Zum Einfluss von Dübelleisten auf das Querkrafttragverhalten des Stahlbetongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Christian Balzer

aus Kaiserslautern

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
Tag der mündlichen Prüfung:	26.10.2012

Kaiserslautern 2012

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell für das über lange Jahre entgegengebrachte Vertrauen, für die Betreuung und Begutachtung dieser Arbeit sowie die übertragenen, interessanten Aufgaben in Forschung und Lehre.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz für die Übernahme des Koreferates.

Des Weiteren gilt mein Dank Herrn Jun.-Prof. Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission sowie für die stete Diskussionsbereitschaft, seine konstruktiven Anregungen und wertvollen Ratschläge.

Allen Mitarbeitern und insbesondere allen denen, die in den vergangenen Jahren das Büro mit mir teilen durften, möchte ich für die kollegiale Zusammenarbeit herzlich danken.

Den Mitarbeitern im Labor für konstruktiven Ingenieurbau danke ich für die stete Unterstützung beim Herstellen der Versuchskörper sowie beim Auf- und Abbau der Versuche. Derselbe Dank gebührt den wissenschaftlichen Hilfskräften die darüber hinaus maßgeblich an der Auswertung der Versuche beteiligt waren.

Besonders herzlich danke ich meiner Familie für die ständige Unterstützung, das entgegengebrachte Verständnis sowie die für den erfolgreichen Abschluss der Arbeit nötige Ablenkung und den zeitweise notwendigen Abstand zum fachlichen Thema.

Kaiserslautern, im Dezember 2012

Christian Balzer

Christian Balzer

Zum Einfluss von Dübelleisten auf das Querkrafttragverhalten des Stahlbetongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung **v**
Abstract v

Bezeichnungen **vii**

1 Einleitung **1**

2 Veranlassung und Zielsetzung **3**

3 Zusammenfassung vorangegangener Untersuchungen **9**
3.1 Allgemeines 9
3.2 Experimentelle Untersuchungen 9
3.3 Rechnerische Untersuchungen 13
3.4 Auswirkungen von Dübelleisten auf das Tragverhalten 15
3.5 Bemessungsmodell 18
3.5.1 Allgemeines 18
3.5.2 Ermittlung der Sekundärschnittgrößen 18
3.5.3 Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt 20

4 Experimentelle Untersuchungen **27**
4.1 Allgemeines 27
4.2 Entwicklung der Versuchskörper 27
4.2.1 Einteilung in drei Bereiche 27
4.2.2 Bereich 2 28
4.2.3 Bereich 3 30
4.2.4 Bereich 1 33
4.3 Versuchsprogramm 35
4.4 Herstellung der Versuchskörper 39
4.5 Versuchsaufbau 39
4.5.1 Allgemeines 39
4.5.2 Bereich 1 40
4.5.3 Bereich 2 41
4.5.4 Bereich 3 41
4.5.5 Besonderheiten der Versuchsaufbauten 44
4.6 Versuchsdurchführung 51
4.6.1 Bereich 1 51
4.6.2 Bereich 2 51
4.6.3 Bereich 3 52
4.7 Messungen 52
4.8 Baustoffe 56
4.8.1 Beton 56

4.8.2 Betonstahl . . . 57
4.8.3 Baustahl . . . 57
4.8.4 Kopfbolzendübel . . . 57
4.8.5 Doppelkopfanker . . . 60
4.9 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen . . . 61
4.9.1 Allgemeines . . . 61
4.9.2 Bereich 1 . . . 62
4.9.3 Bereich 2 . . . 74
4.9.4 Bereich 3 . . . 85
4.10 Aufsägen der Versuchskörper . . . 93

5 Rechnerische Untersuchungen 95
5.1 Allgemeines . . . 95
5.2 Finite-Element-Programm ATENA . . . 95
5.2.1 Allgemeines zu ATENA . . . 95
5.2.2 Nichtlinearität . . . 95
5.2.3 Abbildung der Werkstoffe . . . 96
5.2.4 Lösungsverfahren . . . 100
5.3 FE-Modell . . . 101
5.3.1 Aufbau des FE-Modells . . . 101
5.3.2 Festlegung der Materialkennwerte . . . 104
5.4 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messwerten der Versuche 105
5.4.1 Allgemeines . . . 105
5.4.2 Traglasten . . . 106
5.4.3 Last-Verformungskurven . . . 107
5.4.4 Spannungen in den Kopfbolzendübeln . . . 108
5.4.5 Spannungen in den Doppelkopfankern . . . 109
5.4.6 Zusammenfassung . . . 109

6 Erörterungen der Ergebnisse aus den Untersuchungen 113
6.1 Traglasten und Versagensarten . . . 113
6.1.1 Allgemeines . . . 113
6.1.2 Bereich 2 . . . 113
6.1.3 Bereich 3 . . . 120
6.1.4 Bereich 1 . . . 122
6.2 Schnittgrößen des Betongurts in Längsrichtung . . . 127
6.3 Verteilung der Querkraft im Betongurt . . . 132
6.3.1 Bereich 2 . . . 132
6.3.2 Bereich 1 . . . 135
6.4 Einleitung der Querkraft am Öffnungsrand 2 durch die Kopfbolzendübel 138
6.5 Transport der Querkraft über der Öffnung . . . 144
6.6 Zurückleitung der Querkraft in den Stahlträger am Öffnungsrand 1 . . . 146
6.7 Auswirkungen der Dübelleisten auf das Querkrafttragverhalten des Betongurts . . . 147
6.8 Einfluss von Querbiegung im Betongurt auf dessen Querkrafttragverhalten 151

7 Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts 155
7.1 Allgemeines . . . 155

7.2 Entwicklung des Nachweiskonzeptes 155
7.2.1 Allgemeines 155
7.2.2 Bereich 3 156
7.2.3 Bereich 2 157
7.2.4 Bereich 1 159
7.3 Ermittlung der Sekundärschnittgrößen 160
7.4 Querkraftnachweise für den Betongurt 162
7.4.1 Allgemeines 162
7.4.2 Querkraftnachweis des Betongurts im Bereich 3 163
7.4.3 Querkraftnachweis des Betongurts im Bereich 2 171
7.4.4 Querkraftnachweis des Betongurts im Bereich 1 181
7.5 Berücksichtigung von Querbiegung im Betongurt beim Querkraftnachweis 187
7.6 Konstruktionsregeln 191
7.6.1 Allgemeines 191
7.6.2 Betongurt 191
7.6.3 Kopfbolzendübel 191
7.6.4 Doppelkopfanker 193
7.6.5 Stahlträger 194
7.6.6 Belastung 195
7.7 Zusammenfassung 195

8 Zusammenfassung und Ausblick 199

Literatur 203

Anhang 209

Lebenslauf 211

Zusammenfassung

Große Stegöffnungen werden in Stahlverbundträgern immer dann erforderlich, wenn in Trägerebene Leitungen quer zur Trägerachse geführt werden sollen. Die Attraktivität der Stahlverbundbauweise steigt mit der Möglichkeit, die Tragfähigkeit im Bereich großer Stegöffnungen rechnerisch nachweisen zu können. Bisher war es aber nicht möglich, eine Verstärkung des Betongurtes durch Einbau von Dübelleisten in einem Nachweiskonzept nutzbar zu machen. Bei Dübelleisten handelt es sich um Doppelkopfanker, die in einer Reihe meist auf ein Lochblech aufgeschweißt werden. Sie werden von mehreren Herstellern als Querkraft- und Durchstanzbewehrungselemente vertrieben.

In der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss von Dübelleisten auf das Querkrafttragverhalten des Stahlbetongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen untersucht. Dazu wurden 28 Versuche sowie rechnerische Untersuchungen durchgeführt. Dabei konnte in einzelnen Versuchen durch den Einsatz von Dübelleisten eine Traglaststeigerung von mehr als 50 % erzielt werden. Unter anderem wurde der Effekt der Querbiegung untersucht, bei dem durch die vertikale Belastung des Betongurts außerhalb der Verbundträgerachse ein negatives Biegemoment in Querrichtung entsteht.

Es wurde ein Nachweiskonzept erarbeitet, mit dem die Querkrafttragfähigkeit eines Betongurts unter Berücksichtigung von im Betongurt angeordneten Dübelleisten wirklichkeitsnah bestimmt werden kann. Das erstellte Konzept ermöglicht es, bei der Bemessung von Verbundträgern, die durch Stegöffnungen geschwächt sind, durch einen geringen Mehreinsatz von Bewehrung in Form von Dübelleisten eine deutliche Traglaststeigerung zu erzielen. Der Einfluss von Querbiegemomenten wird durch eine konservative Abschätzung der Lasteinzugsfläche berücksichtigt.

Abstract

Large web openings of composite beams are necessary if cables and pipes of the building services cross the axis of the steel girder. Composite construction becomes more attractive with the possibility to calculate the load-bearing capacity of the composite beam in the area of a large web opening. However, in previous design models the reinforcement of the concrete chord with shear rails was not included. Shear rails consist of double headed studs which are welded on perforated metal strips to fix their position. Several producers sell these shear rails as shear and punching reinforcement.

As part of the following thesis, the influence of shear rails on the laod bearing behaviour of the concrete chord of composite beams with large web openings was investigated. For this purpose 28 experiments as well as finite-element calculations were carried out. Several tests showed that the ultimate load capacity can be increased by 50 %

by introducing shear rails. Furthermore, the effect of a negative bending moment orthogonal to the axis of the composite girder was investigated. The moment results from vertical loads beside the girder axis.

In order to determine the shear laod capacity of a concrete chord reinforced with shear rails, a design model was set up. The model allows the structural design of composite girders in the area of web openings. By the arrangement of shear rails alongside large web openings, the shear load capacity can be improved significantly. The influence of a bending moment orthogonal to the composite girder axis is taken into consideration by conservatively evaluating the loaded area.

Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben

H	Horizontallast
M	Moment
N	Normalkraft
P	Vertikallast
V	Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben

d	statische Höhe
z	innerer Hebelarm

Griechische Buchstaben

β	Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt
θ	Druchstrebenneigungswinkel

Indizes

1	Öffnungsrand 1, Zone 1, Bereich 1
2	Öffnungsrand 2, Zone 2, Bereich 2
3	Bereich 3
a	außen, Baustahl
c	Beton
d	Wert auf Bemessungsniveau
E	Einwirkung
exp	im Versuch ermittelter Wert
g	global

i	innen
l	links, längs
m	Mittelwert
o	oben
r	rechts
R	Widerstand
u	unten, ultimate
x	Längsrichtung
y	Querrichtung

Große lateinische Buchstaben mit Indizes

$A_{load,1}$	Fläche der Krafteinleitung am Öffnungsrand 1
$A_{load,2}$	Fläche der Krafteinleitung am Öffnungsrand 2
$A_{s,DKA}$	Querschnittsfläche der Doppelkopfanker einer Reihe in Querrichtung
$A_{s,KBD}$	Querschnittsfläche der Kopfbolzendübel einer Reihe in Querrichtung
V_g	globale Querkraft
V_o	Querkraft im oberen Teilquerschnitt
V_u	Querkraft im unteren Teilquerschnitt
V_c	Querkraft im Betongurt
N_o	Normalkraft im oberen Teilquerschnitt
N_u	Normalkraft im unteren Teilquerschnitt
N_c	Normalkraft im Betongurt
N_{KBD}	Normalkraft der Kopfbolzendübel
N_{DKA}	Normalkraft der Doppelkopfanker
M_1, M_2, ...	Momente in den Öffnungsecken
E_c	E-Modul von Beton
E_s	E-Modul von Stahl
$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze von kaltverformtem Stahl
$V_{c,FE}$	maximal erreichte Querkraft im Betongurt in der FE-Berechnung
$V_{c,exp}$	maximal erreichte Querkraft im Betongurt im Versuch

Kleine lateinische Buchstaben mit Indizes

a_0	Öffnungslänge
$a_{l,1}$	Länge der Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 1
$a_{l,2}$	Länge der Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 2
b_c	Betongurtbreite
b_1	Breite der Zone 1
b_2	Breite der Zone 2
b_{eff}	effektive Betongurtbreite
$b_{l,1}$	Breite der Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 1
$b_{l,2}$	Breite der Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 2
d_1	statische Höhe im Bereich 1
d_2	statische Höhe im Bereich 2
e_L	Achsabstand Querkraftbewehrung in Längsrichtung
e_q	Achsabstand Querkraftbewehrung in Querrichtung
f_{1c}	einachsige Druckfestigkeit des Betons
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	zentrische Zugfestigkeit des Betons
f_u	Zugfestigkeit des Stahls
f_y	Streckgrenze des Stahls
h_c	Betongurtdicke
h_d	Länge Kopfbolzendübel
h_{DS}	Vertikalkomponente der Druckstrebenlänge
h_ef	effektive Dübellänge
$r_{out,1}$	Radius des äußeren Rundschnitts am Öffnungsrand 1
$r_{out,2}$	Radius des äußeren Rundschnitts am Öffnungsrand 2
s_y	Achsabstand der Doppelkopfanker in Querrichtung
t_f	Dicke des oberen Stahlträgerflansches
t_s	Dicke der Steife am Öffnungsrand 1

$u_{1,1}$ Länge des ersten Rundschnitts am Öffnungsrand 1

$u_{1,2}$ Länge des ersten Rundschnitts am Öffnungsrand 2

$u_{out,1}$ Länge des äußeren Rundschnitts am Öffnungsrand 1

$u_{out,2}$ Länge des äußeren Rundschnitts am Öffnungsrand 2

Griechische Buchstaben mit Indizes

ρ_l Längsbewehrungsgrad des Betongurts

σ_c Betonlängsspannung

φ_1 Faktor zu Berücksichtigung der mehrachsialen Druckfestigkeit des Betons im Bereich 1

φ_2 Faktor zu Berücksichtigung der mehrachsialen Druckfestigkeit des Betons im Bereich 2

Abkürzungen

DKA Doppelkopfanker

DMS Dehnungsmessstreifen

KBD Kopfbolzendübel

1 Einleitung

Mit einer Hochbaudecke, die in Stahlverbundbauweise ausgeführt ist, sind große Stützweiten bei geringem Materialeinsatz realisierbar. Grund dafür ist die optimale Ausnutzung der Eigenschaften der eingesetzten Materialien Stahl und Beton – Stahl wird auf Zug, Beton auf Druck belastet. Daher werden bei großen Feldmomenten die Stahlträger unterhalb des Betons angeordnet und mittels Kopfbolzendübeln mit diesem verbunden.

In modernen Hochbauten spielt die Technische Gebäudeausrüstung eine sehr große Rolle und bedingt eine Vielzahl von Leitungsführungen. Bei Verbunddecken bietet der Raum zwischen den Stahlträgern eine optimale Verlegeebene für sämtliche Leitungen. Dies erfordert jedoch auch die Durchdringung der Stahlträger, was besonders bei Lüftungskanälen zu sehr großen Öffnungen führt. In ungeschwächten Verbundträgern überträgt der Steg des Stahlträgers den Großteil der Querkraft. In den Öffnungsbereichen muss jedoch ein größerer Teil der Querkraft durch den Stahlbeton übertragen werden.

Die vorliegende Arbeit geht der Frage nach, wie im Bereich von Stegöffnungen durch eine lokale Verstärkung des Stahlbetongurts mittels Dübelleisten die Traglast des Systems gesteigert werden kann.

2 Veranlassung und Zielsetzung

Das Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von Stegöffnungen wurde bereits in den 80er und 90er Jahren des 20. Jahrhunderts mit großmaßstäblichen Bauteilversuchen untersucht. Neben den Forschungen im Ausland[1] wurden solche Versuche auch an der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt[2] und Nachweismodelle entwickelt. Von *Zhou 1998* wurde mit der Finiten-Elementen-Methode eine Parameterstudie durchgeführt und ein Rechenmodell zur Bemessung von Verbundträgern vorgestellt. Des Weiteren wurden in neueren Arbeiten an der TU Kaiserslautern speziell das Querkrafttragverhalten des Betongurtes im Bereich von großen Stegöffnungen[3] sowie das Tragverhalten von Durchlaufträgern mit großen Stegöffnungen untersucht[4] und ebenfalls Nachweiskonzepte erstellt, um diese bemessen zu können.

Durch die Vielzahl der oben genannten Untersuchungen ist das Tragverhalten von Verbundträgern auch im Bereich von Stegöffnungen bekannt. Durch die Öffnung im Stahlträgersteg werden zwei Teilträger gebildet, zum einen der untere Stahlträgerrest und zum anderen der obere Stahlträgerrest mit dem Betongurt. Diese beiden Teilträger sind jeweils an beiden Öffnungsrändern eingespannt. In Abb. 2.1 ist dies am Beispiel eines Verbundträgers mit Stegöffnung, der als Einfeldträger ausgeführt ist, verdeutlicht.

Im Bereich der Öffnung wird das globale Moment von den Teilträgern in Form von Zug- und Druckkräften in den einzelnen Teilträgern mit dem Hebelarm z_0 aufgenommen:

$$M_{g,m} = -N_o \cdot z_0 = N_u \cdot z_0 \tag{2.1}$$

mit: $M_{g,m}$ globales Biegemoment an der Stelle m,
N_o lokale Normalkraft des oberen Teilträgers,
N_u lokale Normalkraft des unteren Teilträgers,
z_0 Abstand der Schwerachsen der Teilträger.

An der Stelle m heben sich die lokalen Momente der Teilträger auf. Es ist darauf hinzuweisen, dass die Stelle m nicht mit der Öffnungsmitte (Stelle n) zusammenfallen muss. Meist liegt die Stelle m etwas näher am Öffnungsrand 1:

$$M_{o,m} + M_{u,m} = 0 \tag{2.2}$$

mit: $M_{o,m}$ lokales Biegemoment des oberen Teilträgers an der Stelle m,
$M_{u,m}$ lokales Biegemoment des unteren Teilträgers an der Stelle m.

Die globale Querkraft V_g teilt sich auf die beiden Teilträger auf, wobei die Verteilung abhängig von mehreren Parametern ist (u.a. Geometrie von Verbundträger und Öffnung,

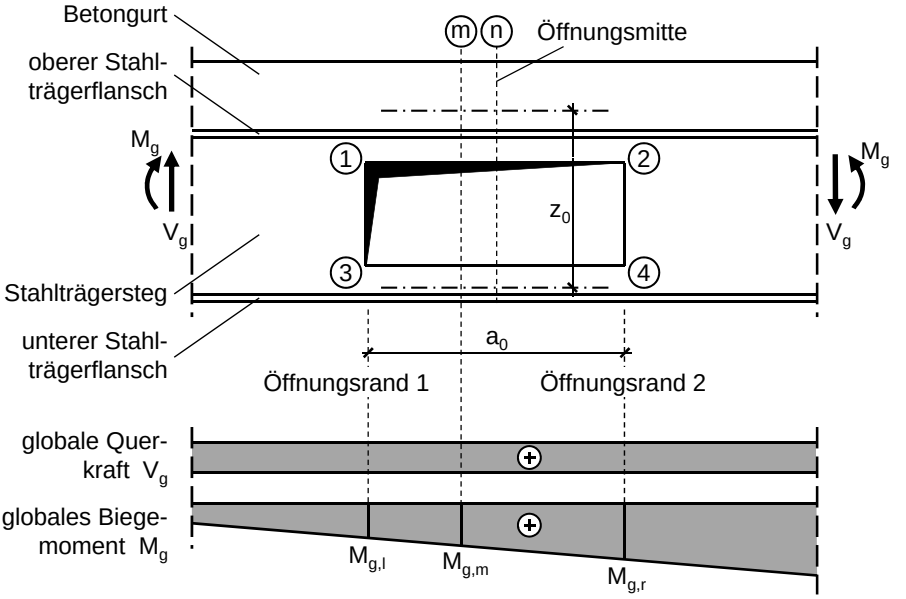
[1] *Clawson u. Darwin 1982*, *Redwood u. Poumbouras 1983*, *Donahey u. Darwin 1986*, *Donahey u. Darwin 1988*, *Lawson u. a. 1992*, *Cho u. Redwood 1992*

[2] *Bode u. Künzel 1991*, *Bode u. Stengel 1993*, *Stengel 1996*

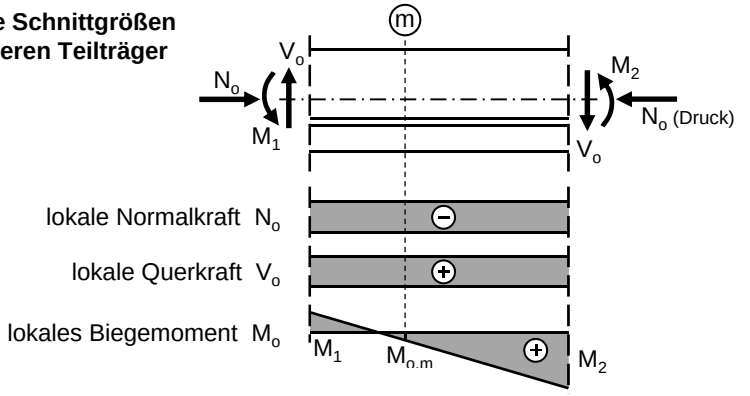
[3] *Kohlmeyer 2007*, *Ramm u. Kohlmeyer 2010a*, *Ramm u. Kohlmeyer 2010b*, *Kurz u. a. 2010*

[4] *Weil 2007*, *Weil u. Schnell 2007*

Globale Schnittgrößen



Lokale Schnittgrößen am oberen Teilträger



Lokale Schnittgrößen am unteren Teilträger

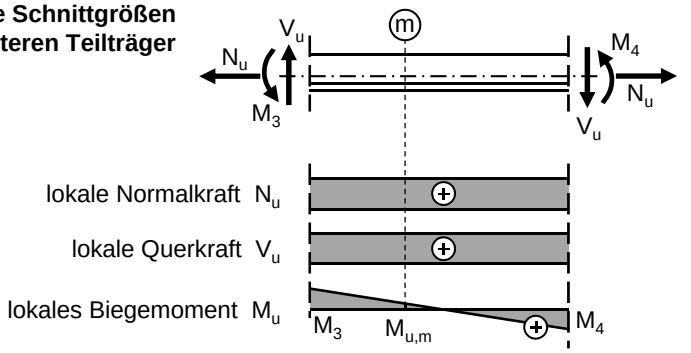


Abb. 2.1: Schnittgrößen von Verbundträgern im Bereich von Stegöffnungen

verwendete Materialien). Im Allgemeinen gilt:

$$V_g = V_o + V_u \tag{2.3}$$

mit: V_o lokale Querkraft des oberen Teilträgers,
V_u lokale Querkraft des unteren Teilträgers.

Die Größe der lokalen Querkräfte steht in Verbindung mit den Änderungen der lokalen Momente M_1 bis M_4 an den Enden der Teilträger über die Öffnungslänge a_0:

$$M_2 - M_1 = V_o \cdot a_0 \tag{2.4}$$

$$M_4 - M_3 = V_u \cdot a_0 \tag{2.5}$$

Die Beanspruchung an den Enden der beiden Teilträger (Stellen ① bis ④) besteht also aus den Sekundärmomenten M_1 bis M_4, den lokalen Querkräften V_o und V_u und den lokalen Normalkräften N_o und N_u.

Bei Verbundträgern können zahlreiche Versagensarten im Bereich von großen Stegöffnungen auftreten. In *Kurz u. a. 2010* werden diese zusammenfassend aufgeführt (s. Abb. 2.2). Unterschieden wird zwischen einem Versagen des Stahlträgers und einem des Betongurts. Am Stahlträger kann es durch die großen Sekundärmomente in den Öffnungsecken ② und ③ zum Aufreißen des Stegblechs kommen. Am Öffnungsrand 1 ist ein Beulen des Steges möglich, da an dieser Stelle die Querkraft, die vom Betongurt über die Öffnung transportiert wird, wieder konzentriert in den Steg des Stahlträgers eingeleitet wird. In Abb. 2.2 ist die Stegöffnung im positiven globalen Momentenbereich angeordnet. Im Falle eines negativen globalen Moments hat der untere Teilträger, der aus dem unteren Stahlträgerflansch und einem evtl. vorhandenen Rest des Steges besteht, die aus dem globalen Moment resultierende Druckkraft abzutragen und ist daher stabilitätsgefährdet. Die Verbindung zwischen Stahlträger und Betongurt wird üblicherweise durch auf dem Stahlträger aufgeschweißte Kopfbolzendübel hergestellt. Am Öffnungsrand 2 übertragen diese die Querkraft in den Betongurt und werden daher auf Zug beansprucht. Des Weiteren müssen sie den Längsschub zwischen den beiden Bauteilen übertragen, was zu einem kombinierten Versagen infolge Zug und Längsschub führen kann.

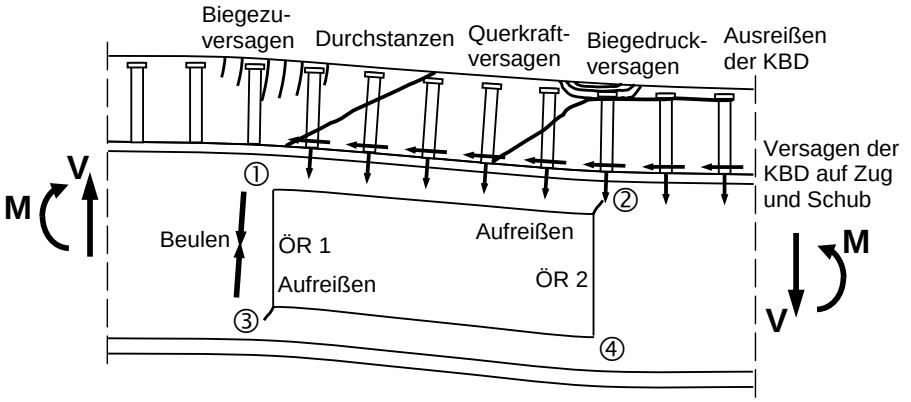


Abb. 2.2: Zusammenstellung möglicher Versagensarten im Öffnungsbereich (aus *Kurz u. a. 2010*)

Beim Betongurt sind Versagensmechanismen infolge von Momenten- oder Querkraftbeanspruchungen möglich. Das sekundäre Biegemoment im oberen Teilträger wechselt zwischen den Öffnungsrändern das Vorzeichen. Am Öffnungsrand 1 wird die Oberseite des Betongurts gezogen, wobei deutliche Risse entstehen und die obere Längsbewehrung ihre Streckgrenze erreichen kann. Bei weiter steigender Belastung kommt es dann in diesem Bereich zum Biegezugversagen des Betongurts. Am Öffnungsrand 2 erfährt die Oberseite des Betongurts eine sehr große Druckbelastung, sodass bei Überschreitung der Druckfestigkeit des Betons ein Biegedruckversagen eintritt. Auf die drei unterschiedlichen Arten von Querkraftversagen – Durchstanzen am Öffnungsrand 1, Querkraftversagen des Betongurts über der Öffnung und Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 – wird in Abschnitt 3.2 eingegangen.

Wie bereits erwähnt, wurde in *Kohlmeyer 2007* speziell das Querkrafttragverhalten des Betongurts im Bereich von großen Stegöffnungen untersucht. In einer Versuchsreihe von insgesamt 21 großformatigen Bauteilversuchen wurden auch drei Versuchskörper mit Dübelleisten verstärkt. Bei einem Versuch mit Dübelleisten konnte eine um 50 % höhere Traglast erreicht werden als bei einem vergleichbaren Versuch ohne Dübelleisten. Im Mittel konnte mit den drei Versuchen eine Traglaststeigerung von 36 % erreicht werden, was zeigt, dass ein großes Potenzial bei der Verwendung von Dübelleisten vorhanden ist. Verallgemeinernde Aussagen über das Tragverhalten eines mit Dübelleisten verstärkten Betongurts konnten jedoch aufgrund der geringen Versuchsanzahl nicht getroffen werden. Dementsprechend wurde auch im Nachweiskonzept der Einsatz von Dübelleisten nicht berücksichtigt.

In *Weil 2007* wurde das Tragverhalten von durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen untersucht. Hier wurden in drei Versuchskörpern auf beiden Seiten des Stahlträgers jeweils zwei Dübelleisten im Bereich der Öffnung eingebaut. Die erzielte Laststeigerung kann nicht beziffert werden, da im Vergleich mit anderen Versuchen neben der Verwendung von Dübelleisten auch andere Parameter verändert wurden. Bei den drei Versuchen mit Dübelleisten wurden jedoch die größten Traglasten erreicht. Die zweite Dübelleiste wurde bei den Versuchen mit einem 140 mm hohen Betongurt jeweils mit einem seitlichen Abstand von 156 mm zur ersten Dübelleiste angeordnet. Die gemessenen Dehnungen der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste waren viel geringer als die der ersten Dübelleiste und sie wurden auch erst kurz vor dem Versagen des Gesamtsystems beansprucht. Dies lässt darauf schließen, dass eine Anordnung einer zweiten Dübelleiste nur bei einem geringen seitlichen Abstand zur ersten sinnvoll ist.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll das Querkrafttragverhalten des Stahlbetongurtes von Verbundträgern, die im Bereich von großen Stegöffnungen mit Dübelleisten verstärkt sind, genauer untersucht werden. Ziel ist es, das in *Kohlmeyer 2007* erstellte Nachweiskonzept zu erweitern, sodass auch ein verstärkter Betongurt von Verbundträgern im Bereich von Stegöffnungen bemessen werden kann. Damit soll ermöglicht werden, die beobachteten Traglaststeigerungen beim Einsatz von Dübelleisten auch in der Praxis nutzbar zu machen.

Des Weiteren sollen konstruktive Regeln für den Einsatz von Dübelleisten erstellt werden. Hier ist besonders die Position der Doppelkopfanker von Bedeutung. Außerdem soll der Einfluss von Querbiegemomenten näher betrachtet werden, da dieser in den

bisherigen Arbeiten unberücksichtigt blieb. Bei einer angeschlossenen Stahlverbunddecke ist ein solches Querbiegemoment bereits unter Platteneigenlast vorhanden. Es stellt sich die Frage, inwieweit die Querkraftübertragung im Betongurt durch die zusätzliche Beanspruchung in Querrichtung beeinträchtigt wird.

3 Zusammenfassung vorangegangener Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Das in der vorliegenden Arbeit beschriebene Forschungsprojekt baut auf den Ergebnissen von *Kohlmeyer 2007* auf und hat das Ziel, die Erkenntnisse, die von Kohlmeyer bei seinen Untersuchungen von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen erlangt wurden, in Bezug auf den Einsatz von Dübelleisten zu erweitern. Im Folgenden werden die von Kohlmeyer durchgeführten Bauteilversuche und die rechnerischen Untersuchungen mit den jeweiligen Ergebnissen erläutert. Des Weiteren werden die Auswirkungen auf das Tragverhalten beim Einsatz von Dübelleisten im Betongurt und das von Kohlmeyer entwickelte Bemessungsmodell beschrieben.

3.2 Experimentelle Untersuchungen

Es wurden insgesamt 21 Bauteilversuche mit Verbundträgern durchgeführt. Diese wurden als Einfeldträger mit einer Spannweite von 4,40 m und jeweils einer Öffnung ausgeführt. In den Abbildungen 3.1 und 3.2 sind die Ansicht und der Querschnitt des Versuchskörpers T1P, welcher der Grundkonstellation der Versuchsserie von *Kohlmeyer 2007* entsprach, dargestellt. Auf dem 180 mm breiten oberen Flansch des Stahlträgers wurden jeweils zwei Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 22 mm nebeneinander angeordnet. Im Bereich der Öffnung hatten die Kopfbolzendübel einen Abstand in Längsrichtung von 110 mm, was dem minimal erlaubten Abstand $5 \cdot d$ nach *DIN 18800-5* entspricht. Die Öffnung nahm die gesamte Höhe des Stahlträgerstegs ein und befand sich im Viertelspunkt des Trägers.

Bei den Bauteilversuchen wurden folgende Parameter variiert:

- Lage der Öffnung (positives oder negatives globales Moment, Momentennullpunkt, Momenten-Querkraft-Verhältnis),
- Öffnungslänge,
- Öffnungshöhe,
- Breite des Betongurts,
- Höhe des Betongurts,
- Anordnung von Dübelleisten,
- Anordnung eines Profilblechs.

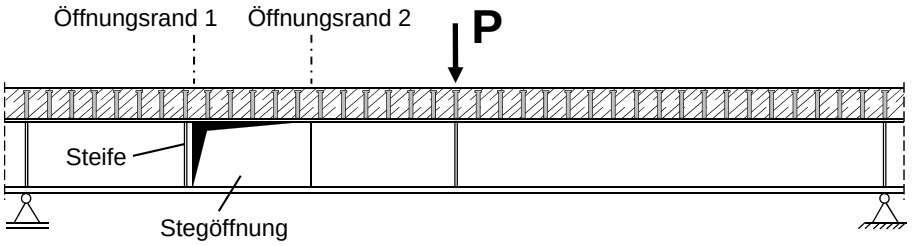


Abb. 3.1: Ansicht des Versuchskörper T1P von *Kohlmeyer 2007*

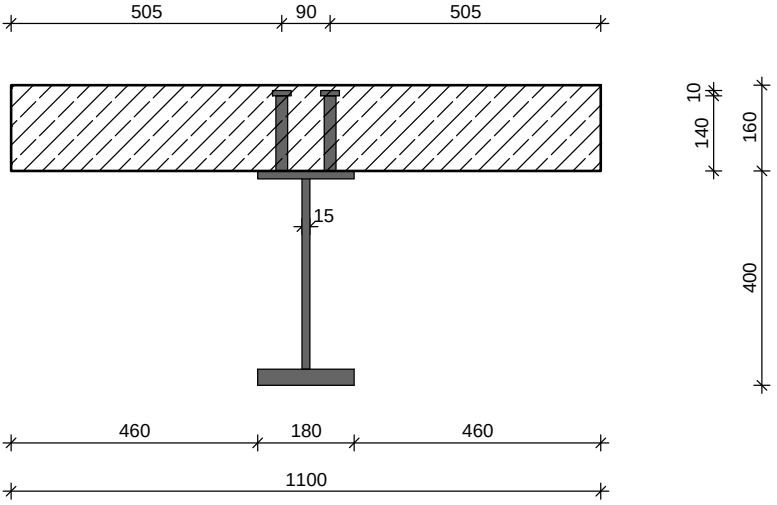


Abb. 3.2: Querschnitt des Versuchskörpers T1P von *Kohlmeyer 2007*

Durch die statisch bestimmte Lagerung der Versuchskörper kann die Querkraft, die über die Öffnung hinweg transportiert wird, exakt bestimmt werden. Im Bereich vor der Öffnung muss die Querkraft vom Stahlträgersteg über die Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet werden. Durch die Zugkraft in den Kopfbolzendübeln werden diese gedehnt, sodass im Laufe des Versuchs ein Spalt zwischen dem oberen Flansch des Stahlträgers und dem Betongurt am Öffnungsrand 2 entsteht. Am Öffnungsrand 1 wird die Kraft sehr konzentriert vom Betongurt wieder zurück in den Stahlträger geleitet, was über schräg verlaufende Betondruckstreben geschieht. Die großen Betondruckspannungen bewirken, dass der Stahlträger mit Beginn des Durchstanzens in den Betongurt geschoben wird.

Bei den Versuchen, bei denen die Öffnung im negativen globalen Momentenbereich lag, traten größere Verformungen auf. Dies wird dadurch begründet, dass der durch das negative Moment gezogene Betongurt stärker gerissen ist und sich somit weicher verhält.

Um die Dehnungen innerhalb der Versuchskörper zu messen, wurden Dehnungsmessstreifen auf Kopfbolzendübeln, Bewehrungsstäben und Flanschen des Stahlträgers appliziert. Auf die Ergebnisse der Messungen wird im Folgenden näher eingegangen.

Am Öffnungsrand 2 sorgen vier Kopfbolzendübel-Paare – drei Paare vor der Öffnung und das erste Paar über der Öffnung – für die Einleitung der Querkraft in den Betongurt. Die Dehnungen der Kopfbolzendübel steigen anfangs proportional zur aufgebrachten Gesamtquerkraft an, bis sie ein Maximum erreichen. Mit dem Abfall der Dehnungen geht ein Ausreißen der Kopfbolzendübel einher. Da diese Versagensart nicht bei allen Versuchen vorlag, konnte auch nicht bei allen Versuchen ein solcher Dehnungsabfall registriert werden. Das nächstgelegene Kopfbolzendübel-Paar zum Öffnungsrand 2 übertrug in jedem Versuch die größte Kraft. Die Dehnungen blieben jedoch immer im elastischen Bereich. Die Summe der Normalkräfte aller vier oben genannten Kopfbolzendübel-Paare S_4 entsprach im Mittel etwa der globalen Querkraft im Öffnungsbereich V_g. Jedoch schwankte das Verhältnis $\frac{S_4}{V_g}$ zwischen 0,64 und 1,44. Verhältniswerte über 1,0 sind möglich, da die Querkraft im Betongurt vor der Öffnung einen negativen Wert annehmen kann. Abhängig ist das Verhältnis $\frac{S_4}{V_g}$ von der Ausbildung der Öffnung und dem Verhältnis der Steifigkeiten von Stahlträger und Betongurt. Ein kleines Verhältnis entsteht z.B.

- wenn die Öffnungshöhe nicht die gesamte Steghöhe einnimmt und somit ein Reststeg vorhanden ist, der einen maßgebenden Anteil der Querkraft überträgt,
- wenn die Öffnung kurz ist und sich somit nur kleine Sekundärmomente im Betongurt an den Öffnungsrändern einstellen,
- wenn der Betongurt breit und hoch ist und damit schon im ungestörten Verbundquerschnitt einen größeren Teil der Querkraft überträgt.

Der Sachverhalt der Querkrafteinleitung und -übertragung im Betongurt wird in Abschnitt 3.3 genauer dargelegt.

Die Längsbewehrung wird an den Öffnungsrändern sehr hoch belastet und erreicht die Streckgrenze. Am Öffnungsrand 1 wird der Betongurt oben gezogen, im unteren Bereich erfährt er eine Druckbeanspruchung. Wird die gestrichelte Faser auf die Betongurtunterseite gelegt, so stellt sich am Öffnungsrand 1 ein negatives Sekundärmoment und am Öffnungsrand 2 ein positives Sekundärmoment im oberen Teilquerschnitt ein. Durch die großen Sekundärmomente ist auch der obere Flansch des Stahlträgers an den Öffnungsrändern sehr hoch ausgenutzt – am Öffnungsrand 1 wird er gedrückt, am Öffnungsrand 2 gezogen. Dieser Wechsel der Beanspruchung geschieht über die Einleitung von Längsschubkräften in den Betongurt durch die Kopfbolzendübel über der Öffnung. Die Dehnungen des Flansches wurden an mehreren Stellen verteilt über die gesamte Öffnungslänge gemessen. So konnte ermittelt werden, dass die Kopfbolzendübel sehr gleichmäßig die Längsschubkraft übertragen und dass sich der Nullpunkt des Sekundärmomentes des oberen Teilträgers nicht genau in der Mitte der Öffnung befindet, sondern zum Öffnungsrand 1 hin verschoben ist.

In den Versuchen von Kohlmeyer waren vier Versagensformen festzustellen. Zum einen kam es zum Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2. Dabei konnte der Betongurt die durch die Kopfbolzendübel eingeleitete Kraft nicht aufnehmen. Zum anderen gab es ein Querkraftversagen des Betongurtes über der Öffnung und zum Dritten kam es zum Durchstanzen am Öffnungsrand 1 durch die konzentrierte Krafteinleitung vom Betongurt in den Stahlträger. Diese drei Versagensarten werden

im Folgenden näher beschrieben. Bei dem Versuch mit profiliertem Betongurt kam es zum Abbrechen der Rippen. Diese Versagensart wird hier nicht weiter betrachtet.

- Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2
  Am Öffnungsrand 2 wird die Querkraft mit Hilfe der Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet. Dies geschieht hauptsächlich über die drei Kopfbolzendübel-Paare P_2, P_3 und P_4 (siehe Abb. 3.3). Das bedeutet, die Krafteinleitung erfolgt sehr konzentriert am Öffnungsrand 2. Nach dem Erreichen einer maximal aufnehmbaren Querkraft reißen die Kopfbolzendübel aus dem Betongurt aus. Der sich dabei bildende zu einer Seite offene Ausbruchkegel ist in Abb. 3.3 skizziert.

- Querkraftversagen über der Öffnung
  Ein Überschreiten der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung führt zu dieser Versagensart mit seinem typischen Versagensbild mit schräg verlaufenden Schubrissen (Abb. 3.4).

- Durchstanzversagen am Öffnungsrand 1
  Am Öffnungsrand 1 wird die Kraft vom Betongurt wieder zurück in den Steg des Stahlträgers geleitet. Die Krafteinleitung über schräge Betondruckstreben geschieht sehr konzentriert in einem kleinen Bereich hinter der Öffnung. Dadurch erfahren die Druckstreben sehr große Spannungen, was zu einem Durchstanz-

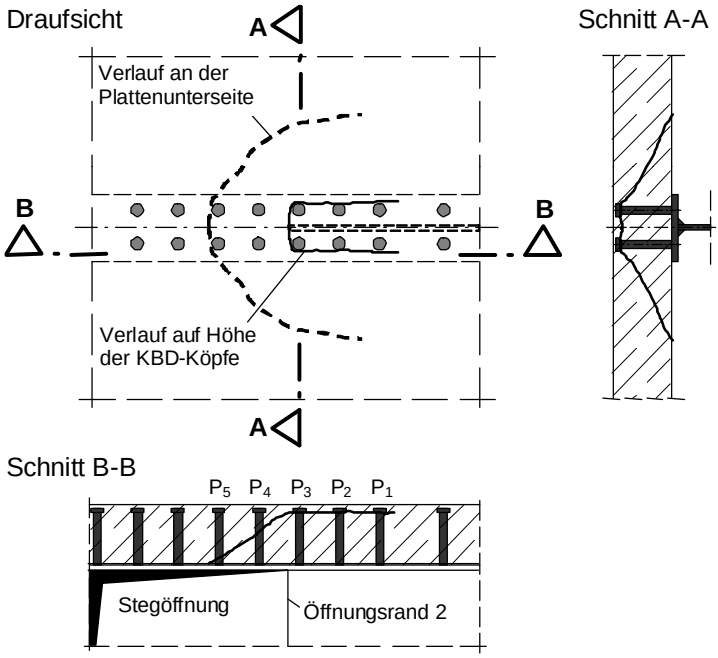


Abb. 3.3: Form und Lage des Ausbruchkegels beim Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 (am Versuchskörper ermittelt)

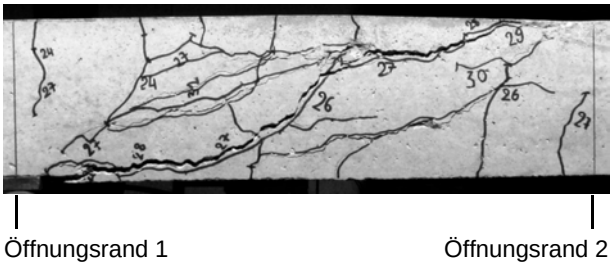


Abb. 3.4: Querkraftversagen des Betongurts

versagen führt. Der entstehende Durchstanzkegel ist – wie der Ausreißkegel am Öffnungsrand 2 – zu einer Seite offen.

3.3 Rechnerische Untersuchungen

Sämtliche von Kohlmeyer durchgeführten Versuche wurden mit dem FE-Programm ANSYS nachgerechnet. So konnte das Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von Stegöffnungen weiter untersucht werden.

In Abb. 3.5 sind die Schnittgrößen des Betongurts eines Verbundträgers ohne Stegöffnung sowie das statische System dargestellt. Die Abmessungen entsprechen denen des Versuchskörpers T1P. Der Versuchskörper wird in der FE-Berechnung mit 400 kN belastet. Die globale Querkraft des Verbundträger V_g beträgt daher zwischen dem linken Auflager und der Lasteinleitung, die in der Symmetrieachse liegt, 200 kN. Außerhalb der Einflussbereiche von Auflager und Lasteinleitung beträgt die Querkraft V_c im Betongurt etwa 25 % der globalen Querkraft V_g. Die restliche Querkraft wird vom Stahlträger übertragen (V_a). An der Lasteinleitung ist die Querkraft im Betongurt sehr groß, da die Last in den Betongurt eingeleitet wird und über Druckstreben an den Stahlträger abgegeben wird. Vor dem Auflager wird die noch vorhandene Querkraft im Betongurt ebenfalls in den Stahlträger übertragen, um vom Auflager aufgenommen zu werden. Die Normalkraft N_c im Betongurt, von der im Diagramm zur besseren Darstellung nur ein Zehntel der Größe dargestellt ist, nimmt vom Auflager bis zur Symmetrieachse nahezu linear zu. Dies entspricht auch dem Verlauf des globalen Momentes M_g (im Diagramm nicht dargestellt). Die Normalkraft wird über die Längsschubkräfte V_L der einzelnen Kopfbolzendübel vom Stahlträger in den Betongurt eingeleitet. Das Biegemoment M_c im Betongurt steigt bis zur Trägermitte stetig an. In Bereichen mit konstanter Querkraft V_c ist der Anstieg linear, an der Lasteinleitung steigt es infolge der großen Querkraft im Betongurt stärker an.

