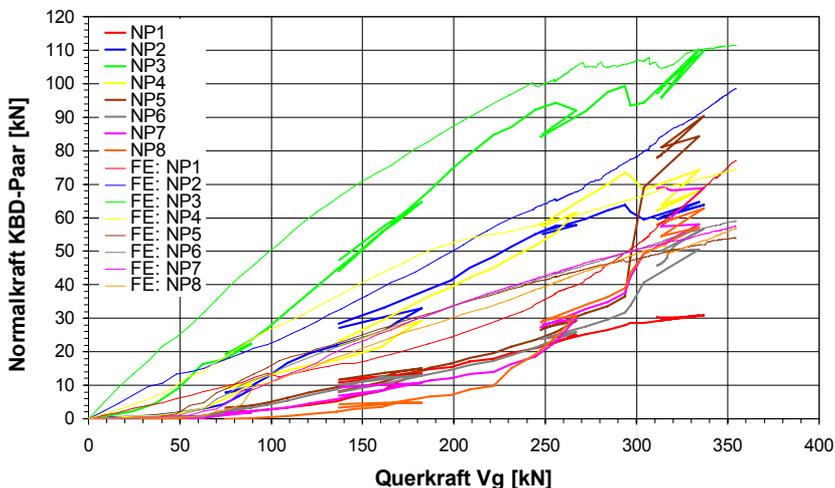


Abb. 4.14: Vergleich der experimentell bestimmten Dübelzugkräfte mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1P

Die experimentell ermittelten Dübelzugkräfte sind in der Regel kleiner als die der FE-Berechnungen. Dies hat zwei Gründe: zum einen wird im Versuch ein Teil der am Dübelfuß eingeleitete Zugkraft über Reibung an den umgebenden Beton abgegeben, so dass unterhalb des Dübelkopfes, wo die Dehnung gemessen wird, nicht mehr die volle Zugkraft ankommt (siehe Kap. 8). In den FE-Modellen wird diese Reibung nicht abgebildet. Zum anderen wird auch nicht der Schlupf des Dübels

erfasst, der sich infolge des Absetzens des Frischbetons unter dem Dübelkopf bei der Zugbelastung des Dübels einstellt (Kap. 5.3). Auch dadurch nehmen in den FE-Berechnungen die Dübel höhere Zugkräfte auf.

Insgesamt sind die Übereinstimmungen aber durchweg noch als gut zu bezeichnen.

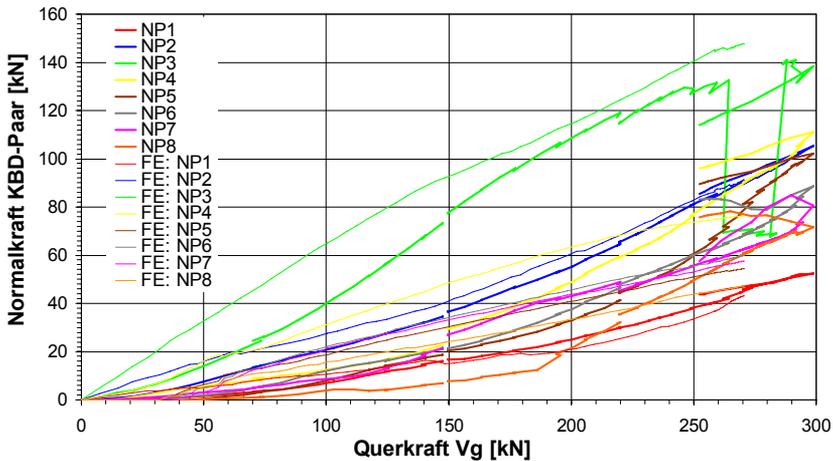


Abb. 4.15: Vergleich der experimentell bestimmten Dübelzugkräfte mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T2N55

4.2.6 Zugkraft in den Doppelkopfkankern der Dübelleisten

In den beiden nachfolgenden Abbildungen 4.16 und Abbildung 4.17 sind beispielhaft für die Versuche T3PSB bzw. T3NSB die experimentell ermittelten Zugkräfte der Doppelkopfkanker der Dübelleisten mit denen der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. (Zur Bezeichnung der einzelnen Werte siehe auch Kap. 3.10.6.)

Die Abweichungen der Zugkräfte der DKA-Paare sind insbesondere im Bereich der Traglast relativ groß. Dies liegt daran, dass im Versuch die DKA, erst nachdem sich schräge, breite, die DKA schneidende Schubrisse ausgebildet haben, nennenswert Kräfte aufnehmen. Bei der FE-Berechnung steigen durch die Rissbildung die Zugkräfte schon früher, beim Träger T3PSB zwischen einer Querlast V_g von 100 bis 200 kN, kurzzeitig stark an, verlaufen dann aber wieder annähernd linear.

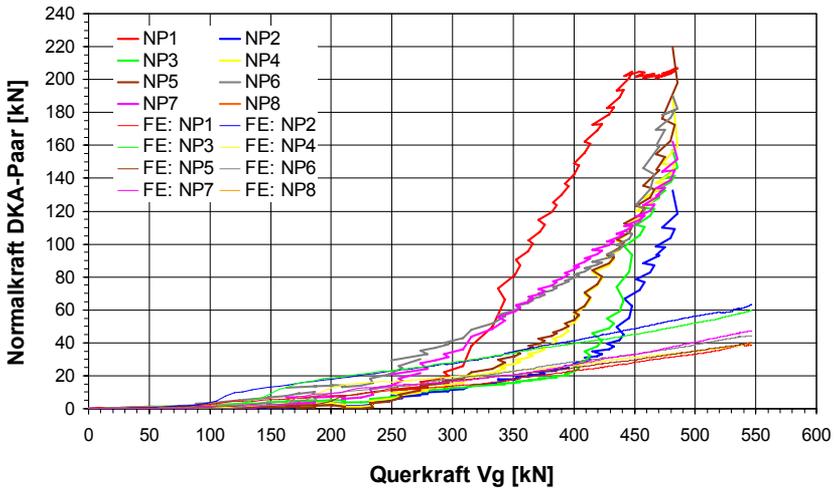


Abb. 4.16: Vergleich der experimentell bestimmten DKA-Kräfte mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T3PSB

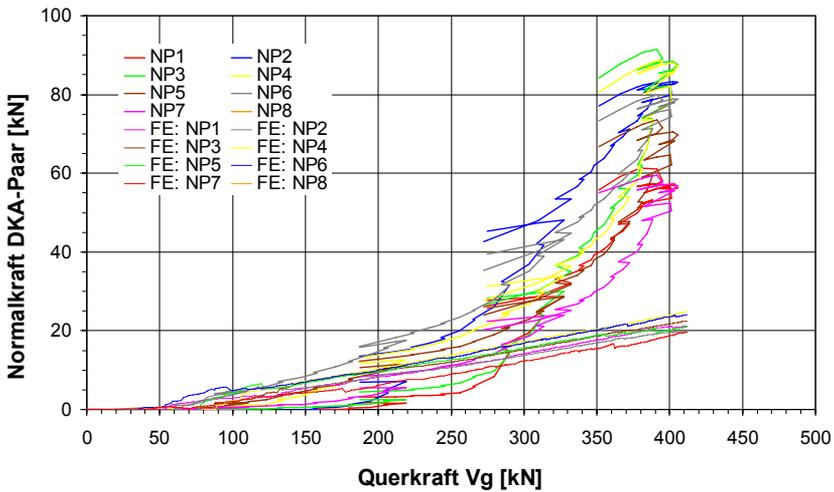


Abb. 4.17: Vergleich der experimentell bestimmten DKA-Kräfte mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T3NSB

4.2.7 Normalkraft im oberen Flansch

In den beiden nachfolgenden Abbildungen 4.18 und 4.19 sind beispielhaft für die Versuche T1P bzw. T1N die experimentell ermittelten Normalkräfte des oberen Stahlträgerrests mit denen der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Beide Versuche spiegeln in etwa die insgesamt im Mittel erreichte Qualität der Übereinstimmung bei den Normalkräften wieder. (Zur Bezeichnung der einzelnen Werte siehe auch Kap. 3.10.7.)

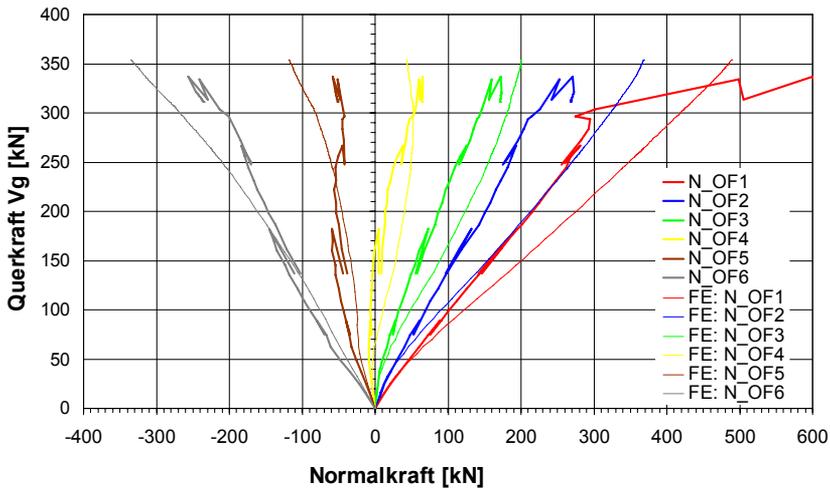


Abb. 4.18: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte im oberen Stahlträgerrest mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1P

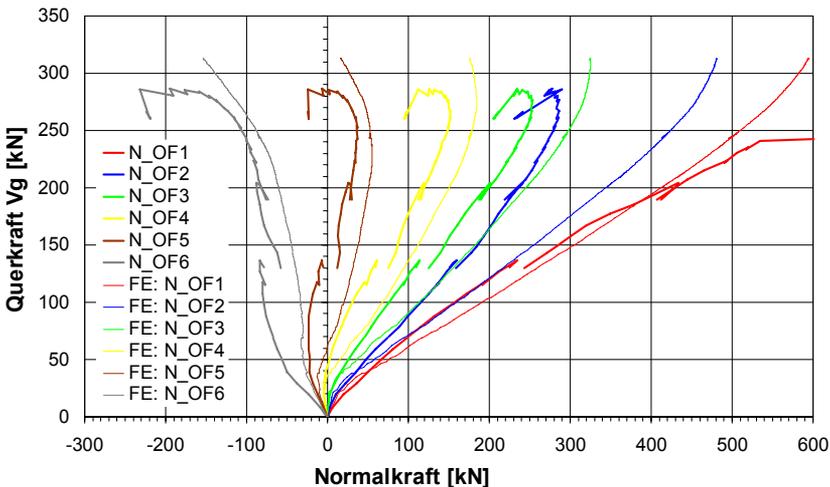


Abb. 4.19: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte im oberen Stahlträgerrest mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1N

Qualitativ ergibt sich durchweg eine gute Übereinstimmung. Quantitativ ist sie von Versuch zu Versuch und von Normalkraft zu Normalkraft unterschiedlich, wobei sie insgesamt als gut bezeichnet werden kann. Tendenziell sind die Normalkräfte N_{OF2} und N_{OF3} der FE-Berechnungen größer als die im Versuch bestimmten, wobei die Normalkräfte N_{OF1} und N_{OF4} in der Umgebung dann wieder besser übereinstimmen.

4.2.8 Normalkraft im unteren Flansch

In den beiden nachfolgenden Abbildungen 4.20 und 4.21 sind beispielhaft für die Versuche T1P bzw. T1N die experimentell ermittelten Normalkräfte des unteren Stahlträgerrests mit denen der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Beide Versuche spiegeln in etwa die insgesamt im Mittel erreichte Qualität der Übereinstimmung bei den Normalkräften wieder.

Im Bereich eines positiven Globalmoments sind die Normalkräfte der Versuche wie in Abbildung 4.20 maximal etwa 10% größer als die der FE-Berechnungen. Bei einigen Versuchen sind die Abweichungen auch nur minimal. Im Bereich negativer Globalmomente sind die Normalkräfte der Versuche bis maximal etwa 15% kleiner als die der FE-Berechnungen.

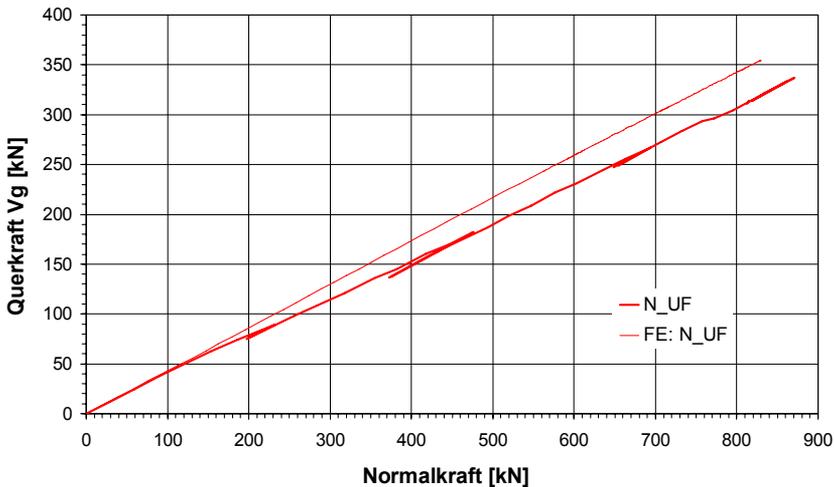


Abb. 4.20: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte im unteren Flansch mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1P

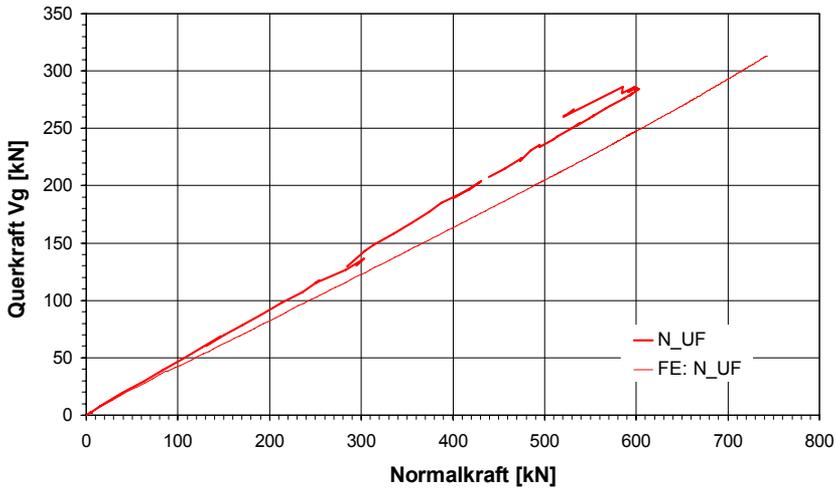


Abb. 4.21: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte im unteren Flansch mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T1N

4.2.9 Normalkraft der Längsbewehrung

In den sechs nachfolgenden Abbildungen 4.22 bis 4.27 sind beispielhaft für die Versuche T5P21 und T5N21 die experimentell ermittelten Normalkräfte in den einzelnen Stäben der Längsbewehrung mit denen der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Beide Versuche spiegeln in etwa die insgesamt im Mittel erreichte Qualität der Übereinstimmung bei den Normalkräften wieder. (Zur Bezeichnung der einzelnen Werte siehe auch Kap. 3.10.9.)

Bei der experimentellen Bestimmung der Normalkräfte der Bewehrung mit DMS ist generell zu bedenken, dass die punktuell gemessenen Dehnungen stark davon abhängen, wie groß der Abstand der Messstelle von eventuellen Rissen ist, denn mit zunehmendem Abstand von einem Riss vermindert sich die Dehnung der Bewehrung. Dementsprechend können vor allem bei kleineren Normalkräften in den einzelnen Stäben, bis hin zu etwa 20 kN, verhältnismäßig große Abweichungen auftreten, wohingegen bei den großen Normalkräften die Übereinstimmungen durchweg befriedigend sind.

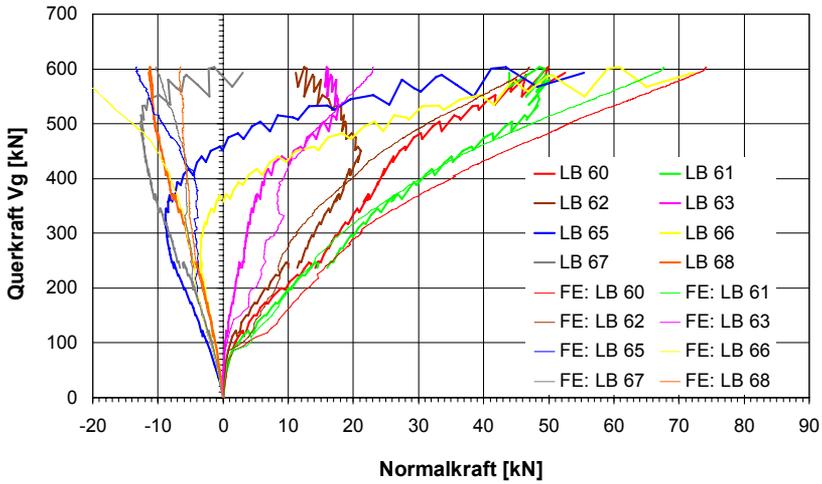


Abb. 4.22: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Längsbewehrung am Öffnungsrand 1 mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5P21

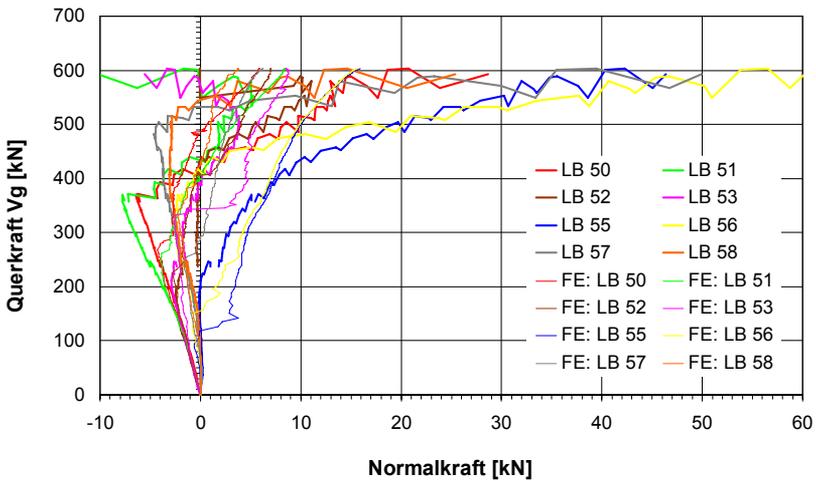


Abb. 4.23: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Längsbewehrung in Öffnungsmitte mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5P21

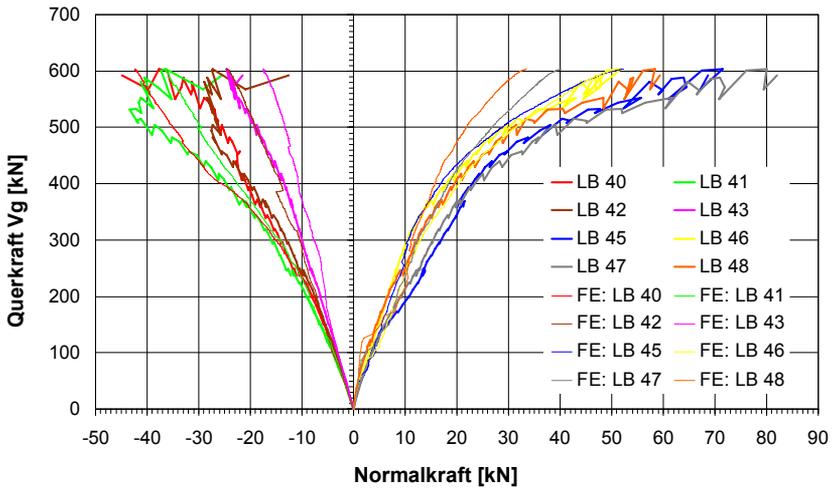


Abb. 4.24: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Längsbewehrung am Öffnungsrand 2 mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5P21

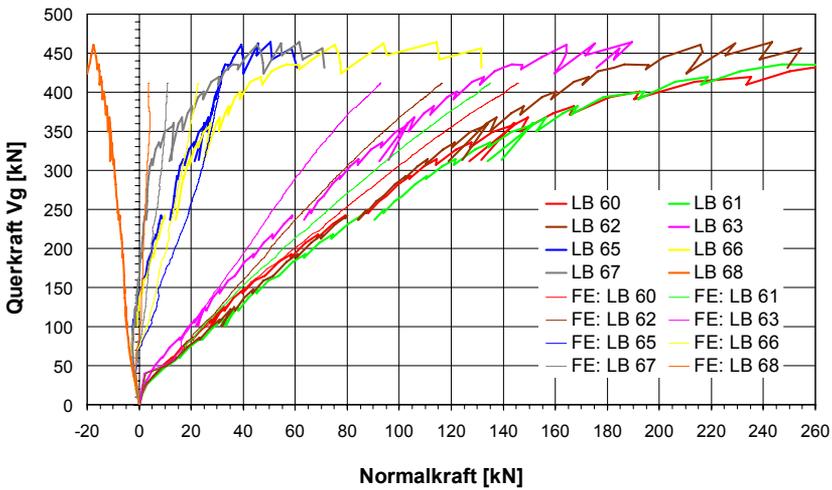


Abb. 4.25: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Längsbewehrung am Öffnungsrand 1 mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5N21

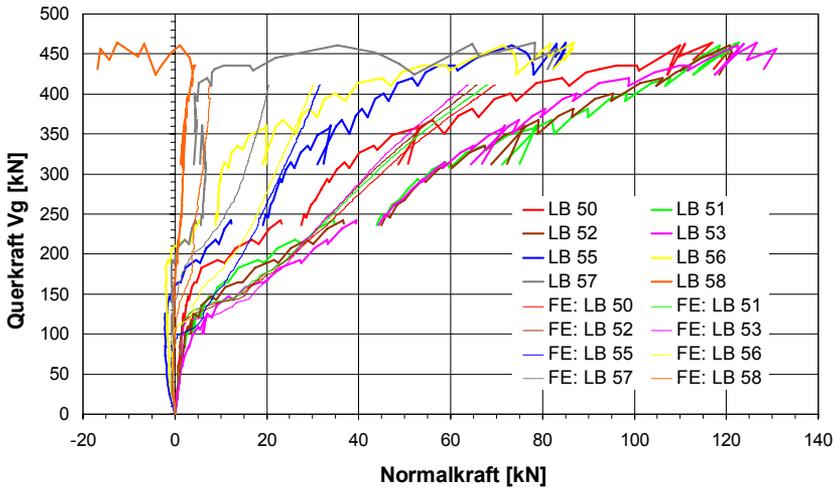


Abb. 4.26: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Längsbewehrung in Öffnungsmitte mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5N21

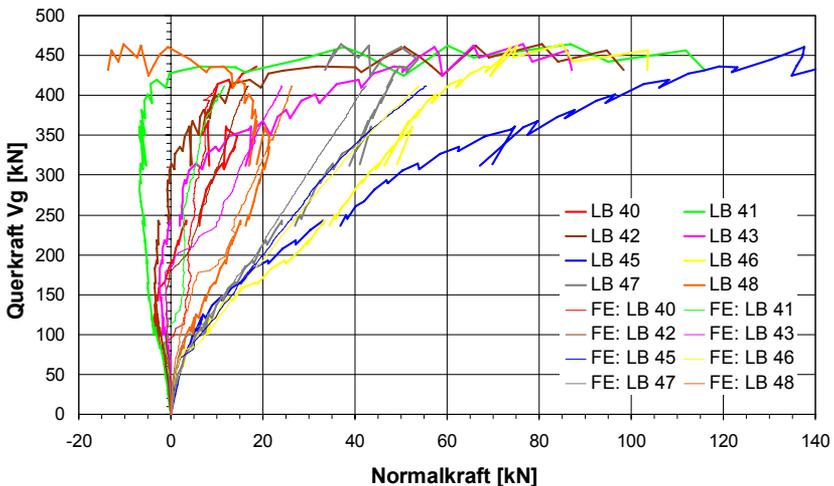


Abb. 4.27: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Längsbewehrung am Öffnungsrand 2 mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5N21

4.2.10 Normalkraft der Querbewehrung

In den zwei nachfolgenden Abbildungen 4.28 und 4.29 sind beispielhaft für die Versuche T5P21 bzw. T5N21 die experimentell ermittelten Normalkräfte der Querbewehrung mit denen der zugehörigen FE-Berechnung verglichen. Beide Versuche spiegeln in etwa die insgesamt im Mittel erreichte Qualität der Übereinstimmung bei den Normalkräften wieder. (Zur Bezeichnung der einzelnen Werte siehe auch Kap. 3.10.10.)

Sowohl im Bereich eines positiven als auch eines negativen Globalmoments ist die Übereinstimmung der Normalkräfte der Querbewehrung durchaus befriedigend. Die Gründe für die zum Teil größeren Abweichungen sind die gleichen wie bei der Längsbewehrung.

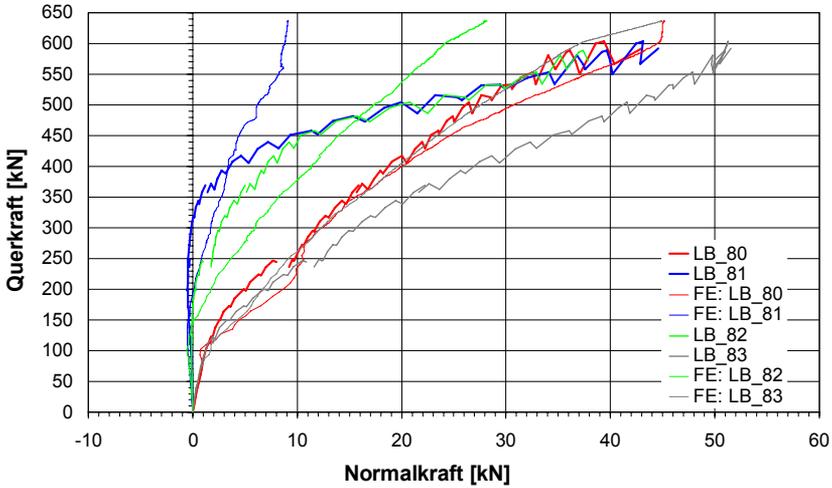


Abb. 4.28: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Querbewehrung mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5P21

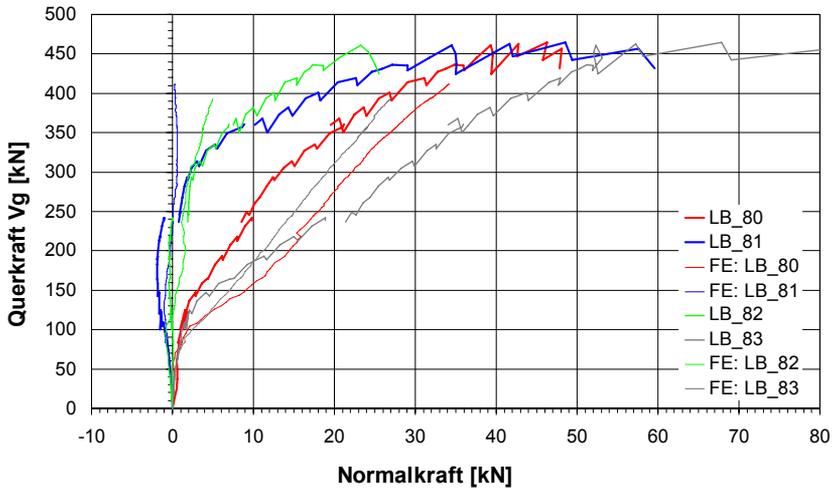


Abb. 4.29: Vergleich der experimentell bestimmten Normalkräfte der Querbewehrung mit denen der zugehörigen FE-Berechnung für den Versuch T5N21

4.2.11 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass für den allergrößten Teil der Versuche die experimentell bestimmten Werte im Großen und Ganzen gut mit den entsprechenden Werten der zugehörigen FE-Berechnungen übereinstimmen. Das verwendete FE-Modell bildet also das reale Tragverhalten treffend und zuverlässig ab, so dass mit dem Modell weiterführende Parameterstudien durchgeführt werden können.

4.3 Parameterstudie

Auf der Grundlage des Modells für die Nachrechnung der Versuche wurden die Modelle der Parameterstudie für den Bereich eines positiven und negativen Globalmoments erstellt. Sie unterscheiden sich neben den Materialkennwerten nur durch die äußeren Abmessungen und eine vereinfachte Rasterung in Längsrichtung.

Ausgehend von einer Grundkonstellation, die im Bereich eines positiven Globalmoments dem Träger p_g und im Bereich eines negativen Globalmoments dem Träger n_{pg} entspricht, werden gezielt die Einflüsse eines Parameters auf das Trag- und Verformungsverhalten und die lokalen Beanspruchungen untersucht. Dazu wird gegenüber der Grundkonstellation in der Regel immer nur ein Parameter variiert.

Da im Gegensatz zu den Versuchen die Verbundträger im realen Bauwerk in der Regel nicht nur mit einer Einzellast, sondern durch Flächenlasten beansprucht werden, wird dies in der Parameterstudie durch eine Streckenlast simuliert, die in Querrichtung über die Breite des oberen Stahlträgerflansches auf den Betongurt verteilt wird (Abbildung 4.31). Dies hat auch den Vorteil, dass der Störbereich durch die konzentrierte Lasteinleitung entfällt (siehe Kap. 5.1.1).

Die Träger für den negativen Momentenbereich wurden als Einfeldträger mit Kragarm ausgebildet, um ihn ebenfalls mit einer Streckenlast belasten zu können und um die Beanspruchungen des Kragarms, in dem sich die Öffnung befindet, mit denen des ungestörten Feldes vergleichen zu können.

Für die Träger der Parameterstudie werden für den Beton, den Baustahl, den Betonstahl und die Kopfbolzendübel die jeweils in den Normen angegebenen Werkstoffkennwerte und Spannungs-Dehnungs-Linien verwendet. Sie sind in den Abbildungen 4.4 bis 4.8 als schwarze Linien eingetragen. Die Materialeigenschaften sind für alle Versuche der Parameterstudie gleich.

Das Modell für den Bereich eines positiven Globalmoments ist am Beispiel des Trägers p_g in den Abbildungen 4.30 und 4.31 in Isometrie bzw. Ansicht und Schnitt dargestellt. Die Querschnitte der Modelle für den Bereich eines negativen und positiven Globalmoments sind bis auf die Durchmesser der Längsbewehrung gleich. Das Modell für den Bereich eines negativen Globalmoments ist am Beispiel des Trägers n_{pg} in den Abbildungen 4.32 und 4.33 in Isometrie bzw. Ansicht dargestellt.

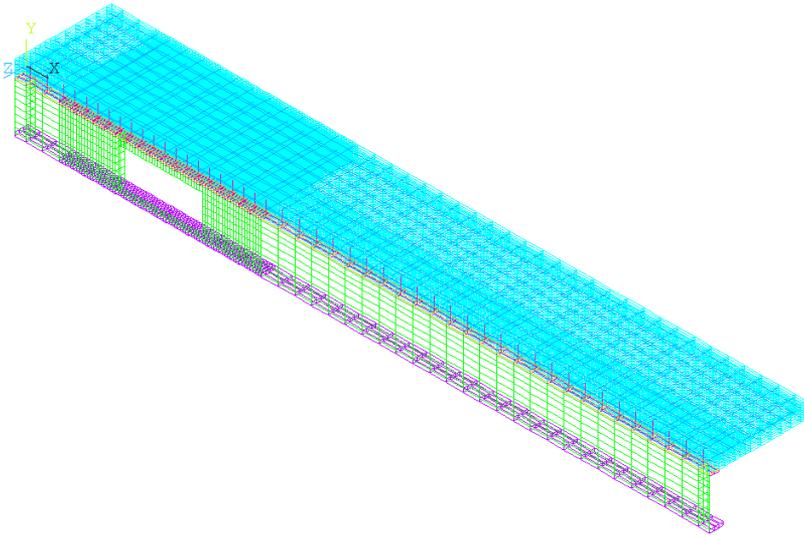


Abb. 4.30: Isometrie des Modells der Parameterstudie für die Öffnungen im Bereich positiver Globalmomente am Beispiel des Trägers pg

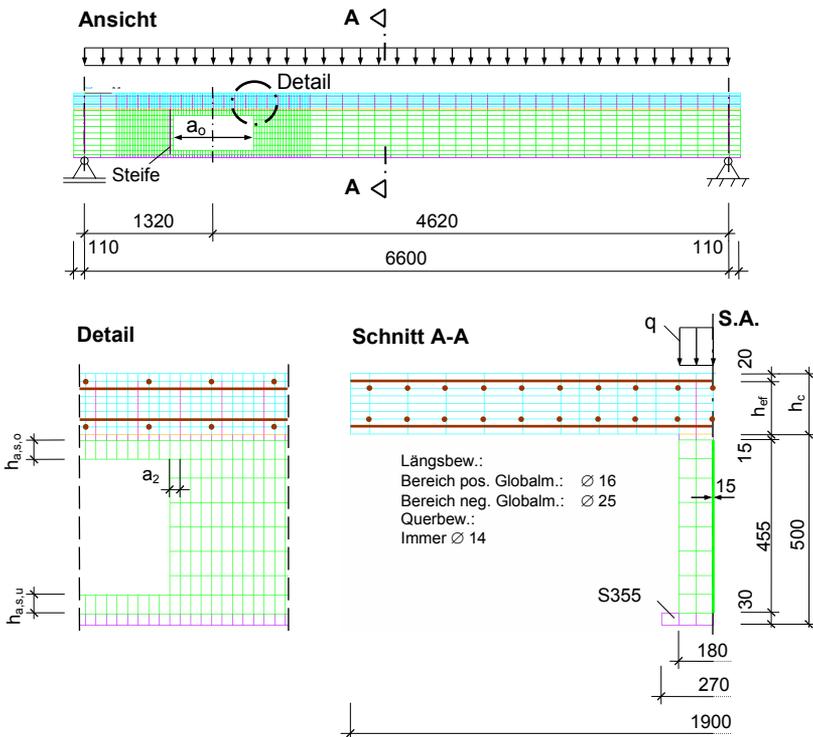


Abb. 4.31: Ansicht und Schnitt des Modells der Parameterstudie für die Öffnungen im Bereich positiver Globalmomente am Beispiel des Trägers pg

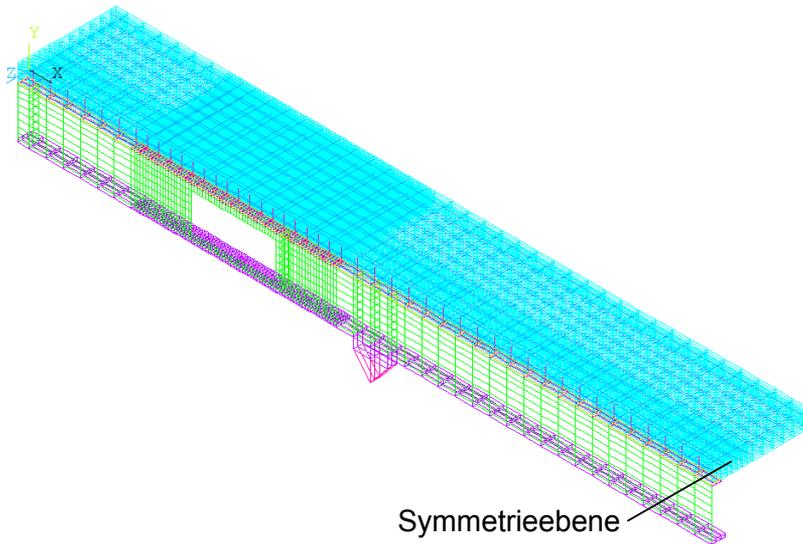


Abb. 4.32: Isometrie des Modells der Parameterstudie für die Öffnungen im Bereich negativer Globalmomente am Beispiel des Trägers npg

Untersucht wurden die Einflüsse folgender Parameter, die in Abbildung 4.31 verdeutlicht sind:

- Betongurtdicke h_c
- Höhe des oberen Reststeges $h_{a,s,o}$
- Höhe des unteren Reststeges $h_{a,s,u}$
- Öffnungslänge a_o
- Dübelabstand e_L in Längsrichtung
- Höhe des unteren Reststeges $h_{a,s,u}$
- Dübelabstand a_2 zum Öffnungsrand 2
- Momenten-Querkraft-Verhältnis in Öffnungsmitte M_g/V_g

In Tabelle 4.1 und 4.2 sind alle im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten FE-Berechnungen zusammengefasst. In der ersten Spalte steht der Trägername und in der zweiten der jeweils variierte Parameter. In den nächsten Spalten sind die Werte der einzelnen Parameter angegeben, wobei der gegenüber der Grundkonstellation geänderte Parameter grau hinterlegt ist.

Träger	variiertes Parameter	h_c	$h_{a,s,o}$	$h_{a,s,u}$	a_o	e_L	a_2	M/V
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
pg	Grundkonstellation	16	5	5	82,5	11	2,75	176
pb12	Höhe Betongurt	12	5	5	82,5	11	2,75	176
pb20		20	5	5	82,5	11	2,75	176
po0	Höhe oberer Reststeg	16	0	5	82,5	11	2,75	176
po10		16	10	5	82,5	11	2,75	176
po15		16	15	5	82,5	11	2,75	176
pu0	Höhe unterer Reststeg	16	5	0	82,5	11	2,75	176
pu10		16	5	10	82,5	11	2,75	176
pu15		16	5	15	82,5	11	2,75	176
pl6	Öffnungslänge	16	5	5	60,5	11	2,75	176
pl10		16	5	5	104,5	11	2,75	176
pd16	Dübelabstand in Längsrichtung	16	5	5	82,5	16	2,75	176
pd22		16	5	5	82,5	22	2,75	176
pa0	Dübelabstand	16	5	5	82,5	11	0	176
pa5		16	5	5	82,5	11	5,5	176
pa8		16	5	5	82,5	11	8,25	176
pm2	M/V-Verhältnis	16	5	5	82,5	11	2,75	346,5
po10u10	Sonstige	16	10	10	82,5	11	2,75	176
pb12u15	Sonstige	12	5	15	82,5	11	2,75	176

Tab. 4.1: Übersicht der im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Träger im Bereich eines positiven Globalmoments

Träger	variiertes Parameter	h_c	$h_{a,s,o}$	$h_{a,s,u}$	a_o	e_L	a_2	M/V
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
npg	Grundkonstellation	16	5	5	82,5	11	2,75	99
npb12	Höhe Betongurt	12	5	5	82,5	11	2,75	99
npo15	Höhe oberer Reststeg	16	15	5	82,5	11	2,75	99
npu10	Höhe unterer Reststeg	16	5	10	82,5	11	2,75	99
npu15		16	5	15	82,5	11	2,75	99
pl6	Öffnungslänge	16	5	5	60,5	11	2,75	99
pd16	Dübelabstand in Längsrichtung	16	5	5	82,5	16,5	2,75	99
npo10u10	Sonstige	16	10	10	82,5	11	2,75	99
S1	Sonstige	16	5	5	82,5	16,5	8,25	297
S1o	Sonstige	16	5	5	—	16,5	8,25	—
S1o10u10	Sonstige	16	10	10	82,5	16,5	8,25	297

Tab. 4.2: Übersicht der im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Träger im Bereich eines negativen Globalmoments und sonstige Träger

Die Ergebnisse der im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten Berechnungen und die daraus gewonnenen Erkenntnisse fließen an den entsprechenden Stellen des Berichts mit ein, so zum Beispiel in den Kap. 5.1 und 5.2, wo die Schnittgrößenverläufe des Betongurts in Längs- und Querrichtung erörtert werden, oder im Kap. 6.4 bei der Ermittlung der Schnittgrößen der Teilträger. In den Kap. 7.4 und 7.5 werden aus den Ergebnissen der Parameterstudie Überschlagsformeln zur Ermittlung der maßgebenden Querkräfte des Stahlträgers an den Öffnungsrändern 1 und 2 sowie zur Bestimmung der Dübelzugkräfte abgeleitet.

5 Erörterungen der Ergebnisse aus den experimentellen und rechnerischen Untersuchungen

5.1 Schnittgrößen des Betongurts in Längsrichtung

5.1.1 Allgemeines

Anders als bei homogenen Querschnitten, wie zum Beispiel reinen Stahlträgern oder reinen Stahlbetonbalken, werden beim Verbundträger zwei Querschnittsteile, Betongurt und Stahlträger, mehr oder wenig nachgiebig mit Kopfbolzendübeln verbunden. Dies führt zu Teilschnittgrößen, d.h. Biegemomenten, Querkräften und Normalkräften in den einzelnen Querschnittsteilen.

In Abbildung 5.1 sind für die zwei Träger S1 und S1o der Parameterstudie (siehe Kap. 4.3) die Schnittgrößen des Betongurts V_c , N_c und M_c in einem Diagramm über die Trägerlänge aufgetragen. Am Beispiel dieser beiden Träger wird aufgrund der Unterschiede in den Schnittgrößenverläufen der prinzipielle Lastabtrag mit seinen Besonderheiten erläutert.

Als Laststufe wurde diejenige gewählt, die im Öffnungsbereich eine globale Querkraft von etwa 200 kN am nächsten liegt. Der Grund hierfür ist, dass für eine globale Querkraft im Öffnungsbereich von 200 kN auch die Berechnungsergebnisse der Versuche ausgewertet werden, weil diese Laststufe bei den meisten Versuchen etwa der Gebrauchslast entspricht.

Bei dem symmetrischen Träger S1, dessen eine Hälfte unter dem Diagramm in Abbildung 5.1 dargestellt ist, befindet sich jeweils in den beiden Viertelpunkten eine Öffnung. Beim Träger S1o handelt es sich um den gleichen Träger, jedoch ohne Öffnungen. (Er ist in der Abbildung nicht gesondert dargestellt).

Die schwarze Linie stellt die globale Querkraft V_g dar und die graue Linie das globale Moment M_g , das zur besseren Darstellbarkeit durch 10 dividiert wurde. Beide Linien sind im Bereich der Last idealisiert, da die Lastverteilungsplatte nicht berücksichtigt ist. Die grüne dicke und dünne Linie geben die Verteilung der Querkraft zwischen Betongurt und Stahlträger für den Träger S1 bzw. S1o an. Dabei ist der Abstand zwischen ihr und der globalen Querkraft V_g das Maß für die Querkraft im Stahlträger V_a und der Abstand zwischen ihr und der x-Achse das für die Querkraft im Betongurt V_c . Die rote Linie, die nur im Öffnungsbereich vorhanden ist, markiert für den Träger S1 die Verteilung der Querkraft zwischen oberem und unterem Teilträger V_o bzw. V_u .

Weiterhin ist die Übertragung der Querkraft zwischen Betongurt und Stahlträger anhand der grünen und roten Quadrate nachzuvollziehen. Ein Quadrat steht für die an dieser Stelle zwischen Betongurt und Stahlträger übertragene Querkraft. Die grünen Quadrate gehören zum Träger S1 mit Öffnung und die roten zum Träger S1o ohne Öffnung.

Zugkräfte können in der Verbundfuge nur mittels der Dübel übertragen werden. Ist dies der Fall, liegen die Quadrate über der x-Achse (positive Werte). Allerdings

entsprechen diese Werte nicht immer genau den einzelnen Dübelzugkräften N_P , da sie die Resultierende im jeweiligen Schnitt darstellen und somit auch die Druckkräfte enthalten, die sich in der Ebene der KBD auf den Flansch abstützen. Lediglich am Öffnungsrand 2, wo die Verbundfuge klafft, sind die übertragenen Zugkräfte gleich der Zugkraft der KBD-Paare (N_{P1} , N_{P2} usw.). Druckkräfte werden in der Verbundfuge durch Druckkontakt übertragen. Somit stellen die Quadrate, die unterhalb der x-Achse liegen, die Druckkräfte in der Verbundfuge dar.

Die in der Verbundfuge durch die einzelnen KBD-Paare und die Reibung (die nur eine untergeordnete Rolle spielt) übertragenen Längsschubkräfte V_L werden für die Träger S1 und S1o durch die braunen bzw. grauen Kreise abgebildet. Vom linken Trägerrand ausgehend ergeben sie in Längsrichtung aufsummiert die Normalkraft des Betongurts N_c , die durch die braune dicke und dünne Linie dargestellt ist. Die dicke Linie steht für den Träger S1 (mit Öffnung), die dünne für S1o (ohne Öffnung). Um diese Linien besser im Diagramm abbilden zu können, wurden die Normalkräfte N_c durch 10 dividiert.

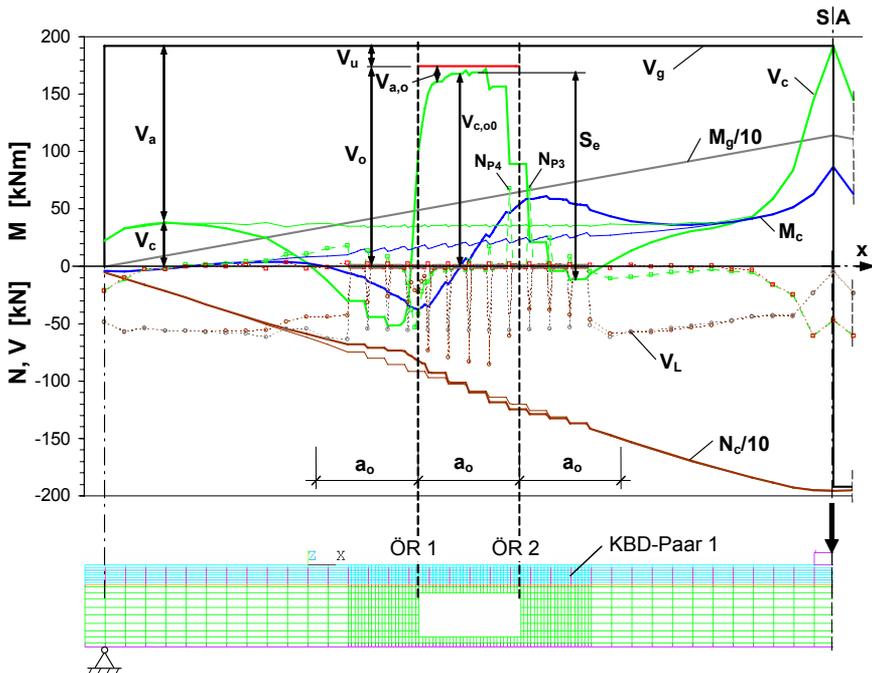


Abb. 5.1: Schnittgrößen des Betongurts und Dübelkräfte der Träger S1 und S1o

Die blaue dicke und dünne Linie stellen das Moment des reinen Betongurts M_c dar (ohne den oberen Stahlträgerrest). Die dicke Linie steht wieder für den Träger mit Öffnung und die dünne für den Träger ohne Öffnung. Bei der Berechnung von M_c wird davon ausgegangen, dass die Schwerachse des Betongurts in der halben Plattenhöhe liegt und die Längsschubkraft V_L an der Betongurtunterkante eingeleitet wird.

Die Schnittgrößen verlaufen im Öffnungsbereich getrept oder gezackt, während sie im restlichen Träger einen stetigen Verlauf haben. Dies liegt lediglich an der feineren Elementierung im Öffnungsbereich, wodurch zwischen den einzelnen KBD jeweils sechs Elemente vorhanden sind und nicht wie im restlichen Träger nur eines.

Die dünnen Linien zeigen also die Verläufe der Teilschnittgrößen bei einem ungestörten Verbundträger, und ihnen sind zum Vergleich die dicken Linien gegenübergestellt, die die Verläufe für den entsprechenden Träger mit Öffnung abbilden.

Es wird deutlich, dass insbesondere die Verläufe der Betonschnittgrößen V_c und M_c des Trägers mit den Öffnungen im Öffnungsbereich stark von den Verläufen an den entsprechenden Stellen im ungestörten Träger abweichen. In den sich an die Öffnung anschließenden, ungestörten Trägerteilen passen sich die Betonschnittgrößen dann wieder allmählich dem Verlauf des ungestörten Trägers an, bis sie schließlich wieder übereinstimmen. Dies geschieht innerhalb einer Strecke, die auf beiden Seiten der Öffnung in etwa der Öffnungslänge a_o entspricht.

Auffällig ist der Abfall der Querkraft V_c im Betongurt auf beiden Seiten der Öffnung, wobei er sogar soweit geht, dass die Querkraft das Vorzeichen wechselt. Man könnte zunächst vermuten, dass die Querkraft im Betongurt außerhalb des Öffnungsbereichs so verläuft wie im ungestörten Träger (dünne grüne Linie), und dass vor dem Öffnungsrand 2 lediglich die Differenz zwischen der Querkraft des Betongurts des ungestörten Trägers und der Querkraft des Betongurts im oberen Teilträger des geschwächten Trägers durch die dortigen KBD vom Stahlträger in den Betongurt hochgehängt wird. Hinter der Öffnung (Öffnungsrand 1) würde dann diese Differenz der Querkraft wieder über Druckkontakt in den Stahlträger zurück geleitet werden. Tatsächlich muss aber nicht nur die Querkraftdifferenz im Bereich der Öffnungsänder ausgeglichen werden, sondern auch das Moment M_c des Betongurts, was sich auf die Querkraft des Betongurts und die Dübelkräfte auswirkt. Die Differenz zwischen dem Minimum der Querkraft des Betongurts $V_{a,u,2}$ vor dem Öffnungsrand 2 und der Querkraft $V_{c,c0}$ im Betongurt über der Öffnung wird durch die Dübelzugkräfte der dazwischen liegenden KBD ausgeglichen. Die Summe dieser Dübelzugkräfte und somit die besagte Querkraftdifferenz des Betongurts am Öffnungsrand 2 wird mit S_e bezeichnet (Abbildung 5.2).

Im Folgenden werden die Zusammenhänge zwischen Momenten- und Querkraftverlauf des Betongurts sowie den Dübelkräften im Öffnungsbereich genauer analysiert. Dazu sind in Abbildung 5.2 die Schnittgrößenverläufe und Dübelkräfte für den Öffnungsbereich aus Abbildung 5.1 noch einmal etwas größer dargestellt. Außerdem ist im unteren Teil des Bildes ein Ausschnitt des Trägers gezeigt, an dem die an der Ober- und Unterseite des Betongurts angreifenden Kräfte angetragen sind. An der Betongurtunterseite wirken vom Stahlträger auf den Betongurt zum einen die diskreten, am Dübelfuß angreifenden Dübelzug- und Dübellängsschubkräfte N_p bzw. V_L und zum anderen die Druckspannungen in der Verbundfuge, die hier vereinfacht bereichsweise an den Dübeln als Resultierende zusammengefasst sind. An der Betongurtoberseite greifen – falls vorhanden – die äußeren Kräfte q an.

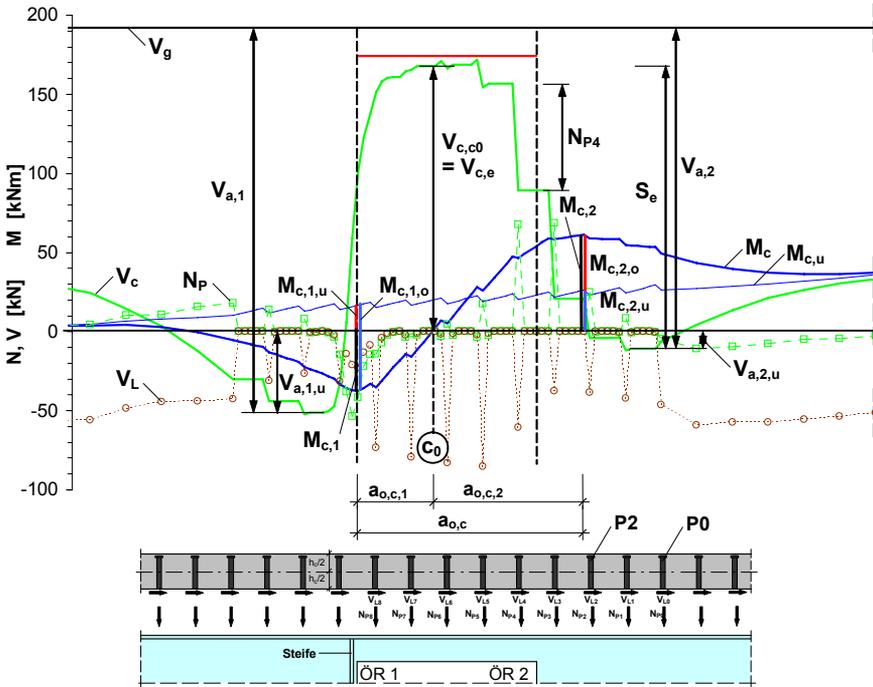


Abb. 5.2: Schnittgrößen des Betongurts und Dübelkräfte des Trägers S1

Durch die sekundären Biegemomente des oberen Teilträgers M_1 und M_2 entstehen im Betongurt selbst auch anteilige sekundäre Biegemomente M_c , die je nach dem Verhältnis der Steifigkeit des Betongurts zum oberen Stahlträgerrest annähernd so groß sind wie die Sekundärmomente M_1 und M_2 selbst. In der Nähe der Öffnungsränder nehmen diese anteiligen Sekundärmomente im Betongurt Extremalwerte $M_{c,1}$ und $M_{c,2}$ an, die in den anschließenden ungestörten Trägerteilen wieder auf die Werte des entsprechenden ungestörten Trägers reduziert werden müssen. Hier fällt zunächst auf, dass die Extremalwerte $M_{c,1}$ und $M_{c,2}$ nicht genau an den Öffnungsrändern 1 bzw. 2 (ÖR 1 und ÖR 2) liegen, sondern im Bereich des Öffnungsrandes 1 etwa in der Ebene der Steife und im Bereich des Öffnungsrandes 2 etwa an der Stelle des KBD-Paares 2. In diesen Bereichen hat die Querkraft des Betongurts auch einen Nulldurchgang (Vorzeichenwechsel). Dass die Extremalwerte der Momente nicht genau mit den Querkraftnulldurchgängen in einer Ebene liegen, resultiert aus den zusätzlich in den Betongurt eingeleiteten Einzelmomenten $M_{c,VL}$ die sich aus den Dübellängsschubkräften V_L und deren Abstand zur Schwerachse des Betongurts ergeben:

$$M_{c,VL} = V_L \cdot \frac{h_c}{2} \tag{5.1}$$

Der Abstand der beiden Extremalwerte stellt die wirksame Öffnungslänge für den Betongurt dar und wird mit $a_{o,c}$ bezeichnet. Der Abstand des Momentennullpunkts im

Betongurt, der nicht genau in Öffnungsmitte liegt, sondern an der Stelle c_0 , zum Moment $M_{c,1}$ wird mit $a_{c,0,1}$ bezeichnet und der Abstand zum Moment $M_{c,2}$ mit $a_{c,0,2}$.

Das Moment $M_{c,2}$ kann aufgeteilt werden in einen Anteil $M_{c,2,u}$, der dem Moment des Betongurts eines entsprechenden ungestörten Trägers an dieser Stelle entspricht, und einen Anteil $M_{c,2,o}$, der durch die Öffnung hinzukommt (Abbildung 5.2). Das Moment $M_{c,1}$ hingegen ist nur ein Teil des Moments $M_{c,1,o}$, das durch die Öffnung hervorgerufen wird und um den es reduziert werden muss. $M_{c,1,o}$ ergibt sich aus der Summe der Beträge von $M_{c,1}$ und $M_{c,1,u}$.

Im Folgenden werden die Lastabtragungsmechanismen an den einzelnen Öffnungsändern betrachtet, zunächst am Öffnungsrand 2:

Das Moment $M_{c,2}$ am Öffnungsrand 2 resultiert zum einen aus der Querkraft $V_{c,c0}$ und dem Hebelarm $a_{o,c,2}$ und zum anderen aus den Einzelmomenten $M_{c,vL}$ und den Dübelzugkräften N_{Pi} mit den entsprechenden Hebelarmen a_i :

$$M_{c,2} = V_{c,c0} \cdot a_{o,c,2} - \sum M_{c,vL,i} - \sum N_{Pi} \cdot a_i \quad (5.2)$$

Der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, dass auch infolge von äußeren Lasten q , falls solche im Öffnungsbereich wirken, noch ein Momentenanteil $M_{c,q}$ hinzukommt, der aber in der Regel nur eine geringe Größe hat und bei den folgenden Ausführungen nicht weiter betrachtet wird.

Die Querkraft des Betongurts kann ab der Stelle c_0 durch die Dübelzugkräfte N_P vermindert werden und ist an der Stelle von $M_{c,2}$ nahezu null. Dass der Maximalwert $M_{c,2}$ des Moments nicht exakt mit dem Nulldurchgang der Querkraft zusammenfällt, liegt wie bereits erwähnt an den zusätzlich auf den Betongurt wirkenden Einzelmomenten $M_{c,vL}$, die ebenfalls M_c vermindern, aber keine vertikalen Kräfte erzeugen (siehe Gleichung (5.2)). Dadurch, dass auch die Einzelmomente $M_{c,vL}$ das Moment M_c des Betongurts reduzieren, kann es vorkommen, dass die Querkraft V_c an der Stelle von $M_{c,2}$ überhaupt keinen Nulldurchgang hat, obwohl das Moment maximal wird. Dieser Fall kann eintreten, wenn die Öffnungslänge und damit verbunden auch $a_{o,c,2}$ klein sind und die Betongurtdicke und damit $M_{c,vL}$ groß sind (siehe Gleichung (5.2)). Es kann aber auch wie bei einigen Versuchen vorkommen, dass das Moment des Betongurts M_c am Öffnungsrand 2 kein Maximum annimmt, sondern erst im Störbereich der unmittelbar angrenzenden Lasteinleitungsstelle (Abbildung 5.7). Dann hat die Querkraft V_c des Betongurts ebenfalls keinen Nulldurchgang. Dieser Fall wird in der Praxis allerdings eher selten sein.

Im Allgemeinen wird also vor dem Öffnungsrand 2 das Moment $M_{c,2}$ maximal, und die Querkraft V_c geht durch Null. Dadurch wird die Querkraft $V_{a,2}$ des Stahlträgers am Öffnungsrand 2 größer als die globale Querkraft $V_{g,m}$, was bei der Bemessung des Stahlträgers zu berücksichtigen ist. Hierauf wird im Kap. 7.5 eingegangen.

Weil die Querkraft $V_{c,c0}$ des Betongurts über der Öffnung bis zur Stelle von $M_{c,2}$ durch die Dübelzugkräfte nahezu auf null abgebaut wird, entspricht die Summe der Zugkräfte der KBD von der Stelle c_0 , bis zur Stelle von $M_{c,2}$ etwa $V_{c,c0}$.

Im anschließenden ungestörten Träger wird $M_{c,2}$ dann weiterhin durch die Einzelmomente $M_{c,vL}$ und die Dübelzugkräfte N_P auf das entsprechende Moment des ungestörten Trägers reduziert. Das Minimum der Querkraft V_c im Betongurt wird am Ende des Spaltes in der Verbundfuge erreicht, etwa am Dübelpaar P0. Dann werden in der Verbundfuge wieder Druckkräfte übertragen und die Querkraft im Betongurt nimmt wieder zu.

Wie groß die Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 insgesamt sind, d.h. wie groß die Differenz der Querkraft $V_{c,c0}$ zum Minimum der Querkraft vor dem Öffnungsrand 2 ist, hängt davon ab, wie groß die Differenz zwischen dem Moment $M_{c,2}$ und dem Moment $M_{c,2,u}$ ist, das im ungestörten Träger in diesem Bereich vorhandenen ist. Dabei ist das Moment $M_{c,2,u}$ abhängig von dem Verhältnis der Steifigkeit des Betongurts zum Stahlträger und der Nachgiebigkeit der Verbundmittel, wobei gilt: je steifer der Betongurt im Vergleich zum Stahlträger und je nachgiebiger die Verbundmittel, umso größer ist $M_{c,2,u}$. Das Moment $M_{c,2}$ ist zusätzlich von der Geometrie und der konstruktiven Ausbildung der Öffnung abhängig. Hier spielt sowohl die Länge der Öffnung a_o als auch das Verhältnis der Steifigkeiten des unteren und oberen Stahlträgerrestes zur Steifigkeit des Betongurts eine Rolle. Hier gilt: je länger die Öffnung und je geringer das Verhältnis der Steifigkeit des Stahlträgerrestes zum Betongurt, umso größer ist das Moment $M_{c,2}$. Eine Methode zur überschläglichen Ermittlung der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 wird in Kap. 7.5 vorgestellt.

Beim zweiten Nulldurchgang der Querkraft fällt das Moment im Betongurt entgegen den ersten Erwartungen weiterhin ab, was daran liegt, dass die Einzelmomente $M_{c,vL}$ infolge der jetzt größeren Längsschubkräfte das Moment im Betongurt weiterhin vermindern, ohne dass dadurch Vertikalkräfte erzeugt werden.

Das Moment $M_{c,1}$ am Öffnungsrand 1 resultiert ebenfalls aus der Querkraft $V_{c,c0}$ aber hier mit dem Hebelarm $a_{o,c,1}$, und auch aus den Einzelmomenten $M_{c,vL}$. Anstelle der Dübelzugkräfte wirken hier Druckspannungen in der Verbundfuge, die vereinfacht an den KBD zu den Druckkräften N_{Pi} zusammengefasst werden. Sie haben wieder den entsprechenden Hebelarmen a_i zur Stelle von $M_{c,1}$. Hieraus ergibt sich ein ähnlicher Zusammenhang wie am Öffnungsrand 2:

$$M_{c,1} = V_{c,c0} \cdot a_{o,c,1} - \sum M_{c,vL,i} - \sum N_{Pi} \cdot a_i \quad (5.3)$$

Allerdings wird am Öffnungsrand 1 die Querkraft des Betongurts V_c nicht wie am Öffnungsrand 2 durch diskrete Dübelzugkräfte reduziert, sondern sie wird teilweise über Druckkontakt noch vor dem Öffnungsrand 1 in den oberen Stahlträgerrest abgegeben. Im anschließenden ungestörten Träger wird sie dann verstärkt und an der Steife komplett in den Stahlträgersteg ausgeleitet. Auch hier fällt der Minimalwert $M_{c,1}$ des Moments aus den bereits beschriebenen Gründen nicht exakt mit dem Nulldurchgang der Querkraft V_c zusammen.

Dass die Querkraft auch am Öffnungsrand 1 keinen Nulldurchgang hat, kann aus den beiden gleichen Gründen eintreten wie am Öffnungsrand 2, wobei der Fall, dass das Moment $M_{c,1,u}$ des ungestörten Trägers in der unmittelbaren Umgebung des Öffnungsrandes 1 größer ist als $M_{c,1}$, nur theoretisch eintreten kann.

Durch den Nulldurchgang der Querkraft wird auch hier die Querkraft $V_{a,1}$ des Stahlträgers größer als die globale Querkraft $V_{g,m}$, was ebenfalls bei der Bemessung des Stahlträgers zu berücksichtigen ist. Hierauf wird im Kap. 7.4 eingegangen.

Während zwischen der Stelle c_0 und dem Öffnungsrand 1 die KBD keine Zugkräfte aufnehmen, stellen sich im anschließenden ungestörten Träger wieder Dübelzugkräfte ein, die neben den Einzelmomenten $M_{c,vL}$ dazu beitragen, das Moment $M_{c,1}$ abzubauen. Diese Dübelzugkräfte aufsummiert ergeben die Querkraft $V_{a,1,u}$ des Stahlträgers am Öffnungsrand 1. Die Größe dieser Dübelzugkräfte und daraus resultierend die Größe von $V_{a,1,u}$ ist wieder von der Differenz zwischen dem Moment $M_{c,1}$ und dem im ungestörten Träger in diesem Bereich vorhandenen Moment $M_{c,1,u}$ abhängig. Für die Größe von $M_{c,1}$ und $M_{c,1,u}$ gilt das Gleiche wie für $M_{c,2}$ und $M_{c,2,u}$.

Im Folgenden sei wieder Abbildung 5.1 betrachtet: Im ungestörten Träger sind die Dübelzugkräfte N_p (rote Quadrate) durchgehend nahezu null, während die Längsschubkräfte V_L (graue Kreise), die durch die KBD eingeleitet werden und die von den Trägerenden her aufsummiert die Normalkraft N_c des Betongurts ergeben, über die Trägerlänge hinweg erwartungsgemäß einen nahezu konstanten Wert annehmen. Im gestörten Träger (braune Kreise) sind links und rechts der Öffnung die Längsschubkräfte geringer und über der Öffnung höher als im vergleichbaren ungestörten Träger. Dementsprechend ist beim gestörten Träger ab einer Entfernung, die in etwa der Öffnungslänge entspricht, bis etwa zur Öffnungsmitte auch die Normalkraft im Betongurt N_c (dicke braune Linie) niedriger als im vergleichbaren ungestörten Träger (dünne braune Linie). Von der Öffnungsmitte bis etwa in eine Entfernung der halben Öffnungslänge rechts der Öffnung ist die Normalkraft des Betongurts dann größer. Dies liegt daran, dass infolge des Sekundärmoments M_1 die Oberseite des Betongurts am Öffnungsrand 1 gezogen wird und der Stahlträgerrest in der Druckzone liegt, so dass hierin eine Druckkraft entsteht. Da die Normalkraft N_o im oberen Teilträger (als Summe von der Normalkraft $N_{c,o}$ im Betongurt und der Normalkraft $N_{a,o}$ im Stahlträgerrest) über die Öffnungslänge hinweg konstant ist, ist die Druckkraft im Betongurt dementsprechend geringer. Am Öffnungsrand 2 ist es umgekehrt. Hier wird infolge des Sekundärmoments M_2 der Stahlträgerrest gezogen, was zu einer höheren Druckkraft im Betongurt führt. Durch die Längsschubkräfte muss nun über die Öffnungslänge hinweg und auch in den anschließenden ungestörten Trägerteilen die Differenz der Normalkräfte in den beiden Querschnittsteilen ausgeglichen werden, was zu höheren bzw. niedrigeren Längsschubkräften führt.

5.1.2 Öffnungen im Bereich positiver Globalmomente

Im Folgenden werden die Schnittgrößenverläufe im Betongurt und die Dübelkräfte für den Fall betrachtet, dass die Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments liegt. Hierzu werden sowohl die Nachrechnungen der Versuche als auch die Träger der Parameterstudie analysiert. Außer für den Träger S1 wurden nicht noch zusätzlich die entsprechenden Träger ohne Öffnung berechnet, da die Verläufe für

den ungestörten Träger denen auf der Trägerhälfte ohne Öffnung entsprechen, so dass dadurch ein Vergleich möglich ist.

Die Werte basieren auf der entsprechenden FE-Vergleichsberechnung zu den Versuchen und geben die Verläufe bei einer Gesamtquerkraft von etwa 200 kN wieder. Diese Laststufe wurde gewählt, da sie bei der Mehrzahl der Versuche der halben Tragquerkraft entspricht, was in etwa die Gebrauchslast darstellt. Die Symbolik der Linien entspricht der in Abbildung 5.1.

Abbildung 5.3 zeigt die Auswertung des Versuchs T1P. Anhand dieses Versuchs werden die für den Bereich eines positiven Globalmoments typischen Schnittgrößen- und Dübelkraftverläufe erläutert.