Im Bereich einer großen Stegöffnung weichen die Schnittgrößen des Betongurts stark von den eben beschriebenen Verläufen ab. In Abb. 3.6 sind diese Schnittgrößen am Beispiel der Nachrechnung des Versuchs T1P dargestellt. Auch hier beträgt die globale Querkraft V_g = 200 kN. Im Bereich der Öffnung muss der Betongurt einen sehr großen Anteil der globalen Querkraft übernehmen. Am Öffnungsrand 2 wird die Querkraft über die Kopfbolzendübel vom Stahlträger in den Betongurt übertragen, was einen starken Anstieg der Querkraft V_c hervorruft. Die Normalkräfte der Kopfbolzendübel-

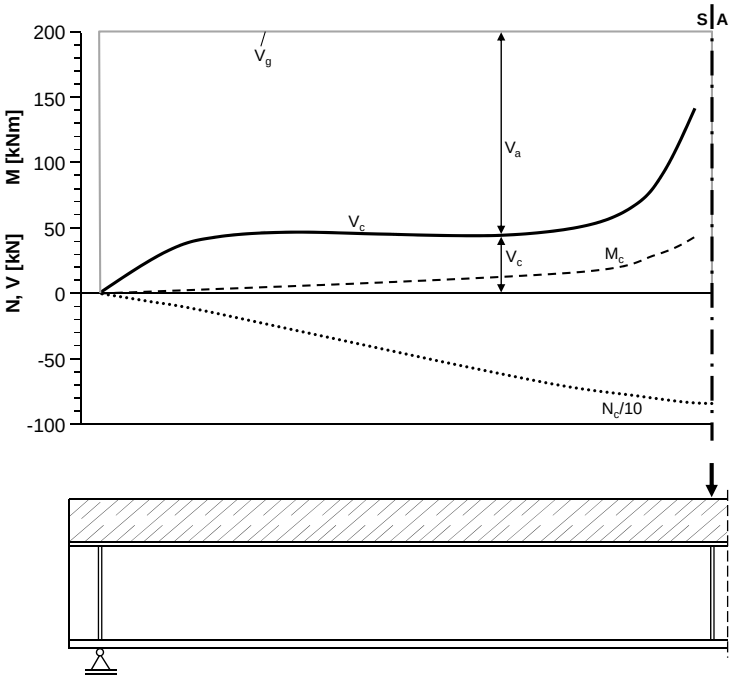


Abb. 3.5: Schnittgrößen des Betongurts aus der Nachrechnung eines Versuchs ohne Öffnungen

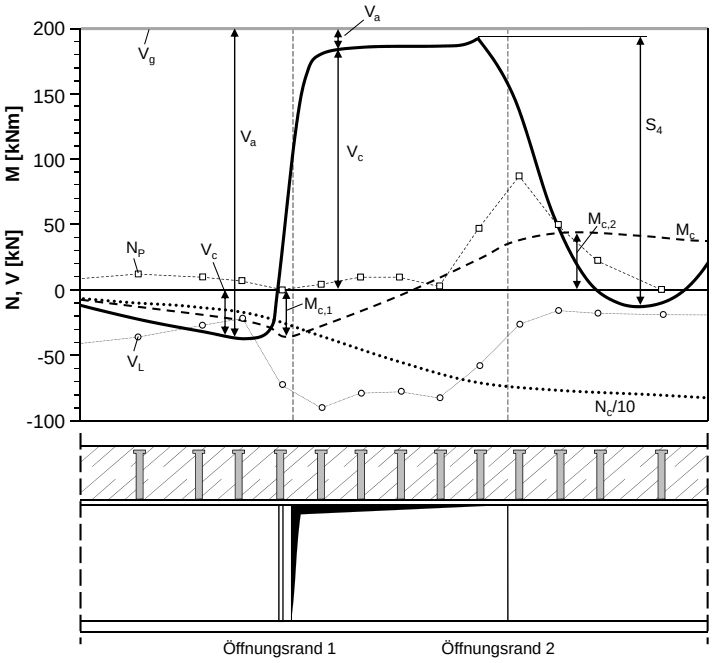


Abb. 3.6: Idealisierte Schnittgrößen des Betongurts und Kräfte in der Verbundfuge aus der Nachrechnung des Versuch T1P von Kohlmeyer

Paare N_P sind im Diagramm als kleine Quadrate dargestellt. Die Summe der Normalkräfte der drei Kopfbolzendübel-Paare vor der Öffnung und dem ersten Paar über der Öffnung ergibt den Wert S_4, der größer sein kann als die globale Querkraft V_g. Die Querkraft im Betongurt V_c wird wieder reduziert, wenn die Kraft über Druckkräfte in den Stahlträger eingeleitet wird. Über der Öffnung ist die Querkraft nahezu konstant, das heißt, es wird genauso viel Kraft von den Kopfbolzendübeln hochgehängt, wie über schräge Druckstreben im Betongurt weiter transportiert wird. Die beiden Flansche des Stahlträgers können aufgrund ihrer geringen Steifigkeit nur einen kleinen Anteil an der Querkraftübertragung liefern (V_a). Am Öffnungsrand 1 wird die Kraft sehr konzentriert in den Stahlträger eingeleitet. Die Querkraft im Betongurt fällt stark ab und wird sogar negativ, sodass im weiteren Verlauf bis zum Auflager wieder Kraft über die Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet wird. In diesem Bereich muss der Stahlträger eine größere Querkraft aufnehmen als im Verbundträger global vorhanden ist. Dies ist bei der Bemessung zu beachten.

An beiden Öffnungsrändern entstehen große sekundäre Biegemomente (vgl. Kap. 2), die auch Momente im Betongurt hervorrufen. Die Größe der Momente ist abhängig vom Verhältnis der Steifigkeiten von oberem Stahlträgerflansch und Betongurt. In der Nähe der Öffnungsränder erreichen die Biegemomente im Betongurt die Extrema $M_{c,1}$ und $M_{c,2}$. Aus Abb. 3.6 wird ersichtlich, dass sich diese Extrema nicht genau an den Öffnungsrändern befinden. Am Öffnungsrand 1 liegt das minimale Moment $M_{c,1}$ etwa an der Stelle der Steife. Am Öffnungsrand 2 befindet sich das maximale Moment $M_{c,2}$ in der Nähe des zweiten Kopfbolzendübel-Paares vor der Öffnung. Das Maximum der Momentenlinie bewirkt auch am Öffnungsrand 2 einen Nulldurchgang der Querkraftlinie und somit eine negative Querkraft im Betongurt. Auch an dieser Stelle ist die Querkraft des Stahlträgers V_a größer als die globale Querkraft V_g, was bei der Bemessung berücksichtigt werden muss.

Die Normalkraft im Betongurt N_c steigt bei dem ungestörten Verbundträger (vgl. Abb. 3.5) nahezu linear vom Auflager zur Trägermitte an. Ist im Verbundträger eine Öffnung enthalten, ist der Verlauf im ungestörten Bereich flacher und im Bereich der Öffnung steiler. In Abb. 3.6 sind die Längsschubkräfte V_L, die über die Kopfbolzendübel vom Stahlträger in den Betongurt eingeleitet werden, als Kreise dargestellt. Summiert man vom Auflager zur Lasteinleitung die Längsschubkräfte auf, so erhält man die Normalkraft im Betongurt N_c. Die Längsschubkräfte, die am unteren Rand des Betongurts angreifen, beeinflussen durch ihren Abstand zur Schwerachse des Betongurts maßgeblich das Moment im Betongurt.

3.4 Auswirkungen von Dübelleisten auf das Tragverhalten

In drei Versuchen von Kohlmeyer wurden Verbundträger mit eingebauten Dübelleisten untersucht. Im Bereich der Öffnung wurde auf beiden Seiten des Stahlträgers je eine Dübelleiste eingelegt (siehe Abb. 3.7). Eine Dübelleiste besteht aus Doppelkopfankern, die zur Lagesicherung auf ein dünnes, streifenförmiges Lochblech aufgeschweißt sind. An den Doppelkopfankern wurden Dehnungsmessstreifen appliziert, um die Dehnungen im Versuch messen zu können. Abb. 4.18 auf Seite 40 zeigt ein Foto einer solchen Dübelleiste. In Längsrichtung begannen die Doppelkopfanker der Dübelleisten

zwischen dem dritten und vierten Kopfbolzendübel vor der Öffnung am Öffnungsrand 2 und endeten beim ersten Kopfbolzendübel hinter der Öffnung am Öffnungsrand 1. Die Dübelleisten sollten somit einerseits vor der Öffnung das frühzeitige Ausreißen der Kopfbolzendübel aus dem Betongurt verhindern. Über der Öffnung selbst sollten sie andererseits zusammen mit den auf dem Flansch aufgeschweißten Kopfbolzendübeln als Querkraftbewehrung dienen.

In Tab. 3.1 sind die Ergebnisse der drei Versuche mit Dübelleisten den vergleichbaren Versuchen ohne Dübelleisten gegenübergestellt. Die Versuche unterschieden sich lediglich in der Anordnung der Dübelleisten. Alle anderen Parameter wurden gleich gehalten, um die Traglasten vergleichen zu können. Die Betongurtbreite betrug bei den Versuchen T6P230 und T6PSB 2,30 m, bei den anderen Versuchen 1,10 m.

Bei den Versuchen T1P und T3PSB bzw. T6P230 und T6PSB lag die Öffnung im Bereich eines positiven globalen Moments. Hier konnte die Traglast durch den Einbau der Dübelleisten um 50 % bzw. 24 % gesteigert werden, da das Traglast begrenzende Ausreißen der Kopfbolzendübel vor der Öffnung verhindert wurde. Bei dem Versuch T3NSB (Öffnung im Bereich eines negativen globalen Moments) rissen die Kopfbolzendübel wie beim vergleichbaren Versuch ohne Dübelleisten T1N auch aus dem Betongurt aus. Allerdings erst bei einer um ein Drittel höheren Querkraft.

Mithilfe der an den Doppelkopfankern angebrachten Dehnungsmessstreifen wurden die Dehnungen gemessen. Daraus konnten die Normalkräfte der Doppelkopfanker bestimmt werden. Für den Versuch T3PSB sind die Verläufe der Normalkräfte in Abb. 3.8 beispielhaft aufgetragen. Es wird deutlich, dass die Zugkräfte in den Doppelkopfanker-Paaren anfänglich sehr gering sind. Erst wenn Risse im Innern des Betongurts entstehen, wird die Querkraft vom Beton auf die Dübelleisten übertragen. Zuerst steigt die Kraft in den beiden Dübelpaaren 7 und 8 am Öffnungsrand 1 an, da hier im Betongurt wegen des lokalen negativen Moments frühzeitig Risse entstehen.

Bei dem Versuch T1P kündigte sich bei einer Querkraft von etwa 300 kN das Versagen durch Ausreißen der KBD vor der Öffnung mit einem Ausbruchkegel an. Bei dem entsprechenden Versuch mit Dübelleisten (T3PSB) stieg bei dieser Querkraft die Normalkraft N_{L2} (siehe Abb. 3.8) stark an. Dies bedeutet, dass die Doppelkopfanker der Dübelleisten dort die entstehenden Risse des Ausbruchkegels kreuzten und ein frühzeitiges Versagen verhinderten. Das Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öff-

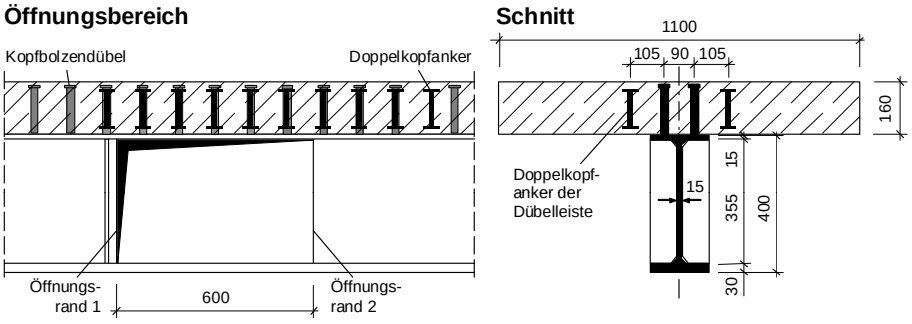


Abb. 3.7: Position der Doppelkopfanker in den Versuchskörpern

Tab. 3.1: Vergleich der Versuchsergebnisse

Versuche ohne Dübelleisten			Versuche mit Dübelleisten			Traglast-steigerung
Versuch	max. Querkraft [kN]	Ver-sagensart	Versuch	max. Querkraft [kN]	Ver-sagensart	
T1P	338	1)	T3PSB	505	2)	50 %
T1N	303	1)	T3NSB	403	1)	33 %
T6P230	454	1)	T6PSB	565	3)	24 %

Versagensarten
1) Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2
2) Querkraftversagen des Betongurts über der Öffnung
3) Durchstanzen am am Öffnungsrand 1

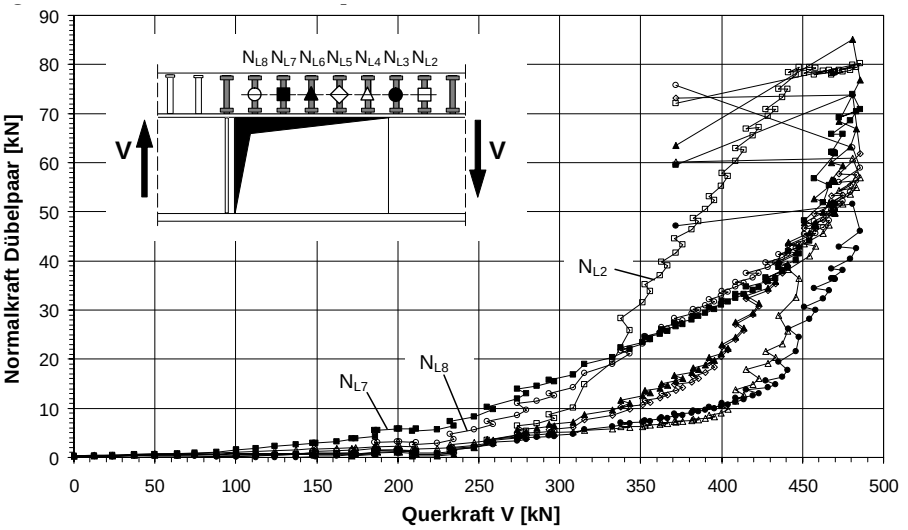


Abb. 3.8: Normalkräfte in den Doppelkopfanker-Paaren bei Versuch T3PSB

nungsrand 2 wurde so lange hinausgezögert, bis es in dem verstärkten Betongurt zum Querkraftversagen über der Öffnung kam.

Bei dem Versuch T3NSB kam es trotz des Einbaus der Dübelleisten zu einem Ausreißen der Kopfbolzendübel vor der Öffnung. Nach dem Aufsägen des Versuchskörpers war festzustellen, dass die Doppelkopfanker nicht in den Ausbruchkegel hineinragten. Der Rissverlauf ist schematisch in Abb. 3.9 dargestellt. Da die Öffnung in diesem Versuch im Bereich eines negativen globalen Moments lag, stellte sich der Ausbruchkegel der Kopfbolzendübel zur Seite hin steiler ein (vgl. im Gegensatz dazu Abb. 3.3).

Aus den Versuchen von Kohlmeyer wird ersichtlich, dass durch die Anordnung von Dübelleisten die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen erheblich gesteigert werden kann. Am Öffnungsrand 2, wo die Querkraft vom Stahlträgersteg mittels Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet

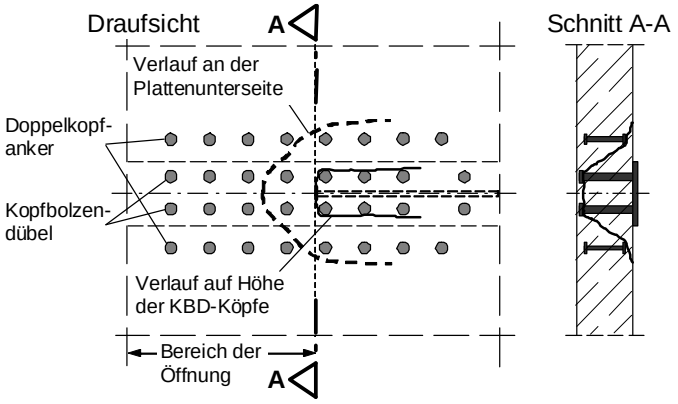


Abb. 3.9: Form und Lage des Ausbruchkegels beim Ausreißen der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 bei Versuch T3NSB

wird, kann ein Ausreißen der Kopfbolzendübel bei Anordnung der Doppelkopfanker im Ausbruchkegel erschwert werden. Über der Öffnung wirken die Dübelleisten als Querkraftbewehrung und am Öffnungsrand 1, wo die Kraft konzentriert in den Stahlträger zurückgeleitet wird, behindern die Doppelkopfanker das Durchstanzen des Betongurts.

3.5 Bemessungsmodell

3.5.1 Allgemeines

In *Kohlmeyer 2007* werden die Ermittlung der Sekundärschnittgrößen der Teilträger und ein ingenieurmäßiges Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich vorgestellt, welche im Folgenden beschrieben werden.

3.5.2 Ermittlung der Sekundärschnittgrößen

In Abb. 2.1 auf Seite 4 sind die Sekundärschnittgrößen im Öffnungsbereich dargestellt. Zur Ermittlung der Normalkräfte und Querkräfte in den Teilträgern ist die Stelle m zu betrachten, da hier die Summe der Momente im oberen Teilträger (M_o) und im unteren Teilträger (M_u) gleich null ist. Die Stelle m fällt nicht mit der Öffnungsmitte (Stelle n) zusammen, kann jedoch näherungsweise aus den aufnehmbaren Sekundärmomenten $M_{Rd,1}$ bis $M_{Rd,4}$ bestimmt werden, was iterativ erfolgen muss.

An der Stelle m nehmen die Normalkräfte der Teilträger (N_o und N_u) das globale Moment $M_{g,m}$ vollständig auf:

$$N_u = -N_o = \frac{M_{g,m}}{z_o} \tag{3.1}$$

Der innere Hebelarm z_o stellt den Abstand der Schwerachsen der beiden Teilträger dar. Die zur Ermittlung der Schwerachse des ideellen Querschnitts des oberen Teilträgers

benötigte lokale mittragende Breite b_l leitet Kohlmeyer aus *DAfStb 240* ab:

$$b_l = t_y + 0{,}83 \cdot a_0 \tag{3.2}$$

mit: b_l lokale mittragende Breite des Betongurts,
t_y Krafteintragungsbreite nach Gl. (3.3),
a_0 Öffnungslänge.

Bei der Berechnung der Krafteintragungsbreite t_y in der Schwerachse des Betongurts wird davon ausgegangen, dass sich die durch die Kopfbolzendübel eingeleitete Vertikalkraft in einem Winkel von 45° ausbreitet:

$$t_y = 2 \cdot \left(h_{ef} - \frac{h_c}{2}\right) + b_{w1} = 2 \cdot h_{ef} - h_c + b_{w1} \tag{3.3}$$

mit: h_{ef} effektive Kopfbolzendübellänge von der Flanschoberkante bis zur Unterkante des Dübelkopfes,
h_c Betongurthöhe,
b_{w1} Breite der Zone 1 (begrenzt von den Außenkanten der Kopfbolzendübel-Köpfe; siehe auch Abb. 3.10).

Zur Ermittlung der Querkräfte der Teilträger (V_o und V_u) empfiehlt Kohlmeyer, die globale Querkraft $V_{g,m}$ an der Stelle m gemäß den Steifigkeiten der Teilträger aufzuteilen. Der Faktor k_V beschreibt den Anteil der Querkraft im oberen Teilträger an der globalen Querkraft:

$$V_o = V_{g,m} \cdot \frac{EI_o}{EI_o + EI_u} = V_{g,m} \cdot k_V \tag{3.4}$$

$$V_u = V_{g,m} \cdot \frac{EI_u}{EI_o + EI_u} \tag{3.5}$$

Dabei wird von einem ungerissenen Betongurt mit der lokalen Betongurtbreite b_l nach Gl. (3.2) ausgegangen und ein starrer Verbund zwischen dem Betongurt und dem oberen Stahlträgerflansch angenommen. Die Steifigkeit und damit auch die Querkraft V_o des oberen Teilträgers werden so überschätzt. Auf der sicheren Seite liegend, wird der Betongurt für diese Querkraft V_o bemessen. Entsprechend wird die Querkraft V_u des unteren Teilträgers unterschätzt. Das kann im Versuch dazu führen, dass die Querkraft V_u bereits vor der Bemessungslast erreicht wird. Wurde der untere Teilträger für die Querkraft V_u bemessen, kann die Gesamtlast nur noch bis zur Bemessungslast gesteigert werden, wenn der obere Teilträger die zusätzliche Querkraft übernimmt, wofür er jedoch bemessen ist. Die zusätzlich vom unteren Teilträger aufzunehmende Normalkraft – resultierend aus dem globalen Moment – stellt kein Problem dar, weil deren Berechnung unabhängig von den Steifigkeiten erfolgt (Gl. (3.1)).

Der obere Teilträger besteht aus dem Betongurt und dem oberen Stahlträgerrest. Die Querkraft im oberen Teilträger V_o wird wieder entsprechend der Steifigkeit auf den Betongurt und den Stahlträgerrest aufgeteilt. Der Faktor k_{Vo} beschreibt den Anteil der Querkraft im Betongurt an der Querkraft im oberen Teilträger:

$$V_{c,o} = V_o \cdot \frac{EI_{c,o}}{EI_{c,o} + EI_{a,o}} = V_o \cdot k_{Vo} \tag{3.6}$$

$$V_{a,o} = V_o \cdot \frac{EI_{a,o}}{EI_{c,o} + EI_{a,o}} \tag{3.7}$$

Auch hier werden wieder die lokale mittragende Breite des Betongurts und dessen Verbleiben im Zustand I angenommen, was wiederum zu einer Überschätzung der Querkraft $V_{c,o}$ im Betongurt führt.

Die maßgebende Querkraft im Betongurt lässt sich mit den eingeführten Faktoren k_V und k_{Vo} in Abhängigkeit von der globalen Bemessungsquerkraft an der Stelle m ausdrücken:

$$V_{Ed,c,o} = V_{Ed,g,m} \cdot k_V \cdot k_{Vo} \tag{3.8}$$

mit: $V_{Ed,c,o}$ Bemessungsquerkraft im Betongurt an der Stelle m,
$V_{Ed,g,m}$ globale Bemessungsquerkraft an der Stelle m,
k_V Querkraftverhältnis nach Gl. (3.4),
k_{Vo} Querkraftverhältnis oben nach Gl. (3.6).

Wenn keine äußeren Lasten auf den Betongurt im Bereich der Öffnung einwirken, kann auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass die Bemessungsquerkraft im Betongurt $V_{Ed,c,o}$ auch für die Querkraftnachweise an beiden Öffnungsrändern maßgebend ist:

$$V_{Ed,c,o} = V_{Ed,c,e} = V_{Ed,c,a} \tag{3.9}$$

mit: $V_{Ed,c,e}$ Bemessungsquerkraft im Betongurt am Öffnungsrand 2,
$V_{Ed,c,a}$ Bemessungsquerkraft im Betongurt am Öffnungsrand 1.

Für die in *Kohlmeyer 2007* vorgestellten Nachweise werden die Sekundärmomente M_1 bis M_4 nicht einzeln benötigt, sondern nur die im Folgenden aufgeführten Momentensummen, die sich aus den Querkräften der Teilträger ergeben:

$$M_{\Sigma o} = |M_1| + |M_2| = V_o \cdot a_0 \tag{3.10}$$

$$M_{\Sigma u} = |M_3| + |M_4| = V_u \cdot a_0 \tag{3.11}$$

3.5.3 Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt

Die Nachweise des Betongurts auf Querkraft leitet *Kohlmeyer 2007* aus den Querkraft- und Durchstanznachweisen der *DIN 1045-1:2001-07* ab. Über der Öffnung erfolgt die Bemessung über den Querkraftnachweis, an den Öffnungsrändern jeweils über den Durchstanznachweis. Der Betongurt wird immer in zwei Zonen eingeteilt, wobei die Zone 1 den durch die Kopfbolzendübel querkraftbewehrten Bereich über dem Stahlträger beschreibt, die Zone 2 den nicht auf Querkraft bewehrten Bereich daneben (Abb. 3.10). Die Grenze wird durch die Außenkante der Kopfbolzendübel-Köpfe gebildet. Die Breite der Zone 1 ergibt sich nach folgender Gleichung:

$$b_{w1} = e_q + d_{KBD-Kopf} \tag{3.12}$$

mit: b_{w1} Breite der Zone 1,
e_q Achsabstand der Kopfbolzendübel in Querrichtung,
$d_{KBD-Kopf}$ Kopfdurchmesser der Kopfbolzendübel.

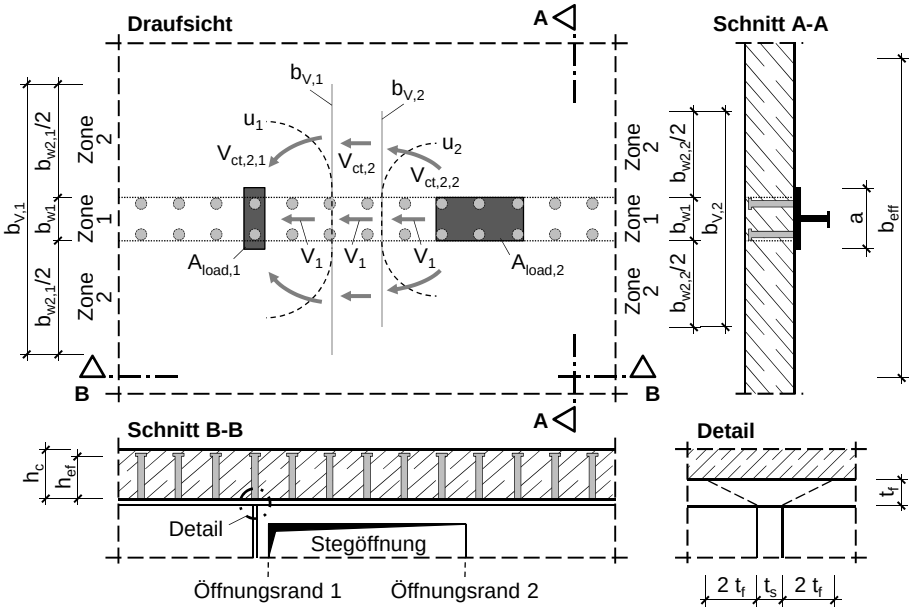


Abb. 3.10: Querkraftübertragung im Betongurt

Am Öffnungsrand 2 wird die Kraft maßgeblich über drei Kopfbolzendübel-Paare in den Betongurt eingeleitet. Daher bildet das Rechteck um die Köpfe dieser sechs Kopfbolzendübel die Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$. Die Querkraft $V_{c,e}$, die im Betongurt über die Öffnung geleitet wird, wird in der Zone 1 übertragen und in der Zone 2 über den kritischen Rundschnitt u_2 geführt, wobei dieser aus zwei Viertelkreisen mit Radien von d_2 besteht (siehe auch Gl. (3.29)). Es wird angenommen, dass im Betongurt die Querkraft auf einer Breite von $b_{V,2}$ übertragen wird, die der Länge der Kreisbögen der beiden Viertelkreise und der Breite der Zone 1 entspricht:

$$b_{V,2} = b_{w1} + b_{w2,2} = b_{w1} + 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2\pi d_2 = b_{w1} + \pi d_2 \tag{3.13}$$

mit: b_{w1} Breite der Zone 1,
$b_{w2,2}$ Breite der Zone 2 am Öffnungsrand 2,
d_2 maßgebende Nutzhöhe am Öffnungsrand 2 nach Gl. (3.30).

Am Öffnungsrand 1 wird die Krafteinleitungsfläche $A_{load,1}$ definiert durch die Breite des oberen Stahlträgerflansches und der Kraftausbreitung im oberen Flansch über der Steife (siehe Detail in Abb. 3.10). Hier ergibt sich die Breite $b_{V,1}$ aus den Längen der Kreisbögen der beiden Viertelkreise des kritischen Rundschnittes und der Breite des oberen Flansches:

$$b_{V,1} = b_{w1} + b_{w2,1} = b_{l1} + 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2\pi d = b_{l1} + \pi d \tag{3.14}$$

mit: b_{w1} Breite der Zone 1,
$b_{w2,1}$ Breite der Zone 2 am Öffnungsrand 1,
b_{l1} Breite der Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 1, entspricht der Breite des oberen Stahlträgerflansches,
d mittlere Nutzhöhe.

Im Bereich über der Öffnung werden Querkraftnachweise in den beiden Zonen 1 und 2 geführt. Die Breite der Zone 2 (b_{w2}) wird auf der sicheren Seite liegend wie folgt angenommen:

$$b_{w2} = \min \begin{cases} b_{w2,1} \\ b_{w2,2} \end{cases} \tag{3.15}$$

Im Folgenden wird auf die einzelnen Nachweise an den drei maßgebenden Stellen eingegangen.

Querkraftnachweis über der Öffnung

Über der Öffnung ist nachzuweisen, dass gilt:

$$V_{Ed,c,o} \leq V_{Rd,c,o} \tag{3.16}$$

mit: $V_{Ed,c,o}$ Bemessungsquerkraft im Betongurt nach Gl. (3.8),
$V_{Rd,c,o}$ Querkrafttragfähigkeit des Betongurts nach Gl. (3.17).

Es wird empfohlen, die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts aus der Summe der Querkrafttragfähigkeiten der einzelnen Zonen 1 und 2 zu bestimmen:

$$V_{Rd,c,o} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2} \tag{3.17}$$

mit: $V_{Rd,1}$ Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in Zone 1 nach Gl. (3.18),
$V_{Rd,ct,2}$ Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in Zone 2 nach Gl. (3.23).

Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten der einzelnen Zonen erfolgt anhand modifizierter Formeln, die auf *DIN 1045-1:2001-07* (Abschnitt 10.3: Querkraft) beruhen. Im Folgenden werden die modifizierten Formeln getrennt nach den einzelnen Zonen angegeben.

In **Zone 1** wird die Querkrafttragfähigkeit wie in einem bewehrten Stahlbetonbalken berechnet. Maßgebend ist entweder die Druckstrebenfestigkeit $V_{Rd,max,1}$ oder die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{Rd,sy,1}$:

$$V_{Rd,1} = \min \begin{cases} V_{Rd,max,1} \\ V_{Rd,sy,1} \end{cases} \tag{3.18}$$

$$V_{Rd,max,1} = \frac{b_{w1} \cdot h_{ef} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{3.19}$$

$$V_{Rd,sy,1} = \frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{yd} \cdot h_{ef} \cdot \cot\theta \tag{3.20}$$

$$\cot\theta = \frac{1{,}2 - 1{,}4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,c,o}}} \tag{3.21}$$

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot 0{,}1 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 + 1{,}2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_{w1} \cdot h_{ef} \tag{3.22}$$

mit: $V_{Rd,max,1}$ Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft,
$V_{Rd,sy,1}$ Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft,
b_{w1} Breite der Zone 1 gemäß Abb. 3.10; es gelten die in *Kohlmeyer 2007* formulierten Konstruktionsregeln für die Abstände der Kopfbolzendübel,
h_{ef} effektive Kopfbolzendübellänge von der Flanschoberkante bis zur Unterkante des Dübelkopfes,
α_c Abminderungsbeiwert für die Betondruckstrebenfestigkeit infolge Querzugbeanspruchung gemäß DIN 1045-1,
f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons,
A_{sw1} Summe der Querschnittsflächen der Kopfbolzendübel, die nebeneinander auf dem Stahlträger aufgebracht sind,
e_L Abstand der Kopfbolzendübel in Längsrichtung,
f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze der Kopfbolzendübel,
θ Druckstrebenwinkel,
σ_{cd} Bemessungswert der Betonlängsspannung im Betongurt; Hinweise zur Berechnung sind *Kohlmeyer 2007* zu entnehmen ,
$V_{Ed,c,o}$ Bemessungswert der über der Öffnung vorhandenen Querkraft im Betongurt nach Gl. (3.8),
$V_{Rd,c}$ Betontraganteil,
β_{ct} = 2,4,
f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen.

In **Zone 2** ist keine Querkraftbewehrung im Beton vorhanden. Es wird daher der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct,2}$ bestimmt:

$$V_{Rd,ct,2} = \left[0{,}1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0{,}12 \cdot \sigma_{cd}\right] \cdot b_{w2} \cdot d \tag{3.23}$$

mit: ρ_l Längsbewehrungsgrad; Querschnittsfläche der Längsbewehrung innerhalb einer Breite b_{w2},
b_{w2} maßgebende Querschnittsbreite nach Gl. (3.15).

Querkraftnachweis am Öffnungsrand 2

Am Öffnungsrand 2 wird über die Kopfbolzendübel die Kraft S_4 in den Betongurt übertragen (vgl. Abb. 3.6). Ein Großteil dieser Kraft ($V_{c,e}$) wird als Querkraft im Betongurt über die Öffnung geführt. Der Rest wird seitlich in den Betongurt abgegeben. Das Versagen ist vergleichbar mit einem Durchstanzen, jedoch mit dem Unterschied, dass die Kraft nicht über eine ebene Fläche, sondern durch sechs einzelne Kopfbolzendübel übertragen wird. Diese Dübelgruppe bildet die Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$ (siehe Abb. 3.10).

Am Öffnungsrand 2 ist nachzuweisen, dass gilt:

$$V_{Ed,c,e} \leq V_{Rd,c,e} \tag{3.24}$$

mit: $V_{Ed,c,e}$ die am Öffnungsrand 2 in den Betongurt einzuleitende Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (3.9),
$V_{Rd,c,e}$ Querkrafttragfähigkeit des Betongurts nach Gl. (3.25).

Wiederum wird die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts aus der Summe der Querkrafttragfähigkeiten der Zonen 1 und 2 bestimmt:

$$V_{Rd,c,e} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,2} \tag{3.25}$$

mit: $V_{Rd,1}$ Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in Zone 1 nach Gl. (3.18),
$V_{Rd,ct,2,2}$ Querkraft, die über den kritischen Rundschnitt u_2 in die Zone 2 (den auf Querkraft unbewehrten Teil des Betongurts) übertragen wird; nach Gl. (3.26).

Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt anhand modifizierter Formeln, die auf *DIN 1045-1:2001-07* (Abschnitt 10.5: Durchstanzen) beruhen. Im Folgenden werden diese modifizierten Formeln angegeben:

$$V_{Rd,ct,2,2} = \frac{v_{Rd,ct,2,2} \cdot u_2}{\beta} \tag{3.26}$$

$$v_{Rd,ct,2,2} = \begin{cases} \left[0{,}14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0{,}12 \cdot \sigma_{cd,2}\right] \cdot d & \text{für } \sigma_{cd,2} \leq 0 \\ \frac{1}{2} \cdot \left[0{,}14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0{,}12 \cdot \sigma_{cd,2}\right] \cdot d & \text{für } \sigma_{cd,2} > 0 \end{cases} \tag{3.27}$$

$$\sigma_{cd,2} = \frac{\sigma_{cd}}{2} \tag{3.28}$$

$$u_2 = \pi \cdot 1{,}5 \cdot d_2 \tag{3.29}$$

$$d_2 = h_{ef} - (h_c - d) \tag{3.30}$$

mit: $v_{Rd,ct,2,2}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts u_2 je Längeneinheit,
$\sigma_{cd,2}$ Betonnormalspannung innerhalb des betrachteten Rundschnitts am Öffnungsrand 2,
σ_{cd} Bemessungswert der Betonnormalspannung in Längsrichtung über der Öffnung (vgl. S. 23),
u_2 Umfang des kritischen Rundschnitts am Öffnungsrand 2 bestehend aus zwei Viertelkreisen,
h_c Höhe des Betongurts,
d mittlere Nutzhöhe,
β Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Beanspruchung im kritischen Rundschnitt; für β wird ein Wert von 1,4 (Randstütze) vorgeschlagen.

Querkraftnachweis am Öffnungsrand 1

Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft vom Betongurt zurück in den Stahlträger geleitet. Dies geschieht über Druckstreben sehr konzentriert im Bereich der Steife. Das Versagen wird wieder mit dem Durchstanzen einer Stahlbetonplatte im Bereich einer Randstütze gleich gesetzt.

Am Öffnungsrand 1 ist nachzuweisen, dass gilt:

$$V_{Ed,c,a} \leq V_{Rd,c,a} \tag{3.31}$$

mit: $V_{Ed,c,a}$ die am Öffnungsrand 1 aus dem Betongurt auszuleitende Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (3.9),
$V_{Rd,c,a}$ Querkrafttragfähigkeit des Betongurts nach Gl. (3.32).

Wiederum wird die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts aus der Summe der Querkrafttragfähigkeiten der Zonen 1 und 2 bestimmt:

$$V_{Rd,c,a} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,1} \tag{3.32}$$

mit: $V_{Rd,1}$ Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in Zone 1 nach Gl. (3.18),
$V_{Rd,ct,2,1}$ Querkraft, die über den kritischen Rundschnitt u_1 aus dem auf Querkraft unbewehrten Betongurt der Zone 2 übertragen wird; nach Gl. (3.33).

Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt anhand modifizierter Formeln, die auf *DIN 1045-1:2001-07* (Abschnitt 10.5: Durchstanzen) beruhen. Im Folgenden werden diese modifizierten Formeln angegeben:

$$V_{Rd,ct,2,1} = \frac{v_{Rd,ct,2,1} \cdot u_1}{\beta} \tag{3.33}$$

$$\sigma_{cd,1} = \frac{\sigma_{cd}}{2} \tag{3.34}$$

$$u_1 = \pi \cdot 1{,}5 \cdot d_1 + (a - b_{w1}) \tag{3.35}$$

$$d_1 = d \tag{3.36}$$

mit: $v_{Rd,ct,2,1}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts u_1 je Längeneinheit;
es gilt: $v_{Rd,ct,2,1} = v_{Rd,ct,2,2}$ nach Gl. (3.27), wobei die Betonnormalspannung $\sigma_{cd,1}$ zu berechnen und anstatt $\sigma_{cd,2}$ einzusetzen ist,
$\sigma_{cd,1}$ Betonnormalspannung innerhalb des betrachteten Rundschnitts am Öffnungsrand 1,
σ_{cd} Bemessungswert der Betonnormalspannung in Längsrichtung über der Öffnung (vgl. S. 23),
u_1 Umfang des kritischen Rundschnitts am Öffnungsrand 1 (siehe Abb. 3.10),
d mittlere Nutzhöhe,
a Breite des Stahlträgerflansches,
b_{w1} Breite der Zone 1,
β Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Beanspruchung im kritischen Rundschnitt; für β wird ein Wert von 1,4 (Randstütze) vorgeschlagen.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Um die in Kapitel 2 formulierten Ziele zu erreichen, wurde ein umfangreichendes Versuchsprogramm entwickelt. Die Geometrie der Versuchskörper orientiert sich an den Forschungen von *Kohlmeyer 2007*, was einen Vergleich der Ergebnisse ermöglicht. Sämtliche Versuche wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt.

4.2 Entwicklung der Versuchskörper

4.2.1 Einteilung in drei Bereiche

Im Gegensatz zu den Untersuchungen von *Kohlmeyer 2007* wurden keine ganzen Verbundträger geprüft. Es wurde jeweils nur der zu untersuchende Bereich abgebildet. Deshalb konnten kleine, kompakte Versuchskörper hergestellt werden. Diese stellen jeweils nur einen Teilbereich der Öffnung dar. Gemäß den in Abschnitt 3.2 genannten drei Versagensfällen, wurde die Öffnung in drei Bereiche untergliedert (Abb. 4.1).

In dem Bereich um den Öffnungsrand 2 (Bereich 2) wird die Querkraft vom Stahlträgersteg in den Betongurt eingeleitet. Dafür sorgen maßgeblich die am Öffnungsrand 2 positionierten Kopfbolzendübel. Der Bereich über der Öffnung (Bereich 3) umfasst den Abschnitt, in dem die Querkraft durch den Betongurt transportiert wird. Im Bereich um den Öffnungsrand 1 (Bereich 1) wird die Querkraft sehr konzentriert in die Steife zurückgeleitet.

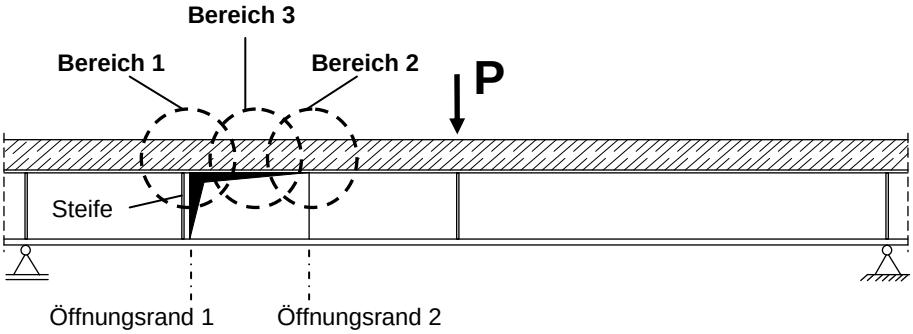


Abb. 4.1: Einteilung des Trägers in drei maßgebende Bereiche

Dieses Vorgehen, jeden Bereich einzeln zu untersuchen, hat den Vorteil, dass die Traglast für jede Versagensart einzeln ermittelt werden kann. Wenn die gesamte Öffnung untersucht werden würde, könnte sich von den drei möglichen Versagensfällen nur ein Versagen in einem der drei Bereiche einstellen. Die möglichen Traglasten der beiden anderen Bereiche wären dann nicht ermittelbar.

Bei den durchzuführenden Versuchen soll lediglich die Querkraftübertragung des Betongurtes betrachtet werden. Die Mitwirkung der Stahlträgerflansche und des Steges bleibt unberücksichtigt.

Um die jeweiligen Bereiche einzeln zu untersuchen, müssen die entsprechenden Abschnitte aus dem gesamten Verbundträger herausgeschnitten werden.

4.2.2 Bereich 2

Zunächst wird der Bereich 2 betrachtet. Hier wird die Querkraft vom Stahlträgersteg in den Betongurt eingeleitet. Dieser Bereich 2 erstreckt sich von der Öffnungsmitte bis zum ungeschwächten Querschnitt des Verbundträgers auf der Seite der Lasteinleitung. Gemäß der in Abb. 4.1 dargestellten Geometrie und der Belastung ergibt sich das in Abb. 4.2 dargestellte System.

In der Öffnungsmitte werden die geringen lokalen Momente der Teilquerschnitte vernachlässigt. Daher treten hier in den beiden Teilquerschnitten nur Querkräfte und Normalkräfte auf. Die Querkraft im ungeschwächten Teil des Verbundträgers V_r entspricht der Summe der Querkräfte in den Teilquerschnitten V_o und V_u:

$$V_r = V_o + V_u \tag{4.1}$$

Das Moment im ungeschwächten Teil des Verbundträgers M_r wird im Bereich der Öffnung zerlegt in die Normalkraft N_o im oberen Teilquerschnitt und die Normalkraft N_u im unteren Stahlträgerflansch. Im Falle eines positiven globalen Biegemomentes ist N_o negativ und N_u positiv. Der Betongurt wird daher gedrückt, der untere Flansch des Stahlträgers gezogen.

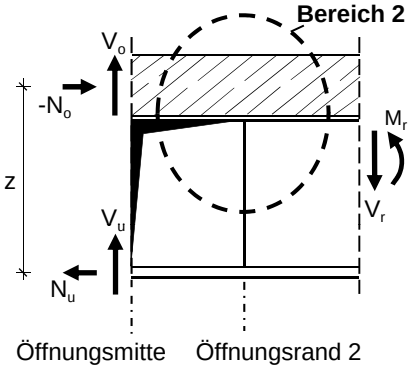


Abb. 4.2: Schnittgrößen im Bereich 2

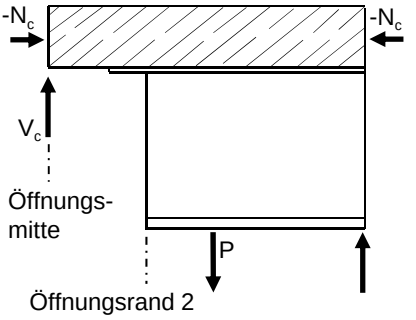


Abb. 4.3: System Versuchsaufbau Bereich 2

Da nur die Querkraftübertragung vom Stahlträgersteg in den Betongurt untersucht werden soll, werden die Stahlträgerflansche im Bereich der Öffnung vernachlässigt. Die Schnittgrößen im oberen Teilquerschnitt entsprechen also den Schnittgrößen im Betongurt. Die Schnittgrößen im unteren Teilquerschnitt werden nicht berücksichtigt, da sie für die Einleitung der Querkraft in den Betongurt nicht relevant sind:

$$V_o = V_c \tag{4.2}$$

$$N_o = N_c \tag{4.3}$$

$$V_u = N_u = 0 \tag{4.4}$$

Die Querkraft wird am Öffnungsrand 2 vom Stahlträgersteg in den Betongurt eingeleitet. Am Versuchskörper erfolgt die Lasteinleitung am unteren Stahlträgerflansch, um eine konzentrierte Einleitung in den Betongurt zu gewährleisten. Aus Gleichgewichtsgründen müssen am rechten Bauteilrand ein Auflager angebracht und ebenfalls die Horizontallast N_c in den Betongurt eingeleitet werden. So entsteht ein Versuchskörper (siehe Abb. 4.3), der dem Bereich 2 des großen Verbundträgers aus Abb. 4.1 entspricht. Die Normalkraft im Betongurt N_c ist in diesem Fall negativ, da der Betongurt aufgrund des positiven globalen Biegemomentes gedrückt wird.

Der Versuchsaufbau wurde gemäß Abb. 4.4 realisiert.

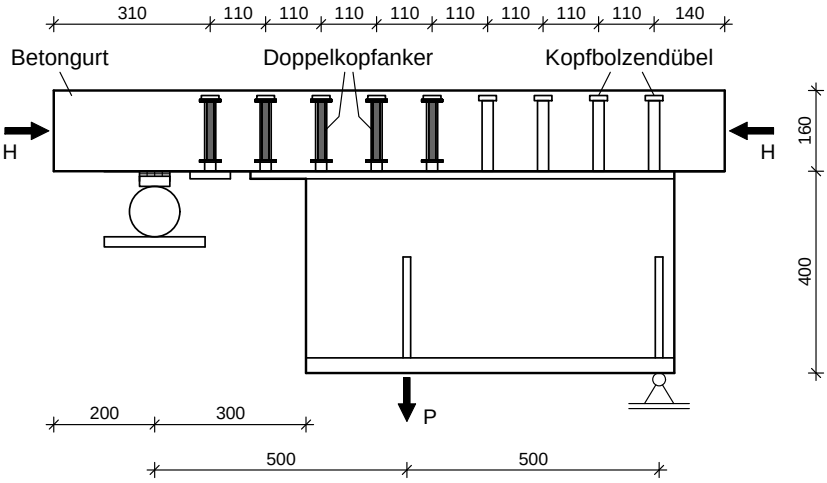


Abb. 4.4: Ansicht des Versuchsaufbaus im Bereich 2: Versuchskörper B2

4.2.3 Bereich 3

Im Bereich 3 (siehe Abb. 4.1) wird die Querkraft durch den Betongurt über die Öffnung hinweg transportiert. Hier wirken die Kopfbolzendübel und die Doppelkopfanker der Dübelleisten als Querkraftbewehrung. Der Bereich 3 erstreckt sich vom Öffnungsrand 1 bis zum Öffnungsrand 2. Gemäß der in Abb. 4.1 dargestellten Geometrie und der Belastung ergibt sich das in Abb. 4.5 gezeigte System.

In den Eckpunkten der Öffnung stellen sich im oberen und unteren Teilträger lokale Schnittgrößen ein. Bei einer Belastung des Verbundträgers gemäß Abb. 4.1 ergeben sich in den Eckpunkten ① und ③ die negativen Sekundärmomente M_1 und M_3. In den Eckpunkten ② und ④ ergeben sich die positiven Sekundärmomente M_2 und M_4. Im oberen Teilträger stellt sich eine Druckkraft ein. Der verbleibende Untergurt des Stahlträgers wird auf Zug beansprucht (Abb. 4.6).

Im Bereich 3 sollte ursprünglich – wie bei den Versuchen im Bereich 2 auch – nur die Querkraftübertragung im Stahlbetongurt untersucht werden. Dies ließ sich jedoch nicht realisieren, da der Betongurt durch seine geringe statische Höhe nur ein sehr kleines Biegemoment übertragen kann. Daher wurde ein Querschnitt geprüft, der dem oberen Teilquerschnitt aus Abb. 4.6 entspricht und aus dem Betongurt und dem oberen Flansch des Stahlträgers besteht. Die Schnittgrößen im unteren Teilquerschnitt werden wiederum nicht berücksichtigt, da sie für die Querkraftübertragung im Betongurt nicht relevant sind:

$$V_u = N_u = 0 \tag{4.5}$$

In den Untersuchungen von *Kohlmeyer 2007* hat sich gezeigt, dass der Momentennullpunkt des Sekundärmomentes im oberen Teilträger nicht genau in der Mitte der Öffnung liegt, sondern in Richtung des Öffnungsrandes 1 verschoben ist. Die genaue Lage konnte jedoch nicht ermittelt werden. Für den im Bereich 3 zu untersuchenden Verbundquerschnitt – bestehend aus Betongurt und oberem Stahlträgerflansch – wurde der Momentennullpunkt ebenfalls außermittig angeordnet. Der Querschnitt konnte somit besser ausgenutzt werden, da durch die Verschiebung des Nullpunktes das positive Sekundärmoment (Zug im Stahlträgerflansch) am Öffnungsrand 2 größer und

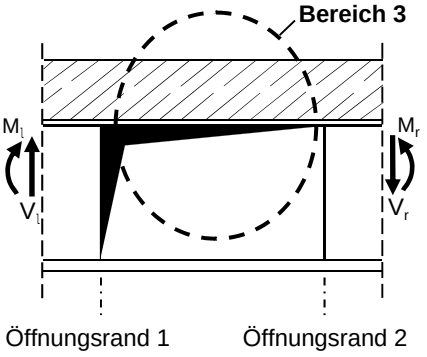


Abb. 4.5: Schnittgrößen im Bereich 3

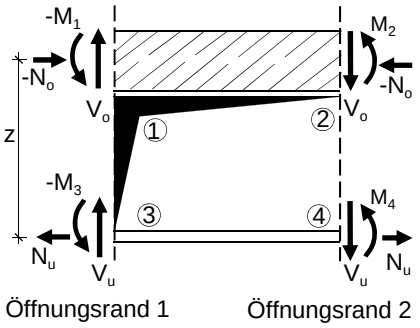


Abb. 4.6: Lokale Schnittgrößen im Bereich der Öffnung

das negative Sekundärmoment am Öffnungsrand 1 betragsmäßig kleiner wird. Der Nullpunkt wurde 6 cm außerhalb der Öffnungsmitte angeordnet, um etwa gleich große Versagenslasten für positives und negatives Sekundärmoment zu erhalten:

$$|M_1| < |M_2| \tag{4.6}$$

Es entsteht somit das in Abb. 4.7 gezeigte statische System. Um dieses System mit den dargestellten Schnittgrößen versuchstechnisch zu realisieren, wurden die Prüfkörper als Einfeldträger mit Kragarm ausgeführt. Das statische System der Prüfkörper ist in Abb. 4.8 dargestellt. Der Abstand zwischen dem linken Auflager und der Last, die zwischen den Auflagern angreift, entspricht der Öffnungslänge a_0. Die betragsmäßig maximalen Momente treten an den beiden Öffnungsrändern auf.

In *Kohlmeyer 2007* wurden hauptsächlich Verbundträger mit einer Öffnungslänge von a_0 = 60 cm und einer statischen Höhe des Betongurtes von d = 12 cm untersucht. Da die für die vorliegende Arbeit durchgeführten Versuche mit denen von Kohlmeyer vergleichbar sein sollen, wurden die gleichen Werte gewählt.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Betongurt hinsichtlich der Querkraftübertragung untersucht. Daher sollte der Versuchskörper in Bezug auf die Abmessungen, das statische System und die Bewehrung so ausgeführt werden, dass ein Versagen infolge Querkraft eintritt. In einer umfangreichen Versuchsreihe hat *Kani 1968* das Tragverhalten von Einfeldbalken mit Rechteckquerschnitten ohne Querkraftbewehrung untersucht. Das Verhältnis $\frac{M_u}{M_{u,B}}$ wird dem Schubarmverhältnis $\frac{a}{d}$ gegenübergestellt.

Dabei bedeuten:

M_u	im Versuch erreichtes Moment,
$M_{u,B}$	rechnerisches Bruchmoment infolge Biegeversagen,
a	Abstand Auflager - Einzellast,
d	statische Höhe.

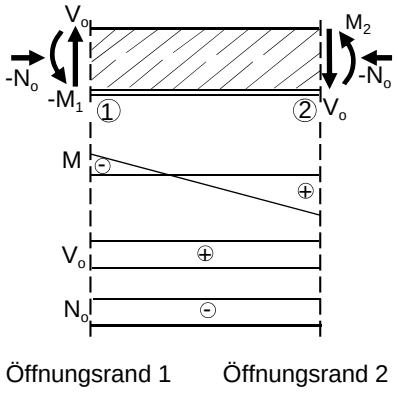


Abb. 4.7: Statisches System und lokale Schnittgrößen des Betongurtes über der Öffnung

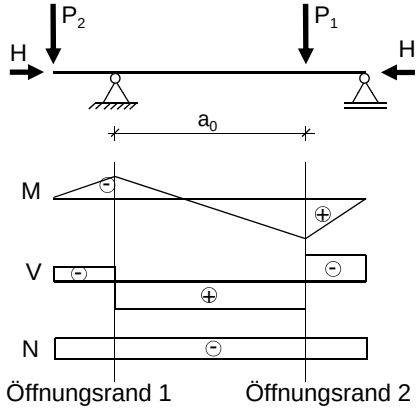


Abb. 4.8: Statisches System und lokale Schnittgrößen der Versuchskörper im Bereich 3

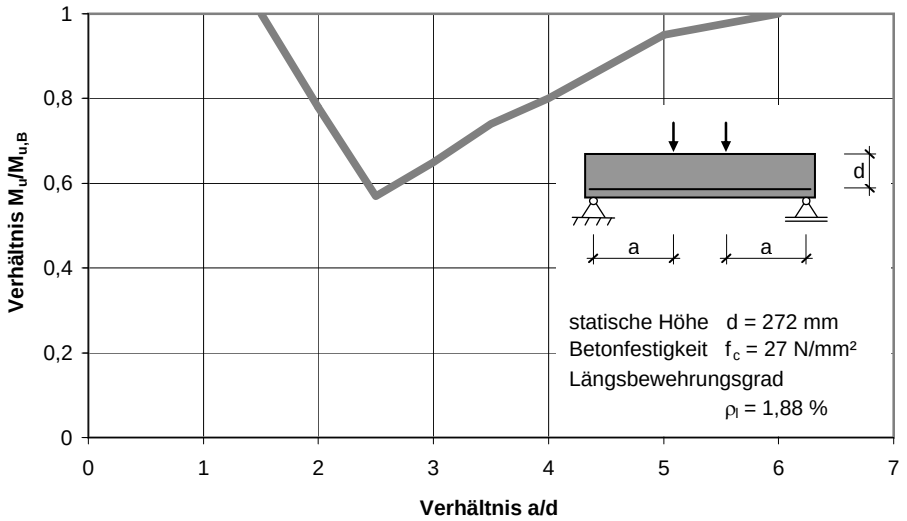


Abb. 4.9: Verhältnis $\frac{M_u}{M_{u,B}}$ in Abhängigkeit zum Schubarmverhältnis $\frac{a}{d}$ nach *Kani 1968*

Ein Querkraftversagen tritt ein, wenn das im Versuch erreichte Moment M_u kleiner ist als das rechnerische Bruchmoment infolge Biegeversagen $M_{u,B}$. Aus Abb. 4.9 wird deutlich, dass dies bei einem Schubarmverhältnis von $\frac{a}{d}$ = 1,5 bis 6 der Fall ist, wobei sich ein Minimum des Verhältnisses $\frac{M_u}{M_{u,B}}$ bei $\frac{a}{d}$ = 2,5 einstellt. Ist die Einzellast näher als $1{,}5 \cdot d$ am Auflager angeordnet, erfolgt eine direkte Lasteinleitung in das Auflager. Ist die Einzellast mehr als $6 \cdot d$ entfernt, wird das Biegemoment so groß, dass der Stahlbetonbalken infolgedessen versagt.

Das System der für diese Arbeit durchgeführten Bauteilversuche ist nicht identisch mit dem von Kani. Von Kani wurden lediglich Einfeldträger untersucht, die jeweils mit zwei Einzellasten beansprucht wurden (vgl. Abb. 4.9). Auch die Tatsache, dass es sich bei dem für diese Arbeit untersuchten Querschnitt um ein Verbundsystem handelt, während Kani Stahlbetonbalken untersuchte, spricht nicht für eine direkte Vergleichbarkeit. Bei der Entwicklung der Versuchskörper dienen die Arbeiten von Kani als Anhaltspunkte. Mit dem in Abb. 4.8 dargestellten statischen System weisen die Versuchskörper ein Schubarmverhältnis von $\frac{a}{d}$ = 3,0 auf, um die Wahrscheinlichkeit eines Querkraftversagens zu erhöhen.

Die Breite der Versuchskörper wurde entsprechend der von *Kohlmeyer 2007* in seinem Bemessungskonzept für Verbundträger mit Stegöffnungen vorgeschlagenen mittragenden Breite des Betongurtes gewählt. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 4.10 dargestellt. Die Kopfbolzendübel wurden jeweils paarweise auf eine Stahlplatte aufgeschweißt, die den oberen Stahlträgerflansch darstellte. Da das Querkraftversagen im mittleren Bereich des Versuchskörpers eintreten sollte, wurde in die äußeren Bereiche ausreichend Querkraftbewehrung in Form von Doppelkopfankern eingebaut – in Abb. 4.10 sind lediglich die Doppelkopfanker im maßgebenden mittleren Bereich eingezeichnet. Die Horizontallast wurde im ideellen Schwerpunkt des Verbundquerschnittes aufgebracht.

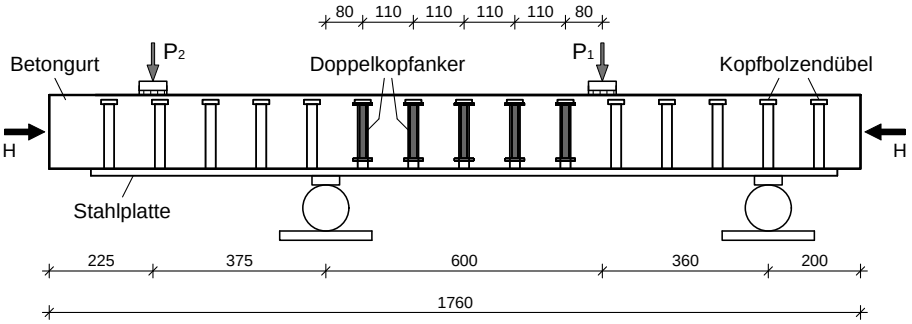


Abb. 4.10: Ansicht des Versuchsaufbaus im Bereich 3: Versuchskörper B3

4.2.4 Bereich 1

Im Bereich 1 wird die Querkraft vom Betongurt in den Steg des Stahlträgers zurückgeleitet. Da sich am Öffnungsrand 1 eine Steife befindet, konzentriert sich die Lasteinleitung in diesem Bereich. Hier besteht daher die Gefahr des Durchstanzens. Der Bereich 1 erstreckt sich vom ungeschwächten Querschnitt des Verbundträgers auf der auflagerzugewandten Seite der Öffnung bis zur Öffnungsmitte. Gemäß der in Abb. 4.1 dargestellten Geometrie und der Belastung ergibt sich das in Abb. 4.11 dargestellte System.

In der Öffnungsmitte werden die geringen lokalen Momente der Teilquerschnitte wiederum vernachlässigt. Es treten in den beiden Teilquerschnitten nur Querkräfte und Normalkräfte auf. Die Querkraft im ungeschwächten Teil des Verbundträgers V_l entspricht der Summe der Querkräfte in den Teilquerschnitten V_o und V_u:

$$V_l = V_o + V_u \tag{4.7}$$

Das Moment im ungeschwächten Teil des Verbundträgers M_l wird im Bereich der Öffnung zerlegt in die Normalkraft N_o im oberen Teilquerschnitt und die Normalkraft N_u im unteren Stahlträgerflansch. Im Falle eines positiven globalen Biegemomentes ist N_o negativ und N_u positiv. Der Betongurt wird daher gedrückt, der untere Flansch des Stahlträgers gezogen:

$$M_l = N_u \cdot z = -N_o \cdot z \tag{4.8}$$

Da auch im Bereich 1 nur die Querkraftübertragung betrachtet werden soll – hier wird die Querkraft vom Betongurt in den Stahlträgersteg zurückgeleitet – werden die Stahlträgerflansche im Bereich der Öffnung vernachlässigt. Die Schnittgrößen im oberen Teilquerschnitt entsprechen also denen im Betongurt. Die im unteren Teilquerschnitt werden nicht berücksichtigt, weil sie für die Einleitung der Querkraft vom Betongurt in den Stahlträgerflansch nicht relevant sind:

$$V_o = V_c \tag{4.9}$$

$$N_o = N_c \tag{4.10}$$

$$V_u = N_u = 0 \tag{4.11}$$

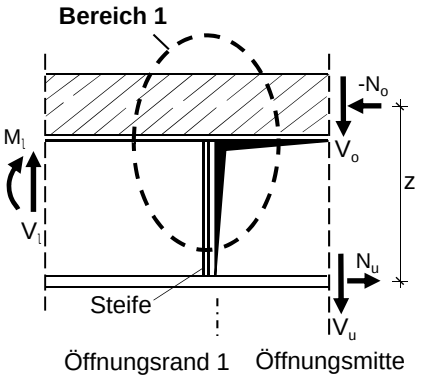


Abb. 4.11: Schnittgrößen im Bereich 1

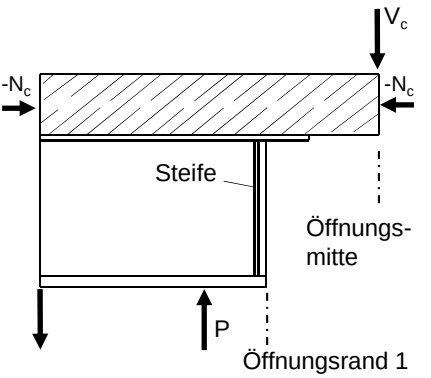


Abb. 4.12: System Versuchsaufbau Bereich 1

Die Querkraft wird am Öffnungsrand 1 vom Betongurt in den Stahlträgersteg eingeleitet. Am Versuchskörper erfolgt die Lasteinleitung in den Betongurt in der Öffnungsmitte. Ein Auflager wird unter dem Stahlträger hinter der Steife angeordnet. Auf diese Weise muss die Querkraft durch den Steg abgetragen werden. Im Bereich der Steife wird die Kraft konzentriert vom Betongurt in den Stahlträger eingeleitet. Aus Gleichgewichtsgründen müssen am linken Bauteilrand ein Auflager angebracht und ebenfalls die Horizontallast N_c in den Betongurt eingeleitet werden. So entsteht ein Versuchskörper, der dem Bereich 1 des großen Verbundträgers aus Abb. 4.1 entspricht. Die Normalkraft im Betongurt N_c ist in diesem Fall negativ, da der Betongurt aufgrund des positiven globalen Biegemomentes gedrückt wird. Das sich ergebende System für den Versuchsaufbau ist in Abb. 4.12 dargestellt.

Der Versuchsaufbau wurde gemäß Abb. 4.13 realisiert.

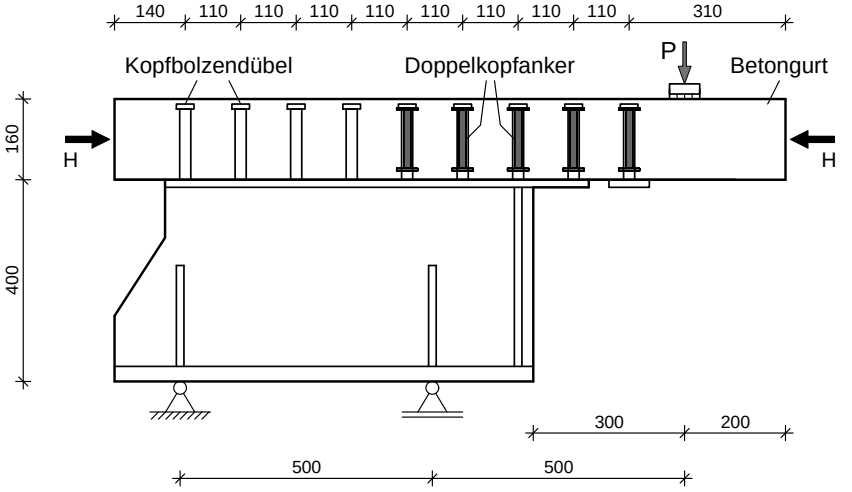


Abb. 4.13: Ansicht des Versuchsaufbaus im Bereich 1: Versuchskörper B1

4.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm ist in den Tabellen 4.1 und 4.2 zusammengestellt. Wie bereits dargestellt, wurden in den Versuchen nicht die komplette Öffnung, sondern die drei einzelnen Bereiche untersucht. Daraus ergaben sich drei Versuchsreihen, in denen mehrere Parameter variiert wurden. Die Geometrie der Versuchskörper orientiert sich an der Versuchsreihe von *Kohlmeyer 2007*. Somit wurden auch das Momenten-Querkraft-Verhältnis M/V und der Längsbewehrungsgrad ρ_l in Öffnungsmitte gegenüber den Versuchen von Kohlmeyer nicht verändert.

Im Anhang sind sämtliche Schal- und Bewehrungspläne sowie die Pläne der Versuchsaufbauten der einzelnen Versuche dargestellt.

Nachfolgend wird beschrieben, wie sich die Bezeichnungen der Versuche zusammensetzen und welche Besonderheiten die einzelnen Versuche aufweisen.

Der Anfangsbuchstabe B steht für Bereich. Wie in Abschnitt 4.2 bereits beschrieben, werden Versuche für drei Bereiche durchgeführt. Daher bezeichnet die dem Buchstaben B folgende Ziffer den Bereich. Nach einem Unterstrich können die Buchstaben P oder N oder die Ziffer 0 folgen. Diese Bezeichnung gibt an, in welchem Momentenbereich sich die Öffnung befindet. P steht für „positives globales Moment“. Das heißt, dass sich im Bereich der Öffnung der Betongurt in der Druckzone befindet und im Ver-

Tab. 4.1: Versuchsprogramm (Teil 1)

Bereich	Versuchs bezeichnung	untersuchte Parameter	Momenten-vorzeichen	$\frac{M}{V}$ - Verhältnis [cm]	Längsbewehrungs-grad ρ_l [%]	Öffnungslänge a_0 [cm]
Bereich 1 Querkraft wird vom Stahlbetongurt in den Stahlträgersteg geleitet	B1_P_D1	Grundkonstellation	+	110	1,7	60
	B1_0_D1		0	0	1,7	60
	B1_N_D1		–	110	2,6	60
	B1_P_D0	ohne Dübelleiste	+	110	1,7	60
	B1_P_D2	zwei Reihen Dübelleisten	+	110	1,7	60
	B1_N_D2		–	110	2,6	60
	B1_P_D2_kA	zwei Reihen Dübelleisten mit geringerem seitlichen Abstand	+	110	1,7	60
	B1_N_D2_kA		–	110	2,6	60
	B1_P_D1_MV	kleineres M/V-Verhältnis	+	55	1,7	60
	B1_P_D1_gO	große Öffnungslänge	+	110	1,7	104
	B1_P_D1_St	fehlende Steife am Öffnungsrand	+	110	1,7	60
	B1_P_D1_Qb	Querbiegung	+	110	1,7	60

such durch eine horizontale Druckkraft belastet werden muss. N bedeutet „negatives globales Moment“. In diesem Fall wird der Betongurt gezogen. Die Ziffer 0 besagt, dass sich die Öffnung im Momentennullpunkt befindet. Hier muss im Versuch keine Last auf den Betongurt aufgebracht werden. Nach einem weiteren Unterstrich folgt der Buchstabe D. Dieser steht für „Dübelleiste“. Die nachfolgende Zahl gibt die Anzahl der Dübelleistenpaare an, die seitlich neben dem Stahlträger angeordnet werden. Die eventuell vorhandene Buchstabenkombination am Ende der Bezeichnung gibt weitere Modifikationen gegenüber den eben beschriebenen Konstellationen an. Diese werden nachfolgend noch näher erläutert.

Tab. 4.2: Versuchsprogramm (Teil 2)

Bereich	Versuchs bezeichnung	untersuchte Parameter	Momenten-vorzeichen	$\frac{M}{V}$ - Verhältnis [cm]	Längsbewehrungs-grad ρ_l [%]	Öffnungslänge a_0 [cm]
Bereich 2 Querkraft wird vom Stahlträ-gersteg in den Stahl-betongurt geleitet	B2_P_D1	Grundkonstellation	+	110	1,7	60
	B2_0_D1		0	0	1,7	60
	B2_N_D1		–	110	2,6	60
	B2_P_D0	ohne Dübelleiste	+	110	1,7	60
	B2_P_D2	zwei Reihen Dübelleisten	+	110	1,7	60
	B2_N_D2		–	110	2,6	60
	B2_P_D2_kA	zwei Reihen Dübelleisten mit geringerem seitlichen Abstand	+	110	1,7	60
	B2_N_D2_kA		–	110	2,6	60
	B2_P_D1_MV	kleineres M/V-Verhältnis	+	55	1,7	60
	B2_P_D1_gO	große Öffnungslänge	+	110	1,7	104
	B2_P_D1_St	zusätzliche Steife am Öffnungsrand	+	110	1,7	60
	B2_P_D1_Qb	Querbiegung	+	110	1,7	60
Bereich 3 Querkraft wird im Betongurt über die Öff-nung geleitet	B3_P_D1	Grundkonstellation	+	110	1,7	60
	B3_0_D1		0	0	1,7	60
	B3_N_D1		–	110	2,6	60
	B3_P_D0	ohne Dübelleiste	+	110	1,7	60

- B1_P_D1
  B1_0_D1
  B1_N_D1
  B2_P_D1
  B2_0_D1
  B2_N_D1

  Die Versuche mit einer Dübelleiste entsprechen der Grundkonstellation der untersuchten Parameter in den Bereichen 1 und 2. Die Versuchskörper werden im positiven und negativen globalen Momentenbereich sowie im Momentennullpunkt getestet. Bei den Versuchskörpern, die im negativen globalen Momentenbereich geprüft werden, muss wegen der Zugkraft im Betongurt der Längsbewehrungsgrad von 1,7 % auf 2,6 % erhöht werden. Der Querschnitt der Versuchskörper ist in Abb. 4.14 dargestellt. Dieser Querschnitt ist identisch mit den Querschnitten der Versuchskörper T3PSB bzw. T3NSB, die von *Kohlmeyer 2007* geprüft wurden. Im einzelnen gelten folgende Parameter:

Betongurtdicke h_c	16 cm,
Statische Höhe d	12 cm,
Betongurtbreite b_c	110 cm,
Momenten-Querkraft-Verhältnis M/V	110 cm bzw. 0 cm,
Längsbewehrungsgrad ρ_l	1,7 % bzw. 2,6 %,
Länge der Kopfbolzendübel h_d	15 cm,
Öffnungslänge a_0	60 cm.

- B3_P_D1
  B3_0_D1
  B3_N_D1

  Bei der Grundkonstellation im Bereich 3 wird gegenüber der Grundkonstellation der anderen Bereiche lediglich die Betongurtbreite verkleinert. Sie entspricht mit b_c = 80 cm der mittragenden Breite des Betongurts.

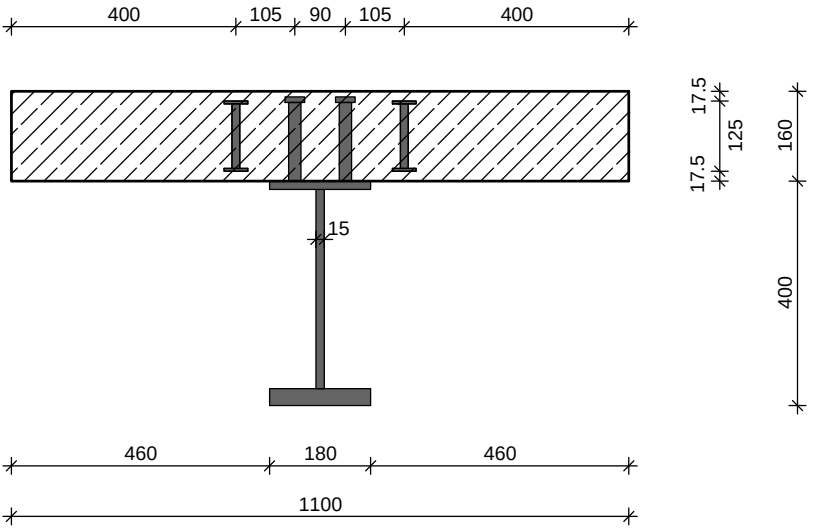


Abb. 4.14: Querschnitt der Grundkonstellation

- B1_P_D0
  B2_P_D0
  B3_P_D0

  Im Gegensatz zu der Grundkonstellation werden keine Dübelleisten im Betongurt angeordnet. Dieser Querschnitt ist identisch mit dem Querschnitt T1P von Kohlmeyer. Für den Versuch im Bereich 3 beträgt die Betongurtbreite b_c = 60 cm.

- B1_P_D2
  B1_N_D2
  B2_P_D2
  B2_N_D2

  Im Gegensatz zu der Grundkonstellation werden zwei Dübelleisten je Seite im Betongurt angeordnet. Der Abstand von der ersten zur zweiten Dübelleiste beträgt 100 mm, dies entspricht $0{,}75 \cdot d$. Damit wird der maximal zulässige Abstand zwischen den Bewehrungsreihen beim Durchstanznachweise nach *DIN EN 1992-1-1* eingehalten. Der Querschnitt der Versuchskörper ist in Abb. 4.15 dargestellt.

- B1_P_D2_kA
  B1_N_D2_kA
  B2_P_D2_kA
  B2_N_D2_kA

  Hier werden ebenfalls zwei Dübelleisten je Seite im Betongurt angordnet. Jedoch liegt die erste Dübelleiste mit einem Abstand von 75 mm näher an den Kopfbolzendübeln. Somit ist auch für den Bereich 2 der maximal zulässige Abstand der ersten Bewehrungsreihe von der Lasteinleitung nach *DIN EN 1992-1-1* eingehalten. Dieser Aspekt wird in Abschnitt 7.6 noch behandelt. Der Querschnitt der Versuchskörper ist in Abb. 4.16 dargestellt.

- B1_P_D1_MV
  B2_P_D1_MV

  Im Gegensatz zu der Grundkonstellation wird die Öffnung gedanklich näher am Auflager angeordnet. Somit stellt sich im Verhältnis zur Querkraft ein geringeres Moment ein. Das Momenten-Querkraft-Verhältnis beträgt hier 55 cm.

- B1_P_D1_gO
  B2_P_D1_gO

  Im Gegensatz zu der Grundkonstellation wird eine um 44 cm größere Öffnung simuliert. Dies bewirkt eine größere Biegebeanspruchung des Betongurts.

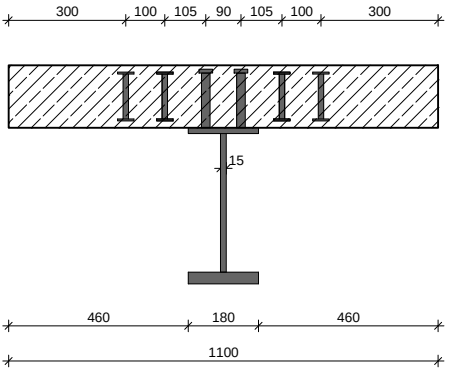


Abb. 4.15: Querschnitt der Versuchskörper mit zwei Dübelleisten

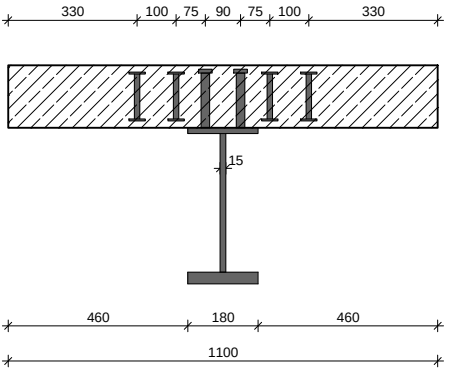


Abb. 4.16: Querschnitt der Versuchskörper mit zwei Dübelleisten und kleinem Abstand (kA)

- B1_P_D1_St — Bei diesem Versuchskörper wird auf die Anordnung einer Steife am Öffnungsrand verzichtet. Es wird untersucht, ob durch die Krafteinleitung vom Betongurt in den Stahlträgersteg am Rand der Öffnung ein Versagen des Steges eintritt.
- B2_P_D1_St — Wie bereits erwähnt, wird im Bereich 2 die Kraftübertragung vom Stahlträgersteg in den Betongurt geprüft. Bei Versuchskörper B2_P_D1_St wird im Gegensatz zur Grundkonstellation eine Steife am Rand der Öffnung angeordnet. Dadurch wird die Krafteinleitung in den Betongurt an dieser Stelle konzentriert. Es wird untersucht, ob dadurch ein Ausreißen der Kopfbolzendübel, die direkt über der Steife angeordnet sind, bei einer geringeren Laststufe auftritt.
- B1_P_D1_Qb, B2_P_D1_Qb — Diese Versuchskörper werden zusätzlich auf Querbiegung beansprucht. D.h. es wird zusätzlich eine Querkraft und ein Stützmoment quer zur Verbundträgerachse eingebracht. Die Größe des negativen Momentes wird so gewählt, dass der Stahl der oberen Bewehrungslage im Riss eine Dehnung von 2 ‰ erfährt. Der Versuchsaufbau wird in Abschnitt 4.5.5.3 auf Seite 49 näher erläutert.

4.4 Herstellung der Versuchskörper

Die Stahlträger wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau aus Blechen zusammengeschweißt. Im Anschluss wurden die Kopfbolzendübel auf den Obergurt geschweißt (s. Abb. 4.17) und es wurden Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Kopfbolzendübeln, den Doppelkopfankern der Dübelleisten (s. Abb. 4.18) sowie auf der Bewehrung appliziert. Nach dem Flechten der Bewehrungskörbe wurden diese zusammen mit den Stahlträgern in die Schalungen eingesetzt (s. Abb. 4.19). Die Dübelleisten wurden von oben in die Bewehrungskörbe eingebaut und ausgerichtet. Die Betongurte waren beim Betonieren flächig unterstützt, sodass auch die Eigenlast bei den späteren Versuchen das jeweilige Verbundträgersystem beanspruchte. Nach dem Einbringen, Verdichten und Glätten des Betons wurden die Träger für sieben Tage mit Folie abgedeckt. Danach wurden die Träger ausgeschalt und in die Versuchshalle transportiert.

4.5 Versuchsaufbau

4.5.1 Allgemeines

Wie bereits erwähnt, wurden in den Versuchen die drei verschiedenen Bereiche der Öffnung in drei Versuchsreihen betrachtet. Daraus ergibt sich für jeden Bereich ein anderer Versuchsaufbau, der jeweils in den nachfolgenden Abschnitten näher beschrieben wird. Sämtliche Aufbauten der einzelnen Versuche sind im Anhang grafisch dargestellt.

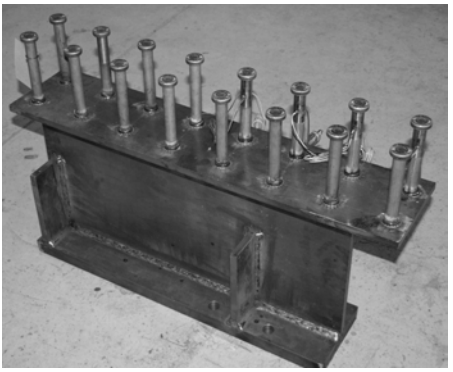


Abb. 4.17: Stahlträger mit Kopfbolzendübeln für Versuchskörper Bereich 2

Abb. 4.18: Dübelleiste mit applizierten Dehnungsmessstreifen

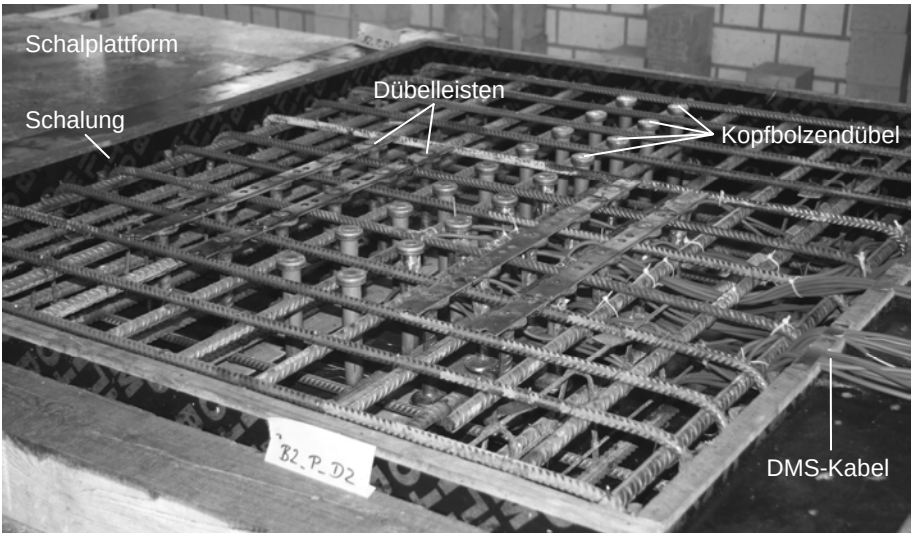


Abb. 4.19: Schalung und Bewehrung Versuchskörper B2_P_D2

4.5.2 Bereich 1

Der Versuchsaufbau für die Versuche im Bereich 1 ist in Abb. 4.13 auf Seite 34 dargestellt. Der Versuchskörper bestand aus einem Einfeldträger mit Kragarm, wobei der Kragarm durch einen Hydraulikzylinder belastet wurde. Zwischen Betongurt und Zylinder wurde ein Stahlträger angeordnet, um eine Belastung über die gesamte Gurtbreite zu erreichen. Bei dem in Abb. 4.20 exemplarisch dargestellten Versuch B1_P_D2 wurde zusätzlich der Betongurt auf Druck belastet.

4.5.3 Bereich 2

Der Aufbau für die Versuchsdurchführungen im Bereich 2 bestand im Wesentlichen aus dem Versuchskörper, einem Rollenlager, einem Punktlager und einem Zugstab, mit dem die Vertikallast eingeleitet wurde. Als Beispiel ist der Versuchsaufbau des Versuchskörpers B2_P_D1 in den Abbildungen 4.21 und 4.22 dargestellt, bei dem der Betongurt gedrückt wurde.

4.5.4 Bereich 3

In Abb. 4.10 auf Seite 33 ist der Versuchsaufbau für die Versuche im Bereich 3 schematisch dargestellt. Der Versuchskörper bestand aus einem Einfeldträger mit Kragarm, der mit zwei Linienlasten vertikal belastet wurde und auf zwei Rollen gelagert war. Belastung und Lagerung erfolgten jeweils über die gesamte Breite des Prüfkörpers. Exemplarisch ist in Abb. 4.23 der Versuch B3_P_D1 abgebildet.

Abb. 4.20: Foto des Versuchsaufbaus Versuch B1_P_D2

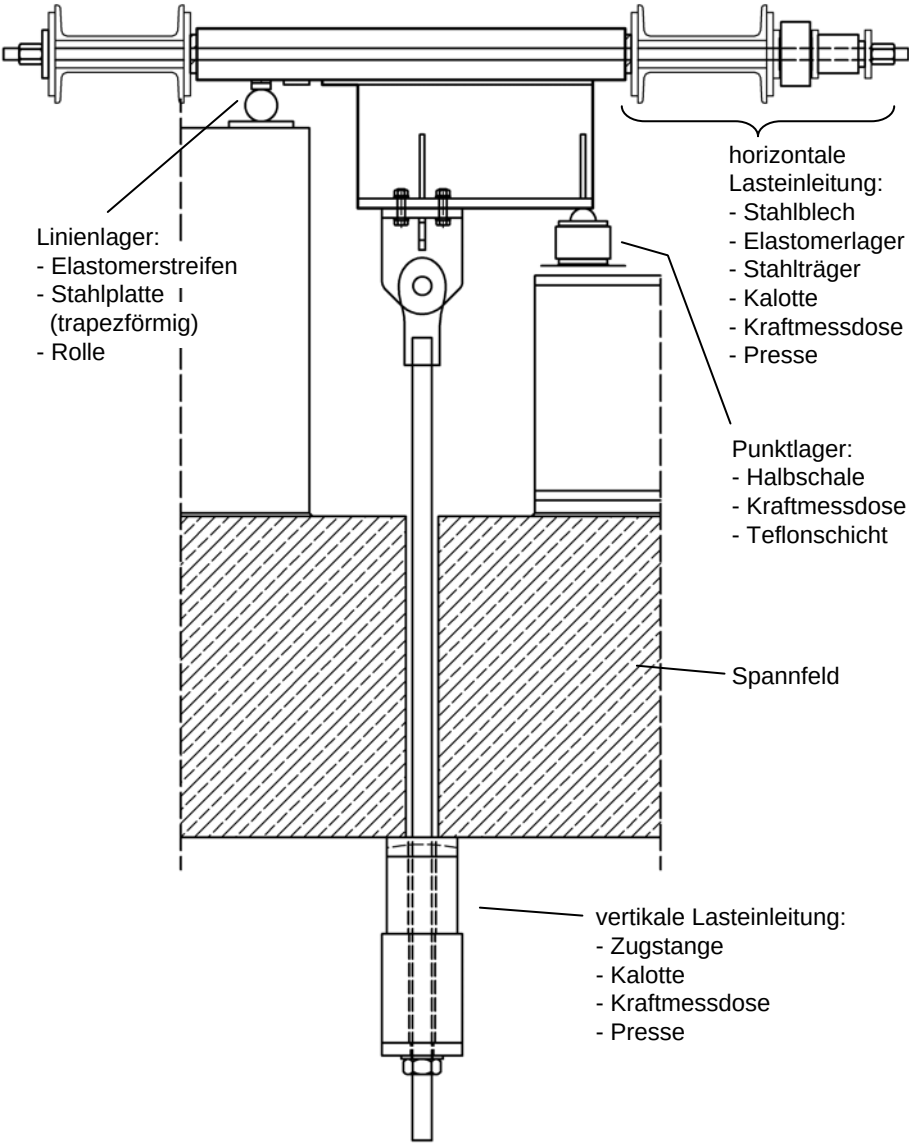


Abb. 4.21: Versuchsaufbau Versuch B2_P_D1 (schematisch)

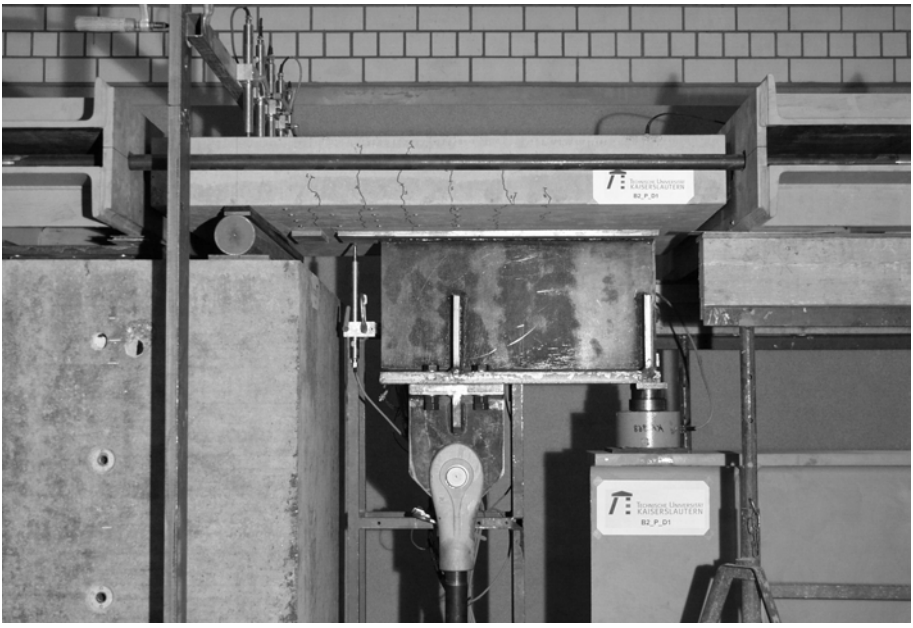


Abb. 4.22: Versuchsaufbau Versuch B2_P_D1

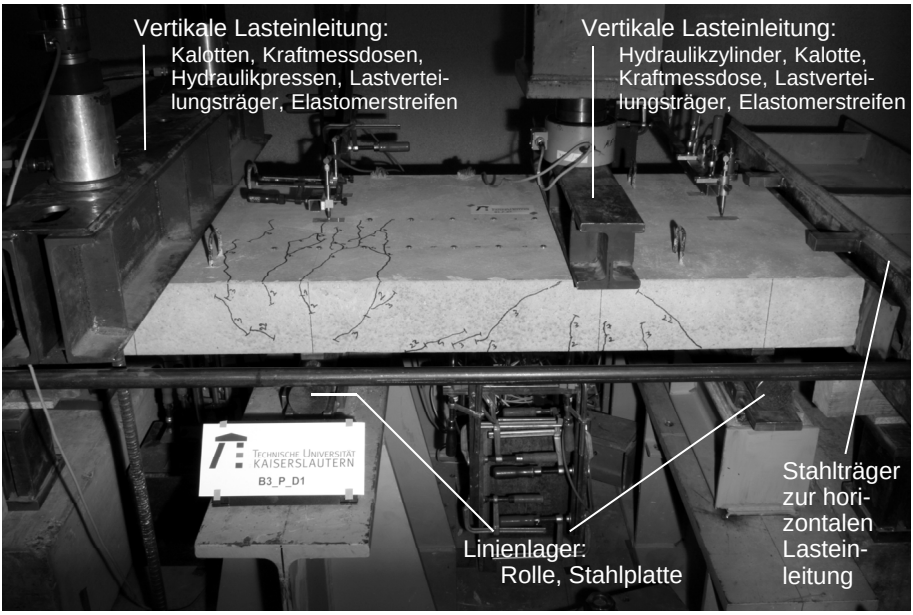


Abb. 4.23: Versuchsaufbau Versuch B3_P_D1

4.5.5 Besonderheiten der Versuchsaufbauten

4.5.5.1 Linienlager

In einem Tastversuch (Versuch V1) sollte die Vergleichbarkeit mit den Versuchen von *Kohlmeyer 2007* überprüft werden. Die Parameter entsprachen dem Versuch B2_P_D1 dieser Arbeit und dem Versuch T3PSB von Kohlmeyer. Wie bereits erwähnt, wurde bei Kohlmeyer die komplette Öffnung untersucht, der Tastversuch entsprach etwa dem in Abschnitt 4.5.3 beschriebenen Versuchsaufbau. Hier wurde nur der Bereich der Querkrafteinleitung vom Stahlträgersteg in den Betongurt betrachtet. Das Linienlager wurde in der „gedachten“ Öffnungsmitte angeordnet und bestand aus einem Elastomerstreifen, einer ebenen Stahlplatte und einer Rolle.

Bei der Versuchsauswertung wurde ein unterschiedliches Verhalten der beiden Versuchskörper deutlich. Im Diagramm in Abb. 4.24 ist die Summe der Normalkräfte der Doppelkopfanker aufgetragen, die im Bereich des Öffnungsrandes neben dem Stahlträger angeordnet sind. Die genaue Position der Doppelkopfanker ergibt sich aus Abb. 4.25. Bei dem Versuch T3PSB nahmen die Doppelkopfanker bis zu einem Lastniveau von etwa 50 % der Traglast kaum Kraft auf. Bis dahin wurde die Kraft fast ausschließlich von den Kopfbolzendübeln in einem engen Bereich des Betongurts über dem Stahlträger über die Öffnung hinweg transportiert. Erst als Schubrisse im Innern des Betongurts entstanden, wurde die Querkraft vom Beton auf die Dübelleisten übertragen und somit die äußeren Bereiche des Betongurts zur Querkraftabtragung herangezogen.

Im Versuch V1 stiegen die Normalkräfte der Doppelkopfanker fast linear mit der aufgebrachten Querkraft an. Hier wurden die äußeren Bereiche des Betongurtes direkt zur

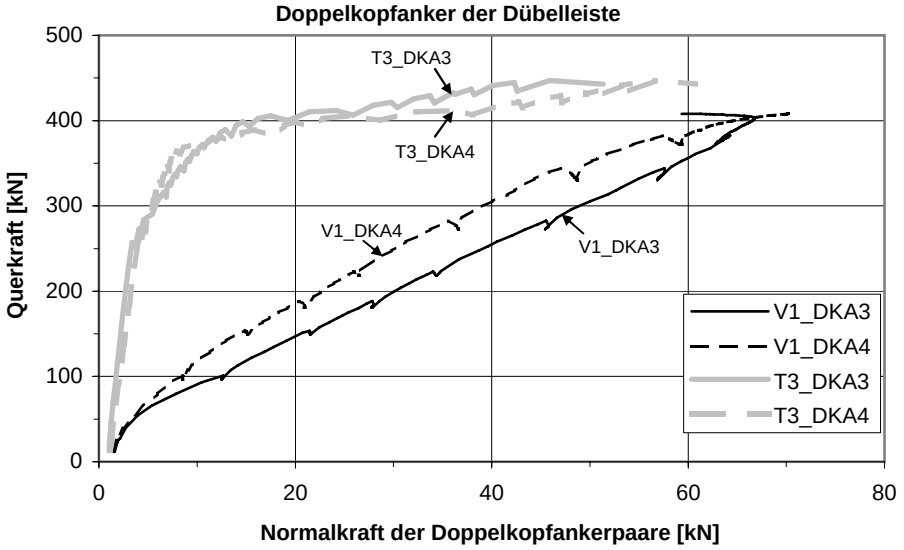


Abb. 4.24: Normalkraft der Doppelkopfankerpaare am Öffnungsrand in den Versuchen V1 und T3PSB

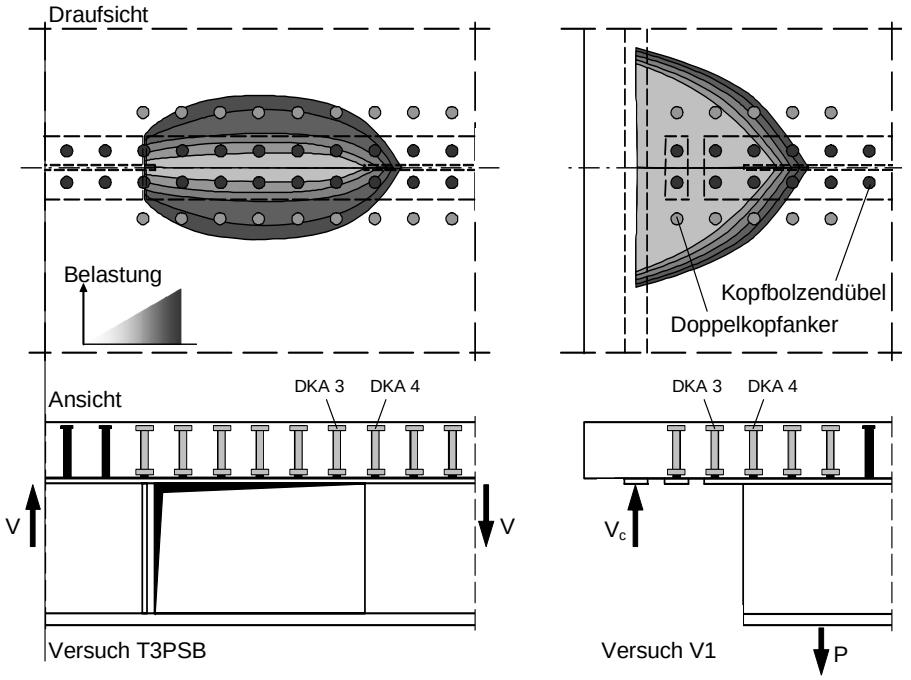


Abb. 4.25: Kraftverteilung im Betongurt in Abhängigkeit des Lastniveaus in den Versuchen V1 und T3PSB (schematisch)

Querkraftabtragung in Anspruch genommen. Dafür ist hauptsächlich das Linienlager verantwortlich. Im Gegensatz zu dem Versuchskörper T3PSB musste die Kraft im Versuch V1 nicht wieder zurück zum Stahlträger geführt werden. Sie konnte direkt vom Linienlager aufgenommen werden. In Abb. 4.25 ist die Kraftverteilung in den Betongurten der beiden Versuche schematisch dargestellt. Die unterschiedlichen Graustufen kennzeichnen die einzelnen Laststufen.