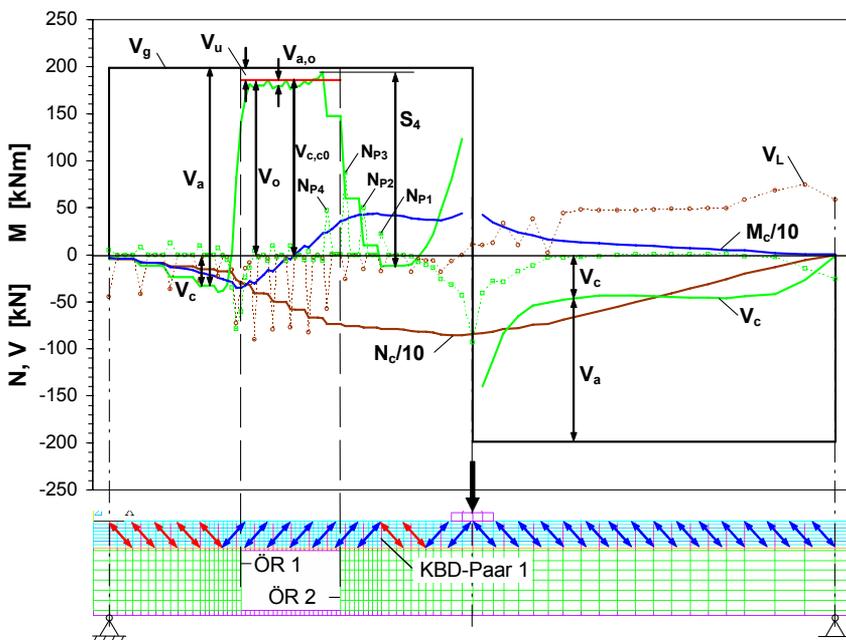


Abb. 5.3: Schnittgrößen des Betongurts und Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung des Versuchs T1P

Querkraft im Betongurt V_c

In der Trägerhälfte ohne Öffnung sind klar die Störbereiche infolge der konzentrierten Lasteinleitung an den Auflagern und unter der Last zu erkennen. Sie erstrecken sich etwa über eine Länge, die der Trägerhöhe entspricht. Die Last wird auf den Betongurt abgesetzt und verteilt sich dann innerhalb des Störbereichs zu etwa 77% auf den Stahlträger und zu 23% auf den Betongurt. Dabei ist die Verteilung der Querkraft bei ungestörten Trägern abhängig von den Steifigkeiten der beiden Querschnittsteile Betongurt und Stahlträger und der Nachgiebigkeit des Verbundes (Dübelsteifigkeit).

Die Querkraftverteilung bleibt bis kurz vor dem Auflager konstant. Dann wird die im Betongurt verbliebene Querkraft über Druckkontakt allmählich komplett in den Stahlträger abgegeben. Hier wird auch deutlich, warum es sinnvoll ist, beim ungestörten Verbundträger dem Stahlträger die gesamte Querkraft zuzuweisen: auch wenn über weite Strecken der Anteil der Querkraft im Stahlträger weniger als 100% beträgt, wird bei dieser Art der Lagerung in den Auflagerbereichen, wo in der Regel die Querkraft am größten ist, diese komplett vom Stahlträger aufgenommen. Die Querkraftverteilung in der ungestörten Trägerhälfte entspricht im Wesentlichen der eines Trägers ganz ohne Öffnung.

In der Trägerhälfte mit der Öffnung fällt die Querkraft im Betongurt von der Lastseite her stark ab und wechselt nach ca. 30 cm aus den im Abschnitt 5.1.1 erläuterten Gründen ihr Vorzeichen. Damit hat jetzt die Querkraft im Betongurt eine andere Richtung als die Querkraft im Stahlträger. Diese Konstellation wird in Abbildung 5.3 im Betongurt des FE-Modells mit den roten Doppelpfeilen symbolisiert.

Ab KBD-Paar 1 (zur Bezeichnung siehe Kap. 3.10.5) wird die Querkraft mittels der in den KBD wirkenden Zugkräfte N_{P1} , N_{P2} , N_{P3} und N_{P4} (siehe die grünen Quadrate) aus dem Stahlträger in den Betongurt eingeleitet. Ihre Summe wird, wie noch in Kap. 5.3 erläutert wird, mit S_4 bezeichnet. Auch das erste KBD-Paar 4 über der Öffnung leitet noch Querkraft vom Stahlträger in den Betongurt ein. Diese Querkraft wird über Biegung durch den oberen, über der Öffnung verbliebenen Stahlträgeregurt übertragen.

Die Querkraft im unteren Teilträger V_u ist im Öffnungsbereich konstant. Sie beträgt etwa 5% der Gesamtquerkraft V_g und ist somit erwartungsgemäß und wie beabsichtigt gering.

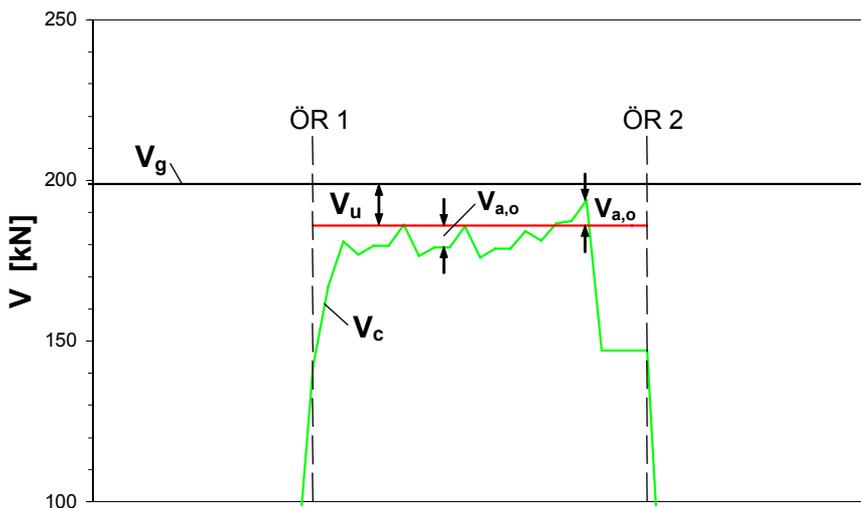


Abb. 5.4: Detail der Querkraftverteilung im Öffnungsbereich aus der Nachrechnung des Versuchs T1P

In Abbildung 5.4 ist ein Ausschnitt aus Abbildung 5.3 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Querkraft im Betongurt V_c (grüne Linie) im Bereich der Öffnung etwas zickzackförmig auf und ab verläuft, d.h. der Anteil der Querkraft $V_{a,o}$ im verbliebenen oberen Stahlträgerrest und der im Betongurt V_c ändern sich ständig etwas. Dies kommt dadurch zu Stande, dass die KBD als Schubbewehrung wirken und die Querkraft, die als Zugkraft durch die Dübel hochgehängt wird, wieder über Druckkontakt in den oberen Flansch zurückgeleitet wird. Der Anteil der Querkraft im oberen Stahlträgerrest wird durch den Abstand der grünen Linie (Querkraft im Betongurt) zur roten Linie (Querkraft im oberen Teilträger) beschrieben. Am KBD-Paar 4 ist die Querkraft im Betongurt in einem kleinen Bereich größer als die Querkraft im oberen Teilträger selbst, was bedeutet, dass die Querkraft des oberen Stahlträgerrests ein anderes Vorzeichen hat. Dies liegt daran, dass sich der obere Flansch hinter dem KBD-Paar 4 an den Betongurt anlegt und so die Zugkraft im KBD-Paar 4 erhöht (siehe Kap. 5.3). Dadurch wird durch das KBD-Paar 4 zuerst einmal etwas mehr Querkraft in den Betongurt eingeleitet. Allerdings sind dies weniger als 5% von $V_{c,co}$, und dieser Sachverhalt tritt auch nur dann ein, wenn der obere Stahlträgerrest sehr schwach ausgebildet ist. Im weiteren Verlauf der Öffnung ist das Minimum der Querkraft im oberen Stahlträgerrest dann Null.

Vor dem Öffnungsrand 1 wird ein kleiner Teil der Querkraft wieder durch Biegung des oberen Flansches zum Öffnungsrand geleitet. Die Ausleitung des größten Teils der Querkraft aus dem Betongurt in den Stahlträger erfolgt über eine relativ kurze Länge in der unmittelbaren Umgebung der Steife (Abbildung 5.3). Demnach fällt die grüne Linie steil ab und schneidet etwa in Höhe der Steife die x-Achse, was bedeutet, dass sich die Querkraft im Betongurt wieder umkehrt. Da in diesem Bereich auch noch von dem anschließenden Betongurt des ungestörten Trägers Querkraft in den Stahlträger eingeleitet wird, erreicht die Stahlträgerquerkraft ungefähr 120% der Gesamtquerkraft. Dies ist vor dem Hintergrund der Bemessung des Stahlträgers und eines Stabilitätsnachweises wichtig.

Die Querkraft im Betongurt baut sich dann bis zum Trägerende wieder auf Null ab, wobei der Abbau über Dübelzugkräfte (siehe die grünen Quadrate) erfolgt.

Normalkraft im Betongurt N_c

Die Normalkraft im Betongurt N_c (braune Linie) ist wie bereits erwähnt die Summe der durch die einzelnen KBD eingeleiteten Längsschubkräfte V_L . Sie nimmt auf der Trägerhälfte ohne Öffnung erwartungsgemäß vom Trägerende zur Trägermitte entsprechend dem Gesamtmoment annähernd linear zu. Auf der Trägerseite mit der Öffnung zeigt sie das bereits erläuterte Verhalten.

Moment im Betongurt M_c

Entsprechend der Querkraft im Betongurt ändert sich auch das Moment im Betongurt M_c (blaue Linie). Wird die gestrichelte Faser auf die Betongurtunterseite gelegt und die positive Abschreitrichtung vom linken Trägerrand nach rechts definiert, fällt das Moment M_c zur Öffnung hin ab, was mit der negativen Querkraft des Betongurts korrespondiert, und erreicht etwa an der Steife sein Minimum. (Die Extremalwerte

des Moments M_c und die Nulldurchgänge der Querkraft V_c liegen aus den bekannten Gründen nicht immer exakt im gleichen Schnitt).

Im Öffnungsbereich steigt das Moment annähernd linear an und schneidet etwa in Öffnungsmitte die x-Achse. Mit abnehmender Querkraft vermindert sich auch die Steigung des Moments, bis es etwa am KBD-Paar 2, also vor der Öffnung, sein Maximum erreicht. Danach fällt das Moment leicht ab. Dass es anschließend wieder zunimmt, hängt mit dem Störbereich durch die Lasteinleitung zusammen. (Werden die Träger durch eine Gleichstreckenlast beansprucht, entstehen keine solchen Störbereiche, siehe Abbildungen 5.8 und 5.9).

Durch den Vergleich mit der anderen Trägerhälfte ohne Öffnung, wo das Moment im Betongurt kontinuierlich abnimmt, wird deutlich, dass infolge des geringen Abstandes die beiden Störbereiche der Öffnung und der Lasteinleitung ineinander übergehen. Deswegen kann sich das Moment im Betongurt auch nicht weiter abbauen, so wie es in dem Beispiel in Abbildung 5.1 der Fall ist. Aufgrund dieses versuchsbedingten Umstandes sind generell bei den Versuchen mit der Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments oder im Bereich des globalen Momentennullpunktes und bei deren Nachrechnung die Summen S_e der Dübelzugkräfte (S_e entspricht bei den Versuchen in der Regel S_4) geringer als in einem vergleichbaren Träger, bei dem sich die beiden Störbereiche nicht beeinflussen würden.

In den Abbildungen 5.5 und 5.6 sind die Verläufe der Betonschnittgrößen und der Kräfte in der Verbundfuge für die Versuche T4P104 bzw. T5P21 dargestellt. An deren Beispiel lassen sich der Einfluss der Öffnungslänge und der Betongurtsteifigkeit auf die Summe S_e der in den Betongurt einzuleitenden Dübelzugkräfte verdeutlichen.

Durch die große Öffnungslänge des Versuchs T4P104 (Abbildung 5.5) von 1,04 m, ergeben sich im Vergleich zu Versuch T1P größere Sekundärmomente M_1 und M_2 des oberen Teilträgers und somit auch größere Momente im Betongurt $M_{c,1}$ und $M_{c,2}$. Um diese außerhalb der Öffnung wieder auf das Maß des ungestörten Trägers zu reduzieren, sind am Öffnungsrand 2 hohe Dübelzugkräfte notwendig, deren Summe S_4 etwa 20% größer ist als die Querkraft $V_{c,c0}$, die über der Öffnung im Betongurt vorhanden ist.

Bei Versuch T5P21 (Abbildung 5.6) ist die Öffnungslänge mit 82 cm etwas kleiner, aber der Betongurt mit 21 cm dicker als beim Versuch T4P104. Der dickere und damit steifere Betongurt führt dazu, dass die Momente des Betongurts, wie an der ungestörten Trägerhälfte zu erkennen ist, größer sind. Die geringere Öffnungslänge bewirkt außerdem, dass das Moment des Betongurts am Öffnungsrand 2 kleiner ist. Dadurch ist auch die Differenz zwischen dem Moment des Betongurts am Öffnungsrand 2 und dem an der entsprechenden Stelle auf der ungestörten Trägerseite geringer. Außerdem bewirkt hier wieder der geringe Abstand der beiden Störbereiche an der Lasteinleitung und am Öffnungsrand 2, dass sich das Moment dazwischen nicht auf das Maß der entsprechenden Stelle der ungestörten Trägerhälfte abbauen kann. Dadurch kommt es nun vor, dass die Summe der

Dübelzugkräfte S_4 am Öffnungsrand 2 nicht, wie zu erwarten ist, größer ist als die über der Öffnung im

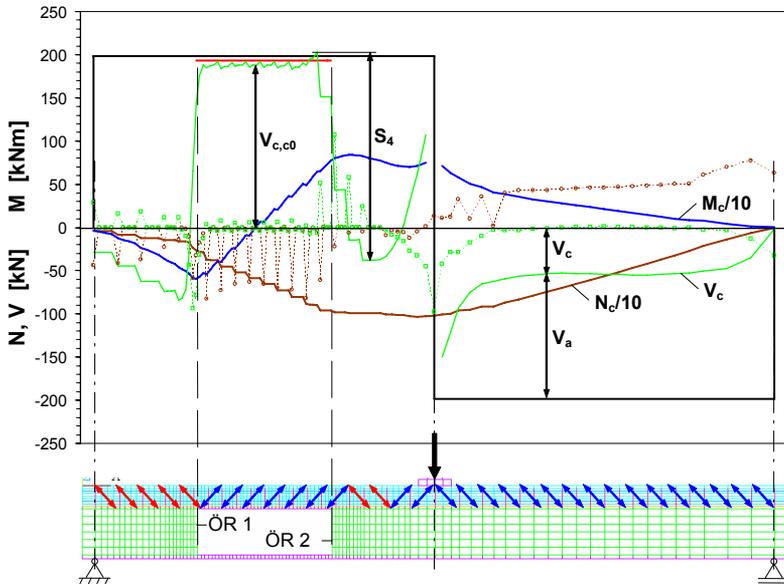


Abb. 5.5: Schnittgrößen des Betongurts und Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung des Versuchs T4P104

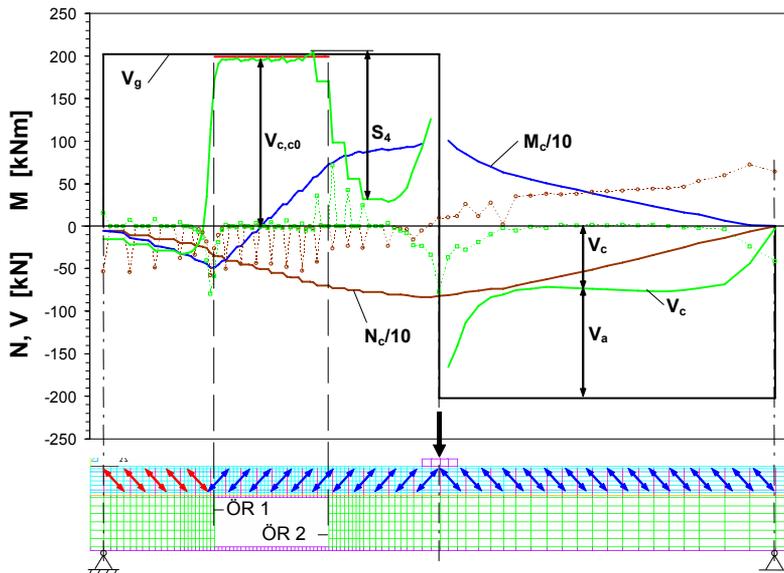


Abb. 5.6: Schnittgrößen des Betongurts und Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung des Versuchs T5P21

Betongurt vorhandene Querkraft $V_{c,c0}$, sondern geringer, d.h. die Querkraft wechselt in diesem Fall nicht ihr Vorzeichen.

In Abbildung 5.7 sind für vier weitere Versuche der Momenten- und Querkraftverlauf des Betongurts über die Trägerlänge aufgetragen. Für den Versuch T2P55 sind $V_{c,c0}$ und S_4 beispielhaft gekennzeichnet. Alle Versuche haben die gleiche Öffnungslänge und Betongurtdicke, aber zum Teil unterschiedliche Betongurtbreiten und damit unterschiedliche Steifigkeitsverhältnisse zwischen Betongurt und Stahlträger. Hier lässt sich die Abhängigkeit der am Öffnungsrand 2 vom Stahlträger in den Betongurt einzuleitenden Querkraft (verdeutlicht durch S_4) vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Betongurt und Stahlträger und dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Betongurt und oberem Stahlträgerrest verdeutlichen. Bei Versuch T2P55 mit einem nur 55 cm breitem Betongurt ist das Moment des Betongurts am geringsten (siehe ungestörte Trägerhälfte) und dadurch die Differenz zwischen Moment im Betongurt am Öffnungsrand 2 und der entsprechenden Stelle des ungestörten Trägers am größten. Dadurch ist die Summe S_4 der Dübelzugkräfte über 10% höher als die über der Öffnung im Betongurt vorhandene Querkraft $V_{c,c0}$.

Bei Versuch T6P230 mit einer Betongurtbreite von 2,30 m ist das Moment des Betongurts in der ungestörten Trägerhälfte am größten, was letztendlich dazu führt, dass die Summe S_4 geringer ist als die Querkraft im Betongurt über der Öffnung.

Bei Versuch T7NRS, der ebenfalls einen 2,30 m breiten Betongurt hatte, aber bei dem zusätzlich noch ein 10 cm hoher oberer Reststeg verblieb, ist die Summe S_4 nochmals geringer. Dies liegt daran, dass durch den oberen Reststeg das Moment des Betongurts im Bereich der Öffnung geringer ist (vergleiche Momentenlinie des Versuchs T6P230) und damit auch die Differenz zum Moment der ungestörten Trägerhälfte.

Anhand der Träger der Parameterstudie lassen sich die Auswirkungen der einzelnen Parameter wie Verhältnis der Biegesteifigkeit des Betongurts zur Biegesteifigkeit des Stahlträgers im ungestörten Träger und Verhältnis der Biegesteifigkeit des Betongurts zur Biegesteifigkeit des oberen Stahlträgerrests sowie Öffnungslänge noch weiter verdeutlichen. Außerdem entfällt hier der Störbereich der Lasteinleitung, weil die Träger durch eine Gleichstreckenlast beansprucht werden.

In Abbildung 5.8 ist der Verlauf des Moments M_c und der Querkraft V_c im Betongurt für fünf Träger der Parameterstudie aufgetragen. Außerdem sind noch der Verlauf des globalen Moments M_g mit einer grauen Linie und der der globalen Querkraft V_g mit einer schwarzen Linie dargestellt.

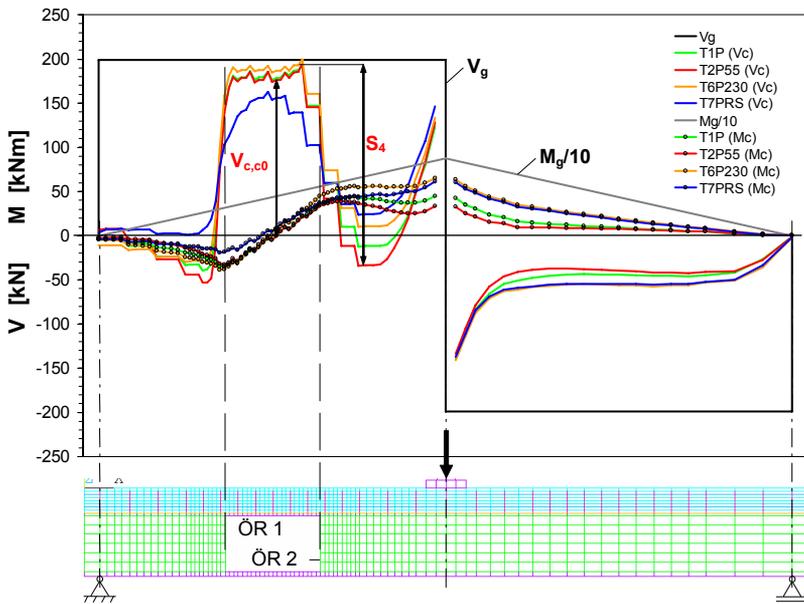


Abb. 5.7: Moment und Querkraft des Betongurts aus der Nachrechnung der Versuche T1P, T2P55, T6P230 und T7PRS

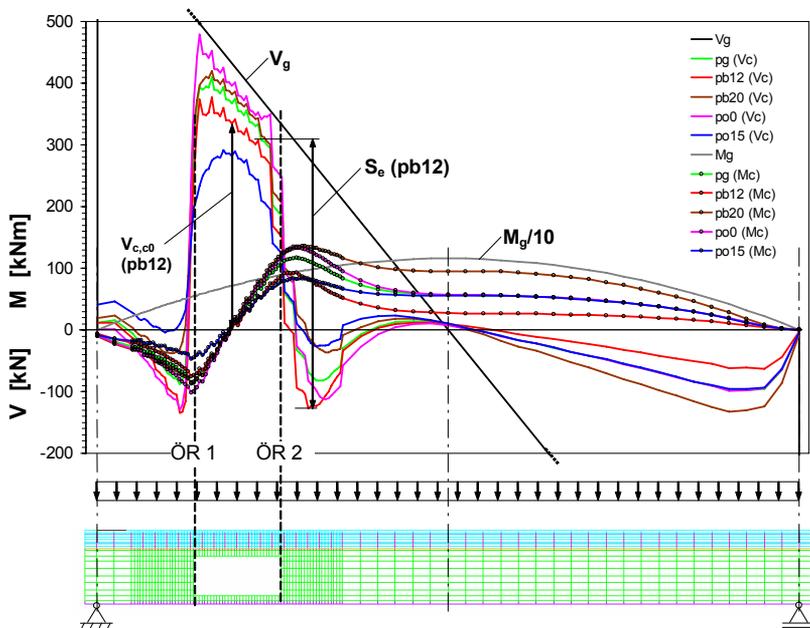


Abb. 5.8: Moment und Querkraft des Betongurts der Träger pg , $pb12$, $pb20$, $po0$ und $po15$ der Parameterstudie

Die Träger pb12, pg und pb20 haben unterschiedliche Betongurtdicken von 12, 16 bzw. 20 cm bei jeweils gleich bleibender Geometrie des Stahlträgers, so dass sich auch drei unterschiedliche Verhältnisse der Steifigkeit des Betongurts zu der des ungestörten Stahlträgers ergeben. Die Auswirkung ist anhand der Verläufe von M_c in der ungestörten Trägerhälfte gut erkennbar. Bei einer Betongurtdicke von 12 cm (pb12) ist das Moment des Betongurts mit etwa 3% des Gesamtmoments M_g am geringsten und bei dem 20 cm dicken Betongurt (pb20) mit etwa 8% von M_g erwartungsgemäß am höchsten. Am Öffnungsrand 2 ist das Moment im Betongurt bei dem Träger mit dickem Betongurt zwar auch am größten, doch die Differenz zum Moment an der entsprechenden Stelle der ungestörten Trägerhälfte ist am geringsten. Dadurch ist die Summe S_e der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 auch am geringsten. Bei dem Träger pb12 ist zwar das Moment am Öffnungsrand 2 geringer, weil das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Betongurt und oberem Stahlträgerrest geringer ist, aber die Differenz zwischen dem Moment der ungestörten Trägerhälfte ist größer als beim Träger pb20, was zu einer größeren Summe S_e der Dübelzugkräfte führt.

Für die anderen drei Träger pg, po0 und po15 mit jeweils einer Betongurtdicke von 16 cm liegen die Momentenlinien des Betongurts dazwischen und auf der ungestörten Seite übereinander. Erst ab Trägermitte laufen sie auseinander.

Diese drei Modelle unterscheiden sich hinsichtlich der Höhe des oberen Reststeges. Bei po0 ist kein Reststeg vorhanden. Bei pg und po15 beträgt die Höhe des Reststeges 5 bzw. 15 cm. Dadurch stellen sich im oberen Teilträger unterschiedliche Steifigkeitsverhältnisse zwischen Betongurt und Stahlträgerrest ein. Hier gilt, je geringer die Steifigkeit des oberen Stahlträgerrests, umso größer ist das Moment im Betongurt und dadurch die Differenz zum Moment der ungestörten Trägerhälfte. Dies wirkt sich wieder in der geschilderten Weise auf die Summe S_e der Dübelzugkräfte aus.

In Abbildung 5.9 sind die Momenten- und Querkraftlinien für die drei Modelle pg, pl6 und pl10 aufgetragen. Diese drei Modelle unterscheiden sich nur hinsichtlich ihrer Öffnungslänge. Sie betragen 60, 82 und 104 cm für pl6, pg bzw. pl10. Hier wird deutlich: je größer die Öffnungslänge ist, umso größer sind die Sekundärmomente des oberen Teilträgers M_1 und M_2 und dementsprechend auch die Momente des Betongurts $M_{c,1}$ und $M_{c,2}$, was sich auch wieder entsprechend auf die Summe S_e der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 auswirkt.

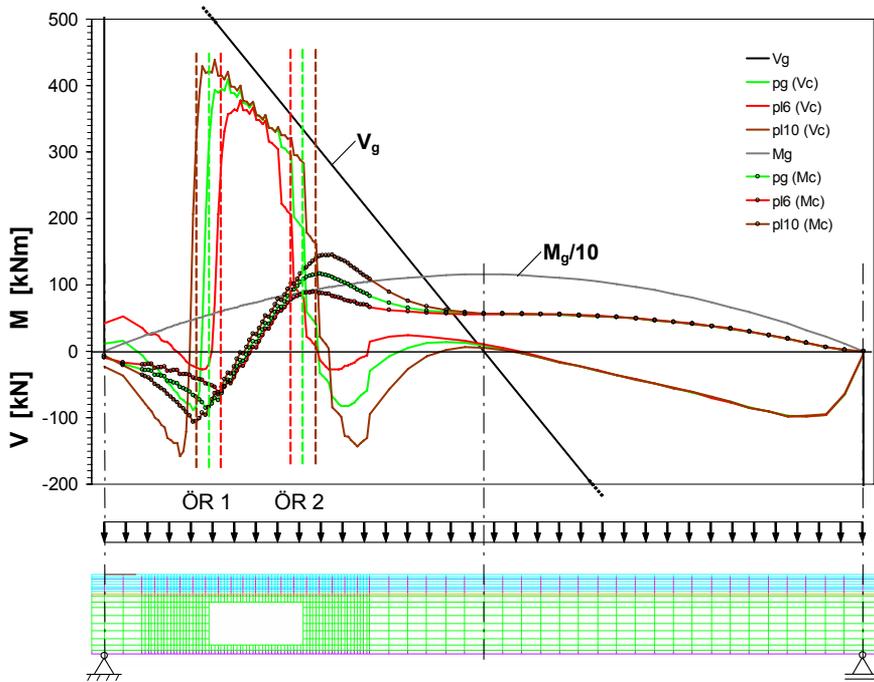


Abb. 5.9: Moment und Querkraft des Betongurts einiger Träger der Parameterstudie

5.1.3 Öffnungen im Bereich negativer Globalmomente

In Abbildung 5.10 sind beispielhaft für die Nachrechnung des Versuchs T1N wieder die Schnittgrößen des Betongurts V_c , N_c und M_c sowie die Kräfte in der Verbundfuge N_P und V_L über die Trägerlänge aufgetragen. Die Darstellung der Linien und Symbole entspricht Abbildung 5.1.

Die schwarze Linie stellt wieder die globale Querkraft V_g dar, deren Verlauf wiederum idealisiert ist. Auch hier wird die Last über eine Platte, aber diesmal am unteren Flansch, eingeleitet und an den Auflagern jeweils über eine Stahlplatte aus dem Betongurt ausgeleitet.

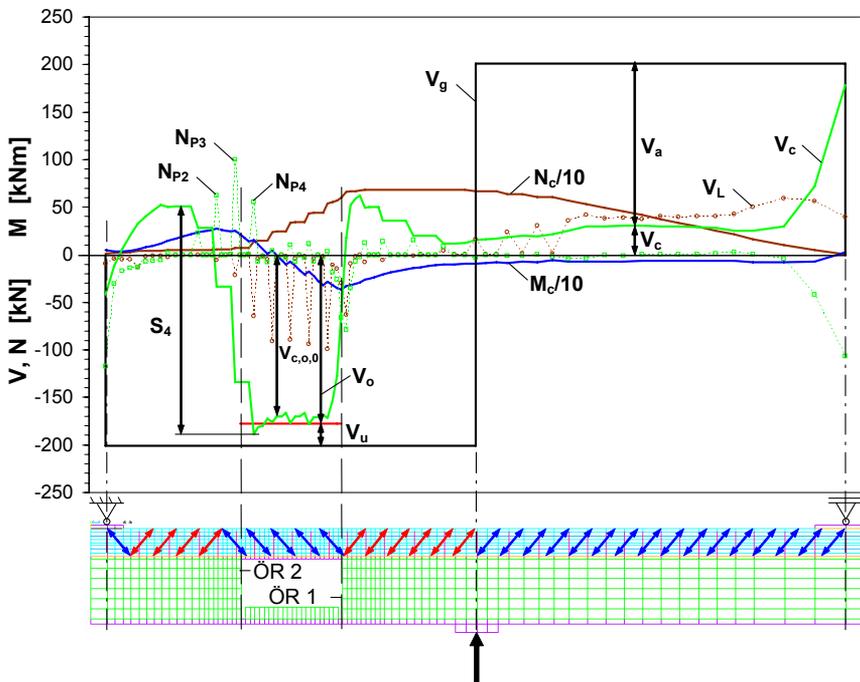


Abb. 5.10: Schnittgrößen des Betongurts und Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung des Versuchs T1N

Aus Abbildung 5.10 lässt sich folgendes ersehen:

Querkraft im Betongurt V_c

In der Trägerhälfte ohne Öffnung beträgt der Anteil der vom Betongurt aufgenommenen Querkraft etwa 15% und ist damit ca. 40% niedriger als im Bereich eines positiven Globalmoments. Dies liegt daran, dass der Betongurt, der jetzt hauptsächlich auf Zug beansprucht wird, über weite Strecken gerissen ist und dass deswegen seine Steifigkeit geringer ist als bei den Versuchen im Bereich eines positiven Globalmoments.

In der Trägerhälfte mit der Öffnung stellt sich wie in der Trägerhälfte ohne Öffnung im Betongurt prinzipiell der gleiche Querkraftverlauf wie im Bereich positiver Globalmomente ein.

Abgesehen davon, dass die Querkraft jetzt ein umgekehrtes Vorzeichen hat, ergibt sich vom linken Auflager her betrachtet der gleiche Querkraftverlauf im Betongurt wie bei positivem Globalmoment, wenn dort der Querkraftverlauf von der Lasteinleitungsstelle her betrachtet wird. Die Last wird am Auflager über die Stahlplatten in den Betongurt eingeleitet, die Querkraft im Stahlträger steigt stark an und wechselt nach wenigen Zentimetern wie bei Versuch T1P auch das Vorzeichen, d.h. die Querkraft im Betongurt hat wieder eine andere Richtung (rote Doppelfeile).

Ab dem KBD-Paar 1 wird die Querkraft am Öffnungsrand 2 mittels der Dübelzugkräfte N_{P1} , N_{P2} , N_{P3} und N_{P4} (grüne Quadrate) aus dem Stahlträger in den Betongurt eingeleitet. Hier fällt auf, dass die Summe S_4 dieser Dübelzugkräfte größer ist als beim vergleichbaren Versuch im Bereich eines positiven Globalmoments. Dies hat folgenden Grund: die Dübelzugkräfte bauen wie im vorangegangenen Kapitel erläutert das Moment im Betongurt auf den Betrag an der entsprechenden Stelle im ungestörten Träger ab. Dieser Betrag ist bei dem vorliegenden statischen System im Bereich des negativen Globalmoments das Moment am Auflager und ist somit gleich null. Demnach reicht es hier nicht aus, dass das Moment des Betongurts am Öffnungsrand 2 durch die Dübelzugkräfte aufgenommen wird und auf einen bestimmten geringeren Betrag reduziert wird, sondern das Moment des Betongurts muss durch die Dübelzugkräfte komplett auf Null abgebaut werden, was dazu führt, dass die Summe S_4 der Zugkräfte der KBD, die das Moment abbauen, noch größer ist als die Querkraft im vergleichbaren Träger im Bereich eines positiven Globalmoments. Damit ist auch generell bei den Versuchen mit der Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments die Summe S_4 der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 versuchsabhängig. In diesem Fall führt die Nähe des Auflagers zum Öffnungsrand 2 dazu, dass die Summe der Dübelzugkräfte etwas höher ist als bei einem entsprechenden Versuch, bei dem das Auflager weiter entfernt wäre. Bei der Überprüfung des Querkraftnachweises für den Öffnungsrand 2 im Kap. 6.6.3 wird diesen versuchsbedingt unterschiedlich großen Summen S_4 Rechnung getragen.

Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft aus dem Betongurt über Druckkontakt wieder in den Stahlträger zurückgeleitet. Die grüne Linie steigt steil an und schneidet etwa an der Stelle der Steife die x-Achse. Dies bedeutet, dass die Querkraft im Betongurt erneut das Vorzeichen wechselt, was zur Folge hat, dass die Querkraft im Stahlträger V_a diesmal bis zum 1,3-fachen Wert, also auf 130% der Gesamtquerkraft V_g anwächst. Die Querkraft im Betongurt wird über Dübelzugkräfte (grüne Quadrate) bis zur Feldmitte bis auf ein geringes Maß abgebaut und geht in die Querkraft der ungestörten Trägerhälfte über.

Normalkraft im Betongurt N_c

Die Normalkraft im Betongurt N_c (braune Linie) als Summe der durch die einzelnen KBD eingeleiteten Längsschubkräfte V_L nimmt auf der Trägerhälfte ohne Öffnung erwartungsgemäß vom Trägerende zur Trägermitte entsprechend dem

Gesamtmoment fast linear zu. Auf der Trägerseite mit der Öffnung verläuft sie außerhalb des Öffnungsbereiches annähernd horizontal, was bedeutet, dass die Längsschubkräfte in der Verbundfuge sehr gering sind. Der Aufbau der Betonnormalkraft erfolgt zum größten Teil im Öffnungsbereich, wo die Längsschubkräfte entsprechend groß sind. Der Grund hierfür ist der gleiche wie im Bereich eines positiven Globalmoments.

Moment im Betongurt M_c

Entsprechend der Querkraft im Betongurt V_c ändert sich wieder das Moment im Betongurt M_c (blaue Linie). Auch bei negativem Globalmoment wird die gestrichelte Faser auf die Betongurtunterseite, d.h. die Seite des Betongurts, an die der Stahlträger angeschlossen ist, gelegt und die positive x-Richtung vom linken Trägerrand nach rechts definiert.

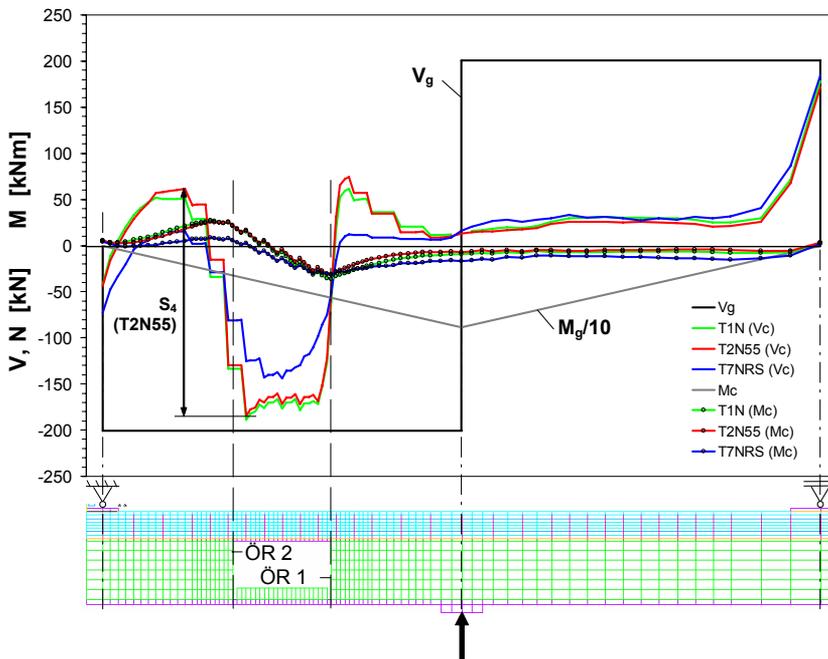


Abb. 5.11: Moment und Querkraft des Betongurts aus der Nachrechnung der Versuche T1N, T2N55 und T7NRS

Das Moment im Betongurt steigt infolge der Sekundärmomente etwa bis zum KBD-Paar 2 an. Dort erreicht es das Maximum und fällt bis zum Öffnungsrand 1, wo es sein Minimum erreicht ab, bevor es bis zur Trägermitte wieder leicht ansteigt. In der Trägerhälfte ohne Öffnung verläuft es nahezu konstant. Erst am Trägerende, in der unmittelbaren Umgebung der Lasteinleitungsplatte, baut es sich wieder ab. Wie bereits erwähnt, ist das Moment des Betongurt im ungestörten Träger abhängig vom Verhältnis der Steifigkeit des Betongurts zum Stahlträger. Da im Bereich eines negativen Globalmoments der Betongurt bei dieser Laststufe weitgehend gerissen

ist, ist seine Steifigkeit entsprechend gering, weswegen er im ungestörten Träger auch nur ein sehr geringes Moment aufnimmt.

In Abbildung 5.11, 5.12 und 5.13 sind die Verläufe der Betonschnittgrößen und der Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung ausgewählter Versuche dargestellt. Die Auswirkungen der einzelnen Parameter auf die Schnittgrößenverläufe sind genauso wie im Bereich eines positiven Globalmoments auch und werden hier nicht noch einmal erläutert. An den einzelnen Querkraftverläufen ist gut zu erkennen, dass die Summe S_4 immer größer ist als bei den entsprechenden Versuchen im Bereich eines positiven Globalmoments.

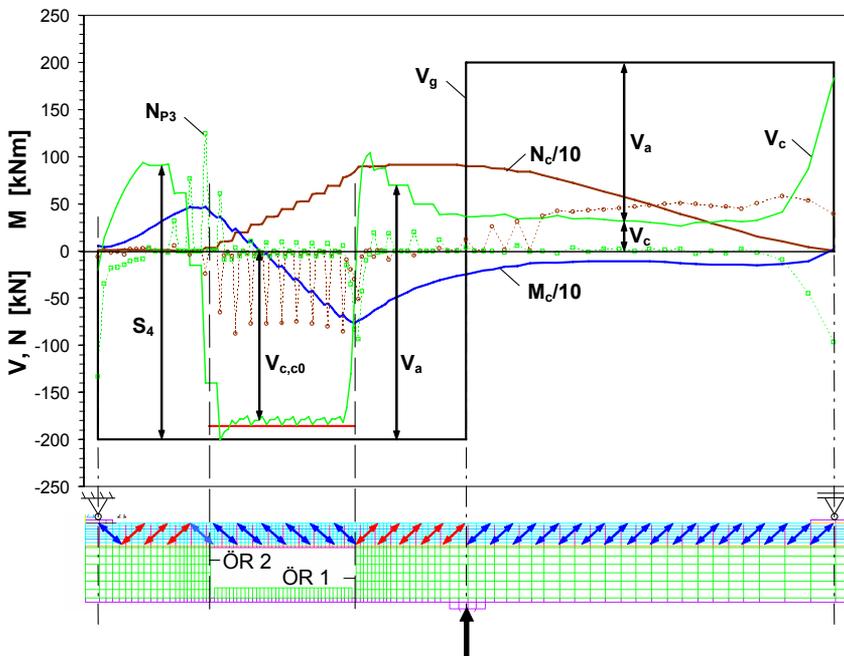


Abb. 5.12: Schnittgrößen des Betongurts und Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung des Versuchs T4N104

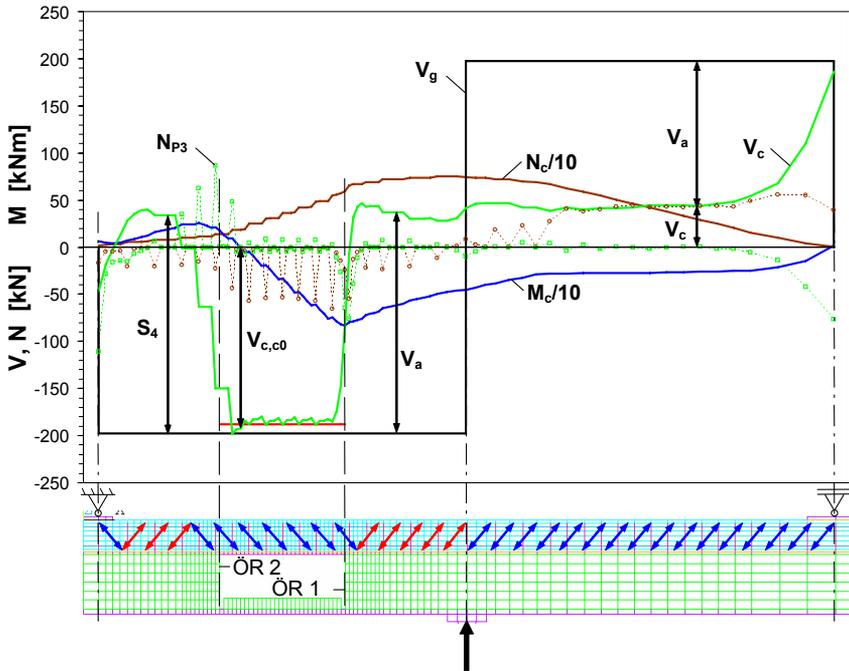


Abb. 5.13: Schnittgrößen des Betongurts und Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung des Versuchs T5N21

abbauen, geringer sind. Dadurch erhöht sich die Querkraft im Stahlträger in diesem Fall bis auf knapp 130% der Gesamtquerkraft V_g . Die Querkraft im Betongurt baut sich dann bis zum Auflager wieder auf Null ab. Der Abbau der Querkraft erfolgt dabei über Dübelzugkräfte (siehe die grünen Quadrate).

Im Kragarm ist von der Last am Kragarmende her zunächst etwa der gleiche Anteil der Gesamtquerkraft wie in der Trägerhälfte ohne Öffnung im Betongurt vorhanden. Zum Auflager hin nimmt er dann allerdings ab, was daran liegt, dass der Betongurt im Bereich des Auflagers, weil er gezogen wird, gerissen ist und dadurch eine geringere Steifigkeit hat (vergl. negativer Momentenbereich).

Normalkraft im Betongurt N_c

Die Normalkraft im Betongurt N_c nimmt vom Kragarmende her zuerst stark zu und wächst dann dort, wo der Betongurt weitgehend gerissen ist, nur noch wenig. Über dem Auflager erreicht die Zugkraft erwartungsgemäß ihr Maximum, nimmt dann, wie im Bereich eines positiven Globalmoments auch, bis zum Öffnungsrand 1 leicht ab. Im Öffnungsbereich fällt die Normalkraft stark ab, wobei sie etwas links der Öffnungsmitte die x-Achse schneidet. Vom Öffnungsrand 2 bis zur Feldmitte, wo sie ihr Minimum erreicht, nimmt sie dann noch einmal leicht ab. In der Trägerhälfte ohne Öffnung nimmt sie schließlich annähernd linear entsprechend dem Gesamtmomentenverlauf zu.

Moment im Betongurt M_c

Das Moment M_c des Betongurts ist im Kragarm nahezu null, was an dem weitgehend gerissenen Betongurt und seiner dadurch verminderten Steifigkeit liegt. Vom Auflager bis zum Öffnungsrand 2 verläuft das Moment M_c im Grunde genauso wie beim vergleichbaren Versuch T1P im Bereich eines positiven Globalmoments. Wie bereits erwähnt, ist M_c im ungestörten Trägerbereich des Feldes allerdings nur halb so groß wie bei dem vergleichbaren Versuch T1P, bei dem die Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments lag, weil das globale Moment M_g auch nur halb so groß ist. Dies liegt an dem veränderten statischen System und der veränderten Belastung, wodurch sich andere globale Schnittgrößenverläufe einstellen.

5.2 Verteilung der Querkraft im Betongurt über dessen Breite

In den Abbildungen 5.15 und 5.16 ist beispielhaft für die Versuche T6P230 bzw. T1P die Verteilung der Querkraft im Betongurt über die Breite für den Öffnungsbereich dargestellt, und zwar unter einer globalen Querkraft von 200 kN. Dabei ist die Verteilung zum einen in der Draufsicht durch Isolinien visualisiert und zum anderen als dreidimensionales Netz in drei verschiedenen Ansichten, wobei letztere Darstellungen – durch das verwendete Programm bedingt – bezüglich der Länge und Breite des Betongurts etwas verzerrt sind. Die beiden Versuche T6P230 und T1P wurden wegen der unterschiedlichen Betongurtbreite von 2,30 m bzw. 1,10 m ausgewählt. Bei den übrigen Versuchen, bei denen die Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments liegt, kann davon ausgegangen werden, dass die Querkraftverteilung prinzipiell gleich ist.

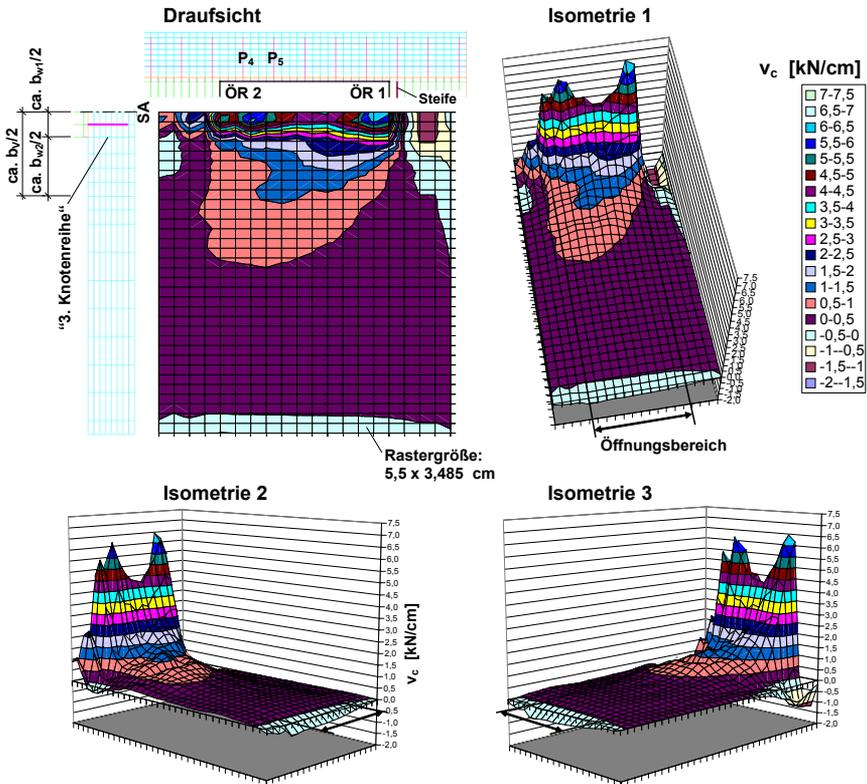


Abb. 5.15: Versuch T6P230: Querkraftverteilung über die Betongurtbreite

Die Verteilung ergibt sich aus dem Ergebnis der entsprechenden FE-Berechnung. Hierzu wurde die Vertikalkraft der übereinander liegenden Knoten addiert. Da die in Breitenrichtung anschließenden Elemente nicht immer die gleiche Ausdehnung haben, wird die so ermittelte Vertikalkraft nach beiden Seiten auf eine halbe Elementbreite verteilt und es ergibt sich damit die Querkraft v_c pro Breite mit der Einheit kN/cm.

In Längsrichtung sind nur für jede zweite Knotenreihe die Querkräfte ermittelt. Dabei wurden die Reihen mit den KBD ausgespart, weil sich dort die Querkraft in Form der Dübelzugkräfte konzentriert, was den Verlauf verfälscht.

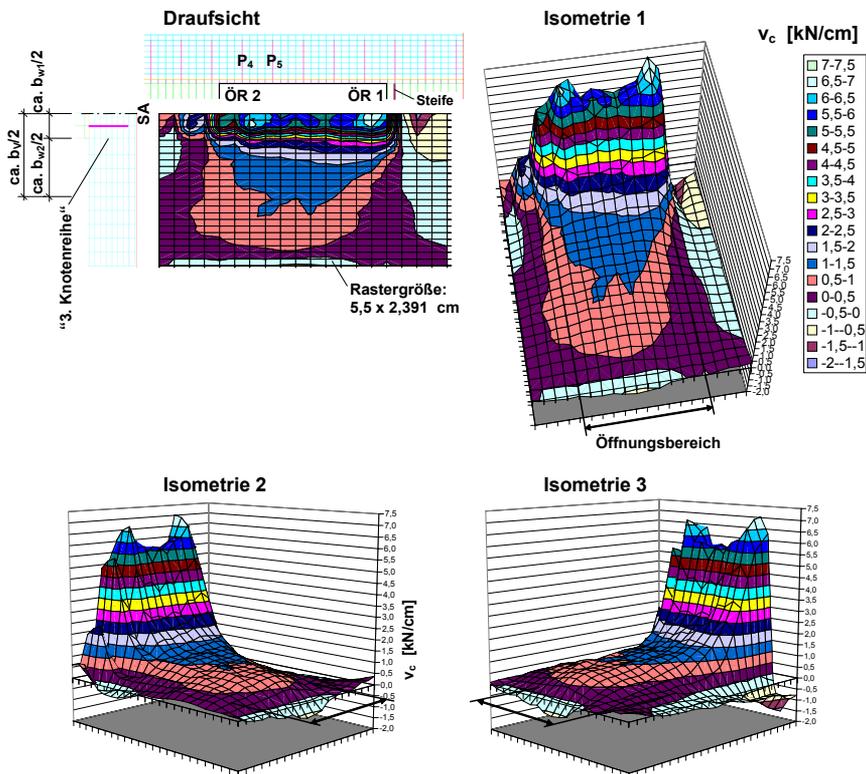


Abb. 5.16: Versuch T1P: Querkraftverteilung über die Betongurtbreite

Im Öffnungsbereich entsteht im Betongurt ein "Querkraftgebirge", das zum einen deutlich macht, dass sich die Querkraft bezüglich der Breite in der unmittelbaren Umgebung der Kopfbolzendübel, mit deren Hilfe auch ein Großteil der Querkraft übertragen wird, konzentriert, und zum anderen, dass an den Öffnungsrändern in Trägerlängsrichtung ein steiler Anstieg der Querkraft im Betongurt erfolgt.

Gut zu erkennen sind die beiden Querkraftmaxima, die beim Einleiten der Querkraft in den Betongurt am Öffnungsrand 2 zwischen den KBD-Paaren 4 und 5 und beim Ausleiten der Querkraft in den Stahlträger am Öffnungsrand 1 in der unmittelbaren

Umgebung der Trägerlängsachse vorhanden sind. Zwischen diesen beiden "Querkraftgipfeln", die zu den ungestörten Trägerbereichen hin stark abfallen, bildet sich ein kleines Tal von dem aus seitlich die Querkraft nicht mehr so stark abfällt und dadurch weiter in die äußeren Plattenbereiche ausstrahlt. Dies zeigt, dass sich die Querkraft zwischen ihrer lokal konzentrierten Ein- und Ausleitung seitlich in den Betongurt ausdehnt.

In Querrichtung wird zwischen den KBD und in der Ebene der KBD der höchste Querkraftanteil übertragen. In der Knotenreihe seitlich der KBD (3. Knotenreihe) beträgt die Querkraft im Mittel nur noch etwa die Hälfte des Maximalwertes und in der vierten Knotenreihe nur noch etwa ein Viertel. Nach außen hin nimmt sie dann kontinuierlich weiter ab.

In Kap. 6.6.2 wird ein Querkraftmodell vorgestellt, das den Verhältnissen entsprechend den Betongurt in zwei Bereiche unterteilt, die sich hinsichtlich der Querkraftabtragung unterscheiden: die Zone 1 mit der Breite b_{w1} in der unmittelbaren Umgebung der KBD, in der ein Querkraftanteil V_1 übertragen wird und die Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung wirken, und die seitlich nach beiden Seiten anschließende Zone 2 ohne Querkraftbewehrung mit der Breite b_{w2} . Die Breite b_{w2} ist eine mittragende Breite, in der der restliche Querkraftanteil $V_{ct,2}$ außerhalb der Zone 1 übertragen wird. Die Breiten b_{w1} und b_{w2} bilden zusammen die so genannte Querkraftbreite b_v . Beide Breiten und der außerhalb gelegene restliche Betongurt deuten sich aufgrund der jeweils übertragenen Querkraft in den Abbildungen 5.15 und 5.16 an.

Das Verhältnis der Querkraft, die durch die drei inneren Knotenreihen des Betongurts übertragen wird und die etwa der Querkraft V_1 entspricht, zur gesamten im Betongurt vorhandenen Querkraft V_c beträgt für die Versuche T6P230 und T1P im Mittel über die Öffnungslänge hinweg mehr als 50%, wobei dieser Anteil beim Versuch T1P nur um etwa 20% größer ist als beim Versuch T6P230 mit einem mehr als doppelt so breiten Betongurt. Damit bewirkt ein erheblich breiterer Betongurt nur unwesentliche Änderungen bezüglich der Querkraftverteilung. Lediglich der breit ausgedehnte violette Bereich, in dem ohnehin nur sehr wenig Querkraft übertragen wird, entfällt weitgehend.

In den Betrachtungen des Kapitels 5.1.1 wurde bisher nur festgestellt, dass über die gesamte Breite gesehen die Querkraft das Vorzeichen wechselt. In den Abbildungen 5.15 und 5.16 wird nun auch deutlich, in welchen Zonen dies stattfindet. Bei der Einleitung der Querkraft in den Betongurt am Öffnungsrand 2 ist diese Zone lokal eng begrenzt, während sich bei der Ausleitung der Querkraft am Öffnungsrand 1 diese Zone bis etwa 50 cm seitlich in den Betongurt hinein ausdehnt, was bei dem Versuch T1P fast der gesamten Betongurtbreite entspricht.

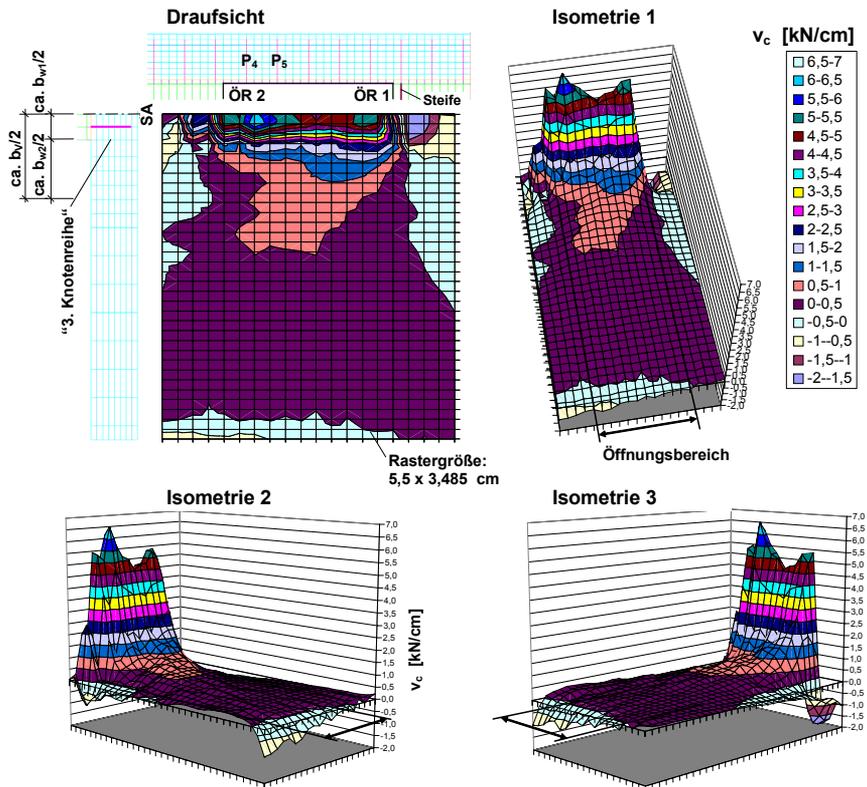


Abb. 5.17: Versuch T1Nbreit: Querkraftverteilung über die Betongurtbreite

In den Abbildungen 5.17 und 5.18 ist am Beispiel des (FE-) Trägers T1Nbreit, der bis auf den 2,30 m breiten Betongurt Versuch T1N entspricht, bzw. des Versuches T1N die Verteilung der Querkraft im Betongurt für den Bereich eines negativen Globalmoments dargestellt. Gegenüber den Versuchen im Bereich eines positiven Globalmoments ergeben sich folgende Abweichungen:

Die Zonen an den Öffnungsrändern 1 und 2, in denen die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt, dehnen sich seitlich weiter in den Betongurt aus. Dies liegt daran, dass, wie in Kap. 5.1.3 bereits erläutert, die Differenz zwischen der Querkraft V_c über der Öffnung und den anschließenden ungestörten Trägerbereichen an beiden Öffnungsrändern 1 und 2 über die gesamte Breite betrachtet größer ist als bei den Versuchen, bei denen die Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments liegt.

Bei den Versuchen mit einer Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments wird im Verhältnis zur gesamten Querkraft V_c des Betongurts noch etwas mehr Querkraft V_1 (etwa 10%) durch die Zone 1 übertragen. Dies liegt daran, dass infolge der Zugkraft im oberen Teilträger die Querkrafttragfähigkeit des auf Querkraft unbewehrten Betongurts vermindert wird, was später auch im Nachweismodell in Kap. 6.6.2 berücksichtigt wird.

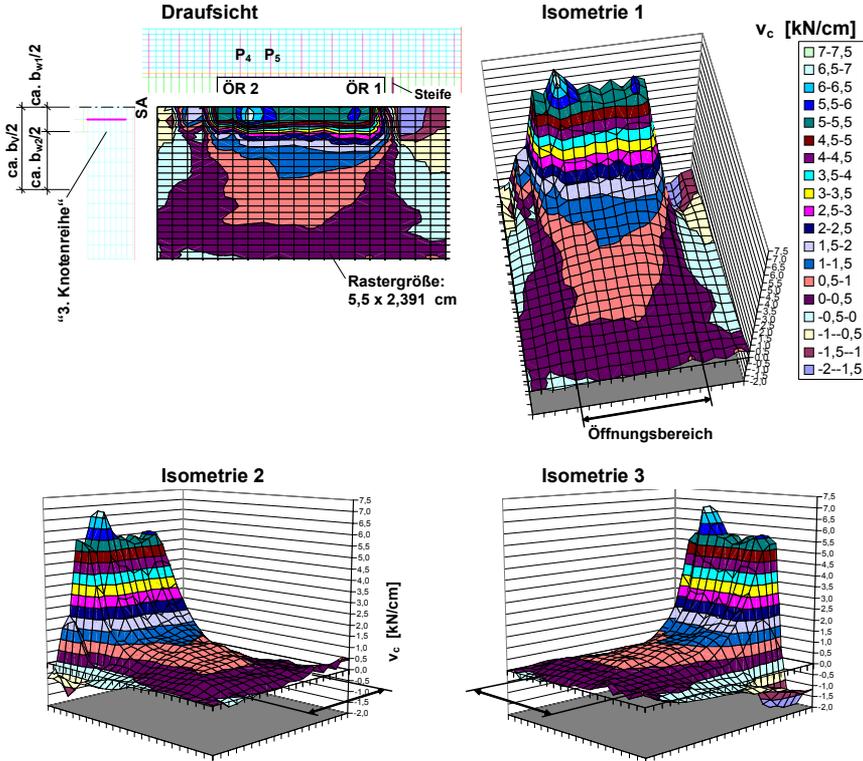


Abb. 5.18: Versuch T1N: Querkraftverteilung über die Betongurtbreite

5.3 Einleitung der zusätzlichen Gurtquerkräfte im Öffnungsbereich durch die Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2

Wie bereits erläutert, wird am Öffnungsrand 2 ein Großteil der Querkraft aus dem Stahlträgersteg über KBD in den Betongurt eingeleitet. Um dies im Experiment zu verfolgen, wurden wie in Kap. 3.10.5 dargestellt an den KBD im Öffnungsbereich Dehnungen gemessen. Über die Querschnittsfläche und den E-Modul der Dübel wurde hieraus die Normalkraft errechnet. Diese wurde dann verdoppelt, um die Zugkraft eines Kopfbolzendübelpaares (KPD-Paares) zu erhalten.

In Abbildung 5.19 sind zur Erläuterung der prinzipiellen Zusammenhänge beispielhaft für Versuch T4P300 die Zugkräfte der KBD-Paare im Öffnungsbereich im Zusammenhang mit der globalen Querkraft V_g aufgetragen. Bei allen anderen Versuchen sind die Verläufe prinzipiell gleich. Die so aufbereiteten Dübelzugkräfte für alle Versuche sind in elektronischer Form in **Ramm 2006** zu finden.

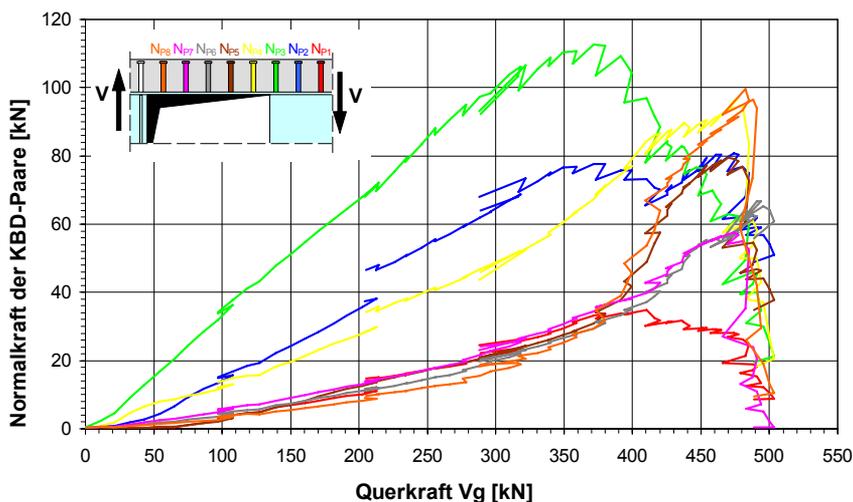


Abb. 5.19: Zugkraft der KBD-Paare im Öffnungsbereich beim Versuch T4P300

In Abbildung 5.20 sind noch einmal nur die Zugkräfte N_{P1} , N_{P2} und N_{P3} der drei KBD-Paare vor der Öffnung und N_{P4} des ersten Kopfbolzendübelpaares über der Öffnung aufgetragen, denn auch dieses beteiligt sich, wie sich noch zeigen wird, an der Einleitung der Querkraft in den Betongurt. Des Weiteren ist die Summe $S_3 = N_{P1} + N_{P2} + N_{P3}$ der Zugkräfte in den drei KBD-Paaren vor der Öffnung, die Summe $S_4 = N_{P1} + N_{P2} + N_{P3} + N_{P4}$ der Zugkräfte in vier KBD-Paaren und die Summe $S_2 = N_{P2} + N_{P3} + N_{P4}$ dargestellt. Die Summe S_4 ist, wie später noch genauer erläutert wird, der obere Grenzwert der durch die KBD vom Stahlträger in den Betongurt eingeleiteten Querkraft und die Summe S_3 der untere Grenzwert. Die Summe S_2 , die dazwischen liegt, wird später bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit am Öffnungsrand 2 benötigt (Kap 6.6.3).

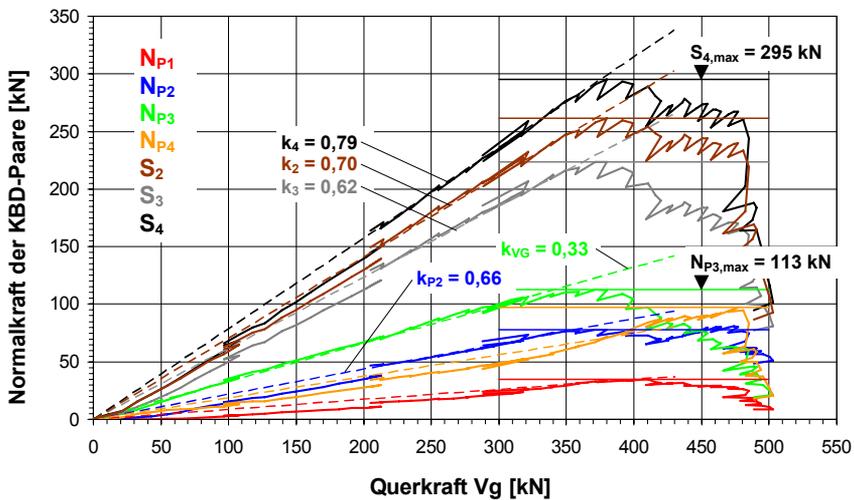


Abb. 5.20: Zugkräfte der KBD-Paare am Öffnungsrand 2 und deren Summen beim Versuch T4P300

Außerdem ist jeweils der Maximalwert der Zugkraft der KBD-Paare $N_{P_i,max}$ und der Maximalwert der Summen S_2 bis S_4 $S_{2,max}$, bis $S_{4,max}$ durch eine horizontale Linie dargestellt.

Der Verlauf der einzelnen Dübelzugkräfte N_{P1} bis N_{P4} lässt sich prinzipiell in drei Bereiche unterteilen: im ersten Bereich verlaufen die Dübelzugkräfte nahezu linear, d.h. sie sind direkt proportional zur aufgebrachtten Gesamtquerkraft V_g . Die Abweichungen kommen dadurch zu Stande, dass ein Teil der am Dübelfuß eingeleiteten Kraft durch den Dübelschaft über Reibung an den umgebenden Beton abgegeben wird und somit nicht vollständig unter dem Dübelkopf ankommt, wo die Dehnungen gemessen wurden (siehe Kap. 8).

Dann erreichen die Zugkräfte ihr Maximum, wobei dies bei den einzelnen KBD-Paaren bei einer unterschiedlichen Gesamtquerkraft sein kann. Zum Beispiel erreicht die Zugkraft im Dübel paar 3 N_{P3} früher ihr Maximum als die Zugkraft im Dübel paar 4 N_{P4} . Dies hängt mit der Rissbildung beim Beginn des Ausreißen im Inneren des Betongurts zusammen. Dadurch kommt es zu kleineren Umlagerungen der Zugkräfte zwischen den einzelnen KBD-Paaren, was sich aber nur unwesentlich auf die einzelnen Summen der Zugkräfte und damit auf die eingeleitete Querkraft auswirkt.

Im dritten Bereich fallen dann in der Regel die Zugkräfte mehr oder weniger stark ab, bevor im Versuch endgültig die Traglast erreicht wird. Mit dem Abfall der Zugkräfte und damit auch der Summe S_4 beginnt das Ausreißen der KBD. Von da an ist eine weitere Laststeigerung nur noch dadurch möglich, dass der zugehörige Teil der Querkraft direkt von der Lasteinleitungsplatte aus über die äußeren Plattenbereiche bis zum Öffnungsrand 1 übertragen wird. Dies kann allerdings nur geschehen, wenn zwei Voraussetzungen erfüllt sind: zum einen, und dies war bei dem Versuchsaufbau der Fall, muss die Last nicht allzu weit entfernt von der Öffnung auf

den Betongurt wirken und zum anderen muss neben dem sich ausbildenden Ausbruchkegel noch ein genügend breiter intakter Betongurt verbleiben, durch den die Querkraft übertragen werden kann.