Hieraus wird klar ersichtlich, dass der Versuchsaufbau des Versuchs V1 nicht der Realität entspricht, da die äußeren Bereiche des Betongurts zu viel Querkraft übertragen. Aus diesem Grund wurde eine Stahlplatte entwickelt, die eine Trapezform aufweist. Die 60 mm breite Stahlplatte ist in Abb. 4.26 überhöht dargestellt. Im Versuchsaufbau für den Bereich 2 wurde die Stahlplatte in der abgebildeten Lage eingebaut – für Versuche im Bereich 1 entsprechend umgedreht. Darüber wurde zwischen der Stahlplatte und dem Betongurt ein ebenfalls 60 mm breites, 10 mm dickes und 1.100 mm langes Elastomerlager angeordnet. Für dieses wurde zuvor die Kennlinie bestimmt, um die Spannung in Abhängigkeit von der Einfederung ermitteln zu können.

Durch die Trapezform der Stahlplatte wird erreicht, dass bei niedrigem Lastniveau nur in der Mitte des Betongurts auf einer Breite von 180 mm – dies entspricht der Breite der Stahlträgerflansche – die Auflagerlast übertragen wird. Erst bei Laststeigerung federt das Elastomerlager ein und die äußeren Bereiche des Linienlagers werden aktiviert. Dadurch kann erreicht werden, dass erst bei großen Lasten die Querkraft über die äußeren Bereiche des Betongurts übertragen wird. Die vertikale Einfederung und die

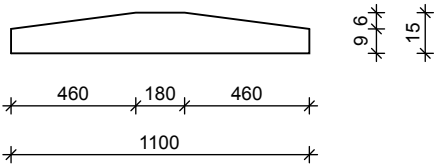


Abb. 4.26: Trapezförmige Stahlplatte als Linienlager

Abb. 4.27: Foto der trapezförmigen Stahlplatte mit Elastomerstreifen

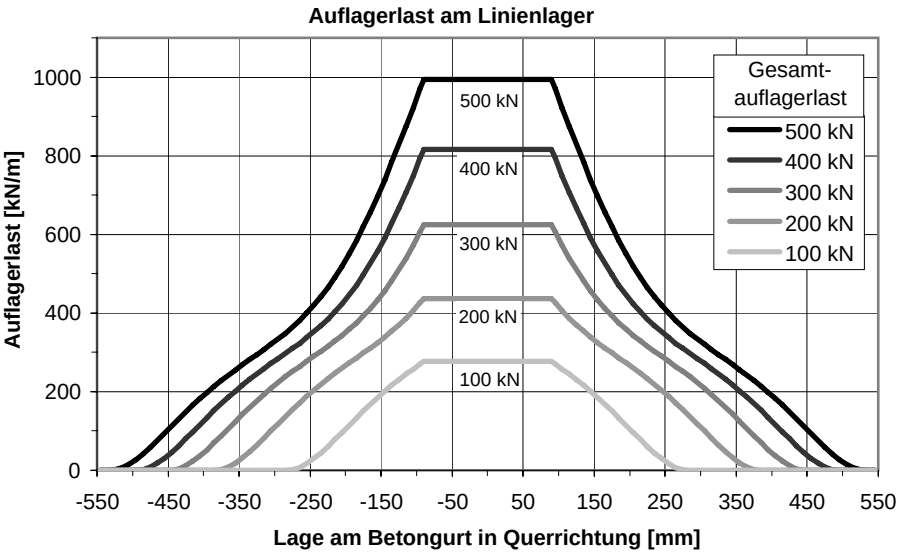


Abb. 4.28: Auflagerlast am Linienlager

damit einhergehende seitliche Ausdehnung des Elastomers ist in Abb. 4.27 im mittleren Bereich der Stahlplatte deutlich zu erkennen. Im äußeren Bereich wird das Elastomer noch gar nicht beansprucht. In Abb. 4.28 ist der Sachverhalt in einem Diagramm verdeutlicht. Hier ist die Verteilung der Gesamtauflagerlast auf die Betongurtbreite bei unterschiedlichen Auflagerlasten dargestellt. Hierbei wird angenommen, dass der Betongurt in Querrichtung unendlich steif ist.

Der Einsatz der trapezförmigen Stahlplatte in Verbindung mit dem Elastomerstreifen ermöglichte bei der Untersuchung der Bereiche 1 und 2 eine realitätsnahe Verteilung der Kräfte im Betongurt.

Bei den Versuchen im Bereich 3 wurde die Breite des Betongurts so gewählt, dass sie der mittragenden Breite entspricht. Es sollte untersucht werden, wie viel Querkraft über die mittragende Breite übertragen werden kann. Daher wurde die trapezförmige Stahlplatte nicht eingesetzt. Sämtliche Lasten wirkten auf der gesamten Breite der Versuchskörper.

4.5.5.2 Einleitung der Horizontallast

Wie bereits in Abschnitt 4.2 erläutert, wurde auf den Betongurt in den meisten Versuchen eine zusätzliche Normalkraft aufgebracht, um ein globales Moment zu simulieren. Durch Druckkraft im Betongurt wurde ein positives globales Moment, durch Zugkraft ein negatives globales Moment simuliert.

- Druck im Betongurt
  In den Abb. 4.21 und 4.22 ist der Versuchsaufbau von Versuch B2_P_D1 abgebildet, bei dem der Betongurt gedrückt wurde. Dazu wurden zwei Stahlträger seitlich an den Betongurt gepresst. In den Abb. 4.29 und 4.30 ist dies im Detail gezeigt. Die Last wurde durch zwei baugleiche Hydraulikpressen erzeugt, die über eine Ölpumpe gesteuert wurden. So herrschte in beiden Pressen ständig die gleiche Kraft. Eine Presse wurde hinter einer Kraftmessdose angeordnet. Über eine Kalotte wurde die Last in den Stahlträger eingeleitet. Zwischen Betongurt und Stahlträger wurde ein 20 mm dickes Elastomerlager angebracht, um die Verdrehung des Betongurtes am Rand nicht zu behindern, die Unebenheiten auszugleichen und die Last möglichst gleichmäßig auf die gesamte Fläche zu verteilen. Das Lager besaß eine Fläche von 1.000 mm × 120 mm und war somit kleiner als der Querschnitt des Betongurts. Um Biegemomente im Betongurt infolge der Horizontallast zu vermeiden, wurde bei den Versuchen in den Bereichen 1 und 2 die Last immer im Schwerpunkt des Betongurtquerschnitts eingeleitet. Bei den Versuchen im Bereich 3 erfolgte die Lasteinleitung im ideellen Schwerpunkt des Verbundträgerquerschnitts. In den ersten Versuchen hat sich gezeigt, dass sich das Elastomerlager bei den auftretenden Druckkräften sehr stark ausdehnte (vgl. Abb. 4.31). Durch die Reibung zwischen Elastomer und Beton kam es zu vertikalen Zugspannungen im Betongurt, die zu Betonabplatzungen führten. Dies wurde in den weiteren Versuchen durch das Einlegen eines Stahlbleches zwischen Elastomer und Beton verhindert.

- Zug im Betongurt
  Für Versuche, bei denen eine Stegöffnung im negativen globalen Momentenbereich simuliert werden sollte, musste der Betongurt gezogen werden. Der entsprechende Versuchsaufbau ist in Abb. 4.32 gezeigt. Es wurde ein geschlos-

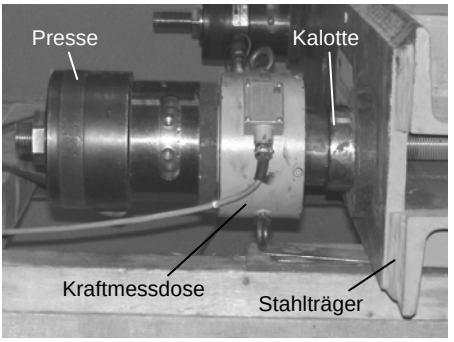


Abb. 4.29: Detail Druckbeanspruchung des Betongurts

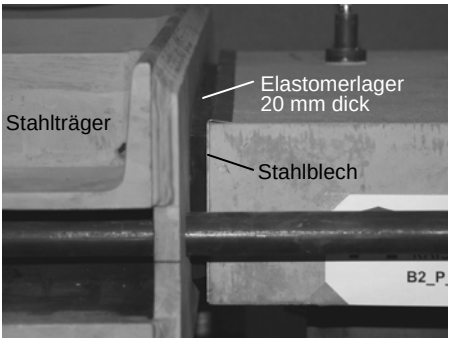


Abb. 4.30: Detail Druckbeanspruchung des Betongurts

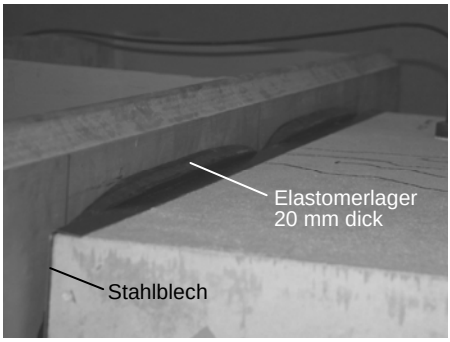


Abb. 4.31: Verformungen des Elastomerlagers bei hoher Horizontallast

sener Stahlrahmen verwendet, der aus zwei Quertraversen und aus zwei auf Druck beanspruchten Stahlträgern bestand. Der Rahmen war nicht mit dem Versuchskörper verbunden. Die Last wurde durch acht Pressen aufgebracht, deren Kolben jeweils die gleiche Geometrie hatten. Dadurch wurde gewährleistet, dass jeweils die gleiche Last auf die Zugstangen aufgebracht wurde. An einer Presse wurde die Last mit einer Kraftmessdose gemessen. Über Gewindemuffen wurde die Zugkraft von den Zugstangen auf Ankerbolzen im Betongurt übertragen. Im Gegensatz zu den Versuchen mit gedrücktem Betongurt, wurde der Gurt an jeder Seite um 50 cm verlängert. In diesem Bereich wurde die Zugkraft von den Ankerbolzen an die Längsbewehrung weitergegeben. Bei diesen Versuchen betrug der Längsbewehrungsgrad ρ_l = 2,6 % (vgl. Tab. 4.1).

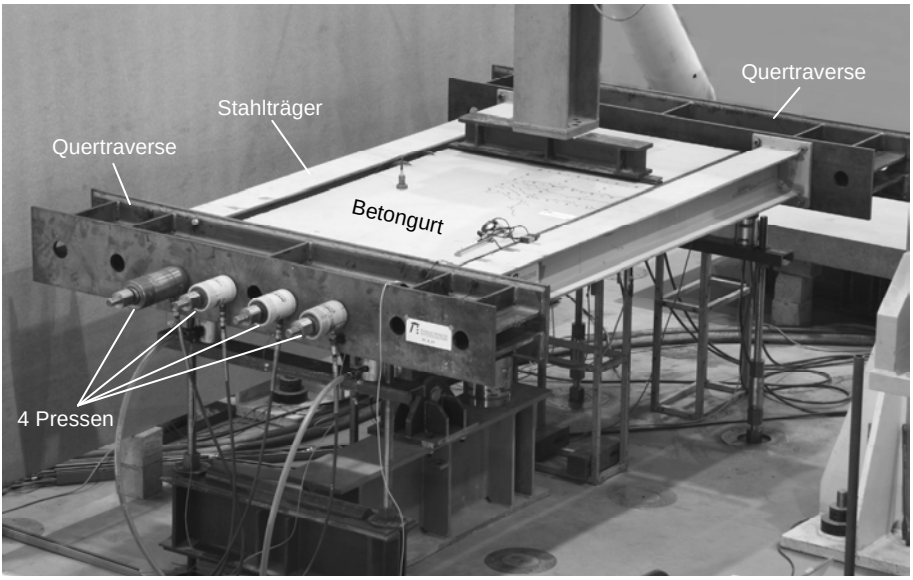


Abb. 4.32: Einleitung der Zugkraft in den Betongurt (Versuch B2_N_D1)

- Lagerung der Lasteinleitungskonstruktion
  Bei den Versuchen im Bereich 2 konnte davon ausgegangen werden, dass die Vertikalverschiebungen an den Enden der Versuchskörper sehr gering sind. Daher konnten die Stahlträger der horizontalen Lasteinleitungskonstruktion starr auf Böcken oder Betonblöcken gelagert werden (s. Abb. 4.22). Bei den Versuchen in den Bereichen 1 und 3 wurden jeweils die Kragarme der Versuchskörper belastet. Hier musste von großen Vertikalverschiebungen ausgegangen werden und daher wurden die Stahlträger zur Lasteinleitung so gelagert, dass sie bei Bedarf vertikal verschoben werden konnten. Die Auflagerlast der Lasteinleitungskonstruktion wurde mittels Kraftmessdosen kontinuierlich erfasst und bei der Berechnung der im Betongurt vorhandenen Querkraft berücksichtigt. Während der Versuche wurden die Stahlträger ständig vertikal verschoben, sodass deren Auflagerlast möglichst konstant blieb und keinen großen Einfluss auf den Querkraftverlauf im Versuchskörper hatte. Die Vertikalverschiebung wurde entweder mit Gewindestangen oder Hydraulikpressen aufgebracht.

4.5.5.3 Versuche mit Querbiegung im Betongurt

Die Versuchskörper B1_P_D1_Qb und B2_P_D1_Qb wurden zusätzlich auf Querbiegung beansprucht. Der Versuchsaufbau ist in den Abbildungen 4.33 und 4.34 dargestellt. Mit den Versuchen sollte ermittelt werden, inwieweit sich eine Biegebeanspruchung des Betongurts in Querrichtung negativ auf das Tragverhalten des Verbundträgers auswirkt. Dazu wurde der Betongurt in Querrichtung derart belastet, dass sich in der oberen Querbewehrung im Riss eine Dehnung von 2 ‰ einstellte. Da der Betongurt lediglich 1.100 mm breit ist, musste die Last direkt in die obere Querbewehrung eingeleitet werden. Diese wurde auf jeder Seite an jeweils zwei Stahl-

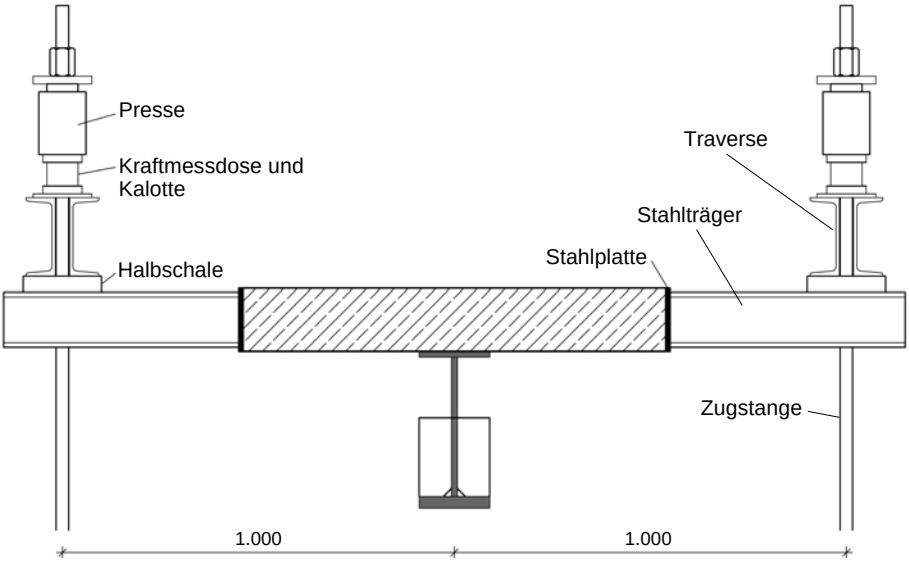


Abb. 4.33: Querschnitt eines Versuchsaufbaus mit Querbiegung (Qb)

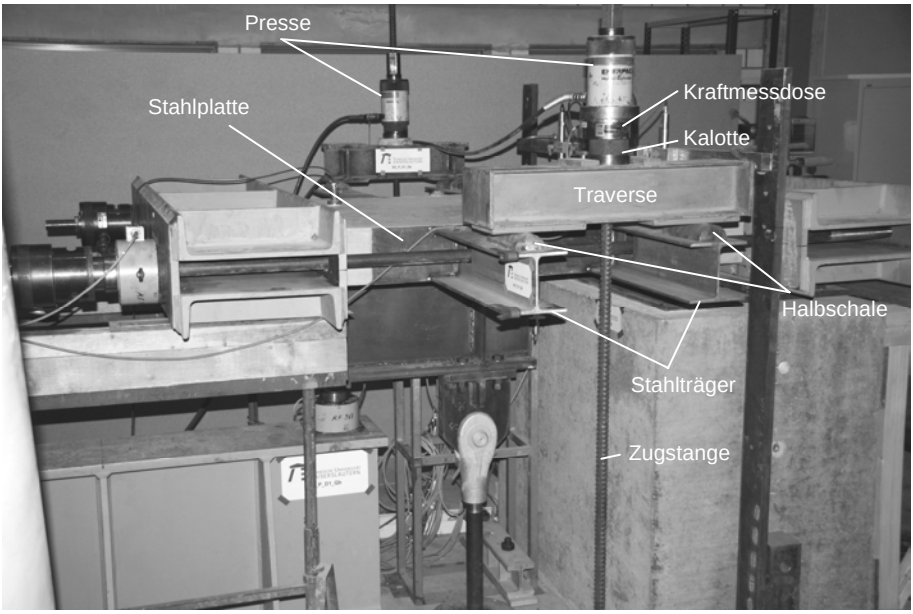


Abb. 4.34: Versuchsaufbau B2_P_D1_Qb

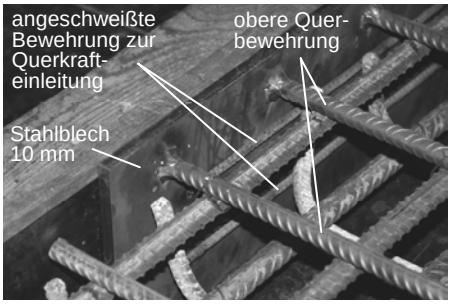


Abb. 4.35: Stahlblech und Bewehrung bei Versuchskörper mit Querbiegung

bleche angeschweißt (s. Abb. 4.35). Zusätzlich wurden zwei Bewehrungsstäbe mit dem Durchmesser von 6 mm an die Stahlbleche geschweißt, um neben den auftretenden Momenten auch die Querkräfte in den Betongurt einleiten zu können. Es wurden zwei Stahlbleche je Seite mit einem lichten Abstand von 20 mm angeordnet, um die Biegung des Betongurts in Längsrichtung nicht vollständig zu verhindern. Nach dem Betonieren wurden zwei Stahlträger je Seite an die Stahlbleche geschweißt. Diese waren mit Aussparungen im Steg versehen, um die Zugstangen der horizontalen Lasteinleitung hindurchführen zu können. Mit zwei baugleichen Pressen, die über Zugstangen im Spannboden verankert waren, wurden über Traversen die Stahlträger belastet. Die aufgebrachte Last wurde mittels einer Kraftmessdose erfasst.

4.6 Versuchsdurchführung

4.6.1 Bereich 1

Die vertikale Belastung der Versuche erfolgte mit einem 1.600 kN-Zylinder mit einer servo-hydraulischen Steuerung. Die horizontale Belastung des Betongurtes (je nach Versuch Druck oder Zug) wurde über mehrere kleinere Hydraulikpressen realisiert, die manuell gesteuert wurden. In den Versuchen mit Querbiegung wurde diese zusätzliche Belastung ebenfalls über zwei manuell gesteuerte 300 kN-Hydraulikpressen aufgebracht. Sämtliche Belastungen erfolgten stets weggeregelt.

In drei Laststufen wurde auf den Betongurt im Bereich der Öffnung eine Querkraft von 150 kN aufgebracht. Dies entspricht etwa dem Gebrauchslastniveau eines Verbundträgers mit einer Stegöffnung, jedoch ohne zusätzlich eingebaute Dübelleisten – also dem Versuchskörper B1_P_D0. Das Gebrauchslastniveau wurde mit dem 0,5-fachen der erwarteten Traglast angenommen.

Mindestens nach dem Erreichen jeder zuvor noch nicht angefahrenen Laststufe wurden die im Betongurt entstandenen Risse markiert und mit der jeweiligen Laststufe gekennzeichnet. Außerdem wurden die Dehnungen und Stauchungen des Betongurtes mithilfe eines Setzdehnungsmessers bestimmt. Zusätzlich wurde der Versuchskörper fotografiert.

Nach Erreichen der Laststufe von 150 kN wurden 20 Lastwechsel zwischen einem Lastniveau von 10 kN und dem Lastniveau 150 kN gefahren. Diese Lastwechsel sollten bewirken, dass sich der in der Verbundfuge vorhandene Haftverbund weitgehend löst. Bis zur letzten Entlastung dieser Lastwechsel wurde der Versuchskörper lediglich durch die vertikale Last des Hydraulikzylinders beansprucht. In den Betongurt wurden bis dahin noch keine zusätzlichen Normal- oder Querkräfte eingeleitet.

Anschließend wurde jeder Versuchskörper in Laststufen von jeweils 50 kN bis zur Traglast belastet, wobei nun auch eine Horizontallast auf den Betongurt in Längsrichtung aufgebracht wurde. Die dadurch entstehende Normalkraft im Betongurt wurde so gesteuert, dass das Momenten-Querkraft-Verhältnis nach Tabelle 4.1 (s. Seite 35) eingehalten wurde. Im Versuch mit Querbiegung wurde die Momentenbelastung des Betongurts in Querrichtung bis zur Laststufe 150 kN kontinuierlich gesteigert, sodass dann die obere Querbewehrung im Riss rechnerisch eine Dehnung von 2 ‰ aufwies. Dieses Moment wurde bis zum Versuchsende konstant gehalten. In Abb. 4.36 ist der zeitliche Ablauf des Versuches B1_P_D1_Qb exemplarisch dargestellt.

4.6.2 Bereich 2

Die Versuchsdurchführung für die Versuche im Bereich 2 ist überwiegend identisch mit der eben beschriebenen Durchführung im Bereich 1. Die vertikale Belastung erfolgte jedoch weggeregelt über eine 1.500 kN-Hohlkolbenpresse, die unterhalb des Spannfeldbodens angeordnet war.

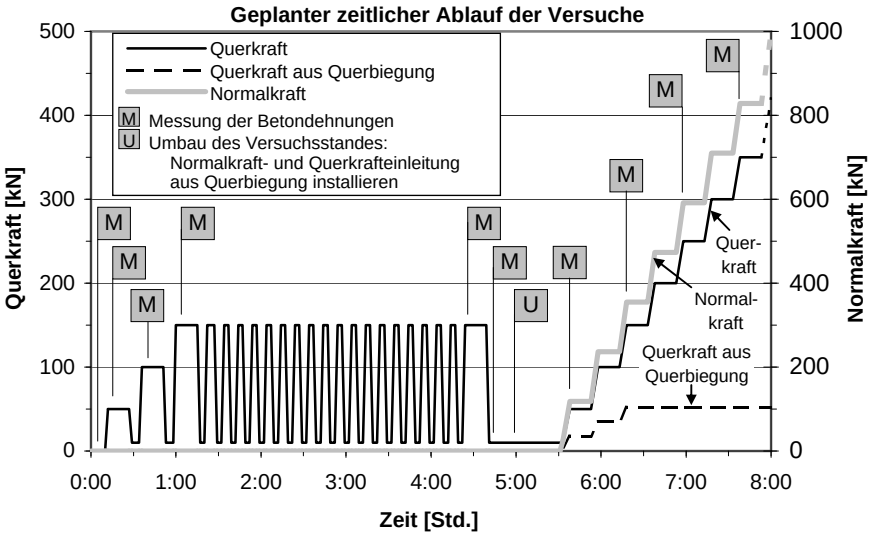


Abb. 4.36: Zeitlicher Ablauf des Versuchs B1_P_D1_Qb

4.6.3 Bereich 3

Wie bereits in Abschnitt 4.5.4 beschrieben, handelte es sich bei dem Versuchskörper, der für die Versuche im Bereich 3 benutzt wurde, um einen Einfeldträger mit Kragarm. Dieser wurde zwischen den Auflagern und am Kragarm vertikal belastet. Die Belastung zwischen den Auflagern erfolgte durch den 1.600 kN-Zylinder mit servo-hydraulischer Steuerung. Der Kragarm wurde durch zwei Hydraulikpressen belastet, die manuell gesteuert wurden. Das Verhältnis der beiden Vertikallasten wurde während des gesamten Versuchs möglichst konstant gehalten.

Der Ablauf der Versuche entsprach dem Ablauf im Bereich 1. Identisch war auch die Einleitung der Normalkräfte in den Betongurt.

4.7 Messungen

Die Messwerterfassung erfolgte über Messverstärker der Fa. Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM). Es wurden entweder die Messverstärker Spider8 alleine oder in Verbindung mit dem System MGCplus benutzt. Die Messung erfolgte kontinuierlich mit einer Frequenz von 1 Hz. Diese Datenmenge wurde im Nachgang ausgedünnt, sodass die endgültigen Dateien nur noch die maßgebenden Messwerte und einige Zwischenwerte enthalten.

Bei den Versuchen im Bereich 1 wurde zur Ermittlung der Querkraft im Betongurt im Bereich der Öffnung die aufgebrachte Last direkt über eine Kraftmessdose gemessen, die im Hydraulikzylinder verbaut ist, und die Eigenlast von Versuchskörper und Versuchsaufbau addiert. Bei den Versuchen im Bereich 2 wurden zur Ermittlung der

Querkraft im Betongurt die aufgebrachte Last sowie die Auflagerlast am Punktlager mithilfe von Kraftmessdosen erfasst (siehe Abb. 4.21 auf Seite 42). Mit diesen beiden Messwerten konnte unter Berücksichtigung der Eigenlast von Versuchskörper und Versuchsaufbau die Querkraft im Betongurt im Bereich der Öffnung ermittelt werden. Bei den Versuchen im Bereich 3 wurden die vertikalen Lasten über Kraftmessdosen ermittelt und daraus die Querkraft im Betongurt im Bereich der Öffnung berechnet. Die Eigenlasten und Auflagerlasten der zur Aufbringung der Normalkraft in den Betongurt benötigten Stahlträger wurden bei den Versuchen der Bereiche 2 und 3 ermittelt bzw. gemessen und bei der Berechnung der Querkraft berücksichtigt.

Sonstige in die Versuchskörper eingeleitete Lasten wurden ebenfalls mit Kraftmessdosen gemessen und in Schnittgrößen umgerechnet. Die Positionierung der Kraftmessdosen wurde bereits im Abschnitt 4.5.5 erläutert.

Die Vertikalverschiebungen der Versuchskörper wurden mit induktiven Wegaufnehmern der Fa. HBM gemessen. Hierbei wurden jeweils die Verschiebungen an den Auflagern, im Bereich der Lasteinleitung und an weiteren Punkten im Öffnungsbereich erfasst. Die Anordnung der Wegaufnehmer in den drei Bereichen sind in den Abb. 4.37 bis 4.39 dargestellt. Um Fehler bei der Bearbeitung der über die Messverstärker aufgenommenen Messwerte auszuschließen, wurde eine eindeutige Nummerierung eingeführt. Die Wegaufnehmer wurden mit Nummern von 41 bis 55 versehen.

Die Dehnungen des Betongurtes im Bereich des Öffnungsrandes wurden mit einem Setzdehnungsmesser erfasst. Dazu wurde ein Raster von Messpunkten auf die Oberfläche des Betons (Ober- und Unterseite) aufgeklebt und bei bestimmten Laststufen wurden die Längenänderungen erfasst. Im Gegensatz zu allen anderen Messungen war hier keine kontinuierliche Messung möglich. Die Positionierung des Messrasters ist in den Abb. 4.40 und 4.41 beispielhaft für Versuch B2_P_D1 dargestellt. Bei den Versuchen im Bereich 3 wurden die Betondehnungen nur in Längsrichtung gemessen, da hier sämtliche Lasten jeweils auf der gesamten Bauteilbreite eingeleitet wurden und somit keine Lastausbreitung in Querrichtung zu erwarten war.

Die Dehnungen einiger in Längs- und in Querrichtung verlaufenden Bewehrungsstäbe in der oberen und unteren Bewehrungslage wurden mit Dehnungsmessstreifen

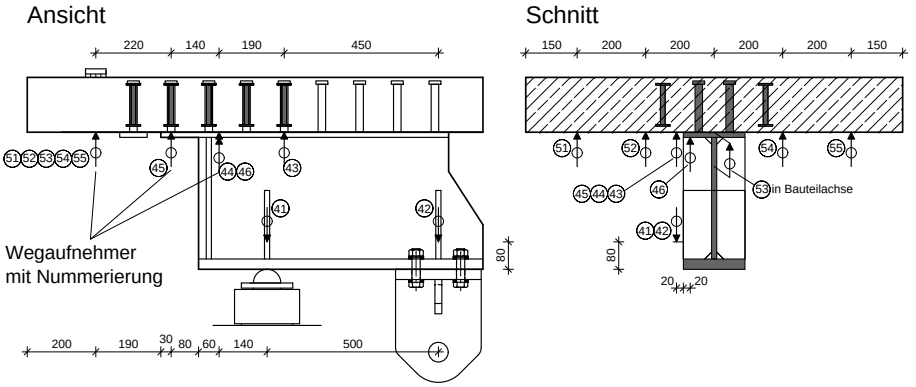


Abb. 4.37: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer in Versuch B1_P_D1

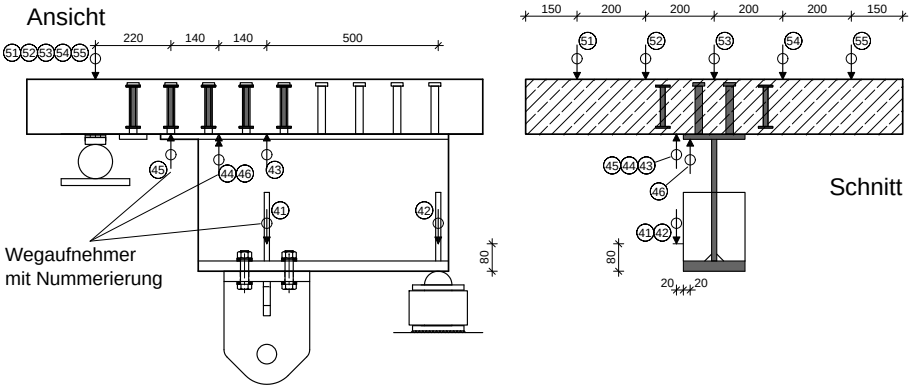


Abb. 4.38: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer in Versuch B2_P_D1

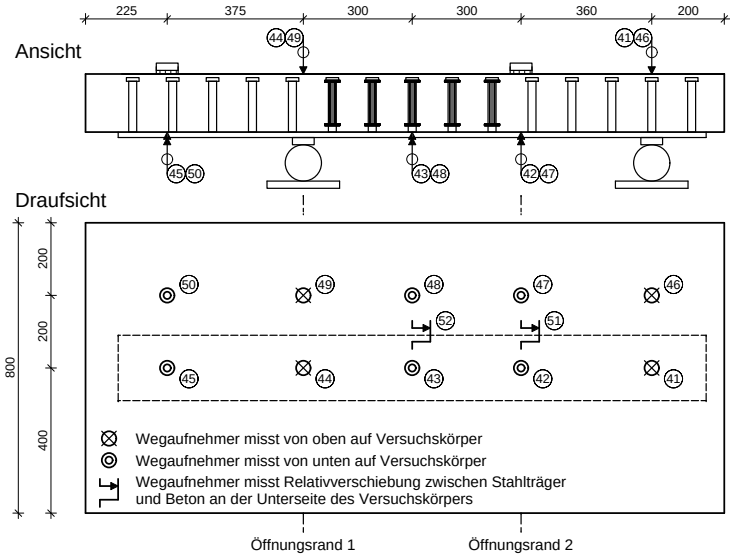


Abb. 4.39: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer in Versuch B3_P_D1

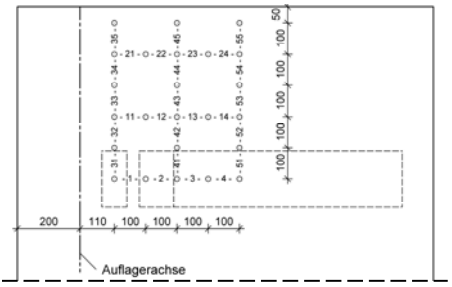


Abb. 4.40: Messraster auf der Betongurtoberseite

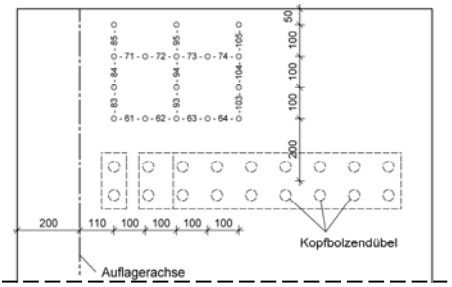


Abb. 4.41: Messraster auf der Betongurtunterseite

des Typs LY 6/120 der Fa. HBM gemessen, ebenso die Dehnungen der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker. Die Lage der Dehnungsmessstreifen ist in Abb. 4.42 für Versuch B2_P_D2 beispielhaft dargestellt. Beim Applizieren der Dehnungsmessstreifen mussten die entsprechenden Oberflächen geschliffen werden. Hierbei wurde der Querschnitt an diesen Stellen etwas geschwächt. Diese Schwächungen können bei der Bewehrung und den Kopfbolzendübeln vernachlässigt werden. Bei den Doppelkopfankern ist die Schwächung wegen der abzuschleifenden Rippen und der beidseitigen Applizierung nicht zu vernachlässigen. Hier wurde der verbleibende Restquerschnitt nach dem Abschleifen gemessen und in der Auswertung der Messergebnisse berücksichtigt. Bei den Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern wurden beidseitig Dehnungsmessstreifen aufgebracht, um über den Mittelwert der beiden Messungen die Normalkraft im Stahl ermitteln zu können. Bei den Bewehrungsstäben wurde nur jeweils ein Dehnungsmessstreifen appliziert. Die Stäbe wurden so eingebaut, dass sich die Dehnungsmessstreifen jeweils auf der Seite befanden. Dadurch wird der Einfluss eines Biegemomentes bei der Messung minimiert. Die Nummerierung der Dehnungsmessstreifen erfolgte immer nach folgendem System:

DMS 11 bis 20	Dehnungsmessstreifen auf den Kopfbolzendübeln,
DMS 21 bis 30	Dehnungsmessstreifen auf den Doppelkopfankern der ersten Dübelleiste,
DMS 31 bis 38	Dehnungsmessstreifen auf der Längsbewehrung am untersuchten Öffnungsrand (bei Versuchen im Bereich 3 Öffnungsrand 2),
DMS 39 bis 40	Dehnungsmessstreifen auf der Querbewehrung am untersuchten Öffnungsrand (bei Versuchen im Bereich 3 Öffnungsrand 2),
DMS 61 bis 70	Dehnungsmessstreifen auf den Doppelkopfankern der zweiten Dübelleiste,
DMS 71 bis 76	Dehnungsmessstreifen auf den Kopfbolzendübeln (nur Versuche mit großer Öffnung),
DMS 81 bis 86	Dehnungsmessstreifen auf den Doppelkopfankern (nur Versuche mit großer Öffnung),
DMS 91 bis 98	Dehnungsmessstreifen auf der Querbewehrung (nur Versuche mit Querbiegung),
DMS 101 bis 108	Dehnungsmessstreifen auf der Längsbewehrung am Öffnungsrand 1 (nur Versuche im Bereich 3),
DMS 109 bis 110	Dehnungsmessstreifen auf der Querbewehrung am Öffnungsrand 1 (nur Versuche im Bereich 3),
DMS 111 bis 115	Dehnungsmessstreifen auf dem Stahlträgergurt (nur Versuche im Bereich 3).

Die Messtechnikpläne aller durchgeführten Versuche sind im Anhang zu finden.

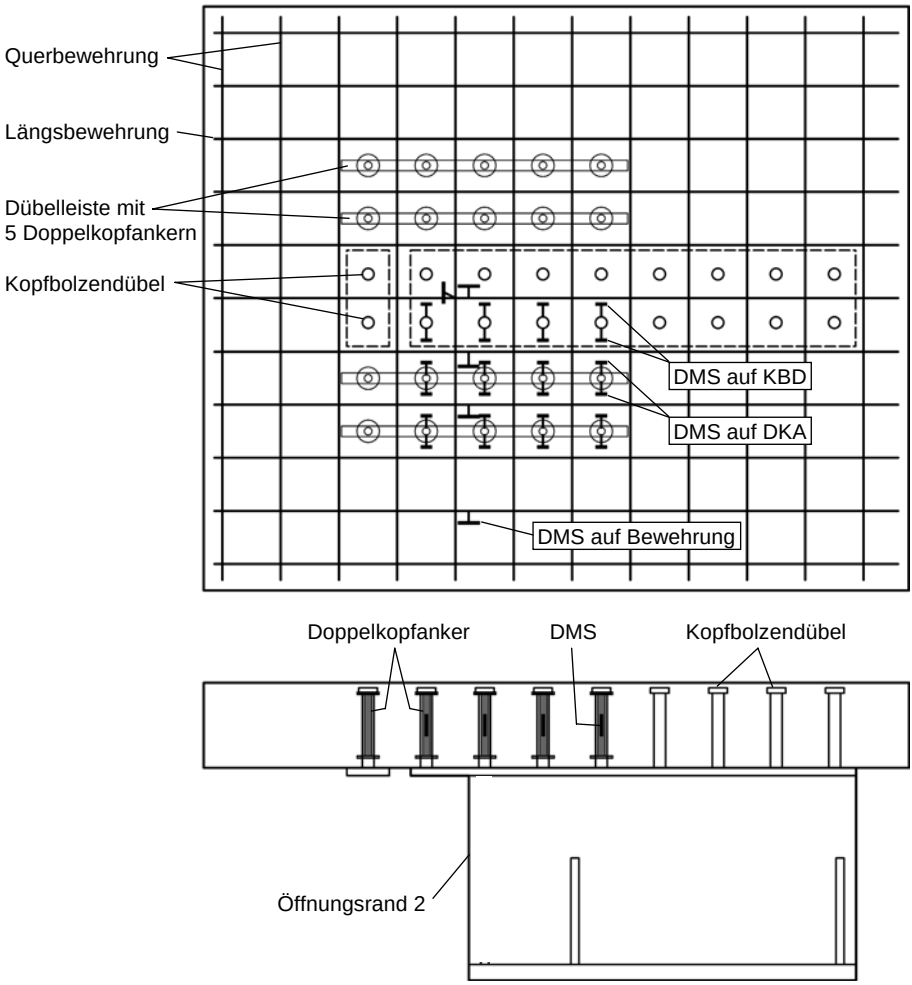


Abb. 4.42: Lage der Dehnungsmessstreifen in Draufsicht und Schnitt bei Versuch B2_P_D2

4.8 Baustoffe

4.8.1 Beton

Die Stahlbetongurte aller Versuchskörper wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern betoniert. Für die Versuche in den Bereichen 1 und 2 wurde ein Beton im Bereich der Festigkeitsklasse C30/37, für die Versuche im Bereich 3 ein Beton im Bereich der Festigkeitsklasse C20/25 verwendet. Für sämtliche Versuche wurde die Betonrezeptur so eingestellt, dass der Beton dem Konsistenzbereich „weich“ (Ausbreitmaßklasse F3) nach *DIN 1045-2* zugeordnet werden kann.

Zu jedem Versuchskörper wurden drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm zur Bestimmung der Druckfestigkeit betoniert und am Versuchstag nach

DIN EN 12390-3 geprüft. Zusätzlich wurden sechs Betonzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm hergestellt. Mit drei Zylindern wurde am Versuchstag die Spaltzugfestigkeit nach *DIN EN 12390-6*, mit den restlichen der E-Modul nach *DIN 1048-5* bestimmt. Die Betonprobekörper wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und zusammen mit dem Prüfkörper bis zum Versuch gelagert, um die gleichen Umgebungsbedingungen zu erreichen. In Tab. 4.3 sind die ermittelten Materialkennwerte des Betons zusammengestellt.

4.8.2 Betonstahl

Für die Quer- und Längsbewehrung der Betongurte wurden bei allen Versuchen Betonstähle mit einem Durchmesser von 12 und 16 mm verwendet. Es wurden für jede Charge drei Zugproben nach *DIN EN 10002-1* getestet und jeweils der Mittelwert aus den Einzelergebnissen gebildet. In Tab. 4.4 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.

4.8.3 Baustahl

Für die Versuche in den Bereichen 1 und 2 wurden die Stahlträger aus S 235 mit der Werkstoff-Nr. 1.0037 hergestellt. Da für die Versuche weder die Festigkeit noch der Elastizitätsmodul des Stahls relevant waren, wurden diese Kennwerte nicht ermittelt.

Bei den Bauteilversuchen im Bereich 3 ist die Stahlplatte, die den oberen Flansch des Stahlträgers darstellt, als Teil des Verbundquerschnitts maßgeblich an der Lastabtragung beteiligt. Daher ist es hier erforderlich, die Kenngrößen des verwendeten Stahls zu prüfen. Aufgrund der großen Beanspruchung wurde für diese Versuche ein S 355 mit der Werkstoff-Nr. 1.0577 verwendet. Aus jeder Charge wurden jeweils drei Zugproben nach *DIN 50125* hergestellt und geprüft. Die ermittelten Materialkennwerte Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul sind in Tab. 4.5 abgedruckt.

4.8.4 Kopfbolzendübel

Zum Einsatz kamen ausschließlich kaltverformte Kopfbolzendübel der Firma Nelson mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Länge von 150 mm. Die Schweißungen der Kopfbolzendübel wurden mit dem üblichen Bolzenschweißverfahren hergestellt und nach *DIN EN ISO 14555* Sicht- und Biegeprüfungen unterzogen.

Die verwendeten Kopfbolzendübel entstammten alle einer Charge. Aus drei Kopfbolzendübeln wurden Zugproben nach *DIN 50125* hergestellt und geprüft. In Tab. 4.6 sind die ermittelten Materialkennwerte Dehngrenze, Zugfestigkeit und E-Modul der Kopfbolzendübel aufgeführt.

Tab. 4.3: Materialkennwerte des Betons

Versuchs-bezeichnung	$f_{c,cube}$ [1]	$f_{ct,sp}$ [2]	E_c [3]
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
B1_P_D1	41,7	3,00	26.500
B1_0_D1	41,8	3,38	26.100
B1_N_D1	36,3	2,64	23.300
B1_P_D0	39,4	2,96	25.400
B1_P_D2	48,4	3,27	26.400
B1_N_D2	32,6	2,48	23.400
B1_P_D2_kA	50,9	3,07	26.900
B1_N_D2_kA	38,7	2,78	24.200
B1_P_D1_MV	42,3	3,11	28.100
B1_P_D1_gO	44,1	2,96	25.200 [4]
B1_P_D1_St	44,6	2,88	25.200 [4]
B1_P_D1_Qb	46,3	2,94	26.600
B2_P_D1	41,1	2,47	26.800
B2_0_D1	40,6	2,66	26.300
B2_N_D1	42,0	2,99	25.600
B2_P_D0	43,8	2,85	26.400
B2_P_D2	39,3	2,85	25.700
B2_N_D2	42,6	3,27	25.900
B2_P_D2_kA	43,7	2,98	27.500
B2_N_D2_kA	43,6	3,16	26.000
B2_P_D1_MV	42,3	3,19	26.400
B2_P_D1_gO	32,6	2,74	23.600
B2_P_D1_St	49,0	3,37	27.800
B2_P_D1_Qb	40,6	3,26	25.600
B3_P_D1	16,8	1,85	19.800
B3_0_D1	20,5	1,89	20.700
B3_N_D1	20,9	2,20	20.800
B3_P_D0	18,3	2,09	20.000

Erläuterung:
[1] mittlere Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag
[2] mittlere Spaltzugfestigkeit am Versuchstag
[3] mittlerer E-Modul am Versuchstag
[4] E-Modul-Prüfung 3 Wochen nach Versuchsdurchführung

Tab. 4.4: Materialkennwerte des Betonstahls

Versuchs-bezeichnung	Längsbewehrung (Ø 16)			Querbewehrung (Ø 12)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
B1_P_D1 B1_0_D1	518,6	617,3	190.000	512,9 [1)]	579,3	182.000
B1_N_D1	522,0	618,6	201.000			
B1_P_D0 B1_P_D2	518,6	617,3	190.000			
B1_N_D2	522,0	618,6	201.000			
B1_P_D2_kA	518,6	617,3	190.000			
B1_N_D2_kA	522,0	618,6	201.000			
B1_P_D1_MV	518,6	617,3	190.000			
B1_P_D1_gO	554,7	643,8	192.000			
B1_P_D1_St	518,6	617,3	190.000			
B1_P_D1_Qb				490,8 [2)]	577,4 [2)]	200.000 [2)]
B2_P_D1 B2_0_D1	546,5	633,4	210.000	582,9 [1)]	650,6	184.000
B2_N_D1	568,3	655,1	210.000			
B2_P_D0 B2_P_D2	546,5	633,4	210.000			
B2_N_D2	568,3	655,1	210.000			
B2_P_D2_kA	546,5	633,4	210.000			
B2_N_D2_kA	568,3	655,1	210.000			
B2_P_D1_MV	546,5	633,4	210.000			
B2_P_D1_gO	554,7	643,8	192.000			
B2_P_D1_St	546,5	633,4	210.000			
B2_P_D1_Qb				490,8 [3)]	577,4 [3)]	200.000 [3)]
B3_P_D1 B3_0_D1 B3_N_D1 B3_P_D0	523,7	623,8	197.000	550,7	646,8	200.000

Erläuterung:

1) kaltverformter Stahl, Wert entspricht der 0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2}$

2) gilt nur für obere Querbewehrung, Materialkennwerte der unteren Querbewehrung wie B1_P_D1

3) gilt nur für obere Querbewehrung, Materialkennwerte der unteren Querbewehrung wie B2_P_D1

Tab. 4.5: Materialkennwerte des Baustahls

Versuchs-bezeichnung	f_y	f_u	E_s
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
B3_P_D1 B3_0_D1 B3_N_D1	337,8	498,5	208.000
B3_P_D0	339,4	499,1	205.000

Tab. 4.6: Materialkennwerte der Kopfbolzendübel

Versuchs-bezeichnung	$R_{p0,2}$	f_u	E_s
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
sämtliche Versuche	364,4	460,0	181.000

4.8.5 Doppelkopfanker

In sämtlichen Versuchen kamen ausschließlich Dübelleisten mit Doppelkopfankern der Firma Halfen mit einem Nenndurchmesser von 14 mm und einer Länge von 125 mm zum Einsatz. Aus den unterschiedlichen Chargen wurden jeweils drei Doppelkopfanker entnommen und Zugproben nach *DIN 50125* hergestellt und geprüft. In Tab. 4.7 sind die ermittelten Materialkennwerte Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul der Doppelkopfanker zusammengestellt.

Tab. 4.7: Materialkennwerte der Doppelkopfanker

Versuchs-bezeichnung	f_y	f_u	E_s
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
B1_P_D1	484,6	597,4	194.000
B1_0_D1 B1_N_D1	443,5	538,9	191.000
B1_P_D0	---	---	---
B1_P_D2 B1_N_D2 B1_P_D2_kA B1_N_D2_kA B1_P_D1_MV B1_P_D1_gO B1_P_D1_St B1_P_D1_Qb	443,5	538,9	191.000
B2_P_D1 B2_0_D1 B2_N_D1	484,6	597,4	194.000
B2_P_D0	---	---	---
B2_P_D2 B2_N_D2 B2_P_D2_kA B2_N_D2_kA B2_P_D1_MV	484,6	597,4	194.000
B2_P_D1_gO	443,5	538,9	191.000
B2_P_D1_St B2_P_D1_Qb	484,6	597,4	194.000
B3_P_D1 B3_0_D1 B3_N_D1	443,7	559,7	193.000
B3_P_D0	---	---	---

4.9 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

4.9.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen werden in den nachfolgenden Abschnitten getrennt nach den drei Bereichen betrachtet. Es wurden bei den Versuchen bis zu 67 verschiedene Werte mit einer Messrate von 1 Hz gemessen. Sämtliche Messwerte wurden aufbereitet und in Diagrammen aufgetragen. An dieser Stelle werden nur ausgewählte Diagramme dargestellt und erläutert. Sämtliche Diagramme der einzelnen Messwerte sind jedoch im Anhang abgedruckt.

Wie in Abschnitt 4.6 bereits erläutert, wurde der Haftverbund zwischen dem Beton und den Stahleinbauteilen durch die Beanspruchung der Prüfkörper mit 20 Lastwechseln gelöst. Der Übersichtlichkeit wegen ist in den Diagrammen jeweils nur das erste Anfahren der Last abgebildet. Die Entlastung und die weiteren Lastwechsel sind aus-

geblendet. Nach den Lastwechseln wurden die Beanspruchungen der Prüfkörper auf ein niedriges Niveau gesenkt und anschließend die Prüfkörper in mehreren Schritten bis zum Bruch belastet. Dies ist vollständig in den Diagrammen dargestellt. Bei 25 Versuchskörpern wurde der Betongurt nach den Lastwechseln mit einer zusätzlichen Normalkraft (bei den Versuchen mit Querbiegung auch mit einer zusätzlichen Querkraft in Querrichtung) belastet. Daraus können unterschiedliche Steigungen der beiden Linien (erster Lastwechsel und Belastung bis zum Bruch) in den Diagrammen resultieren.

4.9.2 Bereich 1

4.9.2.1 Last und Querkraft

Die im Öffnungsbereich im Betongurt vorhandene Querkraft V_c dient bei den Versuchsauswertungen im Bereich 1 als Bezugsgröße. Alle Messwerte werden im Zusammenhang mit dieser Querkraft dargestellt.

Bei den Versuchen stellte der Betongurt im Bereich der Öffnung einen Kragarm dar (vgl. Abb. 4.13 auf Seite 34). Dieser wurde durch den Hydraulikzylinder belastet. Daher entspricht die Summe von Zylinderlast und den Eigenlasten von Versuchskörper und -aufbau der Querkraft V_c im Öffnungsbereich. Bei der Eigenlast des Versuchsaufbaus ist auch die Last berücksichtigt, die durch die teilweise auf den Betongurt aufgelegte Stahlkonstruktion zur Einleitung der Normalkräfte in den Betongurt hervorgerufen wurde:

$$V_c = P + G_1 + G_2 \tag{4.12}$$

mit: V_c Querkraft im Betongurt im Bereich der Öffnung,
P Vertikallast, aufgebracht durch den Hydraulikzylinder,
G_1 Eigenlast des Versuchskörpers hinter Lasteinleitung,
G_2 Eigenlast des Versuchsaufbaus.

Im Anhang sind sämtliche Last-Verformungs-Diagramme dargestellt. In Kap. 6 sind die maximal erreichten globalen Querkräfte im Öffnungsbereich für jeden Versuch aufgelistet.

4.9.2.2 Verschiebungen

Sämtliche Verschiebungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Anordnung der Wegaufnehmer ist in Abb. 4.37 auf Seite 53 dargestellt. Bei sämtlichen Versuchen im Bereich 1 wurden elf Wegaufnehmer eingesetzt. Jeweils zwei wurden an den Auflagern angeordnet (41 und 42), um die Starrkörperverformung zu bestimmen. Drei Wegaufnehmer (43 bis 45) maßen die Verformung des Betongurtes zwischen Lasteinleitung und Auflagern. Der Wegaufnehmer 46 wurde direkt neben dem Wegaufnehmer 44 unter dem Obergurt des Stahlträgers platziert, um die Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlträger zu messen. Außerdem wurden noch jeweils fünf Wegaufnehmer unter dem Betongurt an der Lasteinleitung angeordnet (51 bis 55), um die Vertikalverformung über die Breite des Betongurts zu bestimmen.

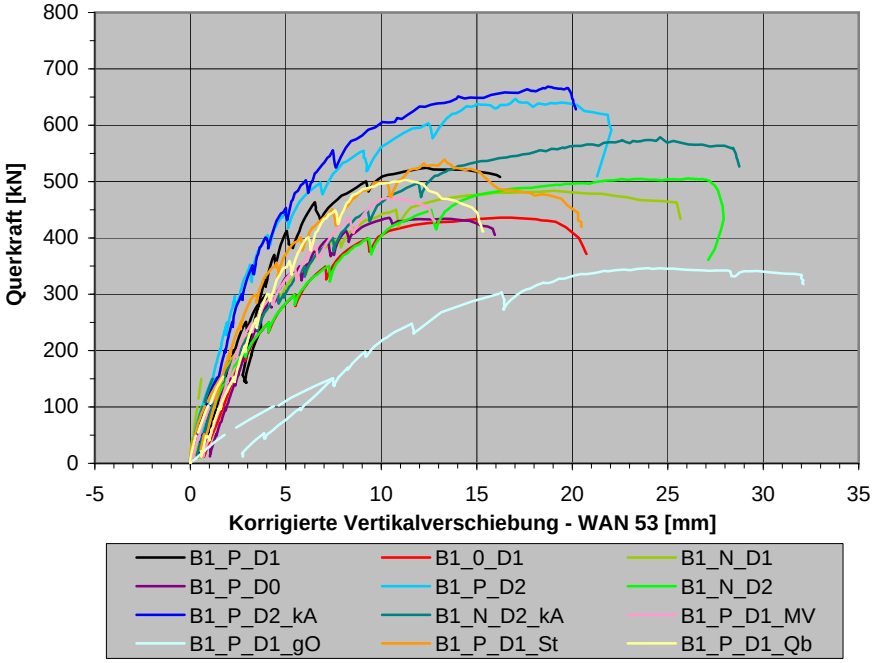


Abb. 4.43: Vergleich der Vertikalverschiebungen der Versuche im Bereich 1 an der Lasteinleitung (Wegaufnehmer 53)

In Abb. 4.43 sind die Vertikalverschiebungen des Betongurts an der Lasteinleitungsstelle sämtlicher Versuche im Bereich 1 aufgetragen. Da es bei den Versuchen zu erheblichen Verformungen an den Auflagern kam, sind sämtliche Werte der Wegaufnehmer um diese Starrkörperverschiebungen korrigiert worden. Die mit Abstand größte Verformung stellte sich im Versuch B1_P_D1_gO ein, da bei diesem Versuchskörper der Kragarm um 220 mm länger war als bei den anderen Versuchen. Betrachtet man in dem Diagramm die anderen Versuche, sind die unterschiedlichen Steifigkeiten der Versuchskörper erkennbar. Bis zur Belastung, bei der sich die ersten Biegerisse einstellen, ist das Verformungsverhalten der einzelnen Versuchskörper sehr ähnlich. Danach zeigen sich die verschiedenen Belastungsarten (unterschiedliche Normalkraft im Betongurt, Querbiegung) und Konstruktionen (Anzahl und Anordnung der Dübelleisten) in der unterschiedlichen Steigung der einzelnen Graphen. Ein weiches Tragverhalten zeigen die Versuchskörper, deren Betongurt nicht mit einer Druckkraft belastet wird. Besonders steif sind die Körper, in denen zwei Dübelleisten mit Doppelkopfankern vorhanden sind (B1_P_D2 und B1_P_D2_kA). Diese erreichten in den Versuchen auch die größten Traglasten.

4.9.2.3 Dehnungen in den Kopfbolzendübeln

Die Dehnungen der Kopfbolzendübel im Bereich der Öffnungsränder wurden bei jedem Versuch mithilfe von Dehnungsmessstreifen bestimmt. Da immer zwei Kopfbolzendü-

bel nebeneinander auf dem Stahlträger angeordnet waren (Kopfbolzendübel-Paar), wurde von diesen nur einer gemessen. Die Dehnungsmessstreifen wurden am Schaft jedes gemessenen Kopfbolzendübels 25 mm unterhalb des Kopfes an der Innen- und Außenseite angebracht. Aus den Dehnungen konnten über das Werkstoffgesetz der Kopfbolzendübel deren Spannungen und die Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare berechnet werden.

In Abb. 4.44 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf den Kopfbolzendübeln sowie die Nummerierung der Kopfbolzendübel für die Versuche im Bereich 1 zu sehen. Bei diesen Versuchen erfahren die Kopfbolzendübel insgesamt nur sehr geringe Beanspruchungen, da die Querkraft vom Betongurt in den Stahlträger über Druckspannungen eingeleitet wird. In Abb. 4.45 sind beispielhaft die mittleren Dehnungen der Kopfbolzendübel des Versuchskörpers B1_P_D2_kA dargestellt. Bei den anderen Versuchen im Bereich 1 verhalten sich die Dehnungen der Kopfbolzendübel ähnlich. Die Kopfbolzendübel, die sich über der Öffnung befinden (KBD 4 und 5), werden am meisten gedehnt, da sie für die Querkraftübertragung herangezogen werden. Kopfbolzendübel 3 ist direkt über der Steife am Öffnungsrand angeordnet. An dessen Fußpunkt wird die Querkraft konzentriert in den Stahlträger eingeleitet. Daher erfährt dieser Kopfbolzendübel im Kopfbereich keinerlei Beanspruchung. In dem der Öffnung abgewandten Bereich des Stahlträgers muss der Betongurt nach unten gehalten werden. Dies zeigt sich bereits in den Dehnungen der Kopfbolzendübel 1 und 2.

Aus den im Anhang dargestellten Vergleichsdiagrammen lässt sich auch allgemein ersehen, dass bei den Versuchen mit gezogenem Betongurt die Dehnungen der Kopfbolzendübel bei niedrigem Lastniveau schneller zunehmen als bei den Versuchen mit gedrücktem Betongurt. Erst wenn sich auch bei gedrücktem Gurt die Betondruckstreben infolge der Laststeigerung steiler einstellen, erreichen die Dehnungen das Niveau der Versuche mit gezogenem Betongurt. Des Weiteren lässt sich sagen, dass die Dehnungen an den Innenseiten der Kopfbolzendübel tendenziell größer sind als an den

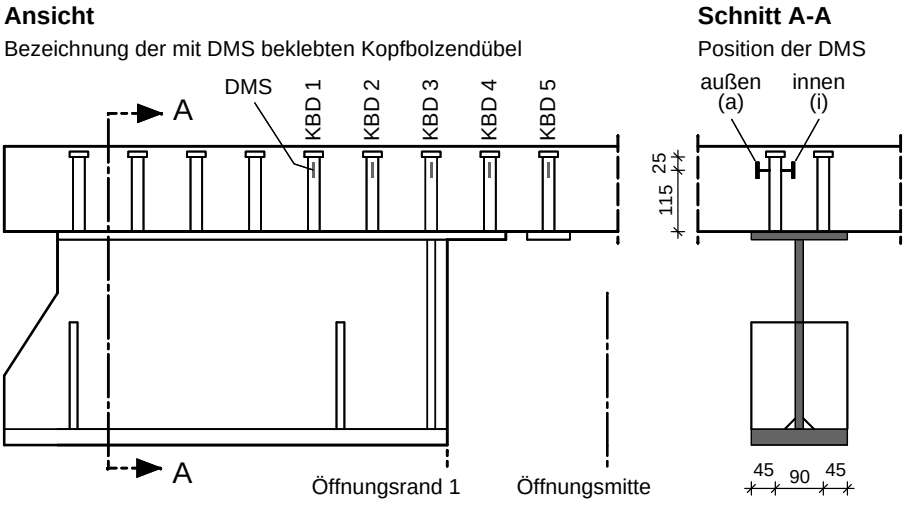


Abb. 4.44: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen an den Kopfbolzendübeln für Versuche im Bereich 1

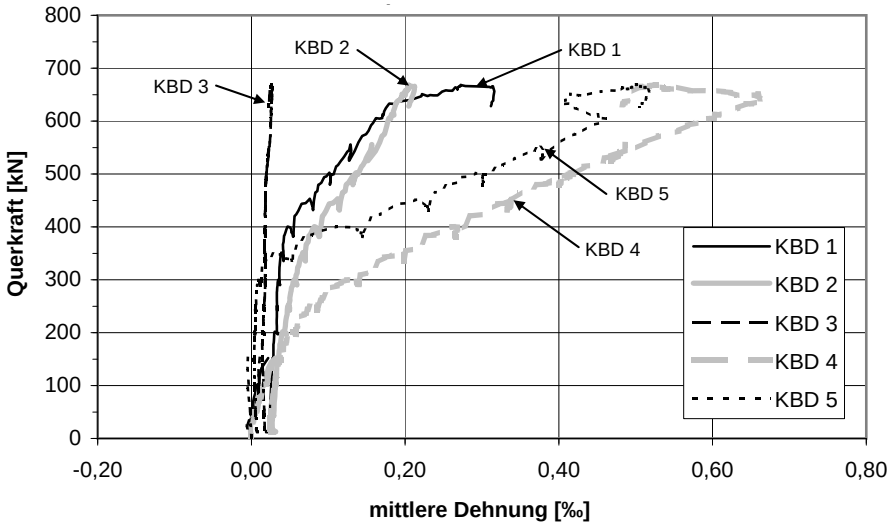


Abb. 4.45: Mittlere Dehnungen der Kopfbolzendübel am Beispiel des Versuchs B1_P_D2_kA

Außenseiten. Das bedeutet, dass sich die Kopfbolzendübel mit dem Kopf senkrecht zur Längsachse des Versuchskörpers nach außen krümmen und der Betongurt in Querrichtung an der Oberseite gedehnt wird. Besonders stark ist dieser Effekt im Bereich des Öffnungsrandes, wo die konzentrierte Lasteinleitung in den Stahlträger stattfindet.

4.9.2.4 Dehnungen in den Doppelkopfankern der Dübelleisten

Bei 25 Versuchen wurden Dübelleisten im Betongurt parallel zu den Stahlträgern angeordnet. Die Doppelkopfanker der Dübelleisten hatten in Längsrichtung – wie auch die Kopfbolzendübel – einen Abstand von 110 mm. Die Kopfbolzendübel und die Doppelkopfanker waren daher in Querrichtung immer in einer Linie angeordnet.

Wie bei den Kopfbolzendübeln wurden auch auf den Doppelkopfankern Dehnungsmessstreifen appliziert, um die Dehnungen zu bestimmen und daraus die Spannungen und Normalkräfte zu ermitteln. Da die Doppelkopfanker symmetrisch zur Bauteillängsachse angeordnet waren, wurden nur Doppelkopfanker auf einer Seite der Achse mit Dehnungsmessstreifen versehen. Um wiederum die Einflüsse aus Biegung auszuschließen und um die mittlere Dehnung zu erhalten, wurden die Dehnungen jeweils an der Innen- und Außenseite gemessen. Da der Schaft der Doppelkopfanker im Gegensatz zu den Kopfbolzendübeln nicht glatt ist sondern aus einem gerippten Betonstahl besteht, kann über die Höhe des Ankers – und nicht erst am Kopf – bereits Kraft in den Beton eingeleitet werden. Es wird angenommen, dass der Anker in der unteren Hälfte die Querkraft aufnimmt, über Zug nach oben transportiert und in der oberen Hälfte wieder an den umliegenden Beton abgibt. Um die maximal übertragene Kraft zu messen, wurden daher die Dehnungsmessstreifen in der Mitte der Doppelkopfanker angeordnet.

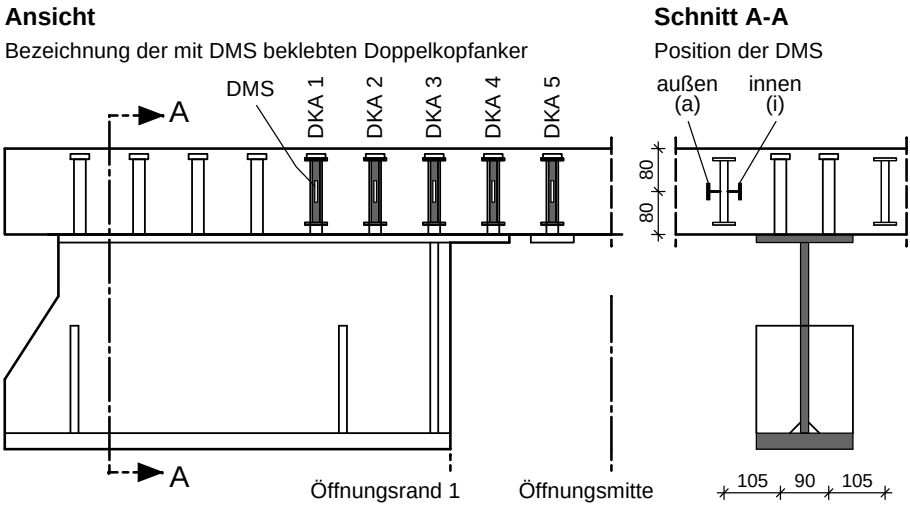


Abb. 4.46: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen an den Doppelkopfankern für Versuche im Bereich 1

In Abb. 4.46 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf den Doppelkopfankern der ersten Dübelleiste sowie die Nummerierung der Doppelkopfanker für die Versuche im Bereich 1 abgebildet. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen und die Nummerierung der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste erfolgten analog.

Die Abbildungen 4.47 und 4.48 zeigen die Dehnungen der Doppelkopfanker der ersten und zweiten Dübelleiste bei dem Versuch B1_P_D2_kA, wobei die Dehnungen von DKA 1 nicht gemessen wurden. Es ist festzustellen, dass – wie schon bei den Kopfbolzendübeln – die Doppelkopfanker über der Öffnung (DKA 4 und DKA 5) am meisten gedehnt werden. Jedoch erfahren auch die anderen Doppelkopfanker, die sich im Bereich hinter der Öffnung befinden (DKA 2 und DKA 3), noch nennenswerte Beanspruchungen. Insgesamt sind die Dehnungen um ein Vielfaches größer als bei den Kopfbolzendübeln, wobei anzumerken ist, dass das Verhältnis der Querschnitte von Doppelkopfanker zu Kopfbolzendübel etwa $\frac{2}{5}$ beträgt. So sind die Kräfte, die von dem KBD 5 und dem DKA 5 der ersten Dübelleiste jeweils übertragen werden, etwa gleich groß. Die Kräfte des Doppelkopfankers 5 der zweiten Dübelleiste sind etwas geringer.

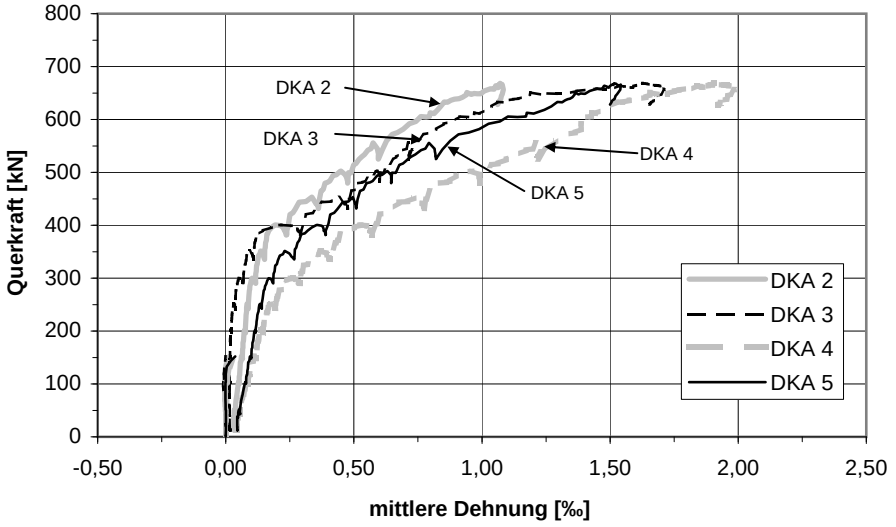


Abb. 4.47: Mittlere Dehnungen der Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste am Beispiel des Versuchs B1_P_D2_kA

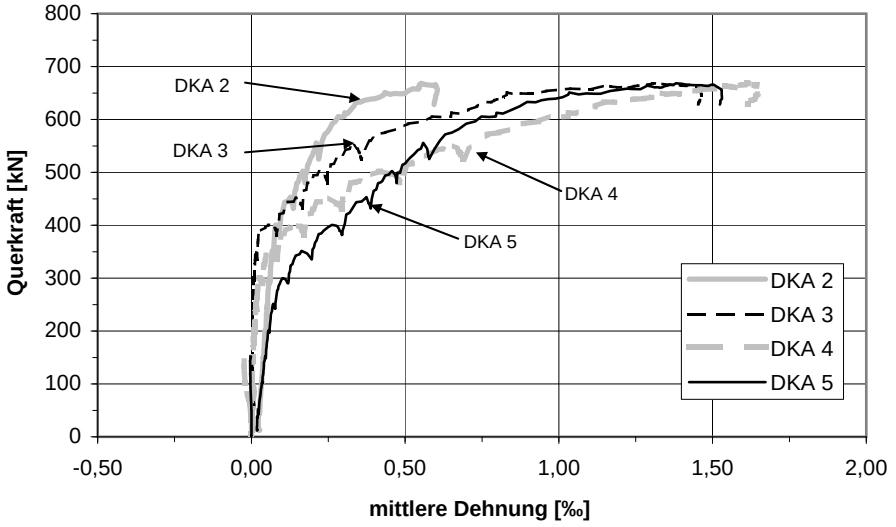


Abb. 4.48: Mittlere Dehnungen der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste am Beispiel des Versuchs B1_P_D2_kA

4.9.2.5 Dehnungen der Längsbewehrung

Bei jedem Versuch wurden acht Stäbe der Längsbewehrung – vier Stäbe der oberen und vier der unteren Bewehrung – mit Dehnungsmessstreifen beklebt, um an der Stelle des Öffnungsrandes die Dehnungsverteilung im Betongurt ermitteln zu können. Auf jeden Bewehrungsstab wurde seitlich ein Dehnungsmessstreifen appliziert, da eine Krümmung der Bewehrung in Querrichtung ausgeschlossen werden kann. Aufgrund der Symmetrie der Bewehrung zur Bauteillängsachse wird nur auf einer Seite des Prüfkörpers die Bewehrung mit Dehnungsmessstreifen versehen.

In allen Versuchen, bei denen ein positives globales Moment (gedrückter Betongurt) oder ein Momentennullpunkt simuliert wurde, sind die Dehnungsmessstreifen gemäß Abb. 4.49 angeordnet worden. Die Versuche mit einem simulierten negativen Moment hatten einen höheren Längsbewehrungsgrad, die Abstände der Längsbewehrung wur-

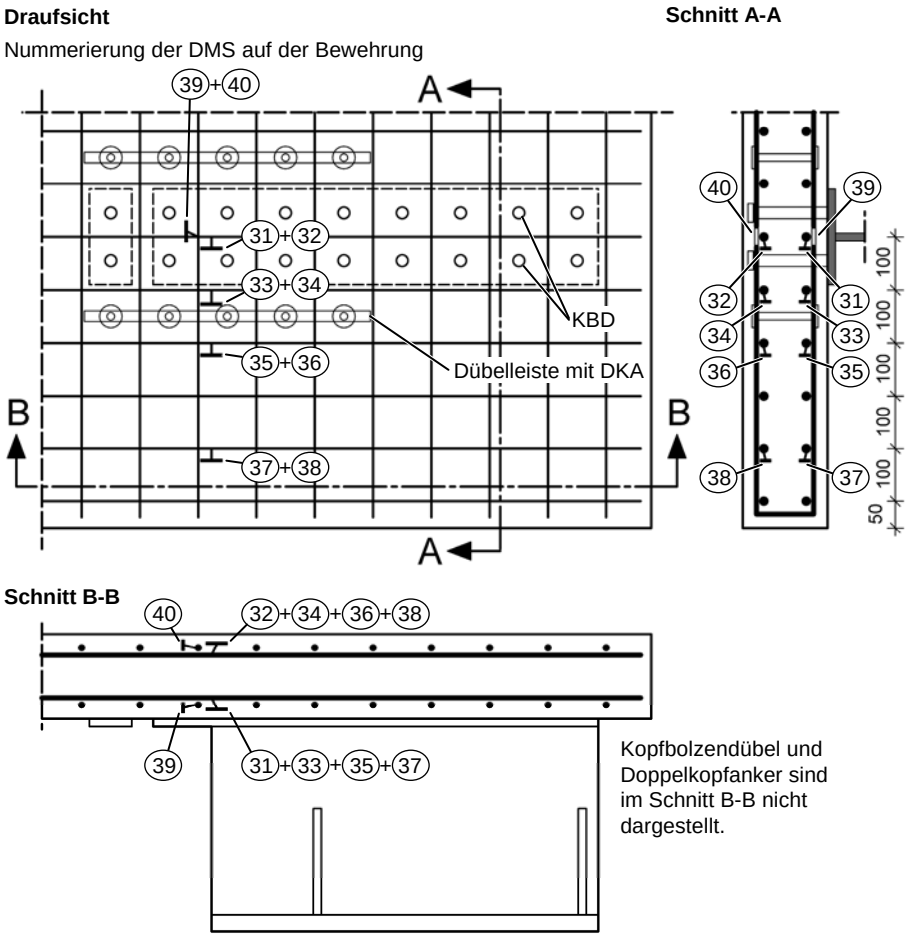


Abb. 4.49: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen auf der Längs- und Querbewehrung für Versuche in den Bereichen 1 und 2 (außer Versuche mit gezogenem Betongurt oder Querbiegung)

den daher verringert. Die Anzahl der Dehnungsmessstreifen war jedoch gleich und deren Anordnung vergleichbar.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben von Versuch B1_P_D2 beispielhaft näher beschrieben. Die Dehnungsverläufe bei den anderen Versuchen im Bereich 1 sind grundsätzlich gleich. In den Abbildungen 4.50 und 4.51 sind die Dehnungen der oberen und der unteren Längsbewehrung am Öffnungsrand jeweils gegenüber der Querkraft im Betongurt V_c aufgetragen. Auffällig ist, dass die untere Längsbewehrung in der Trägerachse (DMS 31) bis über die Streckgrenze hinaus gedehnt wird, während die anderen Stäbe der unteren Längsbewehrung

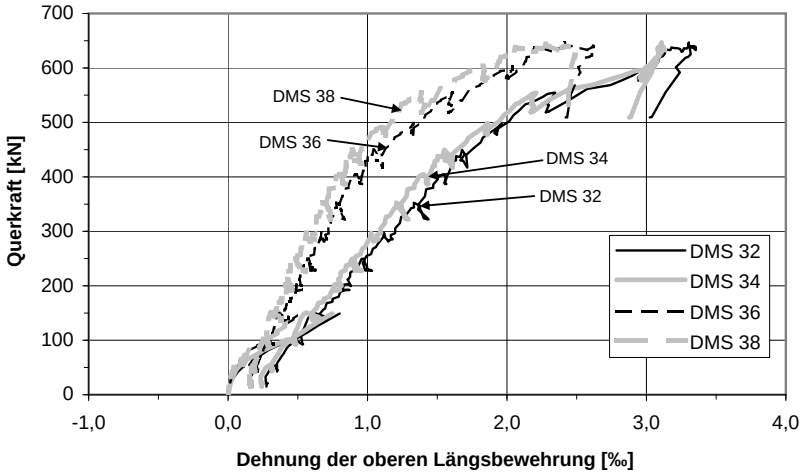


Abb. 4.50: Dehnungen der oberen Längsbewehrung am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B1_P_D2

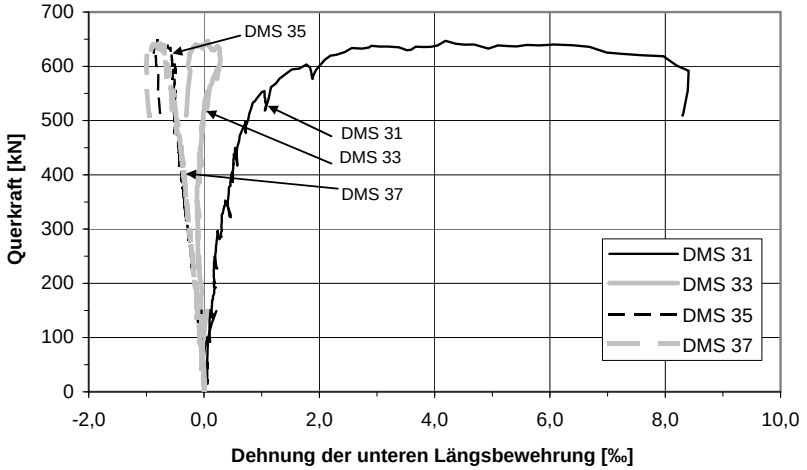
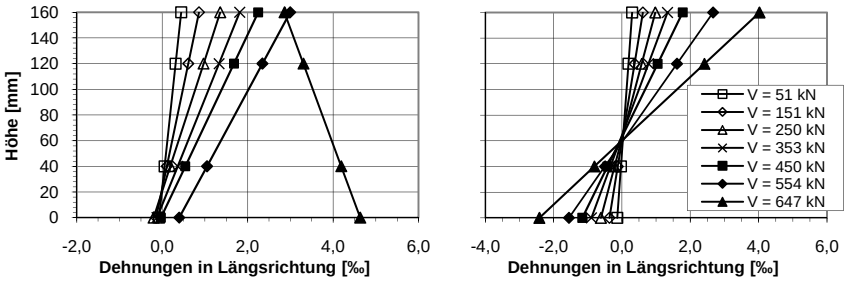


Abb. 4.51: Dehnungen der unteren Längsbewehrung am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B1_P_D2



(a) in Trägerlängsachse (b) 200 mm neben Trägerlängsachse

Abb. 4.52: Dehnungsverteilung in Längsrichtung über die Höhe des Betongurts am Beispiel des Versuchs B1_P_D2

überwiegend eine Stauchung erfahren. Die gesamte obere Bewehrung wird gezogen, die beiden inneren Stäbe (DMS 32 und DMS 34) bis über die Streckgrenze hinaus.

Die Abbildung 4.52 zeigt die Dehnungsverteilungen in Längsrichtung über die Höhe des Betongurts bei verschiedenen Laststufen, zum einen in der Trägerlängsachse und zum anderen 200 mm daneben. Die Dehnungen des Betons an der Ober- und Unterseite des Betongurts wurden aus den gemessen Dehnungen der Längsbewehrung – untere Bewehrungslage in 40 mm Höhe und obere Bewehrungslage in 120 mm Höhe – linear extrapoliert. Wie aus Abb. 4.6 auf Seite 30 hervorgeht, wirkt am Öffnungsrand 1 im oberen Teilquerschnitt ein negatives Moment, welches eine Zugkraft im oberen und eine Druckkraft im unteren Bereich des oberen Teilquerschnitts hervorruft. Die Zugkraft wird nach dem Reißen des Betons von der oberen Längsbewehrung aufgenommen, die Druckkraft vom oberen Flansch des Stahlträgers bzw. von der unteren Längsbewehrung im Betongurt. Da der Stahlträgerflansch nur in einem sehr begrenzten Bereich der Trägerlängsachse wirkt, muss im äußeren Bereich des Betongurts dieser das Moment alleine übertragen. Dies erklärt die unterschiedliche Beanspruchung der unteren Bewehrung. In der Trägerachse liegt durch die Mitwirkung des Stahlträgerflansches die Nulllinie zwischen der unteren Bewehrung und der Kontaktfläche zwischen Betongurt und Stahlträger. Zum Rand des Betongurtes hin muss dieser das Moment alleine übertragen, weshalb die Nulllinie nach oben wandert.

Abb. 4.53 zeigt, dass im äußeren Bereich des Betongurts die Dehnungen in der Bewehrung etwas geringer sind als in der Trägerlängsachse, da die Kraft konzentriert am Öffnungsrand in den Stahlträgersteg eingeleitet wird und sich daher die Beanspruchung in der Achse konzentriert. Es wird jedoch auch deutlich, dass die Dehnungsänderungen nach außen hin abnehmen. Der Betongurt wird bis zum äußeren Rand für die Abtragung des Momentes herangezogen. Daraus kann geschlossen werden, dass die im Versuch gewählte Betongurtbreite gut mit der anzusetzenden mittragenden Breite übereinstimmt.

Durch die konzentrierte Krafteinleitung kommt es zu großen Verformungen, was die sehr große Dehnung des Längsbewehrungsstabes in der Achse (DMS 31) erklärt.

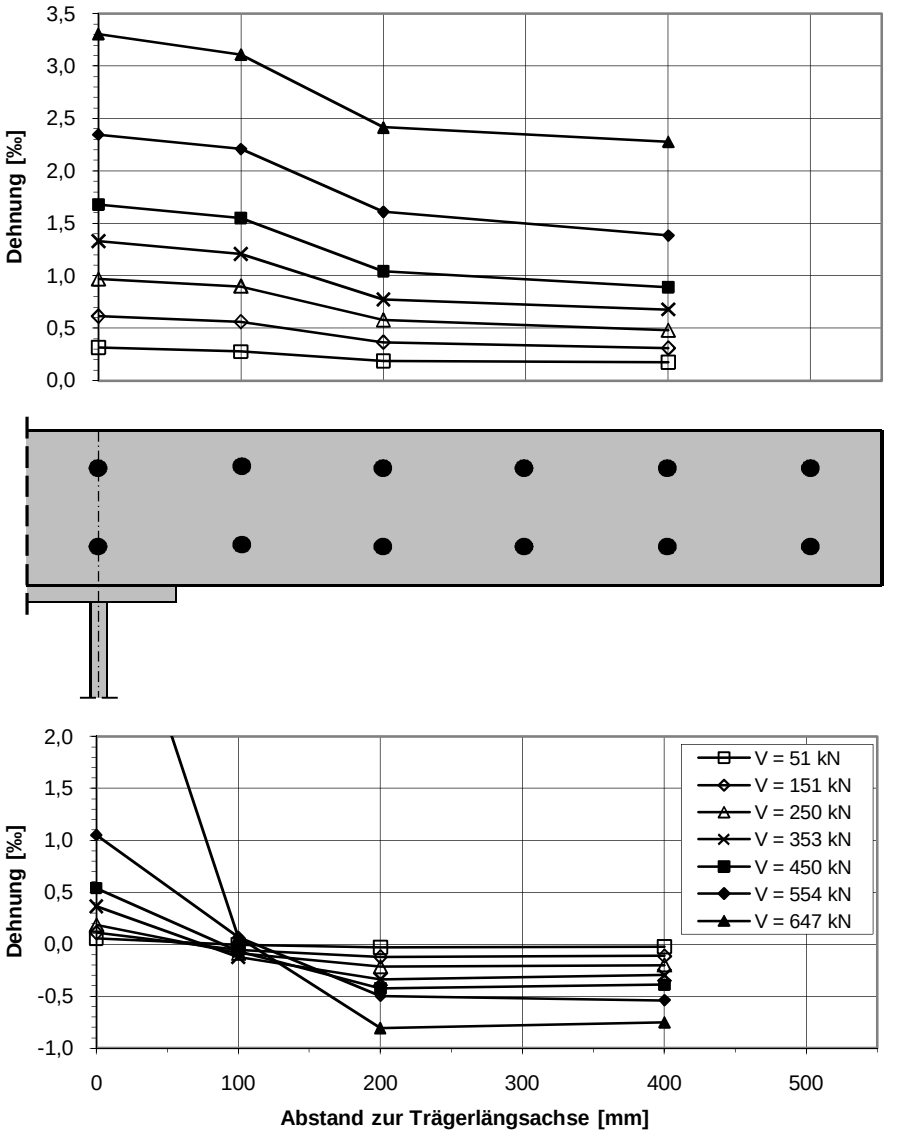


Abb. 4.53: Dehnungen der oberen (oben – DMS 32, 34,36 und 38) und unteren Längsbewehrung (unten – DMS 31, 33, 35 und 37) über die Betongurtbreite am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B1_P_D2

4.9.2.6 Dehnungen der Querbewehrung

Bei allen Versuchen wurden Dehnungsmessstreifen jeweils auf einem Bewehrungsstab der unteren und oberen Querbewehrung im Bereich des Öffnungsrandes in der Trägerlängsachse appliziert. Die Dehnungsmessstreifen wurden – wie bei der Längsbewehrung auch – alle seitlich auf den Bewehrungsstäben aufgebracht. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen ist in Abb. 4.49 abgebildet.

Bei dem Versuch mit Querbiegung erfolgte eine geänderte Anordnung der Dehnungsmessstreifen. Um die Querbiegung über einen gewissen Bereich beobachten zu können, wurde an jeweils acht Bewehrungsstäben die Dehnung gemessen. Die Position der Dehnungsmessstreifen bei den Versuchen mit Querbiegung ist in den Plänen im Anhang zu sehen.

In Abb. 4.54 sind die Dehnungen der oberen und unteren Querbewehrung aller Versuche im Bereich 1 abgebildet. Allgemein lässt sich feststellen, dass die untere Querbewehrung bis zu einer Querkraft im Betongurt von V_c = 200 kN geringfügig gestaucht wird. Nachdem der Betongurt durch die ansteigende Belastung geschädigt ist, treten große Dehnungen auf. Die obere Querbewehrung hingegen erfährt auch schon bei geringer Belastung eine Dehnung, die sich bis zum Bruch des Versuchskörpers kontinuierlich steigert. Bei Versuchen mit hoher Traglast wird dabei die Streckgrenze des Bewehrungsstahls erreicht.

Zur Veranschaulichung der Belastung des Betongurts in der Trägerlängsachse ist die Dehnungsverteilung in Querrichtung über die Höhe des Betongurts bei verschiedenen Laststufen in Abb. 4.55 dargestellt. Die Dehnungen des Betons an der Ober- und Unterseite des Betongurtes wurden aus den gemessenen Dehnungen der Querbewehrung – untere Bewehrungslage in 26 mm Höhe und obere Bewehrungslage in 134 mm Höhe – linear extrapoliert. Aus der Dehnungsverteilung wird die Biegebeanspruchung in Querrichtung deutlich. Die Nulllinie liegt bis zu einer Belastung von etwa der halben Traglast im Bereich der unteren Querbewehrung. Mit zunehmender Laststeigerung wandert die Nulllinie zum unteren Rand des Betongurts, bis dieser schließlich komplett gezogen wird. Ein Durchstanzversagen wird dadurch begünstigt.

Einen Sonderfall stellt der Versuch mit Querbiegung (B1_P_D1_Qb) dar. Hier wurde bis zu einer Querkraft von V_c = 150 kN das Moment in Querrichtung kontinuierlich gesteigert und dann konstant gehalten. Daraus ergibt sich bis zu der Querkraft V_c = 150 kN eine nahezu linear ansteigende Dehnung der oberen Querbewehrung, die anschließend durch die größer werdende Belastung eine weitere jedoch geringere Dehnungssteigerung erfährt bis über die Streckgrenze hinaus. Durch das Moment in Querrichtung erfährt die untere Bewehrung eine Stauchung, die sich erst bei $\frac{4}{5}$ der Traglast in eine Dehnung umkehrt.

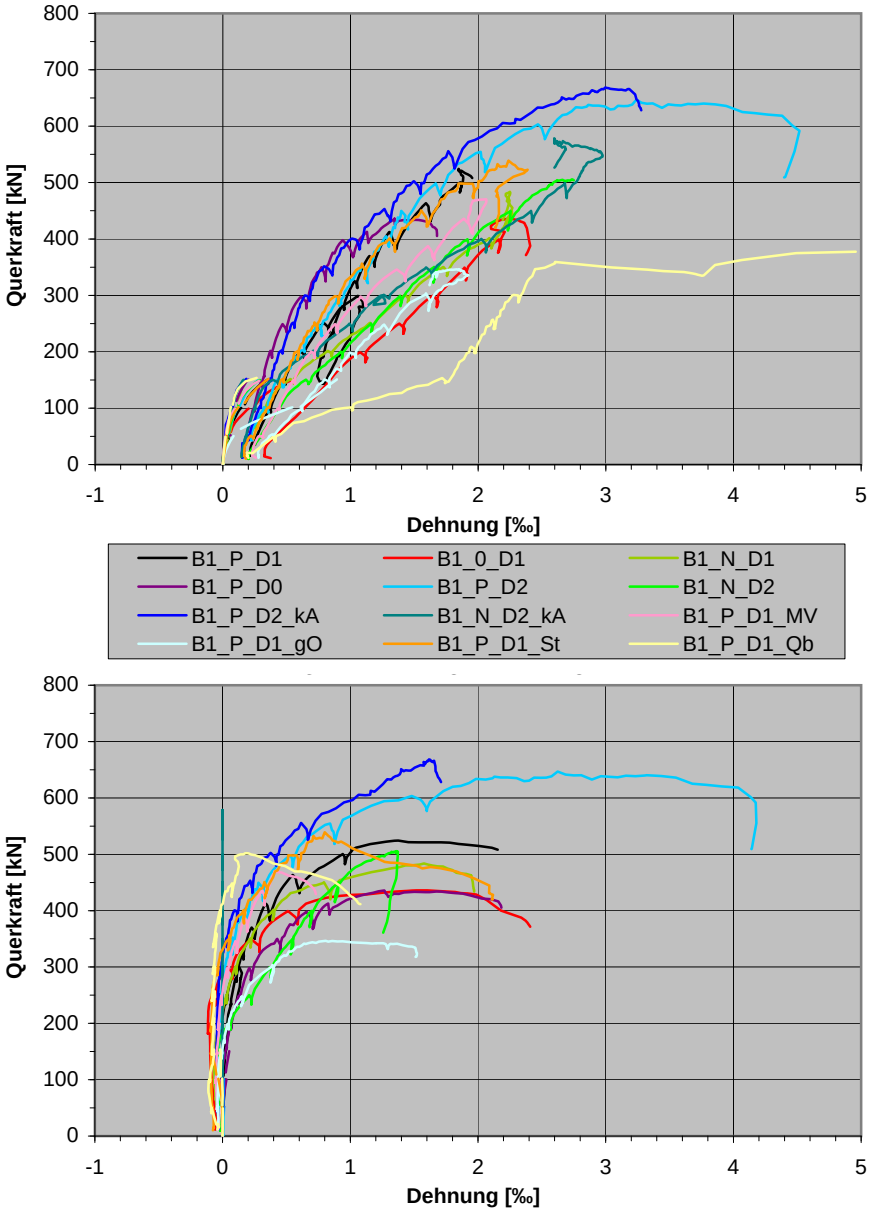


Abb. 4.54: Vergleich der Dehnungen der oberen (oben – DMS 40) und der unteren Querbewehrung (unten – DMS 39) am Öffnungsrand in der Trägerlängsachse von allen Versuchen im Bereich 1

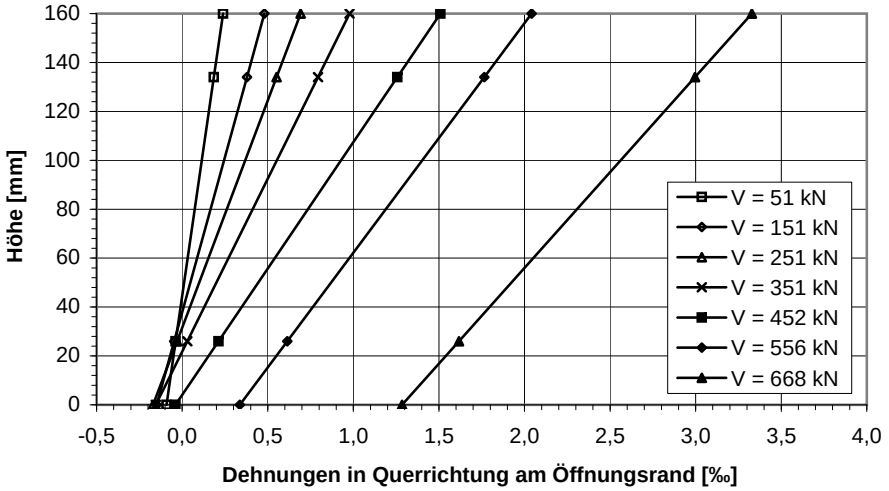


Abb. 4.55: Dehnungsverteilung in Querrichtung über die Höhe des Betongurts in der Trägerlängsachse am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B1_P_D2_kA

4.9.3 Bereich 2

4.9.3.1 Last und Querkraft

Die im Öffnungsbereich im Betongurt vorhandene Querkraft V_c dient bei den Versuchsauswertungen im Bereich 2 ebenfalls als Bezugsgröße. Alle Messwerte werden im Zusammenhang mit dieser Querkraft dargestellt.

Die Versuchskörper für die experimentellen Untersuchungen im Bereich 2 wurden als Einfeldträger geprüft (vgl. Abb. 4.4 auf Seite 29). Hierbei befand sich die Lasteinleitung zwischen den beiden Auflagern, von denen eines ein Linienlager unterhalb des Betongurtes in der gedachten Öffnungsmitte darstellte. Diese Auflagerlast, die der Querkraft V_c im Öffnungsbereich entspricht, konnte nicht direkt gemessen werden. Daher wurde sie über die Differenz aus der eingeleiteten Last P und der zweiten Auflagerlast A_2 berechnet. Berücksichtigt wurden hierbei noch die Eigenlasten von Versuchskörper und -aufbau:

$$V_c = P - A_2 + G_1 + G_2 \tag{4.13}$$

mit: V_c Querkraft im Betongurt im Bereich der Öffnung,
P Vertikallast, aufgebracht durch Hydraulikpresse,
A_2 Auflagerlast am Punktlager,
G_1 Querkraftanteil aus der Eigenlast des Versuchskörpers,
G_2 Querkraftanteil aus der Eigenlast des Versuchsaufbaus.