Im realen Bauteil wird in der Regel die Last, die die Querkraft erzeugt, die durch den Öffnungsbereich übertragen werden muss, nicht konzentriert in der unmittelbaren Umgebung der Öffnung angreifen. Deshalb wird auch die weitere Laststeigerung in Kap. 6.5.3 bei der Überprüfung des vorgeschlagenen Nachweises für das Ausreißen der KBD am Öffnungsrand 2 nicht berücksichtigt. Allerdings könnte es auch sein, dass, wenn die Last nicht konzentriert in der Umgebung der Nähe eingeleitet wird, mit dem Beginn des Ausreisens der KBD-Paare 2, 3 und 4 in der unmittelbaren Umgebung des Öffnungsrandes 2 eine stärkere Umlagerung der Zugkräfte in das KBD-Paar 1 und die davor liegenden KBD-Paare (oder KBD) erfolgen wird.

Der dritte Bereich, in dem die Zugkräfte der KBD-Paare abfallen, gibt es allerdings bei einigen Versuchen, bei denen Querkraftversagen eintrat (siehe Kap. 5.5.2), nicht. Dies liegt einfach daran, dass die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts erschöpft ist. Hier enden die Dübelzugkräfte im ersten Bereich, d.h. bis zum Erreichen der Traglast steigen sie proportional zur Gesamtquerkraft V_g an (Abbildung 5.31). Gleiches gilt dann auch für die Summen S_2 bis S_4 .

Beim Versuch T6PSB, der durch Dübelleisten verstärkt war, die das Ausreißen der KBD verhinderten, und bei dem schließlich Durchstanzen eintrat, fallen die Zugkräfte der KBD-Paare ebenfalls nicht ab.

Für den Bereich, in dem die Dübelzugkräfte linear zur aufgebrachtten Querkraft verlaufen, werden sie zur weiteren Auswertung jeweils durch eine Gerade angenähert (gestrichelte Linien durch den Ursprung). Die Zugkraft N_{P3} , die am größten ist, wird als Basis festgelegt. Die Größen der anderen Dübelzugkräfte N_{P1} , N_{P2} und N_{P4} werden darauf bezogen und ergeben sich somit als Bruchteile von N_{P3} , die als k_{P1} , k_{P2} bzw. k_{P4} bezeichnet werden. Der Wert von k_{P2} ist beispielhaft in Abbildung 5.20 an der entsprechenden Geraden angetragen. So beträgt bei diesem Versuch die Zugkraft des KBD-Paares 2 N_{P2} im linearen Bereich im Mittel 66% von N_{P3} . Für das KBD-Paar 3 ist das Verhältnis von dessen Zugkraft zur Gesamtquerkraft k_{VG} angegeben. In diesem Beispiel wird durch das KBD-Paar 3 33% der Gesamtquerkraft V_g in den Betongurt eingeleitet.

Des Weiteren ist der Anteil der drei Summen S_2 bis S_4 an der Gesamtquerkraft V_g angetragen. Diese Anteile werden mit k_2 , k_3 bzw. k_4 bezeichnet. So wurden zum Beispiel beim Versuch T4P300 durch alle vier Kopfbolzendübelpaare (S_4) 79% der Gesamtquerkraft in den Betongurt übertragen.

In Tabelle 5.1 sind für alle Versuche jeweils die maximalen Zugkräfte $N_{Pi,max}$ der KBD-Paare 1 bis 4 und die Maximalwerte der Summen $S_{2,max}$, $S_{3,max}$ und $S_{4,max}$ zusammengestellt. Außerdem sind die Verhältnisse k_{P1} , k_{P2} und k_{P4} der Zugkräfte N_{P1} , N_{P2} und N_{P4} zu N_{P3} sowie die Verhältnisse k_2 bis k_4 der Summen der Dübelzugkräfte S_2 bis S_4 zur Gesamtquerkraft aufgeführt. Des Weiteren ist das Verhältnis k_{VG} der Zugkraft des KBD-Paares 3 zur Gesamtquerkraft aufgelistet.

Zusätzlich ist noch die Querkraft $V_{g,Smax}$, bei der die Maximalwerte $S_{i,max}$ der Summen erreicht wurden, angegeben. Aus $V_{g,Smax}$ und der Gesamtquerkraft $V_{g,u,exp}$ im Öffnungsbereich wird das Verhältnis k_{max} gebildet, das Aufschluss darüber gibt, wie weit die Querkraft aus den beschriebenen Gründen noch gesteigert werden konnte, nachdem das Ausreißen der KBD begann. Ist $k_{max} = 1$ fallen die Dübelzugkräfte nicht ab.

$$k_{max} = V_{g,Smax} / V_{g,u,exp} \quad (5.4)$$

Da bei dem Versuch T2POD über der Öffnung keine KBD vorhanden waren, entfallen die entsprechenden Werte. Bei den Versuchen T0N und T1N konnte wegen defekter DMS die Zugkraft für das KBD-Paar 1 bzw. für die KBD-Paare 1 und 2 nicht ermittelt werden.

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
Versuch	$N_{P1,max}$ [kN]	$N_{P2,max}$ [kN]	$N_{P3,max}$ [kN]	$N_{P4,max}$ [kN]	$S_{Z,max}$ [kN]	$S_{J,max}$ [kN]	$S_{M,max}$ [kN]	$S_{M,max}$ [kN]	k_{P1} [-]	k_{P2} [-]	k_{VG} [-]	k_{P4} [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]	$V_{g,usop}$ [kN]	$V_{g,s,max}$ [kN]	$k_{r,max}$ [kN]
T0P	38	99	123	89	308	258	347	88	0,30	0,77	0,33	0,71	0,82	0,69	0,92	398	375	0,94
T1P	31	65	110	76	249	206	280	70	0,24	0,59	0,38	0,58	0,81	0,68	0,89	338	310	0,92
T2P55	39	95	171	104	369	304	408	82	0,22	0,55	0,51	0,61	1,10	0,91	1,22	345	345	1,00
T2POD	28	61	141	—	201	229	—	—	0,18	0,42	0,64	—	0,90	1,02	—	230	230	1,00
T3PSB	82	151	145	137	426	362	497	92	0,37	0,81	0,42	0,74	1,00	0,82	1,13	505	435	0,86
T3PPB	23	68	139	106	270	214	281	83	0,06	0,45	0,66	0,46	1,24	0,98	1,28	263	220	0,84
T4P104	37	105	105	97	291	229	326	63	0,29	0,68	0,39	0,77	0,92	0,73	1,03	413	315	0,76
T4P300	35	78	113	97	261	224	295	71	0,26	0,66	0,33	0,57	0,70	0,62	0,79	505	375	0,74
T5P21	59	97	108	73	259	243	313	86	0,46	0,67	0,24	0,58	0,54	0,51	0,65	604	480	0,79
T6P230	40	97	144	129	368	281	408	95	0,29	0,68	0,37	0,73	0,88	0,72	0,98	454	410	0,90
T6PSB	75	127	146	124	388	344	458	88	0,39	0,71	0,32	0,64	0,73	0,65	0,85	565	535	0,95
T7PRS	21	61	132	85	269	206	289	64	0,20	0,52	0,26	0,73	0,59	0,45	0,64	505	460	0,91
MW ¹⁾	42	92	131	102	305	258	355	80	0,27	0,63	0,40	0,65	0,85	0,73	0,94	—	—	—
T0NU	57	106	106	106	310	253	359	92	0,35	0,76	0,35	0,83	0,88	0,71	1,00	400	355	0,89
T1NU	37	80	90	98	262	204	299	69	0,37	0,85	0,34	0,73	0,89	0,76	1,02	336	290	0,86
MW ²⁾	47	93	98	102	286	229	329	80	0,36	0,81	0,35	0,78	0,88	0,74	1,01	—	—	—
T0N	—	116	145	140	401	—	—	123	—	0,59	0,48	0,64	1,12	—	—	340	340	1,00
T1N	—	—	120	107	—	—	—	95	—	—	0,45	0,70	—	—	—	303	303	1,00
T2N55	52	105	141	111	355	296	407	86	0,32	0,66	0,50	0,65	1,16	0,99	1,32	303	303	1,00
T3NSB	124	182	160	101	427	442	537	90	0,53	0,86	0,50	0,50	1,09	1,11	1,36	403	395	0,98
T4N104	72	114	107	75	274	258	327	60	0,43	0,78	0,54	0,55	1,20	1,14	1,44	295	230	0,78
T5N21	72	103	97	113	275	255	341	89	0,53	0,90	0,30	0,73	0,75	0,71	0,91	464	370	0,80
T7NRS	40	98	99	116	293	215	331	80	0,29	0,72	0,29	0,95	0,78	0,57	0,86	446	380	0,85
MW ³⁾	72	120	124	109	338	293	389	89	0,42	0,75	0,44	0,67	1,02	0,90	1,18	—	—	—
MW ⁴⁾	54	102	118	104	309	260	357	83	0,35	0,73	0,40	0,70	0,92	0,79	1,04	—	—	—

Bemerkungen: ¹⁾ pos. Momentenbereich; ²⁾ Momentennullpunkt; ³⁾ neg. Momentenbereich; ⁴⁾ alle Versuche

Tab. 5.1: Maximalwerte der Zugkräfte der KBD-Paare und der Summen sowie Verhältnisswerte

Bezüglich der Dübelzugkräfte und der Verhältniswerte lässt sich folgendes feststellen:

- Die Zugkräfte in den einzelnen KBD-Paaren sind unterschiedlich groß. Im Dübelpaar P_3 direkt vor der Öffnung ist die Zugkraft mit einem mittleren Maximalwert von 118 kN am größten. Die Maximalwerte der Zugkraft des Dübelpaares P_2 und die des Dübelpaares P_4 liegen mit im Mittel 102 bzw. 104 kN nur wenig darunter. Das KBD-Paar 1 nimmt nur etwa die Hälfte davon auf. Die höchste von einem KBD-Paar eingeleitete Zugkraft beträgt 182 kN (N_{P2}). Sie wurde im Versuch T3NSB erreicht, bei dem der Betongurt durch Dübelleisten verstärkt war. Generell ist festzustellen, dass die höchsten Zugkräfte übertragen werden konnten, wenn der Betongurt, wie in den Versuchen T3PSB, T3NSB und T6PSB, durch Dübelleisten verstärkt war (siehe hierzu Kap. 5.6).
- Im Gegensatz zu den Maximalwerten weisen die Zugkräfte der KBD-Paare anfänglich, wenn sie nahezu linear verlaufen, größere Unterschiede auf. So werden durch die KBD-Paare 2 und 4 nur etwa 73 bzw. 70% der Zugkraft von N_{P3} übertragen und durch das KBD-Paar 1 nur 35%. Diese Aufteilung der gesamten eingeleiteten Querkraft auf die Dübelpaare P_1 , P_2 , P_3 und P_4 im Verhältnis von etwa $2/3 : 1 : 2/3 : 1/3$ lässt sich anhand der typischen Verformungsfigur in Abbildung 5.21 nachvollziehen.

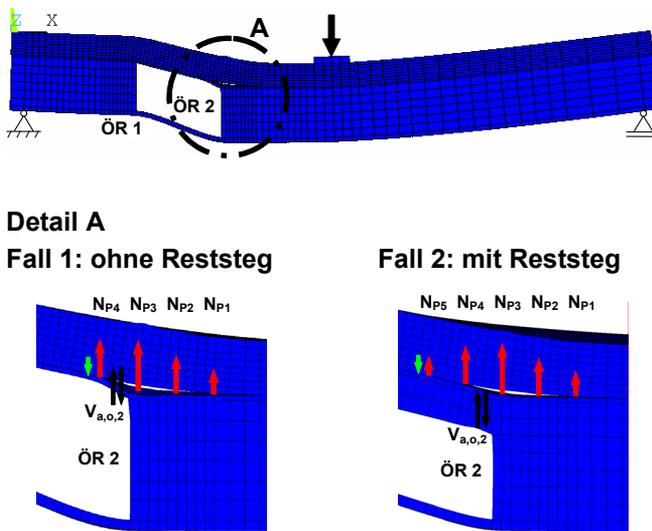


Abb. 5.21: Typische Verformungsfigur eines Trägers im positiven Momentenbereich

Durch die stark überhöhte Darstellung der Verformungen wird der Spalt in der Verbundfuge deutlich erkennbar. Er ist am Öffnungsrand 2 (ÖR 2) am größten und schließt sich zu beiden Seiten hin wieder. Das KBD-Paar 3 liegt vom ungestörten Träger her am nächsten am Öffnungsrand 2. Dadurch nimmt es die größte Zugkraft auf und erfährt deshalb relativ zum Betongurt die größte vertikale

Verschiebung. Die KBD-Paare 2 und 1 liegen weiter vom Öffnungsrand entfernt, wodurch ihre vertikale Verschiebung (relativ zum Betongurt) geringer ist. Zur Last hin, oder bei einer Gleichstreckenlast zur Trägermitte hin, nehmen dann die Zugkräfte entsprechend der Spaltgröße ab, bis schließlich die Fuge überdrückt ist.

- Die verhältnismäßig hohe Zugkraft im ersten Dübelpaar über der Öffnung N_{P4} kommt daher, dass sich dieses Dübelpaar ebenfalls am Hochhängen der Querkraft aus dem Stahlträger in den Betongurt beteiligt (Abbildung 5.21). Über Biegung im oberen Flansch wird vom Öffnungsrand 2 bis zum Dübelpaar P_4 ein Querkraftanteil $V_{a,0,2}$ weitergeleitet und dort als Teil der Dübelzugkraft N_{P4} in den Betongurt abgegeben. Der andere Teil von N_{P4} resultiert daraus, dass sich der Flansch infolge der Biegung in Längsrichtung hinter dem KBD-Paar 4 an den Betongurt andrückt, wodurch in der Verbundfuge eine Druckkraft übertragen wird (grüne Pfeile), welche noch zusätzlich durch das KBD-Paar 4 wieder hoch gehängt werden muss (Abbildung 5.21, Fall 1). Die Summe S_4 überschätzt damit leicht die durch die KBD vom Stahlträger in den Betongurt eingeleitete Querkraft und bildet somit eine Obergrenze.

Ist aber noch ein Reststeg vorhanden und dadurch der obere Stahlträgerrest entsprechend steif (Abbildung 5.21, Fall 2), kann es vorkommen, dass der Spalt in der Verbundfuge auch noch bis zum Dübelpaar P_5 klafft, was dann zur Folge hat, dass sich der Flansch erst hinter dem Dübelpaar P_5 an den Betongurt anlegt und erst dort Druckkräfte (grüne Pfeile) übertragen werden. In diesem Fall wird durch die Zugkraft im Dübelpaar 4 N_{P4} ausschließlich Querkraft vom Stahlträgerrest in den Betongurt eingeleitet und für das KBD-Paar 5 gilt jetzt, was im Fall 1 (Abbildung 5.21) für das KBD-Paar 4 galt.

- Die einzelnen Summen der Zugkräfte S_2 bis S_4 steigen entsprechend der Einzelzugkräfte ebenfalls fast linear an. Das Verhältnis der Summe S_4 , die den Betrag der am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleiteten Querkraft leicht überschätzt, zur Gesamtquerkraft, beträgt zwischen 64% bei dem Versuch mit Reststeg im positiven Momentenbereich (T7PRS) und 144%, beim Versuch mit großer Öffnungslänge im negativen Momentenbereich (T4N104). Dies spiegelt genau die in Kap. 5.1 gemachten Beobachtungen bezüglich des Einflusses einzelner Parameter auf den Verlauf der Querkraft V_c des Betongurts wieder und untermauert die Tatsache, dass diese Querkraft im Betongurt im Bereich des Öffnungsrandes 2 einen Nulldurchgang hat. Dies ist der Fall, wenn die Summe S_4 der experimentell ermittelten Dübelzugkräfte über 100% der Gesamtquerkraft V_g beträgt (Verhältnis $k_4 > 1$), wobei bei dieser Betrachtung sogar eigentlich noch der geringe Anteil der durch den unteren Teilträger übertragenen Querkraft V_u von der Gesamtquerkraft V_g subtrahiert werden müsste.

So ist zum Beispiel das Verhältnis k_4 bei den beiden Versuchen T2P55 und T2N55 mit schmalen Betongurt und mit entsprechend geringer Steifigkeit des Betongurts mit 1,22 bzw. 1,32 sehr groß und bei den Versuchen T5P21 und T5N21 mit hohem und breitem Betongurt mit 0,65 und 0,91 entsprechend gering.

Bei den Versuchen T4P104 und T4N104 mit großer Öffnungslänge ist das Verhältnis mit 1,03 bzw. 1,44 entsprechend den Ausführungen über den Einfluss der Öffnungslänge in Kap. 5.1 groß.

Die geschilderte Verteilung der Dübelzugkräfte kann sich allerdings nur einstellen, wenn die Verbundfuge wie in den Versuchen von Belastungsbeginn an über die ganze Flanschbreite klafft. Ansonsten würden sich infolge der Flanschbiegung in Querrichtung dessen Ränder auf den Betongurt abstützen, und die Dübel müssten zusätzliche Zugkräfte aufnehmen.

Der sich gleich am Anfang einstellende Anteil des Klaffens der Verbundfuge kommt dadurch zu Stande, da sich beim Betonieren der Frischbeton unterhalb des Dübelkopfes etwas absetzt. Dies kann nur bei entsprechender Betonierlage des Bauteils geschehen. Durch das Absetzen des Betons wird zur Herstellung einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen der Unterseite des Dübelkopfes und des Betons ein gewisser Schlupf notwendig. Er lässt sich an den im Bauteilversuch gemessenen Wegen ablesen. In Abbildung 5.22 ist die gemessene Relativverschiebung, d.h. die Größe des Spaltes zwischen Flanschaußenkante und Betongurt, im Zusammenhang mit der Zugkraft des KBD-Paares 3 aufgetragen.

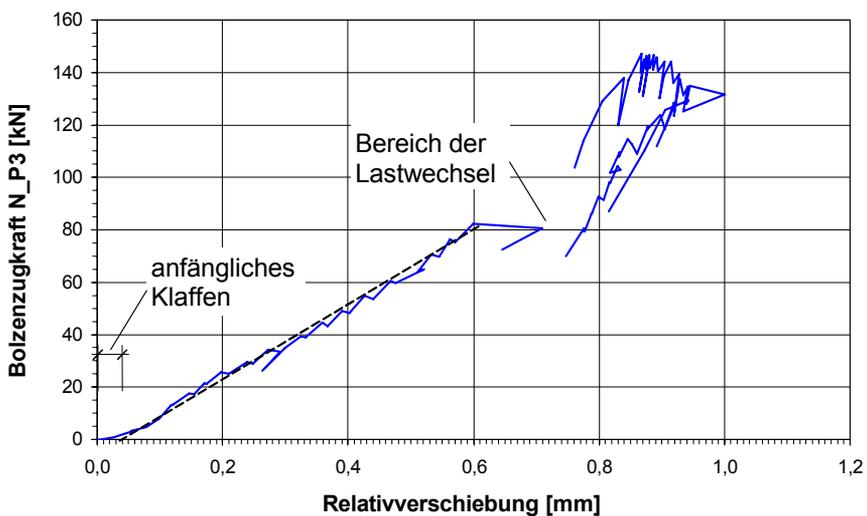


Abb. 5.22: Vertikale Relativverschiebung (Spalt) der Verbundfuge bei Versuch T6P230

Der gemessene Weg enthält neben dem Schlupf auch noch die Dehnung des Kopfbolzendübelns und die Stauchung des Betons. Die Spaltgröße steigt, nach dem sich ein Anfangsschlupf eingestellt hat, linear an. Infolge der Lastwechsel und des beginnenden Ausreißens des Dübels aus dem Betongurt tritt gegen Ende der Belastung der unetelige Verlauf ein. Der Spalt verhindert, dass sich die Flanschränder an den Betongurt andrücken und sich dadurch die Dübelzugkräfte erhöhen. Somit übertragen die Dübel nur die Kraft vom Stahlträger in den Beton.

In Abbildung 5.24 sind die Zugkräfte N_{P5} bis N_{P8} der KBD-Paare 5 bis 8 des Versuchs T1P dargestellt. Außerdem ist deren Mittelwert S_M aufgetragen. Für alle anderen Versuche ergeben sich prinzipiell gleiche Verläufe.

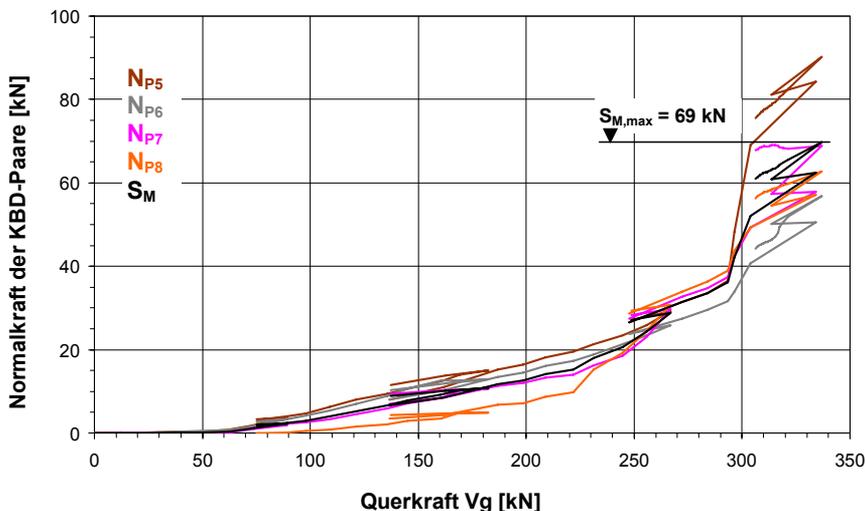


Abb. 5.24: Zugkräfte der KBD-Paare über der Öffnung und deren Mittelwert beim Versuch T1P

Der Verlauf der Dübelzugkräfte kann hier in zwei Bereiche unterteilt werden: Im ersten Bereich von 0 bis etwa 70 kN nehmen diese Dübelpaare im Gegensatz zu den anderen vier (N_{P1} bis N_{P4}) nahezu keine Zugkräfte auf. Erst dann, im zweiten Bereich, steigen sie zunächst leicht und dann stärker an. Hieraus lässt sich ableiten, dass sich ab dieser Querkraft im Trägerinneren über der Öffnung erste schräg verlaufende Schubrisse zwischen den KBD ausbilden und der Schubzustand 2 erreicht wird.

Der Anstieg der Dübelzugkräfte erfolgt anders als bei den Kopfbolzendübeln vor der Öffnung nicht linear, sondern gekrümmt. Dies liegt vermutlich an der Reibung zwischen den KBD und dem umgebenden Beton (siehe Kap. 8). In der FE-Berechnung, in denen eine solche Reibung nicht abgebildet wurde, steigen die Zugkräfte fast linear an.

Somit lässt sich, anders als bei den Kopfbolzendübelpaaren 1 bis 4, aus den Versuchen kein konstantes Verhältnis der Zugkraft dieser KBD zur Gesamtquerkraft ermitteln und durch einen entsprechenden Prozentsatz ausdrücken.

Um die im Versuch ermittelten Dübelzugkräfte mit denen nach dem Ingenieurmodell in Kap. 6.6.2, Tabelle 6.1 ermittelten Dübelzugkräften $N_{D,calc}$ zu vergleichen, wird der Mittelwert S_M der Zugkräfte N_{P5} bis N_{P8} bestimmt:

$$S_M = (N_{P5} + N_{P6} + N_{P7} + N_{P8}) / 4 \quad (5.5)$$

Die Maximalwerte $S_{M,max}$ der einzelnen Versuche sind in der Spalte 8 der Tabelle 5.1 aufgelistet. Sie treten in der Regel beim Erreichen der Traglast auf und liegen im Mittel bei 83 kN. Wie in Kap. 6.6.2 noch näher erläutert wird, sind sie bei den Versuchen im Bereich eines negativen Globalmoments mit im Mittel 89 kN größer als im Bereich eines positiven Globalmoments mit 80 kN. Dies liegt daran, dass im Bereich eines negativen Globalmoments der obere Teilträger gezogen wird und durch die Zugspannungen die Druckstreben im Betongurt steiler verlaufen. Dadurch überstreicht eine Druckstrebe eine geringere Anzahl von KBD-Paaren, was zur Folge hat, dass deren Zugkräfte entsprechend größer sein müssen.

5.5 Versagensarten

5.5.1 Vorbemerkung

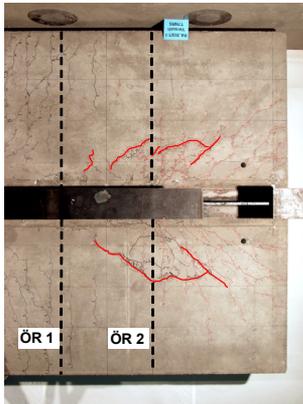
Bei den Versuchen traten vier unterschiedliche Versagensarten auf: Ausreißen der KBD aus dem Betongurt am Öffnungsrand 2, Querkraftversagen über der Öffnung, Durchstanzen am Öffnungsrand 1 und bei dem Versuch mit profiliertem Betongurt Abbrechen der Rippen.

Als Versagensart wird der Vorgang benannt, der letztendlich die Traglast begrenzte. Die Versagensarten sind durch typische Versagensbilder gekennzeichnet, die sich beim Erreichen der Traglast an den Betonoberflächen anhand von Rissen erkennen lassen. Allerdings haben diese Risse ihren Ursprung meist im Inneren des Betongurts, von wo sie sich allmählich bis zur Betonoberfläche fortpflanzen. Dadurch lässt sich der genaue Versagenshergang nur zum Teil direkt außen am Versuchsträger ablesen. Zur genauen Analyse werden deshalb zusätzlich noch die Zugkräfte in den KBD betrachtet, denn sie geben Aufschluss über den Lastabtrag. Weiterhin ist das nachträgliche Aufsägen des Betongurts hilfreich, da im Innern die Risse z. T. anders verlaufen als an der Oberfläche.

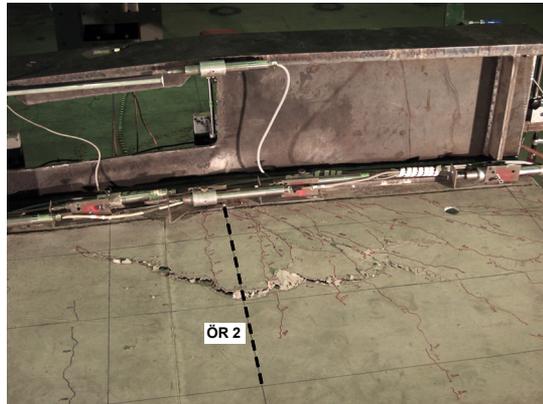
Im Folgenden werden die einzelnen Versagensarten und deren Besonderheiten näher erläutert.

5.5.2 Ausreißen der Dübel vor der Öffnung aus dem Betongurt

Am Öffnungsrand 2 der Öffnung wird, wie bereits mehrfach ausgeführt, die Querkraft aus dem Stahlträgersteg über Kopfbolzendübel in den Betongurt hochgehängt. Hieran beteiligen sich vor allem drei Kopfbolzendübelpaare (P_2 , P_3 und P_4), was zur Folge hat, dass die Kräfte konzentriert in einen kleinen Bereich des Betongurts eingeleitet werden. Diese Dübel reißen dann nach Überschreiten einer maximal aufnehmbaren Zugkraft mit einem zur Öffnung hin ausgebildeten Ausbruchkegel aus dem restlichen Betongurt aus.



A: Draufsicht auf die Betongurtunterseite



B: Schräge Seitenansicht der Betongurtunterseite, die bei diesem Versuch wegen des negativen Globalmoments nach oben zeigt (siehe Bild 3-4)

Abb. 5.25: Versuch T7NRS: Versagensbild beim Ausreißen der KBD

In Bild 5.25 ist dieses für das Ausreißen typische Versagensbild zu erkennen. Dieses Versagensbild wird durch den Ausbruchkegel an der Betongurtunterseite bestimmt (Foto B), der sich in der Draufsicht halbkreisförmig um den Öffnungsrand 2 abzeichnet (rot nachgezogene Risse in Bild 5.25, A).

In Bild 5.26 ist der Verlauf des Ausbruchkegels des Versuchs T1N im Trägerinnern nach dem Heraussägen eines Teils des Betongurtes zu erkennen (rot nachgezogene Risse).

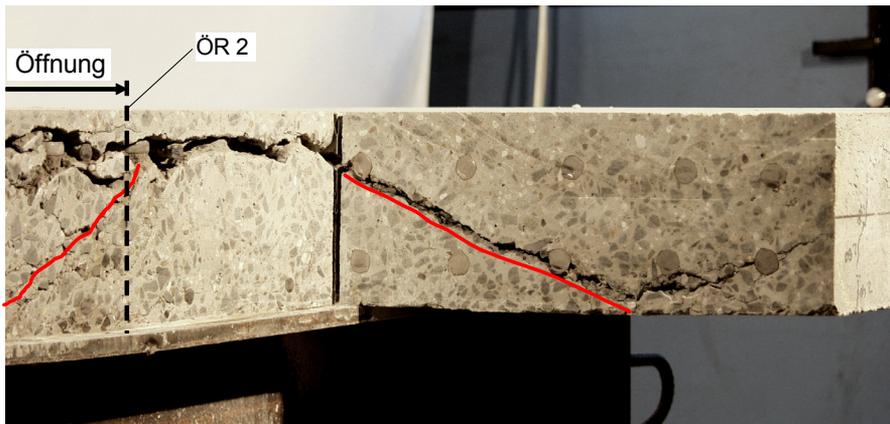


Abb. 5.26: Geometrie des Ausbruchkegels bei Versuch T1N

Die Form und die Lage des Ausbruchkegels sind in Bild 5.27 skizziert. Der Ausbruchkegel ist nur zur Hälfte und zwar zur Öffnung hin ausgeprägt.

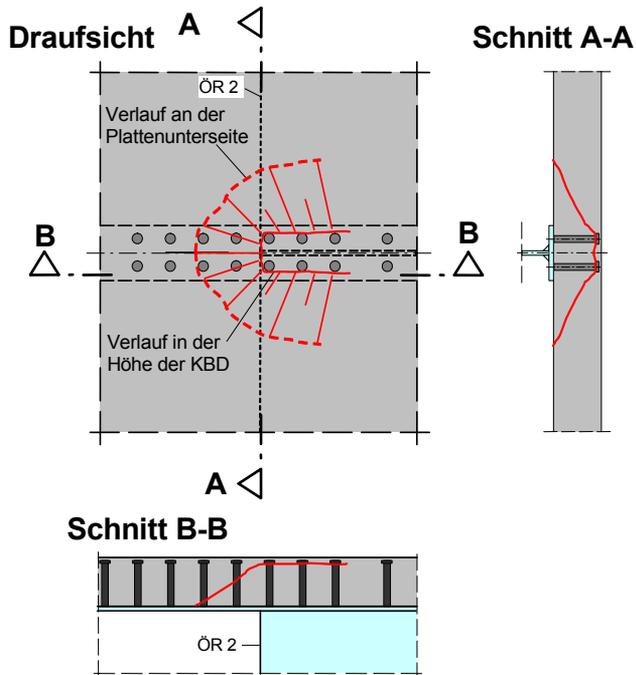


Abb. 5.27: Form und Lage des Ausbruchkegels

Der an der Oberfläche der Betongurtunterseite deutlich sichtbare Ausbruchkegel stellt sich erst kurz vor Erreichen der Traglast ein. Anhand der Zugkräfte der Kopfbolzendübel ist es aber möglich, den Ausreißvorgang, dessen Ursprung im Trägerinneren liegt, von Beginn an zu verfolgen.

In Bild 5.28 sind für Versuch T4P300 noch einmal die Zugkräfte der Kopfbolzendübelpaare N_{P1} bis N_{P4} und die drei Summen S_2 bis S_4 über der Gesamtquerkraft V_g aufgetragen. Außerdem sind die maximal durch das KBD-Paar 3 einleitbare Zugkraft $N_{P3,max}$ und der Maximalwert $S_{4,max}$ der Summe S_4 eingetragen. Des Weiteren sind die Verhältnisse einzelner Dübelzugkräfte und der Summen zur Gesamtquerkraft angegeben.

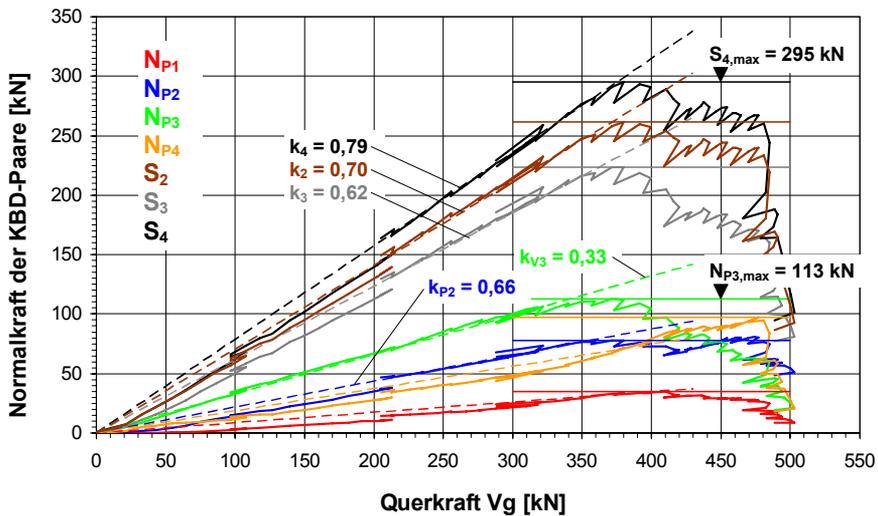


Abb. 5.28: Zugkraft der KBD-Paare am Öffnungsrand 2 und deren Summen beim Versuch T4P300

Die Zugkräfte und die Summen sind, wie bereits erwähnt, anfänglich direkt proportional zur aufgebrachtten Querkraft. Die Abweichungen unterhalb der Querkraft von 215 kN resultieren aus der Reibung zwischen Bolzenschaft und umgebendem Beton. Ab einer Querkraft von 370 kN steigt die Zugkraft im KBD-Paar 3 nicht mehr in gleichem Maße an wie die Querkraft. Die Kurve wird flacher und fällt schließlich ab. Dann steigt auch die Zugkraft im KBD-Paar 2 nicht mehr weiter an und die Summe S_3 der drei KBD-Paare vor der Öffnung nimmt ab. Dies bedeutet, dass diese KBD-Paare ihre Zugkraft nicht mehr an den Betongurt abgeben können. Dies hat folgende Ursache: zuerst entstehen schräge Schubrisse zwischen den KBD-Paaren, wodurch sich die Fachwerkwirkung zur Querkraftabtragung durch die KBD einstellt. Die durch die drei KBD-Paare eingeleitete Zugkraft wird aber zu einem großen Teil auch an die äußeren Plattenbereiche abgegeben. Mit steigender Last weitet sich der vom KBD-Paar 3 ausgehende schräge Schubriss nach außen in den Betongurt aus und behindert dadurch die Abgabe der Querkraft in die äußeren Plattenbereiche. Ab einer im Versuch angefahrenen Last von 1000 kN, was bei diesem Versuch einer Gesamtquerkraft im Öffnungsbereich von 429 kN entspricht, da hier die Last nicht in Feldmitte steht, deutet sich dieser Riss an der Betongurtunterseite an. Bei einer Last von 1090 kN hat er sich fast vollständig entwickelt. In Abbildung 5.29 sind diese Risse auf dem Foto A zu erkennen (rot nachgezogene Risse). Auf Foto B ist der bei Versuchende dann vollständig ausgebildete Ausbruchkegel zu erkennen. (Die Risse wurden im Versuch immer mit der angefahrenen Laststufe markiert, also z.B. mit "1000", "1090" usw.)

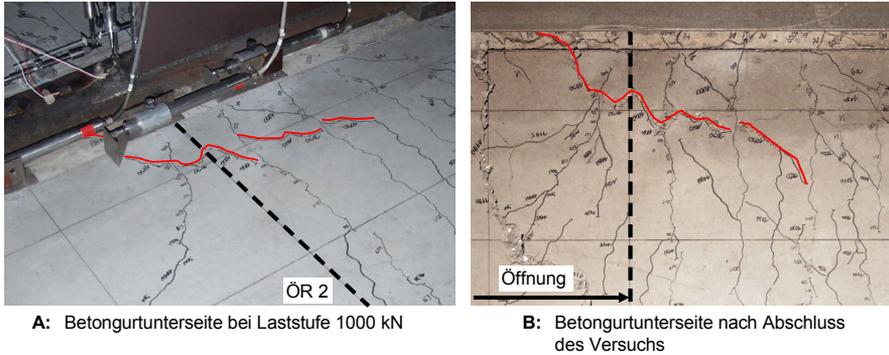


Abb. 5.29: Rissbilder des Versuchs T4P300

Mit dem Abfall der Summe S_4 beginnt das Ausreißen der KBD vor der Öffnung. Von da an ist eine weitere Laststeigerung nur noch dadurch möglich, dass der zugehörige Teil der Querkraft direkt von der Lasteinleitungsplatte aus über die äußeren Plattenbereich bis zum Öffnungsrand 1 übertragen wird. Dies kann sich nur einstellen, wenn neben dem sich ausbildenden Ausbruchkegel noch ein genügend breiter intakter Betongurt verbleibt, durch den die Querkraft übertragen werden kann (siehe Kap. 5.3)

Während die Zugkräfte in den KBD-Paaren 1 bis 3 und ihre Summe S_3 abnehmen, nimmt die Zugkraft des KBD-Paares 4 weiterhin konstant zu. Das KBD-Paar 4 kann aber das Abfallen der Zugkräfte in den anderen drei KBD-Paaren nicht kompensieren, und in der Summe S_4 nimmt auch die durch die 4 KBD-Paare 1 bis 4 eingeleitete Querkraft ab. Somit findet, wenn überhaupt, nur eine sehr begrenzte Umlagerung der Dübelzugkräfte der 4 KBD-Paare untereinander statt.

Zu einem Ausreißen kam es bei den Versuchen T1N, T2POD, T3NSB, T4N104, T4P300, T5N21, T6P230 und T7NRS.

5.5.1 Querkraftversagen des Betongurts über der Öffnung

Hierbei wird die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung überschritten. Dabei entstehen schräg verlaufende Schubrisse, das für diese Versagensart typische Versagensbild. Dies setzt voraus, dass die dazu erforderliche Querkraft in den Betongurt eingeleitet werden kann. In Abbildung 5.30 sind die schräg verlaufenden Schubrisse des Versuchs T2P55 abgebildet.

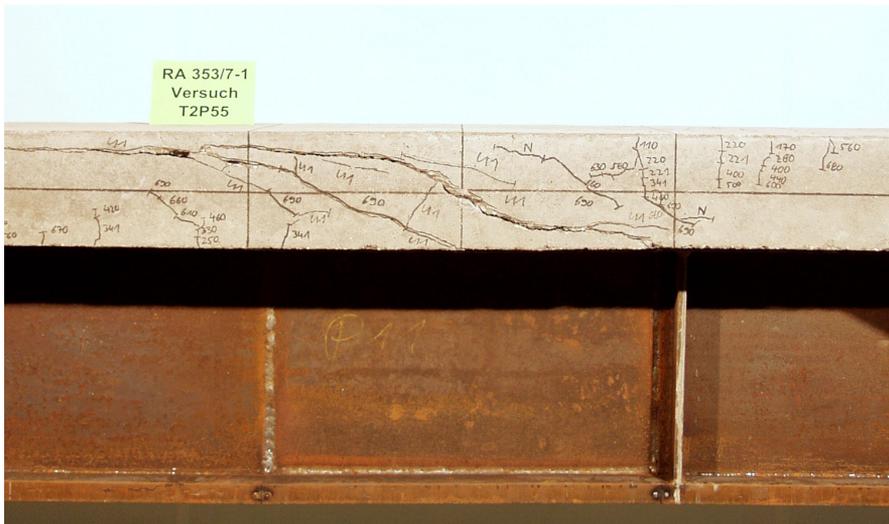


Abb. 5.30: Querkraftversagen des Betongurts bei Versuch T2P55 (Die Stegöffnung wurde nachträglich für Folgeversuche mit einem eingeschweißten Blech geschlossen)

Querkraftversagen trat bei acht Versuchen, nämlich TOP, TON, T0NU, T1P, T1NU, T2P55, T2N55 und T5P21 auf.

Die Dübelzugkräfte geben beim Querkraftversagen weitere Informationen über dessen Ablauf. Bei den Versuchen mit schmalen Betongurt (55 cm) T2P55 und T2N55 stiegen die Zugkräfte in den KBD und auch deren Summen bis zum Erreichen der Traglast direkt proportional zur Gesamtquerkraft V_g an (Abbildung 5.31), d.h. die Zugkraft in den KBD wird durch die Querkrafttragfähigkeit des schmalen Betongurts begrenzt und es bildet sich kein Ausbruchkegel aus.

Bei den Versuchen TOP, TON, T0NU, T1P und T1NU mit einer Betongurtbreite von 1,10 m fallen die Zugkräfte der KBD vor Erreichen der Traglast leicht ab (Abbildung 5.32). Dies bedeutet, dass das Ausreißen der KBD im Inneren des Betongurts begonnen hatte, aber der verbleibende äußere Betongurt, aufgrund seiner geringen Breite von 1,10 m, nur noch sehr wenig Querkraft aufnehmen konnte.

Bei Versuch T5P21 - der einzige Versuch mit breitem Betongurt (2,30 m), bei dem Querkraftversagen eintrat - blieben ab einer Querkraft von 475 kN die Summen S_3

und S_4 der Dübelzugkräfte annähernd konstant (Abbildung 5.33), fielen aber im Gegensatz zu den Versuchen, bei denen Ausreißen die Versagensart war, nicht ab. Dies bedeutet, dass anders als beim Ausreißen der KBD sich hier kein Ausbruchkegel bildete, sondern die von den KBD ausgehenden Schubriss sich mit steigender Querkraft rechtwinklig zur Längsachse durch den Betongurt nach außen fortpflanzte. Dass sich kein Ausbruchkegel bildete, lag daran, dass durch den dicken Betongurt und die damit verbundene hohe Steifigkeit die Zugkräfte in den Kopfbolzendübeln relativ zur Gesamtquerkraft gering waren. Der Faktor k_4 in Tabelle 5-1 betrug nur 0,65.

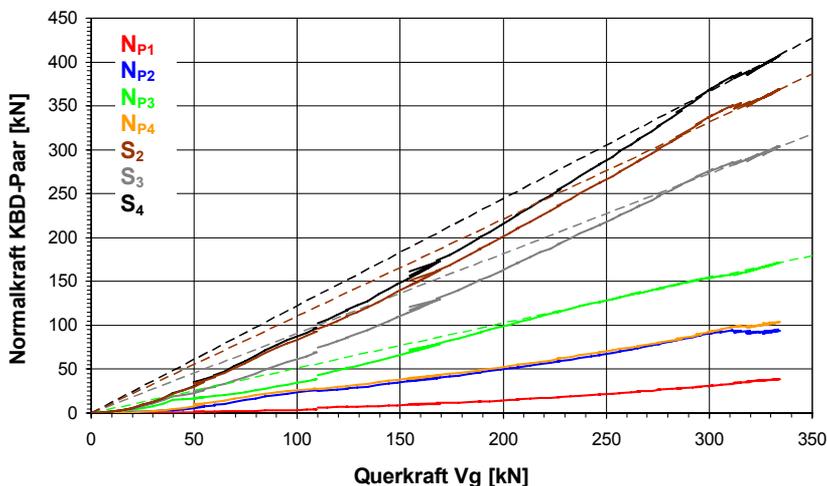


Abb. 5.31: Zugkraft der KBD-Paare am Öffnungsrand 2 und deren Summen beim Versuch T2P55

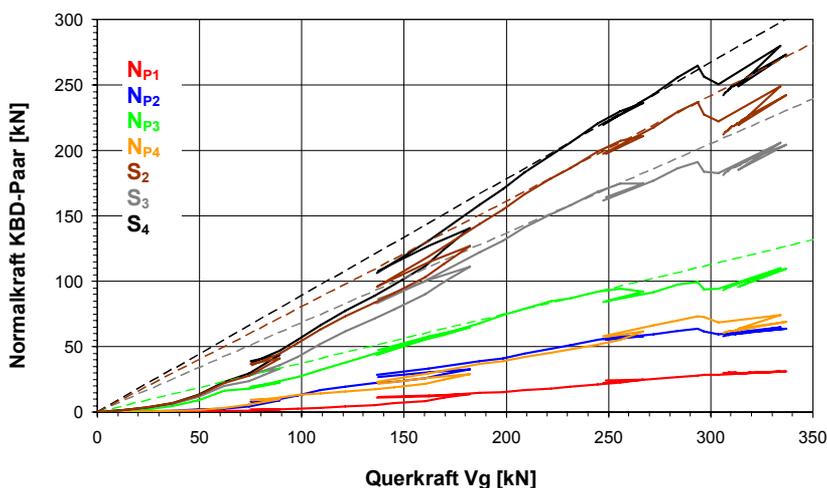


Abb. 5.32: Zugkraft der KBD-Paare am Öffnungsrand 2 und deren Summen beim Versuch T1P

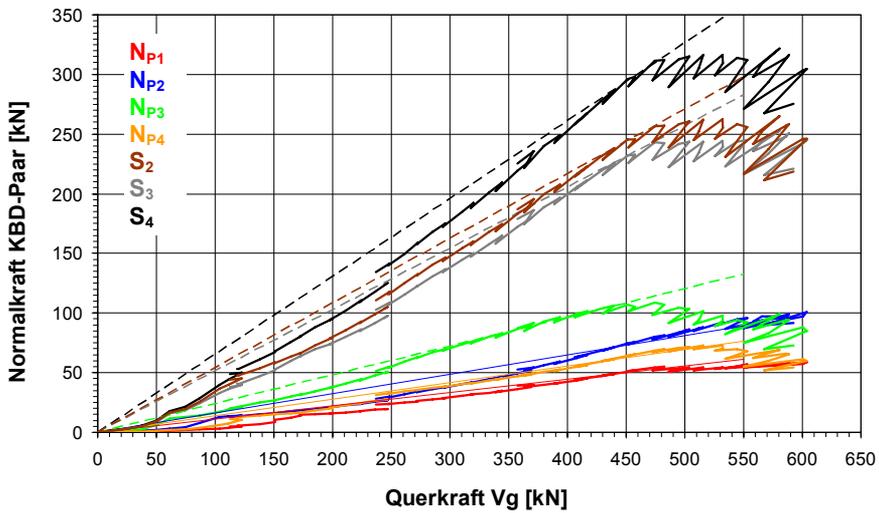


Abb. 5.33: Zugkraft der KBD-Paare am Öffnungsrand 2 und deren Summen beim Versuch T5P21

In Abbildung 5.35 sind Fotos der aus dem Betongurt des Versuchs T1P herausgeschnittenen Scheiben 1 bis 4 abgebildet, und in Abbildung 5.34 sind die Bezeichnungen der jeweiligen Fotos verdeutlicht. So werden die Fotos jeweils mit der Nummer der fotografierten Scheibe und der Blickrichtung a oder i bezeichnet. Um die Risse über die einzelnen Scheiben hinweg besser verfolgen zu können, wurden die Fotos mit der Blickrichtung a gespiegelt. Da im Versuch nach Überschreiten der Traglast weitere Verformungen aufgebracht wurden, sind auf den Fotos auch Risse zu sehen, die sich erst in dieser Endphase gebildet haben oder die erst dann so breit wurden.

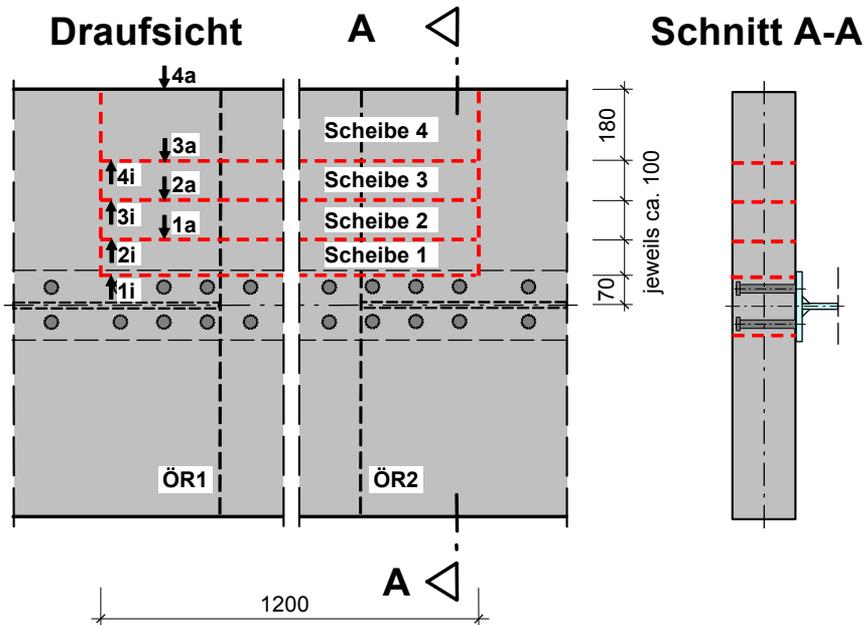


Abb. 5.34: Übersicht der aus dem Betongurt herausgeschnittenen Scheiben

Auf den Fotos ist der beginnende Ausbruchkegel der KBD mit blauer Farbe nachgezeichnet. Während innen ausgehend von den KBD noch viele schmale Schubrisse zu sehen sind, schließen sich diese nach außen hin zu zwei klaffenden Rissen zusammen, die den Betongurt von der Lasteinleitung bis etwa zur Öffnungsmitte in zwei Teile zertrennen. Infolge des durchgehenden Risses kann nun keine Querkraft mehr übertragen werden.

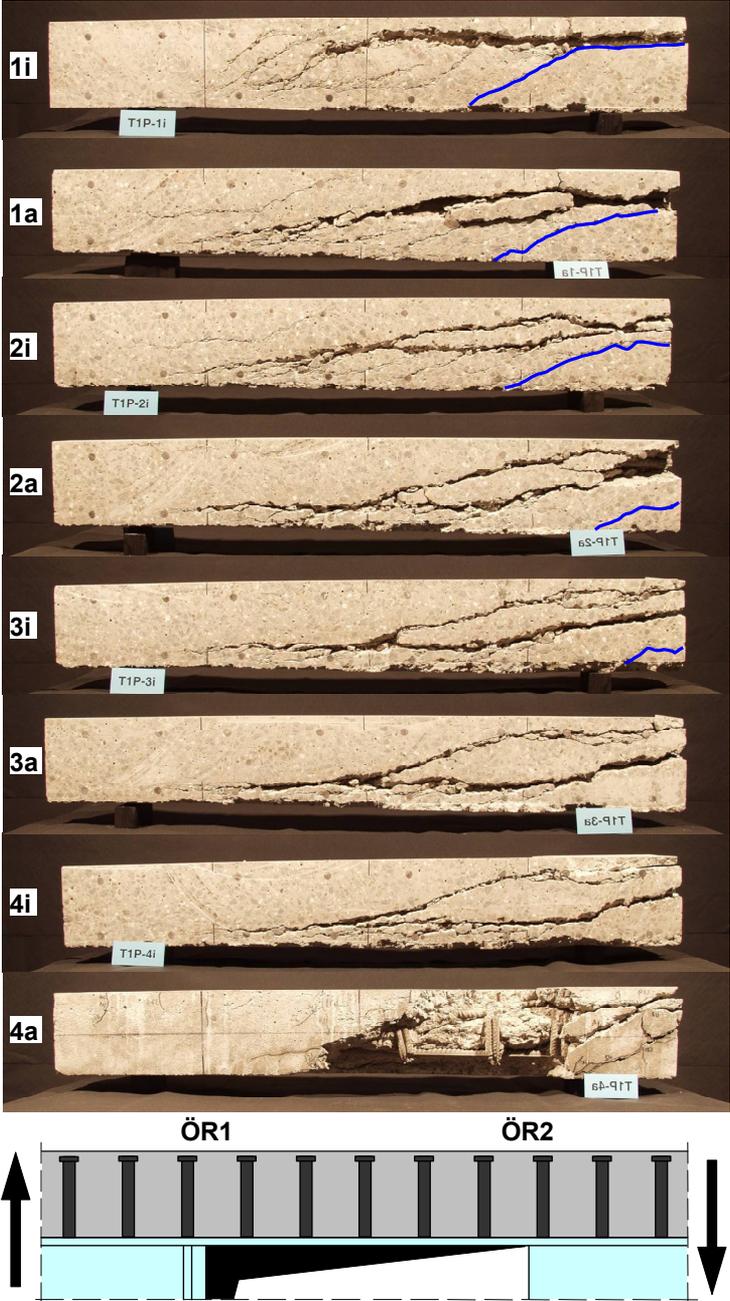
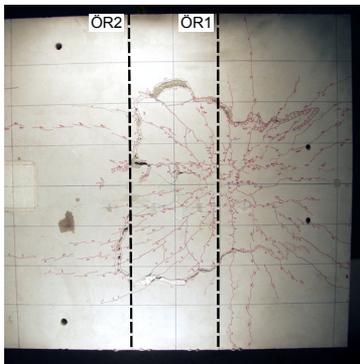


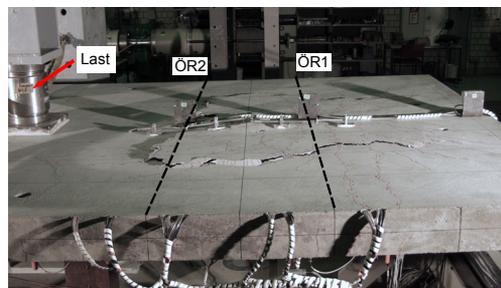
Abb. 5.35: Fotos der aus dem Betongurt herausgesägten Scheiben des Versuchs T1P

5.5.2 Durchstanzen

Am Öffnungsrand 1, wo die Querkraft aus dem Betongurt wieder zurück in den Stahlträgersteg geleitet wird, kam es bei den Versuchen T6PSB und T7PRS zum Durchstanzen des Betongurts. Dies ist im Grunde das Gegenstück zum Ausreißen der KBD. Hier wird die Querkraft über eine kleine Fläche (siehe hierzu auch Kap. 6.6.4) über Druckkontakt in den Stahlträgersteg eingeleitet. Auf den Fotos im Abbildung 5.36 ist der sich auf der Betongurtoberseite abzeichnende Durchstanzkegel des Versuchs T6PSB zu sehen. Auch hier ist der Durchstanzkegel nur zur Hälfte, und zwar wieder zur Öffnung hin, ausgebildet.



A: Draufsicht der Betongurtoberseite (gespiegelt)



B: Schräge Seitenansicht der Betongurtoberseite

Abb. 5.36: Durchstanzkegel beim Versuch T6PSB

5.5.3 Abbrechen der Rippen beim profilierten Betongurt

Im Versuch T3PPB, bei dem ein profilierter Gurt mit einem Trapezblech Superholorip SHR 51/150 untersucht wurde, trat das Versagen durch das Abbrechen der ersten Betonrippe über der Öffnung und der drei Betonrippen vor der Öffnung vom restlichen Betongurt ein. In Abbildung 5.37 ist der annähernd horizontal an der Oberkante der Sicken verlaufende Riss zu erkennen.



Abb. 5.37: Abtrennen der Betonrippen bei Versuch T3PPB

Dieses Versagen wurde durch die Einleitung der Zugkraft in den Betongurt über die Dübel eingeleitet, d.h. durch das beginnende Ausreißen der Dübel.

In Abbildung 5.38 sind die Zugkräfte der KBD-Paare am Öffnungsrand 2 und deren Summen bei diesem Versuch T3PPB aufgetragen.

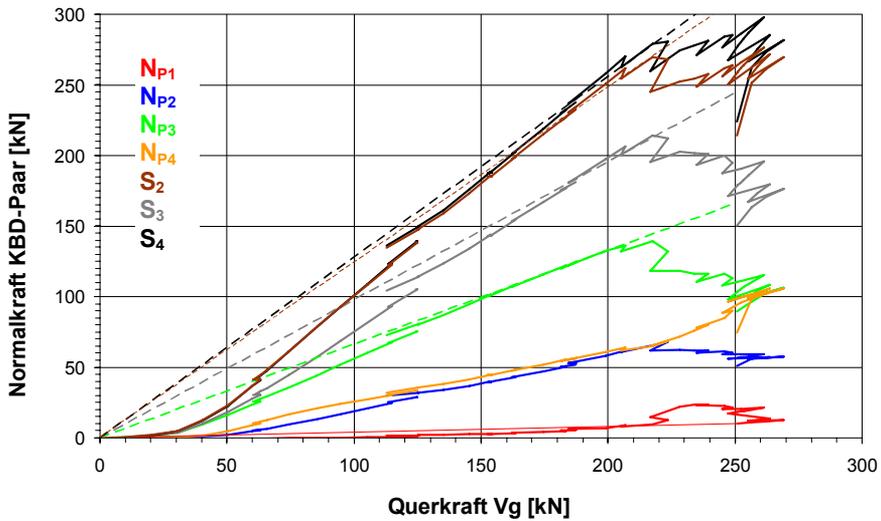


Abb. 5.38: Zugkraft der KBD-Paare am Öffnungsrand 2 und deren Summen beim Versuch T3PPB

Die Summe der Zugkräfte S_3 fiel bei einer Querkraft von etwa 220 kN ab, was einer Last von 440 kN entsprach. Bei dieser Laststufe war an der Betongurtaußenseite noch kein horizontaler Riss zu erkennen.

Nachdem nun nach Beginn des Ausreißens der KBD die Querkraft nicht mehr in gleichem Maße aus dem Stahlträger in den Betongurt eingeleitet werden konnte, war eine weitere Laststeigerung nur möglich, weil, wie bereits erläutert, ein größerer Anteil der Querkraft direkt von der Lasteinleitung durch die äußeren Bereiche des Betongurts zum Öffnungsrand 1 übertragen wurde. Dies funktionierte allerdings nur solange, wie seitlich noch genügend breite ungerissene Plattenbereiche verblieben.

In Abbildung 5.39 sind die aus dem Betongurt des Versuchs T3PPB herausgeschnittenen Scheiben beginnend von innen nach außen abgebildet. Die Lage und Bezeichnung der Scheiben entspricht denen von Versuch T1P (Abbildung 5.34).

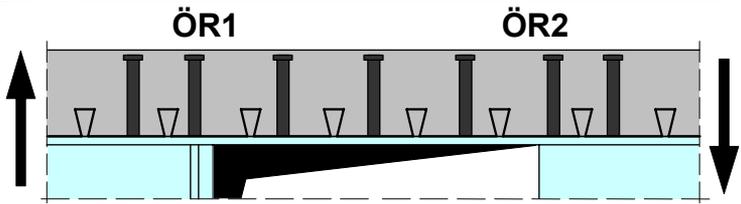
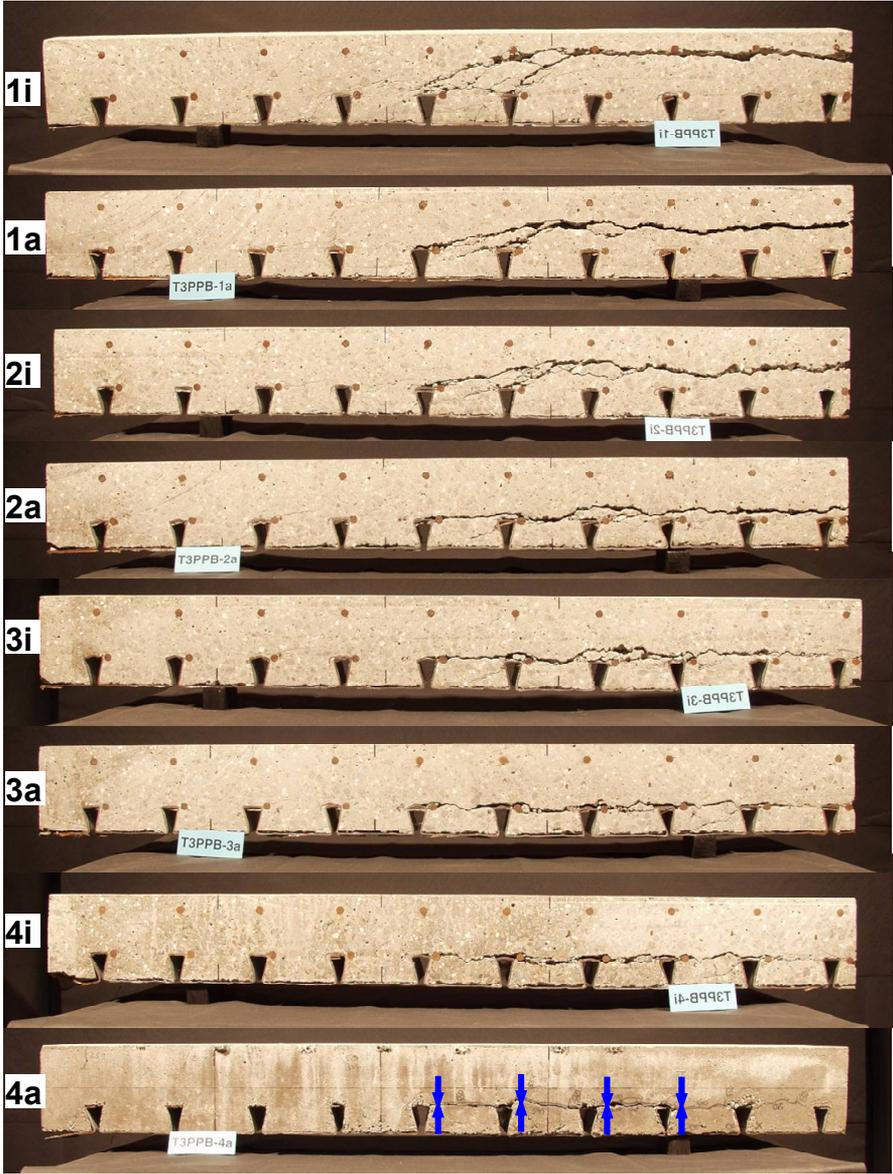


Abb. 5.39: Fotos der aus dem Betongurt herausgesägten Scheiben des Versuchs T3PPB

Anhand dieser Fotos lässt sich die Rissentwicklung im Inneren und somit der Versagensablauf rekonstruieren: von den Köpfen der KBD-Paare vor der Öffnung bildeten sich zur Öffnung und zur Plattenaußenseite hin schräg nach unten verlaufende Risse, ähnlich wie bei einem Ausbruchkegel, der aber wegen des Profiblechs an der Oberfläche der Plattenunterseite nicht sichtbar wurde. Die Zugkraft in den KBD fiel daraufhin ab und die Querkraft wurde vermehrt über die äußeren Plattenbereiche übertragen. Der Riss des Ausbruchkegels pflanzte sich dann horizontal in der Höhe der Sicken nach außen weiter fort. Verstärkt wurde diese Rissentwicklung durch die horizontalen Schubkräfte, die an der Unterseite des Betongurts angreifen und die durch den Hebelarm zur Oberkante der Sicken ein Moment erzeugen, das Betonzugspannungen an den in Abbildung 5.39 mit blauen Pfeilen markierten Ecken der Sicken hervorrief. Die Risse breiteten sich schließlich bis zum Rand aus und teilten den Betongurt fast komplett von der Lasteinleitungsplatte bis zur Mitte der Öffnung in zwei Teile, so wie es beim Schubversagen auch der Fall war. Eine weitere Lastübertragung war nun nicht mehr möglich.

5.5.4 Mischformen

Infolge geringer geometrischer Imperfektionen und materieller Inhomogenitäten waren weder die Beanspruchungen noch die Beanspruchbarkeiten völlig symmetrisch zur Trägerlängsachse. Dadurch kam es vor, dass sich bei manchen Versuchen die für eine Versagensart typischen Versagensbilder nur auf einer Seite des Betongurts ausbildeten. Auf der anderen Seite konnte sogar das Versagensbild einer anderen Versagensart auftreten. In der Regel lässt sich aber einem Versuch eine bestimmte Versagensart zuordnen. Bei zwei Versuchen lassen sich die Versagensarten allerdings schwer trennen, weshalb dort von einer Mischform zu sprechen ist.



A: Schräge Seitenansicht der Betongurtoberseite



B: Seitenansicht des Betongurts (andere Seite)

Abb. 5.40: Mischform des Versagens bei Versuch T3PSB

Bei Versuch T3PSB, bei dem der Betongurt zusätzlich mit einer Dübelleiste verstärkt war, traten Schubversagen und Durchstanzen parallel auf. In Abbildung 5.40 ist auf Foto A die eine Betongurtoberseite des Versuchs T3PSB zu sehen, wo sich ein Durchstanzkegel ausgebildet hat, und Foto B zeigt die Seitenansicht der anderen Betongurtseite, wo sich Schubrisse abzeichnen.

Beim Versuch T4P104 traten Ausreißen und Durchstanzen nahezu gleichzeitig auf. Auf einer Betongurtunterseite bildete sich ein Ausbruchkegel aus, der schon etwa 5 mm aus der restlichen Betonplatte herausragte (Abbildung 5.41, Foto A), und die Dübelzugkräfte fielen auch ab. Beim Aufbringen weiterer Verformungssinkremente auf den Träger auf etwa gleichem Lastniveau bildete sich am anderen Öffnungsrand ein Durchstanzkegel aus (Abbildung 5.41, Foto B). Danach wurde dieses Lastniveau nicht mehr erreicht.

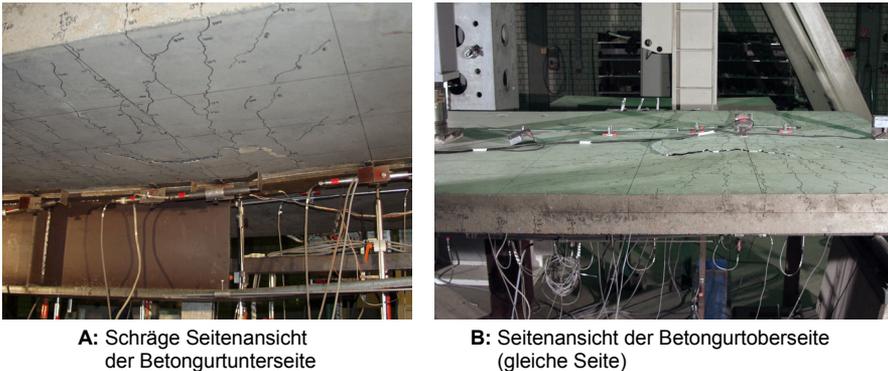


Abb. 5.41: Mischform des Versagens bei Versuch T4P104

5.5.5 Zusammenfassung

In Tabelle 5.2 sind für alle Versuche die jeweilige Traglast und Versagensart sowie das Versagensbild oder die Versagensbilder und weitere Besonderheiten zusammengestellt.

In Spalte 5 ist zunächst die Versagensart, die letztendlich die Traglast begrenzte, aufgeführt und mit einer bestimmten Farbe hinterlegt. In einer der drei folgenden Spalten ist das jeweilige, zugehörige Versagensbild entweder mit einem Schrägstrich / oder einem X markiert und mit derselben Farbe hinterlegt. Das X bedeutet, dass sich das Versagensbild auf beiden Seiten des Betongurts ausbildete. Der Schrägstrich hingegen sagt aus, dass das markierte Versagensbild nur auf einer Betongurtseite zu sehen war. Ist ein Schrägstrich mit grau hinterlegt, bedeutet dies, dass sich dieses zweite Versagensbild deutlich durch Risse abzeichnete. Bei nicht hinterlegten Schrägstrichen oder X deutete sich das zweite Versagensbild nur an.

sich erkennen, warum welche Versagensart eintrat: Bei der konzentrierten Einleitung der Querkraft in den Betongurt durch die KBD ergibt sich ein kritischer Schnitt, über den die Querkraft übertragen werden muss. Ist der Betongurt entsprechend breit, kann sich ein Rundschnitt einstellen, über dessen Umfang die Querkraft von den KBD in den Betongurt abgegeben wird. Ist die Querkrafttragfähigkeit längs dieses kritischen Rundschnitts überschritten, kommt es entlang dieses Rundschnitts zum Ausreißen der KBD aus dem Betongurt. Ist der Betongurt hingegen entsprechend schmal, kann sich dieser Rundschnitt, der einen von der Kopfbolzendübelhöhe abhängigen Radius hat (siehe hierzu Kap. 6.6.3), nicht einstellen, und die Breite des Betongurts wird als kritischer Schnitt maßgebend. Dann kommt es zum Querkraftversagen mit den typischen schrägen Schubrissen bis zur Betongurtaußenseite.

Es wird auch deutlich, dass bei den Versuchen im Bereich der negativen Globalmomente der Ausbruchkegel der KBD steiler geneigt war, denn bei den beiden Versuchen T2N55 und T1N zeigen sich im Gegensatz zu den entsprechenden Versuchen im Bereich eines positiven Globalmoments T2P55 und T1P die Anzeichen für ein Ausreißen bzw. es trat ein. Gleiches lässt sich auch bei den beiden Versuchen T3PSB und T3NSB, die mit Dübelleisten verstärkt waren, beobachten (weitere Erläuterungen zu diesen Versuchen folgen im nächsten Kapitel). Dieser steiler geneigte Ausbruchkegel bei den Versuchen mit einer Öffnung im negativen Momentenbereich wird beim Nachweis des Ausreißens in Kap. 6.5.3 durch eine Verminderung der Querkrafttragfähigkeit der Zone 2 berücksichtigt.

Beim Durchstanzen ergibt sich prinzipiell die gleiche Situation wie beim Ausreißen der KBD. Hier ergibt sich beim Ausleiten der Querkraft aus dem Betongurt in den Stahlträger ebenfalls ein kritischer Rundschnitt, der allerdings etwas länger ist als der beim Ausreißen der KBD (siehe hierzu Kap. 6.6.4). Deshalb ist auch der Widerstand gegen Durchstanzen größer als gegen das Ausreißen und so tritt Durchstanzen nur ein, wenn entweder wie bei den Versuchen T3PSB und T6PSB das Ausreißen durch Dübelleisten behindert wird, oder wie beim Versuch T4P104 das Ausreißen schon im fortgeschrittenen Stadium ist, oder wenn wie beim Versuch T7PRS ein Reststeg vorhanden ist und dadurch weniger Querkraft in den Betongurt eingeleitet werden muss, was dazu führt, dass die Dübelzugkräfte im Vergleich zur Gesamtquerkraft entsprechend geringer sind (vergleiche Verhältnswert k_4 in Tabelle 5.1).

5.6 Auswirkung von Dübelleisten

Bei den drei Versuchen T3PSB, T3NSB und T6PSB wurden im Öffnungsbereich jeweils zwei Dübelleisten symmetrisch zur Längsachse eingebaut, um zu untersuchen, ob und in welchem Maße dadurch die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts erhöht werden kann. Außerdem sollte untersucht werden, wie sie sich vor der Öffnung auf das Ausreißen der KBD auswirken. Bei den beiden Versuchen T3NSB und T3PSB besaßen die Dübelleisten jeweils 10 Doppelkopfkanker (DKA) und der letzte DKA lag am Öffnungsrand 1 neben der Steife (L_9 in Abbildung 5.43). Nachdem im weiteren Verlauf bei zwei Versuchen Durchstanzen beobachtet wurde, wurden die Dübelleisten beim Versuch T6PSB um jeweils drei DKA verlängert, so dass nun die Dübelleisten weiter über den Öffnungsrand 1 hinausragten. Damit sollte die Wirkung der Dübelleisten bezüglich des Durchstanzens untersucht werden. Um die Vergleichbarkeit zu den anderen Versuchen ohne Dübelleisten zu gewährleisten, entsprach Versuch T3PSB bis auf die Dübelleisten Versuch T1P, Versuch T3NSB Versuch T1N und Versuch T6PSB Versuch T6P230.

In Abbildung 5.42 ist eine der Dübelleisten mit den angebrachten DMS vor dem Einbau zu sehen. Die Dübelleiste besteht aus Doppelkopfkankern (DKA) die werksseitig zur Lagesicherung auf ein dünnes, streifenförmiges Lochblech aufgeschweißt sind.



Abb. 5.42: Dübelleiste mit aufgeschweißten DKA, wie sie in den Versuchen T3PSB, T3NSB und T6PSB eingebaut wurde

In Abbildung 5.43 sind die Lage und die Bezeichnung der Doppelkopfkanker noch einmal dargestellt. Für weitere Erläuterungen bezüglich der Dehnungsmessungen siehe Kap. 3.10.6.

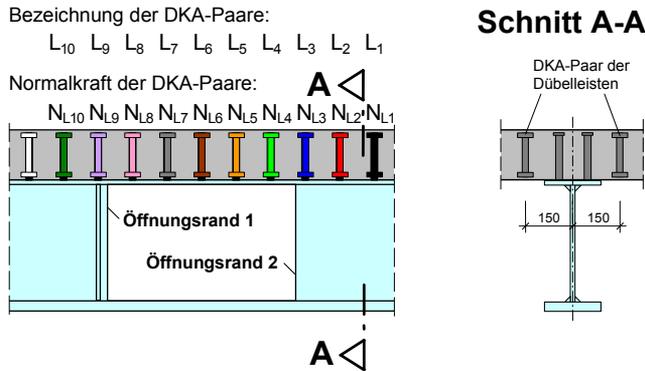


Abb. 5.43: Lage und Bezeichnung der DKA-Paare der Dübelreihe

In den beiden Versuchen T3PSB und T3NSB wurden jeweils an sieben DKA (L_2 bis L_8) einer Dübelreihe die Dehnungen an der Innen- und Außenseite gemessen. Beim Versuch T6PSB waren es acht Messstellen (L_1 bis L_4 , L_6 und L_8 bis L_{10}). Aus dem Mittelwert der an einem DKA gemessenen Dehnungen wurde dann wiederum die Zugkraft des DKA berechnet. Da aus Symmetriegründen auch hier davon ausgegangen werden kann, dass beide Dübelreihen praktisch die gleiche Beanspruchung erfahren, wurde die für jeweils einen DKA ermittelte Zugkraft verdoppelt. Somit ergeben sich die Zugkräfte N_{L_1} bis $N_{L_{10}}$ der Doppelkopfanfängerpaare (DKA-Paare), deren Verläufe für die Versuche T3PSB, T3NSB und T6PSB in den Abbildungen 5.44 bis 5.46 dargestellt sind.

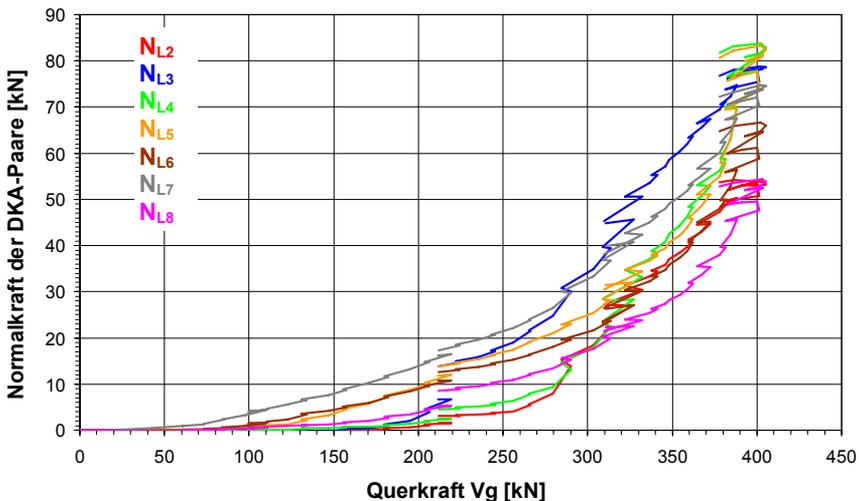


Abb. 5.44: Zugkräfte der DKA-Paare beim Versuch T3NSB

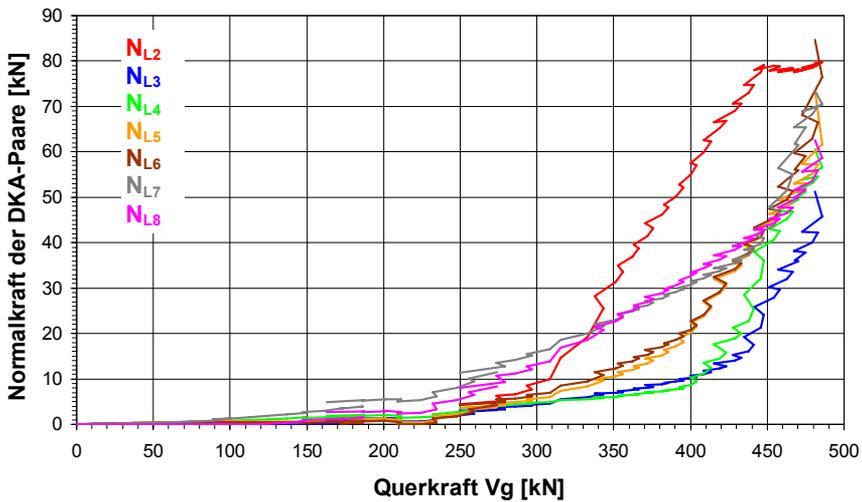


Abb. 5.45: Zugkräfte der DKA-Paare beim Versuch T3PSB

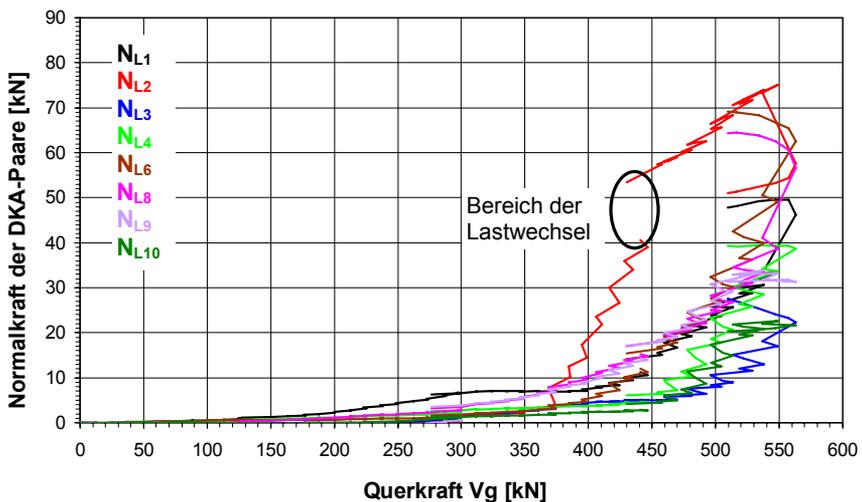


Abb. 5.46: Zugkräfte der DKA-Paare beim Versuch T6PSB

Aus den Diagrammen lässt sich herauslesen, dass die Zugkraft der DKA-Paare, ähnlich der Zugkraft in den KBD-Paaren über der Öffnung, anfänglich sehr gering sind und die DKA im Sinne einer Querkraftbewehrung erst mit fortschreitender Last anspringen, wenn sich im Inneren des Betongurts Schubrisse ausgebildet haben und der Schubzustand 2 erreicht ist. Bei negativem Globalmoment (Versuch T3NSB) und damit gezogener Platte wird dieser Zustand über der Öffnung schon früher erreicht als bei den Versuchen mit positivem Globalmoment (T3PSB und T6PSB), bei denen die Platte gedrückt wird.

Bei Versuch T3PSB springen die beiden letzten Dübelpaare 7 und 8 über der Öffnung schon etwas früher an als die anderen, was daran liegt, dass die Stahlbetonplatte dort infolge des lokalen negativen Biegemoments frühzeitig reißt.

Beim Grundversuch T1P kündigte sich bei einer Querkraft von etwa 300 kN das Versagen durch das Ausreißen der KBD mit einem Ausbruchkegel an. Beim vergleichbaren Versuch T3PSB stieg bei dieser Querkraft die Zugkraft N_{L2} stark an, was bedeutete, dass die DKA der Dübelleisten dort die entstehenden Risse des Ausbruchkegels kreuzten und ihn somit mit der umgebenden Stahlbetonplatte vernähten. Das gleiche war bei Versuch T6PSB zu beobachten. Die Dübel der Dübelleisten unmittelbar vor der Öffnung durchschnitten diesen Kegel nicht und sprangen somit bei dieser Laststufe noch nicht an. Beim Versuch T3NSB war dieses Verhalten nicht so ausgeprägt. Lediglich die Zugkraft des DKA-Paares direkt vor der Öffnung N_{L3} stieg ab einer Last von etwa 280 kN etwas stärker an als die anderen. Dies hatte den Grund, dass der sich bildende Ausbruchkegel hier nicht die DKA kreuzte, da im Unterschied zu den Versuchen T3PSB und T6PSB hier der Ausbruchkegel zur Seite hin stärker geneigt war.

In Abbildung 5.48 sind die aus dem Betongurt herausgeschnittenen Scheiben des Versuchs T3PSB abgebildet, und in Abbildung 5.47 ist deren Lage dargestellt.

In der Scheibe 1 (Foto 1a), in der die Dübelleiste liegt, ist deutlich ein Schubriss (roter Pfeil) zu erkennen, der vom Kopf des DKA in Öffnungsmitte schräg zum Fuß des benachbarten DKA verläuft. In diesem Fall konnte die Dübelleiste das Ausreißen der KBD am Öffnungsrand 2 so lange hinauszögern, bis es in dem verstärkten Betongurt zum Querkraftversagen kam.

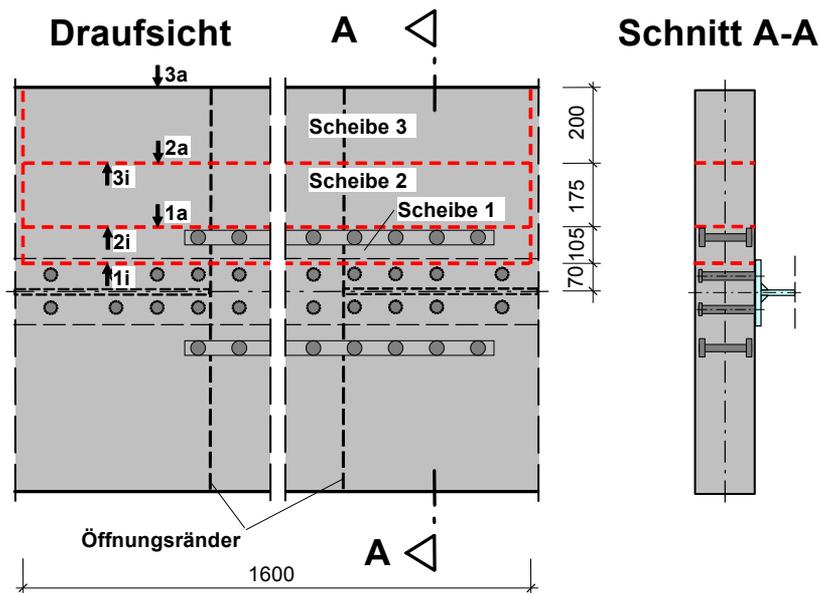


Abb. 5.47: Versuch T3PSB: Übersicht der aus dem Betongurt herausgesägten Scheiben

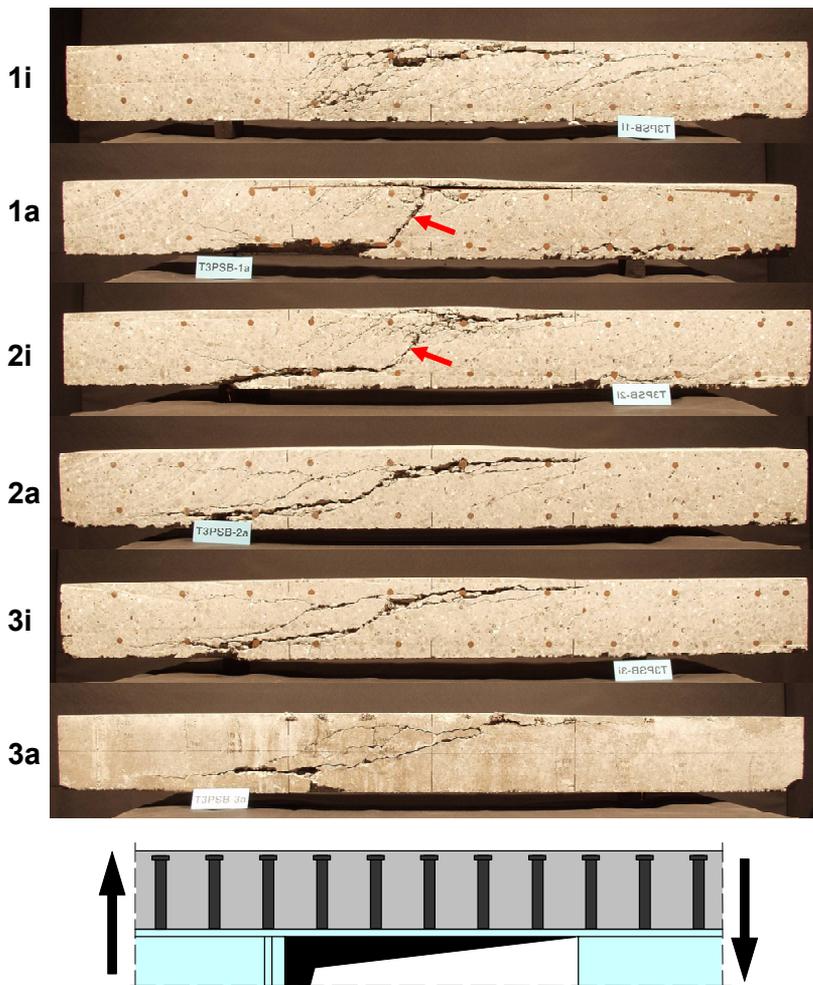


Abb. 5.48: Fotos der aus dem Betongurt des Versuchs T3PSB herausgesägten Scheiben

In Abbildung 5.50 sind die bei Versuch T6PSB aus dem Betongurt herausgeschnittenen Scheiben abgebildet und in Abbildung 5.49 ist deren Lage eingezeichnet.

Auch hier ist in der Scheibe 1 (Foto 1a), in der die Dübelleiste liegt, deutlich ein Schubriss (roter Pfeil) zu erkennen, der vom Kopf des DKA in Öffnungsmitte schräg zum Fuß des benachbarten DKA verläuft. Die Köpfe der DKA sind hier rot markiert. Ausgehend von diesem Schubriss verläuft ein Riss unter den unteren Köpfen der DKA horizontal (blauer Pfeil) über den Öffnungsrand 1 hinweg bis fast zum Trägerende. Dieser horizontale Riss, der auf dem Foto 2i unten verläuft (blauer Pfeil), ist im Foto 2a jetzt oben wieder zu finden (ebenfalls blauer Pfeil). Dies bedeutet, dass innerhalb der Scheibe 2 der Riss in Querrichtung schräg von oben nach unten verläuft. In Abbildung 5.51 wurde die Scheibe 2 rechtwinklig zur Längsachse in dem

in Abbildung 5.50 dargestellten Schnitt (genau am Öffnungsrand 1) durchgesägt. Dort wird dieser schräge Riss deutlich. Der Rissverlauf im Betongurtinnern untermauert klar das Durchstanzversagen des Versuchs T6PSB.

Im Bereich des Trägerendes sind Schubrisse zu erkennen, die schräg von links oben nach rechts unten verlaufen und somit eigentlich der Querkraft entgegen gerichtet sind, doch dies bestätigt die Tatsache, dass, wie in Kap. 5.5.1 bereits erwähnt, die Querkraft zwischen Öffnungsrand 1 und Trägerende ihr Vorzeichen wechselt.

Weiter zur Außenseite des Betongurts hin (Scheiben 3, 4 und 5) sind kaum noch Risse im Platteninneren zu finden. An der Betongurtaußenseite (5a) sind keine Risse mehr zu erkennen.

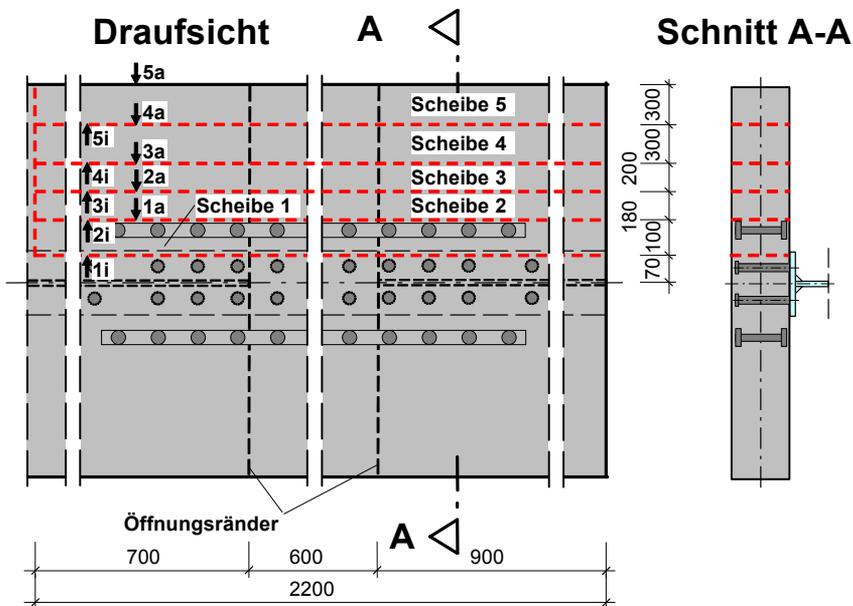


Abb. 5.49: Versuch T6PSB: Übersicht der aus dem Betongurt herausgeschnittenen Scheiben

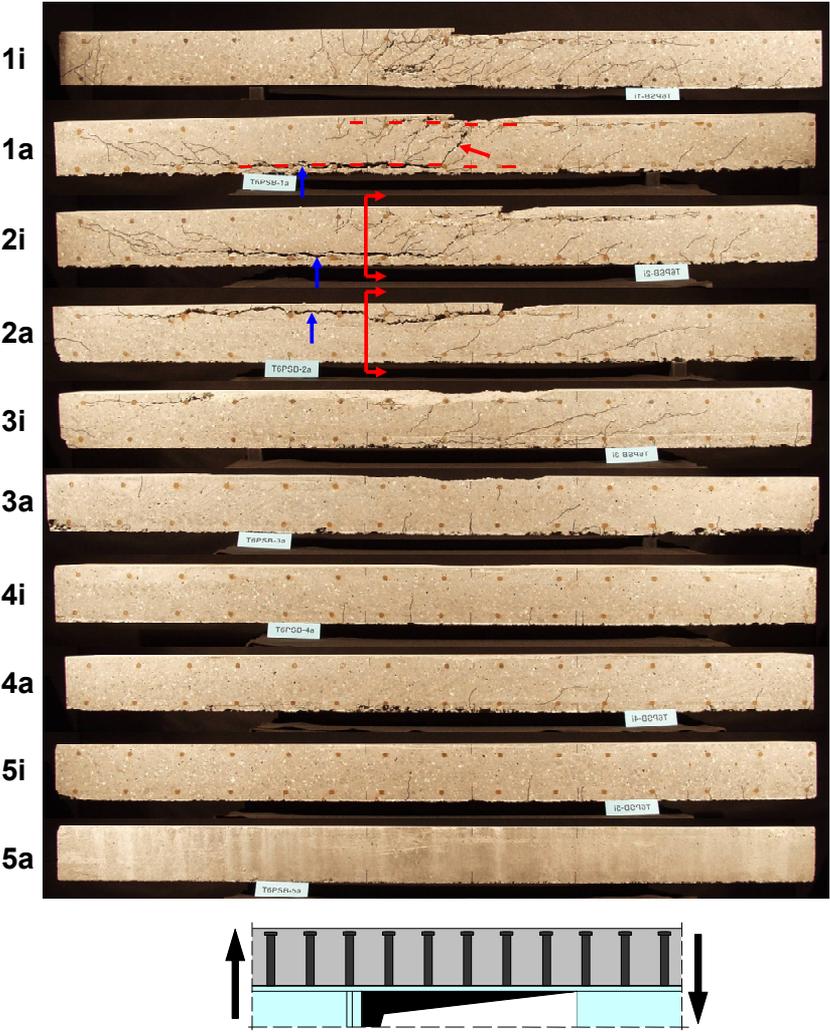


Abb. 5.50: Versuch T6PSB: Fotos der aus dem Betongurt herausgesägten Scheiben



Abb. 5.51: Versuch T6PSB: Querschnitt durch die Scheibe 2 entlang des Schnitts aus Abbildung 5.52

In Abbildung 5.54 sind die beim Versuch T3NSB aus dem Betongurt herausgesägten Scheiben abgebildet und in Abbildung 5.52 ist wieder deren Lage dargestellt.

Im Gegensatz zu den beiden anderen Versuchen ist hier kein Schubriss im Bereich der Dübelleisten zu erkennen. Bei diesem Versuch wurde die Traglast wie bei dem vergleichbaren Versuch ohne Dübelleiste T1N durch das Ausreißen der Kopfbolzendübel beim Einleiten der Querkraft aus dem Stahlträgersteg in den Betongurt begrenzt. Dies lag daran, dass bei diesem Versuch, bei dem die Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments lag, der Ausbruchkegel der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 zur Seite hin steiler verläuft und dadurch die Dübelleisten nicht so wirkungsvoll waren. In Abbildung 5.53 ist die Scheibe 4 umgedreht und aus einem schrägen Winkel fotografiert. Auf der Betongurtunterseite ist am linken Ende die Unterseite der DKA erkennbar (roter Pfeil). Der Ausbruchkegel streift hier nur die Innenseite der DKA. Dieser Sachverhalt wird durch die Zugkräfte der DKA in Abbildung 5.44 bestätigt. Anders als bei den beiden anderen Versuchen, bei denen die Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments lag (T3PSB und T6PSB), sticht keines der DKA-Paare bei der Zugkraft heraus, so wie es bei den beiden anderen Versuchen beim DKA-Paar 2 der Fall ist, das den Ausbruchkegel kreuzt.

Um die Dübelleisten im Bereich negativer Globalmomente wirkungsvoller einzusetzen, wäre es notwendig den seitlichen Abstand zu den Kopfbolzendübeln zu verringern, so dass auch hier der Ausbruchkegel die DKA kreuzt.

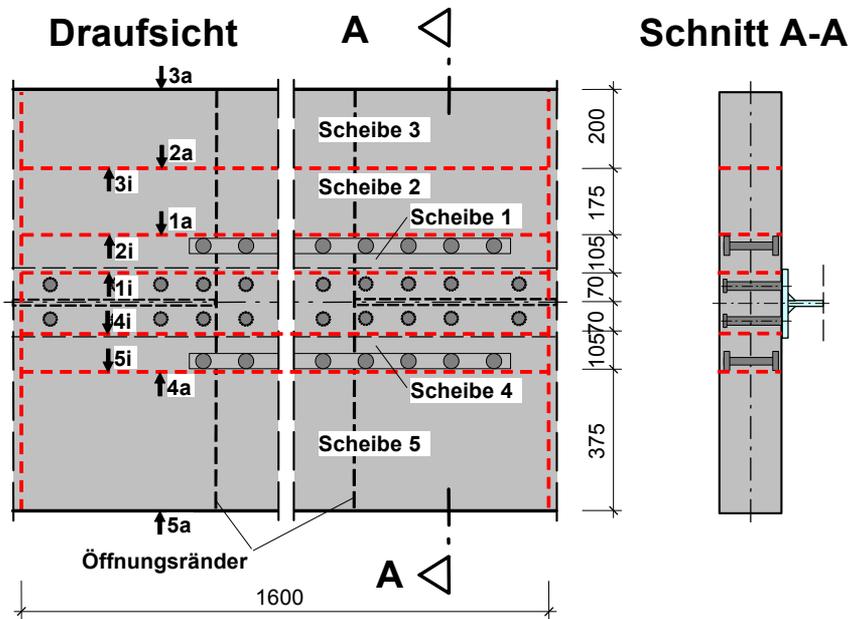


Abb. 5.52: Versuch T3NSB: Übersicht der aus dem Betongurt herausgeschnittenen Scheiben

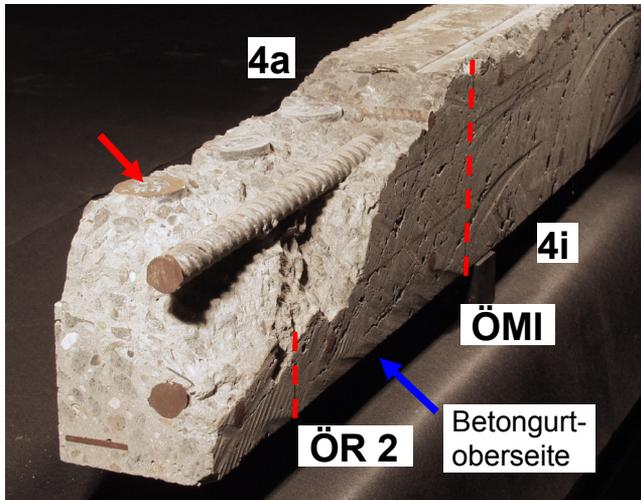


Abb. 5.53: Versuch T3NSB: Ansicht der Scheibe 4 in der in Abbildung 5.54 rot markierten Richtung

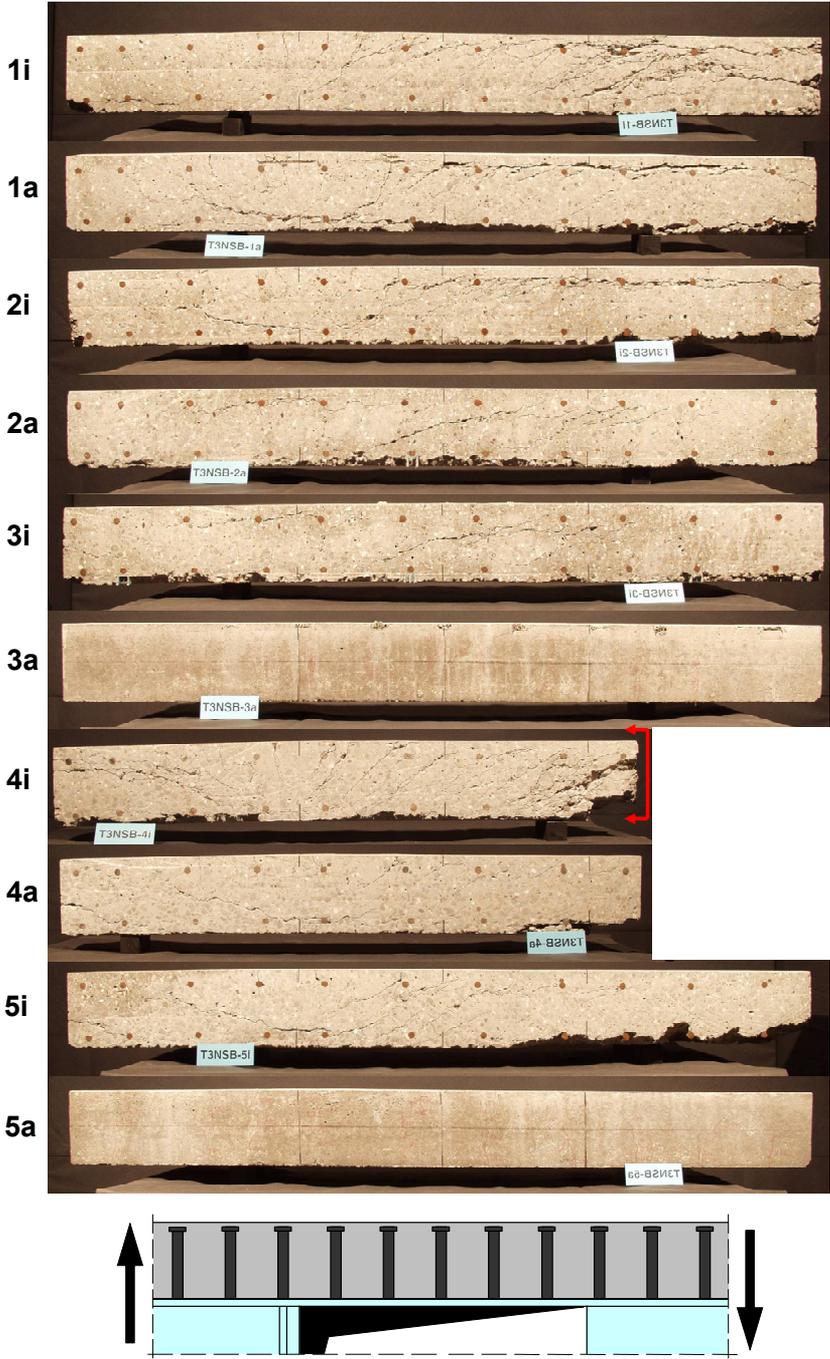


Abb. 5.54: Versuch T3NSB: Fotos der aus dem Betongurt herausgesägten Scheiben

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Dübelleisten bei nicht profiliertem Betongurt einerseits am Öffnungsrand 2 das Ausreißen der KBD aus der Stahlbetonplatte behindern, und andererseits über der Öffnung als zusätzliche Querkraftbewehrung wirken. Außerdem fungieren sie am Öffnungsrand 1, wo die Querkraft vom Betongurt in den Stahlträgerflansch zurückgeleitet wird, als Durchstanzbewehrung. Folgerichtig ließ sich bei den Versuchen T3PSB, T3NSB und T6PSB durch die Dübelleisten die Traglast im Vergleich zu den Versuchen T1P, T1N und T6P230 um 50%, 33% bzw. 24% steigern. Um verallgemeinernde Aussagen treffen zu können, sind aber weitere Untersuchungen nötig.

6 Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

6.1 Allgemeines

Im Folgenden wird ein ingenieurmäßiges Nachweiskonzept für den Öffnungsbereich dargestellt. Es umfasst zunächst die Ermittlung der maßgebenden Beanspruchungen. Diese sind die lokalen Schnittgrößen der beiden Teilträger sowie die drei nachzuweisenden Querkraftbeanspruchungen des Betongurts über der Öffnung, am Öffnungsrand 1 und am Öffnungsrand 2 (vergl. Abbildung 2.1). Da für die Ermittlung der Beanspruchungen die Steifigkeiten der einzelnen Teilträger notwendig sind, wird im folgenden Kapitel zunächst eine Möglichkeit zur Berechnung der lokalen mittragende Breite b_l des Betongurts im Öffnungsbereich vorgestellt.

Das vorgestellte Verfahren, mit dem anhand der Steifigkeiten die Querkräfte der Teilträger und des Betongurts berechnet werden, wird durch den Vergleich dieser Werte mit denen der entsprechenden FE-Berechnungen überprüft.

Bei den Nachweisen und der Ermittlung der Beanspruchbarkeiten liegt der Schwerpunkt des Nachweiskonzepts auf der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts. Hier werden drei Querkraftnachweise für den Betongurt vorgeschlagen: Nachweis gegen Querkraftversagen über der Öffnung, Nachweis gegen Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 und Nachweis gegen Durchstanzen am Öffnungsrand 1. Dabei wird zunächst der jeweilige Nachweis vorgestellt und anschließend das zugrunde liegende Modell zur Bestimmung der Querkraftwiderstände erläutert und anhand der Versuchsergebnisse überprüft.

6.2 Mittragende Breite des Betongurts

Bezüglich der mittragenden Breite des Betongurts wird unterschieden in die globale mittragende Breite b_{eff} und die lokale mittragende Breite b_l .

Die globale mittragende Breite b_{eff} wird als Ausgangswert zur Berechnung der Betonlängsspannungen über der Öffnung benötigt, und berechnet sich nach **DIN V 18800, Teil 5**.

Die lokale mittragende Breite spielt bei der Ermittlung der Biegesteifigkeiten EI_o des oberen Teilträgers und $EI_{c,o}$ des Betongurts sowie bei der Bestimmung der Momenten Tragfähigkeit des oberen Teilträgers eine Rolle. Die Biegesteifigkeiten EI_o und $EI_{c,o}$ werden benötigt, um die Verteilung der Querkraft auf den oberen und unteren Teilträger bzw. den Betongurt und den oberen Stahlträgerrest zu bestimmen.

Die lokale mittragende Breite b_l lässt sich wie folgt ermitteln: Die im Öffnungsbereich vorliegenden Randbedingungen und Belastungen lassen sich auf den Fall einer einfeldrigen Platte übertragen. Dabei entspricht der Betongurt der Stahlbetonplatte und die konzentriert eingeleiteten Lasten am Öffnungsrand 1 und 2 jeweils einer Einzellast (Abbildung 6.1). Der Betongurt wird gedanklich zum einen dort geteilt, wo das Moment M_c des Betongurts gleich Null ist, wobei diese Stelle mit genügender Genauigkeit in Öffnungsmitte angenommen werden kann. In diesem Schnitt wird

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

dann auf beiden Seiten jeweils das eine Auflager für die beiden Platten der Öffnungsränder 1 und 2 gelegt. Das jeweils andere Auflager wird dorthin gelegt, wo das Moment des Betongurts M_c sich ungefähr wieder auf den Wert von $M_{c,u}$ des entsprechenden ungestörten Trägers reduziert hat. Mit genügender Genauigkeit ist dies jeweils in einer Entfernung a_o vom Öffnungsrand. Dadurch ergeben sich für die beiden Öffnungsränder prinzipiell die gleichen statischen Systeme, wobei die Einzellast jeweils im Dreifelspunkt angreift. Die mittragende Breite b_l kann so anhand der Modellvorstellung aus **Heft 240** zur "Bestimmung der mittragenden Breite von einachsig gespannten Stahlbetonplatten, die durch eine Einzellast beansprucht werden", ermittelt werden. Die mittragende Breite b_l berechnet sich nach Heft 240 zu:

$$b_l = t_y + 2,5 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (6.1)$$

(Gleichung aus Tafel 2.1 des Hefts 240)

Dabei ist:

- t_y Lasteintragungsbreite nach Abbildung 6.2 und Gleichung (6.3)
- l Stützweite: entspricht der 1,5-fachen Öffnungslänge a_o
- x Abstand Auflager zur Last: entspricht $a_o/2$

Durch Einsetzen von $1,5a_o$ für l und $a_o/2$ für x ergibt sich:

$$b_l = t_y + 0,83 \cdot a_o \quad (6.2)$$

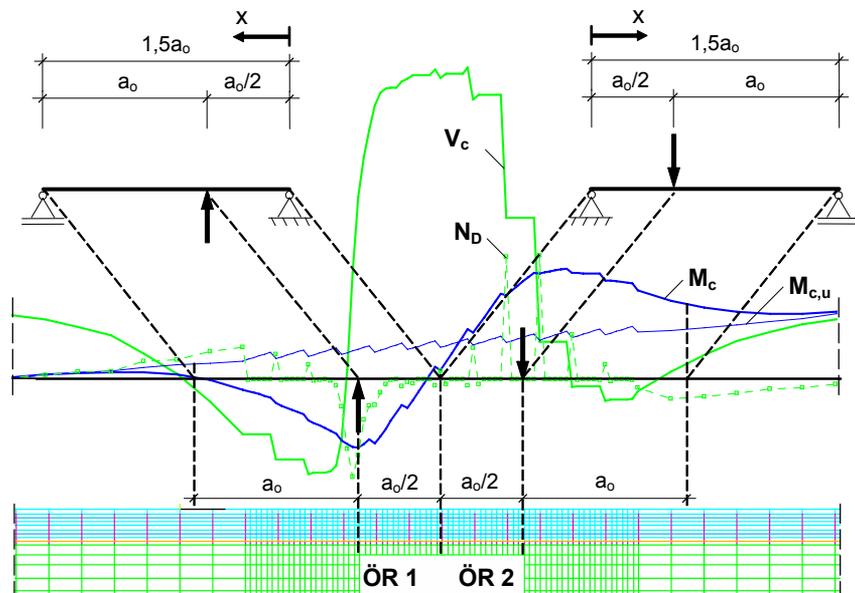


Abb. 6.1: Modell zur Bestimmung der lokalen mittragenden Breite des Betongurts

Die Lasteintragungsbreiten t_y am Öffnungsrand 1 und 2 sind unterschiedlich (Abbildung 6.2). Zur Ermittlung der Biegesteifigkeit wird der kleinere Wert angesetzt,

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betonguts im Öffnungsbereich

der sich immer am Öffnungsrand 2 ergibt. Dieser spiegelt besser die tatsächlich vorhandenen Steifigkeiten wieder, was sich bei der Ermittlung der Querkräfte der beiden Teilträger in Kap. 6.4.3 zeigt.

$$t_y = t_{y,2} = 2 \cdot \left(h_{ef} - \frac{h_c}{2} \right) + b_{w1} = 2 \cdot h_{ef} - h_c + b_{w1} \quad (6.3)$$

Dabei ist:

h_{ef} effektive Dübelhöhe

h_c Betongurthöhe

b_{w1} Breite der Zone 1, in diesem Fall nach Gleichung (6.28) (siehe hierzu Kap. 6.6.2)

Für den Nachweis auf Biegung und Biegung mit Längskraft kann am Öffnungsrand 1 die dortige lokale mittragende Breite $b_{l,1}$ mit der Lasteintragungsbreite $t_{y,1}$ verwendet werden.

$$t_{y,1} = h_c + b_f \quad (6.4)$$

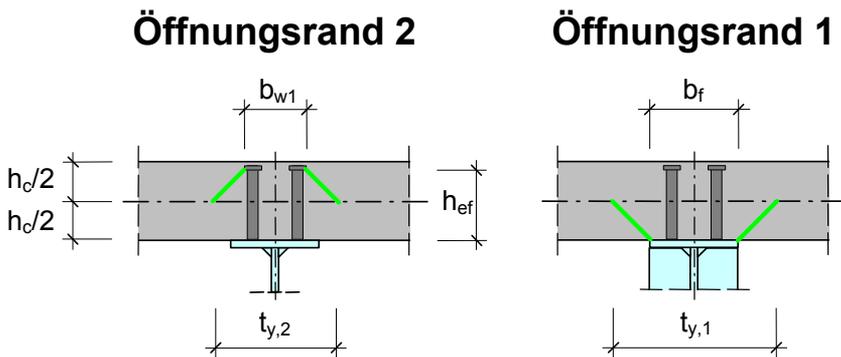


Abb. 6.2: Lasteintragungsbreite an den beiden Öffnungsrandern 1 und 2

6.3 Globale Schnittgrößen

Solange der betrachtete Träger statisch bestimmt gelagert ist, wirkt sich die verminderte Steifigkeit des Öffnungsbereichs nicht auf die globalen Schnittgrößen aus. Da hier nur statisch bestimmt gelagerte Träger betrachtet werden sollen, besteht somit der erste Schritt in der Bestimmung der globalen Schnittgrößen anhand der Gleichgewichtsbedingungen, wobei zwischen Trägern mit und ohne Öffnung in dieser Hinsicht kein Unterschied besteht.

Die Auswirkung von großen Stegöffnungen auf die Schnittgrößenverteilung bei statisch unbestimmten Stahlverbundträgern wird zurzeit in **Schn 771/1-1** untersucht.

6.4 Sekundärschnittgrößen der Teilträger

6.4.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 2 bereits dargestellt, zerfällt im Bereich von großen Stegöffnungen das Tragsystem von Biegeträgern in ein rahmenartiges System, das durch die über und unter der Öffnung verbleibenden Teilträger gebildet wird, die an den Enden der Öffnung in den jeweils weiterführenden, ungeschwächten Träger eingespannt sind. Dadurch entstehen im Öffnungsbereich die in Abbildung 2.1 dargestellten Sekundärschnittgrößen.

Weil dieses rahmenartige System innerlich dreifach statisch unbestimmt ist, sind die Sekundärschnittgrößen von den Steifigkeiten der beiden Teilträger abhängig. Die Steifigkeit des Betongurts ist jedoch wiederum von dessen Beanspruchungen abhängig (Reißen des Betongurts, System mit veränderlicher Gliederung), so dass die Ermittlung der Sekundärschnittgrößen iterativ erfolgen müsste.

Die exakten Sekundärschnittgrößen ergeben sich aus den globalen Schnittgrößen $V_{g,m}$ und $M_{g,m}$ an der Stelle m . Diese Stelle m kennzeichnet den Schnitt im Öffnungsbereich, in dem sich die Momente M_o und M_u im oberen bzw. unteren Teilträger in der Summe aufheben, so dass das globale Moment $M_{g,m}$ nur durch das Normalkräftepaar N_o und N_u aufgenommen wird (Abbildung 2.1). Die Lage der Stelle m kann näherungsweise aus den aufnehmbaren Sekundärmomenten $M_{Rd,1}$ bis $M_{Rd,4}$ in den vier Öffnungsecken berechnet werden, und ist in der Regel nicht identisch mit der Öffnungsmitte, die mit dem Index n gekennzeichnet wird.

Zunächst einmal können jedoch die Sekundärschnittgrößen aus den globalen Schnittgrößen $N_{g,n}$ und $M_{g,n}$ in Öffnungsmitte berechnet werden. Zeigt sich dann aber, dass die Summe der Beträge der aufnehmbaren Sekundärmomente $M_{Rd,1}$ und $M_{Rd,3}$ am Öffnungsrand 1 erheblich von der Summe der Beträge der aufnehmbaren Sekundärmomente $M_{Rd,2}$ und $M_{Rd,4}$ am Öffnungsrand 2 abweichen, so sollten u. U. die Sekundärschnittgrößen noch einmal an der sich aus den aufnehmbaren Momenten ergebenden Stelle m aus den dortigen globalen Schnittgrößen $M_{g,m}$ und $V_{g,m}$ berechnet werden. Bleiben die Abweichungen jedoch gering, reicht es aus, mit den Werten $V_{g,n}$ und $M_{g,n}$ in Öffnungsmitte zu rechnen.

6.4.2 Normalkräfte der Teilträger

Wie eben erwähnt, berechnet sich die Normalkraft der Teilträger aus dem globalen Moment $M_{g,m}$ an der Stelle m dividiert durch den inneren Hebelarm im Öffnungsbereich z_o .

$$N_u = -N_o = \frac{M_{g,m}}{z_o} \quad (6.5)$$

Der innere Hebelarm z_o errechnet sich aus dem Abstand der Schwerachsen der beiden Teilträger. Bei der Ermittlung der Schwerachse des ideellen Querschnitts des oberen Teilträgers ist für den Betongurt die lokale mittragende Breite b_l gemäß Kap. 6.2 anzusetzen.

6.4.3 Querkräfte der Teilträger

In den bisherigen Nachweismodellen, so zum Beispiel in denen von **Zhou 1998** und **Stengel 1996**, wurde die Querkraft entsprechend den Biegetragfähigkeiten der beiden Teilträger im voll plastischen Zustand auf den oberen und unteren Teilträger aufgeteilt. Der bei dieser Vorgehensweise nötige Nachweis der Verformbarkeit, der zudem durch die unterschiedlichen Materialien der beiden Teilträger nur schwer zu führen sein dürfte, unterblieb. Dies kann zu Sicherheitsdefiziten führen, was in diesem Kapitel noch erläutert wird. Aus diesen Gründen wird hier ein alternatives Verfahren zur Ermittlung der Verteilung der Querkräfte auf die beiden Teilträger vorgeschlagen, das auf den Steifigkeiten der beiden Teilträger beruht. Dabei ist ein gesonderter Nachweis der Verformbarkeit nicht notwendig.

Bei der Auswertung der FE-Berechnungen zu den Versuchen und der Parameterstudie hat sich gezeigt, dass die Verteilung der globalen Querkraft $V_{g,m}$ auf die beiden Teilträger genügend genau aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten EI_o und EI_u des oberen bzw. unteren Teilträgers berechnet werden kann:

$$V_u = V_{g,m} \cdot \frac{EI_u}{(EI_o + EI_u)} \quad (6.6)$$

$$V_o = V_{g,m} \cdot \frac{EI_o}{(EI_o + EI_u)} \quad (6.7)$$

Bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit EI_o des oberen Teilträgers wird die lokale Betongurtbreite b_l nach Gleichung (6.2) angesetzt. Des Weiteren wird angenommen, dass der Betongurt im Zustand 1 bleibt, auch wenn die Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments liegt, wodurch der Betongurt gezogen wird und weitgehend gerissen ist. Außerdem wird starrer Verbund zwischen den beiden Querschnittsteilen Betongurt und oberem Stahlträgerrest vorausgesetzt. Durch diese Annahmen wird die Querkraft V_o im oberen Teilträger und damit die Querkraft des Betongurts zwar etwas überschätzt, doch dadurch liegt man bei den Querkraftnachweisen für den Betongurt auf der sicheren Seite. Dass die Querkraft V_u im unteren Teilträger dadurch unterschätzt wird, wirkt sich, wie im Folgenden noch erläutert wird, nicht nachteilig auf die Sicherheit aus.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betonguts im Öffnungsbereich

Das Verhältnis der Querkraft V_o im oberen Teilträger zur Gesamtquerkraft $V_{g,m}$ wird, um die Verteilung der Querkraft auf die beiden Teilträger besser ausdrücken zu können, als Querkraftverhältnis k_V definiert. Es errechnet sich nach folgender Gleichung aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten des oberen und unteren Teilträgers EI_o bzw. EI_u :

$$k_V = \frac{V_o}{V_{g,m}} = \frac{EI_o}{EI_o + EI_u} \quad 0 < k_V < 1 \quad (6.8)$$

Damit folgt für die Querkraft V_u im unteren Teilträger:

$$V_u = (1 - k_V) \cdot V_{g,m} \quad (6.9)$$

Um die Querkraftverteilung anhand der Biegesteifigkeiten nach Gleichung (6.8) zu überprüfen, sind in Abbildung 6.3 und Abbildung 6.4 die Querkraftverhältnisse $k_{V,FE}$ ausgewählter physikalisch nichtlinearer FE-Berechnungen zur Nachrechnung der Versuche und der Parameterstudie und die jeweils nach Gleichung (6.8) berechneten Verhältnissen im Zusammenhang mit der Gesamtquerkraft in Öffnungsmitte $V_{g,n}$ aufgetragen. Dabei sind die nach Gleichung (6.8) berechneten Verhältnisse als kurze Geraden in gleicher Farbe eingetragen.

Die Querkraftverhältnisse $k_{V,FE}$, die mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen ermittelt wurden, sind über die Belastung hinweg nicht konstant, sondern verändern sich wegen des nichtlinearen Verhaltens der Werkstoffe mit zunehmender Gesamtquerkraft $V_{g,n}$.

Da das Querkraftverhältnis von den Steifigkeiten der beiden Teilträger abhängig ist, wurden für Abbildung 6.3 die FE-Berechnungen von Versuchen mit eben stark unterschiedlichen Steifigkeiten der beiden Teilträger und mit den Öffnungen im Bereich des positiven und negativen Globalmoments ausgewählt. Dies sind zum Beispiel die Versuche T2P55 und T2N55 (schmaler Betongurt), T4P104 und T4N104 (breiter Betongurt), T7PRS und T7NRS (breiter Betongurt und Reststeg) sowie T5P21 und T5N21 (breiter und hoher Betongurt).

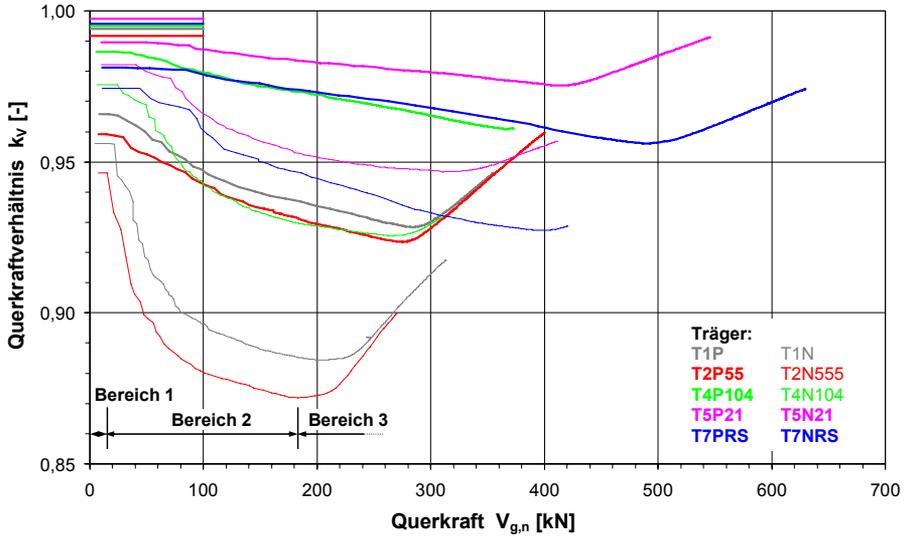


Abb. 6.3: Querkraftverhältnis k_v und $k_{v,FE}$ aus den FE-Berechnungen ausgewählter Versuche

Aus der Parameterstudie wurden die Träger pg, npg, po15, npo15, pu15, npu15 und pb12u15 für Abbildung 6.4 ausgewählt. Hier sind zum einen die Steifigkeitsunterschiede der beiden Teilträger und zum anderen auch die Steifigkeitsunterschiede zwischen Betongurt und oberem Stahlträgerrest besonders groß.

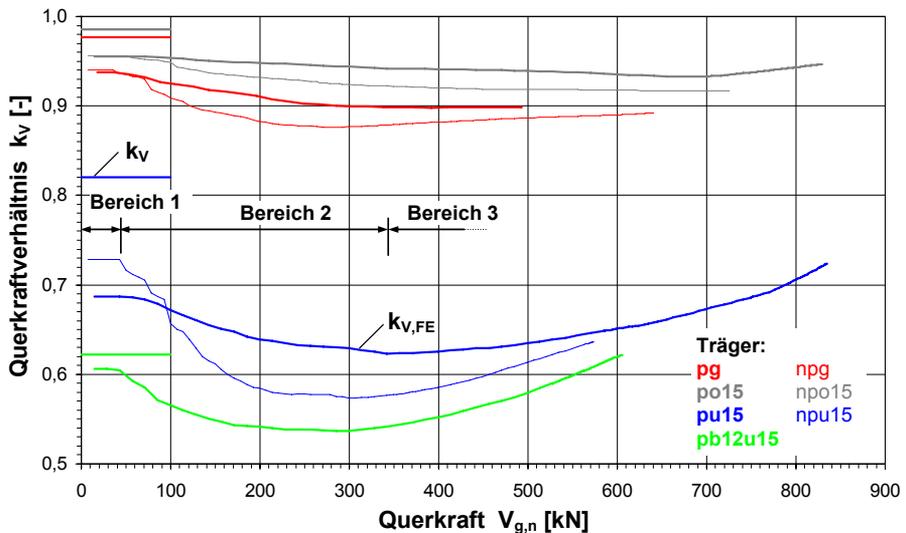


Abb. 6.4: Querkraftverhältnis k_v und $k_{v,FE}$ ausgewählter Träger der Parameterstudie

Bevor die Querkraftverhältnisse $k_{v,FE}$ der FE-Berechnungen mit den nach Gleichung (6.8) berechneten verglichen werden, sei zunächst der Verlauf der Querkraftverhältnisse $k_{v,FE}$ in Abhängigkeit der globalen Querkraft $V_{g,n}$ analysiert.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Die Verteilung der Querkraft auf den oberen und unteren Teilträger erfolgt nach deren Steifigkeiten, die sich aber mit der Höhe der Beanspruchungen verändern. So lassen sich die Verläufe der Querkraftverhältnisse $k_{V,FE}$ in den Abbildungen 6.3 und 6.4 in drei Bereiche gliedern: Im ersten Bereich ist das Verhältnis konstant, was daran liegt, dass der Betongurt ungerissen ist (Zustand 1). Bei den Trägern der Parameterstudie, bei denen die Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments liegt, ist k_V im Bereich 1 etwas größer als bei den Trägern bei denen die Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments liegt, da die Längsbewehrung etwas stärker ausgebildet ist, und somit die ideale Biegesteifigkeit des oberen Teilträgers größer ist.

Der zweite Bereich beginnt mit dem Reißen des Betongurts und dem damit verbundenen Steifigkeitsabfall, welcher sich mit zunehmender Belastung fortsetzt. Dadurch verringert sich das Querkraftverhältnis $k_{V,FE}$, d.h. der untere Teilträger nimmt im Verhältnis mehr von der globalen Querkraft $V_{g,n}$ auf als der obere Teilträger. Der Unterschied zwischen dem Minimum von $k_{V,FE}$ und dem Wert im Zustand 1 ist bei Öffnungen im Bereich eines positiven Globalmoments erwartungsgemäß kleiner als bei Öffnungen im Bereich eines negativen Globalmoments. Dies liegt an dem stärker gerissenen Betongurt und dem damit verbundenen größeren Steifigkeitsabfall infolge der Zugkraft im oberen Teilträger bei den Versuchen mit Öffnungen im Bereich eines negativen Globalmoments.

Im dritten Bereich nimmt das Querkraftverhältnis wieder zu, weil die Steifigkeit des unteren stählernen Teilträgers mit dem Beginn des Ausbildens von Fließzonen an den Öffnungsecken 3 und 4 stärker abnimmt als die Steifigkeit des oberen Teilträgers. Dadurch wird nun ein größerer Anteil der globalen Querkraft durch den oberen Teilträger übertragen. Es sind auch Fälle denkbar in denen der Öffnungsbereich so konstruiert ist, dass ein Versagen des oberen Teilträgers, z.B. Querkraftversagen des Betongurts, eintritt, bevor sich im unteren Teilträger Fließzonen ausbilden, wodurch dann der dritte Bereich entfällt.

Zu sinngemäß gleichen Verläufen und Bereichen bei Stahlbetonträgern mit großen Stegöffnungen kommen auch Schnellenbach-Held und Neff in **Schn. 2006** bzw. **Neff 2006**.

Da bei den Versuchen das Querkraftverhältnis im Bereich der Traglast bereits abnimmt, weil die Querkraft im unteren Teilträger wegen dessen Auslastung abnimmt, ist es auch nicht möglich, dass sich infolge des beginnenden Querkraftversagens des Betongurts Querkraft vom oberen Teilträger in den unteren umlagert und sich dadurch die globale Querkraft weiter steigern lässt. Es tritt sogar der umgekehrte Fall ein.

Da der untere Teilträger außer durch Biegung und Querkraft auch noch durch die untere Normalkraft beansprucht wird, die proportional zum globalen Moment anwächst, kann es wie bei dem Versuch T5P21 in Abbildung 6.3 vorkommen, dass das Querkraftverhältnis im Bereich 3 gegen 1 geht, d.h. dass der untere Teilträger überhaupt keine Querkraft mehr aufnimmt. Dieser Fall tritt ein, wenn sich die Normalkraft des unteren Teilträgers der voll plastischen Normalkraft nähert. Dann stehen dem Querschnitt keine Reserven mehr zur Aufnahme eines Biegemoments

und damit von Querkraft zur Verfügung. Die globale Querkraft $V_{g,n}$ muss dann komplett vom oberen Teilträger aufgenommen werden ($k_V = 1$).

Bezüglich der Abweichung zwischen den nach Gleichung (6.8) berechneten Querkraftverhältnissen k_V und denen aus den FE-Berechnungen $k_{V,FE}$ lässt sich folgendes feststellen:

Die Querkraftverhältnisse k_V sind im Bereich 1 und 2 immer größer als $k_{V,FE}$. Damit liegt die berechnete Querkraft im oberen Teilträger im Hinblick auf die Querkraftbemessung auf der sicheren Seite. Im Bereich 3 kann es zwar durchaus vorkommen, dass $k_{V,FE}$ größer wird als k_V , d.h. mehr Querkraft im oberen Teilträger vorhanden ist als mit k_V berechnet, aber beim Nachweis des unteren Teilträgers wird dann deutlich, dass dieser die ihm zugewiesene Querkraft V_u nicht aufnehmen kann und dadurch mehr Querkraft durch den oberen Teilträger übertragen werden muss.

Die Abweichungen zwischen k_V und $k_{V,FE}$ betragen im Bereich 1 bis zu 16% (Träger pu15), was vertretbar erscheint. Im Bereich 2 nimmt die Differenz infolge des Steifigkeitsabfalls des Betongurts zu. Dies macht sich bei den Versuchen, bei denen die Öffnungen im Bereich eines negativen Globalmoments liegen, erwartungsgemäß stärker bemerkbar. Im Bereich 3 wird wie erwähnt $k_{V,FE}$ wieder größer und somit die Differenz zu k_V wieder kleiner.

Wie eingangs des Kapitels bereits erwähnt, wäre eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Querkraft in den beiden Teilträgern, dem unteren und oberen Teilträger immer soviel Querkraft zuzuweisen, wie sie aufgrund ihrer voll plastischen Tragfähigkeit in den Öffnungsecken aufnehmen können. So werden z.B. in dem Nachweismodell aus **Stengel 1996** der untere Teilträger und der obere Stahlträgerrest voll plastisch ausgenutzt, und die restliche aufzunehmende Querkraft wird dem Betongurt zugewiesen. In **Zhou 1998** werden die beiden Teilträger in den Öffnungsecken voll plastisch ausgenutzt, wobei die Querkraft im Betongurt zwar durch eine Reduktion der Betondruckfestigkeit berücksichtigt wird, letztendlich wird aber wie in **Stengel 1996** vorausgesetzt, dass alle Querschnittsteile gemäß des Traglastverfahrens gleichermaßen bis hin zu ihrer Tragfähigkeit beansprucht werden können. Die dazu notwendige Verformbarkeit wird wie bereits erwähnt nicht nachgewiesen. Dies kann zu den im Folgenden erläuterten Problemen führen. In Abbildung 6.5 ist beispielhaft für den Träger pu15 der Parameterstudie, dessen unterer Reststeg eine Höhe von 15 cm hat, zusätzlich zum Querkraftverhältnis k_V und $k_{V,FE}$ noch das Querkraftverhältnis $k_{V,pl}$ aufgetragen, das sich ergäbe, wenn der untere Teilträger unter Berücksichtigung der Normalkraft N_u und der jeweils aufnehmbaren Querkraft immer voll plastisch ausgenutzt würde.

Bei geringer globaler Querkraft $V_{g,n}$ und dementsprechend geringer Normalkraft ist die vom unteren Teilträger im vollplastischen Zustand aufnehmbare Querkraft $V_{u,pl}$ um ein Vielfaches größer als die nach der FE-Berechnung im unteren Teilträger vorhandene Querkraft $V_{u,FE}$, was sich daran zeigt, dass $k_{V,pl}$ kleiner ist als $k_{V,FE}$. Ist dies der Fall, wird dem unteren Teilträger viel mehr Querkraft zugewiesen, als er eigentlich aufnimmt. Damit wird die Querkraft V_o im oberen Teilträger und auch die Querkraft im Betongurt $V_{c,o}$ unterschätzt, womit man bei den Querkraftnachweisen für den Betongurt auf der unsicheren Seite liegt. (In dem beispielhaft betrachteten Fall

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

betragen die Abweichungen zur unsicheren Seite bei einer globalen Querkraft $V_{g,n}$ von 300 kN etwa 100%). Erst bei weiterer Steigerung der Querkraft auf ca. 550 kN, wenn $k_{V,pl}$ größer wird als $k_{V,FE}$, und damit der untere Teilträger tatsächlich ausgenutzt ist, liegt dieses Verfahren nicht mehr auf der unsicheren Seite. Damit kann bei der Ermittlung der Querkräfte der beiden Teilträger über die aufnehmbare Querkraft im unteren Teilträger ein unvorhersehbares Sicherheitsdefizit entstehen. Es wird deshalb empfohlen, die Querkraftverteilung - wie vorher beschrieben - anhand der Biegesteifigkeiten der beiden Teilträger zu berechnen. Dies kann zwar dazu führen, dass die Querkraft im oberen Teilträger überschätzt wird, was aber bezüglich der Querkraftnachweise für den Betongurt auf der sicheren Seite liegt. Dass die Querkraft im unteren Teilträger unterschätzt wird, erweckt zunächst den Anschein, dass damit für den unteren Teilträger die geforderte Sicherheit nicht eingehalten wird.

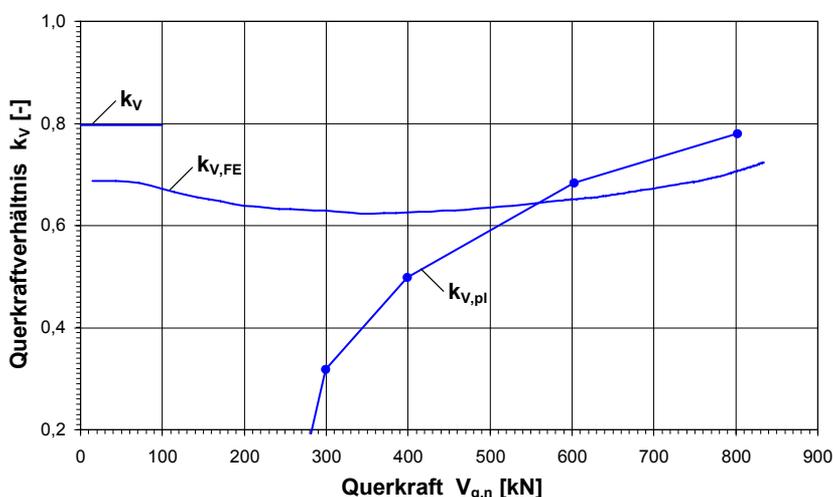


Abb. 6.5: Querkraftverhältnisse k_v , $k_{V,FE}$ und $k_{V,pl}$ des Trägers pu15 der Parameterstudie

Dieser Zweifel lässt sich aber mit der folgenden Betrachtung ausräumen: Werden die Querkräfte in den beiden Teilträgern anhand deren Steifigkeiten ermittelt und wird der untere Teilträger für die ihm dabei zugewiesenen Querkraft V_u beim Erreichen der Bemessungslast ausgelegt, kann es zwar vorkommen, dass sich diese Querkraft V_u schon vor dem Erreichen der Bemessungslast im unteren Teilträger einstellt, aber bei weiterer Laststeigerung wird der untere Teilträger durch die Zunahme der Normalkraft N_u infolge des globalen Moments $M_{g,n}$ letztendlich soweit ausgenutzt, dass er nur noch die ihm zugewiesene Querkraft V_u aufnehmen kann. Der andere Teil der Querkraft muss durch den oberen Teilträger übertragen werden, der aber dafür ausgelegt ist. Da sich im unteren Teilträger bei dieser hohen Ausnutzung in den Öffnungsecken Fließzonen ausbilden, hat er als rein stählernes Tragelement im Vergleich zum Betongurt auf jeden Fall ein ausreichendes Verformungsvermögen.

Das vorgeschlagene Verfahren stellt somit in allen Fällen sicher, dass die im Öffnungsbereich vorhandene globale Querkraft $V_{g,n}$ sicher aufgenommen werden kann, ohne dass ein gesonderter Nachweis der Verformbarkeit notwendig ist.

6.4.4 Sekundärmomente in den Teilträgern

Für das vorgestellte Nachweisverfahren ist eine Ermittlung der einzelnen Sekundärmomente M_1 , M_2 , M_3 und M_4 in den vier Öffnungsecken nicht notwendig. Benötigt werden lediglich die Momentensumme $M_{\Sigma o}$ im oberen und $M_{\Sigma u}$ im unteren Teilträger (vergl. Kap. 7.2 und 7.3):

$$M_{\Sigma o} = |M_1| + |M_2| = V_o \cdot a_o \quad (6.10)$$

$$M_{\Sigma u} = |M_3| + |M_4| = V_u \cdot a_o \quad (6.11)$$

6.5 Maßgebende Querkräfte des Betongurts im Öffnungsbereich

6.5.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 5.1.1 schon deutlich wurde und wie in Abbildung 6.6 beispielhaft für den Träger S1010u10 aus der Parameterstudie dargestellt, ist im Bereich der Öffnung die Querkraft $V_{c,o}$ im Betongurt in Längsrichtung veränderlich. (Die Symbolik in Abbildung 6.6 entspricht der der Abbildung 5.1). Im Hinblick auf die drei Querkraftnachweise des Betongurts an den Öffnungsrändern 1 und 2 sowie über der Öffnung gilt es nun die jeweils maßgebenden Querkräfte im Betongurt genügend genau zu bestimmen.