Im Anhang sind sämtliche Last-Verformungs-Diagramme dargestellt. In Kap. 6 sind die maximal erreichten globalen Querkräfte im Öffnungsbereich für jeden Versuch zusammengestellt.

4.9.3.2 Verschiebungen

Auch im Bereich 2 wurden alle Verschiebungen mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Anordnung der Wegaufnehmer für die Versuche ist in Abb. 4.38 auf Seite 54 dargestellt. Bei den Versuchen wurden ebenfalls elf Wegaufnehmer eingesetzt. Jeweils einer wurde in der Trägermitte angeordnet, um die Vertikalverschiebung am Lastangriffspunkt (41) zu messen und einer am Punktlager (42), um die Starrkörperverformung zu bestimmen. Drei Wegaufnehmer (43 bis 45) maßen die Verformung des Betongurtes zwischen Lasteinleitung und Linienlager. Der Wegaufnehmer 46 wurde direkt neben dem Wegaufnehmer 44 unter dem Obergurt des Stahlträgers platziert, um das Abheben des Betongurts vom Stahlträger zu messen. Außerdem wurden noch jeweils fünf Wegaufnehmer auf dem Betongurt über dem Linienlager angeordnet (51 bis 55), um die Vertikalverformung über die Breite des Betongurts zu bestimmen.

In Abb. 4.56 sind die Vertikalverschiebungen des Betongurts an der Lasteinleitungsstelle sämtlicher Versuche im Bereich 2 aufgetragen. Da es bei den Versuchen zu Verformungen an den Auflagern kam, sind sämtliche Werte der Wegaufnehmer um diese Starrkörperverschiebungen korrigiert worden. Der Verlauf der korrigierten Vertikalverschiebungen an der Lasteinleitung ist bei allen Versuchen sehr ähnlich. Lässt man die Versuche B2_P_D1_gO und B2_P_D1_Qb, die durch die Geometrie oder durch die Belastung nicht mit den anderen Versuchen zu vergleichen sind, außer Acht, kann man die Versuchskörper anhand der Verformungskurven in mehrere Steifigkeitsgruppen einteilen. Eine geringe Steifigkeit (flach ansteigende Kurve) weisen – wie bei

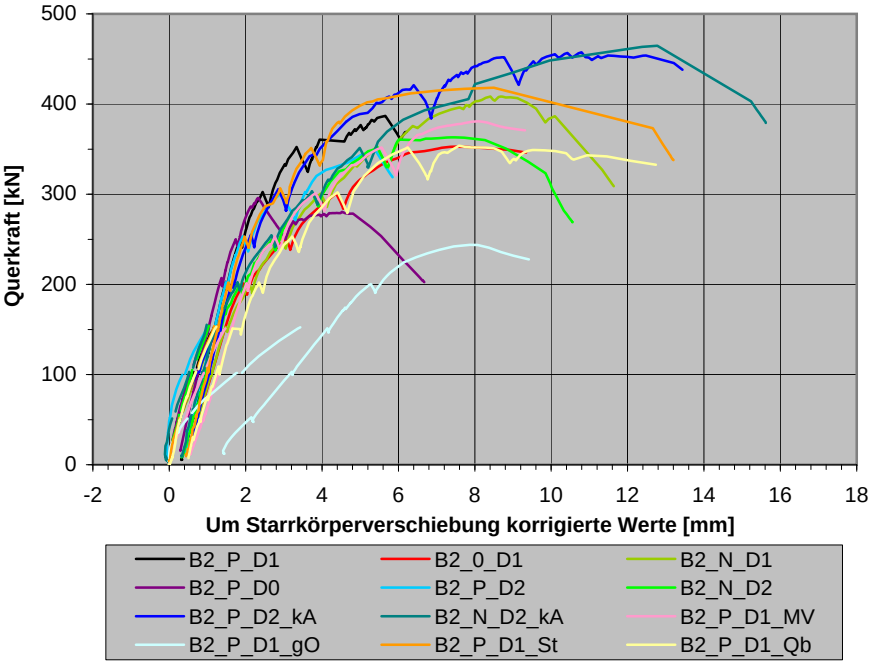


Abb. 4.56: Vergleich der Vertikalverschiebungen der Versuche im Bereich 2 an der Lasteinleitung (Wegaufnehmer 41)

den Versuchen im Bereich 1 – die Versuchskörper B2_0_D1, B2_N_D1, B2_N_D2 und B2_N_D2_kA auf. Bei diesen Versuchskörpern wurde der Betongurt entweder gezogen oder gar nicht zentrisch belastet. Daraus resultiert eine Rissbildung infolge der Querkraftbelastung bei einer geringeren Last als bei den Versuchen mit gedrücktem Betongurt. Die Versuchskörper mit gedrücktem Betongurt sind steifer und der Verlauf der Verformungskurve stellt sich entsprechend steiler ein. Eine mittlere Steifigkeit besitzt der Versuchskörper B2_P_D1_MV, dessen Betongurt im Vergleich mit den anderen Versuchen mit auf Druck beanspruchtem Gurt mit einer halb so großen Druckkraft belastet wurde.

Auch bei dieser Versuchsserie im Bereich 2 zeigte sich deutlich, dass die Versuchskörper mit zwei Dübelleisten sehr große Traglasten erreichen und darüber hinaus auch sehr duktil sind. Im Gegensatz dazu ist das Tragverhalten des Versuchskörpers B2_P_D0, bei dem keine Dübelleisten eingebaut waren, spröder und die Traglast viel geringer.

4.9.3.3 Dehnungen in den Kopfbolzendübeln

Die Dehnungen der Kopfbolzendübel im Bereich der Öffnungsränder wurden bei jedem Versuch mithilfe von Dehnungsmessstreifen bestimmt. Wie bei den Versuchen im Bereich 1 wurde die Dehnung von jeweils einem Kopfbolzendübel eines Kopfbolzendübel-Paares mit je zwei Dehnungsmessstreifen gemessen, die am Schaft 25 mm unterhalb des Kopfes angebracht waren. Aus den Dehnungen wurden die Spannungen und die Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare berechnet.

In Abb. 4.57 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf den Kopfbolzendübeln sowie die Nummerierung der Kopfbolzendübel für die Versuche im Bereich 2 zu sehen. Bei diesen Versuchen im Bereich 2 wird die Querkraft durch die Kopfbolzendübel

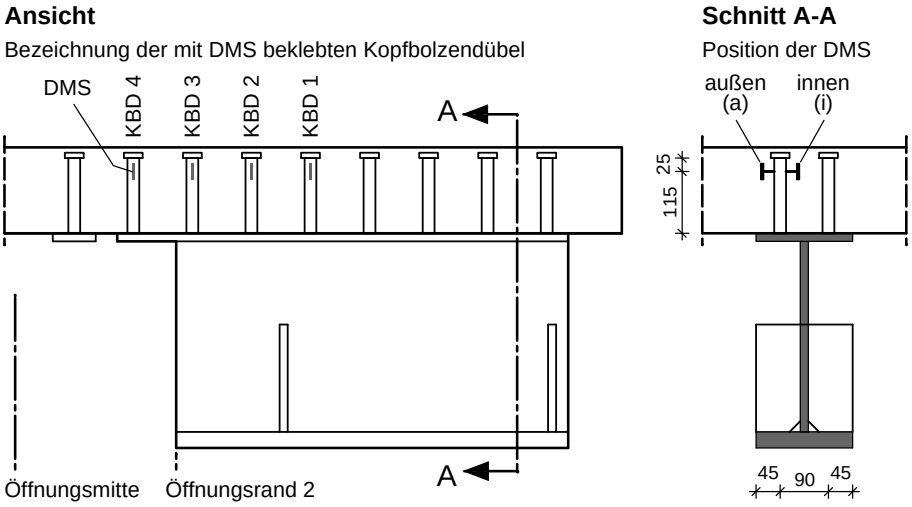


Abb. 4.57: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen an den Kopfbolzendübeln für Versuche im Bereich 2

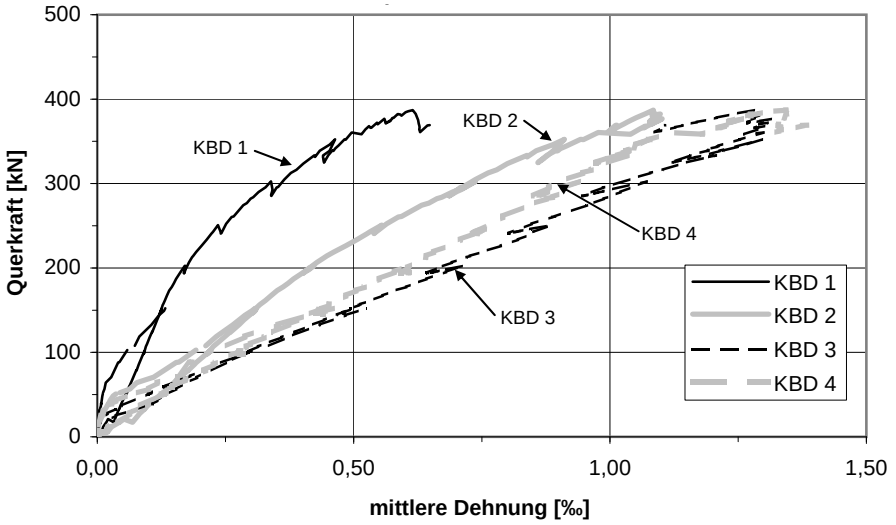


Abb. 4.58: Mittlere Dehnungen der Kopfbolzendübel am Beispiel des Versuchs B2_P_D1

vom Stahlträgersteg in den Betongurt eingeleitet. Daher erfahren die Kopfbolzendübel von Beginn des Versuchs an große Beanspruchungen. In Abb. 4.58 sind die mittleren Dehnungen der Kopfbolzendübel des Versuchskörpers B2_P_D1 dargestellt. Bei den anderen Versuchen im Bereich 2 verhalten sich die Dehnungen der Kopfbolzendübel sehr ähnlich. Das Kopfbolzendübel-Paar am Öffnungsrand 2 (KBD 3) sowie das erste Paar über der Öffnung (KBD 4) werden am meisten gedehnt. Auffällig ist, dass die Dehnungen dieser Kopfbolzendübel linear zur Querkraft im Betongurt ansteigen und erst kurz vor der Versagenslast von dieser Linearität abweichen. Zu diesem Zeitpunkt ist der Beton am Öffnungsrand 2 derart geschädigt, dass Kraftumlagerungen stattfinden und die Kraft an anderer Stelle durch andere Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet werden muss. Im Beispiel des Versuchs B2_P_D1 kann der höchst belastete Kopfbolzendübel (KBD 3) ab einer Querkraft im Betongurt von etwa 350 kN keine weitere Kraft mehr übertragen. Die umliegenden Kopfbolzendübel werden nun überproportional gedehnt, bis das endgültige Versagen des Versuchskörpers eintritt.

Die Dehnungen der Kopfbolzendübel sind während des gesamten Versuchs so gering, dass die Kopfbolzendübel ihre Streckgrenze nicht erreichen. Auch bei den anderen Versuchen werden nur sehr wenige Kopfbolzendübel bis zur Streckgrenze belastet (s. Vergleichsdiagramme im Anhang). Dies ist lediglich bei den Versuchen B2_P_D2_kA und B2_P_D1_St der Fall. Bei dem Versuch B2_P_D2_kA wurde unter den Versuchen im Bereich B2 die zweitgrößte Traglast erreicht. Durch die großen zu übertragenden Kräfte aus dem Stahlträger in den Betongurt wurde bei den Kopfbolzendübeln KBD 2 und KBD 3 die Streckgrenze erreicht. Beim Versuch B2_P_D1_St war unterhalb des Kopfbolzendübel-Paares KBD 3 je eine Steife rechts und links neben dem Stahlträgersteg angeordnet worden, um den Öffnungsrand zu verstärken. Dies führte zu einer konzentrierten Krafteinleitung in den Kopfbolzendübel KBD 3, der bereits bei einer Querkraft im Betongurt von etwa 300 kN seine Streckgrenze erreichte. Die benach-

barten Kopfbolzendübel wurden anfangs sehr gering belastet. Nach dem Erreichen der Streckgrenze des KBD 3 wurde die Kraft auf die anderen Kopfbolzendübel umgelagert.

Des Weiteren lässt sich feststellen, dass die Dehnungen an den Außenseiten der Kopfbolzendübel tendenziell größer sind als an den Innenseiten. Das bedeutet, dass sich die Kopfbolzendübel mit dem Kopf nach innen krümmen und der Betongurt in Querrichtung an der Unterseite gedehnt wird. Bei den Kopfbolzendübeln KBD 2 und KBD 3 kehrt sich die Krümmung bei einigen Versuchen ab einer Querkraft im Betongurt von etwa 250 kN um. Dieser Effekt wird durch die Biegung des oberen Stahlträgerflansches hervorgerufen, der in der Trägerlängsachse durch den Stahlträgersteg nach unten gezogen wird und somit in Querrichtung ein Biegemoment erfährt, das an der Unterseite eine Dehnung hervorruft. Dieses Biegemoment wird durch den kraftschlüssigen Anschluss der Kopfbolzendübel auf diese übertragen und verursacht eine Dehnung an der Innenseite.

4.9.3.4 Dehnungen in den Doppelkopfankern der Dübelleisten

Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf den Doppelkopfankern der Dübelleisten erfolgte analog zu den Versuchen in Bereich 1 (siehe Abschnitt 4.9.2.4). In Abb. 4.59 ist die Nummerierung der Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste für die Versuche im Bereich 2 dargestellt. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen und die Nummerierung der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste erfolgten analog.

Betrachtet man die Dehnungen der Doppelkopfanker der ersten und zweiten Dübelleiste bei dem Versuch B2_P_D2_kA (siehe Abbildungen 4.60 und 4.61), stellt man fest, dass diese bei geringer Querkraft im Betongurt allgemein sehr klein sind. Minimale Dehnungen zu Beginn des Versuchs erfahren die Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste am Öffnungsrand (DKA 3 und DKA 4), alle anderen Doppelkopfanker werden

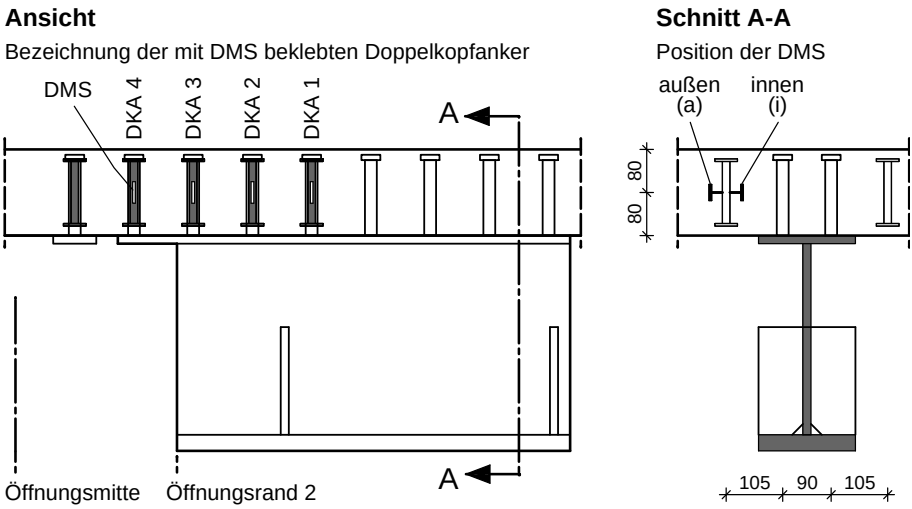


Abb. 4.59: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen an den Doppelkopfankern für Versuche im Bereich 2

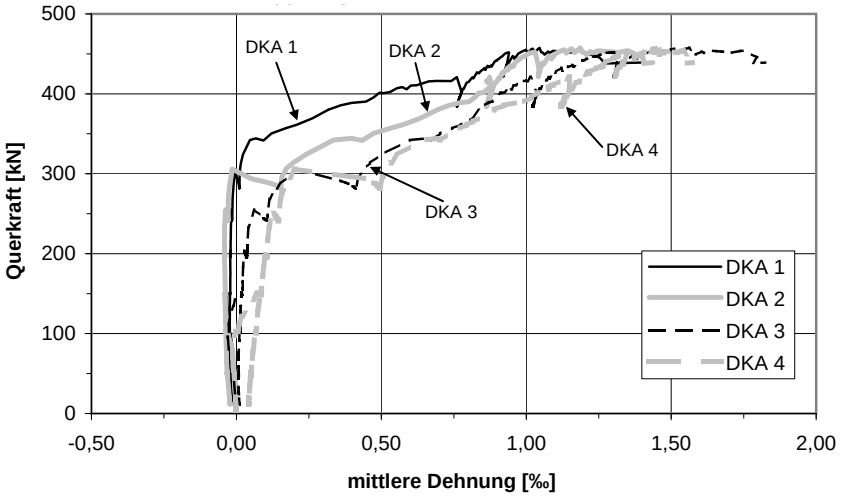


Abb. 4.60: Mittlere Dehnungen der Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste am Beispiel des Versuchs B2_P_D2_kA

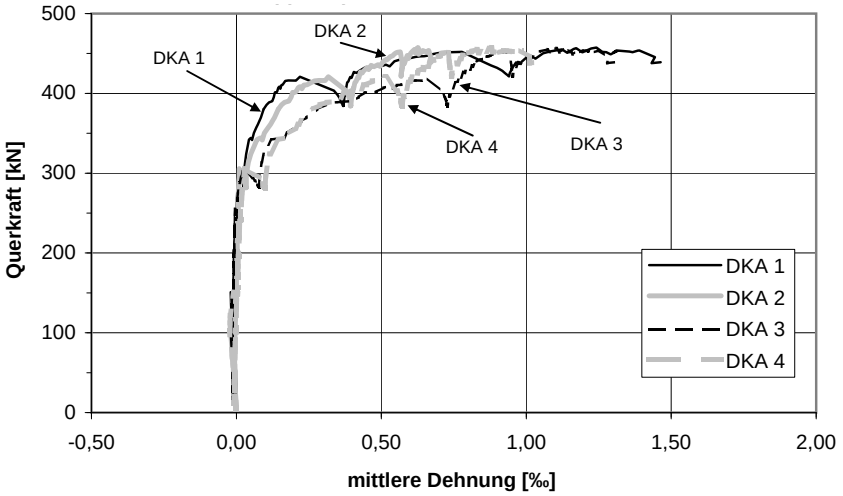


Abb. 4.61: Mittlere Dehnungen der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste am Beispiel des Versuchs B2_P_D2_kA

nicht nennenswert belastet. Erst bei einer Querkraft von etwa 300 kN vergrößern sich die Dehnungen der Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste sprunghaft. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Querkraft im Betongurt aufgrund von Rissen nicht mehr ausschließlich in dem schmalen Streifen, der von den Kopfbolzendübeln begrenzt wird, übertragen werden kann. Durch den Steifigkeitsverlust infolge der Rissbildung wird nun die Kraft auch über den ungerissenen äußeren Bereich des Betongurtes übertragen. Der Dehnungsanstieg der einzelnen Doppelkopfanker ist nahezu linear.

Durch die weitere Laststeigerung werden auch die Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste beansprucht und somit der Bereich vergrößert, in dem die Querkraft übertragen wird. Es ist jedoch anzumerken, dass die zweite Dübelleiste erst kurz vor dem Versagen des Versuchskörpers nennenswerte Dehnungen erfährt.

4.9.3.5 Dehnungen der Längsbewehrung

Wie bei den Versuchen im Bereich 1 wurden auch bei allen Versuchen im Bereich 2 acht Stäbe der Längsbewehrung mit Dehnungsmessstreifen beklebt, um an der Stelle des Öffnungsrandes die Dehnungsverteilung im Betongurt ermitteln zu können. Die Dehnungsmessstreifen wurden jeweils an der gleichen Stelle wie bei den Versuchen im Bereich 1 angeordnet (siehe Abb. 4.49 auf Seite 68).

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben von Versuch B2_P_D2_kA beispielhaft näher beschrieben. In den Abbildungen 4.62 und 4.63 sind die Dehnungen der oberen und der unteren Längsbewehrung am Öffnungsrand jeweils gegenüber der Querkraft im Betongurt V_c aufgetragen. Die Dehnungsverläufe der unteren Bewehrungsstäbe sind bei den anderen Versuchen im Bereich 2 grundsätzlich ähnlich, bei der oberen Bewehrungslage gibt es bei den Versuchen mit gezogenem Betongurt Abweichungen, auf die noch eingegangen wird.

Wie bereits beschrieben, muss der Betongurt am Öffnungsrand 2 ein großes positives Sekundärmoment übertragen. Dieses verursacht eine große Zugbeanspruchung der unteren Längsbewehrung sowie des oberen Stahlträgerflansches. Die Längsbewehrungsstäbe über dem Stahlträger werden dabei bis über die Streckgrenze hinaus gedehnt. Da die Verformungen im äußeren Bereich des Betongurtes nicht so groß sind, werden die äußeren Bewehrungsstäbe weniger gedehnt.

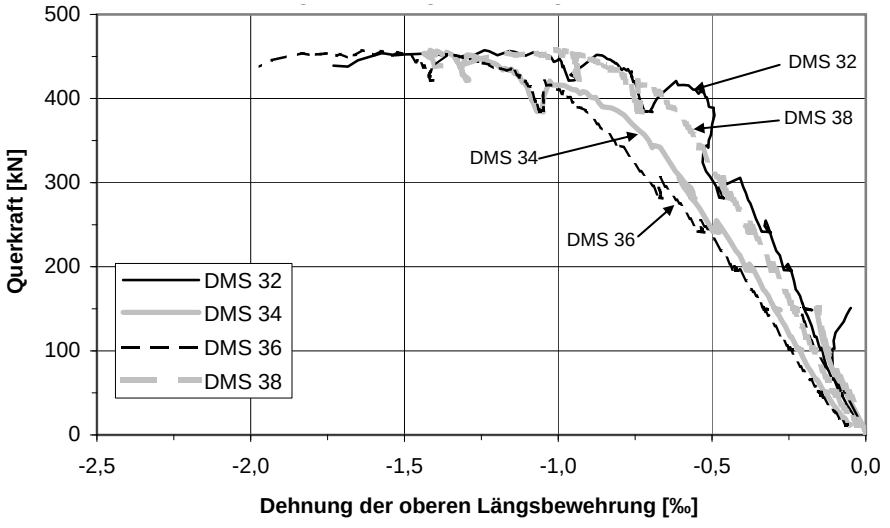


Abb. 4.62: Dehnungen der oberen Längsbewehrung am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B2_P_D2_kA

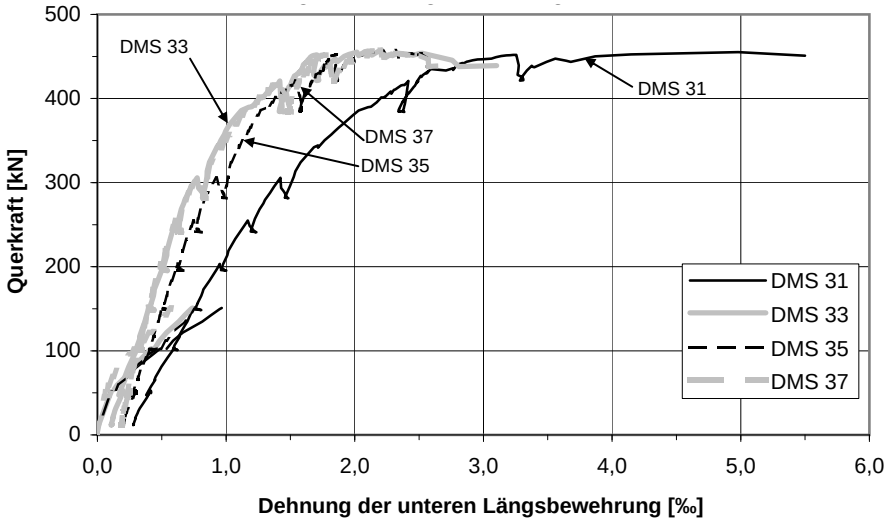


Abb. 4.63: Dehnungen der unteren Längsbewehrung am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B2_P_D2_kA

Abb. 4.64 zeigt die Dehnungsverteilung in Längsrichtung über die Höhe des Betongurts in der Trägerlängsachse bei verschiedenen Laststufen. Die Dehnungen des Betons an der Ober- und Unterseite des Betongurtes wurden aus den gemessen Dehnungen der Längsbewehrung – untere Bewehrungslage in 40 mm Höhe und obere Bewehrungslage in 120 mm Höhe – linear extrapoliert. Im Gegensatz zu den Versuchen im Bereich 1 befindet sich die Nulllinie bei den Versuchen im Bereich 2 zwischen den beiden Lagen der Längsbewehrung und verlagert sich während der Versuche kaum. Auch in den äu-

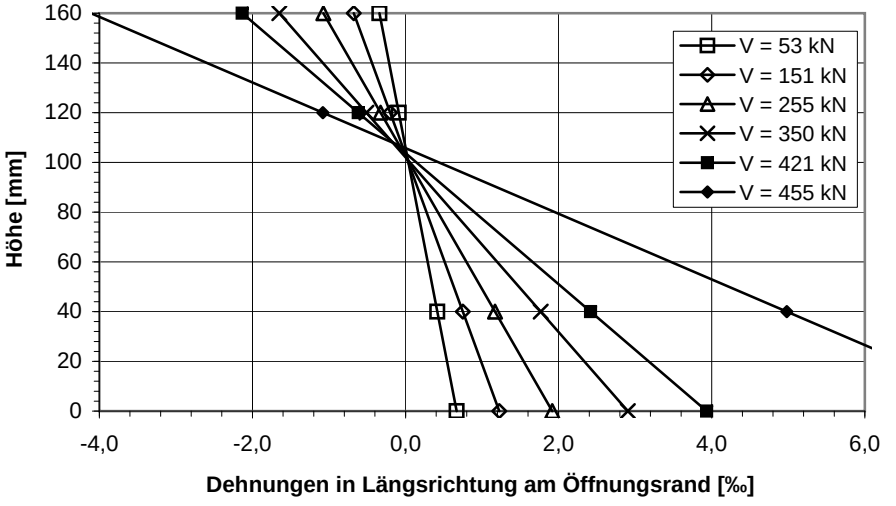


Abb. 4.64: Dehnungsverteilung über die Höhe des Betongurts in der Trägerlängsachse am Beispiel des Versuchs B2_P_D2_kA

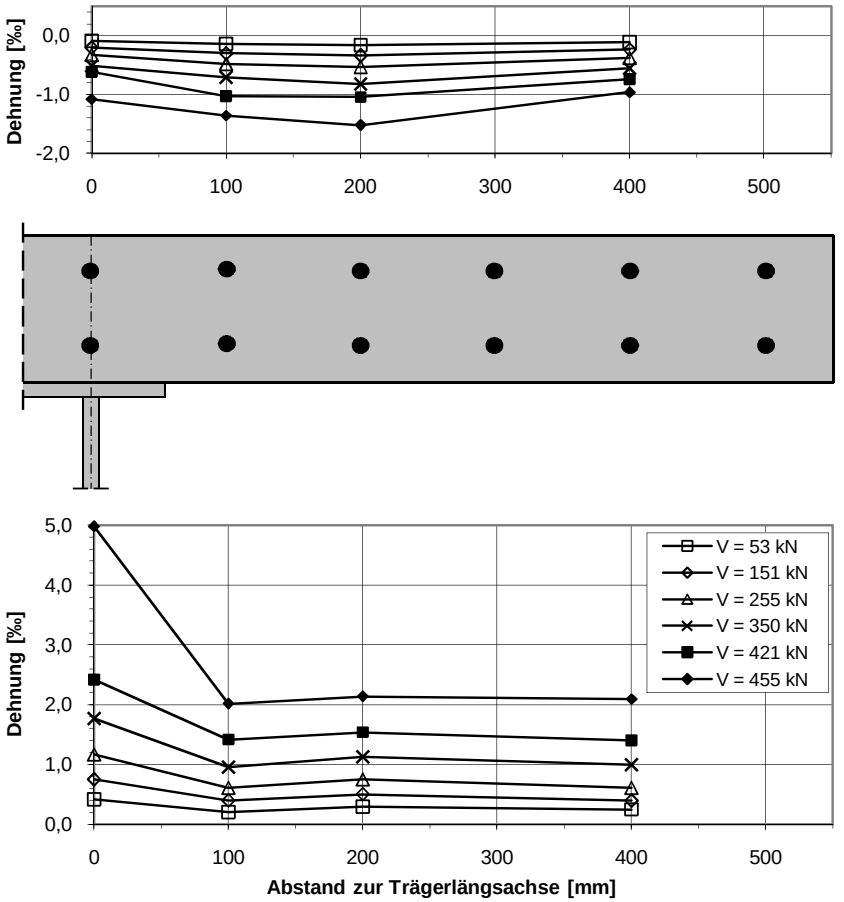


Abb. 4.65: Dehnungen der oberen (oben – DMS 32, 34,36 und 38) und unteren Längsbewehrung (unten – DMS 31, 33, 35 und 37) über die Betongurtbreite am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B2_P_D2_kA

ßeren Bereichen des Betongurts stellt sich ein solches Verhalten ein. In Abb. 4.65 zeigt sich, dass sich die Spannungen in den äußeren Bereichen des Betongurts nicht mehr wesentlich ändern. Auch bei den Versuchen im Bereich 2 wird der Betongurt bis zum äußeren Rand für die Abtragung des Momentes herangezogen.

Bei den Versuchen, in denen ein negatives globales Biegemoment durch eine Zugkraft im Betongurt simuliert wird, zeigt die obere Längsbewehrung ein anderes Verhalten. Dies wird aus Abb. 4.66 deutlich, in der die Dehnung von einem oberen Längsbewehrungsstab (DMS 36) von allen Versuchen im Bereich 2 dargestellt ist. Die oberen Längsbewehrungsstäbe von allen drei Versuchen mit gezogenem Betongurt (B2_N_D1, B2_N_D2 und B2_N_D2_kA) werden durch die zunehmende Zugbeanspruchung des Betongurts nicht mehr gedrückt, sondern gezogen. Dies hat dann zur Folge, dass die Nulllinie nach oben wandert und ab einer bestimmten Last der gesamte Betongurt unter Zug steht.

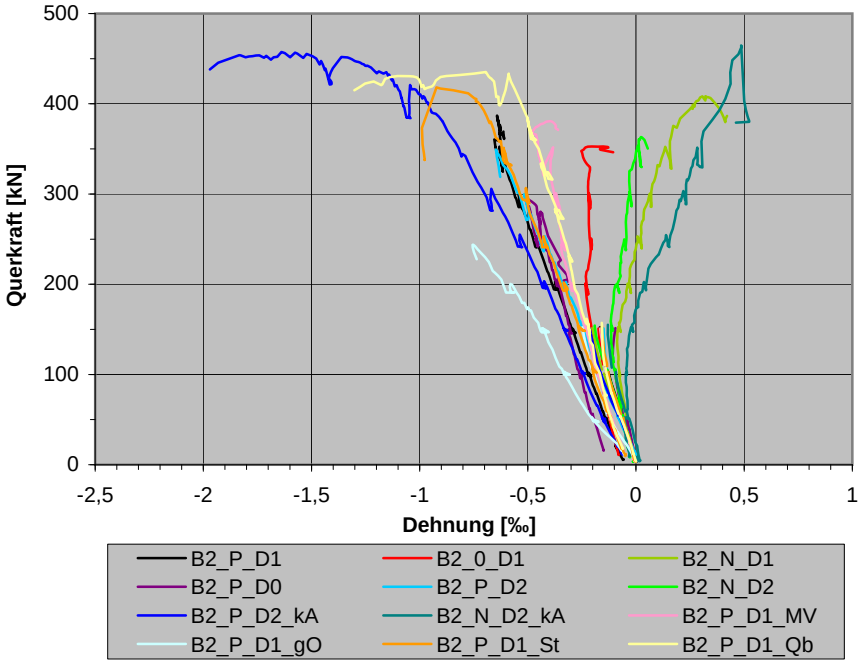


Abb. 4.66: Vergleich der Dehnungen der oberen Längsbewehrung am Öffnungsrand (DMS 36) aller Versuche im Bereich 2

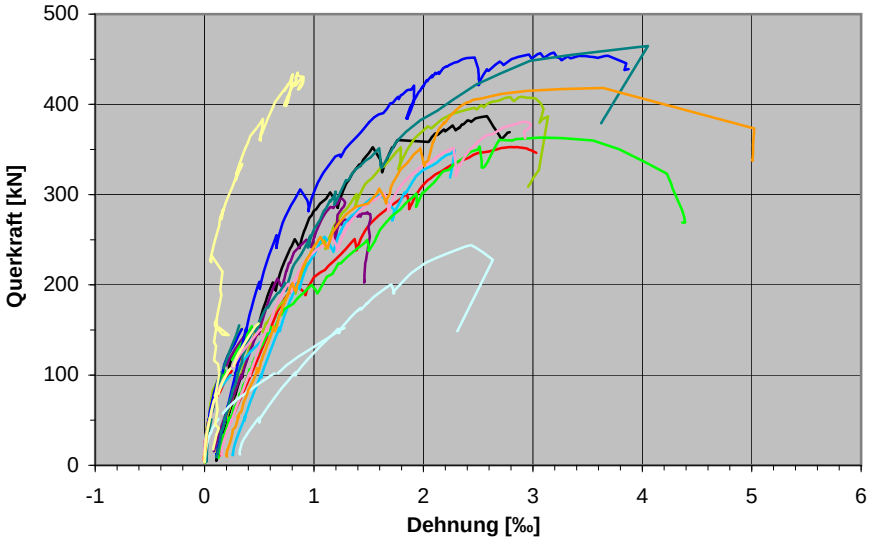


Abb. 4.67: Vergleich der Dehnungen der unteren Querbewehrung (DMS 39) am Öffnungsrand in der Trägerlängsachse von allen Versuchen im Bereich 2 (Legende siehe Abb. 4.66)

4.9.3.6 Dehnungen der Querbewehrung

Die Anordnung und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen auf der Querbewehrung erfolgte analog zu den Versuchen in Bereich 1 (siehe Abb. 4.49 auf Seite 68).

In Abb. 4.67 auf der vorherigen Seite sind die Dehnungen der unteren Querbewehrung aller Versuche im Bereich 2 abgebildet. Das Dehnungsverhalten ist prinzipiell gegensätzlich zu dem bei den Versuchen im Bereich 1. Hier erfährt die untere Querbewehrung schon bei geringer Belastung eine Dehnung, die sich bis zum Bruch des Versuchskörpers kontinuierlich steigert. Bei den meisten Versuchen werden die unteren Querbewehrungsstäbe bis über die Streckgrenze hinaus gedehnt. Die obere Querbewehrung hingegen wird bis zu einer Querkraft im Betongurt von etwa V_c = 200 kN geringfügig gestaucht. Nachdem der Betongurt durch die ansteigende Belastung geschädigt ist, treten große Dehnungen auf. (Das entsprechende Diagramm ist im Anhang dargestellt.)

Zur Veranschaulichung der Belastung des Betongurts in der Trägerlängsachse ist die Dehnungsverteilung in Querrichtung über die Höhe des Betongurts bei verschiedenen Laststufen in Abb. 4.68 dargestellt. Die Dehnungen des Betons an der Ober- und Unterseite des Betongurtes wurden aus den gemessenen Dehnungen der Querbewehrung – untere Bewehrungslage in 26 mm Höhe und obere Bewehrungslage in 134 mm Höhe – linear extrapoliert. Aus der Dehnungsverteilung wird die Biegebeanspruchung in Querrichtung deutlich. Die Nulllinie liegt bis zu einer Belastung von etwa der halben Traglast im Bereich der oberen Querbewehrung. Mit zunehmender Laststeigerung wandert die Nulllinie zum oberen Rand des Betongurts, bis dieser schließlich komplett gezogen wird. Ein Ausreißen der Kopfbolzendübel wird dadurch begünstigt.

Einen Sonderfall stellt wieder der Versuch mit Querbiegung (B2_P_D1_Qb) dar. Hier wurde bis zu einer Querkraft von V_c = 150 kN das Moment in Querrichtung auf

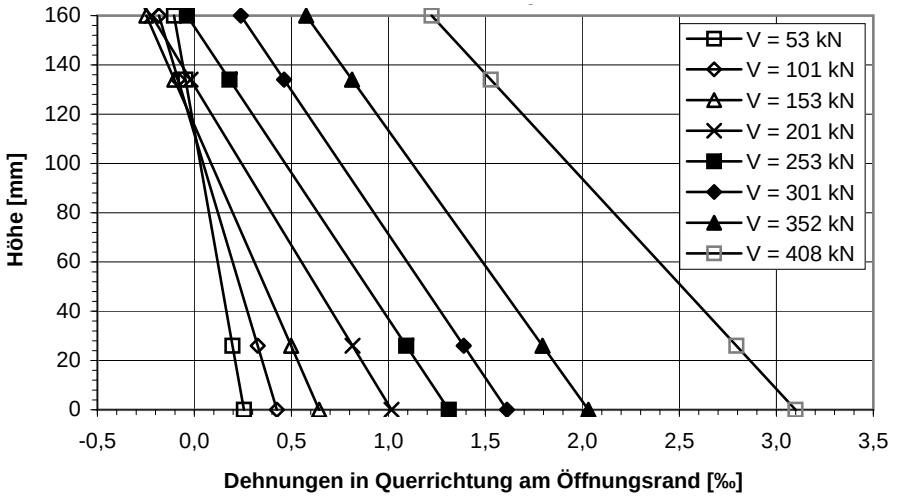


Abb. 4.68: Dehnungsverteilung in Querrichtung über die Höhe des Betongurts in der Trägerlängsachse am Öffnungsrand am Beispiel des Versuchs B2_N_D1

52 kNm/m gesteigert und dann konstant gehalten. Durch dieses Stützmoment in Querrichtung wird die untere Querbewehrung im Vergleich zu den anderen Versuchen im Bereich 2 am geringsten gedehnt. Die obere Querbewehrung erfährt dagegen die größte Dehnung und wird über ihre Streckgrenze hinaus beansprucht.

4.9.4 Bereich 3

4.9.4.1 Last und Querkraft

Für die Bauteilversuche im Bereich 3 wurden Einfeldträger mit jeweils einem Kragarm verwendet. Die vertikalen Lasteinleitungen erfolgten jeweils am Kragarm und zwischen den beiden Auflagern (vgl. Abb. 4.10 auf Seite 33). Da im Öffnungsbereich der Betongurt zusammen mit einem Stahlträgerflansch den oberen Teilquerschnitt eines Verbundträgers mit Öffnung bildet, gilt die in diesem Querschnitt in Öffnungsmitte vorhandene Querkraft V_o als Bezugsgröße:

$$V_o = \frac{360}{960} \cdot P_1 + \frac{375}{960} \cdot P_2 + G_1 + G_2 \tag{4.14}$$

mit: V_o Querkraft im oberen Teilquerschnitt bestehend aus Betongurt und Stahlträgerflansch in Öffnungsmitte,
P_1 Vertikallast zwischen den Auflagern, aufgebracht durch Hydraulikzylinder,
P_2 Vertikallast am Kragarm, aufgebracht durch Hydraulikpresse,
G_1 Querkraftanteil aus der Eigenlast des Versuchskörpers,
G_2 Querkraftanteil aus der Eigenlast des Versuchsaufbaus.

Im Anhang sind sämtliche Last-Verformungs-Diagramme dargestellt. In Kap. 6 sind die maximal erreichten globalen Querkräfte im Öffnungsbereich für jeden Versuch aufgelistet.

4.9.4.2 Verschiebungen

Sämtliche Verschiebungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Anordnung der Wegaufnehmer ist in Abb. 4.39 auf Seite 54 dargestellt. Bei sämtlichen Versuchen wurden zwölf Wegaufnehmer eingesetzt. Um die Vertikalverschiebungen zu messen, wurden jeweils zwei Wegaufnehmer am rechten Linienlager (41 und 46), an der Lasteinleitungsstelle am Öffnungsrand 2 (42 und 47), in der Öffnungsmitte (43 und 48), am linken Linienlager (44 und 49) und an der Lasteinleitungsstelle am Kragarm (45 und 50) angeordnet. Ein Wegaufnehmer wurde jeweils in der Längsachse des Versuchskörpers platziert, der zweite im Abstand von 200 mm neben der Längsachse. Zwei weitere Wegaufnehmer maßen die horizontale Relativverschiebung zwischen Betongurt und dem darunter angeordneten Stahlträgerflansch an der Lasteinleitung am Öffnungsrand 2 sowie in Öffnungsmitte.

In Abb. 4.69 sind die Vertikalverschiebungen des Versuchskörpers an der Lasteinleitungsstelle am Öffnungsrand 2 sämtlicher Versuche im Bereich 3 aufgetragen. Da es bei den Versuchen zu Verformungen an den Auflagern kam, sind sämtliche Werte der Wegaufnehmer um diese Starrkörperverschiebungen korrigiert worden. Bis zu einer

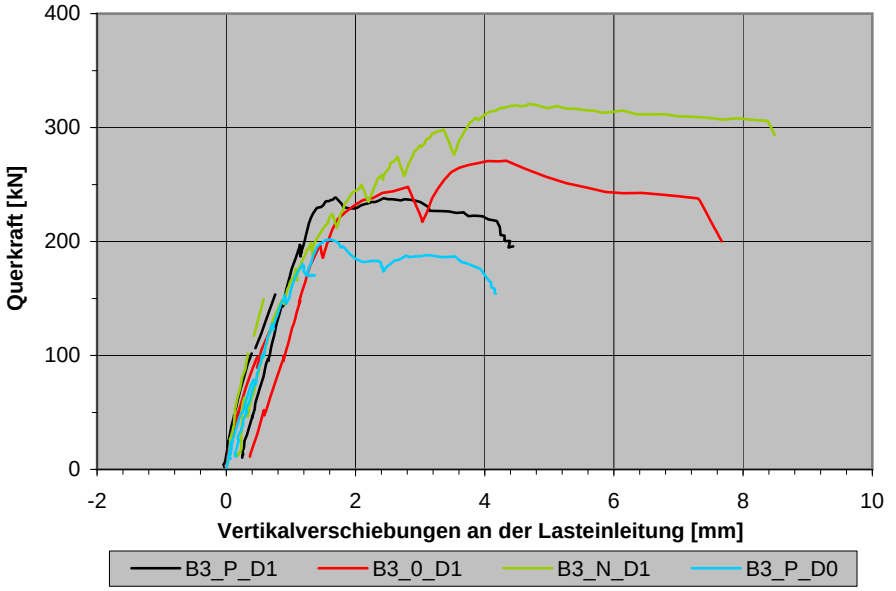


Abb. 4.69: Vergleich der Vertikalverschiebungen der Versuche im Bereich 3 an der Lasteinleitung am Öffnungsrand 2 in der Längsachse (Wegaufnehmer 42)

Querkraft in Öffnungsmitte von etwa 200 kN ist der Verlauf der einzelnen Graphen sehr ähnlich und nahezu linear. Ab dieser Belastung treten verstärkt Risse im Betongurt auf, was eine geringere Steifigkeit des Versuchskörpers bewirkt und somit die Durchbiegung vergrößert. Der Versuchskörper B3_P_D0 wurde ohne Dübelleisten hergestellt. Daher kann hier die Kraft nicht auf diese umgelagert werden und es kann keine weitere Laststeigerung erfolgen. Bei den drei anderen Versuchskörpern waren Dübelleisten vorhanden, weshalb diese auch höhere Traglasten erreichen und ein duktileres Tragverhalten zeigen. Die größte Last konnte bei dem Versuch B3_N_D1 gemessen werden, bei dem der Betongurt gezogen wurde. Dieser Versuchskörper hatte jedoch auch mit $f_{c,cube}$ = 20,9 N/mm^2 eine um 24 % größere Betonwürfeldruckfestigkeit als der Versuchskörper B3_P_D1 mit gedrücktem Betongurt.

4.9.4.3 Dehnungen in den Kopfbolzendübeln

Die Dehnungen der Kopfbolzendübel zwischen den Öffnungsrändern wurden bei jedem Versuch mithilfe von Dehnungsmessstreifen bestimmt. Wie bei den Versuchen in den Bereichen 1 und 2 wurde die Dehnung von jeweils einem Kopfbolzendübel eines Kopfbolzendübel-Paares mit je zwei Dehnungsmessstreifen gemessen, die am Schaft 25 mm unterhalb des Kopfes angebracht waren. Aus den Dehnungen wurden die Spannungen und die Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare berechnet.

In Abb. 4.70 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf den Kopfbolzendübeln sowie die Nummerierung der Kopfbolzendübel für die Versuche im Bereich 3 zu sehen. Bei diesen Versuchen im Bereich 3 tragen die Kopfbolzendübel maßgebend zur

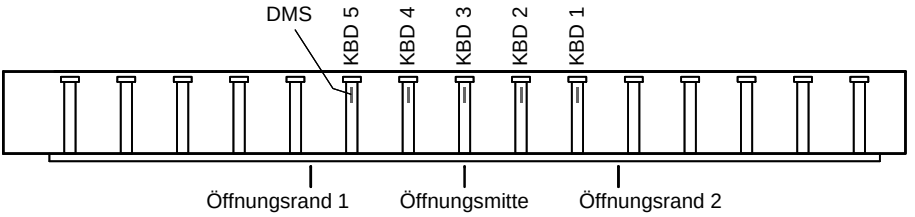


Abb. 4.70: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen an den Kopfbolzendübeln für Versuche im Bereich 3

Querkraftübertragung vom Öffnungsrand 2 zum Öffnungsrand 1 bei. Durch die Lasteinleitung am Öffnungsrand 2 und das Linienlager am Öffnungsrand 1 werden die Kopfbolzendübel nahe den Öffnungsrändern (KBD 1 und 5) am geringsten beansprucht, da durch die anfangs noch sehr flach verlaufenden Betondruckstreben die Last direkt in die weiter zur Öffnungsmitte hin angeordneten Kopfbolzendübel eingeleitet wird.