Die Querkraft im oberen Teilträger V_o ist – sofern keine äußeren Lasten auf den Betongurt wirken – über die Öffnungslänge hinweg konstant. Dementsprechend ist auch das Querkraftverhältnis k_v über die Öffnungslänge hinweg konstant.

Anders verhält es sich im oberen Teilträger bei der Verteilung der Querkraft auf den Betongurt ($V_{c,o}$) und den Stahlträgerrest ($V_{a,o}$). An den beiden Öffnungsrändern 1 und 2 ist im Stahlträgerrest mehr Querkraft vorhanden als im Bereich der Öffnungsmitte. Dies hängt wie bereits erwähnt damit zusammen, dass vom Öffnungsrand 2 her über den Stahlträgerrest noch Querkraft in den Betongurt eingeleitet wird und dass sich der Betongurt schon vor dem Öffnungsrand 1 auf den Stahlträgerrest auflegt und Querkraft durch Druckkontakt in den Stahlträgerrest abgibt. Im Bereich der Öffnungsmitte, dort wo das Moment im Betongurt zu Null wird, ist im Betongurt die größte Querkraft $V_{c,o0}$ vorhanden. Dieser Maximalwert wird im Hinblick auf die Nachweise vereinfachend und auf der sicheren Seite als über die Öffnungslänge hinweg als konstant angenommen und fortan mit $V_{c,o}$ bezeichnet.

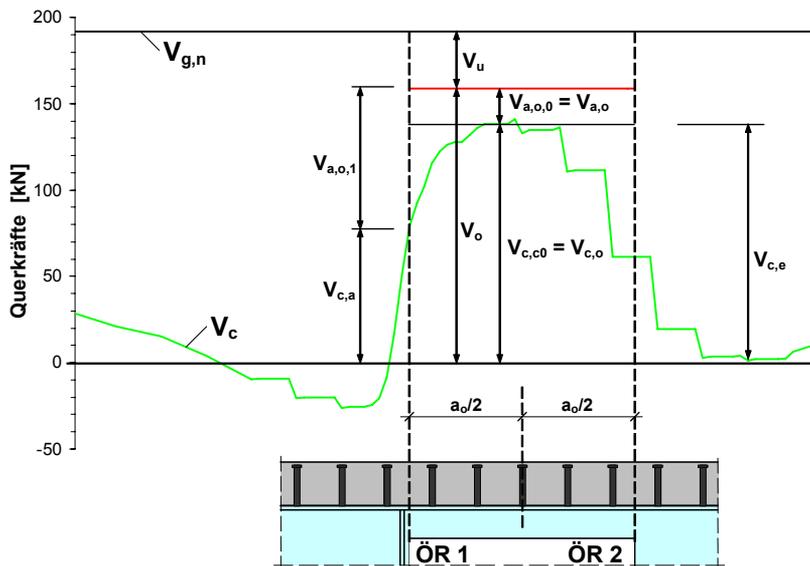


Abb. 6.6: Querkraftverteilung im Öffnungsbereich für den Träger S10x10u10

Durch den Vergleich mit den FE-Berechnungen hat sich gezeigt, dass sich die Querkraft im Betongurt $V_{c,o}$ genügend genau mit dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten der beiden Querschnittsteile Betongurt und oberer Stahlträgerrest und der Querkraft im oberen Teilträger V_o berechnen lässt:

$$V_{c,o} = V_o \cdot \frac{EI_{c,o}}{(EI_{c,o} + EI_{a,o})} \quad (6.12)$$

$$V_{a,o} = V_o \cdot \frac{EI_{a,o}}{(EI_{c,o} + EI_{a,o})} \quad (6.13)$$

Bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit $EI_{c,o}$ des Betongurts wird wieder die lokale mittragende Breite b_l angesetzt. Des Weiteren wird wieder angenommen, dass der Betongurt im Zustand 1 bleibt, auch wenn die Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments liegt. Dies hat den Effekt, dass die Querkraft $V_{c,o}$ im Betongurt leicht überschätzt wird, wodurch die Einwirkungen für die Querkraftnachweise des Betongurts auf der sicheren Seite liegen.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Das Verhältnis der Querkraft $V_{c,o}$ im Betongurt zur Querkraft V_o im oberen Teilträger wird, um die Verteilung der Querkraft auf die beiden Trägeteile besser ausdrücken zu können, als Querkraftverhältnis k_{V_o} definiert. Es errechnet sich nach folgender Gleichung aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten des Betongurts $EI_{c,o}$ und des oberen Teilträgers EI_o :

$$k_{V_o} = \frac{V_{c,o}}{V_o} = \frac{EI_{c,o}}{EI_{c,o} + EI_{a,o}} \quad 0 < k_{V_o} < 1 \quad (6.14)$$

Somit ergibt sich die Querkraft $V_{c,o}$ des Betongurts im Öffnungsbereich zu:

$$V_{c,o} = V_o \cdot k_{V_o} = V_{g,m} \cdot k_V \cdot k_{V_o} \quad (6.15)$$

Die Querkraft $V_{a,o}$ im oberen Stahlträgerrest ergibt sich dementsprechend zu:

$$V_{a,o} = V_o \cdot (1 - k_{V_o}) = V_{g,m} \cdot (1 - k_V) \cdot (1 - k_{V_o}) \quad (6.16)$$

Die Querkraft des Betongurts im Öffnungsbereich $V_{c,o}$ dient als Basis zur Ermittlung der maßgebenden Querkräfte $V_{Ed,c,o}$ über der Öffnung, $V_{Ed,c,e}$ am Öffnungsrand 2 und $V_{Ed,c,a}$ am Öffnungsrand 1.

Um die Brauchbarkeit der vorgeschlagenen ingenieurmäßigen Ermittlung von $V_{c,o}$ nach Gleichung (6.15) zu prüfen, werden im Folgenden wieder die Querkraftverhältnisse der FE-Berechnungen $k_{V_o,FE}$ mit denen nach Gleichung (6.15) verglichen. Dabei werden zunächst die Abweichungen für das Querkraftverhältnis k_{V_o} betrachtet, und anschließend für die Multiplikation der beiden Querkraftverhältnisse k_V und k_{V_o} .

In Abbildung 6.7 sind für die ausgewählten Träger der Parameterstudie die oberen Querkraftverhältnisse k_{V_o} über der Querkraft $V_{g,n}$ in Öffnungsmitte aufgetragen. Außerdem sind die jeweils nach Gleichung (6.14) berechneten Werte k_{V_o} als kurze Linien eingezeichnet. Ausgewählt wurden die gleichen Träger wie bei der Überprüfung von k_V (pg, npg, po15, npo15, pu15, npu15 und pb12u15), so dass ein Vergleich auch später mit $k_V \cdot k_{V_o}$ möglich ist.

Die Abweichungen sind hier sehr gering.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

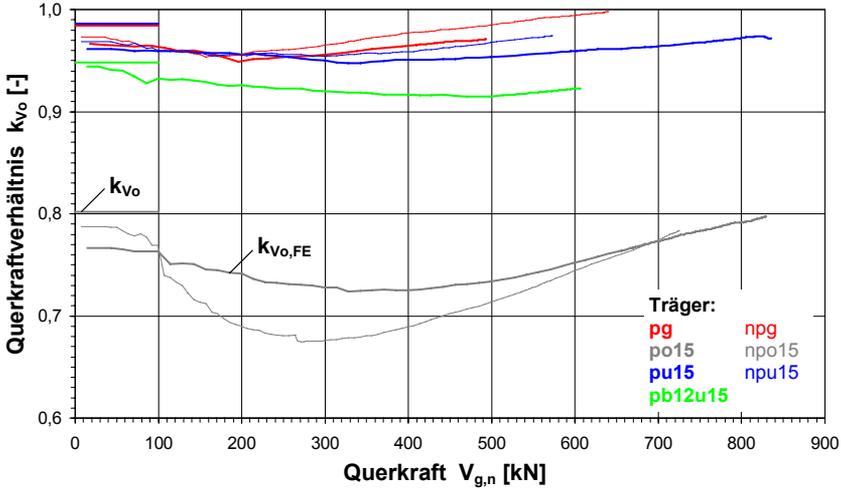


Abb. 6.7: Vergleich der berechneten Querkraftverhältnisse k_{V_0} mit denen der FE-Berechnung $k_{V_0,FE}$ für ausgewählte Träger der Parameterstudie

In Abbildung 6.8 sind die berechneten Verhältnisse $k_V \cdot k_{V_0}$ mit denen der FE-Berechnung $k_{V,FE} \cdot k_{V_0,FE}$ verglichen.

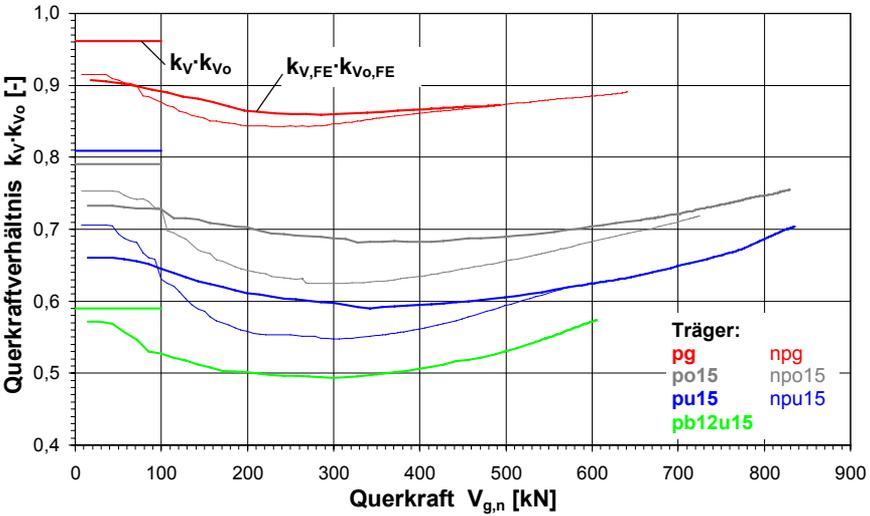


Abb. 6.8: Vergleich der berechneten Querkraftverhältnisse $k_V \cdot k_{V_0}$ mit denen der FE-Berechnung $k_{V,FE} \cdot k_{V_0,FE}$ für ausgewählte Träger der Parameterstudie

Dadurch, dass die berechneten Werte von $k_V \cdot k_{V_0}$ größer sind als die nach den FE-Berechnungen sind auch wie bereits erwähnt die nach Gleichung (6.15) berechneten Querkräfte $V_{c,0}$ des Betongurts im oberen Teilträger größer als die nach den FE-Berechnungen, bei denen davon ausgegangen werden kann, dass sie die tatsächlichen Querkräfte im Betongurt widerspiegeln.

Dadurch wird die Querkraft im Betongurt anfänglich um 2 bis 20% überschätzt, und dementsprechend werden die Querkräfte im oberen Stahlträgerrest und im unteren Teilträger unterschätzt. Dies gilt allerdings nur solange, wie der untere Teilträger und der obere Stahlträgerrest auch entsprechend mehr Querkraft aufnehmen können als ihnen durch die Berechnung gemäß des Nachweiskonzepts zugewiesen wird. Mit fortschreitender Last und steigendem Ausnutzungsgrad des unteren Teilträgers und des oberen Stahlträgerrests stellt sich aber mit Erreichen der Bemessungslast die berechnete Querkraftverteilung ein.

Das Unterschätzen der Querkraft im unteren Teilträger hat wie in Kap. 6.4.3 erläutert keine Konsequenzen für die Sicherheit.

6.5.2 Maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,o}$ im Betongurt für den Querkraftnachweis über der Öffnung

Die maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,o}$ des Betongurts für den Querkraftnachweis über der Öffnung (Kap 6.6.2) entspricht dem Bemessungswert der Querkraft $V_{c,o}$ nach Gleichung (6.15).

$$V_{Ed,c,o} = V_{Ed,g,m} \cdot k_V \cdot k_{V_o} \quad (6.17)$$

Dabei ist:

$V_{Ed,g,m}$ globale Bemessungsquerkraft an der Stelle m

k_V Querkraftverhältnis nach Gleichung (6.8)

k_{V_o} oberes Querkraftverhältnis nach Gleichung (6.14)

6.5.3 Maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,e}$ im Betongurt für den Querkraftnachweis am Öffnungsrand 2 (Ausreißen)

Mit dem Querkraftnachweis am Öffnungsrand 2 (Kapitel 6.6.3) wird die Übertragung der durch die KBD am Öffnungsrand 2 eingeleiteten Querkraft zur Öffnung hin über einen entsprechenden kritischen Schnitt (Abbildung 6.13) nachgewiesen.

Wie bereits mehrfach erläutert, wird am Öffnungsrand 2 die Summe S_e der Dübelzugkräfte in den Betongurt eingeleitet. Dabei kann zwar S_e größer sein als die über der Öffnung im Betongurt vorhandene Querkraft $V_{c,o}$, jedoch ist der Anteil $V_{c,e}$ von S_e , der zur Öffnung hin abgegeben wird, nie größer als $V_{c,o}$ selbst. Somit ist $V_{c,o}$ die Obergrenze von $V_{c,e}$, und genügend genau und leicht auf der sicheren Seite liegend kann für die Bemessung $V_{c,e}$ gleich $V_{c,o}$ gesetzt werden:

$$V_{Ed,c,e} = V_{Ed,c,o} \quad (6.18)$$

Bei genauer Betrachtung, die hier der Vollständigkeit halber angestellt wird, ergibt sich $V_{c,o}$ zu:

$$V_{Ed,c,e} = n_e \cdot V_{Ed,c,o} \quad (6.19)$$

Dabei ist:

n_e Faktor, um den $V_{Ed,c,e}$ kleiner ist als $V_{Ed,c,o}$. Es gilt: $n_e \leq 1$

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Wie aber in Kap. 5.1 gezeigt wurde, ist $V_{c,e}$ nur in einigen wenigen, und zwar zu meist in Sonderfällen, zu denen auch die Versuche mit ihren öffnungsnahen, konzentriert eingeleiteten Lasten gehören, kleiner als $V_{c,o}$. In diesen Fällen würde man für $n_e = 1$ etwas auf der sicheren Seite liegen.

Wirken äußere Lasten Q_e zwischen dem Öffnungsrand 2 und der Öffnungsmitte auf den Betongurt, führen diese zu einer Reduzierung von $V_{Ed,c,e}$.

6.5.4 Maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,a}$ des Betongurts für den Querkraftnachweis am Öffnungsrand 1 (Durchstanzen)

Am Öffnungsrand 1 wird die gesamte oder zumindest ein Großteil der über der Öffnung im Betongurt vorhandenen Querkraft $V_{c,o}$ in den Stahlträgersteg zurückgeleitet. Hinzu kommen eventuell zwischen der Öffnungsmitte und dem Öffnungsrand 1 angreifende äußere Lasten Q_a . Die maßgebende Querkraft $V_{Ed,c,a}$ für den Querkraftnachweis am Öffnungsrand 1 ergibt sich somit zu:

$$V_{Ed,c,a} = V_{Ed,c,o} + Q_{Ed,a} \quad (6.20)$$

Dabei ist:

$V_{Ed,c,o}$ maßgebende Querkraft des Betongurts über der Öffnung nach Gleichung (6.17)

$Q_{Ed,a}$ Bemessungswert der auf den Betongurt wirkenden äußeren Lasten zwischen Öffnungsmitte und Öffnungsrand 1

Genau genommen wird schon vor dem Öffnungsrand 1 ein Teil von $V_{c,o}$ in den oberen Stahlträgerrest übertragen (Abbildung 6.6). Wie groß dieser Anteil ist, ist in erster Linie vom Verhältnis der Biegesteifigkeit des Betongurts $EI_{c,o}$ zur Biegesteifigkeit des oberen Stahlträgerrestes $EI_{a,o}$ abhängig. Es gilt: je steifer der Stahlträgerrest im Vergleich zum Betongurt, umso größer ist dieser Anteil. Allerdings findet eine solche Übertragung von Querkraftanteilen vom Betongurt in den Stahlträger zum größten Teil erst unmittelbar vor dem Öffnungsrand 1 innerhalb des Durchstanzbereiches des Betongurts statt, so dass hierdurch praktisch keine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit eintritt.

6.6 Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt im Bereich der Öffnung

6.6.1 Allgemeines

Mit den in den vorangegangenen Kapiteln ermittelten maßgebenden Querkräften sind die drei Nachweise für den Betongurt zu führen: Nachweis des Betongurts auf Querkraft über der Öffnung, Nachweis des Betongurts am Öffnungsrand 2 (Ausreißen) und Nachweis des Betongurts am Öffnungsrand 1 (Durchstanzen).

In den drei folgenden Kapiteln werden zunächst die jeweiligen Querkraftwiderstände für den Querkraftnachweis über der Öffnung $V_{Rd,c,o}$, am Öffnungsrand 2 $V_{Rd,c,e}$ und am Öffnungsrand 1 $V_{Rd,c,a}$ angegeben und das zugrunde liegende Modell erläutert. Anschließend werden die gemäß des Nachweismodells, allerdings ohne Sicherheitsbeiwerte, berechneten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts mit den im Versuch erzielten verglichen und die Ergebnisse statistisch ausgewertet, um die Brauchbarkeit der jeweiligen Nachweismodelle zu prüfen.

Abschließend werden in Kap. 6.6.5 zusammenfassend für alle drei Querkraftnachweise die Verhältnisse der gemäß des Nachweiskonzepts berechneten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts mit den experimentell ermittelten verglichen und die Bemessungswerte der drei Querkraftwiderstände diskutiert.

6.6.2 Querkraftnachweis des Betongurts über der Öffnung

Wie in Kap. 5.4 bereits erläutert, erfolgt der Transport eines Teils der Querkraft im Betongurt über die Öffnung hinweg mittels einer fachwerkartigen Tragwirkung der KBD. Der andere Teil wird durch die auf Querkraft unbewehrten Plattenbereiche übertragen. Demnach ergeben sich zwei im Bezug auf die Querkraftübertragungsart unterschiedliche Zonen 1 und 2 (Abbildung 6.9).

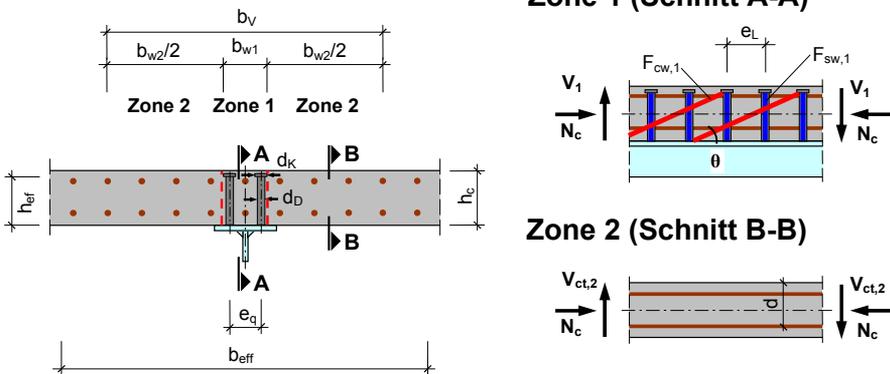


Abb. 6.9: Querkraftübertragungszonen 1 und 2

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Die gesamte durch den Betongurt über der Öffnung übertragene Querkraft $V_{c,o}$ ermittelt sich aus der Summe der in den beiden Zonen 1 und 2 übertragenen Querkraft V_1 bzw. $V_{ct,2}$. Daher wird vorgeschlagen die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,o}$ des Betongurts über der Öffnung auf Bemessungsniveau wie folgt zu berechnen:

$$V_{Rd,c,o} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2} \quad (6.21)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,1}$ die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in der Zone 1 auf Bemessungsniveau als niedrigster Wert nach den Gleichungen (6.32) und (6.33)

$V_{Rd,ct,2}$ die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in der Zone 2 auf Bemessungsniveau nach Gleichung (6.48)

Dem Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,o}$ ist der Bemessungswert der über der Öffnung im Betongurt vorhandenen Querkraft $V_{Ed,c,o}$ gegenüberzustellen. Somit lautet der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung:

$$V_{Ed,c,o} \leq V_{Rd,c,o} \quad (6.22)$$

Dabei ist:

$V_{Ed,c,o}$ der Bemessungswert der im Betongurt über der Öffnung vorhandene Querkraft nach Gleichung (6.17).

Im Folgenden werden für die beiden Zonen 1 und 2 die Querkrafttragfähigkeiten ermittelt.

Zone 1: Kopfbolzendübel wirken als Querkraftbewehrung

Da in dieser Zone die Querkraftübertragung wie in einem gewöhnlichen Bauteil mit Querkraftbewehrung stattfindet, wird die Querkrafttragfähigkeit entweder durch die Druckstrebenfestigkeit $V_{Rd,max}$ oder die Zugstreben tragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ begrenzt. Dabei ist der kleinere Wert maßgebend.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.23)$$

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (6.24)$$

Diese beiden Formeln aus **DIN 1045-1** müssen jedoch, um sie an die speziellen Gegebenheiten anzupassen, teilweise modifiziert werden. Die modifizierten Werte sind im Folgenden aufgelistet. Die anderen Werte werden wie in **DIN 1045-1** ermittelt.

- Maßgebende Querschnittsbreite b_w :

Die anzusetzende modifizierte Querschnittsbreite b_{w1} entspricht der Breite der Zone 1 (siehe Abbildung 6.9). Hier müssen jedoch bezüglich der Kopfbolzenanordnung in Querrichtung drei Fälle unterschieden werden:

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betonguts im Öffnungsbereich

Werden die KBD einreihig angeordnet, entspricht b_{w1} dem Durchmesser des Dübelkopfes d_K (Gleichung (6.27)). Da dieser Fall nicht experimentell untersucht wurde, und somit keine gesicherten Erkenntnisse vorliegen, wird, um auf der sicheren Seite zu liegen, b_{w1} auf eine plausible Breite, den Durchmesser des Dübelkopfes, begrenzt.

Bei mehrreihiger Dübelanordnung stellt sich zwischen den benachbarten Dübelköpfen in Querrichtung ein Druckgewölbe ein, so dass die Breite b_{w1} gleich dem Abstand der beiden äußeren Dübel und einem Dübelkopfdurchmesser angenommen werden kann (Gleichung (6.28)). Dieses Druckgewölbe kann sich allerdings nur einstellen, wenn der Abstand e_q zwischen den Dübeln in Querrichtung nicht zu groß ist. Das gleiche gilt auch für den Dübelabstand e_L in Längsrichtung. Als jeweiliger Höchstabstand wäre in Anlehnung an die Konstruktionsregeln für Querkraftbewehrung der DIN 1045-1 ein Vielfaches der Betongurthöhe h_c denkbar. In diesem speziellen Fall scheint allerdings die effektive Dübelhöhe h_{ef} als Bezugswert für eine Begrenzung besser geeignet, weil h_{ef} nur von den Kopfbolzendübeln selbst abhängt. Durch die Versuche ist in Querrichtung ein Höchstabstand von 90 mm, was 0,64 h_{ef} oder 0,56 h entspricht, abgesichert. Laut DIN 1045-1 darf der Höchstabstand in Querrichtung s_{wq} nicht größer als die Bauteildicke h oder 600 mm sein, wobei der letztere Wert von der Querkraftausnutzung und der Betonfestigkeitsklasse abhängt. In Längsrichtung beträgt laut DIN 1045-1 der zulässige Höchstabstand in Längsrichtung s_{wl} je nach Querkraftausnutzung und Betonfestigkeitsklasse 0,25 bis 0,7 h oder 200 bis 300 mm. In den Versuchen betrug der Abstand in Längsrichtung 110 mm, was 0,79 h_{ef} entspricht oder 0,69 h_c . Aufgrund der Regelungen der Norm und den Erfahrungen mit den Dübelabständen in den Versuchen werden folgende Konstruktionsregeln vorgeschlagen:

Im Öffnungsbereich, d.h. zwischen den Öffnungsrändern 1 und 2, und jeweils bis in eine Entfernung von 5 h_c zu den Öffnungsrändern sollte der Abstand e_L der KBD in Längsrichtung nicht größer sein als 0,8 h_{ef} oder 200 mm und der Abstand e_q der KBD in Querrichtung sollte nicht größer sein als h_{ef} . Außerdem sind die Mindestabstände nach **DIN V 18000-Teil 5** einzuhalten. Somit ergeben sich zusammenfassend die folgenden Abstände:

$$5 \cdot d_D \leq e_L \leq \min \{0,8 \cdot h_{ef}; 200 \text{ mm}\} \quad (6.25)$$

$$2,5 \cdot d_D \leq e_q \leq h_{ef} \quad (6.26)$$

In den Versuchen wurde die Querkrafttragfähigkeit voll ausgenutzt. Deshalb können die Dübelabstände auch für niedrigere Ausnutzungsgrade übernommen werden, wobei eine Staffelung, wie sie in DIN 1045-1 vorgenommen wird, hier nicht vorgesehen ist. Da in den Versuchen keine Betone der Festigkeitsklasse C 50/60 oder höher verwendet wurden, bleiben diese Festigkeitsklassen von den Regelungen ausgenommen.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betonguts im Öffnungsbereich

Unter der Einhaltung der obigen Konstruktionsregeln, darf die Breite b_{w1} der Zone 1 wie folgt berechnet werden:

$$b_{w1} = d_K \quad \text{für einreihige Dübelanordnung} \quad (6.27)$$

$$b_{w1} = \Sigma e_q + d_K \quad \text{für mehrreihige Dübelanordnung} \quad (6.28)$$

Dabei ist:

e_q Abstand der KBD in Querrichtung

d_K Durchmesser des Dübelkopfes

h_{ef} effektive Dübellänge

- Innerer Hebelarm z :

Der innere Hebelarm entspricht der effektiven Dübellänge h_{ef} von der Flanschoberkante bis zur Unterkante des Dübelkopfes.

$$z = h_{ef} \quad (6.29)$$

- Querschnitt der eingelegten Querkraftbewehrung A_{sw} :

Da die Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung wirken, berechnet sich deren Querschnitt A_{sw1} aus der Summe der Querschnittsflächen der in Querrichtung nebeneinander angeordneten KBD:

$$A_{sw1} = n \cdot \pi \frac{d_D^2}{4} \quad (6.30)$$

Dabei ist:

n Anzahl der in Querrichtung nebeneinander angeordneten KBD

d_D kleinster Durchmesser des Bolzenschafts

- Abstand s_w der Bügel untereinander in Längsrichtung:

Hier entspricht der Bügelabstand dem Abstand e_L der KBD in Längsrichtung:

$$s_w = e_L \quad (6.31)$$

für e_L sind die Regelungen nach Gl. (6.25) einzuhalten

Mit den oben vorgenommenen Modifizierungen ergeben sich die beiden Formeln der DIN 1045-1 zur Ermittlung der Druckstrebenfestigkeit $V_{Rd,max}$ und der Zugstrebentragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ jetzt zu:

$$V_{Rd,max,1} = \frac{b_{w1} \cdot h_{ef} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.32)$$

$$V_{Rd,sy,1} = \frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{yd} \cdot h_{ef} \cdot \cot \theta \quad (6.33)$$

Wobei $V_{Rd,max,1}$ die Druckstrebenfestigkeit und der $V_{Rd,sy,1}$ die Zugstrebentragfähigkeit in der Zone 1 ist.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Da der Betongurt des oberen Teilträgers in der Regel auch durch eine Normalkraft beansprucht wird (Zug oder Druck), muss auch deren Einfluss berücksichtigt werden. Nach DIN 1045-1 wird dieser Einfluss sowohl über den Betontraganteil $V_{Rd,c}$ als auch über die Bestimmung der unteren Grenze der Druckstrebenneigung θ erfasst.

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot \eta_1 \cdot 0,1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (6.34)$$

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \quad (6.35)$$

Zur Berechnung von $V_{Rd,c}$ und θ für den vorliegenden Fall, müssen neben den bereits modifizierten Werten weitere Werte wie folgt modifiziert werden.

- Normalspannung σ_{cd} :

Zur Berechnung der Normalspannung σ_{cd} des Betongurts über der Öffnung wird zunächst die Normalkraft $N_{Ed,c,o}$ im Betongurt über der Öffnung berechnet. Sie ergibt sich aus der Normalkraft $N_{Ed,o}$ des oberen Teilträgers und dem Verhältnis der E-Moduln sowie der Querschnittsflächen des Betongurts und des Stahlträgerrests zu:

$$N_{Ed,c,o} = N_{Ed,o} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{E_a \cdot A_a}{E_{cm} \cdot A_{c,eff,N}} \right)} \quad (6.36)$$

Dabei ist:

$A_{c,eff,N}$ die Betonfläche, die zum Abtrag der Normalkraft angesetzt wird. Sie berechnet sich aus der Betongurthöhe h_c und der mittragenden Breite der Normalkraft, die der globalen mittragenden Breite b_{eff} entspricht:

$$A_{c,eff,N} = h_c \cdot b_{eff} \quad (6.37)$$

$N_{Ed,o}$ die Normalkraft im oberen Teilträger. Sie wird aus dem Globalmoment $M_{Ed,g,m}$ an der Stelle m und dem inneren Hebelarm z_o nach Gleichung (6.5) berechnet.

Der Anteil $N_{Ed,c,v}$ der Betongurtnormalkraft, der innerhalb der Breite b_v vorhanden ist, berechnet sich aus dem Verhältnis der globalen mittragenden Breite b_{eff} und der Querkraftbreite b_v .

$$N_{Ed,c,v} = N_{Ed,c,o} \cdot \frac{b_v}{b_{eff}} \quad (6.38)$$

Dabei ist:

b_v die Querkraftbreite nach Gleichung (6.46) (vereinfacht).

b_{eff} die globale mittragende Breite nach **DIN V 18000-Teil 5**

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Die Betondruckspannung σ_{cd} ergibt sich aus der Normalkraft $N_{Ed,c,V}$ im Betongurt und der entsprechenden Betonfläche $A_{c,V}$ zu:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed,c,V}}{A_{c,V}} \quad (6.39)$$

Dabei ist:

$A_{c,V}$ Betonfläche innerhalb der Querkraftbreite b_V :

$$A_{c,V} = h_c \cdot b_V \quad (6.40)$$

- Bemessungsquerkraft V_{Ed} :

Zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels ist der Bemessungswert der über der Öffnung im Betongurt vorhandene Querkraft $V_{Ed,c,o}$ anzusetzen.

Mit den zusätzlich oben vorgenommenen Modifizierungen ergeben sich die beiden Formeln der DIN 1045-1 zur Ermittlung des Betontraganteils $V_{Rd,c}$ und der Druckstrebenneigung θ jetzt zu:

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot 0,1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_{w1} \cdot h_{ef} \quad (6.41)$$

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,c,o}}} \quad (6.42)$$

Zone 2: Auf Querkraft unbewehrter Stahlbetongurt

Für die Zone 2 wird die aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,ct,2}$ in Anlehnung an die Formel zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung aus **DIN 1045-1** berechnet.

$$V_{Rd,ct} = \left[0,1 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.43)$$

Auch hier müssen teilweise Modifizierungen vorgenommen werden, wobei die modifizierten Werte im Folgenden aufgeführt sind. Alle anderen Werte ermitteln sich wie in DIN 1045-1.

- Längsbewehrungsgrad ρ_l :

Die Querschnittsfläche A_{s1} der Längsbewehrung ermittelt sich aus der Querschnittsfläche der Längsbewehrung des Stahlbetongurts innerhalb einer Breite b_{w2} , deren Ermittlung im folgenden Absatz erläutert wird. Um diese Längsbewehrung ansetzen zu dürfen, muss sie den in Kap. 10.3.3 der DIN 1045-1 gestellten Anforderungen genügen. Der obere Stahlträgerrest erfüllt für den Betongurt in der Zone 2 nicht die Aufgabe einer Längsbewehrung und darf somit nicht als solche angerechnet werden.

- Maßgebende Querschnittsbreite b_w :

Wie in Kap. 5.2 gezeigt, breitet sich ein Teil der am Öffnungsrand 2 durch die KBD konzentriert eingeleiteten Querkraft $V_{c,e}$ seitlich in den Betongurt aus. Dadurch nimmt die mittragende Breite b_{w2} der Querkraft in der Zone 2 zuerst mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitungsstelle $A_{load,2}$ (Abbildung 6.10) zu, bis sie dann etwa ab Öffnungsmitte wieder abnimmt, weil die Querkraft im Betongurt in Richtung Öffnungsrand 1 sich wieder zur Trägerlängsachse ($A_{load,1}$) hin konzentriert.

Die kritischen Schnitte für den Querkraftnachweis ergeben sich jeweils in der Nähe der Öffnungsränder 1 und 2, an den kritischen Rundschnitten u_1 bzw. u_2 (Abbildung 6.10). (Eine Erläuterung zu den Rundschnitten u_2 und u_1 folgt in den Kap. 6.6.3 bzw. 6.6.4). Die mittragenden Breiten der Querkraft $b_{w2,1}$ und $b_{w2,2}$ werden rechtwinklig zur Trägerlängsachse angenommen und haben die Länge der abgewickelten Rundschnitte u_1 bzw. u_2 :

$$b_{w2,1} = u_1 \quad (6.44)$$

$$b_{w2,2} = u_2 \quad (6.45)$$

Dabei ist:

u_1 Länge des kritischen Rundschnitts am Öffnungsrand 1 nach Gleichung (6.80)

u_2 Länge des kritischen Rundschnitts am Öffnungsrand 2 nach Gleichung (6.69)

Durch die beiden mittragenden Breiten $b_{w2,1}$ und $b_{w2,2}$ der Zonen 2 ergeben sich auch zwei unterschiedliche Querkraftbreiten $b_{v,1}$ und $b_{v,2}$. Sie setzen sich jeweils aus der Breite b_{w1} und b_{w2} zusammen:

$$b_{v,1} = b_{w2,1} + b_{w1} \quad (6.46)$$

$$b_{v,2} = b_{w2,2} + b_{w1} \quad (6.47)$$

In den verschiedenen Formeln ist hier der Kürze halber immer nur b_{w2} oder b_v enthalten. Jedoch müssen genau genommen jeweils beide Werte untersucht werden. Allerdings wird sich der kleinere und damit maßgebende Wert der mittragenden Breite in der Regel am Öffnungsrand 2 ergeben ($b_{w2,2}$). Der Sonderfall, dass die größere mittragende Breite $b_{w2,1}$ am Öffnungsrand 1 maßgebend wird, kann dann eintreten, wenn zwischen dem Öffnungsrand 1 und 2 nennenswerte äußere Lasten in den Betongurt eingeleitet werden. Natürlich wird die Breite von $b_{v,1}$ und $b_{v,2}$ auch durch die gesamte Breite des Betongurts b_c begrenzt.

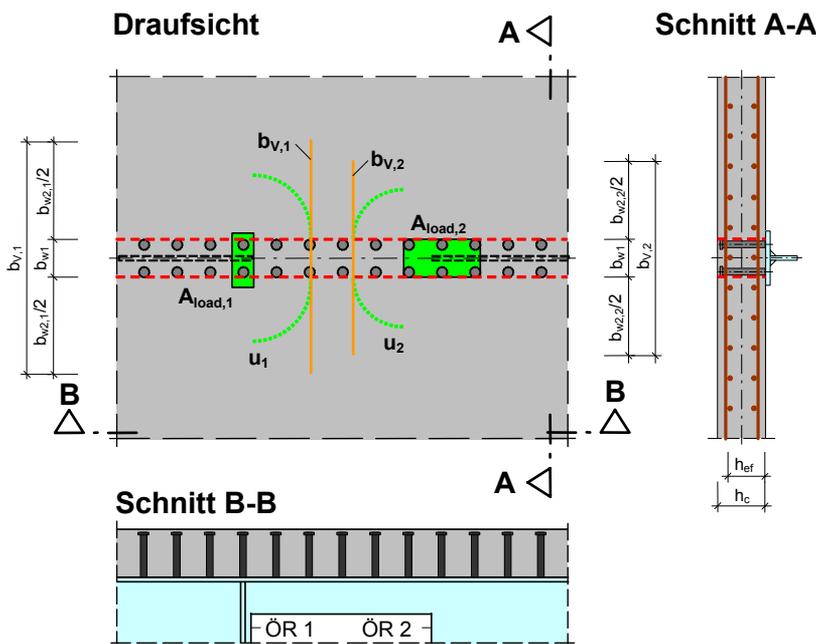


Abb. 6.10: Mittragende Breite b_v für die Aufnahme der Querkraft

Mit den oben vorgenommenen Modifizierungen ergibt sich die Formel der DIN 1045-1 zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung jetzt zu:

$$V_{Rd,ct,2} = \left[0,1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_{w2} \cdot d \quad (6.48)$$

Überprüfung des vorgeschlagenen Konzepts für den Nachweis des Betongurts über der Öffnung anhand der Versuchsergebnisse

Um die Brauchbarkeit des vorgeschlagenen Querkraftnachweises des Betongurts über der Öffnung zu prüfen, wurden die im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts über der Öffnung verglichen mit den gemäß dem Nachweismodell berechneten Querkrafttragfähigkeiten.

Bei den nach dem Nachweismodell berechneten Querkrafttragfähigkeiten auf dem Bemessungsniveau gehen jedoch Sicherheiten ein, die für die Berechnung der Vergleichswerte zu der Querkrafttragfähigkeit der Versuche ausgeschaltet werden müssen. Die Vergleichswerte nach dem Nachweismodell werden zu den einzelnen Versuchen deshalb folgendermaßen ermittelt:

Zunächst werden die Veränderungen gegenüber den beiden modifizierten Formeln (6.32) und (6.33) zur Ermittlung der Bemessungswerte der Querkrafttragfähigkeit der Zone 1 erläutert:

- Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} :

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Versuche wird entsprechend **Forschungsvorhaben 1999** anstatt des Bemessungswertes der Druckfestigkeit f_{cd} die einachsige Druckfestigkeit f_{1c} eines Prismas, die der einachsigen Druckfestigkeit des Betons im Bauteil entspricht, eingesetzt. Sie berechnet sich aus der mittleren Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag $f_{c,cube150,m}$ zu:

$$f_{1c} = 0,75 \cdot f_{c,cube150,m} \quad (6.49)$$

- Für den Abminderungsbeiwert α_c wird gemäß **DIN 1045-1** 0,75 eingesetzt.

Bei der Bestimmung des Betontraganteils und des Druckstrebenwinkels sind ebenfalls Modifizierungen notwendig:

$$V_{R,c} = \beta_{ct} \cdot 0,1 \cdot f_{1c}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{1c}} \right) \cdot b_{w1} \cdot h_{ef} \quad (6.50)$$

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{1c}}}{1 - \frac{V_{R,c}}{V_{c,u,exp}}} \quad (6.51)$$

- Charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} :

Nach **Forschungsvorhaben 1999** wird anstatt der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} wieder die einachsige Druckfestigkeit f_{1c} nach Gleichung (6.49) eingesetzt.

- Bemessungsquerkraft V_{Ed} :

Als Bemessungsquerkraft wird die im Betongurt vorhandene Querkraft $V_{c,u,exp}$ beim Erreichen der Traglast eingesetzt.

Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts - ohne Sicherheit - in der Zone 1 ergibt sich somit aus dem Minimum der Druckstrebenfestigkeit und der Zugstrebenfestigkeit zu:

$$V_{R,max,1} = \frac{b_{w1} \cdot h_{ef} \cdot \alpha_c \cdot f_{1c}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.52)$$

$$V_{R,sy,1} = \frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_y \cdot h_{ef} \cdot \cot \theta \quad (6.53)$$

Auch für die Zone 2 müssen zum Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts die Sicherheiten ausgeschaltet werden. Die dazu notwendigen Maßnahmen sind im Folgenden erläutert:

- Vorfaktor 0,1:

Der Vorfaktor c_d von 0,1 gilt für den Bemessungswert des Querkraftwiderstandes. Zum Vergleich der experimentell ermittelten Querkraftwiderstände mit den gemäß dem Nachweiskonzept berechneten Werten wird allerdings der Mittelwert c_{exp} benötigt, der sich wie folgt bestimmen lässt:

Im Rahmen von **Forschungsvorhaben 1999** wurde der charakteristische Wert des Vorfaktors $c_k = 0,1309$ festgelegt, woraus sich dann mit einem Sicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ ein Bemessungswert $c_d = 0,09$ ergab, der aufgrund verschiedener Überlegungen für die Norm auf 0,1 aufgerundet wurde.

Mit dem charakteristischen Wert $c_k = 0,1309$ wurde die Querkraft $V_{u,cal}$ der im Rahmen von **Forschungsvorhaben 1999** untersuchten Versuche berechnet.

$$V_{u,cal} = \left[0,1309 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1c})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.54)$$

Beim Vergleich von $V_{u,cal}$ mit den Querkrafttragfähigkeiten $V_{u,test}$ dieser Versuche ergab sich der Mittelwert des Modellsicherheitsbeiwertes γ_{mod} zu:

$$\gamma_{mod} = V_{u,test} / V_{u,cal} = 1,3501 \quad (6.55)$$

Somit ergibt sich schließlich der Mittelwert des Vorfaktors c_{exp} für den Vergleich mit der Querkrafttragfähigkeit der durchgeführten Versuche zu:

$$c_{exp} = c_d \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{mod} = 0,09 \cdot 1,5 \cdot 1,3501 = 0,1767 \quad (6.56)$$

- Charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} :

Siehe Zone 1.

- Mittragende Breite der Querkraft b_{w2} der Zone 2 über der Öffnung:

Als mittragende Breite b_{w2} wird der kleinere Wert von $b_{w2,1}$ und $b_{w2,2}$ angesetzt, der bei den Versuchen immer $b_{w2,2}$ ist, und dem Umfang u_2 des kritischen Rundschnitts am Öffnungsrand 2 entspricht.

Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts - ohne Sicherheit - in der Zone 2 ergibt sich somit zu:

$$V_{R,ct,2} = \left[0,1767 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1c})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_c \right] \cdot b_{w2,2} \cdot d \quad (6.57)$$

In den Tabellen 6.1 und 6.2 sind für alle Versuche (außer für den Versuch mit profiliertem Betongurt) die Querkrafttragfähigkeiten der beiden Zonen 1 und 2 $V_{R,1}$ bzw. $V_{R,ct,2}$ aufgelistet. Außerdem sind die erforderlichen Vorwerte aufgeführt.

In Tabelle 6.3 sind die gemäß dem Nachweiskonzept berechneten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts mit den experimentell ermittelten Querkraftwiderständen $V_{c,u,exp}$ des Betongurts verglichen und die Abweichungen statistisch ausgewertet.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Für die Versuche wurde im Öffnungsbereich der Querkraftwiderstand des Betongurts $V_{c,u,exp}$ aus der Traglast ermittelt. Hierzu wurde von der gesamten Querkraft $V_{g,u,exp}$ im Trägerteil mit der Öffnung bei Erreichen der Traglast der Querkraftanteil des unteren Teilträgers V_u und der des oberen Stahlträgerrests $V_{a,o}$ subtrahiert. Die Querkraft im unteren Teilträger $V_{u,FE}$, die mit Hilfe der FE-Berechnungen bestimmt wurde, beträgt bei den durchgeführten Versuchen im Bereich der Traglast im Mittel etwa 5% der Gesamtquerkraft, was einem Querkraftverhältnis $k_{V,u}$ von 0,95 entspricht. Der Querkraftanteil des oberen Stahlträgerrests $V_{a,o}$, ist außer in den beiden Versuchen mit einem Reststeg (T7PRS und T7NRS) vernachlässigbar gering ($V_{a,o} \approx 0$). Für die Versuch T7PRS und T7NRS beträgt der Querkraftanteil $V_{a,o,FE}$ im Bereich der Traglast, der mit Hilfe der FE-Berechnungen ermittelt wurde, 74 bzw. 80 kN.

Somit ergibt sich die Querkraft des Betongurts zu:

$$V_{c,u,exp} = V_{g,u,exp} \cdot k_{V,u} - V_{a,o,FE} \quad (6.58)$$

Des Weiteren wird die Zugkraft $N_{D,calc}$ der KBD über der Öffnung berechnet:

$$N_{D,calc} = \frac{V_{R,max,1} \cdot e_L}{h_{ef} \cdot \cot \theta} \quad (6.59)$$

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Versuch	f_{1c} [N/mm ²] Gl. (6.49)	h_{ef} [m]	$N_{c,v}$ [kN] Gl. (6.38)	σ_c [-] Gl. (6.39)	σ_c/f_{1c} [-]	$\cot\theta$ [-] Gl. (6.51)	θ [-]	$N_{D,calc}$ [kN] Gl. (6.59)	$V_{R,sv,1}$ [kN] Gl. (6.53)	$V_{R,max,1}$ [kN] Gl. (6.52)
T0P	31,3	0,14	486	-4,82	-0,15	1,4	34,9	105	431	193
T1P	25,7	0,14	412	-4,10	-0,15	1,4	34,7	86	434	158
T2P55	35,4	0,14	671	-7,62	-0,20	1,5	33,3	110	457	213
T2POD	38,7	0,14	281	-2,79	-0,07	1,3	—	—	389	0
T3PSB	33,2	0,14	617	-6,13	-0,18	1,5	34,2	108	441	202
T4P104	33,4	0,14	483	-4,80	-0,14	1,4	35,1	114	426	206
T4P300	32,8	0,14	1023	-10,17	-0,29	1,6	31,5	92	490	192
T5P21	26,8	0,19	928	-5,11	-0,18	1,5	34,0	86	603	221
T6P230	34,1	0,14	517	-5,13	-0,14	1,4	35,0	116	428	210
T6PSB	38,0	0,14	643	-6,39	-0,16	1,4	34,7	127	434	233
T7PRS	30,0	0,14	547	-5,44	-0,17	1,5	34,3	99	439	184
T0NU	35,4	0,14	0	0,00	0,00	1,2	39,0	145	370	227
T1NU	29,5	0,14	0	0,00	0,00	1,2	38,9	120	371	189
T0N	33,8	0,14	-415	4,13	0,12	1,1	42,9	162	323	221
T1N	27,4	0,14	-367	3,67	0,13	1,1	43,3	133	318	179
T2N55	37,4	0,14	-589	6,69	0,17	1,0	44,9	192	302	245
T3NSB	36,3	0,14	-488	4,89	0,13	1,1	43,5	177	316	238
T4N104	34,9	0,14	-342	3,43	0,09	1,1	41,9	161	334	228
T5N21	29,4	0,19	-709	3,93	0,13	1,1	43,3	143	431	261
T7NRS	31,2	0,14	-480	4,80	0,15	1,0	44,3	157	307	205

Tab. 6.1: Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des Betonguts der Zone 1: Vorwerte und Ergebnisse

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8
	Versuch	d [m]	pl [-]	b _v [m]	b _{w2} [m]	σ _c [N/mm ²]	V _{R,ct,ct,2} [kN]	V _{R,ct,cr,2} [kN]
			Gl. (6.47)	Gl. (6.45)	Gl. (6.39)			Gl. (6.57)
T0P	0,12	0,020	0,63	0,50	-4,82	84	35	120
T1P	0,12	0,017	0,63	0,50	-4,10	75	30	105
T2P55	0,12	0,017	0,55	0,43	-7,62	70	47	117
T2POD	0,12	0,017	0,63	0,63	-2,79	128	30	159
T3PSB	0,12	0,017	0,63	0,50	-6,13	82	45	126
T4P104	0,12	0,017	0,63	0,50	-4,80	82	35	117
T4P300	0,12	0,017	0,63	0,50	-10,17	81	74	155
T5P21	0,17	0,012	0,86	0,74	-5,11	141	77	218
T6P230	0,12	0,017	0,63	0,50	-5,13	82	37	120
T6PSB	0,12	0,017	0,63	0,50	-6,39	85	46	132
T7PRS	0,12	0,017	0,63	0,50	-5,44	79	39	118
T0NU	0,12	0,020	0,63	0,50	0,00	88	0	88
T1NU	0,12	0,017	0,63	0,50	0,00	78	0	78
T0N	0,12	0,020	0,63	0,50	4,13	87	-30	57
T1N	0,12	0,017	0,62	0,50	3,67	75	-26	49
T2N55	0,12	0,020	0,55	0,43	6,69	75	-40	34
T3NSB	0,12	0,020	0,62	0,50	4,89	87	-35	52
T4N104	0,12	0,020	0,62	0,50	3,43	86	-24	62
T5N21	0,17	0,019	0,86	0,74	3,93	166	-58	108
T7NRS	0,12	0,020	0,62	0,50	4,80	83	-34	49

Zus.	
Vorwerte	
Vorf.	
[-]	
0,1767	
κ	
[-]	
2,00	

Tab. 6.2: Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts der Zone 2: Vorwerte und Ergebnisse

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Versuch	b_v [mm]	$V_{R,max,1}$ [kN]	$V_{R,ct,2}$ [kN]	$V_{R,c,0}$ [kN]	$V_{g,u,exp}$ [kN]	$V_{c,u,exp}^{1)}$ [kN]	$V_{R,c,0} \cdot N_{c,u,exp}^{2)}$ [-]	$V_{R,c,0} \cdot N_{c,u,exp}^{3)}$ [-]	$V_{R,c,0} \cdot N_{c,u,exp}^{4)}$ [-]
TOP	0,63	193	120	312	398	380	0,82	0,82	0,82
T1P	0,63	158	105	263	338	322	0,81	0,81	0,81
T2P55	0,55	213	117	330	345	329	1,00	1,00	1,00
T2POD	0,63	0	159	159	230	220	0,72	0,72	0,72
T3PSB	0,63	202	126	328	505	482	0,68	0,68	0,68
T4P104	0,63	206	117	323	413	394	0,82	0,82	0,82
T4P300	0,63	192	155	347	505	482	0,72	0,72	0,72
T5P21	0,86	221	218	439	604	577	0,76	0,76	0,76
T6P230	0,63	210	120	330	454	434	0,76	0,76	0,76
T6PSB	0,63	233	132	365	565	540	0,68	0,68	0,68
T7PRS	0,63	184	118	302	505	408	0,74	0,74	0,74
TONU	0,63	227	88	315	400	382	0,83	0,83	0,83
T1NU	0,63	189	78	267	336	321	0,83	0,83	0,83
T0N	0,63	221	57	278	340	325	0,86	0,86	0,86
T1N	0,62	179	49	228	303	289	0,79	0,79	0,79
T2N55	0,55	245	34	280	303	289	0,97	0,97	0,97
T3NSB	0,62	238	52	290	403	384	0,76	0,76	0,76
T4N104	0,62	228	62	289	295	282	1,03	1,03	1,03
T5N21	0,86	261	108	369	464	443	0,83	0,83	0,83
T7NRS	0,62	205	49	254	446	346	0,73	0,73	0,73
Bemerkungen:	1) nach Gleichung (6.58)			Bereich pos. Globalm.		x	0,78	0,80	0,84
				und Momentennullpunkt		s	0,08	0,08	0,08
2) alle Versuche			Bereich neg. Globalm.		x	0,85	0,87	0,91	
			nur Versuche ohne Dübelleisten		s	0,10	0,10	0,06	
3) nur Versuche mit Querkraftversagen			Alle Versuche der jeweiligen Spalte		x	0,81	0,83	0,86	
					s	0,10	0,09	0,08	
4) Mittelwert									
x: Mittelwert									
s: Standardabweichung									

Tab. 6.3: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts mit den nach dem vorgeschlagenen Nachweisverfahren berechneten Werten

Anders als bei den Dübelausreißlasten, die anhand der Dübelzugkräfte bei fast jedem Versuch experimentell bestimmt werden konnten, trat Schubversagen nur bei insgesamt 8 Versuchen auf. Bei den restlichen wurde die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung nicht erreicht, so dass in diesen Fällen für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nur ein unterer Grenzwert vorliegt.

In Tabelle 6.3 ist in Spalte 7 zunächst für alle betrachteten Versuche das Verhältnis der berechneten Querkrafttragfähigkeit zur experimentell ermittelten gebildet und getrennt für die Versuche mit positivem und negativem Globalmoment statistisch ausgewertet. In Spalte 8 werden dann die Versuche ohne zusätzliche Dübelleisten außer Acht gelassen und in Spalte 9 sind schließlich nur die Versuche aufgeführt, bei denen Querkraftversagen über der Öffnung eintrat.

Aus den Werten in Spalte 7 geht hervor, dass die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts bei den drei Versuchen mit Dübelleisten T3PSB, T3NSB und T6PSB durch die Berechnung gemäß des Nachweisverfahrens am weitesten unterschätzt wird (bis zu 0,68). Hieraus kann gefolgert werden, dass die zusätzlich eingelegten Dübelleisten die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung erhöhen.

Werden die drei Versuche mit Dübelleisten außer Acht gelassen (Spalte 8) ergibt sich für die Versuche im Bereich positiver und negativer Globalmomente ein Mittelwert von 0,80 bzw. 0,87 bei einer Standardabweichung von 0,08 bzw. 0,10. Zusammen genommen ergibt sich ein Mittelwert von 0,83 bei einer Standardabweichung von 0,09.

Werden nur die Versuche betrachtet, bei denen die Traglast letztlich durch ein Querkraftversagen über der Öffnung begrenzt wurde (Spalte 9), ergibt sich für die Versuche im Bereich positiver und negativer Globalmomente ein Mittelwert von 0,84 bzw. 0,91 bei einer Standardabweichung von 0,08 bzw. 0,06. Zusammen genommen ergibt sich ein Mittelwert von 0,86 bei einer Standardabweichung von 0,08. Damit liegt die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in den Versuchen im Mittel 14% über der berechneten. Dies bedeutet, dass die berechnete Querkrafttragfähigkeit des Betongurts außer bei den beiden Versuchen T2N55 und T2P55 mit einem schmalen Betongurt (0,55 m) auf der sicheren Seite liegt, wodurch hier durchaus noch geringe Reserven vorhanden sind. Die größte Abweichung beträgt beim Versuch T5P21 24%. Allerdings lässt sich bei diesem Versuch anhand der Entwicklung der Dübelzugkräfte (Abbildung 5.33) erkennen, dass das Querkraftversagen über der Öffnung schon bei einer um etwa 20% geringeren Querkraft beginnt (siehe Kap. 5.5.3). Wird dies in Betracht gezogen, liegt die Abweichung nur noch bei rund 14%.

Im Folgenden werden die Ergebnisse aus der Berechnung der Gesamtquerkrafttragfähigkeit des Betongurts und den Querkrafttragfähigkeiten der einzelnen Zonen grafisch aufbereitet und kommentiert, um die Qualität des Modells zu untermauern. Dazu sind in den Abbildungen 6.11 und 6.12 die berechneten Querkrafttragfähigkeiten und Querkrafttragfähigkeitsanteile aus den Tabellen 6.1 und 6.2 für den positiven Momentenbereich und Momentennullpunkt bzw. negativen Momentenbereich über der experimentell bestimmten Tragquerkraft des Betongurts $V_{c,u,exp}$ aufgetragen.

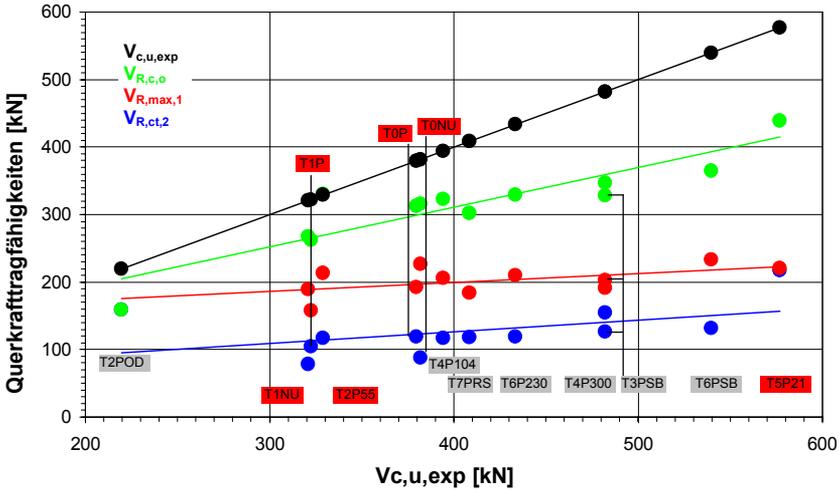


Abb. 6.11: Querkrafttragfähigkeitsanteile und Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts über einer Öffnung im Bereich eines positiven Globalmoments und des Momentennullpunkts

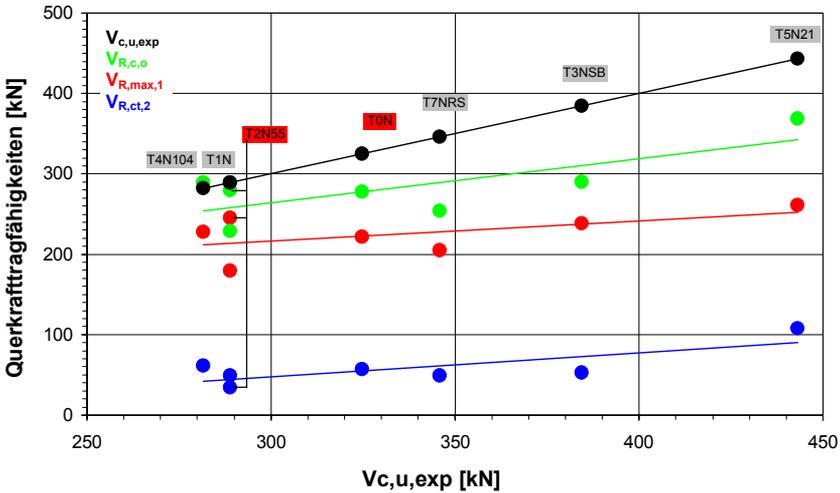


Abb. 6.12: Querkrafttragfähigkeitsanteile und Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts über einer Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments

Die schwarzen Punkte markieren die experimentell bestimmte Tragquerkraft des Betongurts $V_{c,u,exp}$. Die grünen Punkte stellen die gemäß des Nachweiskonzepts berechnete Gesamtquerkrafttragfähigkeit $V_{R,c,o}$ des Betongurts dar. Diese setzt sich zusammen aus der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,1}$ der Zone 1 und $V_{R,ct,2}$ der Zone 2, die als rote bzw. blaue Punkte abgebildet sind.

Für die einzelnen Punkte eines Querkrafttragfähigkeitsanteils ist eine Trendlinie in der jeweils gleichen Farbe eingezeichnet, die die durchschnittliche Größe des

jeweiligen Querkrafttragfähigkeitsanteils verdeutlicht. Beim Versuch T2POD, bei dem wegen der fehlenden Dübel über der Öffnung der Querkrafttragfähigkeitsanteil der Zone 1 gleich Null ist, wird dieser Wert nicht in die Trendlinie mit aufgenommen.

Die zusammengehörigen jeweiligen Querkrafttragfähigkeitsanteile und Querkrafttragfähigkeiten sowie die experimentelle Tragquerkraft des Betongurts zu einem Versuch liegen in den Diagrammen vertikal übereinander und sind mit dem Namen des Versuchs beschriftet. Die 8 Versuche, bei denen Querkraftversagen über der Öffnung die Versagensart war, sind rot markiert.

Aus den Abbildungen 6.11 und 6.12 und den Tabellen 6.1 bis 6.3 lässt sich folgendes herauslesen:

- Querkraftübertragung in Zone 1:

Der rechnerische Druckstrebenwinkel θ beträgt im Bereich positiver Globalmomente (Betongurt steht unter Druck) 31,5 bis 35° (Tabelle 6.1, Spalte 7). Dieser Winkel entspricht auch etwa der Neigung der Schubrisse, die jedoch in der Regel steiler verlaufen als die Druckstreben. Die Neigung der Schubrisse in der unmittelbaren Umgebung der Kopfbolzendübel ist an den aufgesägten Versuchsträgern abzulesen (siehe hierzu entsprechende Fotos in **Ramm 2006**, Anhang C).

Für die Versuche, bei denen Querkraftversagen eintrat, ist die experimentell bestimmte mittlere Dübelzugkraft $S_{M,max}$ über der Öffnung (Tabelle 5.1) im Mittel knapp 20% kleiner als die berechnete $N_{D,calc}$. Vermutlich wird im Versuch ein Teil der Querkraft direkt von den Dübelköpfen am Öffnungsrand 2 zum Stahlträgerflansch am Öffnungsrand 1 durch eine schräge Druckstrebe übertragen, wodurch sich insgesamt eine flachere Druckstrebenneigung ergibt und damit verbunden geringere Dübelzugkräfte.

Bei den beiden Versuchen mit der Öffnung im Bereich des globalen Momentennullpunkts (TONU und T1NU) und bei den Versuchen im Bereich eines negativen Globalmoments (Betongurt steht unter Zug) ist der rechnerische Druckstrebenwinkel θ mit rund 39° bzw. 42 bis 45° entsprechend und wie auch zu erwarten steiler als im Bereich eines positiven Globalmoments. Dementsprechend sind auch die berechneten Zugkräfte der KBD $N_{D,calc}$ höher. Der Mittelwert der experimentell ermittelten Dübelzugkräfte $S_{M,max}$ ist im Mittel rund 70% niedriger als die berechneten $N_{D,calc}$. Auch hier wird ein Teil der Querkraft vermutlich direkt durch flachere Druckstreben übertragen, die in etwa die gleiche Neigung haben wie im positiven Momentenbereich. Die Rissneigung, die sich an den aufgeschnittenen Trägern ablesen lässt, entspricht wieder in etwa der berechneten Druckstrebenneigung, wobei die Druckstreben meist flacher geneigt sind als die Risse.

Um der bei Längszugspannungen (Bereich negative Globalmomente) tatsächlich flacheren Druckstrebenneigung bei der Bemessung Rechnung zu tragen, sollte die Druckstrebenneigung nicht über 40° angenommen werden. Allerdings sind auch damit die rechnerischen Dübelzugkräfte $N_{D,calc}$ immer noch etwa 1,5-mal

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

größer als die, die sich tatsächlich einstellen werden, was aber auf der sicheren Seite liegt.

- Querkrafttragfähigkeitsanteil $V_{R,ct,\sigma,2}$ infolge des Korrekturgliedes für die Normalspannung in Zone 2

An der Querkrafttragfähigkeit in Zone 2 $V_{R,ct,2}$ ist der Anteil $V_{R,ct,\sigma,2}$ infolge des Korrekturgliedes für die Normalspannung bei den beiden Versuchen, bei denen die Öffnung im Momentennullpunkt lag (TONU und T1NU) natürlich gleich Null. Bei den Versuchen im Bereich eines positiven Globalmoments trägt $V_{R,ct,\sigma,2}$ mit im Mittel etwa einem Viertel der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2}$ nennenswert zur Querkrafttragfähigkeit der Zone 2 bei. Liegt die Öffnung im negativen Momentenbereich, wird der Betongurt gezogen, was dazu führt, dass $V_{R,ct,\sigma,2}$ negative Werte annimmt und dadurch die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2}$ vermindert. Da dieser Anteil von der Längsspannung abhängig ist, wird er mit zunehmender Gesamtquerkrafttragfähigkeit betragsmäßig größer, da sich mit der Querkraft in gleicher Weise das globale Moment und damit die Normalkraft im oberen Teilträger erhöht.

- Querkrafttragfähigkeitsanteil $V_{R,ct,ct,2}$ ohne Berücksichtigung der Längsspannung in Zone 2

Da dieser Anteil in erster Linie von der Zugfestigkeit des Betons, dem Längsbewehrungsgrad und der statischen Höhe abhängig ist, ergeben sich für die einzelnen Momentenbereiche keine großen Unterschiede.

- Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2}$ des Betongurts in Zone 2

Die beiden vorangegangenen Anteile addiert ergeben die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2}$ der Zone 2 (blaue Punkte). Da sich die Zugspannungen im negativen Momentenbereich wie erläutert negativ auswirken, ist $V_{R,ct,2}$ bei diesen Versuchen erheblich geringer als bei den Versuchen im positiven Momentenbereich. Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in der Zone 2 beträgt im Bereich negativer Globalmomente weniger als die Hälfte der Querkrafttragfähigkeit im Bereich positiver Globalmomente.

- Berechnete Gesamtquerkrafttragfähigkeit des Betongurts $V_{R,c,o}$:

Die Querkrafttragfähigkeiten der beiden Zonen 1 und 2 ergeben zusammen die Gesamtquerkrafttragfähigkeit $V_{R,c,o}$ des Betongurts (grüne Punkte). Bei den Versuchen im positiven Momentenbereich beträgt der Querkrafttragfähigkeitsanteil der Zone 1 knapp zwei Drittel der Gesamtquerkrafttragfähigkeit und liegt im negativen Momentenbereich mit rund 80% noch höher, was daran liegt, dass durch die Zugkraft im Betongurt weniger Querkraft durch die Zone 2 übertragen werden kann. Somit beträgt die Querkrafttragfähigkeit der Zone 1, in der die Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung wirken, im Mittel aller Versuche etwa 70% der Gesamtquerkrafttragfähigkeit.

Für die Versuche bei denen Querkraftversagen eintrat und die in den Abbildungen 6.11 und 6.12 rot markiert sind, liegt die rechnerische Gesamtquerkrafttragfähigkeit im Mittel sowohl für die Versuche im positiven und negativen Momentenbereich, als auch für die Versuche im Momentennullpunkt in der Regel nahe an der experimentell bestimmten (schwarze Punkte) was die statistische Auswertung in Tabelle 6.2 bestätigt. Auch für die ungewöhnlichen Fälle, wie Versuch T2POD, bei dem der Querkrafttragfähigkeitsanteil der Zone 1 entfällt, und bei den beiden Versuchen mit der Öffnung im Bereich des Momentennullpunkts, bei denen der Querkrafttragfähigkeitsanteil infolge der Normalspannungen entfällt, ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

Nach dem Vergleich mit den Versuchen kann zusammenfassend festgestellt werden, dass das vorgeschlagene Modell zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts die Querkrafttragfähigkeit und auch das Querkrafttragverhalten über der Öffnung recht genau und sicher abbildet.

6.6.3 Querkraftnachweis des Betongurts am Öffnungsrand 2 (Ausreißen)

Mit diesem Nachweis soll wie bereits erwähnt die Übertragung der durch die KBD am Öffnungsrand 2 eingeleiteten Querkraft zur Öffnung hin über einen entsprechenden kritischen Schnitt sichergestellt werden. Dabei wird von der gesamten eingeleiteten Querkraft, die der Summe der Dübelzugkräfte S_e am Öffnungsrand 2 entspricht, nur ein Teil $V_{c,e}$ zur Öffnung hin über den besagten Rundschnitt weitergegeben. Diesen Anteil gilt es nachzuweisen. Der andere Anteil wird seitlich in Richtung des ungestörten Trägerbereiches in den Betongurt abgegeben (siehe hierzu Kap. 5.1.1 und 5.2)

Da sich die Querkraft $V_{c,e}$ nicht nur unmittelbar in Richtung zur Öffnung hin, sondern auch seitlich in den Betongurt ausbreitet, ist die Situation vergleichbar mit einem Durchstanzen, allerdings mit dem Unterschied, dass die Querkraft als Zugkraft eingeleitet wird. Die Lasteinleitungsfläche $A_{load,2}$ (Abbildung 6.13) wird in diesem Fall durch die Dübelgruppe, die den Anteil $V_{c,e}$ der Zugkraft einleitet, bestimmt. Eine weitere Besonderheit stellen die unterschiedlichen aufnehmbaren Querkräfte der beiden Zonen 1 und 2 dar.

Ein Großteil der eingeleiteten Querkraft $V_{c,e}$ wird als Querkraft V_1 durch die Zone 1 über die Öffnung hinweg zum Öffnungsrand 2 geleitet (Abbildung 6.13). Auf die Ermittlung von V_1 wurde im vorangegangenen Kapitel ausführlich eingegangen. Der andere Teil $V_{ct,2,2}$ der eingeleiteten Querkraft verteilt sich seitlich nach vorne in den auf Querkraft unbewehrten Betongurt der Zone 2 über einen Schnitt u_2 , der aus zwei Teilen besteht.

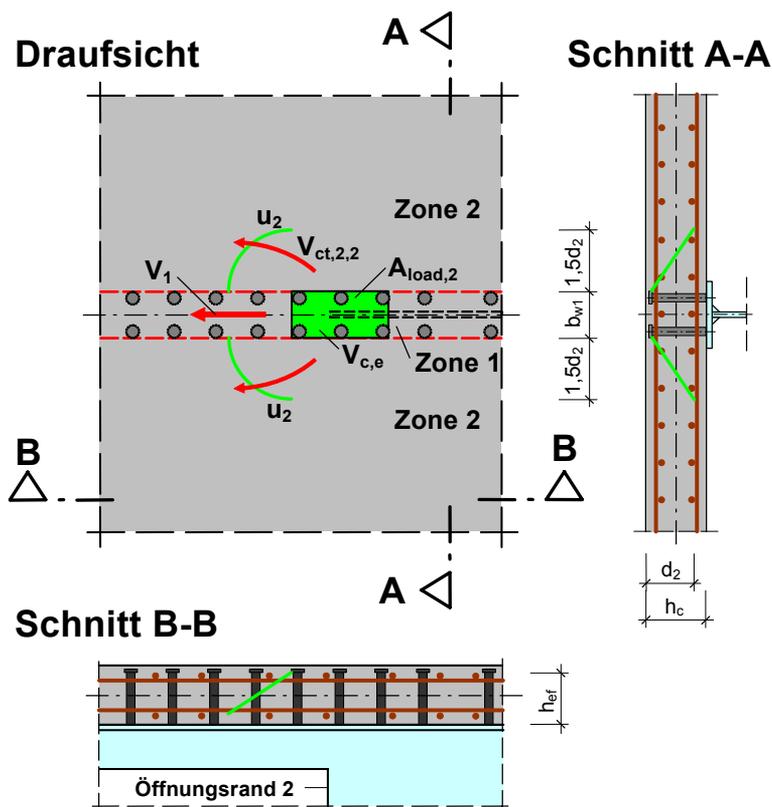


Abb. 6.13: Einleitung der Querkraft in den Betongurt am Öffnungsrand 2

Es wird deshalb vorgeschlagen, die in den Betongurt einleitbare Querkraft $V_{Rd,c,e}$, aus der Summe der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,1}$ des Betongurts innerhalb der Zone 1 nach Kap. 6.6.2 und der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2,2}$ des Betongurts ohne Querkraftbewehrung der Zone 2 am Öffnungsrand 2 zu berechnen.

$$V_{Rd,c,e} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,2} \quad (6.60)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,1}$ Anteil der Querkraft, der durch die Zone 1 übertragen wird, in der die KBD als eine Art Querkraftbewehrung wirken. Er wird entweder durch die Betondruckstrebenfestigkeit $V_{Rd,max,1}$ nach Gleichung (6.52) begrenzt oder das Tragvermögen der Querkraftbewehrung, d.h. der Kopfbolzendübel $V_{Rd,sy,1}$ nach Gleichung (6.53).

$V_{Rd,ct,2,2}$ Anteil der Querkraft, der über den kritischen Rundschnitt u_2 in den auf Querkraft unbewehrten Betongurt der Zone 2 übertragen wird. Er berechnet sich nach der unten beschriebenen Gleichung (6.63).

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Dem Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,e}$ ist die vom Öffnungsrand 2 in den Betongurt über der Öffnung einzuleitende Querkraft $V_{Ed,c,e}$ gegenüberzustellen. Somit lautet der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 2:

$$V_{Ed,c,e} \leq V_{Rd,c,e} \quad (6.61)$$

Dabei ist:

$V_{Ed,c,e}$ die am Öffnungsrand 2 in den Betongurt einzuleitende Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gleichung (6.19).

Wie bereits erwähnt, wurde auf die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,1}$ der Zone 1 im vorangegangenen Kapitel eingegangen. Da sich demgegenüber hier keine Änderungen ergeben, wird daher im Folgenden nur noch auf die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Zone 2 eingegangen.

Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2,2}$ des Betongurts der Zone 2 am Öffnungsrand 2

Die aufzunehmende Querkraft im kritischen Rundschnitt je Längeneinheit ermittelt sich laut **DIN 1045-1** zu:

$$v_E = \frac{\beta \cdot V_E}{u} \quad (6.62)$$

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2,2}$ der Zone 2 am Öffnungsrand 2 wird die Gleichung umgestellt und die aufzunehmende Querkraft gleich der aufnehmbaren Querkraft gesetzt.

Auf Bemessungsniveau ergibt sich somit:

$$V_{Rd,ct,2,2} = \frac{V_{R,ct,2,2} \cdot u_2}{\beta} \quad (6.63)$$

Im Folgenden werden die einzelnen Bestandteile erläutert:

- Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct,2,2}$ längs des kritischen Rundschnitts

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct,2,2}$ längs des kritischen Rundschnitts lässt sich die entsprechende Formel der **DIN 1045-1** die wie folgt lautet, heranziehen:

$$v_{Rd,ct} = \left[0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot d \quad (6.64)$$

Aber auch hier sind Modifizierungen notwendig, um sie an die speziellen Gegebenheiten anzupassen. Die modifizierten Werte sind nachstehend erläutert. Für die anderen Werte gilt DIN 1045-1.

- Betonnormalspannung σ_{cd} :

Die Betonnormalspannung $\sigma_{cd,2}$ innerhalb des betrachteten Rundchnitts am Öffnungsrand 2 berechnet sich als Mittelwert der Betonnormalspannungen in Längs- und Querrichtung $\sigma_{cd,x}$ bzw. $\sigma_{cd,y}$, wobei die Normalspannung im Betongurt in Querrichtung bei einem Verbundträger in der Regel null ist. Demnach ergibt sich $\sigma_{cd,2}$ zu:

$$\sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,x} / 2 = \sigma_{cd} / 2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (6.65)$$

Dabei ist:

σ_{cd} Betonnormalspannung in Längsrichtung nach Gleichung (6.39)

Liegt die Öffnung im Bereich negativer Globalmomente, wird der Betongurt gezogen. Hierzu liegen laut **Heft 525** keine experimentellen Erfahrungswerte vor, so dass aus diesem Grund, wenn keine genaueren Nachweise geführt werden, der gesamte Betontraganteil zu vernachlässigen ist und die Querkraftbeanspruchung vollständig durch eine Durchstanzbewehrung aufzunehmen ist. Beim Vergleich der rechnerisch ermittelten mit den experimentell bestimmten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts der Versuche hat sich allerdings gezeigt, dass durch diesen Ansatz für die vorliegenden Fälle die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit unterschätzt wird. Als zutreffend hat sich erwiesen, bei Längszugspannungen die Hälfte des Betontraganteils bei Druckspannungen anzusetzen. Als Längsspannung $\sigma_{cd,x}$ wird hier auch die Betonnormalspannung σ_{cd} nach Gleichung (6.39) aus dem vorangegangenen Kapitel eingesetzt.

Mit diesen Modifizierungen ergibt sich für den Fall einer Druckkraft im Betongurt die Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct,2,2}$ längs eines kritischen Rundchnitts nach Gleichung (6.66) und für den Fall einer Zugkraft nach Gleichung (6.67).

$$v_{Rd,ct,2,2} = \left[0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd,2} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{cd,2} \leq 0 \quad (6.66)$$

$$v_{Rd,ct,2,2} = \frac{1}{2} \cdot \left[0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd,2} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{cd,2} > 0 \quad (6.67)$$

- Umfang des kritischen Rundschnitts u_2 :

Der kritische Rundschnitt am Öffnungsrand 2 setzt sich wie in Abbildung 6.13 dargestellt aus zwei Viertelkreisbögen zusammen.

Die Bögen haben den Radius $1,5 \cdot d_2$, wobei sich d_2 wie folgt berechnet:

$$d_2 = h_{ef} - (h_c - d) \quad (6.68)$$

Dabei ist:

h_{ef} effektive Höhe der KBD: vom Flansch bis zur Unterkante des Dübelkopfes

h_c Betongurtdicke

d mittlere Nutzhöhe

Der Umfang u_2 des kritischen Rundschnitts ergibt sich zu:

$$u_2 = \pi \cdot 1,5 \cdot d_2 \quad (6.69)$$

Geht die Abwicklung des kritischen Rundschnitts u_2 über die vorhandene Betongurtbreite hinaus, wird das Ausreißen nicht maßgebend. Dann darf für die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,e}$ am Öffnungsrand 2 die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,o}$ des Betongurts über der Öffnung angesetzt werden.

Es sei darauf hingewiesen, dass der Radius des kritischen Rundschnitts nach DIN 1045-1 nur eine fiktive Größe ist, die eingeführt wurde, um u.a. einen konsistenten Übergang zwischen der Querkrafttragfähigkeit liniengelagerter zu punktgestützter Platten zu erzielen, und die von den wahren Ausmaßen des auch in den Versuchen beobachteten Ausbruchkegels abweicht.

- Lasterhöhungsfaktor β :

Mit dem Lasterhöhungsfaktor β wird die nichtrotationssymmetrische Querkraftverteilung berücksichtigt. Mit ihm ist der Bemessungswert der gesamten aufzunehmenden Querkraft V_{Ed} zu beaufschlagen. Die vorliegende Situation entspricht vom Prinzip her der einer Randstütze, bei der, wie im vorliegenden Fall auch, der traglaststeigernde Effekt des mehraxialen Spannungszustandes bei rotationssymmetrischer Belastung weitgehend entfällt. Dementsprechend wird β nach DIN 1045-1 mit 1,4 angesetzt.

Überprüfung des vorgeschlagenen Konzepts für den Nachweis des Betongurts am Öffnungsrand 2 anhand der Versuchsergebnisse:

Auch hier werden, um die Brauchbarkeit des vorgeschlagenen Querkraftnachweises für den Betongurt am Öffnungsrand 2 zu überprüfen, die im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts am Öffnungsrand 2 mit den nach dem Nachweismodell berechneten Querkrafttragfähigkeiten verglichen.

Die im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten, d.h. die Querkraft $V_{c,e}$, die in den Versuchen über den kritischen Rundschnitt übertragen wird, ermittelt sich aus den am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleiteten Dübelzugkräften. Dabei kann es

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

wie in Kap. 5.1.1 und Kap. 5.3 bereits erläutert vorkommen, dass die Summe der am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleiteten Dübelzugkräfte größer ist als die über der Öffnung im Betongurt vorhandene Querkraft $V_{c,c0}$. In diesen Fällen wird nur ein Teil der in den Betongurt eingeleiteten Dübelzugkräfte als Querkraft über den kritischen Rundschnitt zur Öffnung hin abgegeben. Der andere Teil wandert seitlich in Richtung des ungestörten Trägers.

Um anhand der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 die Querkraft $V_{c,e}$ zu ermitteln, sind bezüglich der Größe der Dübelzugkräfte drei Fälle zu unterscheiden:

Im ersten Fall ist die Summe S_4 der Dübelzugkräfte N_{P1} bis N_{P4} der vier KBD-Paare am Öffnungsrand 2 kleiner oder gleich der Gesamtquerkraft $V_{g,m}$ und damit auch der Querkraft im Betongurt $V_{c,c0}$ über der Öffnung. Dann entspricht die Querkraft $V_{c,e}$, die über den kritischen Rundschnitt eingeleitet wird, der Summe S_4 .

Allerdings ist bei elf Versuchen die Summe S_4 größer als die Gesamtquerkraft $V_{g,m}$ im Öffnungsbereich. Dies bedeutet, dass in diesen Fällen nicht die Summe S_4 über den kritischen Rundschnitt in den Betongurt über der Öffnung weitergeleitet wird, sondern nur die Summe S_2 oder ein noch geringerer Zugkraftanteil.

Im zweiten Fall, der in Tabelle 6.5 mit "1)" gekennzeichnet ist und der bei fünf dieser elf Versuche eintritt, ist die Summe S_2 der Dübelzugkräfte N_{P2} bis N_{P4} kleiner als $V_{g,m}$. Bei diesen Versuchen wird die Querkraft $V_{c,e}$, die über den kritischen Rundschnitt eingeleitet wird, mit der Summe S_2 gleichgesetzt.

Bei den anderen sechs Versuchen, die den dritten Fall bilden und die in Tabelle 6.5 mit "2)" gekennzeichnet sind, ist auch die Summe S_2 größer als die Gesamtquerkraft $V_{g,m}$ im Öffnungsbereich. Hier wird die Querkraft $V_{c,e}$ aus der globalen Querkraft $V_{g,smax}$ (Tabelle 5.1) beim Erreichen der Maximalwerte $S_{i,max}$ der Summen S_i der Dübelzugkräfte bestimmt. Hierzu wird die Querkraft $V_{c,e}$ im Betongurt mit 95% der Gesamtquerkraft $V_{g,smax}$ angenommen. Dieses Verhältnis von im Mittel 95% ergibt sich aus den entsprechenden FE-Berechnungen (siehe hierzu auch Kap. 6.6.2).

Bei den nach dem Nachweismodell berechneten Querkrafttragfähigkeiten $V_{Rd,ct,2,2}$ des Betongurts auf dem Bemessungsniveau nach Gleichung (6.63) gehen jedoch Sicherheiten ein, die für die Berechnung der Vergleichswerte zu der Querkrafttragfähigkeit der Versuche ausgeschaltet werden müssen. Die Vergleichswerte nach dem Nachweismodell werden zu den einzelnen Versuchen deshalb folgendermaßen ermittelt:

Der Umfang des kritischen Rundschnitts u_2 und der Lasterhöhungsfaktor β bleiben gleich.

Bei der Querkrafttragfähigkeit $v_{R,ct,2,2}$ längs des kritischen Rundschnitts müssen jedoch gegenüber den Gleichungen (6.66) und (6.67) die folgenden Modifizierungen vorgenommen werden:

- Vorfaktor 0,14:

Der Vorfaktor von 0,14 gilt für den Bemessungswert des Querkraftwiderstandes. Zum Vergleich der experimentell ermittelten Querkraftwiderstände mit den gemäß

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

dem Nachweiskonzept berechneten Werten wird allerdings der Mittelwert c_{exp} benötigt, der sich wie folgt bestimmen lässt:

Im Rahmen von **Forschungsvorhaben 1999** wurde der damalige Vorfaktor auf Bemessungsniveau $c_{d,alt}$ mit 0,12 festgelegt, woraus sich mit einem Sicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ ein charakteristischer Wert $c_k = 0,18$ ergibt.

Mit dem charakteristischen Wert $c_k = 0,18$ wurde die Querkraft $V_{Ru,DIN 1045-1}$ der im Rahmen von **Forschungsvorhaben 1999** untersuchten Versuche berechnet.

$$V_{Ru,DIN 1045-1} = \left[0,18 \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{c,cyl,m} \right)^{1/3} \right] \cdot d \cdot u \quad (6.70)$$

Beim Vergleich von $V_{Ru,DIN 1045-1}$ mit den Querkrafttragfähigkeiten $V_{u,test}$ dieser Versuche ergab sich der Mittelwert des Modellsicherheitsbeiwertes γ_{mod} zu:

$$\gamma_{mod} = V_{u,test} / V_{Ru,DIN 1045-1} = 1,38 \quad (6.71)$$

Somit ergibt sich schließlich der Mittelwert des Vorfaktors c_{exp} für den Vergleich mit der Querkrafttragfähigkeit der durchgeführten Versuche zu:

$$c_{exp} = c_{d,alt} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{mod} = 0,12 \cdot 1,5 \cdot 1,38 = 0,25 \quad (6.72)$$

- Charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} :

Da bei der Berechnung von $V_{Ru,DIN 1045-1}$ der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl,m}$ der jeweiligen Versuche angesetzt wird, muss für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts die Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube150,m}$ hierauf umgerechnet werden.

$$f_{c,cyl,m} = 0,79 \cdot f_{c,cube150,m} \quad (6.73)$$

Durch die vorgenommenen Modifizierungen ergeben sich nun die Gleichungen (6.66) und (6.67) zu:

$$V_{R,ct,2,2} = \left[0,25 \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{c,cyl,m} \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{c,2} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{c,2} \leq 0 \quad (6.74)$$

$$V_{R,ct,2,2} = \frac{1}{2} \cdot \left[0,25 \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{c,cyl,m} \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{c,2} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{c,2} > 0 \quad (6.75)$$

Somit lautet die Gleichung zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2,2}$ des Betongurts der Zone 2 am Öffnungsrand 2 wie folgt:

$$V_{R,ct,2,2} = \frac{V_{R,ct,2,2} \cdot U_2}{\beta} \quad (6.76)$$

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Versuch	$f_{c,cyl,m}$	d	ρ_1	$\sigma_{c,2}$	$v_{R,ct,2,2}$	u_2	$V_{R,ct,2,2}$	$V_{R,1}$	$V_{R,c,e}$
	[N/mm ²]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[MN/m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]
Gl.	(6.73)	(6.68)		(6.65)	(6.74) ³⁾	(6.69)	(6.76)	(6.52)	
T0P	33,0	0,127	0,013	-4,82	0,29	0,504	105	193	298
T1P	27,1	0,127	0,011	-4,10	0,26	0,504	93	158	251
T2P55	37,3	0,127	0,011	-7,62	0,33	0,425 ¹⁾	102	213	315
T2POD	40,7	0,127	0,011	-2,79	0,27	0,629 ²⁾	120	0,00	120
T3PSB	34,9	0,127	0,011	-6,13	0,31	0,504	111	202	313
T4P104	35,2	0,127	0,011	-4,80	0,29	0,504	104	206	310
T4P300	34,5	0,127	0,011	-10,17	0,37	0,504	133	192	324
T5P21	28,2	0,177	0,008	-5,11	0,36	0,740	188	221	409
T6P230	35,9	0,127	0,011	-5,13	0,29	0,504	106	210	316
T6PSB	40,1	0,127	0,011	-6,39	0,32	0,504	116	233	349
T7PRS	31,6	0,127	0,011	-5,44	0,29	0,504	104	184	288
T0NU	37,3	0,127	0,013	0,00	0,23	0,504	82	227	309
T1NU	31,0	0,127	0,011	0,00	0,21	0,504	74	189	263
T0N	35,6	0,127	0,013	4,13	0,16	0,504	58	221	250
T1N	28,8	0,126	0,011	3,67	0,14	0,500	52	179	205
T2N55	39,3	0,126	0,016	6,69	0,15	0,425 ¹⁾	45	245	268
T3NSB	38,2	0,126	0,016	4,89	0,17	0,500	62	238	269
T4N104	36,8	0,126	0,016	3,43	0,19	0,500	69	228	262
T5N21	30,9	0,176	0,011	3,93	0,20	0,735	107	261	315
T7NRS	32,9	0,126	0,016	4,80	0,16	0,500	58	205	234
Bemerkungen:	¹⁾ u_2 wird durch die Betongurtbreite begrenzt; $V_{R,ct,2,2}$ wurde jedoch zum Vergleich nach Gl. (6.76) berechnet. ²⁾ $b_{w1} = 0$ ³⁾ im Bereich neg. Globalmomente nach Gl. (6.75)								

Tab. 6.4: Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,c,e}$ des Betongurts am Öffnungsrand 2

Die Querkrafttragfähigkeit der Zone 1 ermittelt sich wie über der Öffnung auch nach Gleichung (6.52).

In Tabelle 6.4 sind für die Versuche mit massivem Betongurt die Vorwerte und die einleitbare Querkraft $V_{R,c,e}$ zusammengestellt.

In Tabelle 6.5 sind die berechneten Querkrafttragfähigkeiten mit den entsprechenden experimentell ermittelten Werten verglichen und statistisch ausgewertet. Eine Besonderheit stellt der Versuch T2POD dar, bei dem über der Öffnung keine KBD vorhanden waren, so dass es dort keine Zone 1 gab. Deshalb wird die Breite der Zone 1 zum kritischen Rundschnitt u_2 addiert.

Spalte	1	2	3	4	5
Versuch	$S_{4,max}$	$V_{R,c,e}$	$V_{R,c,e}/S_{4,max}$	$V_{R,c,e}/S_{4,max}$	$V_{R,c,e}/S_{4,max}$
	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
T0P	347	298	0,86	0,86	
T1P	280	251	0,90	0,90	
T2P55	328 ²⁾	315	0,96	0,96	
T2POD	201 ¹⁾	120	0,60		
T3PSB	426 ¹⁾	313	0,74		
T4P104	291 ¹⁾	310	1,07	1,07	1,07
T4P300	295	324	1,10	1,10	1,10
T5P21	313	409	1,31	1,31	
T6P230	408	316	0,77	0,77	0,77
T6PSB	458	349	0,76		
T7PRS	289	288	1,00	1,00	
T0NU	310 ¹⁾	309	1,00	1,00	
T1NU	262 ¹⁾	263	1,00	1,00	
T0N	323 ²⁾	250	0,78	0,78	
T1N	288 ²⁾	205	0,71	0,71	0,71
T2N55	288 ²⁾	268	0,93	0,93	
T3NSB	375 ²⁾	269	0,72		
T4N104	219 ²⁾	262	1,20	1,20	1,20
T5N21	341	315	0,92	0,92	0,92
T7NRS	331	234	0,71	0,71	0,71
Bereich pos. Globalm. und glob. Momentennullpunkt		x	0,93	1,00	0,98
		s	0,18	0,14	0,15
Bereich neg. Globalm.		x	0,85	0,87	0,89
		s	0,17	0,17	0,20
Alle Versuche der jeweiligen Spalte		x	0,90	0,95	0,93
		s	0,18	0,16	0,19
Bemerkungen: ¹⁾ $S_{2,max}$ ²⁾ $0,95 \cdot V_{g,Smax}$					

Tabelle 6.5: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 2 mit der berechneten

Die Verhältnisse der berechneten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts zu den Summen der Dübelzugkräfte werden getrennt für die Versuche mit positivem und negativem Globalmoment statistisch ausgewertet.

Aus den Werten in Spalte 3 geht hervor, dass die berechnete Querkrafttragfähigkeit $V_{R,c,e}$ bei den Versuchen T3PSB und T3NSB mit Dübelleisten und einer Betongurtbreite von 1,1 m, durch die Berechnung am weitesten unterschätzt wird (bis zu 0,63). Hier erhöhen die zusätzlich eingelegten Dübelleisten die Ausreißlasten im Versuch. Die Auswirkung der Dübelleisten bei dem Versuch mit breitem Betongurt (T6PSB) ist nicht ganz so groß (0,85). Dies liegt daran, dass bei diesem Versuch die Traglast durch Durchstanzen am anderen Öffnungsrand begrenzt wurde.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

In Spalte 4 wurden neben den drei Versuchen mit Dübelleisten noch der Versuch T2POD, der wegen den fehlenden KBD über der Öffnung ein Sonderfall darstellt, aussortiert.

Für die restlichen Versuche, die in Spalte 4 ausgewertet werden, ergibt sich im Bereich positiver und negativer Globalmomente ein Mittelwert von 1,00 bzw. 0,87 bei einer Standardabweichung von 0,14 bzw. 0,17. Zusammen genommen ergibt sich ein Mittelwert von 0,95 bei einer Standardabweichung von 0,16.

Werden nur die Versuche betrachtet, bei denen die Traglast tatsächlich durch das Ausreißen begrenzt wurde (Spalte 5), ergibt sich für die Versuche im Bereich positiver und negativer Globalmomente ein Mittelwert von 0,98 bzw. 0,89 bei einer Standardabweichung von 0,15 bzw. 0,20. Zusammen genommen ergibt sich ein Mittelwert von 0,93 bei einer Standardabweichung von 0,19.

Die Ausreißlast wird durch die Berechnung bei den Versuchen T4P104 (7%), T4P300 (10%) und T4N104 (20%) überschätzt. Hierzu ist zu bemerken, dass bei diesen Versuchen, nachdem das Maximum $S_{i,max}$ der Summen der eingeleiteten Dübelzugkräfte überschritten ist, die Last weiter gesteigert werden konnte, weil die Querkraft weiterhin über den intakten äußeren Bereich des Stahlbetongurtes übertragen wurde. Bei den Versuchen T4P104, T4P300 und T4P104 konnte die Querkraft nach Überschreiten des Maximalwertes der Dübelzugkräfte noch um 24, 26 bzw. 22% gesteigert werden (siehe Tabelle 5.1, k_{max}). Zwar ist diese weitere Laststeigerung, wie in Kap. 5.3 bereits erläutert, zum Teil auf die Versuchsanordnung zurückzuführen, doch werden sich auch im realen Bauteil – wenn auch nur geringere – Umlagerungen einstellen können, so dass diese teilweise Überschätzung der Traglast noch vertretbar erscheint.

Am weitesten unterschätzt (29%) wird durch die Berechnung die Ausreißlast bei den Versuchen T7NRS und T1N. Bei Versuch T7NRS mit einem oberen Reststeg von 10 cm Höhe liegt dies daran, dass bei Öffnungen mit oberem Reststeg auch noch durch das KBD-Paar 5 Querkraft vom Stahlträgerrest in den Betongurt eingeleitet wird und damit die Summe der Dübelzugkräfte etwas höher ist als S_4 , wodurch das Verhältnis zwischen der berechneten Querkrafttragfähigkeit $V_{R,c,e}$ und der experimentell bestimmten Summe der Dübelzugkräfte größer ist.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit dem vorgeschlagenen Modell die Querkrafttragfähigkeit am Öffnungsrand 2 genügend zutreffend und sicher nachgewiesen werden kann.

6.6.4 Querkraftnachweis des Betongurts am Öffnungsrand 1 (Durchstanzen)

Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft des Betongurts über Druckkontakt in den Stahlträgersteg zurückgeleitet. Die Lasteinleitungsfläche $A_{load,1}$, die dabei den größten Teil der Querkraft aufnimmt, ist in Abbildung 6.14 dargestellt. Sie berechnet sich aus der Breite a des Flansches, der durch Steifen unterstützt ist, und der Länge b , die sich aus der Lastausbreitung im Flansch ergibt (Detail in Abbildung 6.14).

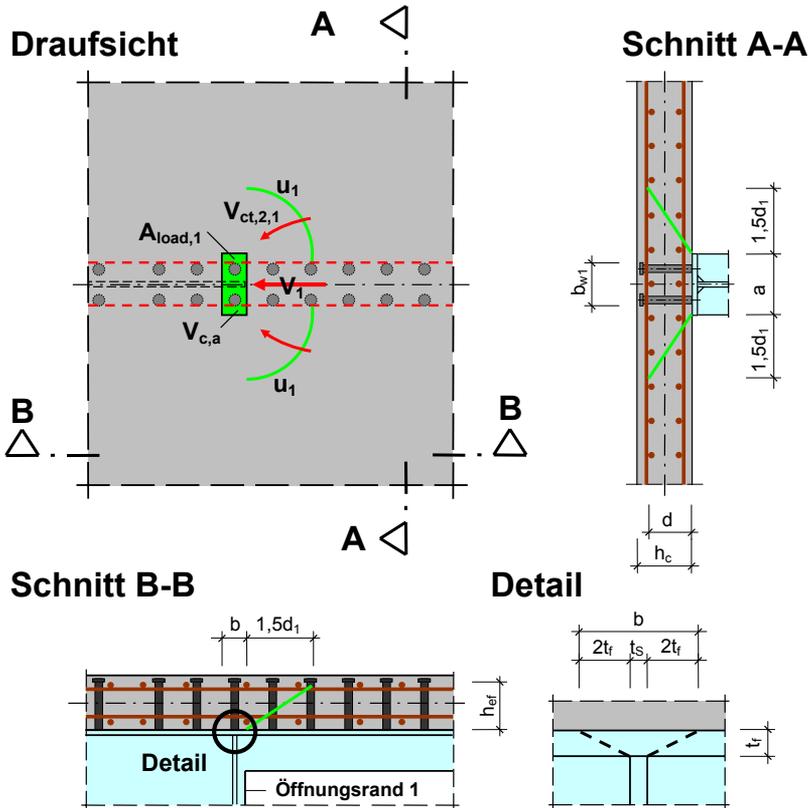


Abb. 6.14: Durchstanzsituation am Öffnungsrand 1

Die Durchstanzsituation am Öffnungsrand 1 ist vergleichbar mit der bei einer Randstütze in einer Flachdecke. Allerdings unterscheiden sie sich darin, dass es wieder zwei Zonen 1 und 2 mit unterschiedlichen Querkraftwiderständen gibt.

Damit setzt sich die Querkrafttragfähigkeit am Öffnungsrand 1 $V_{Rd,c,a}$ - wie am Öffnungsrand 2 auch - aus der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts der Zone 1 $V_{Rd,1}$ und dem Durchstanzwiderstand $V_{Rd,ct,2,1}$ im kritischen Rundschnitt u_1 zusammen (Abbildung 6.14).

Es wird deshalb vorgeschlagen, den Durchstanzwiderstand des Betongurts am Öffnungsrand 1 $V_{Rd,c,a}$, aus der Summe der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,1}$ des

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Betongurts innerhalb der Zone 1 nach Kap. 6.6.2 und der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2,1}$ des Betongurts der Zone 2 zu berechnen.

$$V_{Rd,c,a} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,1} \quad (6.77)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,1}$ Anteil der Querkraft, der durch die Zone 1 übertragen wird, in der die KBD als eine Art Querkraftbewehrung wirken. Er wird entweder durch die Betondruckstrebenfestigkeit $V_{Rd,max,1}$ nach Gleichung (6.32) begrenzt oder das Tragvermögen der Querkraftbewehrung, d.h. der Kopfbolzendübel $V_{Rd,sy,1}$ nach Gleichung (6.33).

$V_{Rd,ct,2,1}$ Anteil der Querkraft, der über den kritischen Rundschnitt u_1 aus dem auf Querkraft unbewehrten Betongurt der Zone 2 übertragen wird. Er berechnet sich nach Gleichung (6.79).

Dem Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,a}$ ist die am Öffnungsrand 1 durch den Betongurt ausgeleitete Querkraft $V_{Ed,c,a}$ gegenüberzustellen. Somit lautet der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 1:

$$V_{Ed,c,a} \leq V_{Rd,c,a} \quad (6.78)$$

Dabei ist:

$V_{Ed,c,a}$ die am Öffnungsrand 2 aus dem Betongurt ausgeleitete Querkraft auf dem Bemessungsniveau nach Gleichung (6.20).

Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct,2,1}$ des Betongurts der Zone 2 am Öffnungsrand 1

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct,2,1}$ der Zone 2 am Öffnungsrand 1 auf dem Bemessungsniveau wird in gleicher Weise wie am Öffnungsrand 2 berechnet:

$$V_{Rd,ct,2,1} = \frac{V_{Rd,ct,2,1} \cdot u_1}{\beta} \quad (6.79)$$

Im Folgenden wird noch einmal auf die einzelnen Bestandteile eingegangen:

- Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct,2,1}$ längs des kritischen Rundschnitts

Die Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct,2,1}$ längs des kritischen Rundschnitts ermittelt sich bis auf eine Änderung genauso wie am Öffnungsrand 2 auch (Gleichung (6.66) und (6.67)). Bezüglich der Modifizierungen gilt auch das Gleiche wie am Öffnungsrand 2.

Die Änderung, die es zu beachten gilt, ist, dass die Betonnormalspannung $\sigma_{cd,x}$ in Längsrichtung, die σ_{cd} nach Gleichung (6.39) entspricht, aufgrund der von u_2 verschiedenen Länge u_1 des kritischen Rundschnitts mit u_1 neu berechnet werden muss.

- Umfang des kritischen Rundschnitts u_1 :

Der Umfang des kritischen Rundschnitts u_1 , wie er in Abbildung 6.14 eingezeichnet ist, setzt sich aus 2 Viertelkreisbögen und der Differenz zwischen der Breite a der Lasteinleitungsfläche und der Breite b_{w1} der Zone 1 zusammen:

$$u_1 = \pi \cdot 1,5 \cdot d_1 + (a - b_{w1}) \quad (6.80)$$

Die beiden Viertelkreisbögen haben den Radius $1,5 \cdot d_1$, wobei d_1 der mittleren Nutzhöhe d nach **DIN 1045-1** entspricht.

$$d_1 = d \quad (6.81)$$

Auch hier gilt: Geht die Abwicklung des kritischen Rundschnitts u_1 über die vorhandene Betongurtbreite hinaus, wird das Durchstanzen nicht maßgebend. Dann darf für die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,a}$ am Öffnungsrand 1 die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,o}$ des Betongurts über der Öffnung angesetzt werden.

- Lasterhöhungsfaktor β :

Der Lasterhöhungsfaktor β wird genau wie am Öffnungsrand 2 auch mit 1,4 angesetzt.

Überprüfung des vorgeschlagenen Konzepts für den Querkraftnachweis des Betongurts am Öffnungsrand 1 anhand der Versuchsergebnisse

Auch hier werden, um die Brauchbarkeit des vorgeschlagenen Querkraftnachweises des Betongurts am Öffnungsrand 1 zu prüfen, die im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten des Betongurts am Öffnungsrand 1 verglichen mit den gemäß dem Nachweismodell berechneten Querkrafttragfähigkeiten. Allerdings gehen bei den nach dem Nachweismodell berechneten Querkrafttragfähigkeiten auf dem Bemessungsniveau jedoch Sicherheiten ein, die für die Berechnung der Vergleichswerte zu der Querkrafttragfähigkeit der Versuche ausgeschaltet werden müssen. Die Vergleichswerte nach dem Nachweismodell werden zu den einzelnen Versuchen deshalb genau wie am Öffnungsrand 2 ermittelt. Somit ergibt sich die rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 1 in der Zone 2 für die Versuche zu:

$$V_{R,ct,2,1} = \frac{V_{R,ct,2,1} \cdot U_1}{\beta} \quad (6.82)$$

Dabei ist:

$$V_{R,ct,2,1} = \left[0,25 \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{c,cyl,m} \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{c,1} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{c,1} \leq 0 \quad (6.83)$$

$$V_{R,ct,2,1} = \frac{1}{2} \cdot \left[0,25 \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{c,cyl,m} \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{c,1} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{c,1} > 0 \quad (6.84)$$

Zwar nimmt anders als über der Öffnung der obere Stahlträgerrest (auch wenn er bei den meisten Versuchen nur aus dem oberen Flansch besteht) mit Annäherung an den Öffnungsrand 1 vermehrt Querkraft auf, was sich in den Abbildungen in Kap. 5.1

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

an den Querkraftverläufen des Betongurts über die Öffnungslänge ablesen lässt, doch findet eine solche Übertragung von Querkraftanteilen vom Betongurt in den Stahlträger zum größten Teil erst unmittelbar vor dem Öffnungsrand 1 innerhalb des Durchstanzbereiches des Betongurts statt, so dass praktisch keine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit eintritt (siehe hierzu auch Kap. 6.5.4). Deshalb wird auch am Öffnungsrand 1 nur der Querkraftanteil $V_{a,o}$ im Stahlträgerrest berücksichtigt, der schon in Öffnungsmitte dort vorhanden ist und der somit der Gleiche ist wie beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung. Demnach ist bei den Versuchen ohne Reststeg der Querkraftanteil $V_{a,o}$ gleich null und bei den beiden Versuchen T7PRS und T7NRS mit jeweils einem oberen Reststeg von 10 cm beträgt er 74 bzw. 80 kN.

Die im Versuch am Öffnungsrand 1 im Betongurt vorhandene Querkraft $V_{c,a,u,exp}$ entspricht also der über der Öffnung im Betongurt vorhandenen Querkraft $V_{c,u,exp}$ beim Erreichen der Traglast, die nach Gleichung (6.58) berechnet wird.

In Tabelle 6.6 sind für die Versuche mit massivem Betongurt die Vorwerte und die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,c,a}$ am Öffnungsrand 1 aufgeführt.

In Tabelle 6.7 sind die berechneten Querkrafttragfähigkeiten $V_{R,c,a}$ mit den experimentell bestimmten Querkraftwiderständen $V_{c,a,u,exp}$ des Betongurts am Öffnungsrand 1 verglichen und statistisch ausgewertet. In Spalte 5 wird zunächst wieder für alle betrachteten Versuche das Verhältnis der berechneten Querkrafttragfähigkeit des Betongurts zur experimentell ermittelten gebildet und getrennt für die Versuche mit positivem und negativem Globalmoment statistisch ausgewertet. In Spalte 6 werden wieder die drei Versuche mit zusätzlichen Dübelleisten außer Acht gelassen, und in Spalte 7 sind schließlich nur noch die beiden Versuche aufgeführt, bei denen Durchstanzen die eingetretene Versagensart war.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Versuch	$f_{c,cyl,m}$	d_1	ρ_l	$\sigma_{c,1}$	$v_{R,ct,2,1}$	u_1	$V_{R,ct,2,1}$	$V_{R,1}$	$V_{R,c,a}$
	[N/mm ²]	[m]	[-]	[-]	[N/m]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]
Gl.	(6.73)	(6.81)		(6.65)	(6.83) ³⁾	(6.80)	(6.82)	(6.52)	
T0P	33,0	0,127	0,013	-3,90	0,28	0,504	130	193	322
T1P	27,1	0,127	0,011	-3,31	0,25	0,504	115	158	273
T2P55	37,3	0,127	0,011	-7,62	0,33	0,425 ¹⁾	102	213	315
T2POD	40,7	0,127	0,011	-2,26	0,26	0,778 ²⁾	144	0	144
T3PSB	34,9	0,127	0,011	-4,95	0,29	0,504	135	202	338
T4P104	35,2	0,127	0,011	-3,88	0,27	0,504	128	206	334
T4P300	34,5	0,127	0,011	-8,22	0,34	0,504	158	192	350
T5P21	28,2	0,177	0,008	-4,36	0,34	0,740	216	221	437
T6P230	35,9	0,127	0,011	-4,15	0,28	0,504	130	210	340
T6PSB	40,1	0,127	0,011	-5,16	0,30	0,504	141	233	375
T7PRS	31,6	0,127	0,011	-4,39	0,27	0,504	128	184	312
T0NU	37,3	0,127	0,013	0,00	0,23	0,504	106	227	334
T1NU	31,0	0,127	0,011	0,00	0,21	0,504	96	189	285
T0N	35,6	0,127	0,013	3,34	0,17	0,504	81	221	262
T1N	28,8	0,126	0,011	2,96	0,16	0,500	72	179	215
T2N55	39,3	0,126	0,016	6,69	0,15	0,425 ¹⁾	45	245	268
T3NSB	38,2	0,126	0,016	3,94	0,19	0,500	87	238	281
T4N104	36,8	0,126	0,016	2,76	0,20	0,500	94	228	275
T5N21	30,9	0,176	0,011	3,34	0,22	0,735	137	261	329
T7NRS	32,9	0,126	0,016	3,87	0,18	0,500	82	205	246
Bemerkungen:	¹⁾ u_1 wird durch die Betongurtbreite begrenzt; $V_{R,ct,2,1}$ wurde jedoch zum Vergleich nach Gl. (6.82) berechnet. ²⁾ $b_{w1} = 0$ ³⁾ im Bereich neg. Globalmomente nach Gl. (6.84)								

Tabelle 6.6: Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,c,a}$ des Betongurts am Öffnungsrand 1

Aus den Werten in Spalte 5 geht hervor, dass die Tragfähigkeit bei den Versuchen T3PSB und T36SB mit Dübelleisten und im Bereich eines positiven Globalmoments durch die Berechnung am weitesten unterschätzt wird. Hier erhöhen die zusätzlich eingelegten Dübelleisten die Durchstanzlast im Versuch. Dabei wirken sich die Dübelleisten bei dem Versuch im Bereich eines negativen Globalmoments (T3NSB) nicht ganz so stark auf die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts aus, weil bei diesem Versuch die Traglast schon früher durch Ausreißen begrenzt wurde.

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

Spalte	1	2	3	4	5	6	7
Versuch	$V_{a,o,1,FE}$	$V_{g,u,exp}$	$V_{c,u,exp}$	$V_{R,c,a}$	$\frac{V_{R,c,a}}{V_{c,a,u,exp}}$	$\frac{V_{R,c,a}}{V_{c,a,u,exp}}$	$\frac{V_{R,c,a}}{V_{c,a,u,exp}}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
T0P	0	380	380	322	0,85	0,85	
T1P	0	322	322	273	0,85	0,85	
T2P55	0	329	329	315	0,96		
T2POD	0	220	220	144	0,66	0,66	
T3PSB	0	482	482	338	0,70		
T4P104	0	394	394	334	0,85	0,85	0,85
T4P300	0	482	482	350	0,72	0,72	
T5P21	0	577	577	437	0,76	0,76	
T6P230	0	434	434	340	0,79	0,79	
T6PSB	0	540	540	375	0,69		
T7PRS	74	482	408	312	0,76	0,76	0,76
T0NU	0	382	382	334	0,87	0,87	
T1NU	0	321	321	285	0,89	0,89	
T0N	0	325	325	262	0,81	0,81	
T1N	0	289	289	215	0,75	0,75	
T2N55	0	289	289	268	0,93		
T3NSB	0	384	384	281	0,73		
T4N104	0	282	282	275	0,98	0,98	
T5N21	0	443	443	329	0,74	0,74	
T7NRS	80	426	346	246	0,71	0,71	
Bereich pos. Globalm. und globaler Momentennullpunkt	x				0,80	0,80	0,81
	s				0,09	0,07	0,04
Bereich neg. Globalm.	x				0,81	0,80	
	s				0,10	0,09	
Alle Versuche der jeweiligen Spalte	x				0,80	0,80	0,81
	s				0,09	0,08	0,04

Tabelle 6.7: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 1 mit der berechneten

Werden die drei Versuche mit Dübelleisten außer Acht gelassen, ergibt sich für die Versuche im Bereich positiver und negativer Globalmomente jeweils ein Mittelwert von 0,80 bei einer Standardabweichung von 0,07 bzw. 0,09. Zusammen genommen ergibt sich ebenfalls ein Mittelwert von 0,80 bei einer Standardabweichung von 0,08.

Werden nur die beiden Versuche T4P104 und T7PRS betrachtet, bei denen die Traglast letztlich durch Durchstanzen begrenzt wurde (Spalte 8), ergibt sich ein Mittelwert von 0,81 bei einer Standardabweichung von 0,04. Damit liegt der Ansatz etwas auf der sicheren Seite.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das vorgestellte Modell das Querkrafttragverhalten am Öffnungsrand 1 genügend genau und ausreichend zuverlässig abbildet.

6.6.5 Zusammenfassung

In Abbildung 6.15 sind für alle Versuch mit massivem Betongurt die Verhältnisse zwischen dem gemäß dem Nachweiskonzept berechneten Querkraftwiderstand des Betongurts und dem experimentell bestimmten sowohl für das Einleiten der Querkraft am Öffnungsrand 2 (blaue Punkte: Ausreißen) als auch für die Querkrafttragfähigkeit über der Öffnung (orangene Punkte: Querkraft) und das Ausleiten der Querkraft am Öffnungsrand 1 (grüne Punkte: Durchstanzen) aufgetragen. Diese Werte entsprechen den Verhältnissen in den jeweiligen Tabellen der Kap. 6.6.2 bis 6.6.4 in denen die Tragfähigkeiten statistisch untersucht wurden. Die jeweils eingetretene Versagensart ist mit einem Dreieck hervorgehoben.

In Abbildung 6.16 sind nur noch die Werte aufgeführt, die in den einzelnen Tabellen in die zweite Spalte der statistischen Auswertung aus den dort aufgeführten Gründen übernommen wurden und in Abbildung 6.17 sind dann nur noch die Verhältnisswerte der jeweils eingetretenen Versagensarten aufgeführt.

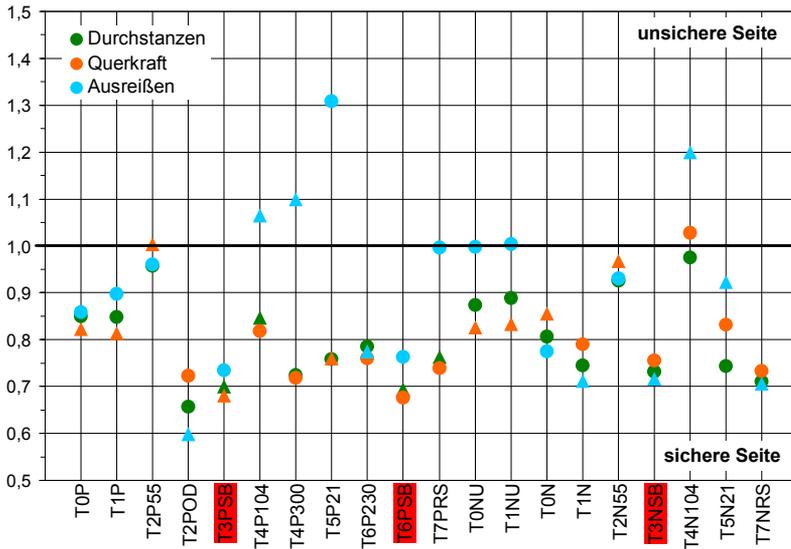


Abb. 6.15: Verhältnisse der gemäß dem Nachweiskonzept berechneten zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten aller Versuche

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betonguts im Öffnungsbereich

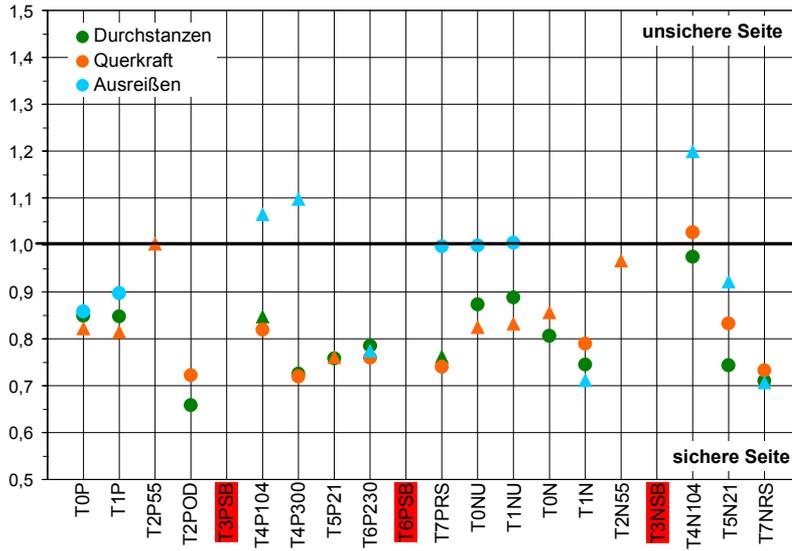


Abb. 6.16: Auswahl der Verhältnisse der gemäß dem Nachweiskonzept berechneten zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten

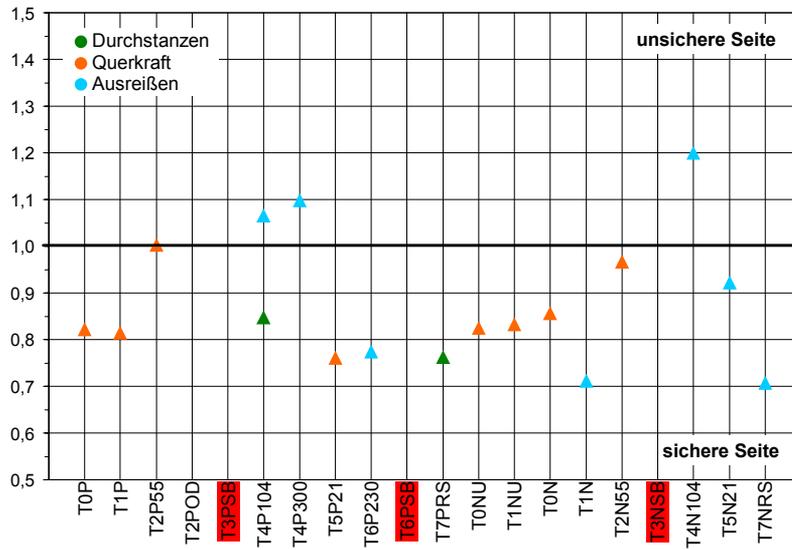


Abb. 6.17: Verhältnisse der gemäß dem Nachweiskonzept berechneten zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten der eingetretenen Versagensarten

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betonguts im Öffnungsbereich

Ist das Verhältnis größer als eins, wird die Tragfähigkeit der Versuche durch den Nachweis überschätzt und liegt somit auf der unsicheren Seite. Ist das Verhältnis kleiner als eins, ist es umgekehrt.

Aus den drei Diagrammen geht folgendes hervor:

In Abbildung 6.15 wird deutlich, dass bei 13 Versuchen – die Versuche mit Dübelleisten bleiben außen vor – (T0P, T1P, T2P55, T2POD, T4P104, T5P21, T6P230, T7PRS, T0NU, T1NU, T1N, T2N55 und T7NRS) erwartungsgemäß für die eingetretene Versagensart das Verhältnis der gemäß dem Nachweiskonzept berechneten zur experimentellen Tragfähigkeit das geringste ist oder nur unwesentlich größer ist als eines der anderen, wodurch diese Versagensart als solche vorausgesagt wird. Bei zwei weiteren Versuchen (T0N und T5N21) liegt der Verhältniswert bei der eingetretenen Versagensart über dem Verhältnis einer anderen, nicht eingetretenen Versagensart, wobei die Differenz aber weniger als 20% beträgt.

Lediglich bei den zwei Versuchen T4N104 und T4P300 liegt das Verhältnis bei der eingetretenen Versagensart mehr als 20% über dem jeweils niedrigsten Verhältniswert bei einer der beiden anderen Versagensarten. Hier stimmt die Versagensart nach dem Nachweiskonzept nicht mit der des Versuchs überein.

In Abbildung 6.17, in dem für die einzelnen Versuche nur noch die Verhältnisse der eingetretenen Versagensarten aufgeführt sind, wird deutlich, dass nur bei Versuch T4N104 die Traglast um mehr als 20% überschätzt wird, wobei dieser Versuch durch das Ausreißen der KBD versagt. Dies ist aber, wie bereits erwähnt, noch vertretbar, da bei diesem Versuch, nachdem der Maximalwert der Summe der eingeleiteten Dübelzugkräfte überschritten war, was nach dem Nachweismodell die aufnehmbare Last begrenzen würde, die Last trotzdem weiter gesteigert werden konnte, weil die Querkraft weiterhin über den intakten äußeren Bereich des Stahlbetongurtes übertragen wurde (siehe Kap. 6.6.3).

Generell gibt es beim Ausreißen bezüglich der Verhältniswerte die größten Steuungen, jedoch lässt sich beim Ausreißen wie bereits erwähnt – anders als bei den beiden anderen Versagensarten Querkraft und Durchstanzen – die Querkraft weiter steigern. Somit zeigt das Ausreißen gegenüber den anderen beiden Versagensarten, die plötzlich und endgültig eintreten, ein gutmütigeres Verhalten.

Bei zwei weiteren Versuchen T4P104 und T4P300 wird die Tragfähigkeit der eingetretenen Versagensart zwischen 5 und 10% überschätzt, was noch vertretbar erscheint.

Am weitesten unterschätzt wird die Tragfähigkeit mit rund 30% bei den beiden Versuchen T1N und T7NRS. Der Grund hierfür wurde in Kap. 6.6.3 erläutert.

Zu den gemäß dem Nachweismodell bestimmten Querkraftwiderständen auf Bemessungsniveau lässt sich folgendes feststellen:

Die Unterschiede der Querkraftwiderstände für Ausreißen am Öffnungsrand 1, Querkraftversagen über der Öffnung und Durchstanzen am Öffnungsrand 2 sind auf Bemessungsniveau in der Regel sehr gering (ca. 10%), wobei dies von der

Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich

konstruktiven Ausführung des Verbundträgers im Öffnungsbereich abhängig ist. Die geringen Unterschiede der Widerstände zeigen, dass mit dem vorgeschlagene Nachweiskonzept, entsprechend dem Nachweiskonzept der **DIN 1045-1** für auf Querkraft unbewehrte Bauteile, ein so weit wie möglich konsistenter Übergang der einzelnen Querkraftwiderstände erzielt wird. Außerdem spiegelt es die Versuchsbeobachtungen wieder, die gezeigt haben, dass die einzelnen Versagensarten und somit die einzelnen Querkraftwiderstände oft sehr nahe beieinander liegen.

Mit der Erkenntnis, dass die KBD im Öffnungsbereich als Querkraftbewehrung wirken, und mit dem Einführen der Zone 1 mit ihrem entsprechend hohen Querkraftwiderstand ist der Gesamtquerkraftwiderstand des Nachweiskonzepts auf Bemessungsniveau rund doppelt so groß wie nach den bisherigen Berechnungsverfahren, die nur von einer auf Querkraft unbewehrten Platte ausgehen. Allerdings ist die Querkrafttragfähigkeit auch stark von der konstruktiven Ausführung im Öffnungsbereich abhängig. Werden die Dübel zum Beispiel nur einreihig angeordnet, verringert sich die Breite der Zone 1 und damit verbunden deren Querkraftwiderstand. Wird die Breite der Zone 1 jedoch durch geschickte Dübelanordnung so weit wie möglich ausgedehnt, läßt sich die Querkrafttragfähigkeit entsprechend noch weiter erhöhen.

Insgesamt läßt sich feststellen, dass durch die drei Nachweise des Betongurts im Öffnungsbereich eine ausreichend große Sicherheit erreicht wird, ohne jedoch die tatsächliche Tragfähigkeit des Betongurts zu weit zu unterschätzen, was sich im Vergleich der gemäß dem Nachweiskonzept berechneten Querkrafttragfähigkeiten mit den experimentell ermittelten gezeigt hat. Außerdem wird ein weitgehend konsistenter Übergang der drei Querkraftwiderstände sichergestellt. Weiterhin ist durch die Zone 1 bedingt eine erhebliche Steigerung des Querkraftwiderstandes im Öffnungsbereich möglich.

7 Weitere Nachweise für den Öffnungsbereich und ergänzende Hinweise

7.1 Allgemeines

Bei den im Folgenden aufgeführten weiteren Nachweisen wie dem Interaktionsnachweis des unteren stählernen Teilträgers und dem Nachweis des oberen Teilträgers auf Biegung mit Längskraft sowie bei den Nachweisen der einzelnen Stahlträgerteile und der Kopfbolzendübel wird auf Folgerungen aus den gewonnenen Erkenntnissen hingewiesen, und es werden Möglichkeiten zu deren Berücksichtigung vorgeschlagen.

7.2 Nachweis des unteren Teilträgers

Der untere Teilträger wird gleichzeitig durch Normalkraft, Querkraft und Biegemoment beansprucht. Um die Interaktion der einzelnen Schnittgrößen beim Nachweis entsprechend berücksichtigen zu können, empfiehlt sich die Verwendung von Momenten-Normalkraft-Interaktionskurven, die in Abhängigkeit der einwirkenden Querkraft erstellt werden können. Zur Ermittlung dieser Interaktionskurven wurden zum Beispiel in **Zhou 1998** so genannte "Grundfunktionen" für T-förmige Stahlquerschnitt aufgestellt.

Die Nachweise für den unteren Teilträger lauten im Einzelnen wie folgt, wobei immer der Einfluss der anderen gleichzeitig wirkenden Beanspruchungen auf die jeweils aufzunehmende zu berücksichtigen ist:

- Nachweis der Normalkraft des unteren Teilträgers $N_{Ed,u}$:

$$N_{Ed,u} \leq N_{Rd,u} \quad (7.1)$$

Mit $N_{Ed,u}$ als Bemessungswert nach Gleichung (6.5).

- Nachweis der Querkraft des unteren Teilträgers $V_{Ed,u}$:

$$V_{Ed,u} \leq V_{Rd,u} \quad (7.2)$$

Mit $V_{Ed,u}$ als Bemessungswert nach Gleichung (6.9).

- Nachweis der Sekundärmomente M_3 und M_4 des unteren Teilträgers

Die Sekundärmomente M_3 und M_4 des unteren Teilträgers müssen nicht einzeln nachgewiesen werden. Es empfiehlt sich die Summe $M_{\Sigma u}$ der Beträge von beiden, nachzuweisen:

$$M_{Ed,\Sigma u} \leq 0,9 \cdot M_{Rd,\Sigma u} \quad (7.3)$$

Dabei ist:

$$M_{Rd,\Sigma u} = |M_{Rd,3}| + |M_{Rd,4}| \quad (7.4)$$

$$M_{Ed,\Sigma u} = V_{Ed,u} \cdot a_o \quad (7.5)$$

Die Abminderung der aufnehmbaren Momente auf 90% dient dazu, die Modellunsicherheiten auszugleichen und ist an das Vorgehen in **Bode 1995** angelehnt, die die Gesamtmomentensumme nachweisen und dabei ebenfalls eine Abminderung der aufnehmbaren Momente auf 90% vornehmen.

Die Modellunsicherheiten resultieren zum einen daraus, dass sich die aufzunehmenden Momente $M_{Ed,3}$ und $M_{Ed,4}$ nicht, wie beim Nachweis der Momentensumme vorausgesetzt, genau entsprechend den aufnehmbaren Momente $M_{Rd,3}$ und $M_{Rd,4}$ einstellen. Zum anderen kann auch die Verteilung der Gesamtquerkraft $V_{g,m}$ auf die beiden Teilträger nicht genau bestimmt werden.

Bei der Konstruktion der Anschlüsse des unteren Teilträgers an den ungestörten Stahlträger an den Öffnungsrändern 1 und 2 ist darauf zu achten, dass die in den Öffnungsecken beim Nachweis zugrunde gelegten Beanspruchungen Normalkraft, Moment und Querkraft in den ungestörten Träger eingeleitet und von ihm aufgenommen werden können. Im Gegensatz zum Betongurt, den KBD und dem ungestörten Stahlträger entstehen beim unteren Teilträger keine zusätzlichen Beanspruchungen, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind.

7.3 Nachweis des oberen Teilträgers auf Biegung und Biegung mit Längskraft

Der obere Teilträger, der aus dem bewehrten Betongurt und dem durch Kopfbolzendübel angeschlossenen Stahlträgerrest besteht, wird an seinen Enden 1 und 2 durch die Sekundärmomente M_1 bzw. M_2 bei gleichzeitiger Wirkung der Normalkraft N_o in Interaktion mit der Teilquerkraft V_o beansprucht. Analog zum allgemeinen Vorgehen bei der Nachweisführung im Stahlbetonbau wird der Betongurt getrennt auf Querkraft und Biegung nachgewiesen.

Beim Nachweis des oberen Teilträgers (Betongurt und Stahlträgerrest) auf Biegung und Biegung mit Längskraft empfiehlt sich, wie im unteren Teilträger auch, die Verwendung von Momenten-Normalkraft-Interaktionskurven. Die Ermittlung der Interaktionskurve für den oberen Teilträger kann wieder über die in **Zhou 1998** aufgestellten Grundfunktionen oder mit Hilfe konventioneller Querschnittsprogramme (z.B. **INCA2**) erfolgen.

Bei der Ermittlung der Interaktionskurven sind die folgenden Punkte zu beachten:

- Mittragende Breite des Betongurts

Für den Betongurt ist die lokale mittragende Breite b_l nach Gleichung (6.1) anzusetzen.

- Zusätzliche Beanspruchung des Stahlträgerrests

An den Öffnungsrändern 1 und 2 entstehen im oberen Stahlträgerrest durch die Ausleitung der Querkraft vom Betongurt in den Stahlträgerrest bzw. der Einleitung der Dübelzugkräfte durch die KBD über der Öffnung zusätzliche Beanspruchungen aus Querkraft und Biegung, die zu einer Verminderung der

aufnehmbaren Normalspannungen führen. Dies ist bei der Ermittlung der Interaktionskurven zu berücksichtigen.

Um dem Rechnung zu tragen, ist eine Reduzierung der Streckgrenze des Stahlträgerrests entsprechend den zusätzlichen Beanspruchungen beim Erstellen der Interaktionskurven denkbar.

Die Nachweise für den oberen Teilträger lauten im Einzelnen wie folgt, wobei immer der Einfluss der anderen gleichzeitig wirkenden Beanspruchungen auf die jeweils aufzunehmende zu berücksichtigen ist:

- Nachweis der Normalkraft des oberen Teilträgers $N_{Ed,o}$:

$$N_{Ed,o} \leq N_{Rd,o} \quad (7.6)$$

Mit $N_{Ed,o}$ als Bemessungswert nach Gleichung (6.5).

- Nachweis der Sekundärmomente M_1 und M_2 des oberen Teilträgers

Auch hier wird die Momentensumme $M_{\Sigma o}$ der Beträge der beiden Sekundärmomente M_1 und M_2 des oberen Teilträgers nachgewiesen:

$$M_{Ed,\Sigma o} \leq 0,9 \cdot M_{Rd,\Sigma o} \quad (7.7)$$

Dabei ist:

$$M_{Rd,\Sigma o} = |M_{Rd,1}| + |M_{Rd,2}| \quad (7.8)$$

$$M_{Ed,\Sigma o} = V_{Ed,o} \cdot a_o \quad (7.9)$$

7.4 Maßgebende Querkraft des Stahlträgers am Öffnungsrand 1

Wie in Kap. 5.1 gezeigt wurde, ist in den meisten Fällen infolge des Abbaus des Sekundärmoments $M_{c,1}$ des Betongurts am Öffnungsrand 1 die Querkraft des Stahlträgers $V_{a,1}$ höher als die globale Querkraft $V_{g,1}$ an dieser Stelle. Dies hat zur Folge, dass der Stahlträger in diesem Bereich für mehr als 100% der globalen Querkraft $V_{g,1}$ ausgelegt werden muss.

In Abbildung 7.1 sind noch einmal die Schnittgrößenverläufe des Betongurts und die Dübelzug- und Dübellängsschubkräfte beispielhaft für den Versuch S1 dargestellt. Die Symbolik entspricht wieder der in Kap. 5.1.

Aufgrund des komplizierten Lastabtragungsmechanismus und der Einflüsse zahlreicher Parameter ist eine genaue Bestimmung der Querkraft $V_{a,1}$ mit einfachen Mitteln kaum möglich. Im Folgenden wird deshalb eine Näherungslösung angegeben, mit der sich $V_{a,1}$ genügend genau und auf der sicheren Seite liegend abschätzen lässt.

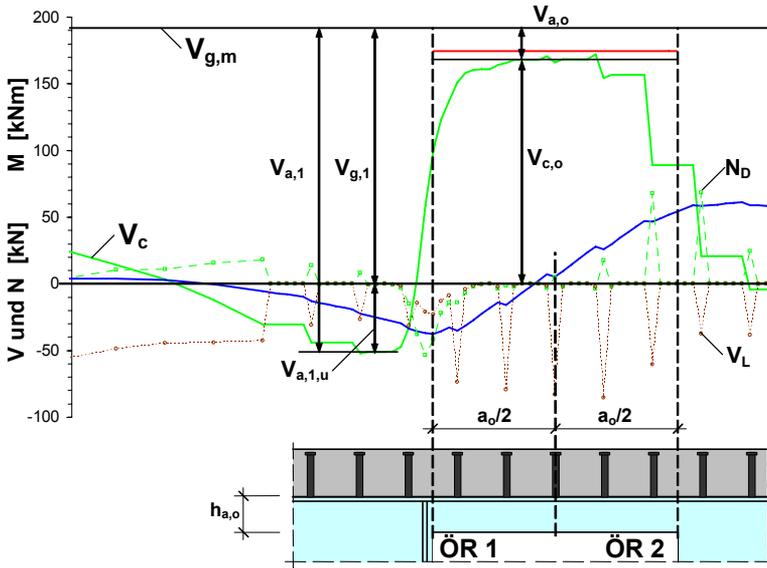


Abb. 7.1: Schnittgrößen des Betongurts und Dübelkräfte des Trägers S1

Für $V_{a,1}$ sollte mindestens die Größe der globalen Querkraft $V_{g,1}$ an der Stelle 1 angenommen werden. $V_{g,1}$ erhöht sich dann noch um die Querkraft $V_{a,1,u}$:

$$V_{a,1} = V_{g,1} + V_{a,1,u} \quad (7.10)$$

Die zusätzliche Querkraft $V_{a,1,u}$ resultiert aus dem Abbau des Sekundärmoments $M_{c,1}$ des Betongurts am Öffnungsrand 1, wobei sich das Moment $M_{c,1}$ aus der Querkraft $V_{c,o}$ des Betongurts über der Öffnung und einem entsprechenden Hebelarm ergibt, der von der Öffnungslänge a_o und der Höhe $h_{a,o}$ des oberen Stahlträgerrests abhängig ist.

Der Abbau des Moments $M_{c,1}$ erfolgt zum einen durch ein vertikales Kräftepaar, das durch die Dübelzugkräfte N_D und die Druckkraft in der Verbundfuge in Höhe der Steife gebildet wird, und zum anderen durch die Dübellängsschubkräfte V_L (siehe hierzu Kap. 5.1.1). Der Hebelarm der Dübelzug- und Dübellängsschubkräfte zur Aufnahme des Moments $M_{c,1}$ ist hauptsächlich abhängig von der Betongurthöhe h_c . Durch das Einführen eines Faktors, mit dem genügend genaue Ergebnisse erzielt werden, ergibt sich der Bemessungswert $V_{Ed,a,1,u}$ zu:

$$V_{Ed,a,1,u} = V_{Ed,c,o} \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{a_o - h_{a,o}}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{h_c + h_{a,o}} \right) \quad V_{Ed,a,1,u} \geq 0 \quad (7.11)$$

Gleichung (7.11) zur überschläglichen Bestimmung von $V_{Ed,a,1,u}$ wurden anhand der FE-Berechnungen überprüft, wobei $V_{Ed,a,1,u}$ umso mehr überschätzt wird, je höher der Betongurt oder der obere Stahlträgerrest sind. Allerdings sind diese Abweichungen im Vergleich zur globalen Querkraft $V_{g,1}$ verhältnismäßig gering, so dass die Querkraft $V_{a,1}$ des Stahlträgers insgesamt nur wenig überschätzt wird.

Gleichung (7.11) sollte nur angewendet werden, wenn zum einen der Abstand zwischen dem Öffnungsrand 1 und dem benachbarten Auflager oder dem Trägerende mindestens $5 \cdot h_c$ beträgt, da sich sonst der vorausgesetzte innere Hebelarm nicht einstellen kann, und wenn die Betongurtbreite größer ist als die lokale Breite b_l nach Gleichung (6.2), um eine ausreichende Steifigkeit des Betongurts zu gewährleisten. Ansonsten kann $V_{Ed,a,1,u}$ auch größere Werte annehmen.

7.5 Maßgebende Querkraft des Stahlträgers und Zugkräfte der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2

Ähnlich wie am Öffnungsrand 1, ist die Querkraft $V_{a,2}$ des Stahlträgers am Öffnungsrand 2 in den meisten Fällen größer als die globale Querkraft $V_{g,2}$ an dieser Stelle. Dies hat zur Folge, dass auch an diesem Öffnungsrand der Stahlträger für mehr als 100% der globalen Querkraft $V_{g,2}$ ausgelegt werden muss. Des Weiteren gilt es am Öffnungsrand 2, wo die Querkraft aus dem Stahlträger in den Betongurt eingeleitet wird, auch die Größe der Dübelzugkräfte abzuschätzen, um die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel nachweisen zu können.

In Abbildung 7.2 sind noch einmal die Schnittgrößenverläufe des Betongurts und die Dübelzug- und Dübellängsschubkräfte beispielhaft für den Versuch S1 dargestellt. Die Symbolik entspricht wieder der in Kap. 5.1.1.

Aufgrund des komplizierten Lastabtragungsmechanismus und der Einflüsse zahlreicher Parameter lassen sich auch hier die Querkraft $V_{a,2}$ und die Dübelzugkräfte N_{Di} mit einfachen Mitteln nicht genau bestimmen. Im Folgenden wird deshalb hierfür ein Nähungsverfahren angegeben, mit dem sich $V_{a,2}$ und N_{Di} genügend genau und auf der sicheren Seite liegend abschätzen lassen.