In Abb. 4.71 sind die mittleren Dehnungen der Kopfbolzendübel des Versuchskörpers B3_P_D1, in Abb. 4.72 die des Versuchskörpers B3_N_D1 jeweils gegenüber der Querkraft in Öffnungsmitte dargestellt. Hier wird deutlich, dass die beiden Kopfbolzendübel nahe den Öffnungsrändern am geringsten belastet werden. Es wird jedoch auch deutlich, dass sich die Verläufe der Dehnungen in den Kopfbolzendübeln der beiden Versuche unterscheiden. Beim Versuch B3_P_D1 mit gedrücktem Betongurt haben die Graphen im Diagramm einen leicht gekrümmten Verlauf und nach dem Erreichen der Höchstlast im Versuch erfahren alle Kopfbolzendübel noch sehr große Dehnungszuwächse. Demgegenüber steigen die Dehnungen der Kopfbolzendübel im Versuch B3_N_D1 mit gezogenem Betongurt ab einer Querkraft in Öffnungsmitte von etwa 100 kN sehr viel stärker an und die Graphen verlaufen nahezu linear bis zum Errei-

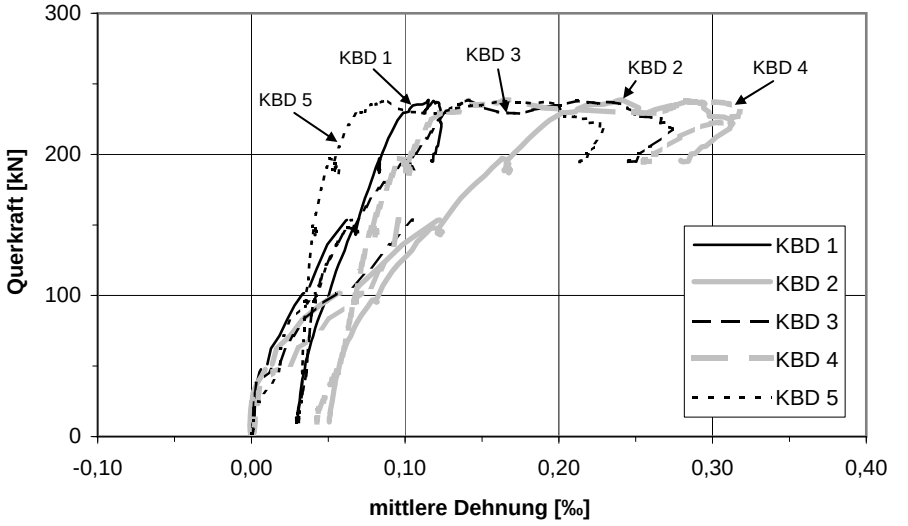


Abb. 4.71: Mittlere Dehnungen der Kopfbolzendübel am Beispiel des Versuchs B3_P_D1

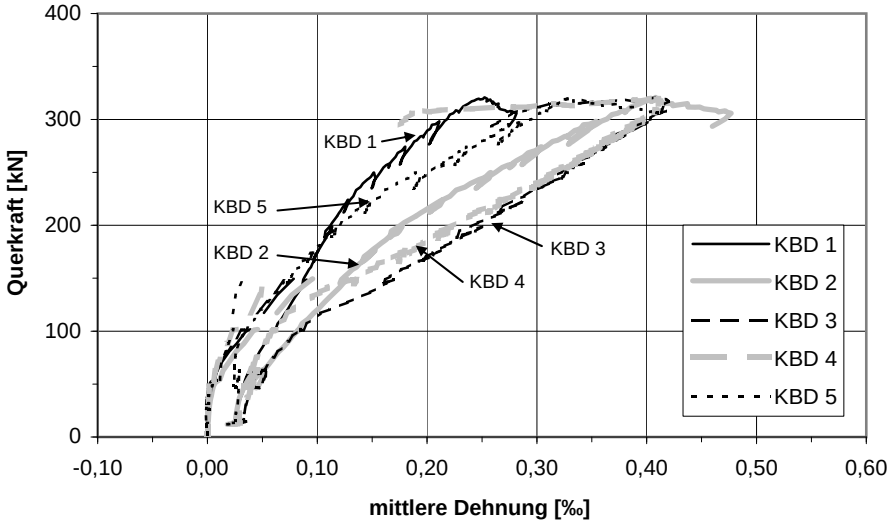


Abb. 4.72: Mittlere Dehnungen der Kopfbolzendübel am Beispiel des Versuchs B3_N_D1

chen der Höchstlast im Versuch. Danach nehmen die Dehnungen nur noch gering zu oder werden sogar kleiner (KBD 3 und 4). Die größeren Dehnungen lassen sich auf die sich größer einstellenden Druckstrebenneigungswinkel durch die Zugkraft in Trägerlängsrichtung zurückführen.

Die Dehnungsverläufe der Kopfbolzendübel des Versuchs B3_0_D1, bei dem keine Längsnormalkraft in den Betongurt eingeleitet wurde, lassen sich zwischen den beiden oben beschriebenen Versuchen einordnen. Die Dehnungen der Kopfbolzendübel an den Öffnungsrändern sind ebenfalls gering, die der Kopfbolzendübel in Öffnungsmitte größer als bei dem Versuch mit gedrücktem Betongurt, aber geringer als bei dem Versuch mit gezogenem Betongurt.

Die Verläufe der Dehnungen der Kopfbolzendübel des Versuchs B3_P_D0 sind mit denen des Versuchs B3_P_D1 vergleichbar, jedoch sind die Dehnungen größer, da der Versuchskörper schmaler ausgeführt wurde und durch die fehlenden Dübelleisten keine Umlagerungsmöglichkeit vorhanden ist.

4.9.4.4 Dehnungen in den Doppelkopfankern der Dübelleisten

Bei drei Versuchen im Bereich 3 wurden Dübelleisten mit einem seitlichen Abstand von 105 mm zu den Kopfbolzendübeln in den Versuchskörpern eingebaut. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf den Doppelkopfankern der Dübelleisten erfolgte analog zu den Versuchen in Bereich 1 (siehe Abschnitt 4.9.2.4). In Abb. 4.73 ist die Nummerierung der Doppelkopfanker der Dübelleiste für die Versuche im Bereich 3 dargestellt.

Die Dehnungen der Doppelkopfanker verhalten sich ähnlich den Dehnungen der entsprechenden Kopfbolzendübel. Als Beispiel sind in Abb. 4.74 die mittleren Dehnungen der Doppelkopfanker im Versuch B3_N_D1 (Versuch mit gezogenem Betongurt) gegenüber der Querkraft in Öffnungsmitte dargestellt. Hier werden die Doppelkopfanker

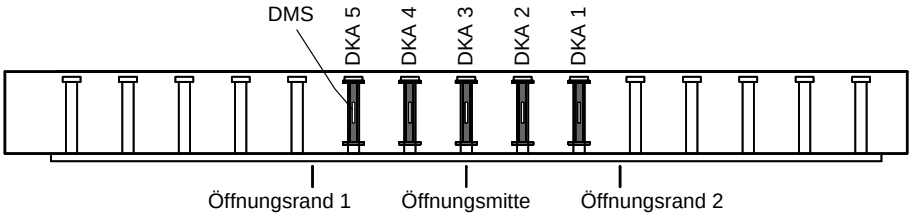


Abb. 4.73: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen an den Doppelkopfankern für Versuche im Bereich 3

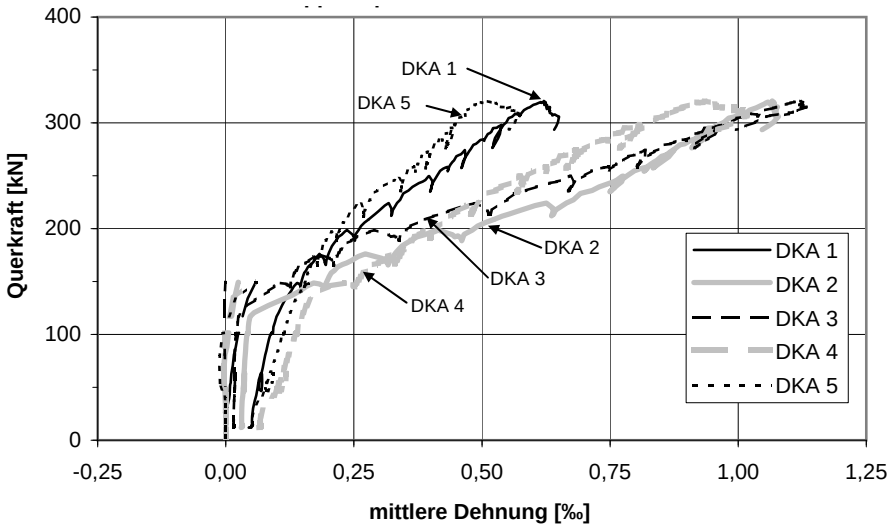


Abb. 4.74: Mittlere Dehnungen der Doppelkopfanker der Dübelleiste am Beispiel des Versuchs B3_N_D1

– wie die Kopfbolzendübel auch – nahe den Öffnungsrändern am geringsten belastet. Die Querkraft, ab der die Dehnungen stärker zunehmen, liegt mit etwa 140 kN höher als bei den Kopfbolzendübeln. Die Graphen verlaufen wieder nahezu linear bis zum Erreichen der Höchstlast im Versuch. Zum Zeitpunkt der Höchstlast im Versuch sind die Normalkräfte der Doppelkopfanker etwa so groß wie die der entsprechenden Kopfbolzendübel.

Im Versuch B3_P_D1 mit gedrücktem Betongurt erfahren alle Doppelkopfanker – wie auch die Kopfbolzendübel in diesem Versuch – nach dem Erreichen der Höchstlast noch sehr große Dehnungszuwächse. Bis zur Höchstlast verlaufen die Graphen nahezu linear und die Dehnungen sind gering.

Beim Versuch B3_0_D1 ohne Längsnormalkraft im Betongurt lassen sich auch bei den Doppelkopfankern die Dehnungsverläufe zwischen den beiden oben beschriebenen Versuchen einordnen. Bis zu einer Querkraft in Öffnungsmitte von etwa 190 kN verlaufen die Graphen linear, die Dehnungen sind etwas größer als beim Versuch mit gedrücktem Betongurt. Abweichend von den anderen Versuchen, erfahren die Doppelkopfanker an den Öffnungsrändern die größten Dehnungen. Ab einer Querkraft von

190 kN werden die Dehnungen größer und erreichen das Niveau des Versuchs mit gezogenem Betongurt.

4.9.4.5 Dehnungen von Längsbewehrung und Stahlplatte

An den beiden Öffnungsrändern wurde die Dehnung der Längsbewehrung an jeweils acht Stäben – beim Versuch B3_P_D0 an jeweils sechs Stäben – gemessen. In Abb. 4.75 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen für die Versuchskörper B3_P_D1 und B3_0_D1 abgebildet. Beim Versuchskörper B3_P_D0 fehlten aufgrund seines schmaleren Betongurtes die äußeren Längsbewehrungsstäbe und somit auch zwei Dehnungsmessstreifen. Der Versuchskörper B3_N_D1 hatte wegen des gezogenen Betongurts einen höheren Längsbewehrungsgrad. Die Längsbewehrung wurde daher in einem engeren Abstand angeordnet. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen ist jedoch mit der in Abb. 4.75 vergleichbar.

Zusätzlich wurden bei jedem Versuch fünf Dehnungsmessstreifen an der Stahlplatte appliziert, die unterhalb des Betongurts angeordnet war. Die Dehnungsmessstreifen wurden jeweils in der Bauteillängsachse in Längsrichtung angebracht, um die Längsdehnungen an der Ober- und Unterseite zu messen. Am Öffnungsrand 1 konnte wegen

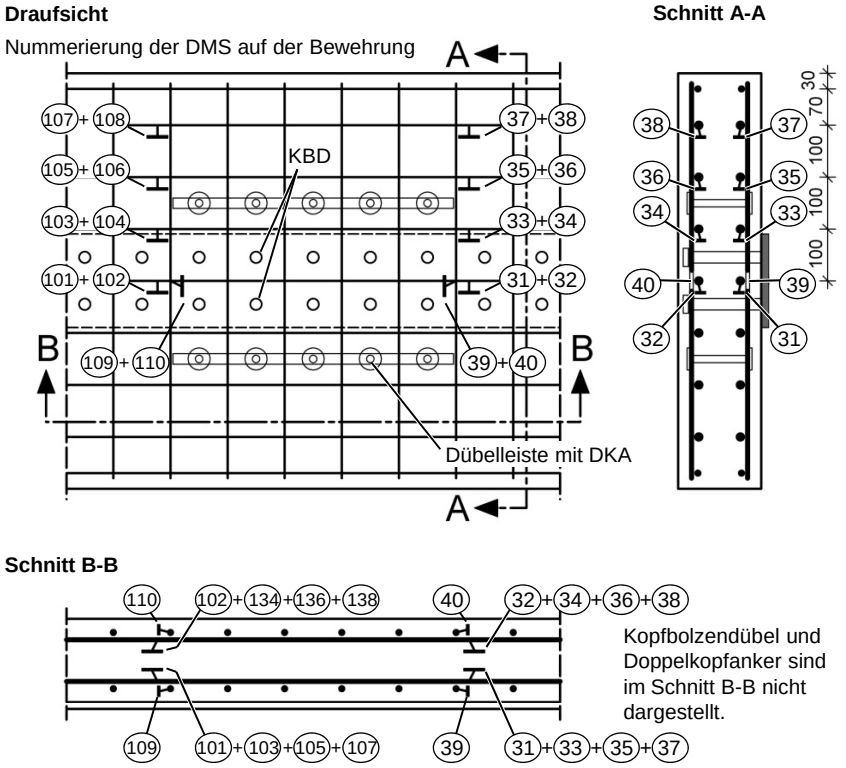
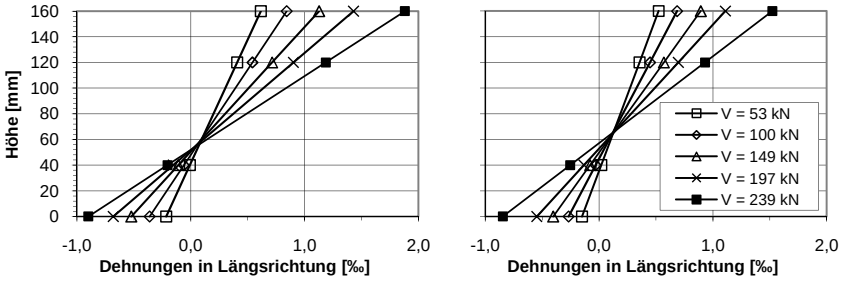


Abb. 4.75: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen auf der Längs- und Querbewehrung für die Versuche B3_P_D1 und B3_0_D1

des Linienlagers die Dehnung nur an der Oberseite – der dem Betongurt zugewandten Seite – gemessen werden. In Öffnungsmitte und am Öffnungsrand 2 wurden jeweils Ober- und Unterseite erfasst.

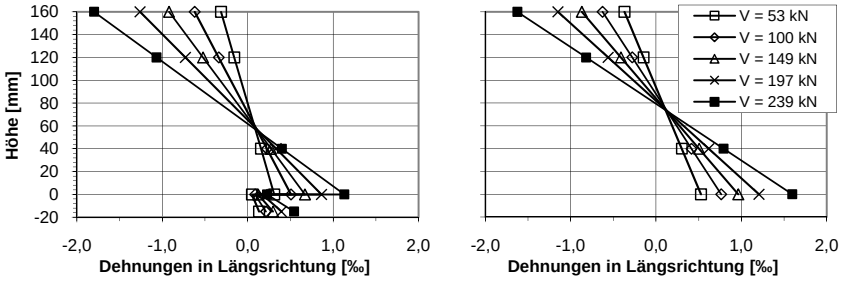
Im Folgenden werden die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben von Versuch B3_P_D1 beispielhaft näher beschrieben. Abb. 4.76 zeigt die Dehnungsverteilung in Längsrichtung über die Höhe des Versuchskörpers am Öffnungsrand 1 zum einen in der Trägerlängsachse und zum anderen 200 mm daneben. Die Dehnungen des Betons an der Ober- und Unterseite des Betongurtes wurden aus den gemessenen Dehnungen der Längsbewehrung linear extrapoliert. Die Dehnungen der Stahlplatte sind nicht im Diagramm dargestellt, da nur an der Oberseite der Stahlplatte ein Dehnungsmessstreifen appliziert werden konnte. Die Dehnungsverteilung von Betongurt und Stahlplatte am Öffnungsrand 2 ist in Abb. 4.77 dargestellt.

Das statische System des Versuchs ist in Abb. 4.8 auf Seite 31 dargestellt. Am Öffnungsrand 1 wurde ein Linienlager angeordnet, sodass im Versuchskörper an dieser Stelle ein negatives Biegemoment entsteht. Am Öffnungsrand 2 wurde die Last über die gesamte Trägerbreite eingeleitet, hier ist das Biegemoment positiv. Dies spiegelt sich auch in den Dehnungsverteilungen wider.



(a) in Trägerlängsachse (b) 200 mm neben Trägerlängsachse

Abb. 4.76: Dehnungsverteilung in Längsrichtung über die Höhe des Versuchskörpers B3_P_D1 am Öffnungsrand 1



(a) in Trägerlängsachse (b) 200 mm neben Trägerlängsachse

Abb. 4.77: Dehnungsverteilung in Längsrichtung über die Höhe des Versuchskörpers B3_P_D1 am Öffnungsrand 2

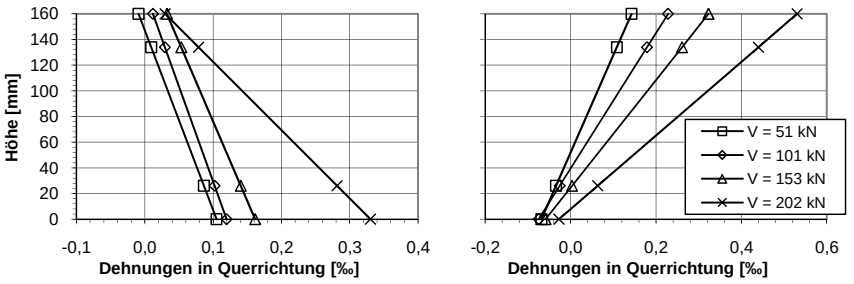
Am Öffnungsrand 1 wird demnach die Stahlplatte auf Druck, der obere Teil des Betongurts auf Zug belastet. Wie in Abb. 4.76 ersichtlich, wandert mit steigender Querkraft in Öffnungsmitte die Nulllinie geringfügig nach oben. Die Kraftverteilung im Beton ist über die Breite des Versuchskörpers nicht gleichmäßig. Die Dehnung der oberen Längsbewehrung ist in den äußeren Gurtbereichen kleiner als in der Bauteillängsachse.

Am Öffnungsrand 2 übertragen die Stahlplatte mit der unteren Längsbewehrung die Zugkomponente und der obere Teil des Betongurts die Druckkomponente des positiven Biegemoments. Hier verschiebt sich die Nulllinie mit steigender Last nach unten. In den Randbereichen des Betongurts liegt sie immer höher als in der Bauteilachse, da aufgrund der begrenzten Einflussbreite der Stahlplatte die untere Längsbewehrung eine viel größere Dehnung erfährt.

4.9.4.6 Dehnungen der Querbewehrung

An beiden Öffnungsrändern wurden die Dehnungen der unteren und oberen Querbewehrungsstäbe jeweils in der Trägerlängsachse gemessen. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen ist in Abb. 4.75 dargestellt.

Die Dehnungen der Querbewehrung verhalten sich bei allen vier Versuchen ähnlich. Beispielhaft sind in Abb. 4.78 die Dehnungen der Querbewehrung von Versuch B3_P_D0 dargestellt. Es zeigt sich, dass am Öffnungsrand 1 die Dehnungen der oberen Bewehrung sehr klein sind und die der unteren mit steigender Belastung stark ansteigen. Am Öffnungsrand 2 ist die untere Bewehrung kaum belastet, die obere erfährt große Dehnungen. Dies lässt sich durch die Linienlast und die Linienlagerung erklären, mit denen die Last über die gesamte Breite des Versuchskörpers in das Bauteil eingeleitet wurde. Die Kopfbolzendübel, welche die Last gemäß dem Fachwerkmodell zur Querkraftübertragung wieder nach oben ziehen, sind im Abstand von 45 mm beidseits der Bauteillängsachse angeordnet. Die Last, die am äußeren Rand in das Bauteil eingeleitet wird, muss daher über schräge Druckstreben in die Mitte geleitet werden, was wiederum horizontale Zugspannungen in Querrichtung hervorruft.



(a) am Öffnungsrand 1 (b) am Öffnungsrand 2

Abb. 4.78: Dehnungsverteilung in Querrichtung über die Höhe des Betongurts am Beispiel des Versuchs B3_P_D0

Die Dehnungen der Querbewehrung werden somit durch die Linienlager und die Linienlast des Versuchsaufbaus in der Art beeinflusst, dass sie stark von den Messungen der Versuche in den beiden Bereichen 1 und 2 abweichen.

4.10 Aufsägen der Versuchskörper

Im Anschluss an die Versuche wurde etwa die Hälfte der Versuchskörper aufgesägt, um aus den Verläufen der im Versuch entstandenen Risse weitere Erkenntnisse über das Tragverhalten der Versuchskörper zu erhalten. Bei den Versuchskörpern, die in den Bereichen 1 und 2 getestet wurden, wurde ein Block auf einer Seite des Stahlträgers aus dem Betongurt entnommen. Der Längsschnitt erfolgte jeweils nahe der Außenkante des Stahlträgerflansches auf einer Länge von 630 mm beginnend am Linienlager bzw. an der Linienlast. Die ausgeschnittenen Betonblöcke wurden anschließend in kleine Streifen geschnitten, im Bereich der Öffnung in Längsrichtung (Schnitte A1 bis A5), ansonsten in Querrichtung (Schnitte B1 bis B3). Die beiden zu fotografierenden Seiten der einzelnen Streifen wurden jeweils „i“ (innen) und „a“ (außen) genannt. In Abb. 4.79 ist beispielhaft das Schnittbild des Versuchskörpers B2_P_D2 dargestellt. Alle anderen derart untersuchten Versuchskörper wurden ähnlich aufgeschnitten. Geringe Änderungen waren infolge der geänderten Anordnung von Dübelleisten und Bewehrung notwendig. Bei dem Versuchskörper B3_P_D1, der als einziger Versuchskörper des Bereichs 3 aufgesägt wurde, wurden Längsstreifen zwischen den beiden Öffnungsrändern entnommen.

Im Anhang sind sämtliche Schnittbilder sowie die fotografierten Schnittflächen dargestellt.

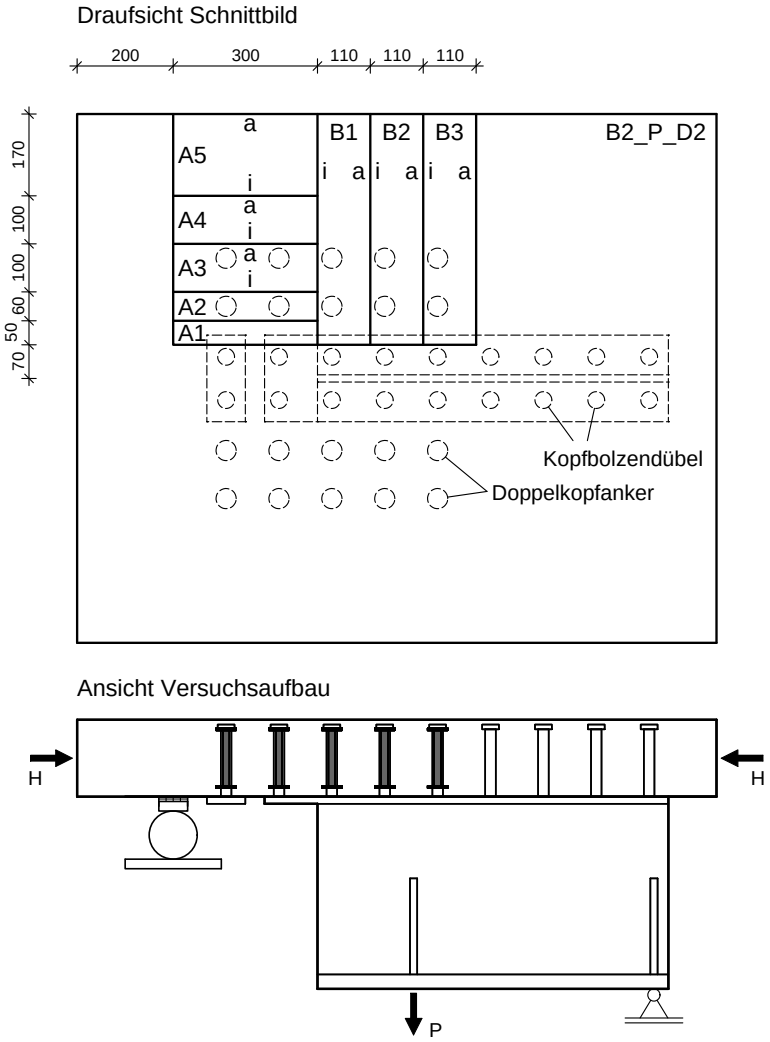


Abb. 4.79: Schnittführung beim Aufsägen des Versuchskörpers B2_P_D2

5 Rechnerische Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Neben den in Kapitel 4 bereits beschriebenen experimentellen Untersuchungen wurden auch rechnerische Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode durchgeführt. Dafür wurde ein FE-Modell erstellt, das die Geometrie der Versuchskörper sehr genau abbildet. Mit diesem wurden die Bauteilversuche möglichst realitätsnah nachgerechnet, um weitere Erkenntnisse über das Tragverhalten der Verbundträger im Bereich von großen Stegöffnungen zu gewinnen.

5.2 Finite-Element-Programm ATENA

5.2.1 Allgemeines zu ATENA

Die Finite-Element-Berechnungen wurden mit dem Programm ATENA 3D von Cervenka Consulting durchgeführt (*Cervenka u. a. 2007*). ATENA basiert auf der nichtlinearen Methode der finiten Elemente und wurde speziell für wirklichkeitsnahe Rechnersimulationen von Stahlbetonbauteilen entwickelt (*Cervenka u. Pukl 2007*). Es ermöglicht eine detaillierte Untersuchung des Strukturverhaltens unter Belastung sowie eine Bestimmung der Tragfähigkeit und der Versagensmechanismen. Das nichtlineare Materialmodell für den Werkstoff Beton basiert in ATENA auf der orthotropen Schadenstheorie. Dadurch werden die unterschiedlichen Steifigkeiten des Betons bei Druck- und Zugbelastung berücksichtigt. Für den auf Zug belasteten Beton wird die nichtlineare Bruchmechanik verwendet, die auf dem klassischen Ansatz der verschmierten Rissbildung sowie auf dem Rissbandmodell basiert. Das Betonverhalten im Druckbereich wird mithilfe der Plastizitätstheorie nach *Menétrey u. Willam 1995* dargestellt. Die in ATENA angewendeten Materialmodelle können den dreidimensionalen Spannungszustand des Betons wirklichkeitsnah abbilden. Es stehen mehrere Materialmodelle für die Bewehrung und für die realistische Abbildung des Verbundes zur Verfügung.

In den folgenden Abschnitten werden die Besonderheiten – insbesondere die verwendeten Materialmodelle – des Finite-Element-Programms ATENA genauer erläutert.

5.2.2 Nichtlinearität

An das verwendete Finite-Element-Programm werden zahlreiche Anforderungen gestellt, um die Versuche möglichst realitätsnah abbilden zu können. Grundlegend ist die zu berücksichtigende Nichtlinearität. Hierbei sind besonders die geometrische und die

physikalische Nichtlinearität zu betrachten. Die geometrische Nichtlinearität berücksichtigt die durch die Einwirkungen hervorgerufenen Verformungen des Systems, die nicht mehr als infinitesimal klein angenommen werden können. Diese Verformungen müssen in reeller Größe abgebildet werden, um Abweichungen bei der Berechnung zum realen System zu verringern. Die physikalische Nichtlinearität berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten der in den Versuchskörpern verwendeten Baustoffe. Dies ist wichtig, da das Werkstoffverhalten von Stahlbeton in hohem Grade nichtlinear ist. Der Beton verhält sich bis etwa 30 % seiner Bruchlast linear elastisch, danach nimmt die Verformung im Vergleich zur Belastung überproportional zu. Nach dem Bruch nimmt die aufnehmbare Last bei weiterer Stauchung schnell ab. Dieses Verhalten wird im nachfolgenden Abschnitt näher beschrieben. Der verwendete Bewehrungsstahl verhält sich bis zur Streckgrenze nahezu linear, danach zeigt er jedoch ein plastisches Verhalten. Das Verbundgesetz, welches das Verhalten von Beton und Bewehrung an deren Kontaktfläche beschreibt, ist ebenfalls nichtlinear. Die Verbundspannung nimmt zuerst mit größer werdender Zugbeanspruchung der Bewehrung zu, um nach dem Überschreiten der Streckgrenze der Bewehrung wieder abzufallen. Der eingesetzte Baustahl sowie die Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker weisen, wie die Bewehrung auch, bis zur Streckgrenze ein nahezu lineares Verhalten auf, danach nehmen die Dehnungen jedoch sehr stark bis zum Bruch zu.

Aufgrund der Vielzahl der verwendeten Baustoffe, die alle eine physikalische Nichtlinearität aufweisen, ist es unabdingbar, für die Nachrechnung ein Finite-Element-System einzusetzen, das diese Nichtlinearitäten erfassen und bei der Berechnung berücksichtigen kann.

5.2.3 Abbildung der Werkstoffe

Die realitätsnahe Abbildung der Werkstoffe im Finite-Element-Programm ist für eine erfolgreiche Durchführung der Versuchsnachrechnung zwingend erforderlich. Besonders das Werkstoffgesetz für den Beton ist bei den in dieser Arbeit betrachteten Konstruktionen von großer Bedeutung.

- **Beton**
  Der Werkstoff Beton ist ein quasisprödes Material und schwer zu modellieren, weil er durch Schädigungen und Rissbildungen eine Entfestigung erfährt. Für den Werkstoff Beton wird ein im Programm ATENA implementiertes Modell benutzt. Hierbei werden die einzelnen Modelle für zug- und druckbeanspruchten Beton über einen mathematischen Algorithmus kombiniert. In *Cervenka u. Papanikolaou 2008* wird dieses „Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete“ beschrieben. Im Folgenden wird das Werkstoffmodell grob vorgestellt.

  Prinzipiell kann die Rissmodellierung des auf Zug belasteten Betons in Finite-Element-Programm auf zwei Arten erfolgen. Zum einen kann die Methode der diskreten Risse angewendet werden (*Hillerborg u. a. 1976*). Hierbei werden die Risse diskret mit Hilfe eines Zugspannungs-Rissöffnungs-Gesetzes modelliert. Ist der Rissverlauf unbekannt, ergibt sich hier der Nachteil, dass das Netz dem Rissverlauf bei jedem Berechnungsschritt angepasst werden muss. Zum an-

deren kann das Rissbandmodell benutzt werden. Dieses wurde von *Bazant u. Oh 1983* entwickelt und wird von *Cervenka u. Papanikolaou 2008* zur Rissmodellierung eingesetzt. Dieses Modell wird im Programm ATENA verwendet. Es wird davon ausgegangen, dass anstatt diskreter Risse parallele Mikrorisse verschmiert in einem sogenannten Band des Betons entstehen, wenn die Spannung des Betons die einaxiale Zugfestigkeit überschreitet (Rankine-Bruchkriterium). Die Schädigung des Betons wird daher im Modell als Dehnung einer Reihe von finiten Elementen, dem Rissband, abgebildet.

In dem verwendeten Betonmodell kann zwischen fixierten oder rotierenden Rissen gewählt werden. Die Einstellung „fixierte Risse“ bewirkt, dass sich die Rissneigung eines einmal eingestellten Risses nicht mehr ändert. Dies kann eine Schubspannung entlang des Risses hervorrufen, wenn sich im Laufe der Berechnung die Hauptspannungsrichtung ändert. Bei „rotierenden Rissen“ stellt sich die Rissrichtung bei jedem Lastschritt gemäß der Hauptspannungsrichtung ein. Es kann somit kein Schub auftreten.

Ist der Beton gerissen, handelt es sich um einen orthotropen Werkstoff. Dementsprechend behandelt das von *Cervenka u. Papanikolaou 2008* vorgestellte Modell die Steifigkeiten des Betons in den verschiedenen Richtungen. Des Weiteren werden das Querkraftverhalten bei gerissenem Beton sowie physikalische Veränderungen wie z.B. das Schließen von Rissen berücksichtigt.

Für die Modellierung des Betons im Druckbereich wird auf das triaxiale Bruchkriterium von *Menétrey u. Willam 1995* zurückgegriffen. Dieses verbindet das Rankine-Kriterium mit dem Mohr-Coulombschen Bruchkriterium und berücksichtigt somit auch die aufnehmbare Schubspannung des Materials.

Das für diese Arbeit benutzte Betonmodell (*Cervenka u. Papanikolaou 2008*) ist eine weiterentwickelte Version des von *Cervenka u. a. 1998* vorgestellten Modells. Unter anderem können mit dem neuen Modell Risse im Beton dargestellt werden, die aus einer Querkraftbeanspruchung entstehen. Des Weiteren werden Spannungssteigerungen aus mehraxialer Druckbeanspruchung und Einschnürungseffekte berücksichtigt. Durch die Verknüpfung der einzelnen Modelle für zug- und druckbeanspruchten Beton mit Hilfe eines Algorithmus kann man mit einem einzigen Modell alle Be- und Entlastungspfade (Zug, Druck, Kombination aus beiden) sowie Effekte wie das Öffnen und Schließen von Rissen simulieren.

- **Betonstahl**
  Die Bewehrung wird als Linienzug von Stabelementen dargestellt, die lediglich einaxiale Steifigkeiten in Längsrichtung besitzen. Die Stabelemente werden unter Berücksichtigung des Verbundgesetzes in die Betonelemente eingebettet. Das Materialgesetz des Betonstahls kann multilinear eingegeben werden.

- **Baustahl**
  Der Baustahl wird – wie der Beton auch – als Volumenelement betrachtet. Da es sich um einen isotropen Werkstoff handelt, wird die Fließbedingung nach von-Mises benutzt. Diese transferiert einen dreidimensionalen Spannungszustand in einen einachsigen Vergleichszustand. Das Werkstoffgesetz des Stahls kann daher mit eindimensionalen Zugversuchen an Stahlproben ermittelt und

im Programm eingegeben werden. Die Fließbedingung nach von-Mises lässt sich anhand eines unendlich langen Kreiszylinders darstellen (s. Abb. 5.1), dessen Achse auf der Raumdiagonalen liegt. Jeder Punkt innerhalb des Zylinders steht für ein elastisches Verhalten des Materials. Ergibt sich aus den Spannungen in den drei Richtungen ein Punkt auf der Mantelfläche des Zylinders, so ist die Streckgrenze des Materials erreicht. Ist kein Verfestigungsmodul im Programm eingegeben, kann die Spannung nicht weiter erhöht werden und ein Punkt außerhalb des Zylinders ist nicht möglich. In der $\sigma_1\sigma_2$-Ebene ergibt die von-Mises-Fließoberfläche eine Ellipse (in Abb. 5.1 gestrichelt dargestellt).

- **Verbundverhalten zwischen Betonstahl und Beton**
  Die Verbindung zwischen den beiden Werkstoffen kann über eine Verbundspannung-Schlupf-Beziehung beschrieben werden. In ATENA sind zwei Verbundgesetze implementiert, die eine solche Beziehung zwischen den Werkstoffen herstellt. Zum einen kann das Verbundgesetz nach dem Vorschlag des *CEB-FIP Model Code 1990*, zum anderen das Verbundgesetz nach den Forschungen von *Bigaj 1999* verwendet werden.

  In zahlreichen Versuchen mit unterschiedlichen Bewehrungsquerschnitten und unterschiedlicher Betonumschnürung wurde von *Bigaj 1999* festgestellt, dass mit dem Ansteigen der Stahldehnung die Verbundspannung zunimmt. Die maximale Verbundspannung stellt sich mit dem Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung ein. Durch die Dehnung des Stahls beim Fließen nimmt der Schlupf zwischen Bewehrung und Beton zu. Die Verbundspannung fällt dabei drastisch ab.

  In *Bigaj 1999* werden Versuchsergebnisse mit dem Verbundgesetz des *CEB-FIP Model Code 1990* verglichen (s. Abb. 5.2). In den Versuchen wurden Bewehrungsstäbe mit den Durchmessern 16 mm und 20 mm verwendet. Die in Abb. 5.2 aufgetragenen Kurven wurden aus den Mittelwerten der Versuche gebildet. Bigaj stellte fest, dass der ansteigende Ast im elastischen Bereich der Bewehrung durchaus vergleichbar ist. Im Bereich der Streckgrenze der Bewehrung wird jedoch die Verbundspannung nach dem Vorschlag des Model Codes erheblich

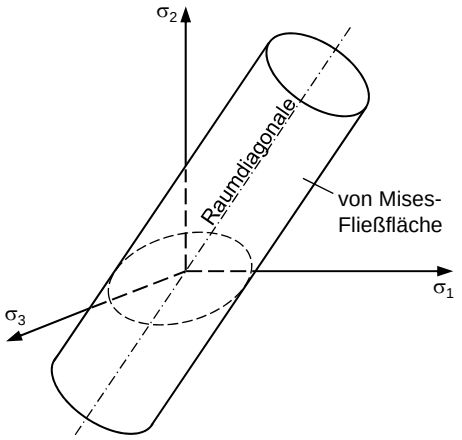


Abb. 5.1: Fließzylinder nach von-Mises

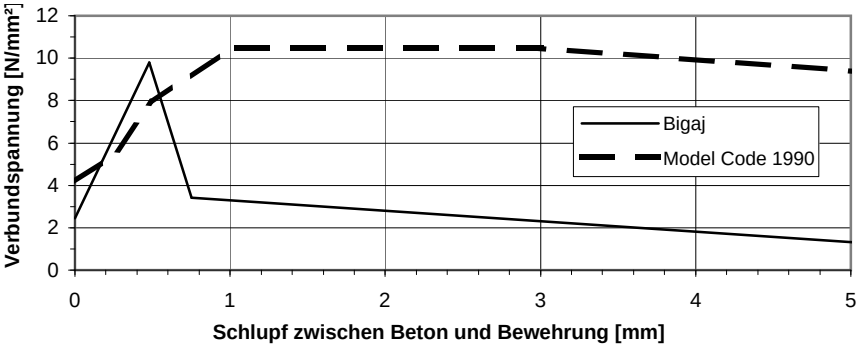


Abb. 5.2: Vergleich der in ATENA implementierten Verbundgesetze mit folgenden Randbedingungen: Durchmesser der Bewehrung d = 16 mm, Betonfestigkeit f_c = 30 N/mm^2

unterschätzt. Wenn die Bewehrung ins Fließen kommt, wird die Verbundspannung dagegen überschätzt. Des Weiteren geht in dem Modell von Bigaj die Betondeckung direkt als ein Maß der Betonumschnürung ein. In *CEB-FIP Model Code 1990* wird dagegen nur durch das Verhältnis von Betondeckung zu Bewehrungsdurchmesser geprüft, ob eine Betonumschnürung vorhanden ist.

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Nachrechnungen der Versuche zeigten jedoch, dass der Schlupf zwischen Beton und Bewehrung stets kleiner als 0,4 mm ist. Daraus wird ersichtlich, dass für die Nachrechnungen die Wahl des Verbundmodells unbedeutend ist. Zur Kontrolle wurden Vergleichsrechnungen mit beiden Verbundmodellen durchgeführt, die jedoch keine nennenswerte Unterschiede lieferten. Für die Nachrechnungen wurde das Verbundgesetz des Model Codes verwendet.

- **Verbundverhalten zwischen den anderen Stahlteilen und Beton**
  Bei den in dieser Arbeit betrachteten Versuchen existieren neben dem Verbund zwischen Beton und Betonstahl noch weitere Kontaktflächen, an denen der Beton verschiedene Stahlteile berührt. Der Beton hat Kontakt mit dem Obergurt des Stahlträgers sowie den im Beton eingebetteten Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern. Für diese Kontaktflächen kann jeweils ein eigenes Verbundgesetz definiert werden. Für die Grenzfläche war dabei ein Versagenskriterium mittels Vorgabe von Kohäsion und Reibungskoeffizient festzulegen. Des Weiteren ist es möglich, Spannungs-Dehnungs-Beziehungen jeweils für Normal- und Tangentialspannungen zu definieren.

  In den experimentellen Untersuchungen (vgl. Kapitel 4) wurden die Versuchskörper mit 20 Lastzyklen auf dem Lastniveau der halben Traglast beansprucht, bevor die Belastung bis zum Bruch erfolgte. Dadurch wurde bei den Versuchen im Bereich 2 der Verbund zwischen Betongurt und Stahlträgerobergurt komplett gelöst. Im Rahmen der FE-Berechnung wurde daher für diese Kontaktfläche weder eine Haftung noch eine Reibung zwischen den Baustoffen angesetzt. Im Bereich 1 existiert eine negative Normalspannung in der Kontaktfläche, da die Querkraft vom Betongurt in den Stahlträger eingeleitet wird. Durch die Lastzyklen in den

Versuchen besteht in diesem Fall die Möglichkeit, dass durch Verschiebungen in Längsrichtung kein Verbund mehr zwischen den Baustoffen besteht. Eine Längskraft kann über Reibung jedoch übertragen werden. In der Berechnung wurde wegen des fehlenden Verbundes auf eine Haftung verzichtet. Auf die Ansetzung der Reibung wurde ebenfalls verzichtet. Die Längskräfte wurden in der Berechnung somit komplett über die Kopfbolzendübel vom Betongurt in den Stahlträger übertragen.

Im Rahmen der Arbeit von *Kohlmeyer 2007* wurde die Reibung zwischen einbetonierten Kopfbolzendübeln und dem umgebenden Beton untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass bei intaktem Haftverbund etwa 80 % der in den aufgeschweißten Kopfbolzendübeln eingeleiteten Zugkraft über diesen Haftverbund an den Beton, der den Schaft des Kopfbolzendübels umgibt, übertragen wird. Durch eine ansteigende Zugkraft wird der Haftverbund gelöst und es kann entsprechend weniger Zugkraft kann übertragen werden. Mit zunehmender Belastung der Kopfbolzendübel nimmt die Reibung kontinuierlich ab. Die Abnahme wird jedoch durch Effekte wie Normalkraft, Querbiegung oder Längsschubkraft im Betongurt gebremst. Diese Effekte kommen erst bei höheren Beanspruchungen zum Tragen und bewirken, dass der Beton an die Kopfbolzendübel gepresst wird. Nach den Untersuchungen von *Kohlmeyer 2007* können die Normalkraft und die Querbiegung im Betongurt jedoch vernachlässigt werden. Lediglich die Längsschubkraft kann in einem Verbundträger eine Reibungskraft zwischen Kopfbolzendübel und Beton bewirken. Da in dieser Arbeit jedoch nur kleine Ausschnitte von Verbundträgern betrachtet werden, in denen der Längsschub vernachlässigt wird, konnte in den durchgeführten Versuchen keine Reibung aus Längsschub aktiviert werden. Auf Traglastniveau ist somit die Reibung vernachlässigbar. In den Finite-Element-Berechnungen wurde für die Grenzfläche zwischen Kopfbolzendübeln und dem umgebenden Beton weder Haftung noch Reibung definiert. Dies verursacht lediglich einen kleinen Fehler im Bereich des unteren Lastniveaus.

Des Weiteren sind die Doppelkopfanker der Dübelleisten vollständig von Beton umgeben. Für diese Grenzfläche kann ebenfalls ein Verbundgesetz definiert werden. Im Rahmen der Finite-Element-Berechnungen wurde – wie bei den Kopfbolzendübeln auch – jedoch darauf verzichtet, Haftung oder Reibung anzusetzen. Der dadurch verursachte Fehler dürfte etwas größer sein als bei den Kopfbolzendübeln, weil der Schaft der Doppelkopfanker nicht glatt ist, sondern aus geripptem Bewehrungsstahl besteht.

5.2.4 Lösungsverfahren

Das FE-Programm ATENA arbeitet wahlweise mit der Newton-Raphson-Methode oder dem Bogenlängenverfahren. Beide Lösungsverfahren können mit einem Line-Search-Algorithmus ergänzt werden, um eine Optimierung der Rechenzeit zu erreichen. In den durchgeführten Berechnungen wurde ausschließlich die Newton-Raphson-Methode verwendet. Im unteren Lastbereich wurden die Nachrechnungen der Versuche im Bereich 2 kraftgesteuert durchgeführt. Somit konnte das gewünschte Verhältnis von Querkraft und Normalkraft im Betongurt zuverlässig eingehalten werden. Auf dem Ni-

veau der Bruchlast wurden die Belastungen weggeregelt mit kleinen Weginkrementen von etwa 0,01 mm aufgebracht. Vergleichende Berechnungen mit dem Bogenlängenverfahren – weggeregelt, wie auch kraftgeregelt – lieferten bis kurz vor dem Bruch nahezu identische Ergebnisse. Der Lastabfall oder der Abbruch infolge der Überschreitung eines Konvergenzkriteriums trat hier jedoch früher ein als beim Newton-Raphson-Verfahren. Die Nachrechnungen der Versuche im Bereich 1 wurden von Beginn an weggeregelt durchgeführt, da hier eine Linienlast aufgebracht werden musste. Diese konnte nur über eine gleichmäßige vertikale Verschiebung der Lastverteilungsplatte erzeugt werden.

5.3 FE-Modell

5.3.1 Aufbau des FE-Modells

In den Abbildungen 5.3 und 5.4 ist das dreidimensionale Finite-Element-Modell für den Bereich 2 dargestellt. Die Geometrie entspricht dem Versuch B2_P_D1. Die einzelnen Modelle wurden an die Geometrien der verschiedenen Versuche angepasst. Da das System symmetrisch zur x-z-Ebene ist, wurde nur eine Hälfte des Versuchskörpers modelliert und berechnet. Die Lagerung erfolgte – wie im Versuch – statisch bestimmt.

Im Bereich 2 wird die Lasteinleitung vom Stahlträger über die Kopfbolzendübel in den Betongurt untersucht. Die Last wird konzentriert in einem Punkt auf das System aufgebracht und über ein Stahldreieck auf den Stahlträger übertragen (s. Abb. 5.3). Dieser hat die gleiche Geometrie, wie der im Versuch verwendete Stahlträger. Aus Abb. 5.4 ist ersichtlich, dass nicht alle Kopfbolzendübel im FE-Modell berücksichtigt wurden. Dies wird damit begründet, dass im Bereich zwischen vertikaler Lasteinleitung und dem Auflager am Stahlträger kaum Last vom Stahlträger in den Betongurt übertragen wird. Die auftretenden Schubbeanspruchungen sind in diesem Bereich nicht relevant und können zudem durch die beiden modellierten Kopfbolzendübel übertragen werden. Durch

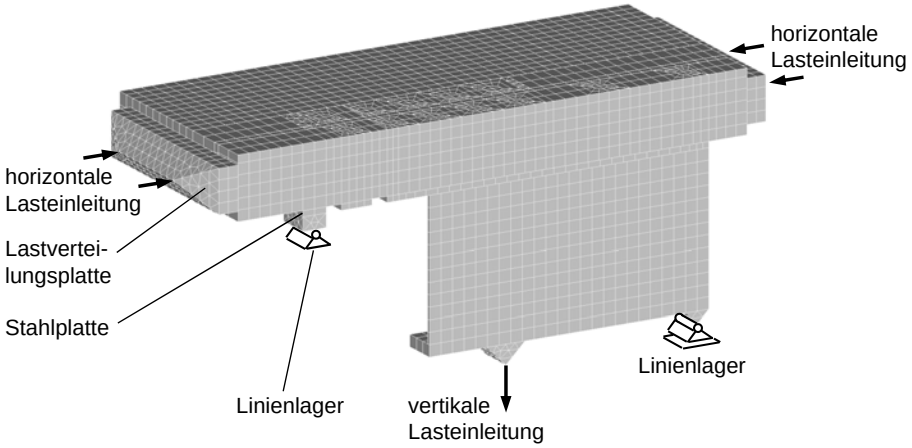


Abb. 5.3: FE-Modell Versuch B2_P_D1: Außenflächen und FE-Netz

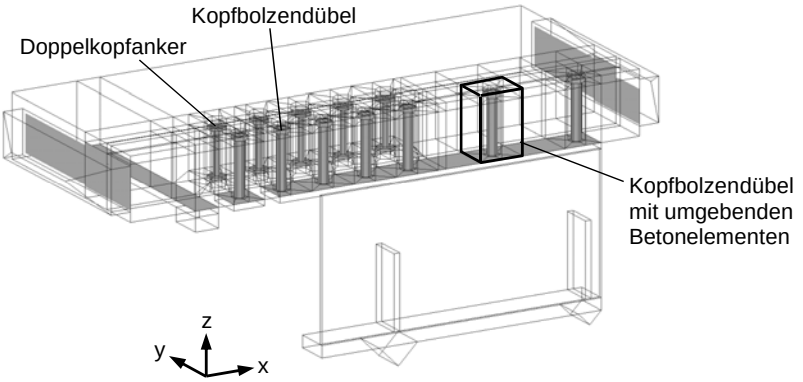


Abb. 5.4: FE-Modell Versuch B2_P_D1: Makroelemente (Kontaktflächen zwischen Beton und Stahlteilen bzw. Auflagern sind grau hervorgehoben)

den Verzicht auf die Modellierung konnten Rechenzeit und Datenvolumen eingespart werden. Die Doppelkopfanker wurden wie im Versuch vorhanden modelliert.