Zunächst sollte $V_{a,2}$ (genau wie $V_{a,1}$ auch) immer mindestens so groß angenommen werden wie die globale Querkraft $V_{g,2}$ an der Stelle 2. $V_{g,2}$ erhöht sich aber noch um den Querkraftanteil $V_{a,2,u}$, der aus dem Abbau des Sekundärmoments $M_{c,2}$ des Betongurts am Öffnungsrand 2 resultiert.

$$V_{a,2} = V_{g,2} + V_{a,2,u} \quad (7.12)$$

$V_{a,2,u}$ ergibt sich aus der Differenz der Summe S_e der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 und der Querkraft $V_{c,o}$ des Betongurts über der Öffnung (Abbildung 7.2) sowie einer eventuell zwischen der Öffnungsmitte und dem Öffnungsrand 2 wirkenden äußeren Last Q_e :

$$V_{a,2,u} = S_e - V_{c,o} (+Q_e) \quad (7.13)$$

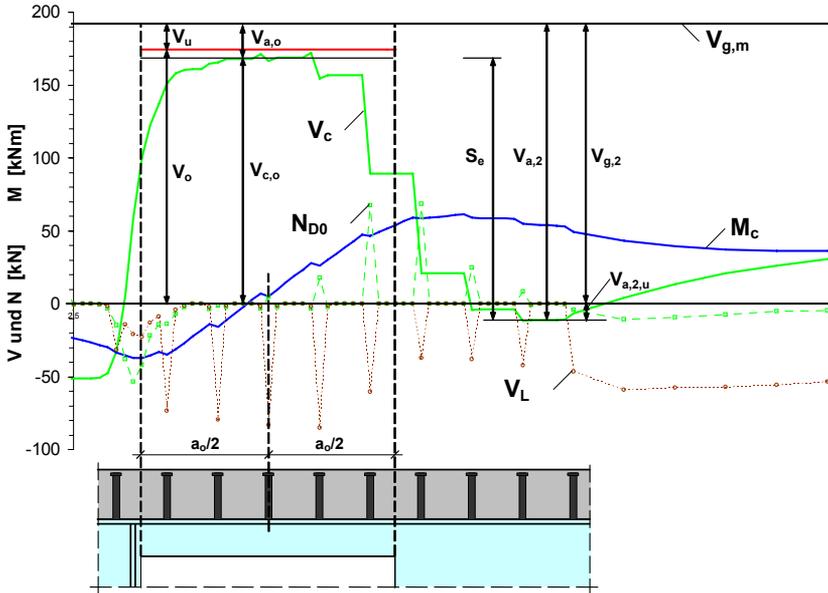


Abb. 7.2: Schnittgrößen des Betongurts und Dübelkräfte des Trägers S1

Durch Einsetzen von Gleichung (7.13) in Gleichung (7.12) ergibt sich die Querkraft $V_{Ed,a,2}$ des Stahlträgers am Öffnungsrand 2 auf Bemessungsniveau zu:

$$V_{Ed,a,2} = V_{Ed,g,2} + S_e - V_{Ed,c,o} (+Q_{Ed,e}) \quad (7.14)$$

Dabei ist:

- $V_{Ed,c,o}$ Querkraft des Betongurts über der Öffnung nach Gleichung (6.17)
- $V_{Ed,g,2}$ globale Querkraft am Öffnungsrand 2
- S_e Summe der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 nach Gleichung (7.15)
- $Q_{Ed,e}$ Bemessungswert der äußeren Last, die zwischen Öffnungsrand 2 und Öffnungsmitte auf den Betongurt wirkt.

Die Größe von S_e ist zum einen abhängig vom Moment $M_{c,2}$, des Betongurts, das es abzubauen gilt, wobei $M_{c,2}$ sich mit der halben Öffnungslänge a_o und der Querkraft $V_{c,o}$ des Betongurts über der Öffnung ergibt. Zum anderen wird auch an diesem Öffnungsrand das Moment $M_{c,2}$ zusätzlich durch die Dübellängsschubkräfte abgebaut, welche mit zunehmender Betongurthöhe h_c an Bedeutung gewinnen. S_e kann genügend genau als Vielfaches von $V_{c,o}$ abgeschätzt werden. Dabei wird die Öffnungslänge a_o und die Betongurthöhe h_c durch deren Verhältnis und einen Faktor, der sich aus den Vergleichen mit den Summen S_e der FE-Berechnungen ergibt, berücksichtigt:

$$S_e = V_{Ed,c,o} \cdot \left[1 + 0,05 \cdot \left(\frac{a_o}{h_c} \right) \right] \quad (7.15)$$

Aus der Summe S_e der Dübelzugkräfte können nun die einzelnen Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 (Abbildung 7.2) berechnet werden. Dazu muss zum einen die Verteilung von S_e auf die einzelnen KBD abgeschätzt werden und zum anderen, wie viele KBD sich am Öffnungsrand 2 an der Aufnahme von S_e beteiligen.

In Abbildung 7.3 ist eine vereinfachte Verteilung der Dübelzugkräfte am Öffnungsrand 2 dargestellt, die an die Ergebnisse der FE-Berechnungen und der Versuche angelehnt ist. Die Größe der jeweils in einem KBD vorhandenen Zugkraft wird durch die Höhe des roten Bereichs der KBD symbolisiert. Die Summe S_e der einzelnen Zugkräfte lässt sich als Vielfaches n_N von der maximalen Zugkraft N_{D0} im höchstbeanspruchten KBD ausdrücken, so dass sich die maximale Zugkraft $N_{Rd,D0}$, die für den Nachweis der KBD maßgebend ist, wie folgt berechnen lässt, wenn n_N bekannt ist:

$$N_{Rd,D0} = \frac{S_e}{n_N} \quad (7.16)$$

Die Ermittlung von n_N wird im Folgenden vorgestellt:

Die Größe der Zugkräfte in den einzelnen KBD ergibt sich aus der Annahme, dass von der maximalen Zugkraft N_{D0} ausgehend die Zugkräfte in den benachbarten KBD linear abnehmen. Dies wird in Abbildung 7.3 durch die grünen schrägen Geraden verdeutlicht. Die maximale Zugkraft N_{D0} ist für den KBD anzusetzen, der von der Seite des ungestörten Trägers aus dem Öffnungsrand 2 am nächsten liegt (Abbildung 7.3).

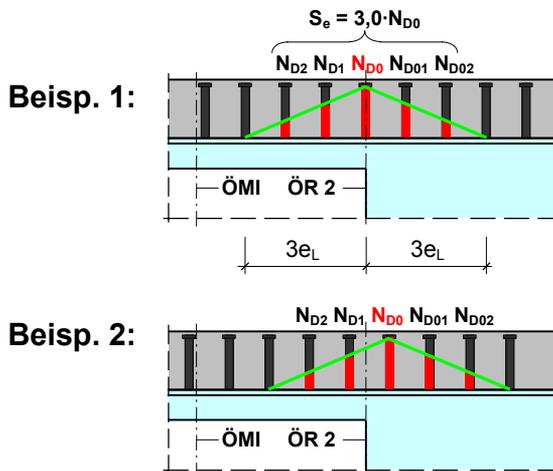


Abb. 7.3: Zur Größe der Zugkräfte in den anrechenbaren Kopfbolzendübeln zur Einleitung der Querkraft aus dem Stahlträger in den Betongurt am Öffnungsrand 2

Aus den oben getroffenen Annahmen, die mit ausreichender Näherung den Ergebnissen der Versuche und FE-Berechnungen entsprechen, lassen sich die einzelnen Dübelzugkräfte wie folgt berechnen:

$$N_{D1} = N_{D01} = \frac{2}{3} \cdot N_{D0} \quad (7.17)$$

$$N_{D2} = N_{D02} = \frac{1}{3} \cdot N_{D0} \quad (7.18)$$

Die Summe der 5 Dübelzugkräfte ergibt sich zu $3 \cdot N_{D0}$, d.h. n_N ist gleich 3,0.

Bezüglich der anrechenbaren KBD über der Öffnung und deren Zugkräfte gelten folgende Maßgaben:

Über der Öffnung dürfen höchstens KBD bis zur Öffnungsmitte angesetzt werden, denn zwischen Öffnungsmitte und Öffnungsrand 1 wird keine Zugkraft mehr in den Betongurt eingeleitet.

Außerdem dürfen nur die Zugkräfte der KBD über der Öffnung in Rechnung gestellt werden, die durch den oberen Stahlträgerrest vom Öffnungsrand 2 her über Querkraft und Biegung übertragen werden können. Dabei ist zu beachten, dass der obere Reststeg durch das Sekundärmoment M_2 noch zusätzlich auf Zug beansprucht wird. Somit kann es durchaus vorkommen, dass nicht die gesamten Dübelzugkräfte N_{D01} und N_{D02} durch den Stahlträgerrest übertragen werden können. Dadurch verringert sich u. U. der Faktor n_N , was bei gleich bleibender Summe S_e der Dübelzugkräfte dazu führt, dass sich die maximale Dübelzugkraft N_{D0} erhöht.

Bezüglich der Abstände der KBD in Längs- und Querrichtung gelten die Regelungen aus Kap. 6.6.2.

7.6 Weitere Nachweise für den Stahlträger am Öffnungsrand 2

Neben den Nachweisen für den oberen Stahlträgerrest und für den unteren Teilträger sind bezüglich des Stahlträgers am Öffnungsrand 2 noch die folgenden Nachweise zu führen:

- Nachweis des Stahlträgers auf Querkraft am Öffnungsrand 2

Dabei ist die erhöhte Querkraft $V_{Ed,a,2}$ des Stahlträgers am Öffnungsrand 2 nach Gleichung (7.14) zu berücksichtigen, die größer ist als die globale Querkraft $V_{Ed,g,2}$ an dieser Stelle.

- Nachweis des Stahlträgersteges auf Zug

Damit wird sichergestellt, dass die durch die KBD am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleitete Zugkraft vom Stahlträgersteg aufgenommen werden kann. Dabei sollte für diesen Nachweis auf der sicheren Seite liegend als maßgebende Dübelzugkraft für alle KBD in diesem Bereich der Bemessungswert $N_{Rd,D0}$ nach Gleichung (7.16) angesetzt werden. Diese Zugkraft ist auch für Schweißträger beim Nachweis der Halsnaht an dieser Stelle zu berücksichtigen.

- Nachweis des Stahlträgerflansches auf Biegung und Querkraft in Querrichtung

Damit wird sichergestellt, dass die durch die KBD in den Betongurt eingeleitete Zugkraft vom Stahlträgersteg über den Flansch, der dadurch auf Querkraft und entsprechende Biegung beansprucht wird, übertragen werden kann. Dabei sollte für diesen Nachweis auf der sicheren Seite liegend als maßgebende Dübelzugkraft für alle KBD in diesem Bereich wieder der Bemessungswert $N_{Rd,D0}$ nach Gleichung (7.16) angesetzt werden.

7.7 Nachweis der Kopfbolzendübel im Öffnungsbereich

Im Öffnungsbereich werden die KBD sowohl durch Zugkräfte N_D als auch durch Längsschubkräfte V_L beansprucht und müssen dementsprechend für diese kombinierte Beanspruchung nachgewiesen werden.

Bei den beiden Beanspruchungen Normalkraft und Längsschubkraft kann auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen werden, dass die Bemessungswerte jeweils an demselben KBD angreifen.

Der Bemessungswert für die Zugkraft $N_{Rd,D}$ ist gleich $N_{Rd,D0}$ nach Gleichung (7.16) und der Bemessungswert für die Längsschubkraft $V_{Ed,L}$ ergibt sich aus der Vertikalkomponente der Querkraft $V_{Rd,1}$, die innerhalb der Zone 1 (vergl. Kap. 6.6.2) übertragen wird. Sie berechnet sich zu:

$$V_{Ed,L} = V_{Rd,1} \cdot \cot \theta \cdot \frac{e_L}{h_{ef}} \quad (7.19)$$

Dabei ist:

- $V_{Rd,1}$ die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in der Zone 1 auf Bemessungsniveau als der kleinere Wert aus den Gleichungen (6.23) und (6.24)
- $\cot \theta$ nach Gleichung (6.35)

7.8 Ergänzende Hinweise

Im Folgenden sind ergänzende Hinweise aufgelistet, die es im Rahmen der Bemessung und konstruktiven Durchbildung von großen Stegöffnungen zu berücksichtigen gilt:

- Die Dübelköpfe müssen am Öffnungsrand 2 und über der Öffnung in die Betondruckzone einbinden, um die Einleitung bzw. Weiterleitung der Querkraft zu ermöglichen. Dies könnte u. U. aber auch durch entsprechende Rückhängebewehrung erreicht werden.
- Am Öffnungsrand 1 müssen Steifen eingepasst werden. Dabei sollte der Abstand der Steifenachse zum Öffnungsrand 1 nicht größer sein als $b/2$ (Abbildung 6.14).
- Die Steifen schaffen zum einen eine definierte Lasteinleitungsfläche für die Querkraft $V_{c,a}$, die aus dem Betongurt in den Stahlträgersteg eingeleitet wird, und

zum anderen sind sie auch eine Voraussetzung dafür, dass sich die beschriebene Querkraftabtragung in der Zone 1 einstellen kann und dadurch der Querkraftwiderstand $V_{R,1}$ der Zone 1 angesetzt werden darf.

- Im Öffnungsbereich sollten die KBD sowohl in Längs- als auch in Querrichtung jeweils äquidistant angeordnet werden, wobei bezüglich der Dübelabstände in Längs- und Querrichtung e_L bzw. e_q die Regelungen in Kap. 6.6.2 einzuhalten sind.
- Bei der Ermittlung der aufnehmbaren Momente $M_{Rd,1}$ und $M_{Rd,2}$ des oberen Teilträgers ist sicherzustellen, dass die Normalkraftdifferenz des Stahlträgerrests durch die Längsschubkräfte V_L der KBD zwischen den beiden Öffnungsändern 1 und 2 übertragen werden kann. Wird beispielsweise an einem Öffnungsrand der Stahlträgerrest voll plastisch auf Zug und am anderen Öffnungsrand auf Druck angesetzt, muss die doppelte plastischen Normalkraft des oberen Stahlträgerrests über Schub durch die KBD übertragen werden können.

8 Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton

8.1 Veranlassung und Zielsetzung

Die in den großmaßstäblichen Versuchen bestimmten Dübelzugkräfte der 4 KBD-Paare N_{P1} bis N_{P4} vor der Öffnung sind wie z.B. in Abbildung 8.38 dargestellt anfänglich sehr gering, nehmen dann stärker zu und verlaufen schließlich fast linear. Ähnliches gilt für die Zugkräfte der KBD N_{P5} bis N_{P8} über der Öffnung (siehe Kap. 5.4). Die Vermutung lag nahe, dass die anfänglich relativ kleinen Dübelzugkräfte dadurch zu Stande kommen, weil in den großmaßstäblichen Versuchen die Zugkräfte der KBD oben in der Nähe des Kopfbolzenkopfes ermittelt werden und ein Teil der am Fuß eingeleiteten Zugkraft bis dort hin über Reibung an den umgebenden Beton abgegeben wird, d.h. die vom Stahlträger in den Betongurt am Dübelfuß eingeleiteten Zugkräfte sind um den Betrag der Reibung höher als die nahe dem Kopfbolzenkopf bestimmten. Diese Vermutung wurde noch durch die anhand der FE-Berechnungen ermittelten Dübelzugkräfte bekräftigt (Kap. 4.2.5), weil diese in der Regel besonders zu Beginn der Belastung größer sind als die experimentell bestimmten.

Um zu untersuchen, ob aus den Kopfbolzendübeln Reibungskräfte an den umgebenden Beton übertragen werden und wie groß deren Betrag ggf. ist, wurden die im Folgenden beschriebenen Versuche durchgeführt und ausgewertet.

8.2 Allgemeines

Die Differenz N_D der Normalkraft am Kopfbolzenfuß $N_{K,F}$ und Kopfbolzenkopf $N_{K,K}$ wird entweder durch den Haftverbund R_H oder die Reibung R hervorgerufen (Abbildung 8.1):

$$N_D = N_{K,F} - N_{K,K} \quad (8.1)$$

Ist der anfängliche Haftverbund R_H überwunden, wirkt nur noch die Reibung R .

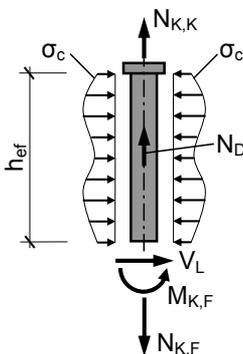


Abb. 8.1: Einwirkungen auf den KBD

Um überhaupt Reibung zu aktivieren, müssen in der Kontaktfläche zwischen KBD und umgebendem Beton Druckspannungen σ_c vorhanden sein. Diese Druckspannungen können auf drei Arten hervorgerufen werden:

- durch direkte Einwirkungen auf den Beton
 Im Bereich der Öffnung wirken im Beton die Drucknormalkräfte N_o und die sekundären Biegemomente des oberen Teilträgers M_1 und M_2 . Durch die so erzeugten Längsdruckspannungen wird der Beton an die KBD gepresst.
- durch direkte Einwirkungen auf die KBD
 Am Fuß der KBD greift die Längschubkraft V_L an, was lokal zu Druckspannungen zwischen Dübelschaft und Beton führt. Außerdem wirkt bei exzentrischer Lasteinleitung der Normalkraft aus dem Steg in die KBD, was bei zweireihiger Dübelanordnung der Fall ist, noch zusätzlich ein Moment $M_{K,F}$ am Dübelfuß. Dieses erzeugt Biegung im KBD, was wiederum zu lokalen Druckspannungen zwischen KBD und Beton führt.
- durch indirekte Einwirkungen auf den Beton
 Beim Schwinden zieht sich der Beton um die KBD herum zusammen und die KBD werden "eingeklemmt". So entstehen ebenfalls Druckspannungen.

8.3 Versuchsprogramm

Um die Reibkraft infolge der direkten Einwirkungen im Einzelnen zu quantifizieren, wurden drei unterschiedliche Versuchstypen mit unterschiedlichen Versuchsaufbauten konzipiert. Um den Streuungen der Messwerte zu begegnen, wurden für jeden Versuchstyp drei Versuchskörper hergestellt. Insgesamt ergeben sich also neun Versuchskörper, deren Alter und Druckfestigkeit am Versuchstag (falls ermittelt) in Tabelle 8.1 zusammengefasst sind.

Versuchstyp	Versuchskörper	Alter [d]	$f_{c,cube150,m}$ [N/mm ²]
LN	LN1	67	–
	LN2	61	–
	LN3	63	39,1
LS	LS1	50	–
	LS2	49	–
	LS3	20	28,2
KB	KB1	46	–
	KB2	47	35,0
	KB3	48	–

Tab. 8.1: Versuchstypen und Versuchskörper

Der Versuchstyp, mit denen der Einfluss der Längsnormalspannungen im Betongurt auf die Reibkraft untersucht wurde, wird mit "LN" bezeichnet, der zur Untersuchung der Längschubkraft mit "LS" und der zur Untersuchung der Biegung der KBD mit "KB".

8.4 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Da mit den Reibungsversuchen, die in den großmaßstäblichen Versuchen beobachteten Effekte nachvollzogen werden sollten, sollten die Versuchskörper auch die dortigen Verhältnisse widerspiegeln. Dies betraf zum einen die Lage des Bauteils beim Betonieren, die Anordnung und Abdeckung der DMS an den KBD, die Blechdicken und die Kopfbolzenabmessungen. Die KBD wurden für die Reibungsversuche auf ein Stahlblech aufgeschweißt, das den Flansch abbildete (Abbildung 8.2). Zur Einleitung der äußeren Zugkraft N_A wurde ein Blech rechtwinklig auf den "Flansch" aufgeschweißt.

Abbildung 8.2 zeigt ein solches Stahleinbauteil für die Versuche KB zur Untersuchung des Einflusses der Kopfbolzenbiegung.

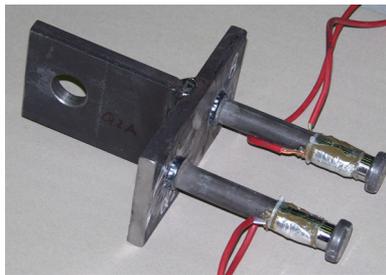


Abb. 8.2: Stahleinbauteil für die Versuche mit Kopfbolzenbiegung mit den beiden Kopfbolzendübeln und den bereits verkabelten und abgedeckten DMS

Die Normalkraftdifferenz N_D wurde bei allen Versuchen nach dem gleichen Prinzip ermittelt: Über eine Hohlkolbenpresse, einen Stahlrahmen (oder bei den Versuchen mit Querbiegung über eine Traverse) und eine Zugstange wurde wie in Abbildung 8.3 dargestellt eine äußere Zugkraft N_A in das Stahleinbauteil eingeleitet und auf den oder die KBD übertragen. Diese äußere Zugkraft N_A , die, wie sich noch zeigen wird, nicht in allen Fällen der Normalkraft $N_{K,F}$ am Kopfbolzenfuß entspricht, wurde mittels einer Kraftmessdose bestimmt.

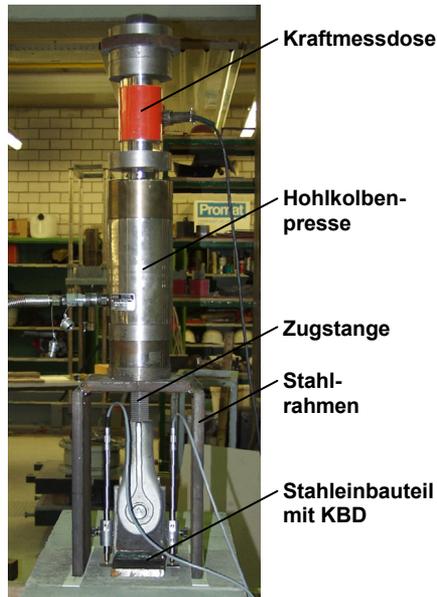


Abb. 8.3: Aufbringen der äußeren Normalkraft N_A über einen Stahlrahmen mittels Zugstange und Hohlkolbenpresse.

Am Kopfbolzendübel selbst wurde die Normalkraft indirekt über zwei DMS bestimmt (Abbildung 8.4 und 8.2).

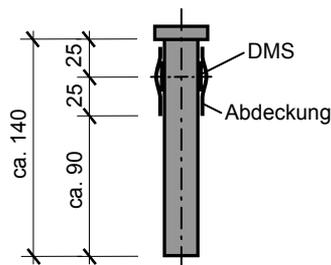


Abb. 8.4: Kopfbolzendübel mit DMS und Abdeckung

Diese beiden DMS, die wie in den großmaßstäblichen Versuchen auch 25 mm unterhalb des Dübelkopfes appliziert wurden, lagen diametral gegenüber. Die Normalkraft an der Stelle der beiden DMS entsprach praktisch der Normalkraft $N_{K,K}$ am Dübelkopf. Die Differenz der durch die Hohlkolbenpresse aufgebrauchten Normalkraft N_A zur Normalkraft $N_{K,K}$ am Dübelkopf ergab die dazwischen über den Dübelschaft in den Beton übertragene Reibkraft R . Dies galt allerdings nur, wenn die aufgebrauchte Normalkraft N_A der Normalkraft am Dübelfuß $N_{K,F}$ entsprach. Dieses Prinzip war bei allen drei Versuchstypen gleich. Unterschiedlich waren die jeweils zur äußeren Normalkraft N_A zusätzlich aufgebrauchten Belastungen.

8.5 Prinzipieller Versuchsablauf

Auch der Versuchsablauf war bei allen drei Versuchstypen prinzipiell gleich und gliederte sich in drei Teile:

- Reibungsversuche ohne zusätzliche Einwirkungen
- Eigentliche Reibungsversuche mit Längsdruckspannungen, Längsschubkraft oder Biegung der KBD
- Kalibrieren der DMS der KBD

Im Folgenden werden die einzelnen Versuchsteile beschrieben und erläutert.

Reibungsversuche ohne zusätzliche Einwirkungen

Auf den bis dato unbelasteten Versuchskörper wurde ohne weitere direkte Einwirkungen die äußere Zugkraft N_A aufgebracht. Bei dieser ersten Belastung des KBD durch eine Zugkraft war noch der Haftverbund zwischen KBD und umgebendem Beton vorhanden und konnte bestimmt werden. Ab der zweiten Belastung war der Haftverbund zerstört und mit den folgenden drei Lastzyklen wurde die Reibung ohne weitere zusätzliche Einwirkungen untersucht.

Nachdem die insgesamt ersten vier Lastzyklen abgeschlossen waren, wurden weitere 20 Lastwechsel gefahren, um die ohne zusätzliche Belastung übertragbare Reibung so weit wie möglich zu reduzieren. Der Höchstwert der aufgetragenen äußeren Zugkraft von 80 kN pro KBD entsprach in etwa der in den großmaßstäblichen Versuchen ermittelten maximalen Zugkraft eines KBD und stellte sicher, dass der KBD noch im linear elastischen Bereich blieb.

Eigentliche Reibungsversuche mit Längsnormalspannungen, Längsschubkraft oder Biegung der KBD

Nach dem Lösen des Haftverbunds folgten die je nach Versuchstyp unterschiedlichen eigentlichen Reibungsversuche, die in den folgenden Kapiteln ausführlich erläutert werden.

Kalibrieren der DMS der KBD

Um aus den am Kopfbolzenkopf mittels der beiden DMS gemessenen Dehnungen die dortige Zugkraft $N_{K,K}$ zu bestimmen, musste ein Proportionalitätsfaktor m bestimmt werden, mit dem sich möglichst genau der Mittelwert der beiden gemessenen Dehnungen ε_m in die Zugkraft $N_{K,K}$ umrechnen ließ.

$$N_{K,K} = m \cdot \varepsilon_m \tag{8.2}$$

Eine Möglichkeit wäre gewesen, m indirekt über den E-Modul und die Querschnittsfläche der KBD zu bestimmen, was vorausgesetzt hätte, beides zu ermitteln. Im vorliegenden Fall wurde m aber direkt bestimmt und zwar dadurch, dass die auf den KBD aufgetragene Zugkraft N_A und der Mittelwert der gemessenen

Dehnungen ε_m ins Verhältnis gesetzt wurden. Voraussetzung war dabei, dass die aufgebrachte und mittels einer Kraftmessdose bestimmte äußere Normalkraft N_A der Normalkraft am Dübelkopf $N_{K,K}$ entsprach, also möglichst keine Reibung mehr übertragen wurde. Diese Voraussetzung war weitestgehend nach dem Abschluss der eigentlichen Reibungsversuche oder auch schon währenddessen erfüllt, weil durch die wiederholten Belastungen und die zusätzlichen äußeren Einwirkungen die KBD derart vom Beton gelöst wurden, dass nahezu keine Reibung mehr zwischen beiden übertragen wurde.

Bei den Versuchen mit einem KBD LN und LS erfolgte die Kalibrierung nach Abschluss der eigentlichen Reibungsversuche in einem zusätzlichen Versuchsdurchgang und bei den Versuchen KB mit zwei KBD während eines Teils der eigentlichen Reibungsversuche, bei dem auch nahezu keine Reibung mehr übertragen wurde.

In Abbildung 8.5 ist beispielhaft für den Versuch LN1 der in dem zusätzlichen Versuch ermittelte Zusammenhang zwischen dem Mittelwert ε_m der gemessenen Dehnungen und der aufgebrachten Normalkraft N_A für jeweils die Be- und Entlastung dreier Lastzyklen aufgetragen. Außerdem sind die Mittelwerte aus der Be- und Entlastung (MW Bel bzw. MW Entl) und deren Linearisierung (Linear (MW Bel) bzw. Linear (MW Entl) mit zugehöriger Gleichung dargestellt.

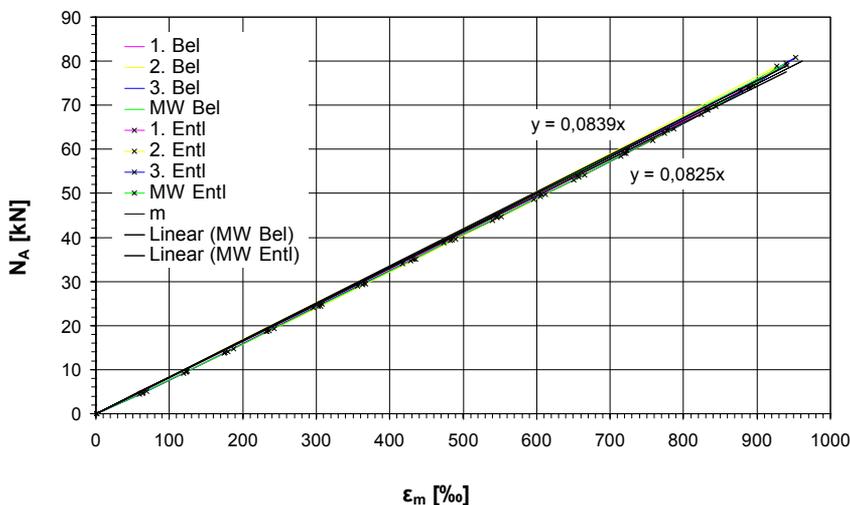


Abb. 8.5: Versuch LN1: Zusammenhang zwischen der äußeren Normalkraft N_A und dem Mittelwert ε_m der DMS

Der Proportionalitätsfaktor m , der den Zusammenhang zwischen ε_m und N_A herstellt, ergibt sich als Mittelwert der Steigungen bei der Be- und Entlastung.

In Abbildung 8.6 sind die Abweichungen zwischen der mittels der Kraftmessdose bestimmten äußeren Zugkraft N_A und der durch die DMS mit dem Proportionalitätsfaktor m bestimmten Normalkraft $N_{K,K}$ im Zusammenhang mit der

äußeren Normalkraft N_A aufgetragen. Es wird deutlich, dass durchaus Abweichungen von rund $\pm 1,5$ kN auftreten, was an unvermeidbaren Messungenauigkeiten seitens der Kraftmessdose und der DMS liegt. In den anderen Versuchen liegen die Abweichungen teils unter $\pm 0,5$ kN und nie über $\pm 3,0$ kN.

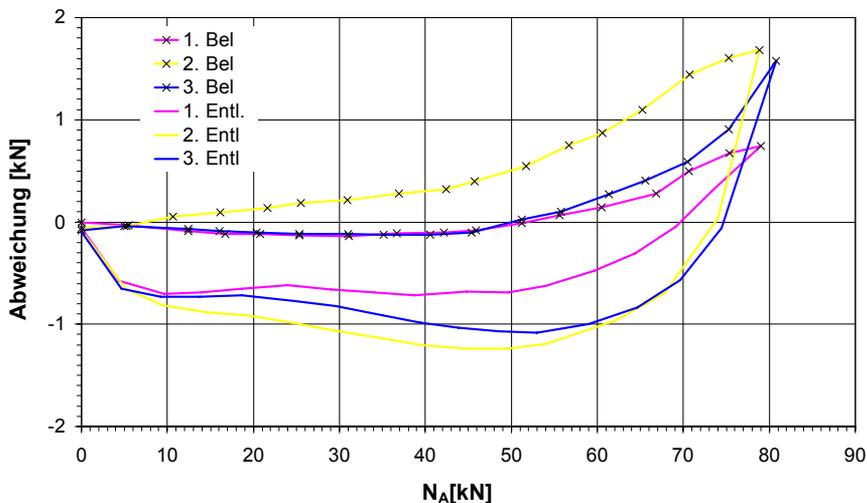


Abb. 8.6: Versuch LN1: Abweichungen zwischen der mittels der Kraftmessdose und den DMS bestimmten Normalkraft der KBD

Mit dem so für jeden Versuch ermittelten Proportionalitätsfaktor m wurden die einzelnen Reibungsversuche ausgewertet.

8.6 Reibungsversuche ohne zusätzliche direkte Einwirkungen

Wie bereits erwähnt wurden vor den eigentlichen Reibungsversuchen, bei denen die Einflüsse der direkten Einwirkungen auf das Reibverhalten untersucht wurden, zum Vergleich noch Untersuchungen ohne zusätzliche direkte Einwirkungen durchgeführt.

Der Versuchsaufbau, der bei diesen Untersuchungen nur aus der Lasteinleitungskonstruktion für die äußere Kraft N_A , einem Stahlrahmen, bestand, war bei allen Versuchstypen gleich. Dieser Versuchsaufbau ist in Abbildung 8.3 dargestellt. Er wurde bei den Versuchen mit Längsdruckkraft und Längsschubkraft auch im weiteren Versuchsverlauf beibehalten. Bei den Versuchen mit Querbiegung wurde die äußere Kraft N_A später allerdings über Traversen eingeleitet (siehe Abbildung 8.29).

Beim Einleiten der äußeren Zugkraft N_A mittels des Stahlrahmens wird der Beton zusätzlich beansprucht. Der sich dabei im Beton einstellende Kraffluss lässt sich mit dem in Abbildung 8.7 dargestellten Stabwerkmodell abbilden. Es wird deutlich, dass schon das Aufbringen der äußeren Zugkraft N_A alleine mit einer zusätzlichen äußeren Einwirkung verbunden ist, und zwar Biegung des Betongurts.

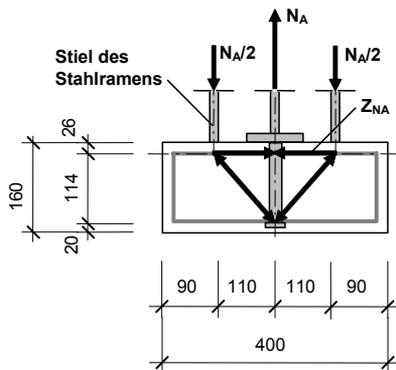


Abb. 8.7: Stabwerkmodell beim Einleiten der äußeren Zugkraft N_A

Die Zugkraft Z_{NA} ergibt sich in Abhängigkeit von N_A zu:

$$Z_{NA} = N_A \frac{110}{114 \cdot 2} = N_A \cdot 0,48 \quad (8.3)$$

In Abbildung 8.8 ist beispielhaft für den Versuch LN3 die Normalkraft $N_{K,F}$ am Kopfbolzenfuß, die der aufgebrachtten Normalkraft N_A entspricht, im Zusammenhang mit der am Kopfbolzenkopf mittels DMS ermittelten Normalkraft $N_{K,K}$ dargestellt, und in Abbildung 8.9 ist die Normalkraftdifferenz N_D zwischen beiden über die Normalkraft am Kopfbolzenfuß $N_{K,F}$ aufgetragen. Bei den anderen acht Versuchen sind die Verläufe prinzipiell gleich. Die Diagonale (Dia) in Abbildung 8.8 gibt an, wann $N_{K,F}$ und $N_{K,K}$ gleich groß sind.

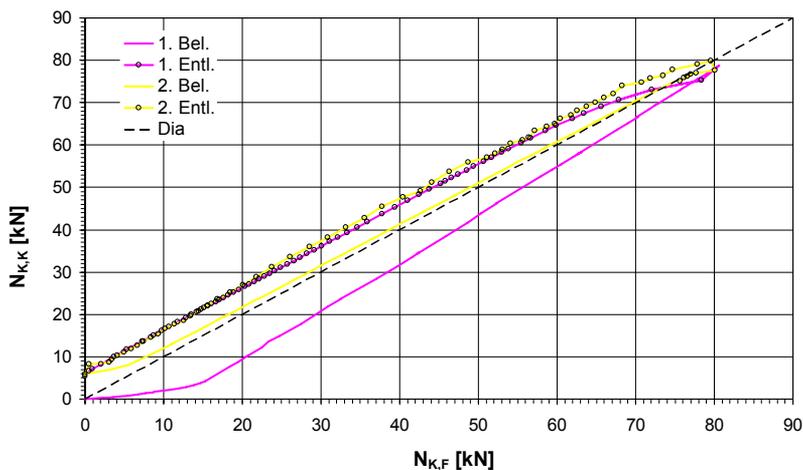


Abb. 8.8: Versuch LN3: Zusammenhang zwischen der Normalkraft am Dübelfuß $N_{K,F}$ und der am Dübelkopf $N_{K,K}$ während den ersten zwei Lastzyklen

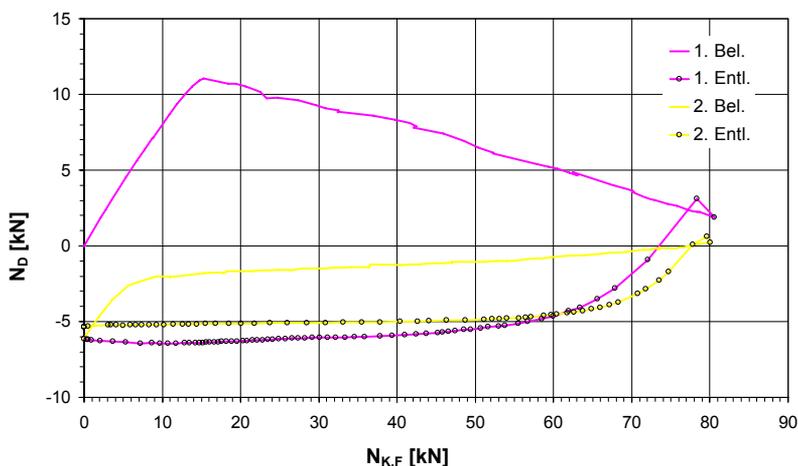


Abb. 8.9: Versuch LN3: Zusammenhang zwischen der Normalkraftdifferenz N_D und der Normalkraft am Dübelfuß $N_{K,F}$ während den ersten zwei Lastzyklen

Dass sich bei einem ansonsten unbelasteten Versuchskörper überhaupt eine Normalkraftdifferenz zwischen Kopfbolzenfuß und Kopfbolzenkopf einstellt, hat wie bereits erwähnt zwei Ursachen: zum einen "klebt" der KBD im Beton beim Erhärten fest, und es entsteht ein Haftverbund, und zum anderen schwindet der Beton und "klemmt" die KBD ein, so dass Reibung übertragen werden kann.

In Abbildung 8.8 wird deutlich, dass mit Beginn der ersten Belastung (rosafarbene Linie) die Kraft am Kopfbolzenfuß $N_{K,F}$ viel stärker zunimmt als am Kopfbolzenkopf $N_{K,K}$. Dass die Differenz zwischen beiden, die in Abbildung 8.9 dargestellt ist, anfänglich so groß ist, liegt am Haftverbund R_H . Er wird allerdings bei einer Normalkraft $N_{K,F}$ von rund 15 kN überwunden und ist dann irreversibel zerstört. Vermutlich wird das Lösen des Haftverbunds auch noch durch die rechtwinklig zum KBD wirkende Zugkraft Z_{NA} begünstigt, die Zugspannungen im Beton hervorruft und den Beton vom KBD wegzieht. Nach dem Überwinden des Haftverbunds ist der Betrag der übertragbaren Reibung ohne zusätzliche äußere Einwirkungen nie mehr so groß wie der Betrag des Haftverbunds.

In Abbildung 8.10 ist von allen 6 Versuchen, bei denen ein einzelner KBD untersucht wurde, die Normalkraftdifferenz der ersten Belastung über die Normalkraft $N_{K,F}$ am Kopfbolzenfuß aufgetragen und in Abbildung 8.11 das Gleiche für die restlichen 3 Versuche, bei denen jeweils zwei KBD einbetoniert waren.

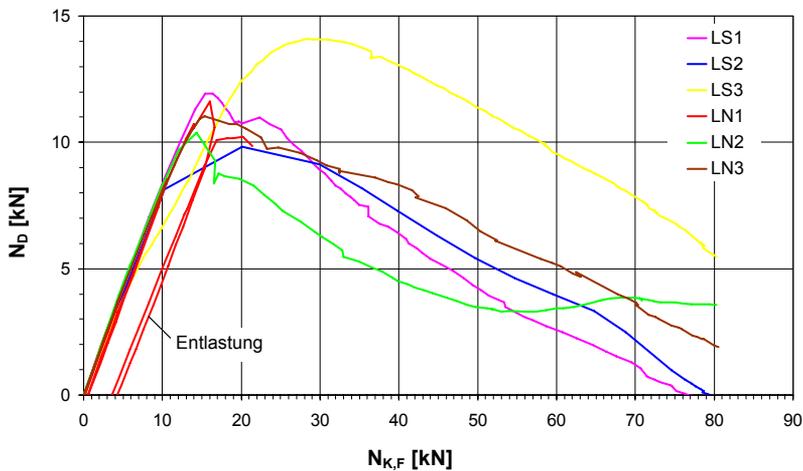


Abb. 8.10: Normalkraftdifferenz N_D während der ersten Belastung bei den Versuchen mit einem KBD LS und LN

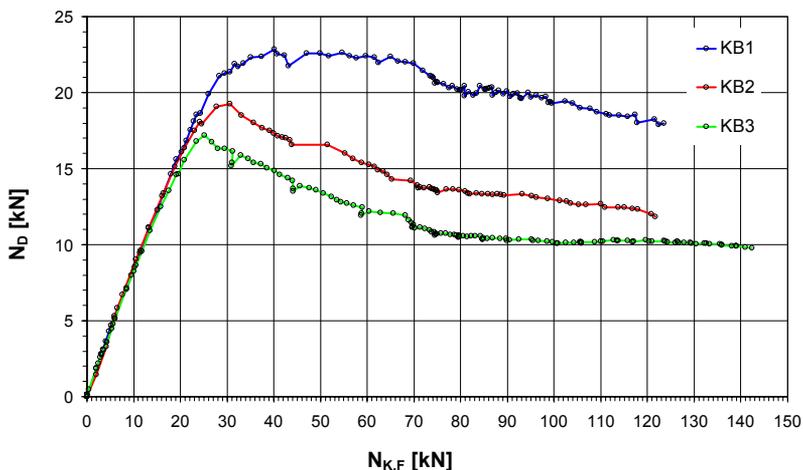


Abb. 8.11: Normalkraftdifferenz N_D während der ersten Belastung bei den Versuchen mit zwei KBD KB

Die auffallend große Normalkraftdifferenz beim Versuch LS3 ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass dieser Versuch als erster, rund vier Wochen vor den anderen, durchgeführt wurde. Die durch das Schwinden des Betons entstandenen Druckspannungen wurden hier durch das Kriechen noch nicht so stark reduziert wie bei den später gefahrenen Versuchen. Somit scheinen der Betrag des Haftverbundes und der ohne zusätzliche Einwirkungen übertragbaren Reibung auch vom Betonalter abhängig zu sein, wodurch eine Verallgemeinerung der Ergebnisse bezüglich der Quantität nicht ohne Weiteres möglich ist.

Erwartungsgemäß ist die Normalkraftdifferenz N_D bei den Versuchen mit zwei KBD etwa doppelt so groß wie bei den Versuchen mit einem KBD.

In Abbildung 8.12 sind alle neun Versuche in einem Diagramm zusammengefasst. Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die Werte der Versuche mit einem KBD verdoppelt.

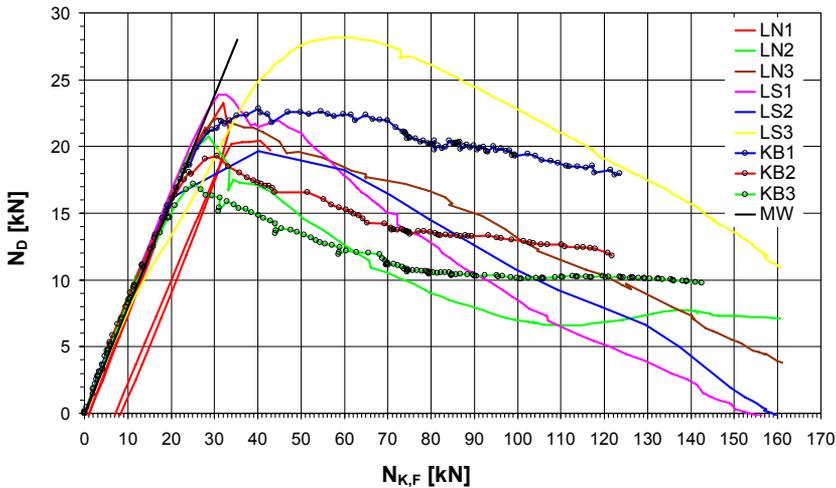


Abb. 8.12: Zusammenhang zwischen der Normalkraftdifferenz N_D und der Normalkraft $N_{K,F}$ während der ersten Belastung für alle Versuche

Der anfänglich nahezu lineare Verlauf des Haftverbunds lässt sich formelmäßig wie folgt erfassen:

$$R_H = m_{RH} \cdot N_{K,F} \quad 0 < N_{K,F} < 27,5 \text{ [kN]} \quad (8.4)$$

mit:

$$m_{RH} = 0,80$$

Der Proportionalitätsfaktor m_{RH} ergibt sich als Mittelwert aus den Versuchen zu 0,79 (siehe Tabelle 8.2), also etwa 0,8. Die entsprechende Gerade (MW) ist als schwarze Linie in Abbildung 8.12 dargestellt. Ebenso wird der Höchstwert $R_{H,max}$ des übertragbaren Haftverbunds als Mittelwert aus den Versuchen ermittelt. Er beträgt 21,9 kN (gerundet 22) für ein KBD-Paar. In Tabelle 8.2 sind die einzelnen Steigungen und Höchstwerte aller neun Versuche zusammengefasst.

Versuchs- körper	m_{RH} [-]	$R_{H,max}$ [kN]
LS1	0,84	23,90
LS2	0,79	19,65
LS3	0,66	28,19
LN1	0,81	23,24
LN2	0,81	20,76
LN3	0,80	22,09
KB1	0,81	22,86
KB2	0,82	19,27
KB3	0,79	17,18
Mittelwerte	0,79	21,90
Gerundet	0,80	22,00

Tab. 8.2: Proportionalitätsfaktor m_{RH} und Höchstwert $R_{H,max}$ des übertragbaren Haftverbunds aller neun Versuche

Nach Überschreiten des Haftverbunds nimmt die Normalkraftdifferenz, die jetzt nur noch durch die Reibung zustande kommt, kontinuierlich ab (Abbildung 8.9).

Mit Beginn der ersten Entlastung (rosa Linie mit Kreisen) nimmt die Kraft am Kopfbolzenfuß stärker ab als am Kopfbolzenkopf, so dass fast während der gesamten Entlastungsphase $N_{K,K}$ größer ist als $N_{K,F}$ (Abbildung 8.9). Dies bedeutet, dass sich die Richtung der Reibkraft umkehrt, wie es zum Beispiel auch beim Spannen und Nachlassen von Spanngliedern, die in einem Hüllrohr verlegt werden, der Fall ist. Die Umkehr der Reibkraft wird durch die negativen Werte der Normalkraftdifferenz verdeutlicht. Nach der ersten Entlastung beträgt die Normalkraft am Kopfbolzenkopf noch rund 5 kN. Diese sich umkehrende Reibkraft bedingt auch den hysteretischen Kurvenverlauf.

Mit Beginn der zweiten Belastung (gelbe Linie ohne Kreise) nimmt die Reibung zuerst stark ab und fällt dann bis zum Belastungsende langsam auf Null ab. Bei der zweiten Entlastung (gelbe Linie mit Kreisen) folgt die Kurve etwa der ersten Entlastung und alle weiteren Be- und Entlastungen verlaufen annähernd gleich. Dieser für diese Versuche typische Verlauf ist idealisiert in Abbildung 8.13 mit schwarzen Linien dargestellt.

Der Verlauf der Reibung selbst ist durchaus plausibel, allerdings müssten die Kurven so weit nach oben verschoben sein, dass jeweils zu Beginn der Be- und Entlastung der Betrag der Reibung R ober- und unterhalb der x- Achse gleich groß ist (graue Linien).

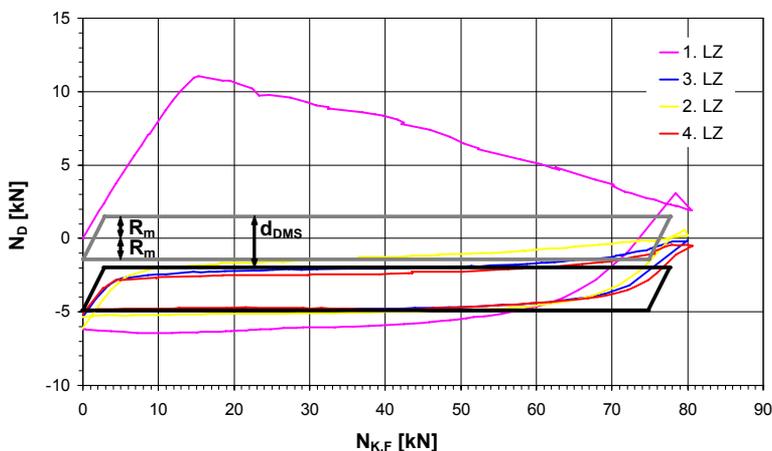


Abb. 8.13: Versuch LN3: Normalkraftdifferenz N_D im Zusammenhang mit der Normalkraft am Dübelfuß $N_{K,F}$ während der ersten vier Lastzyklen

Der gemessene Kurvenverlauf lässt sich nur wie folgt erklären: Der Beton schwindet auch in Dübellängsrichtung. Über den Haftverbund wird somit durch den Beton eine Längsdruckkraft auf den KBD ausgeübt. Vor Versuchsbeginn werden die angeschlossenen DMS tariert und berücksichtigen somit nicht diese im KBD vorhandene Eigendruckspannung. Durch das Lösen des Haftverbundes geht diese Eigendruckspannung verloren. Die DMS sind nun, wenn der KBD keine Beanspruchung mehr erfährt, gedehnt und zeigen einen entsprechenden Wert an. Umgerechnet ergibt dieser Wert eine Zugkraft. Die am Dübelkopf über die DMS ermittelte Zugkraft $N_{K,K}$ ist somit um den Betrag dieser Zugkraft höher. Dies bewirkt, dass die Zugkraftdifferenz zwischen Bolzenfuß und Bolzenkopf, wodurch die Reibung ausgedrückt wird, bei diesen Versuchen über weite Teile negative Werte annimmt.

Vor den nachfolgenden eigentlichen Reibungsversuchen werden die DMS erneut tariert. Da nun keine Eigendruckspannungen mehr im KBD vorhanden sind, tritt der oben beschriebene Effekt nicht mehr auf.

Aus dem korrigierten, idealisierten Reibungsverlauf (graue Linien) ergibt sich für den Versuch RL1 eine mittlere Reibkraft R_m von rund $\pm 1,5$ kN.

In Abbildung 8.14 sind die ersten vier Lastzyklen des Versuchs KB2 stellvertretend für die Versuche, bei denen zwei KBD einbetoniert waren, dargestellt. Außerdem ist in grau wieder der korrigierte idealisierte Reibungsverlauf eingezeichnet. Die Kurvenverläufe sind prinzipiell die gleichen wie bei den Versuchen mit einem KBD. Allerdings mit dem Unterschied, dass die Werte von N_D und $N_{K,F}$ in etwa doppelt so groß sind, was daran liegt, dass jetzt zwei KBD betrachtet werden. Unterschiedlich ist allerdings die starke Zunahme der Reibung mit zunehmender Zugkraft $N_{K,F}$, was noch in Kap. 8.9 erläutert wird.

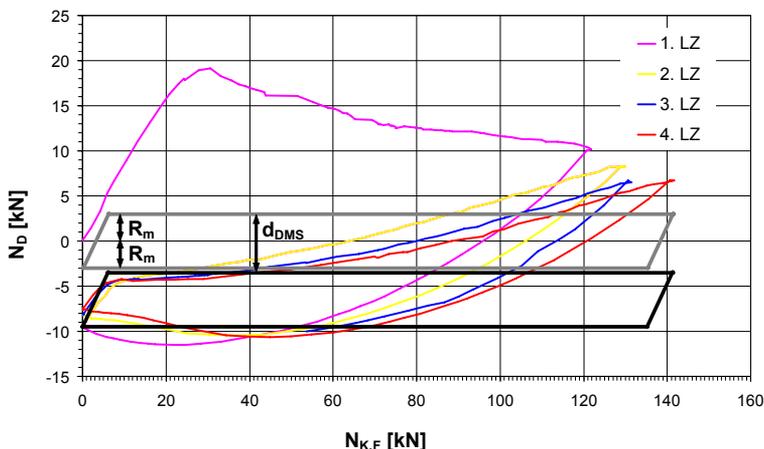


Abb. 8.14: Versuch KB2: Normalkraftdifferenz N_D im Zusammenhang mit der Normalkraft am Dübelfuß $N_{K,F}$ während der ersten vier Lastzyklen

Aus dem korrigierten, idealisierten Reibungsverlauf (graue Linien) ergibt sich für den Versuch KB2 eine mittlere Reibkraft R_m von rund ± 3 kN, die erwartungsgemäß etwa doppelt so groß ist wie bei den Versuchen mit einem KBD.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass ohne weitere äußere Einwirkungen die übertragenen Reibung im Mittel rund 3 kN pro KBD-Paar beträgt und damit im Vergleich zum Haftverbund relativ gering ist.

8.7 Reibungsversuche mit Längsdruckspannungen

Im Bereich der Öffnung wird der Betongurt sowohl durch eine Normalkraft als auch durch ein Biegemoment beansprucht, wodurch sich im Betongurt eine entsprechende Spannungsverteilung einstellt. Dabei kann je nach dem Verhältnis zwischen Normalkraft und Biegemoment die Dehnungsnulllinie entweder im Querschnitt liegen, wobei zum einen die Zugzone unten oder oben liegen kann, oder außerhalb des Querschnitts, wobei dann der Querschnitt entweder komplett überdrückt ist oder komplett gezogen wird.

Weil davon ausgegangen werden kann, dass bei einem gezogenen Querschnitt durch die Längszugspannungen im Beton keine Reibung zwischen Kopfbolzendübel und Betongurt übertragen wird, wurden nur die beiden Fälle komplett überdrückter Betongurt und Biegung mit Längsdruckkraft untersucht. Bei Letzterem sollte die Nulllinie in der Schwerachse liegen, d.h. der Beton nur über der Schwerachse, im Bereich des Dübelkopfes an den Kopfbolzendübel gepresst werden.

In Abbildung 8.15 ist der für diese Untersuchungen verwendete Versuchskörpertyp dargestellt.

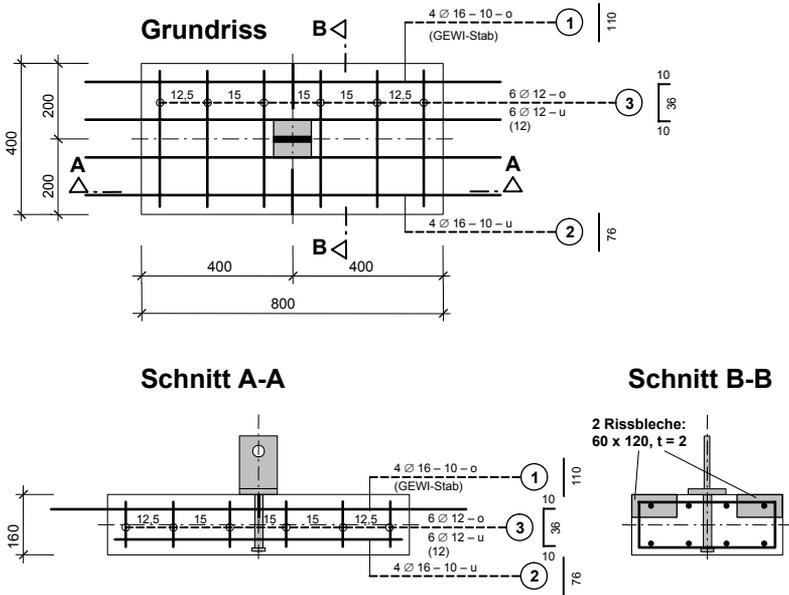


Abb. 8.15: Schal- und Bewehrungsplan des Versuchskörpertyps zur Untersuchung der Reibung infolge Längsnormalspannungen

Um im Fall Biegung mit Längsdruckkraft sicherzugehen, dass der Beton sich in der Zugzone vom KBD löst, wurde in der Ebene des KBD ein Rissblech eingebaut.

Zum Aufbringen der Längsdruckkraft N_L wurde der Versuchskörper in einen 4-Säulen-Prüfraumen eingebaut. Die Längsdruckkraft wurde an den Enden des Versuchskörpers über zwei Rollenlager und Stahlplatten eingeleitet (Abbildung 8.16 und 8.17). Aus den Versuchskörpern ragten an den Stirnseiten, dort wo sich die Zugzone einstellen sollte, jeweils vier GEWI-Stäbe heraus, die auf der Rückseite der Lasteinleitungsplatte mittels Muttern kraftschlüssig angeschlossen wurden. Dadurch konnte im Versuch mit exzentrisch eingeleiteter Normalkraft schon unmittelbar am Versuchskörperend eine Zugkraft in die Biegelängsbewehrung eingeleitet werden.

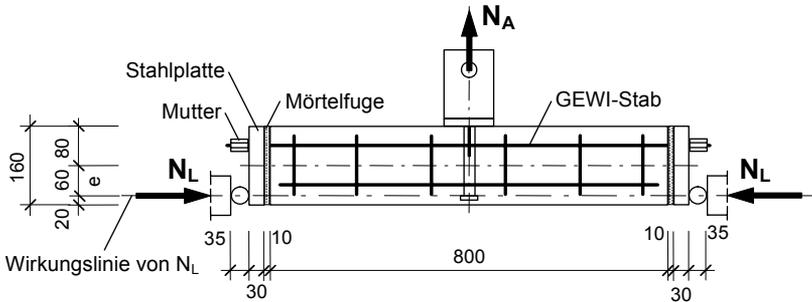


Abb. 8.16: Versuchskörper und Versuchsaufbau der Reibungsversuche mit Längsdruckkraft und Biegung (exzentrische Längsdruckkraft)

Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton

Zuerst wurde aber die Längsdruckkraft zentrisch eingeleitet (Abbildung 8.17, A), um im Versuchskörper eine über Breite und Höhe konstanter Druckspannung zu erhalten.

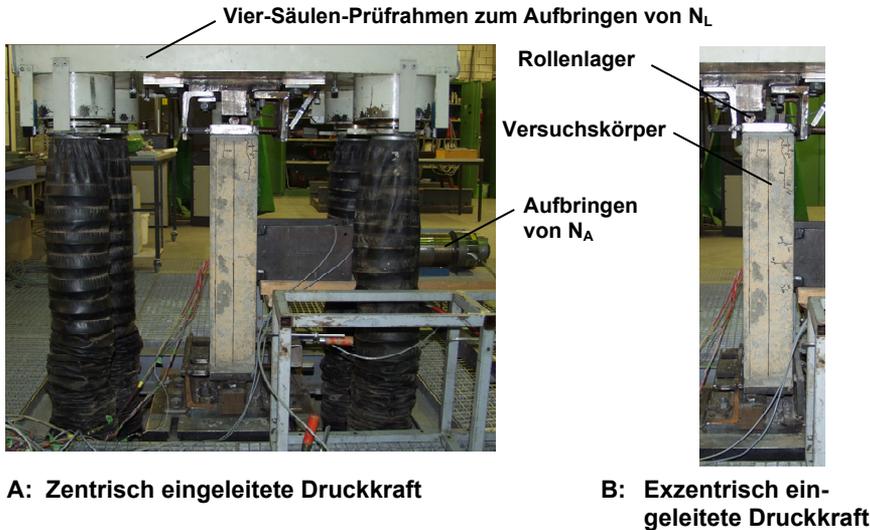


Abb. 8.17: Versuchskörper und Versuchsaufbau der Reibungsversuche mit Längsdruckkraft

Um für weitere Untersuchungen ein zusätzliches Biegemoment zu erzeugen und somit die Nulllinie in die Längsachse zu verschieben, wurde anschließend die Normalkraft exzentrisch mit einem Hebelarm e zur Schwerachse eingeleitet. Dazu wurde die Betonscheibe gegenüber der Wirkungslinie der äußeren Längsdruckkraft um das Maß e verschoben (Abbildung 8.16 und 8.17, B).

In Tabelle 8.3 sind alle Versuche mit zentrischer und exzentrischer Normalkraft und der jeweiligen Größe der Normalkraft zusammengestellt. Außerdem ist die jeweils übertragbare mittlere Reibung $R_{m,NL}$ aufgelistet. Es wurden insgesamt 12 Versuche mit zentrischer und 7 Versuche mit exzentrischer Normalkraft durchgeführt.

Versuchskörper	Zentrische Druckkraft			Exzentrische Druckkraft	
	Versuch	N_L [kN]	$R_{m,NL}$ [kN]	Versuch	N_L [kN]
LN1	LN1/400	400	2,0	LN1/200/ex	200
	LN1/800	800	3,2	LN1/400/ex	400
	LN1/1000	1000	3,6	LN1/600/ex	600
	LN1/1200	1200	5,2		
	LN1/1400	1400	6,0		
LN2	LN2/400	400	1,1	LN2/200/ex	200
	LN2/800	800	2,8	LN2/400/ex	400
	LN2/1000	1000	5,6	LN2/600/ex	600
	LN2/1500	1500	6,3		
LN3	LN3/400	400	2,3	LN1/400/ex	400
	LN3/800	800	4,9		
	LN3/1200	1200	6,9		

Tab. 8.3: Zusammenstellung der Versuche mit zentrischer und exzentrischer Normalkraft.

Zentrische Normalkraft

In Abbildung 8.18 ist beispielhaft für den Versuch LN1 die Normalkraftdifferenz N_D , die der Reibung R entspricht, unter einer zentrischen äußeren Normalkraft von 1400 kN dargestellt.

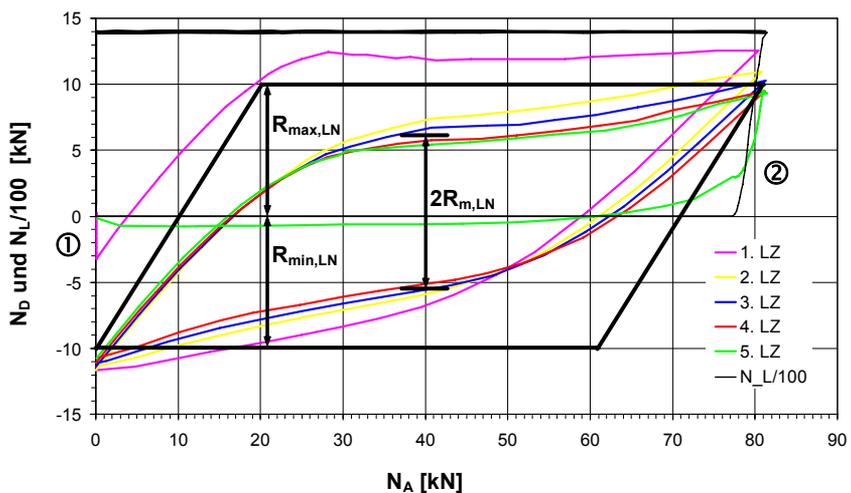


Abb. 8.18: Versuch LN1/1400: Zusammenhang zwischen der Normalkraftdifferenz N_D und der äußeren Kopfbolzenzugkraft N_A bei einer Drucknormalkraft N_L von 1400 kN

Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton

Die Druckspannung im Betonquerschnitt ($b/h = 40/16$ cm) beträgt dabei rund $2,2 \text{ kN/cm}^2$. Die äußere Druckkraft N_L selbst ist als schwarze Kurve dargestellt. Zur besseren Darstellbarkeit wurde N_L durch 100 dividiert.

Zuerst wird die Längsdruckkraft von 1400 kN aufgebracht. Dabei dehnt sich der Beton in Querrichtung etwas aus und erzeugt im KBD eine Zugkraft von rund 3 kN (Stelle ① in Abbildung 8.18).

Beim ersten Aufbringen der Dübelzugkraft N_A steigt die Reibung stark an (rosa Linie), so dass N_A fast komplett durch die Reibung aufgenommen wird und nur sehr wenig Zugkraft am Kopfbolzenkopf ankommt. Danach bleibt die Reibung bis zur ersten Entlastung nahezu konstant. Bei der ersten Entlastung nimmt die Reibung erwartungsgemäß ab und kehrt sich um, so dass, wenn N_A gleich Null, eine Reibkraft von rund 11 kN übertragen wird.

Die gelbe Kurve des zweiten Lastzyklus (LZ) entspricht vom Verlauf her in etwa der des ersten, allerdings mit dem Unterschied, dass sie bei -11 kN und nicht bei -3 kN beginnt und dass die Reibung geringer ist. So wird bei der ersten Belastung insgesamt eine Reibkraft von rund 15 kN ($3 + 12$) übertragen und im zweiten Lastzyklus nur rund 10 kN ($(R_{\max, LN} + R_{\min, LN})/2$). Bei den weiteren Lastzyklen nimmt die übertragene Reibung nur noch leicht ab. Die Abnahme der übertragbaren Reibung nach dem ersten Lastzyklus, die sich generell bei den Reibungsversuchen zeigt, liegt vermutlich daran, dass bei der ersten Belastung eine Glättung in der Kontaktfläche zwischen Beton und KBD erfolgt.

Da die Reibung nicht konstant verläuft, sondern jeweils am Ende der Be- und Entlastung Höchstwerte annimmt, wird eine mittlere Reibung $R_{m, NL}$ eingeführt, die sich als Mittelwert der Reibung ab der zweiten Belastung bis zur fünften Belastung unter einer äußeren Normalkraft N_A von 40 kN ergibt. Sie beträgt hier rund 6 kN.

Nach der fünften Belastung (grüne Linie) wird unter der äußeren Kopfbolzenzugkraft N_A die Längsnormalkraft N_L bis auf Null reduziert (②). Dadurch reduziert sich auch die Reibung auf etwa 3 kN, d.h. auch ohne Längsnormalkraft wird noch etwas Reibung übertragen. Danach wird N_A ebenfalls auf Null reduziert, wobei auch N_L relativ schnell auf Null abklingt, sich dann wieder umkehrt und bis zur vollständigen Entlastung einen geringen Wert von rund 1 kN beibehält, was aber in der Größenordnung der Messgenauigkeit liegt und daher ohne Bedeutung ist.

In Abbildung 8.19 ist für den Versuch LN1 die Normalkraftdifferenz N_D , die der Reibung R entspricht, unter einer zentrischen äußeren Normalkraft von 400 kN dargestellt. Die Druckspannung im Betonquerschnitt ($b/h = 40/16$ cm) beträgt dabei rund $0,63 \text{ kN/cm}^2$. Die äußere Druckkraft N_L ist wieder als schwarze Kurve dargestellt.

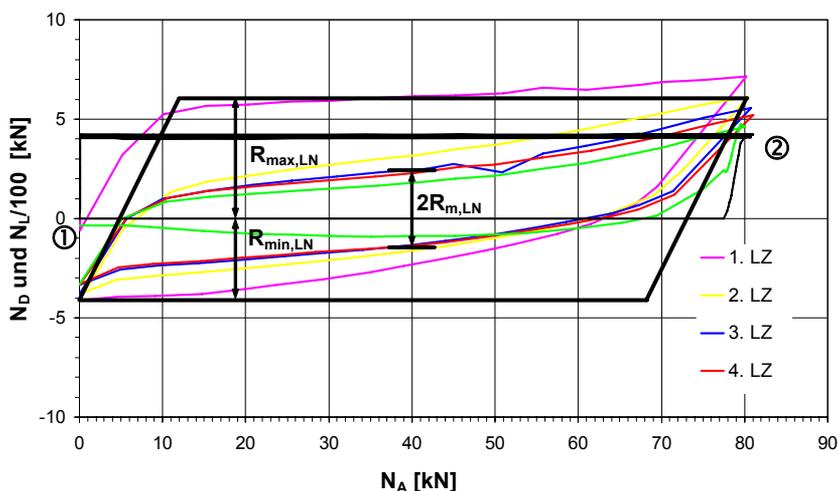


Abb. 8.19: Versuch LN1/400: Zusammenhang zwischen der Normkraftdifferenz N_D und der äußeren Kopfbolzenzugkraft N_A bei einer Drucknormalkraft N_L von 400 kN

Die Kurvenverläufe sind prinzipiell die Gleichen wie beim Versuch LN1/1400. Die übertragbare Reibung ist erwartungsgemäß geringer als bei der höheren Drucknormalkraft. Die mittlere Reibung $R_{m,LN}$ beträgt rund 2 kN und ist damit in etwa um das Verhältnis der Längsnormalkräfte (400/1400) geringer.

Bei den anderen beiden Versuchskörpern und den anderen Normalkraftstufen ist das Verhalten prinzipiell gleich. Die übertragbare mittlere Reibung $R_{m,LN}$ aller 12 Versuche mit zentrischer Normalkraft ist in Tabelle 8.3 zusammengestellt.

Exzentrische Normalkraft

Nachdem an einem Versuchskörper alle Versuche mit zentrischer Druckkraft durchgeführt waren, wurden die Versuche mit exzentrischer Druckkraft, d.h. Längsdruckkraft mit Biegung durchgeführt. Durch das zusätzliche Biegemoment stellte sich die Nulllinie etwa in der Schwerachse ein, wodurch fast über die gesamte Länge des reibungsübertragenden Teils des Kopfbolzenschafts Zugspannungen im Beton herrschten und sich der Beton dadurch vom Dübelschaft löste. In Abbildung 8.20 ist beispielhaft für Versuch NL1/400/ex unter einer exzentrischen Normalkraft N_L von 400 kN die Normalkraftdifferenz N_D , die hier der Reibung R entspricht, im Zusammenhang mit der äußeren Kopfbolzenzugkraft N_A aufgetragen. Außerdem ist die äußere Längsnormalkraft N_L als schwarze Kurve abgebildet. Zur besseren Darstellbarkeit wurde N_L durch 100 dividiert.

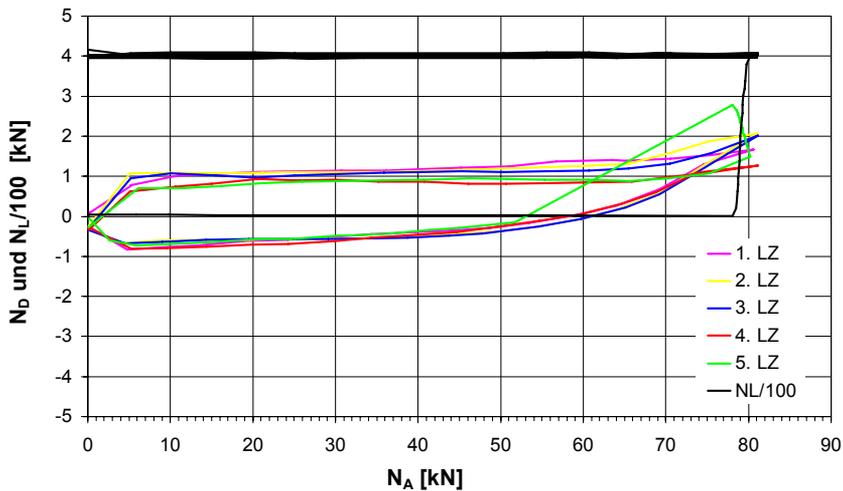


Abb. 8.20: Versuch LN1/400/ex: Zusammenhang zwischen der Normalkraftdifferenz N_D und der äußeren Kopfbolzenzugkraft N_A bei einer exzentrischen Drucknormalkraft N_L von 400 kN

Der Betrag der Reibung ist mit ± 1 kN vernachlässigbar gering. Auch bei den anderen Versuchen mit einer exzentrischen Normalkraft von 200, 600 und 800 kN sind die Verläufe und Beträge in etwa gleich.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass Längsdruckspannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und KBD, solange sie über die gesamte Länge des Dübelschafts wirken, zu einer Zunahme der übertragbaren Reibkraft R führen und dass diese Zunahme umso größer ist je größer die Druckspannungen sind. Entstehen jedoch Zugspannungen zwischen Beton und Dübelschaft, sinkt dort die übertragbare Reibung praktisch auf Null.

8.8 Reibungsversuche mit Längsschubkraft

Im großmaßstäblichen Versuch wurden die KBD beim Übertragen der Längsschubkraft V_L zwischen Stahlträger und Betongurt am Dübelfuß auf einer Seite an den umgebenden Beton gepresst (Abbildung 8.26). Um zu untersuchen, wie groß die infolge der Druckspannungen zwischen Dübelschaft und Beton übertragbare Reibung ist, wurde der in Abbildung 8.21 dargestellte Versuchsaufbau entwickelt.

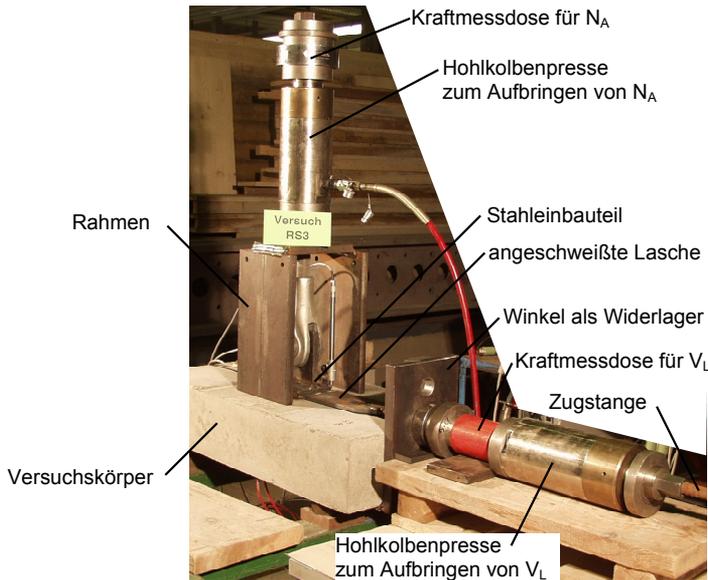


Abb. 8.21: Versuchsaufbau der Reibungsversuche mit Längsschubkraft

Der Versuchskörper selbst, der in Abbildung 8.22 dargestellt ist, unterscheidet sich bis auf das Fehlen der Rissbleche und der GEWI-Stäbe nicht von denen, die für die Versuche mit Längsdruckkraft verwendet wurden.

Die Längsschubkraft V_L wurde wie in Abbildung 8.23 noch einmal zeichnerisch dargestellt auf zwei unterschiedliche Arten auf den KBD aufgebracht. Beim ersten Versuch dieses Typs LS3 (Nummerierung entspricht nicht der zeitlichen Abfolge) wurde wie unter Variante A dargestellt die Längsschubkraft über eine Zugstange und eine angeschweißte Lasche an der "Vorderseite" in den Flansch des Stahlinbauteils eingeleitet. Bei den beiden folgenden Versuchen LS2 und LS1 wurde die Längsschubkraft über ein Rollenlager auf die "Rückseite" des Flansches eingeleitet (Variante B). Die zweite Variante B wurde nach dem ersten Versuch entworfen, weil angenommen wurde, die Längsschubkraft würde sich so nicht mehr so stark auf die Normalkraft im KBD auswirken (die genauen Zusammenhänge werden im Weiteren noch erklärt), jedoch lieferten beide Varianten die gleichen Ergebnisse.

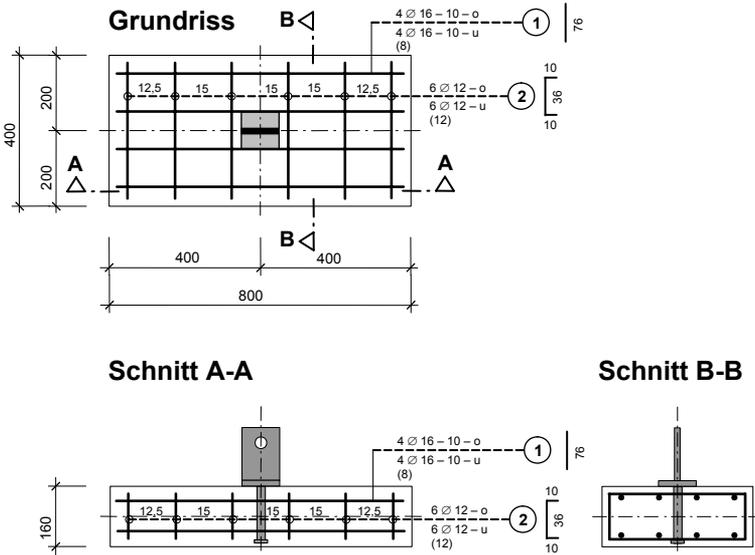


Abb. 8.22: Schal- und Bewehrungsplan des Versuchskörpertyps zur Untersuchung der Reibung infolge der Längsschubkraft V_L

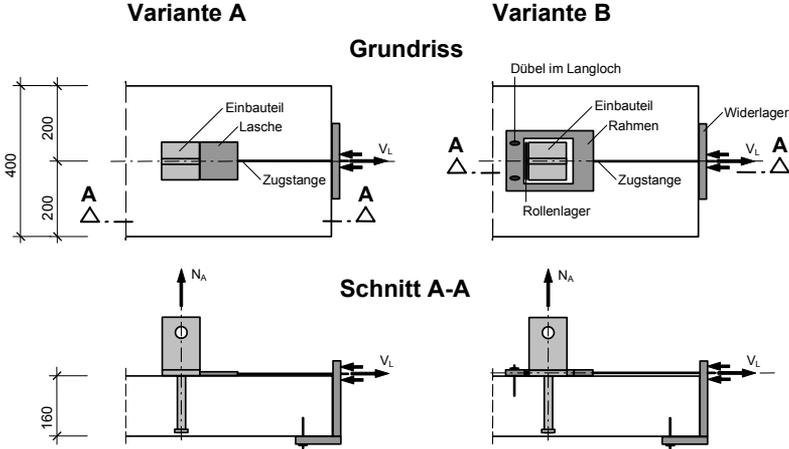


Abb. 8.23: Versuchsaufbau zur Einleitung der Längsschubkraft V_L in den "Flansch"

Als Widerlager für die aufgebrachte Längsschubkraft diente in beiden Fällen ein an den Versuchskörper angedübelter Stahlwinkel. Die Längsschubkraft V_L wurde über eine Zugstange und eine Hohlkolbenpresse aufgebracht und mit einer Kraftmessdose bestimmt.

In Tabelle 8.4 sind alle Versuche mit Längsschubkraft und die jeweilige Größe der Längsschubkraft und die übertragbare Reibung R_{LS} zusammengestellt. Es wurden insgesamt 16 Versuche mit Längsschubkraft durchgeführt, wobei die Höhe der Längsschubkraft zwischen 10 und 120 kN pro KBD variierte.

Versuchs- körper	Versuch	V_L [kN]	R_{Ls} [kN]
LS1	LS1/20	20	9,2 ¹⁾
	LS1/40	40	9,9 ¹⁾
	LS1/60	60	8,9 ¹⁾
	LS1/80	80	9,0 ¹⁾
	LS1/100	100	6,5 ¹⁾
LS2	LS2/20	20	8,3 ²⁾
	LS2/40	40	8,0 ²⁾
	LS2/60	60	8,1 ²⁾
	LS2/80	80	5,6 ²⁾
LS3	LS3/10	10	8,8 ³⁾
	LS3/20	20	9,1 ³⁾
	LS3/40	40	7,1 ²⁾
	LS3/60	60	8,2 ²⁾
	LS3/80	80	8,4 ²⁾
	LS3/100	100	6,6 ²⁾
	LS3/120	120	5,3 ²⁾
Mittelwert			7,9
Erläuterungen:			
1) aus der Differenz zwischen der Stelle ⑤ und ⑥			
2) aus der Differenz zwischen der Stelle ① und ③			
3) Wert an der Stelle ②			

Tab. 8.4: Zusammenstellung der Versuche mit Längsschubkraft

In Abbildung 8.24 ist beispielhaft für den Versuch LS1/20 die äußere Normalkraft N_A im Zusammenhang mit der Normalkraft $N_{K,K}$ am Dübelkopf aufgetragen. Außerdem ist die Längsschubkraft V_L aufgetragen, die bei diesem Versuch 20 kN betrug. Des Weiteren ist die Diagonale (Dia) eingezeichnet, die angibt wann N_A gleich $N_{K,K}$ ist.

In Abbildung 8.25 ist die zugehörige "Normalkraftdifferenz" N_D zwischen Dübelkopf und Dübelfuß im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A aufgetragen. Die Kurvenverläufe der beiden anderen Versuche LS2 und LS3 sind prinzipiell gleich.

Die Normalkraftdifferenz N_D entspricht hier nicht automatisch der Reibung R . Allerdings entspricht sie auch nicht immer der wahren Normalkraftdifferenz, was im Folgenden erläutert wird.

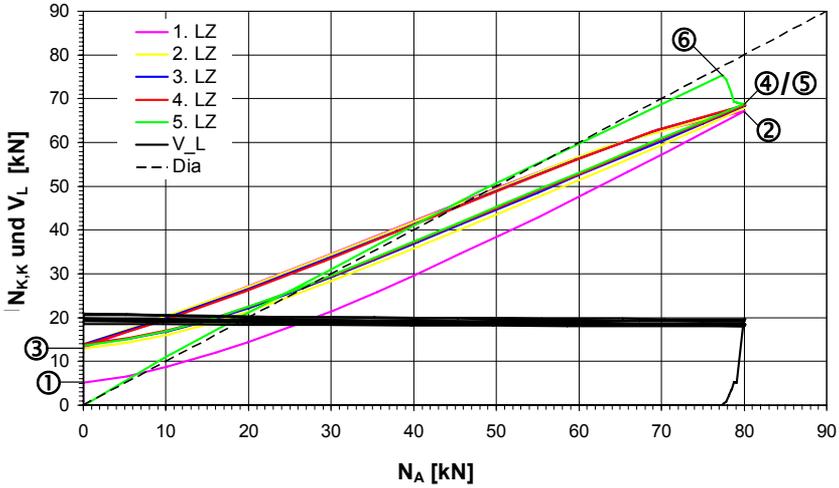


Abb. 8.24: Versuch LS1/20: Normalkraft $N_{K,K}$ am Dübelkopf und Längsschubkraft V_L im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

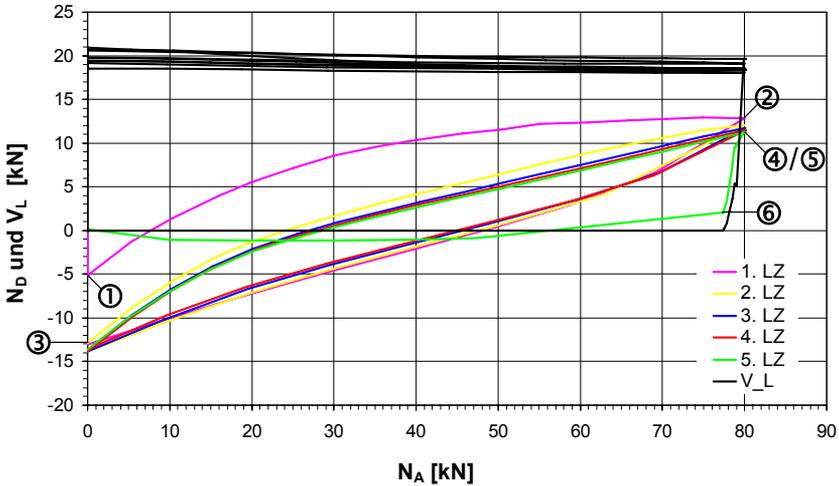


Abb. 8.25: Versuch LS1/20: Normalkraftdifferenz N_D und Längsschubkraft V_L im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

Bei diesen Versuchen wurde vor der äußeren Kopfbolzenzugkraft N_A zuerst die Längsschubkraft V_L aufgebracht. Aus Abbildung 8.24 geht hervor, dass dabei auch eine Zugkraft im KBD entsteht, die am Kopfbolzendübelkopf über die DMS als Normalkraft $N_{K,K,VL}$ gemessen wurde (Abb. 8.26). Sie beträgt bei einer Längsschubkraft von 20 kN rund 5 kN (Stelle ① in Abb. 8.24 und Abb. 8.25). Diese Zugkraft resultiert aus der Zugkraft $N_{K,F,VL}$ am Kopfbolzenfuß, die dadurch entsteht, dass wie in Abbildung 8.26 dargestellt, sich der Flansch infolge der Längsschubkraft

V_L auf den Beton abstützt. Durch den Wechsel der Lasteinleitungsstruktur der Längsschubkraft von Variante A zu Variante B (Abb. 8.23) sollte die aus der Längsschubkraft resultierende Dübelzugkraft reduziert werden. Allerdings zeigte sich, dass diese Dübelzugkraft bei beiden Varianten in etwa gleich groß ist, so dass keine Veränderung eintrat.

Weil davon ausgegangen werden kann, dass auch schon in diesem Stadium Reibung zwischen KBD und Beton übertragen wird, entspricht $N_{K,K,VL}$ nicht genau $N_{K,F,VL}$, sondern ist um den Betrag der Reibung kleiner.

Da im Versuch nur $N_{K,K,VL}$ bestimmt werden konnte und $N_{K,F,VL}$ nicht, kann, solange $N_{K,F,VL}$ wirkt (d.h. sich der Flansch auf den Betongurt abstützt), die Normalkraftdifferenz N_D zwischen Kopfbolzenfuß und Kopfbolzenkopf nicht genau bestimmt werden.

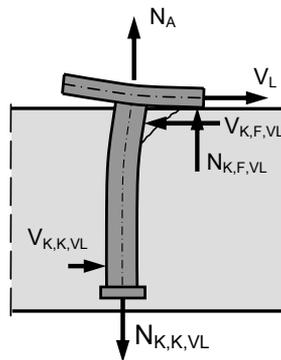


Abb. 8.26: Verformungsfigur des Stahlbauteils und angreifende Kräfte

Wird nun zusätzlich die äußere Normalkraft N_A aufgebracht, verringert sich $N_{K,F,VL}$, weil der Flansch vom Betongurt weggezogen wird. Ab einer bestimmten äußeren Normalkraft entsteht ein Spalt zwischen Flansch und Beton, so dass $N_{K,F,VL}$ zu Null wird. Jetzt wirkt nur noch N_A als einzige Zugkraft auf den KBD und die Normalkraftdifferenz sowie die Reibung lassen sich wieder eindeutig bestimmen. Ist N_A vollständig aufgebracht (Punkt ②) beträgt die Differenz zwischen $N_{K,K}$ und N_A rund 11 kN, was dort der Reibung R entspricht.

Nach dem ersten Entlasten (③) beträgt N_D rund 13 kN. Dieser Betrag setzt sich aus der Reibung, die sich umgekehrt hat, und einem Teil von $N_{K,K,VL}$ zusammen, d.h. die tatsächliche Reibkraft ist geringer als N_D .

Während der nächsten 2 Lastzyklen bleibt N_D nahezu konstant.

Nach der fünften Belastung (④/⑤) wird die Längsschubkraft bei konstanter Zugkraft N_A auf Null reduziert (⑥). Damit geht N_D , was an dieser Stelle der Reibung R entspricht, fast bis auf Null zurück. Während der folgenden letzten Entlastung entspricht $N_{K,K}$ in etwa $N_{K,F}$, dementsprechend verläuft die Kurve auch entlang der Diagonalen (Dia).

Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton

Die übertragbare Reibung infolge der Längsschubkraft V_L kann als Unterschied zwischen der Normalkraftdifferenz der Punkte ⑤ und ⑥ betrachtet werden. Sie beträgt hier etwa 10 kN.

In Abbildung 8.27 und 8.28 sind für den Versuch LS1/100 mit einer Längsschubkraft V_L von 100 kN die gleichen Diagramme wie für den Versuch LS1/20 dargestellt.

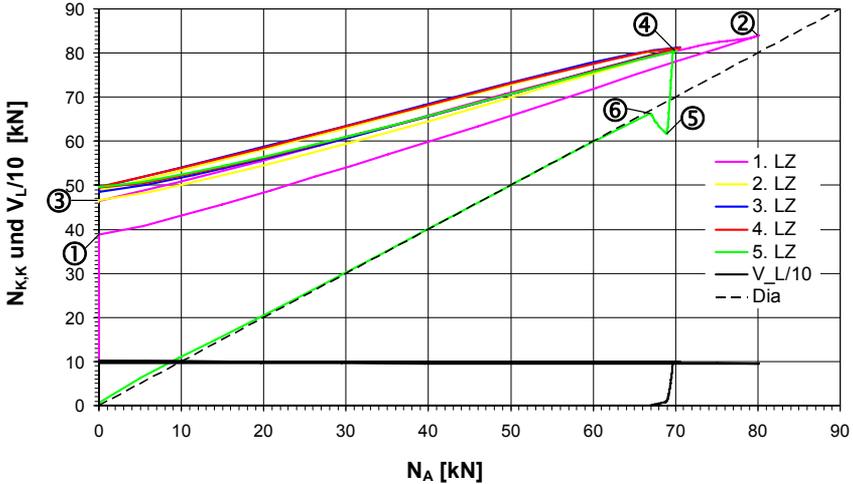


Abb. 8.27: Versuch LS1/100: Normalkraft $N_{K,K}$ am Dübelkopf und Längsschubkraft V_L im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

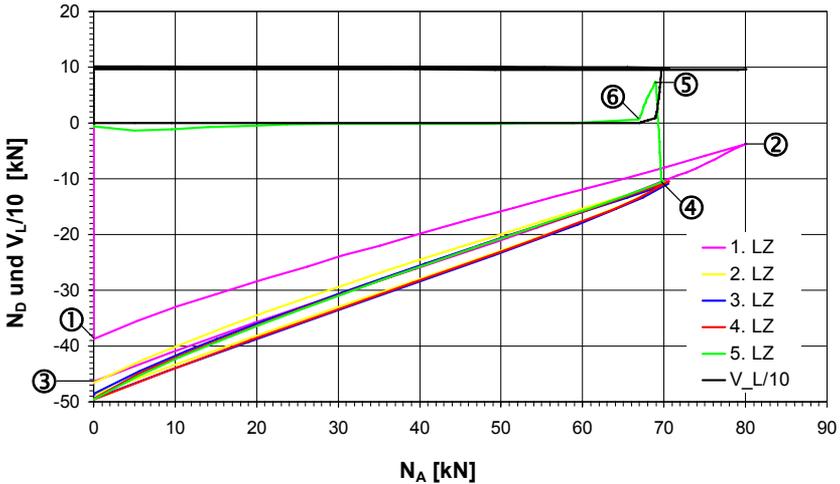


Abb. 8.28: Versuch LS1/100: Normalkraftdifferenz N_D und Längsschubkraft V_L im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

Infolge der höheren Längsschubkraft von 100 kN ergibt sich im KBD auch eine entsprechend höhere Zugkraft N_{K,K,V_L} von rund 40 kN (Stelle ① in Abbildung 8.27 und 8.28). Diese ist so groß, dass auch nach dem vollständigen Aufbringen der äußeren Normalkraft N_A noch ein Teil davon (rund 4 kN an der Stelle ②) vorhanden ist. In diesem Fall kann die Reibung an der Stelle ② nicht bestimmt werden. Auch hier kehrt sich beim Entlasten die Reibkraft um, denn nach dem ersten Entlasten (③) ist $N_{K,K}$ etwa um 10 kN größer als vor der ersten Belastung (①).

Während der nächsten zwei Be- und Entlastungen verringert sich die Normalkraftdifferenz N_D nur leicht. Nach der fünften Belastung (④) wird die Längsschubkraft bei konstanter Zugkraft N_A auf Null reduziert. Dabei nimmt die Normalkraftdifferenz zunächst von -10 kN (④) auf 8 kN (⑤) zu und anschließend bis zur Stelle ⑥ ($V_L = 0$) bis auf Null ab. Bei der abschließenden Entlastung verläuft die Kurve entlang der Diagonalen.

Die übertragbare Reibung, ermittelt aus dem Unterschied der Normalkraftdifferenz zwischen den Stellen ⑤ und ⑥, beträgt in diesem Fall rund 8 kN und ist auch im Allgemeinen bei den Versuchen mit einer höheren Längsschubkraft eher kleiner als bei denen mit einer niedrigeren. Dies liegt vermutlich daran, dass zum einen die Versuche mit unterschiedlicher, sich erhöhender Längsschubkraft immer am gleichen Versuchskörper durchgeführt wurden und durch die wiederholten Lastwechsel eine Glättung zwischen Beton und KBD stattfindet. Auch kann es am Bolzenfuß beim Einleiten der Längsschubkraft lokal durch die hohen Druckspannungen zum Abplatzen des Betons kommen.

Dadurch, dass die Zugkraft $N_{K,F}$ am Kopfbolzenfuß während des Versuchs nur teilweise oder überhaupt nicht bekannt ist, lässt sich auch die Reibkraft R nur über Umwege anhand der Kurvenverläufe näherungsweise angeben. Als eine mögliche Näherung kann die Differenz der Normalkraft zwischen den Stellen ① und ③ betrachtet werden. Sie kennzeichnet die Zunahme der Normalkraft am Kopfbolzenkopf infolge der sich umkehrenden Reibkraft bei der Entlastung. Eine weitere Näherung ist die Normalkraftdifferenz zwischen den Stellen ⑤ und ⑥.

Bei den Versuchen am Versuchskörper LS3, die als erstes durchgeführt wurden, wurden mangels Erfahrung nur die ersten beiden Lastzyklen ohne das Reduzieren der Längsschubkraft aufgezeichnet. Bei den Versuchen am Versuchskörper LS2 wurden drei Lastzyklen gefahren und komplett aufgezeichnet. Allerdings wurde danach zuerst die äußere Dübelzugkraft N_A auf Null reduziert und anschließend erst die Längsschubkraft V_L . Dadurch ergaben sich bei diesen beiden Versuchskörpern nicht die Stellen ⑤ und ⑥. Hier kann die Reibung nur aus dem Unterschied der Normalkraftdifferenz der Stellen ① und ③ oder aus der Reibung an der Stelle ② berechnet werden. In Tabelle 8.4 ist die so ermittelte Reibkraft der einzelnen Versuche zusammengestellt.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass die übertragbare Reibung infolge der Längsschubkräfte im Mittel rund 8 kN beträgt, wobei höhere Längsschubkräfte nicht unbedingt zu einer größeren übertragbaren Reibung führen. Eine weitere Erkenntnis ist, dass infolge der Längsschubkraft Zugkräfte im KBD entstehen, die etwa 35% der

Längschubkraft betragen. Diese Zugkräfte können allerdings in den großmaßstäblichen Versuchen nicht bei den KBD am Öffnungsrand 2 entstehen, weil dort schon mit Beginn der Belastung ein Spalt in der Verbundfuge entsteht, der die Übertragung von $N_{K,F,VL}$ verhindert.

8.9 Reibungsversuche mit Biegung der KBD

Wie anfangs erwähnt, werden in den großmaßstäblichen Versuch beim Einleiten der Querkraft aus dem Stahlträgersteg in den Betongurt zum einen die KBD in Querrichtung gebogen, aber auch der Betongurt erfährt eine Querbiegung (Abbildung 8.32). Die Vermutung war, dass durch die Biegung der KBD am Dübelfuß lokal Druckspannungen zwischen KBD und umgebendem Beton entstehen, durch die Reibung übertragen werden kann, allerdings entstehen im Betongurt selbst an dieser Stelle auch Zugspannungen, die den Beton wieder vom KBD lösen könnten.

Zur Untersuchung dieser Situation wurde der in Abbildung 8.29 dargestellte Versuchsaufbau entworfen.

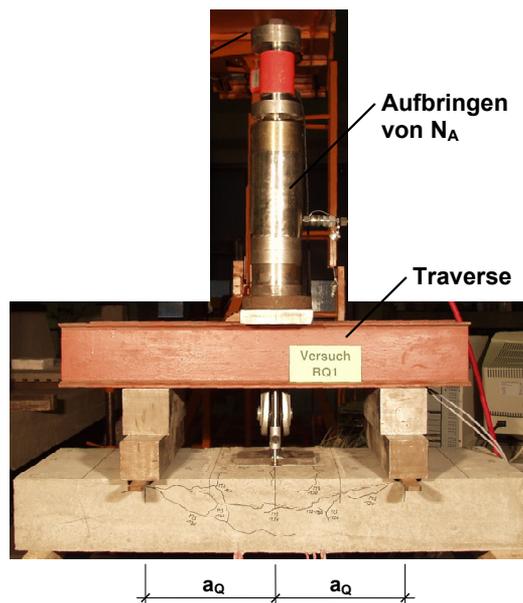


Abb. 8.29: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Einflusses der Kopfbolzenbiegung

Die äußere Normalkraft N_A wurde wieder über eine Hohlkolbenpresse und eine Zugstange aufgebracht. Die Querbiegung des Betongurts wurde dadurch erzeugt, dass die äußere Normalkraft über eine Traverse und Auflager im Abstand von a_Q in den Betongurt zurückgeleitet wurde. Durch die Traverse und die Auflager konnte der Abstand a_Q und somit die Querbiegung verändert werden.

In Tabelle 8.5 sind alle Versuche mit Querbiegung und dem jeweiligen Abstand a_Q zusammengestellt. Es wurden insgesamt 8 Versuche mit Querbiegung durchgeführt.

Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton

Der Abstand a_Q wurde von 137,5 mm ausgehend, was einem Viertel der halben Betongurtbreite bei einem Teil der großmaßstäblichen Versuchen entsprach, zunächst verdoppelt und dann verdreifacht.

Versuchskörper	Versuch	a_Q [mm]
KB1	KB1/1	137,5
	KB1/2	275
KB2	KB2/1	137,5
	KB2/2	275
	KB2/3	412,5
KB3	KB3/1	137,5
	KB3/2	275
	KB3/3	412,5

Tab. 8.5: Zusammenstellung der Versuche mit Kopfbolzenbiegung

Der Versuchskörper, der in Abbildung 8.30 dargestellt ist, unterscheidet sich von den vorhergehenden im Wesentlichen dadurch, dass auf dem Flansch zwei KBD aufgeschweißt waren, die die KBD-Paare, d.h. die zweireihige Dübelanordnung im großmaßstäblichen Versuch abbildeten. Dadurch wurde die äußere Zugkraft N_A nicht mehr direkt in den KBD eingeleitet, sondern verteilte sich über den Flansch jeweils zur Hälfte in die beiden KBD, was auch zu der Verbiegung der KBD führte (Abb. 8.32).

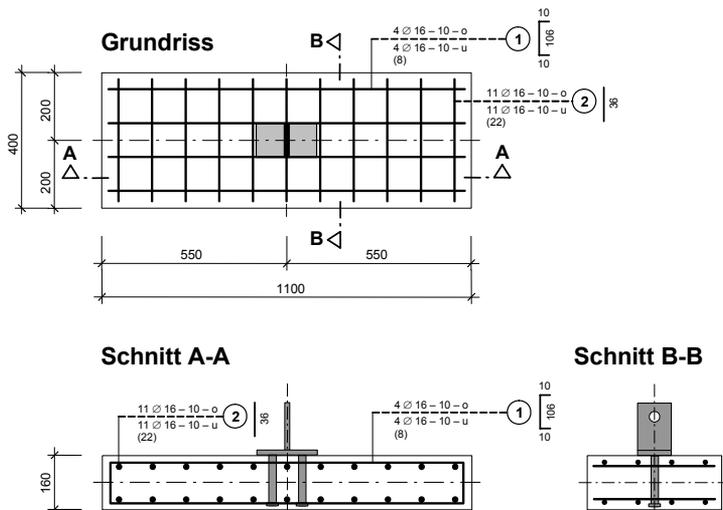


Abb. 8.30: Schal- und Bewehrungsplan des Versuchskörpertyps zur Untersuchung der Reibung infolge Kopfbolzenbiegung

Aus dem in Abbildung 8.31 dargestellten Stabwerkmodell geht hervor, dass mit größer werdendem Abstand a_Q der Lasteinleitung zur Achse des Steges sich die

Querbiegung der Betonplatte und somit die Zugkraft Z_{NA} erhöht. Dies führt zu zunehmenden Zugspannungen im Beton und dadurch vermutlich zu einer Reduzierung der übertragbaren Reibkraft R .

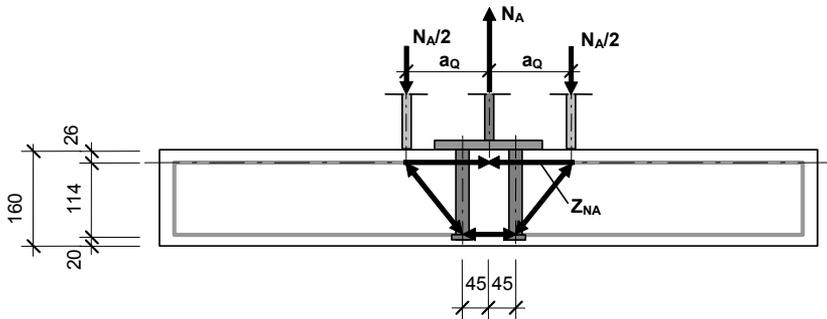


Abb. 8.31: Stabwerkmodell beim Einleiten der äußeren Zugkraft N_A in den Betongurt

Die qualitative Verformungsfigur des Stahleinbauteils und des Betongurts ist in Abbildung 8.32 dargestellt.

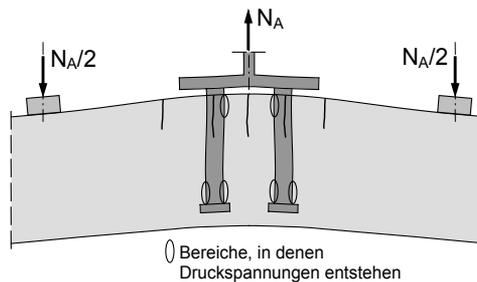


Abb. 8.32: Verformungsfigur des Stahleinbauteils und des Betongurts

In Abbildung 8.33 ist beispielhaft für den Versuch RQ3/1 ($a_Q = 137,5$ mm) die äußere Normalkraft N_A im Zusammenhang mit der Normalkraftdifferenz N_D aufgetragen, die der Reibung R entspricht.

Die Reibkraft bleibt bis etwa 80 kN sehr gering. Erst bei hoher Zugkraft tritt nennenswert Reibung auf.

In Abbildung 8.34 sind die drei Lastzyklen aller drei Versuche KB1/1 bis KB3/1 dargestellt. Der Betrag der Reibung variiert zwischen maximal 6 und 10 kN für jeweils zwei KBD. Die Reibkraft ist somit bei allen drei Versuchen relativ gering.

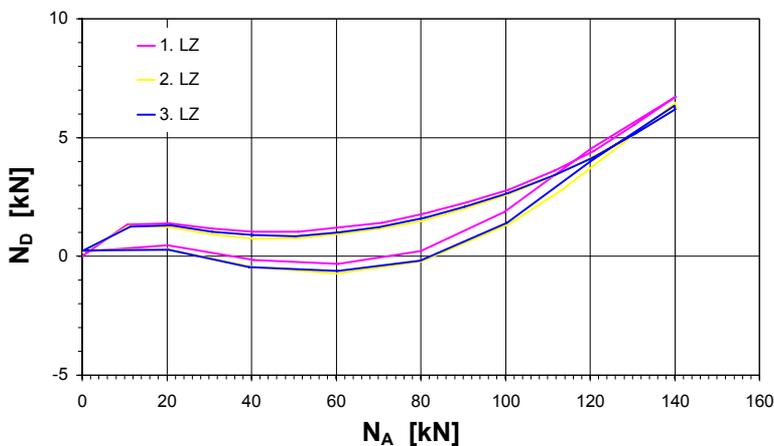


Abb. 8.33: Versuch KB3/1 ($a_q = 137,5$ mm): Normalkraftdifferenz N_D (entspricht Reibung R) im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

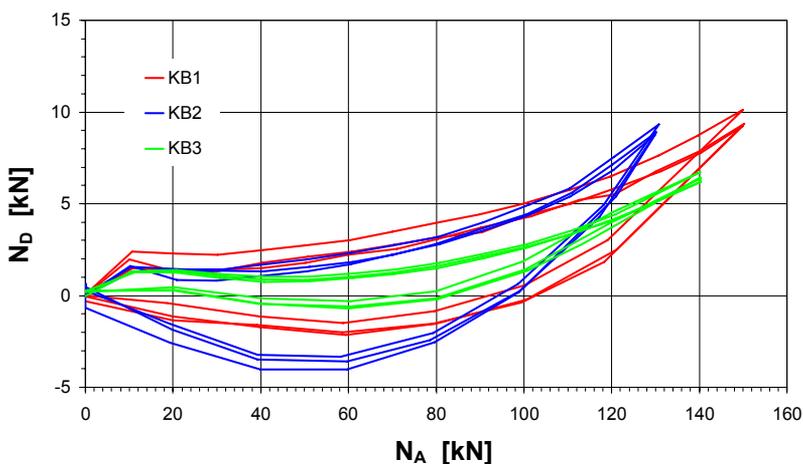


Abb. 8.34: Versuch KB1 bis KB3 ($a_q = 137,5$ mm): Normalkraftdifferenz N_D (entspricht Reibung R) der drei Lastzyklen im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

Der Anstieg der Reibung mit zunehmender Normalkraft ist vermutlich auf die ebenfalls zunehmende Biegung der KBD und somit steigenden Druckkräfte auf den umgebenden Beton zurückzuführen.

In Abbildung 8.35 sind die drei Lastzyklen aller drei Versuche KB1/2 bis KB3/2 bei $a_q = 275$ mm dargestellt. Der Betrag der Reibung ist deutlich geringer und liegt außer beim Versuch KB2 zwischen ± 2 kN. Dass die Reibung mit zunehmendem a_Q und damit auch zunehmendem Z_{NA} abnimmt, liegt daran, dass die ebenfalls steigenden Betonzugspannungen Biegerisse hervorrufen und der Beton über weite Teile vom KBD gelöst wird.

Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton

Nachdem beim ersten Versuch KB1/2 beim dritten Lastzyklus unter einer äußeren Last von rund 140 kN die KBD ausrissen, wurde bei den folgenden beiden anderen Versuchskörpern die Last nicht mehr so weit gesteigert.

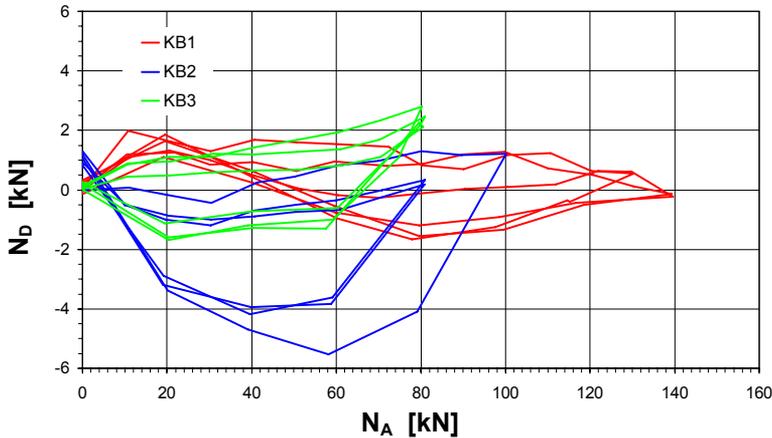


Abb. 8.35: Versuch KB1 bis KB3 ($a_q = 275$ mm): Normalkraftdifferenz N_D (entspricht Reibung R) der drei Lastzyklen im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

In Abbildung 8.36 sind die drei Lastzyklen der beiden Versuche KB2/3 bis KB3/3 bei $a_q = 412,5$ mm dargestellt. Die übertragene Reibung ist erwartungsgemäß nahezu Null.

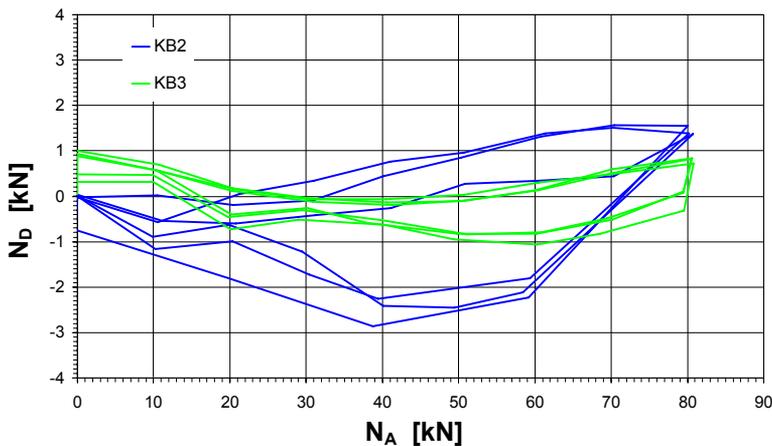


Abb. 8.36: Versuch KB2/3 und KB3/3 ($a_q = 412,5$ mm): Normalkraftdifferenz N_D (entspricht Reibung R) der drei Lastzyklen im Zusammenhang mit der äußeren Normalkraft N_A

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass infolge der lokalen Druckspannungen am Dübelfuß zwischen Beton und KBD eine wenn auch geringe Reibkraft übertragen werden kann. Diese wird jedoch verschwindend gering, sobald

infolge der Querbiegung größere Zugspannungen im Betongurt am Dübelfuß entstehen.

8.10 Übertragung der Ergebnisse der Reibungsversuche auf die großmaßstäblichen Versuche

Generell kann festgestellt werden, dass die vom Stahlträger in die KBD eingeleiteten Zugkräfte – wenn zum Teil auch nur geringfügig – größer sind als die in den großmaßstäblichen Versuchen am Dübelkopf gemessenen Zugkräfte.

Wie groß die letztendlich in den einzelnen Versuchsphasen vorhandene Reibkraft ist, lässt sich nur näherungsweise angeben, da anders als in den Reibungsversuchen in den großmaßstäblichen Versuchen die äußeren Einwirkungen nicht getrennt, sondern in Kombination auftreten. So erhöht sich zum Beispiel im großmaßstäblichen Versuch im Bereich der Öffnung mit steigender Last die Längsschubkraft V_L , was alleine betrachtet zu einer höheren übertragbaren Reibkraft führt, aber gleichzeitig entstehen durch die Biegung in Längs- und Querrichtung Zugspannungen im Betongurt, die die übertragbare Reibung wieder verringern.

Um die in den großmaßstäblichen Versuchen für die Dübelköpfe ermittelten Zugkräfte N_{Pi} eines KBD-Paares mit der Reibkraft R_P eines KBD-Paares zu ergänzen und somit die Zugkräfte $N_{Pi,F}$ am Dübelfuß zu erhalten, muss ein formelmäßiger Zusammenhang zwischen den dreien hergestellt werden. Grundsätzlich gilt:

$$N_{Pi,F} = N_{Pi} + R_P \quad (8.5)$$

Die Reibung R_P verändert sich wie gezeigt mit der Zugkraft im KBD und den zusätzlichen äußeren Kräften. Ihr Verlauf kann wie in Abbildung 8.37 dargestellt grob in zwei Bereiche R1 und R2 unterteilt werden.

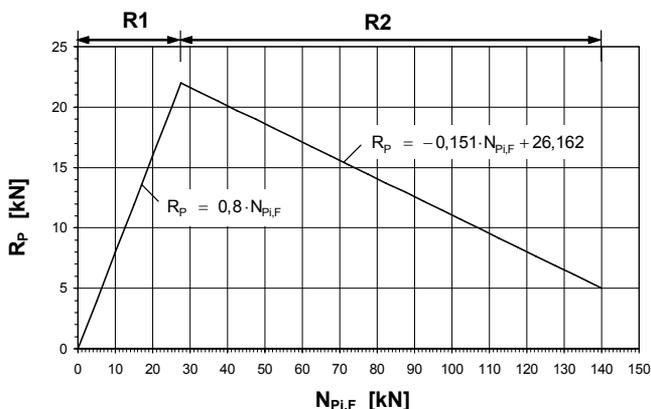


Abb. 8.37: Übertragbare Reibung R_P pro KBD-Paar im Zusammenhang mit der Normalkraft $N_{Pi,F}$ am Kopfbolzenfuß

Im Bereich R1, der bis zu einer Zugkraft $N_{P_i,F}$ am Bolzenfuß von rund 27,5 kN reicht, kann davon ausgegangen werden, dass sich die äußeren Einwirkungen noch nicht nennenswert auf die Reibung auswirken. Somit geht in den Zusammenhang zwischen Zugkraft am Kopfbolzenfuß und –kopf nur der Haftverbund ein und aus Gleichung (8.4) und (8.5) folgt:

$$N_{P_i,F} = 5 \cdot N_{P_i} \quad \text{für} \quad 0 \leq N_{P_i} < 5,5 \text{ [kN]} \quad (8.6)$$

Der Bereich R2 beginnt mit dem Überwinden des Haftverbunds. Wie in Kap. 8.6 beschrieben, nimmt – ohne äußere Einwirkungen – mit dem Überwinden des Haftverbunds die Reibung kontinuierlich ab. Allerdings kommen nun verstärkt die äußeren Einwirkungen zur Geltung und beeinflussen die Reibung, jedoch teils in unterschiedlicher Richtung.

Die Längsschubkraft erhöht wie in Kap. 8.8 gezeigt zunächst die übertragbare Reibung, bis der Beton am Dübelfuß zerstört ist. Im Bereich der vier KBD-Paare N_{P_1} bis N_{P_4} bleibt die Längsschubkraft im Vergleich zum restlichen Träger mit maximal rund 50 kN relativ gering (siehe z.B. Abbildung 5.3). Liegt die Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments ist sie teilweise sogar Null (Abbildung 5.10). Bei den restlichen KBD-Paaren über der Öffnung ist die Längsschubkraft mit bis zu 200 kN erheblich größer. Für den Bereich der Längsschubkraft von 20 bis 100 kN pro Dübel, kann nach Kap. 8.8 näherungsweise eine übertragbare Reibkraft von rund 8 kN (pro Dübel) angenommen werden.

Die Reibung infolge der Längsdruckkraft kann zumindest in der Umgebung des ÖR2 vernachlässigt werden, da sich dort schon sehr früh Biegerisse bilden, was zu einer starken Abnahme der übertragbaren Reibung führt (Kap. 8.7). Zwischen Öffnungsmitte und ÖR1 werden jedoch zumindest bei den Öffnungen im Bereich eines positiven Globalmoments Druckspannungen im unteren Bereich der KBD entstehen. Hier könnte Reibung infolge von Längsdruckspannungen übertragen werden.

Die Reibung infolge der Querbiegung der KBD fällt bei den großmaßstäblichen Versuchen nicht ins Gewicht. Wie in Kap. 8.9 gezeigt, nimmt sie erst ab einer Zugkraft der KBD-Paare von 120 kN nennenswerte Beträge an, allerdings stellt sich in den großmaßstäblichen Versuchen eine solche Zugkraft erst im Bereich der Traglast ein, wo sich auch in Querrichtung schon Biegerisse gebildet haben, die die übertragbare Reibung wieder nahezu auf Null reduzieren.

Zusammenfassend lässt sich somit feststellen, dass im Bereich R2 nach dem Überschreiten des Haftverbunds, Reibung fast ausschließlich infolge der Längsschubkräfte V_L übertragen wird. Die in den betreffenden Reibungsversuchen ermittelte übertragbare Reibung wird aber vermutlich durch die Zugspannungen in Längs- und Querrichtung reduziert, wobei sich mit Bestimmtheit nicht feststellen lässt um welches Maß. Auch lassen sich über den Verlauf der übertragbaren Reibung unter dieser Beanspruchungskombination nur Vermutungen anstellen.

Vereinfacht und als Näherung wird davon ausgegangen, dass die übertragbare Reibung R_P nach dem Überwinden des Haftverbundes linear abfällt und zwar auf den

Wert von 8 kN pro Dübelpaar bei einer Zugkraft $N_{Pi,F}$ von 120 kN (Abbildung 8.37). Die 8 kN entsprechen in etwa der Hälfte der übertragbaren Reibung infolge der Längsschubkraft V_L . Die Reduzierung auf die Hälfte soll den reibungsvermindernden Einflüssen der Zugspannungen in Längs und Querrichtung Rechnung tragen.

Somit ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Zugkraft am Kopfbolzenfuß und –kopf im Bereich R2 zu:

$$N_{Pi,F} = 0,869 \cdot N_{Pi} + 22,73 \quad \text{für} \quad 5,5 \leq N_{Pi} < 140 \text{ [kN]} \quad (8.7)$$

In Abbildung 8.38 sind beispielhaft für den Versuch T1P die am Dübelkopf ermittelten Dübelzugkräfte der KBD-Paare N_{P1} bis N_{P4} als dünne Linien aufgetragen. Diese wurden durch die Reibung ergänzt ($N_{Pi,F}$) und sind als dicke Linien dargestellt. Des Weiteren sind die Normalkräfte aus der entsprechenden FE-Berechnung ($N_{Pi,FE}$) aufgetragen.

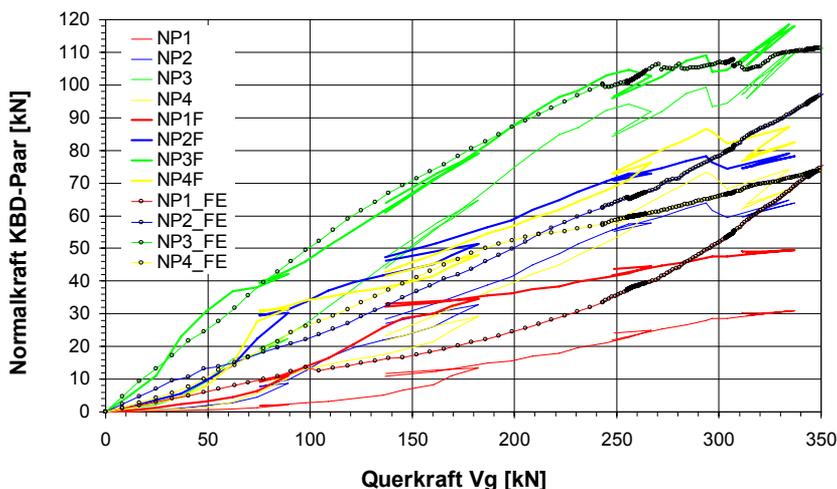


Abb. 8.38: Versuch T1P: Zugkräfte der KBD-Paare P1 bis P4 mit und ohne Berücksichtigung der Reibung

Generell lässt sich feststellen, dass der Einfluss der Reibung vor allem bei niedrigen Lasten, solange der Haftverbunde vorhanden ist, stark zur Geltung kommt. Die um die Reibung erweiterten Zugkräfte $N_{Pi,F}$ steigen früher an und es bildet sich kaum noch ein "Delle" aus, sodass der Zusammenhang zwischen globaler Querkraft V_g und der Zugkraft am Bolzenfuß $N_{Pi,F}$ schon von Belastungsbeginn an nahezu linear ist. Bei den Versuchen, bei denen die Öffnung im Bereich eines negativen Globalmoments liegt, wird der Einfluss der Reibung quantitativ allerdings nicht so groß sein, da durch die Zugkräfte im Betongurt der Haftverbund vermutlich schon früher gelöst wird und auch die übertragbare Reibkraft stärker vermindert wird.

Ist die vom Stahlträger in den Betongurt eingeleitete Querkraft nun größer als die aus den Zugkräften N_{Pi} ermittelte, wirkt sich dies auch auf den Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 2

$S_{4,max}$ mit der berechneten Querkrafttragfähigkeit $V_{R,c,e}$ aus (Kap.6.6.3, Tab. 6-5). Für den Versuch wird die Querkrafttragfähigkeit aus der Summe $S_{4,max}$ der Dübelzugkräfte abgeleitet, die der eingeleiteten Querkraft gleichgesetzt wird. Ist die eingeleitete Querkraft nun noch um den Betrag der Reibung größer als $S_{4,max}$, verringert sich das Verhältnis $V_{R,c,e}$ zu $S_{4,max}$ in Tabelle 6.5, was bedeutet, dass die berechnete Querkrafttragfähigkeit weiter auf der sicheren Seite liegt. Allerdings dürfte im Bereich der Traglast der Einfluss der Reibung nur noch sehr gering sein, so dass die Auswirkungen auf den Berechnungsansatz nur von untergeordneter Bedeutung sind.

Die in der FE-Berechnung ermittelten Zugkräfte liegen in der Regel zwischen den am Dübelkopf und Dübelfuß, was darauf hindeutet, dass die FE-Berechnungen, bei denen die Reibung nicht abgebildet wurde, relativ gute Werte liefern.

In Abbildung 8.39 sind zu den über der Öffnung ermittelten Dübelzugkräften N_{P5} bis N_{P8} (wiederum dünne Linien) die Zugkraftanteile infolge Reibung hinzuaddiert (dicke Linien).

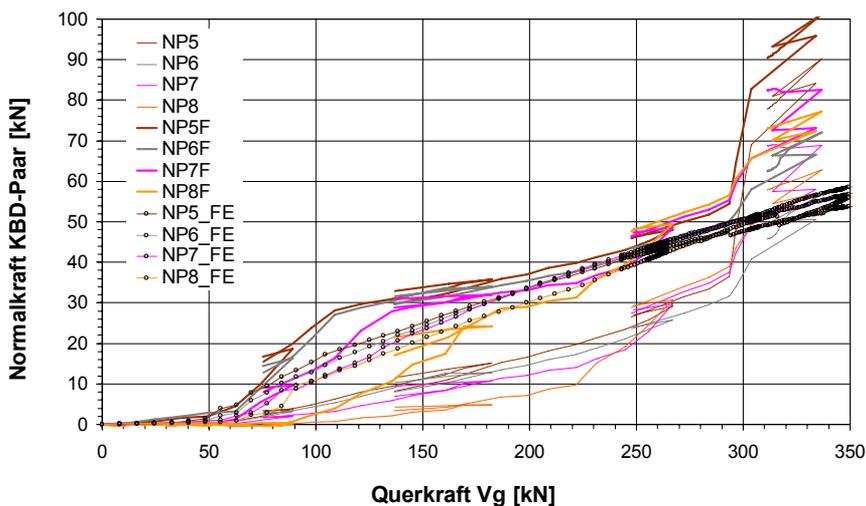


Abb. 8.39: Versuch T1P: Zugkräfte der KBD-Paare P5 bis P8 mit und ohne Berücksichtigung der Reibung

Auch hier fällt die anfängliche "Delle" nicht mehr so stark aus. Durch die ursprünglich geringe Zugkraft wirkt sich hier die Reibung im Verhältnis sehr stark auf die Dübelzugkräfte aus. Auf das Bemessungsmodell hat dies jedoch keinen Einfluss, weil die Zugkräfte der KBD über der Öffnung nirgends mit eingehen. Lediglich in Kap. 6.6.2 werden die nach dem Bemessungsmodell berechneten Dübelzugkräfte $N_{D,calc}$ mit den experimentell bestimmten mittleren Dübelzugkräften beim Erreichen der Traglast $S_{M,max}$ verglichen. Erhöht sich $S_{M,max}$ durch die Reibung, stimmen diese Werte auch besser mit den berechneten $N_{D,calc}$ überein.

Untersuchungen zur Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und umgebendem Beton

Durch die Berücksichtigung der Reibung ergibt sich auch hier eine bessere Übereinstimmung mit den anhand des FE-Modells bestimmten Dübelzugkräften $N_{Pi,FE}$.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Basierend auf den Überlegungen zum Einfluss unterschiedlicher Parameter auf das Tragverhalten und die Tragfähigkeit, wurde ein 21 großmaßstäbliche Versuche umfassendes Versuchsprogramm entwickelt und durchgeführt.

Des Weiteren wurden dreidimensionale FE-Modelle auf der Grundlage der tatsächlichen Geometrie der Versuchskörper erstellt und damit Vergleichsberechnungen zu den Versuchen durchgeführt. Durch den Vergleich der experimentell ermittelten Wert mit denen der FE-Berechnungen wurde das FE-Modell überprüft und abgesichert. Danach war es möglich, auf der Basis dieses Modells das Tragverhalten weiterer Träger im Rahmen einer Parameterstudie zu untersuchen.

Aus den experimentellen und rechnerischen Untersuchungen wurden interessante neue Erkenntnisse gewonnen, von denen die wichtigsten im Folgenden noch einmal stichpunktartig zusammengefasst sind:

- Neben dem Querkraftversagen des Betongurts wurden zwei weitere Versagensarten, Ausreißen der KBD am Öffnungsrand 2 und Durchstanzen des Stahlbetongurts am Öffnungsrand 1, beobachtet und deren Ursachen sowie die Zusammenhänge ermittelt. Hierbei lieferte das nachträgliche Aufsagen der Betongurte und die Auswertung der experimentell ermittelten Dübelzugkräfte wertvolle Hinweise.

Bei dem Vergleichsversuch mit profiliertem Betongurt T3PPB wurde noch eine zusätzliche Versagensart, das Abbrechen der Betonrippen, festgestellt.

- Der Lastabtragungsmechanismus im Öffnungsbereich wurde vollständig analysiert. Dazu gehören vor allem der Zusammenhang der Schnittgrößenverläufe des Betongurts und des Stahlträgers sowie der Normal- und Längsschubkräfte der KBD. Dabei wurde deutlich, dass die Querkraft im Betongurt in der Umgebung des Öffnungsbereiches im Gegensatz zur ursprünglichen Vermutung nicht so verläuft wie im ungestörten Träger und dass am Öffnungsrand 2 nicht lediglich die Differenz der Querkraft des Betongurts durch KBD vom Stahlträger in den Betongurt hochgehängt wird, sondern dass sich auch das Moment M_c des Betongurts auf den Querkraftverlauf und die Dübelkräfte auswirkt. Dies führt dazu, dass die Querkraft V_a des Stahlträgers am Öffnungsrand 1 und 2 größer werden kann als die globale Querkraft V_g , was bei der Dimensionierung des Stahlträgers zu berücksichtigen ist. Des Weiteren sind die Zugkräfte in den KBD am Öffnungsrand 2 größer als bisher angenommen, weil sie unter anderem als Teil eines Kräftepaars das Moment $M_{c,2}$ des Betongurts aufnehmen müssen.

- Die Kopfbolzendübel wirken über der Öffnung als eine Art Schubbewehrung. Somit kann der Betongurt über der Öffnung hinsichtlich der Querkraftübertragung und der Querkrafttragfähigkeit in zwei Zonen unterteilt werden:
 - Zone 1, in der unmittelbaren Umgebung der Kopfbolzendübel, in der die Kopfbolzendübel als eine Art Querkraftbewehrung wirken,
 - Zone 2, in den anschließenden äußeren Plattenbereichen, in der nur der auf Querkraft unbewehrte Beton die Querkraft weiterleitet.
- Durch eine einfache Maßnahme, den Einbau von Dübelleisten bei den Versuchen T3PSB, T3NSB und T6PSB, konnte der Betongurt gezielt verstärkt werden und die Traglast im Vergleich zu den ansonsten gleichen Versuchen T1P, T1N bzw. T6P230 erheblich gesteigert werden. Dabei behinderten die Dübelleisten einerseits am Öffnungsrand 1 das Ausreißen der KBD aus der Stahlbetonplatte und wirkten andererseits neben der Öffnung als Schubbewehrung. Außerdem fungierten sie am Öffnungsrand 1 als Durchstanzbewehrung. Auf der Grundlage dieser ersten Erkenntnisse wäre es möglich, durch weitere Untersuchungen ein entsprechendes Bemessungskonzept zu erarbeiten, um einen derartigen Einsatz von Dübelleisten und damit ein wirtschaftliches Konstruieren zu ermöglichen.

Auf der Grundlage der experimentellen und rechnerischen Untersuchungen wurde ein Nachweiskonzept erarbeitet und überprüft. Es enthält zunächst ein Verfahren zur Berechnung der Querkräfte des Betongurts im Bereich der Öffnung, das auf den Steifigkeiten der beiden Teilträger und des Betongurts basiert. Entsprechend den aufgetretenen Versagensarten sind für den Betongurt im Bereich der Öffnung drei getrennte Nachweise zu führen: der Nachweis der Einleitung der Querkraft in den Betongurt am Öffnungsrand 2, der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung und der Nachweis des Durchstanzens am Öffnungsrand 1. Dies hat den Vorteil, dass ersichtlich wird, wo lokale Verstärkungsmaßnahmen vorgenommen werden können, wenn einer der Nachweise nicht erfüllt ist. Außerdem wird ein weitgehend konsistenter Übergang der drei Querkraftwiderstände sichergestellt. Das Nachweiskonzept berücksichtigt auch die beiden unterschiedlichen Querkraftabtragungsmechanismen der Zonen 1 und 2 und deren entsprechend unterschiedliche Querkraftwiderstände. Bedingt durch den Querkraftwiderstand der Zone 1 ist eine erhebliche Steigerung des Gesamtquerkraftwiderstandes im Öffnungsbereich möglich.

Des Weiteren werden bei den sonstigen im Öffnungsbereich zu führenden Nachweisen wie z.B. dem Nachweis des unteren Teilträgers oder beim Nachweis der KBD auf die Auswirkungen der gewonnenen Erkenntnisse hingewiesen. Außerdem werden ergänzende Hinweise zur konstruktiven Durchbildung des Öffnungsbereichs gegeben.

Da an den Öffnungsändern 1 und 2 die Querkraft V_a des Stahlträgers größer werden kann als die Gesamtquerkraft V_g , wurden Näherungsformeln zu deren Berechnung ermittelt. Auch zur Berechnung der Zugkräfte der KBD am Öffnungsrand 2 und deren Verteilung wurde eine Näherungslösung für den praktischen Gebrauch angegeben.

Das neu entwickelte Nachweismodell beinhaltet die Querkraftnachweise für massive Stahlbetongurte im Öffnungsbereich. Darüber hinaus wäre es erstrebenswert dieses Nachweismodell auf der Grundlage der neu gewonnenen Erkenntnisse über den Lastabtragungsmechanismus im Öffnungsbereich auf Verbundträger mit profilierten Betongurten und Betongurte mit zusätzlicher Querkraftbewehrung zu erweitern. Dadurch entstünde ein ganzheitliches, die massiven und profilierten Betongurte sowie eventuelle Verstärkungen umfassendes und konsistentes Nachweiskonzept für den Betongurt im Öffnungsbereich. Darüber hinaus sollte in diesem Zusammenhang der Einfluss der Querbiegung auf die Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurts untersucht werden.

Um zu untersuchen, ob und in wieweit die in den großmaßstäblichen Versuchen ermittelten Dübelzugkräfte durch die zwischen Beton und Kopfbolzendübel übertragene Reibungskräfte beeinflusst werden, wurden zusätzlich Reibungsversuche an insgesamt 9 Versuchskörpern durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass anfänglich ein erheblicher Haftverbund vorhanden ist und sowohl die Längsschubkraft als auch die Längsnormalspannungen eine Übertragung von Reibkräften ermöglichen. Deshalb kann festgestellt werden, dass die am Kopfbolzenfuß eingeleiteten Dübelzugkräfte größer sind als die am Kopfbolzenkopf bestimmten. Als weiteres Ergebnis ist festzuhalten, dass infolge der Längsschubkraft erhebliche Zugkräfte in den KBD entstehen können.

10 Literatur

- ANSYS** ANSYS, "Users´ Manual"
- Bode 1987** Bode, H., Künzel, R.: Traglastberechnung eines Verbundträgers mit Stegöffnungen. ARBED Recherches. Kaiserslautern 1. 1987.
- Bode 1991** Bode, H., Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegöffnungen. Abschlußbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Bo 733/6-1 (und Materialband). Kaiserslautern 1991.
- Bode 1993** Bode, H., Stengel, J.: Verstärkte Stahlverbundträger für den Industriebau mit großen Stegöffnungen. Schlußbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 8173. Kaiserslautern, 7. 1993.
- Bode 1994** Bode, H., Stengel, J. und Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Stahlbau 63 (1994), S. 6-14 und 41-48.
- Bode 1995** Bode, H., Stengel, J.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Technische Dokumentation der Bauberatung Stahl (1.1995).
- Clawson 1982** Clawson, C. W., Darwin, D.: Tests of Composite Beams with Web Openings. Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST1, Jan. 1982, pp. 145-162 (1/1982).
- DIN 1045-1** DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.
- DIN 1048** DIN 1048: Prüfverfahren für Beton, Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Juni 1991.
- DIN EN 10002-1** DIN EN 10002-1: Metallische Werkstoffe, Zugversuche, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Dezember 1998.
- DIN EN ISO 14555** DIN EN ISO 14555: Schweißen – Lichtbogenschweißen von metallischen Werkstoffen. Dezember 1998.
- DIN V 18800, Teil 5** DIN V 18800, Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion. Oktober 2004.
- DIN V ENV 1992-1-1** DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2: Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Juni 1992.
- Donahey 1986** Donahey R. C., Darwin, D.: Performance and Design of Composite Beams with Web Openings. AISC Research Projekt 21.82. Structural Engineering and Engineering Materials, SM Report No. 18 (4/1986).

Donahey 1988 Donahey R. C., Darwin, D.: Web Openings in Composite Beams with Ribed Slabs. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 3, pp. 518-534 (3/1988).

Forschungsvorhaben 1999

Abschlußbericht für das DIBT - Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Beton nach DIN 1045-1. Dezember 1999

Heft 240 Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau: Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderung von Stahlbetontragwerken, nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988. Berlin 1991.

Heft 525 Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau: Heft 525: Erläuterungen zur DIN 1045-1. Berlin September 2003.

INCA2 INCA2: Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial. Programm zur interaktiven Berechnung von Massivbau-Querschnitten. Autor: Dipl.-Ing. Uwe Pfeiffer.

Lawson 1992 Lawson, R. M., Chung, K. F., Price, A. M.: Tests on Composite Beams with large Web Openings to justify existing Design Methods. The Structural Engineer, Vol. 70, No. 1, Jan. 1992, pp. 1-7 (1/1992).

Neff 2006 Neff, C.: Ein Ingenieurmodell zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit Öffnungen. Dissertation. Universität Duisburg-Essen. Essen 2006.

Redwood 1983 Redwood, R. G., Poubouras, G.: Tests of Composite Beams with Web Holes. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 10, 1983 pp. 713-721 (1983).

Scheele 1991 Scheele, J.: Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 1991.

Schn. 2006 Schnellenbach-Held, M. und Neff, C.: Stahlbetonträger mit Öffnungen – Ein vereinfachtes Bemessungskonzept. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), S. 499-510.

Schn 771/1-1 DFG-Forschungsvorhaben Schn 771/1-1: Anwendung der Fließgelenktheorie auf durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen. Wird zurzeit an der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt.

Stengel 1987 Stengel, J.: Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegausschnitten. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 1996.

- Soon 1992** Soon Ho Cho, Redwood, R. G.: Slab Behavior in Composite Beams at Openings. Journal of the Structural Division, Vol. 118, No. 9, September 1992, pp. 2287-2303 and pp 2305-2322.
- Ramm 2006** Ramm, W. und Kohlmeyer, C.: Schubtragverhalten des Stahlbetongurtes von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen. Forschungsbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Ra 353/7-1 und Ra 353/7-2. Kaiserslautern, im Oktober 2006.
- Zhou 1998** Zhou, Donghua: Beitrag zum Tragverhalten und zur Entwicklung der Rechenmodelle von Verbundträgern mit Stegöffnungen. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 1998.

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Christian Kohlmeyer
Geboren am: 29.09.1971 in Kusel
Familienstand: verheiratet
Staatsangehörigkeit: deutsch

Berufliche Laufbahn

Seit 11/2007: Geschäftsführender Gesellschafter der IG Bauplan GmbH
9/2006 – 10/2007: Tragwerksplaner im Ingenieurbüro Schweitzer GmbH,
Beratende Ingenieure
1/1999 – 2/2006: Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und
Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern
mit dem Ziel der Promotion
Leiter des Fachgebiets bis 9/2002 Herr Prof. Dr.-Ing. Wieland
Ramm, ab 10/2002 Herr Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Hochschulausbildung

10/1992 – 11/1998 Bauingenieurstudium an der Technischen Universität
Kaiserslautern
Während des Studiums von 1995 bis 1998 Wissenschaftliche
Hilfskraft im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei
Herrn Prof. Dr.-Ing. Wieland Ramm

Schulbildung

5/1991 Abitur am staatlichen Hohenstaufen-Gymnasium in
Kaiserslautern