Bei den zum Bereich 2 gehörenden Versuchsaufbauten wurde zwischen dem Betongurt und dem Linienlager eine trapezförmige Stahlplatte mit darüberliegendem Elastomerlager angeordnet. Der Grund für diesen Aufbau wurde bereits in Abschnitt 4.5.5.1 auf Seite 44 erläutert. Dies konnte jedoch in dieser Form nicht mit der Finite-Elemente-Methode simuliert werden. Daher wurde im FE-Modell ein kurzes Linienlager – die Länge entspricht der Breite des Stahlträgerflansches – in der Trägerlängsachse angeordnet. Zwischen Linienlager und Betongurt wurde eine Stahlplatte über die ganze Breite des Betongurts eingelegt. Durch die Steifigkeit der Stahlplatte kann somit ein ähnliches Verformungsverhalten wie in den Versuchen simuliert werden.

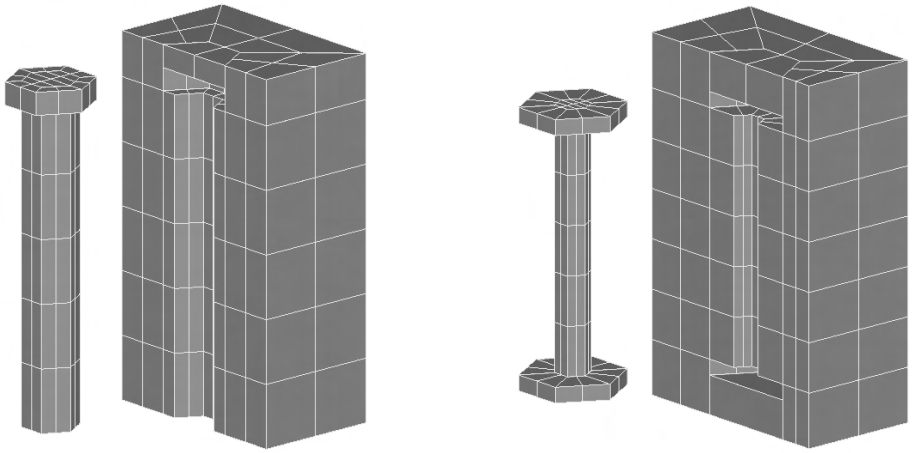
Die Normalkraft im Betongurt wird über je zwei Einzellasten an den Stirnseiten realisiert, die die Horizontallasten über Lastverteilungsplatten auf den Betongurt übertragen. Die Kontaktflächen entsprechen in der Größe den in den Versuchen verwendeten Elastomerlagern. Durch die Verformung des Trägers war es notwendig, neben den Horizontallasten auch geringe Vertikallasten aufzubringen, damit die Resultierenden der gegenüberliegenden Lasten auf einer Achse lagen und somit kein zusätzliches Moment verursachten.

Für die Nachrechnungen der Versuche im Bereich 1 wurden die gleichen Modelle verwendet. Lediglich die Lager und Lasteinleitungen wurden modifiziert. Die Stahlplatte unterhalb des Betongurts wurde gespiegelt und auf der Oberseite angeordnet. Anstatt der Anordnung des Linienlagers erfolgte an dieser Stelle die vertikale Belastung durch eine gleichmäßige Vertikalverschiebung über die Breite des Stahlträgerflansches. Anstelle der vertikalen Lasteinleitung aus Bereich 2 wurde ein Punktlager angeordnet.

In Abb. 5.5 ist die Modellierung der Kopfbolzendübel einschließlich des umgebenden Betons ersichtlich. Das Programm ATENA arbeitet mit Stab- und Volumenelementen, wobei erstere lediglich eine Steifigkeit in Achsrichtung besitzen. Da die Kopfbolzendübel jedoch bei der hier vorliegenden Geometrie auch Schubkräfte in Trägerlängsrichtung – also quer zur Kopfbolzendübelachse – und eine Biegung durch die Durchbiegung des Betongurts in Querrichtung erfahren, kommen zur Modellierung nur

(a) Kopfbolzendübel (b) Doppelkopfanker

Abb. 5.5: Anordnung der Makroelemente zur Bildung von Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern sowie des angrenzenden Betons



(a) Kopfbolzendübel (b) Doppelkopfanker

Abb. 5.6: Diskretisierung der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker sowie des angrenzenden Betons

Volumenelemente, sogenannte Makroelemente, infrage. Die modellierten Kopfbolzendübel besitzen einen sechseckigen Querschnitt, dessen Flächeninhalt dem des realen Kopfbolzendübels entspricht, und bestehen aus insgesamt zehn Makroelementen – zwei im Schaft und acht im Kopf –, die alle die Form von Hexaedern haben. Diese Geometrie wurde gewählt, weil nur so eine Diskretisierung mittels Hexaedern erzwungen werden konnte (s. Abb. 5.6). Die Diskretisierung der Struktur mit Tetraedern hätte zu einem Vielfachen von finiten Elementen geführt. Das Gleiche gilt für den Beton, der die Kopfbolzendübel umgibt. Hier wurden 20 Makroelemente in Form von Hexaedern

um jeden Kopfbolzendübel gebildet. Die Kopfbolzendübel sind starr mit dem Obergurt des Stahlträgers verbunden. Die Kontaktflächen zum umgebenden Beton sind derart definiert, dass keine Haftung und keine Reibung zwischen den Kopfbolzendübeln und dem Beton vorhanden sind (vgl. S. 99).

Die Doppelkopfanker wurden auf die gleiche Weise modelliert. Da diese im Gegensatz zu den Kopfbolzendübeln noch einen Fuß haben, ist die Anzahl der verwendeten Makroelemente entsprechend größer – 18 Elemente für einen Doppelkopfanker und 34 für den umgebenden Beton. Zwischen den Doppelkopfankern und dem umgebenden Beton gibt es ebenfalls keine Haftung und keine Reibung.

Die Bewehrung wird im Programm ATENA als Stabelement abgebildet. Die Längsbewehrung wurde als einzelner Stab modelliert, der an beiden Enden fest verankert ist. Die Querbewehrung wurde in den Bauteilversuchen als Steckbügel ausgeführt, die von oben und unten eingebaut wurden und somit die Längsbewehrung umschlossen. Im FE-Modell ist diese Bewehrung als geschlossener Bügel dargestellt. Durch die Ausnutzung der Symmetrie wurde somit ein halber Bügel modelliert, dessen Enden in der Symmetrieachse verankert sind. Auf das Verbundverhalten zwischen der Bewehrung und dem Beton wurde bereits auf Seite 98 eingegangen.

5.3.2 Festlegung der Materialkennwerte

Um die einzelnen Materialien in dem FE-Programm ATENA möglichst genau abzubilden, sind viele Parameter notwendig. Da das Materialgesetz des Werkstoffs Beton sehr komplex ist, müssen hierfür auch viele Materialkennwerte bestimmt werden. Die Wichtigsten werden nachfolgend aufgeführt.

Die einaxiale Betondruckfestigkeit f_c wurde gemäß *Zilch u. Staller 1999* mit folgender Formel bestimmt:

$$f_c = 0{,}79 \cdot f_{c,cube} \tag{5.1}$$

Der Wert $f_{c,cube}$ beschreibt dabei die mittlere Druckfestigkeit von drei Würfeln mit 150 mm Kantenlänge am Versuchstag.

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} sowie der E-Modul des Betons E_{cm} wurden direkt aus den Prüfungen am Versuchstag als Mittelwerte aus jeweils drei Prüfungen bestimmt.

Die Bruchenergie G_f wurde näherungsweise nach *CEB-FIP Model Code 1990* mit folgender Gleichung ermittelt:

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{c,cyl}}{10} \right)^{0{,}7} \qquad \text{(in N/m)} \tag{5.2}$$

mit G_{f0} Grundwert der Bruchenergie;
für Beton mit 16 mm Größtkorn gilt $G_{f0} = 30\,\text{N/m}$,
$f_{c,cyl}$ Zylinderdruckfestigkeit des Betons.

Für alle Versuchsnachrechnungen der Bereiche 1 und 2 wurde ausgehend von einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $f_{c,cyl} = 36\,\text{N/mm}^2$ eine einheitliche Bruchenergie von $G_f = 73{,}54\,\text{N/m}$ angenommen. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

– das sogenannte tension stiffening – wird in ATENA mit dem Faktor c_{ts} realisiert. Der Wert $c_{ts} \cdot f_{ctm}$ gibt die minimale Zugspannung an, die der Beton nach einem Riss noch aufnimmt. Für die Versuchsnachrechnungen wurde der in *CEB-FIP Model Code 1990* empfohlene Wert $c_{ts} = 0{,}4$ verwendet. Durch einen weiteren Faktor ist es möglich, die Rotation der Risse während der Berechnung zu erlauben oder zu verhindern. Der sogenannte fixed crack model coefficient gibt an, bis zu welcher Zugspannung des Betons die Risse rotieren. Bei einem Wert von 1,0 bleibt die Rissebene in einem finiten Element nach der Entstehung des Risses in ihrer Lage erhalten. Bei einem Wert von 0 wird die Ausrichtung der Rissebene bei jedem Lastschritt neu berechnet. Diese Einstellung wurde für die Nachrechnungen gewählt. Auf diese Weise wird sichergestellt, dass sich in der Berechnung realitätsnahe Rissverläufe wie z.B. die eines Ausbruchkegels ausbilden können.

Mittels Zugversuchen an Bewehrungsstählen, Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern wurden deren Materialkennwerte – Streckgrenze, Zugfestigkeit, E-Modul und Dehnung bei Zugfestigkeit – ermittelt und bei den Berechnungen verwendet. Von den in den Versuchen verwendeten Stahlträgern wurden keine Proben für Zugversuche entnommen. Daher wurden für den verwendeten Stahl S 235 die folgenden Materialkennwerte angenommen:

Streckgrenze: $235\,\mathrm{N/mm^2}$,
E-Modul: $210.000\,\mathrm{N/mm^2}$,
Querdehnzahl: 0,3.

Eine Verfestigung des Stahls nach dem Erreichen der Streckgrenze wurde vernachlässigt.

5.4 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messwerten der Versuche

5.4.1 Allgemeines

Die meisten der durchgeführten Versuche wurden mit dem FE-Programm ATENA nachgerechnet. Im Folgenden werden einzelne Messwerte aus den Versuchen den Berechnungsergebnissen gegenübergestellt und Gemeinsamkeiten oder Abweichungen erläutert und bewertet. Da die Versuche in den Bereichen 1 und 2 grundlegend anders aufgebaut waren, werden die meisten der Vergleiche ebenfalls getrennt behandelt. Es wird nicht auf alle Versuche und Berechnungen eingegangen, da die Ergebnisse sehr ähnlich sind und daher keine zusätzlichen Aspekte liefern. In allen Diagrammen sind die Versuchswerte als dünne Linien, die entsprechenden berechneten Werte als dicke Linien in der gleichen Farbe dargestellt.

Bei den Versuchswerten muss Folgendes beachtet werden:
Die Versuchskörper wurden zu Beginn nur durch eine Vertikallast beansprucht, sodass im Betongurt in Öffnungsmitte eine Querkraft von 150 kN vorhanden war. Anschließend wurde die Querkraft auf 10 kN abgelassen. Dieser Vorgang wurde insgesamt 20-mal durchgeführt. Erst danach wurde eine Horizontallast in den Betongurt eingeleitet und der Versuchskörper bis zum Bruch belastet. Der Versuchsablauf wurde in Abschnitt 4.6 bereits genauer beschrieben. In den Diagrammen sind die erste Belastung auf ein

Lastniveau von 150 kN – ohne Zug- oder Druckbeanspruchung des Betongurts – sowie die Belastung bis zum Bruch – mit Zug- oder Druckbeanspruchung des Betongurts – durch zwei separate Graphen dargestellt. Die Lastwechsel sind immer ausgeblendet. Die unterschiedliche Belastung im Lastbereich bis 150 kN kann zu verschiedenen Steigungen der beiden Graphen führen. Des Weiteren können durch die Lastwechsel und durch die Versuchsdauer über mehrere Stunden plastische Verformungen aufgetreten sein, sodass der Graph der Belastung bis zum Bruch nicht im Ursprung des Diagramms beginnen muss.

5.4.2 Traglasten

In Abb. 5.7 ist das Verhältnis, das jeweils aus den maximal erreichten Querkräften im Betongurt über der Öffnung der FE-Berechnung und des entsprechenden Versuches gebildet wurde, für alle durchgeführten FE-Berechnungen dargestellt. Werte größer als eins zeigen, dass die FE-Berechnung eine größere Traglast liefert, als im Versuch erreicht wurde. Die Berechnung liegt daher auf der unsicheren Seite. Bis auf drei Versuche im Bereich 1 ist das bei jeder Berechnung der Fall, wobei die drei „sicheren“ Versuche lediglich Werte knapp unter eins liefern. Betrachtet man die in Abb. 5.8 aufgetragenen maximalen Querkräfte von Versuchen und FE-Berechnungen, so fällt auf, dass die Werte bei den Versuchen größeren Schwankungen unterworfen sind als die der FE-Berechnungen. So erreicht der Versuchskörper B2_P_D2_kA mit zwei Dübelleisten je Seite eine um 55 % größere Traglast als der Versuchskörper B2_P_D0, der ohne Dübelleisten ausgeführt wurde. Bei den vergleichbaren FE-Berechnungen betrug die Laststeigerung lediglich 13 %. Betrachtet man den Bereich 1, ergibt sich ein ähnlicher Sachverhalt.

Insgesamt betrachtet zeigt sich, dass die Versuche im Bereich 1, bei denen die Querkraft vom Betongurt zurück in den Stahlträger geleitet wird, in den Versuchen wie auch in den FE-Berechnungen größere Traglasten liefern als die Versuche im

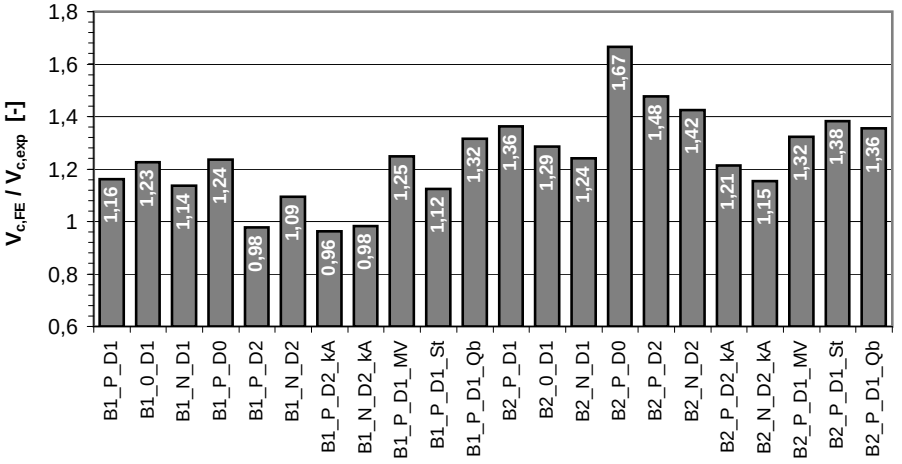


Abb. 5.7: Verhältnis der in der FE-Berechnung zu der im Versuch erzielten größten Querkraft im Betongurt

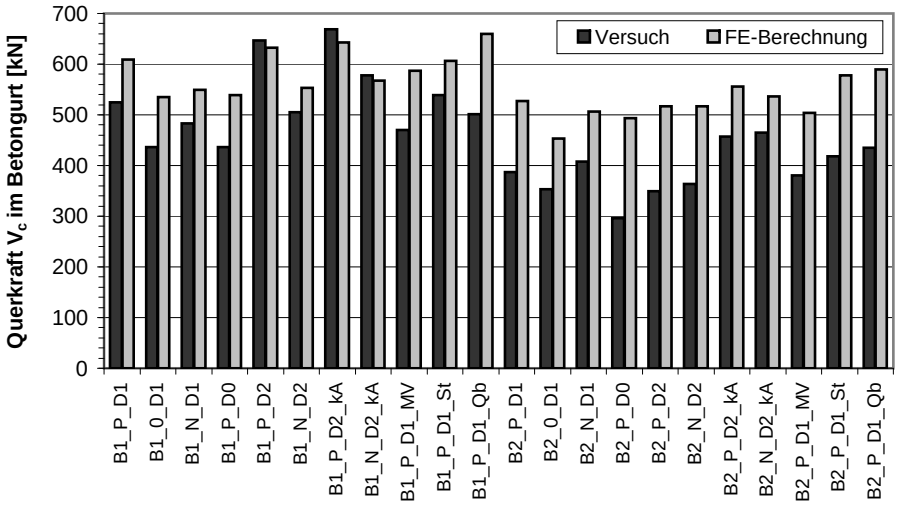


Abb. 5.8: Maximal erreichte Querkräfte im Betongurt bei Versuchen und FE-Berechnungen

Bereich 2. Auch liegt im Bereich 1 der Mittelwert der Verhältnisse $\frac{V_{c,FE}}{V_{c,exp}}$ mit 1,13 deutlich unter dem Mittelwert im Bereich 2 mit 1,35. Dies lässt den Schluss zu, dass der Versagensmechanismus des Ausreißens der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 nicht so gut mit der FE-Berechnung simuliert werden kann wie das Durchstanzen des Betongurts am Öffnungsrand 1.

Es ist jedoch auch zu bedenken, dass für die Nachrechnungen ein sehr komplexes dreidimensionales FE-Modell mit mehreren tausend Elementen verwendet wurde. Die Traglast ist in der FE-Berechnung erreicht, wenn bei der Iteration keine Konvergenz mehr erzielt werden kann. Die in jedem Lastschritt aufgebrachten Verformungsinkremente haben auf die Konvergenz einen entscheidenden Einfluss. So wurden bei jeder Berechnung die einzelnen Verformungsinkremente derart gewählt, dass eine möglichst große Traglast erreicht wurde. Die Qualität der berechneten Traglasten sollte daher nicht überschätzt werden. In den nachfolgenden Abschnitten werden die Verläufe der einzelnen Werte – Verformungen, Spannungen in Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern – verglichen. Diese Werte konnten aus den FE-Berechnungen und den Versuchen bestimmt werden und der Vergleich dieser Werte lässt eher eine Bewertung der Qualität des FE-Modells zu als der Vergleich der Traglasten.

5.4.3 Last-Verformungskurven

In Abb. 5.9 sind exemplarisch die Last-Verformungskurven von zwei Versuchen in den Bereichen 1 und 2 dargestellt. Bei den Nachrechnungen der Versuche im Bereich 1 wurde tendenziell eine größere Traglast wie auch eine größere Verformung an dem als Kragarm ausgeführten Betongurt erreicht als in den Versuchen. Bei geringer Last sind die Last-Verformungskurven noch sehr ähnlich. Mit steigender Last kann die damit einhergehende größer werdende Schädigung des Betongurts nicht mehr exakt mit der FE-Berechnung abgebildet werden. Diese prognostiziert ein steiferes Verhalten des

Versuchskörpers und somit eine geringere Verformung. Vergleicht man die Diagramme der Versuche im Bereich 1 (siehe Anhang), so fällt auf, dass bei den Versuchen durch den Einsatz von Dübelleisten die Steifigkeit steigt. Bei den Nachrechnungen jedoch wird dadurch die Steifigkeit vermindert.

Bei den FE-Berechnungen der Versuche im Bereich 2 wurden stets größere Traglasten erzielt und die Steifigkeiten der Versuchskörper überschätzt. Der horizontale Abstand der beiden Kurven in Abb. 5.9(b) schon zu Beginn des Versuchs ist mit den im Versuch durchgeführten 20 Lastwechseln auf eine Querkraft von 150 kN zu begründen. Bei diesen Lastwechseln traten im Versuch plastische Verformungen auf, die in den Nachrechnungen nicht berücksichtigt wurden.

5.4.4 Spannungen in den Kopfbolzendübeln

In Abb. 5.10 sind die Vergleiche der mittleren Spannungen der Kopfbolzendübel von vier Versuchen und den entsprechenden FE-Berechnungen dargestellt, wobei wiederum die Ergebnisse aus der Berechnung durch die dicken Linien und die Messwerte aus den Versuchen durch die dünnen Linien repräsentiert werden. Die Diagramme (a) und (b) zeigen die Spannungen in den Versuchen im Bereich 1. Die größten Spannungen wurden in den Kopfbolzendübeln über der Öffnung (KBD 4 und 5) gemessen, die als Querkraftbewehrung dienen. Das Kopfbolzendübel-Paar KBD 3 ist direkt über der Steife am Öffnungsrand 1 angeordnet und nimmt daher kaum Spannungen auf. Die beiden Kopfbolzendübel-Paare KBD 1 und 2 leiten wieder Vertikallasten vom Stahlträger in den Betongurt ein, worauf in Abschnitt 6.2 noch näher eingegangen wird. Es ist deutlich zu erkennen, dass die in den FE-Berechnungen ermittelten Spannungen in den Kopfbolzendübeln zum Teil sehr deutlich von denen der durchgeführten Versuche abweichen. Insbesondere bei dem Versuchskörper B1_N_D2, dessen Betongurt mit einer zentrischen Zuglast beansprucht wurde, sind die berechneten Spannungen teilweise doppelt so groß wie im entsprechenden Versuch. Wird der Betongurt gedrückt, werden die Spannungen in den Kopfbolzendübeln in den FE-Berechnungen ebenfalls überschätzt. Auch am Öffnungsrand 2, an dem die Kraft vom Stahlträger über die Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet werden muss, werden die Spannungen in den

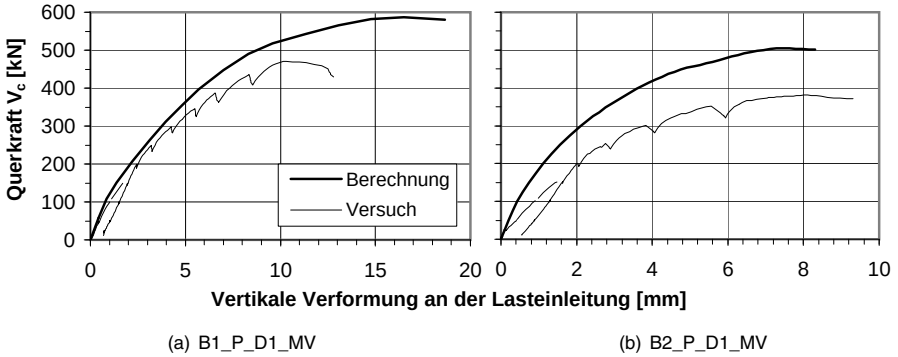


Abb. 5.9: Vergleich der Vertikalverschiebungen an der Lasteinleitung von Versuch und FE-Nachrechnung

Kopfbolzendübeln unabhängig von der Normalkraft im Betongurt deutlich zu groß eingeschätzt. Eine Erklärung hierfür ergibt sich beim Betrachten der Spannungen der Doppelkopfanker.

5.4.5 Spannungen in den Doppelkopfankern

Die Doppelkopfanker behindern am Öffnungsrand 2 das Ausreißen der Kopfbolzendübel und am Öffnungsrand 1 das Durchstanzen. Des Weiteren dienen sie über der Öffnung neben den Kopfbolzendübeln als Querkraftbewehrung. Aus Abb. 5.11(a) wird ersichtlich, dass bei den FE-Nachrechnungen im Bereich 1 die Spannungen in den Doppelkopfankern gegenüber den Messwerten aus den Versuchen geringer sind. Jedoch lässt sich auch bei den Nachrechnungen durch das Anwachsen der Spannungen der Doppelkopfanker erkennen, dass durch die Schädigung des Betons im Bereich der Längsachse des Verbundträgers die Kraft vermehrt durch den äußeren – mit Doppelkopfankern bewehrten – Bereich des Betongurts geleitet wird. Der Zeitpunkt des Anwachsens der Doppelkopfankerspannungen ist in den Versuchen und FE-Nachrechnungen durchaus vergleichbar. Bei den Versuchen im Bereich 2 ergab sich ein ähnliches Bild. Die entsprechenden Diagramme für diesen Bereich sind im Anhang dargestellt.

Die Tendenz der Unterschätzung der Spannungen der Doppelkopfanker bei der FE-Nachrechnung zeigt sich auch bei der zweiten Dübelleiste, auch wenn hier die Unterschiede zum Versuch nicht so groß sind. Beispielhaft sind in Abb. 5.11(b) die Spannungen der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste von Versuch B2_P_D2_kA und der entsprechenden Nachrechnung dargestellt.

Betrachtet man die Ergebnisse der Doppelkopfanker zusammen mit denen der Kopfbolzendübel, so wird deutlich, dass die Querkraft bei der FE-Berechnung konzentriert in der Achse des Verbundträgers übertragen wird, während in den Versuchen durch die Schädigung des Betons in der Achse auch die weiter außen liegenden Bereiche, die mit den Doppelkopfankern bewehrt sind, stärker beansprucht werden. Es ist zu vermuten, dass speziell die Schädigung des Betons in der Achse des Verbundträgers nicht hinreichend genau mit der FE-Berechnung simuliert werden kann, weshalb die Konzentration der Querkraftübertragung in diesem Bereich erfolgt.

5.4.6 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Ergebnisse der FE-Berechnungen bei geringer Last sehr ähnlich den Ergebnissen der Versuche sind. Aus den Messergebnissen der Versuche wird deutlich, dass ab einer Querkraft von etwa 250 kN der Beton zwischen den Kopfbolzendübeln im Bereich der Längsachse des Verbundträgers derart geschädigt wird, dass die Kraft vermehrt über den durch Doppelkopfanker querkraftbewehrten Bereich des Betongurts übertragen wird. In den FE-Berechnungen sind die Doppelkopfanker in einem geringeren, die Kopfbolzendübel hingegen in einem größeren Maße beansprucht. Die Querkraftübertragung konzentriert sich bei der FE-Berechnung stärker im Bereich der Längsachse des Verbundträgers. Die Kraftum-

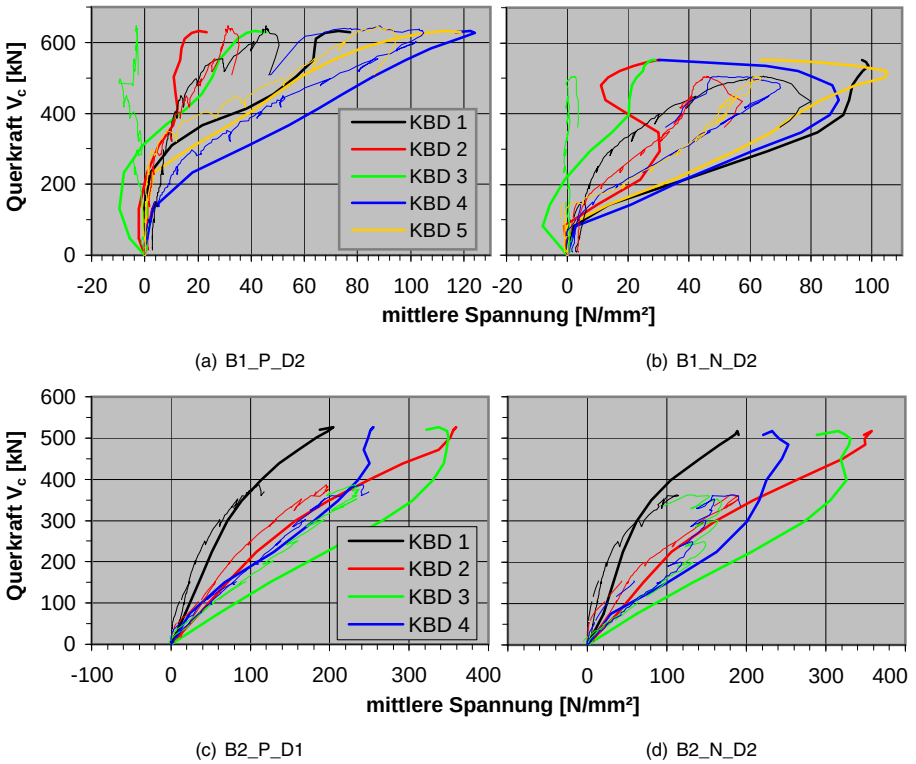


Abb. 5.10: Vergleich der mittleren Spannungen in den Kopfbolzendübeln von Versuch (dünne Linien) und FE-Nachrechnung (dicke Linien)

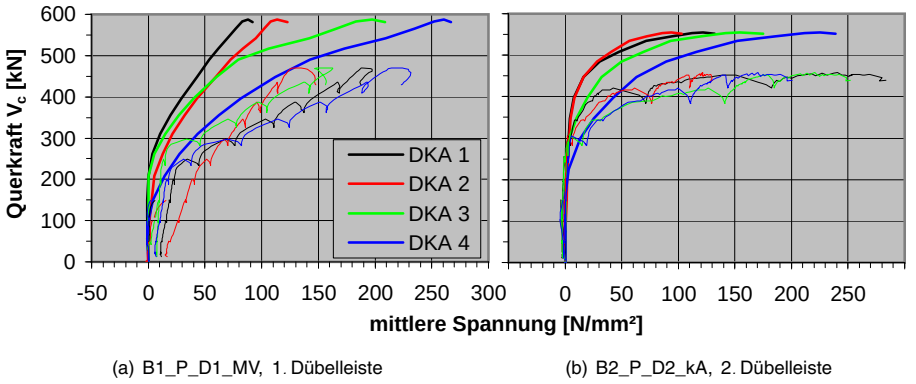


Abb. 5.11: Vergleich der mittleren Spannungen in den Doppelkopfankern von Versuch (dünne Linien) und FE-Nachrechnung (dicke Linien)

lagerung in die durch die Doppelkopfanker querkraftbewehrten Bereich des Betongurts wird nicht in dem Maße abgebildet, wie dies in den Versuchen erfolgt.

Daher sind die Differenzen der Traglast bei der FE-Berechnung bei unterschiedlicher Anordnung der Dübelleisten (Anzahl und Positionen der Dübelleisten) im Vergleich zu den Versuchen sehr gering. Die in den Versuchen erreichten großen Traglaststeigerungen durch den Einsatz von Dübelleisten lassen sich somit rechnerisch nicht reproduzieren. Eine Ursache hierfür auszumachen ist anhand des komplexen 3d-Modells schwierig. Es ist zu vermuten, dass durch die Modellierung der Doppelkopfanker als Volumenelemente (vgl. Abb. 5.6 auf Seite 103) und der damit verbundenen komplexen Geometrie der umliegenden Betonvolumenelemente in Zusammenhang mit der Definition der Kontaktelemente (keine Haftung und keine Reibung) eine Art Schwachstelle im Beton entsteht. Sodass zwar ein gewisser Anteil der Kraft über den mit Doppelkopfankern bewehrten Bereich des Betongurts übertragen wird, aber nicht in dem Maße, wie dies bei den Versuchen zu beobachten ist.

Insgesamt werden die Traglasten mit dem verwendeten FE-Modell überschätzt. Wie bereits in Abschnitt 5.4.2 aufgezeigt, ist dies direkt abhängig von den Verformungsinkrementen.

Mittels einer Parameterstudie könnten die Auswirkungen durch die Positionierung der Doppelkopfanker im Betongurt und die Anzahl der neben den Kopfbolzendübeln angeordneten Dübelleisten weiter analysiert werden. Jedoch erscheint es anhand der Ergebnisse nicht sinnvoll, mit dem vorliegenden FE-Modell eine Parameterstudie durchzuführen, da aus den Resultaten ohne entsprechende Bauteilversuche keine zuverlässigen Erkenntnisse gewonnen werden könnten. Es hat sich gezeigt, dass die Doppelkopfanker der Dübelleisten im vorliegenden FE-Modell geringere Kräfte übertragen als dies in den Versuchen der Fall ist und die Traglaststeigerungen durch weitere Dübelleisten nicht denen der Versuche entsprechen. Daher wären zuverlässige Aussagen anhand einer FE-Berechnung ohne vergleichbaren Versuch nicht möglich.

Im folgenden Kapitel können die Ergebnisse der bereits vorliegenden FE-Berechnungen jedoch zur Bestimmung der Schnittgrößen im Betongurt benutzt werden. Diese können nicht aus den Messungen der Versuche abgeleitet werden. Wie oben gezeigt wurde, liefern die FE-Berechnungen bis etwa zur Hälfte der Traglast des jeweiligen Versuchs ausreichend genaue Werte. Darüber hinaus sind sie zumindest als Anhaltswerte geeignet.

6 Erörterungen der Ergebnisse aus den Untersuchungen

6.1 Traglasten und Versagensarten

6.1.1 Allgemeines

Von den in den experimentellen Untersuchungen erreichten Traglasten lässt sich direkt auf die Wirksamkeit der in den Versuchskörpern eingebauten Dübelleisten schließen. In den nachfolgenden Abschnitten werden die erreichten Traglasten in Tabellen und Diagrammen getrennt nach den einzelnen Bereichen angegeben.

Wie bereits in Abschnitt 4.10 erläutert, wurden einige Versuchskörper nach der Durchführung der Versuche aufgesägt, um den Rissverlauf innerhalb des Betongurts sichtbar zu machen. Anhand der Rissverläufe in den Betongurten, den gemessenen Dehnungen während der Versuche und der angefertigten Fotografien während und nach den Versuchen kann auf die jeweilige Versagensursache geschlossen werden. Im Folgenden werden die Rissverläufe ebenfalls getrennt nach den einzelnen Bereichen ausgewertet, Besonderheiten aufgezeigt und die aufgetretenen Versagensarten beschrieben.

6.1.2 Bereich 2

Im Bereich 2 wird die Querkraft vom Stahlträgersteg in den Betongurt mithilfe von Kopfbolzendübeln eingeleitet. Dadurch werden die Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 sehr hoch belastet und übertragen ausgehend von den Kopfbolzendübelköpfen sehr große Kräfte in den Betongurt.

In Tabelle 6.1 sind die bei den Versuchen im Bereich 2 erreichten maximalen Querkräfte im Betongurt zusammen mit der Würfeldruckfestigkeit des Betons am Versuchstag und der ermittelten Versagensursache aufgeführt. In Abb. 6.1 sind diese Ergebnisse grafisch dargestellt. Auf einige der Versuche wird im Folgenden noch genauer eingegangen.

In Abb. 6.2 auf Seite 116 sind die aus dem Versuchskörper **B2_P_D0** herausgesägten Scheiben abgebildet. Die Fotos der Scheibenaußenseiten (a) sind im Gegensatz zu denen der Scheibeninnenseiten (i) jeweils spiegelverkehrt dargestellt. Der Betongurt dieses Versuchskörpers war nicht mit Dübelleisten verstärkt. Die Schnittführung beim Aufsägen des Betongurts ist identisch mit der des Versuchs B2_P_D2 in Abb. 4.79 auf Seite 94. Das Bild A1i in Abb. 6.2 zeigt den Längsschnitt vom Linienlager (linker Scheibenrand) bis zum Öffnungsrand 2 (rechter Scheibenrand) in unmittelbarer Nä-

Tab. 6.1: Traglasten und Versagensursachen der Versuche im Bereich 2

Versuch	$V_{c,exp}$ [kN]	$f_{c,cube}$ [1)] $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	Versagensursache
B2_P_D1	386,9	41,1	Ausreißen
B2_0_D1	352,7	40,6	Ausreißen
B2_N_D1	408,4	42,0	Ausreißen
B2_P_D0	296,0	43,8	Ausreißen
B2_P_D2	349,4	39,3	Ausreißen
B2_N_D2	363,1	42,6	Ausreißen
B2_P_D2_kA	457,4	43,7	Biegezugversagen
B2_N_D2_kA	464,6	43,6	Ausreißen
B2_P_D1_MV	380,8	42,3	Biegedruckversagen
B2_P_D1_gO	243,9	32,6	Biegezugversagen
B2_P_D1_St	418,1	49,0	Biegedruckversagen
B2_P_D1_Qb	435,2	40,6	Biegedruckversagen

1) mittlere Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag

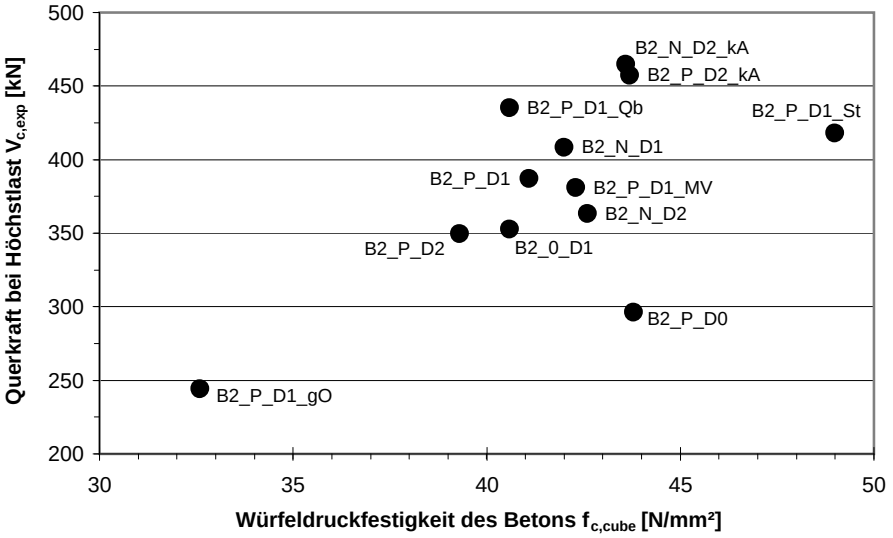


Abb. 6.1: Traglasten der Versuche im Bereich 2

he der Kopfbolzendübel, welche im Bild angedeutet sind. Da die Kopfbolzendübel die einzige Querkraftbewehrung im Betongurt darstellen, bildet sich ein Fachwerk aus, bei dem die durch einen Kopfbolzendübel hochgehängte Kraft durch schräge Druckstreben zum Fuß des übernächsten Kopfbolzendübels geleitet wird. Dabei stellt sich ein Druckstrebenneigungswinkel von etwa 30° ein. Bei dem vergleichbaren Versuch T1P von *Kohlmeyer 2007*, bei dem die gesamte Öffnung untersucht wurde, konnte ebenfalls ein Druckstrebenneigungswinkel von etwa 30° über der Öffnung im Bereich der Kopfbolzendübel ermittelt werden. Die weiteren Bilder der Betonscheiben mit der Be-

zeichnung „A“ zeigen, dass die Neigung der Risse in den weiter außen liegenden Bereichen des Betongurts zunehmend kleiner wird und die Risse tiefer verlaufen.

Das Bild B1i zeigt den Querschnitt am Öffnungsrand 2 vom Betongurtrand (links) bis zum Rand des Stahlträgerflansches (rechts). Die weiteren Bilder darunter zeigen die Schnitte in Querrichtung, die sich weiter von der Öffnung entfernt befinden. Die einzelnen Bilder weisen kaum Unterschiede auf. Es stellt sich ein sehr flach verlaufender Riss von den Köpfen der Kopfbolzendübel – die sich in unmittelbarer Nähe des rechten Bildrandes befinden – bis in den äußeren Bereich des Betongurtes ein.

Es zeigt sich, dass ein an der von der Öffnung abgewandten Seite offener Ausbruchkegel entsteht, wie er auch schon von *Kohlmeyer 2007* beschrieben wurde und in Abb. 3.3 auf Seite 12 skizziert ist.

Die Fotos der aus dem Betongurt des Versuchskörpers **B1_P_D1** herausgesägten Scheiben sind in Abb. 6.3 dargestellt. Bei diesem Versuch wurde im Gegensatz zu dem oben beschriebenen jeweils eine Dübelleiste auf beiden Seiten des Stahlträgers mit einem seitlichen Abstand von 105 mm zu den Kopfbolzendübeln im Betongurt eingebaut.

Die etwa 50 mm dicke Betonscheibe A1 wurde aus dem Bereich zwischen den Kopfbolzendübeln und den Doppelkopfankern der Dübelleiste herausgetrennt und ist in Abb. 6.3 von beiden Seiten dargestellt. Die Betonabplatzungen auf der den Kopfbolzendübeln zugewandten Seite (Bild A1i) lassen eine sehr große Beanspruchung des Betons in diesem Bereich erkennen. Der Riss in Längsrichtung weist wiederum eine Neigung von etwa 30° auf. In Querrichtung verläuft der Riss sehr steil von den Köpfen der Kopfbolzendübel zu den Füßen der Doppelkopfanker. In den Bildern der Scheibe A2 sind die Doppelkopfanker eingezeichnet, die sich darin befinden. Im Bereich der Doppelkopfanker sind keinerlei Risse zu erkennen, lediglich unterhalb der Füße kam es zu Rissen und Betonabplatzungen. In Bild B1a ist auch ein flacherer Riss zu erkennen, der etwa den Verlauf der Risse des Versuchs ohne Dübelleisten aufweist und hier den Doppelkopfanker kreuzt. Es ist anzunehmen, dass dieser Riss zuerst entstanden ist, sich jedoch wegen der Doppelkopfanker nicht weiter öffnen konnte. Der Versagensriss bildet sich aus der Druckstrebe, die von den Köpfen der Kopfbolzendübel zu den Füßen der Doppelkopfanker verläuft. Unterhalb der Doppelkopfanker verläuft der Riss sehr flach bis zur Unterseite des Betongurts.

In Abb. 6.4 ist ein Foto der Unterseite des Versuchskörpers nach dem Ausbau aus dem Versuchsstand dargestellt. Am oberen Bildrand ist die Position des Linienlagers durch eine weiße Linie markiert. Die Positionen der Kopfbolzendübel und der zehn im Versuchskörper angeordneten Doppelkopfanker sind durch Kreise angedeutet. Der klaffende Versagensriss wurde mit einer Schraffur versehen, um ihn besser kenntlich zu machen. Wie bereits beschrieben, verläuft dieser unterhalb der Doppelkopfanker sehr flach und erreicht die Unterseite des Betongurtes in einem deutlichen seitlichen Abstand zu den Doppelkopfankern. Da nur fünf Doppelkopfanker je Seite in dem Versuchskörper eingebaut waren, bildet sich der Ausbruchkegel in dem nicht durch Doppelkopfanker bewehrten Bereich flacher aus. Der Versagensriss an der Betongurtunterseite befindet sich weiter außen. Dies wird auch durch das Foto B3a aus Abb. 6.3 deutlich. Hier ist der Querschnitt hinter dem letzten Doppelkopfanker dargestellt.

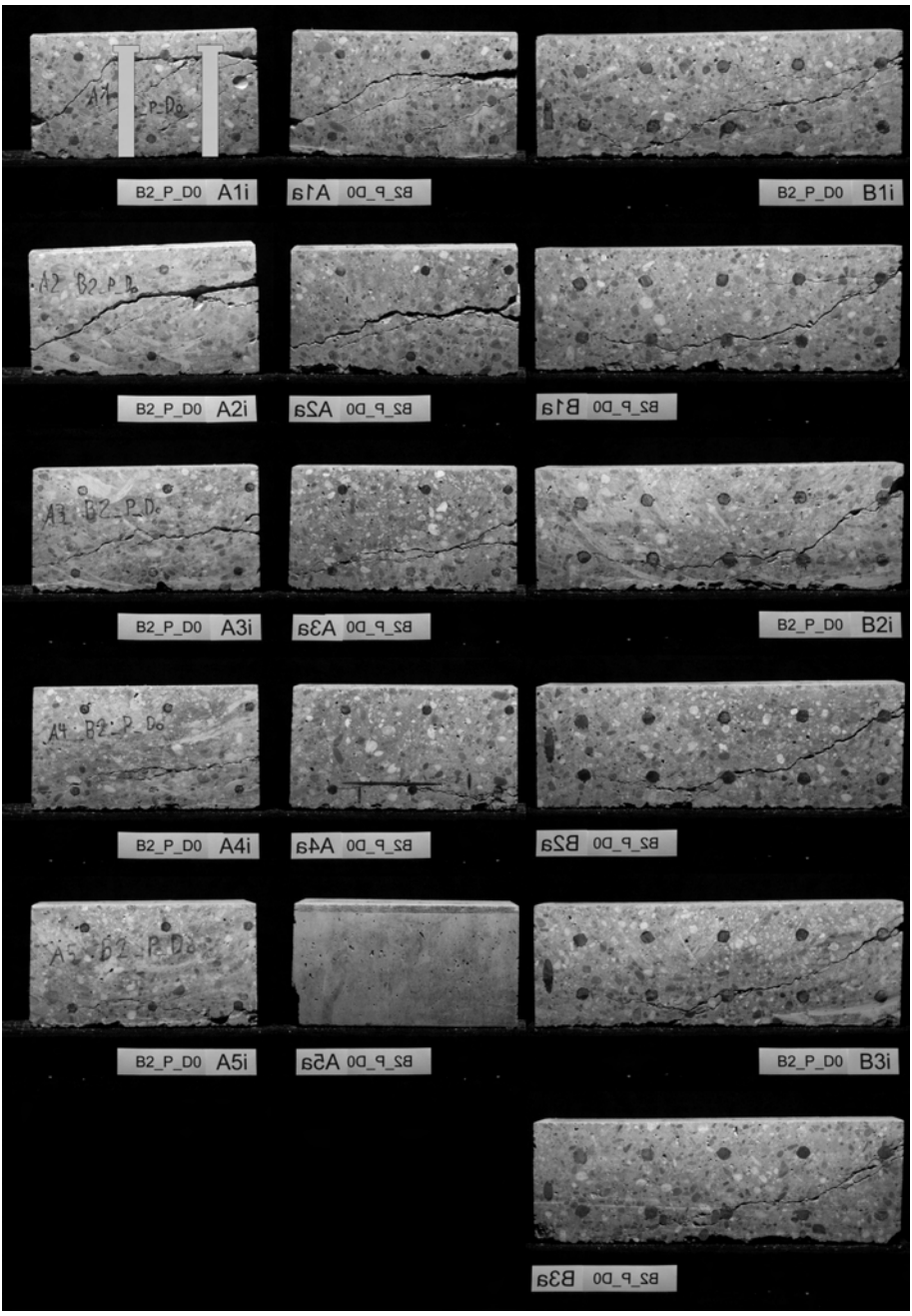


Abb. 6.2: Fotos der aus dem Betongurt des Versuchskörpers B2_P_D0 herausgesägten Scheiben

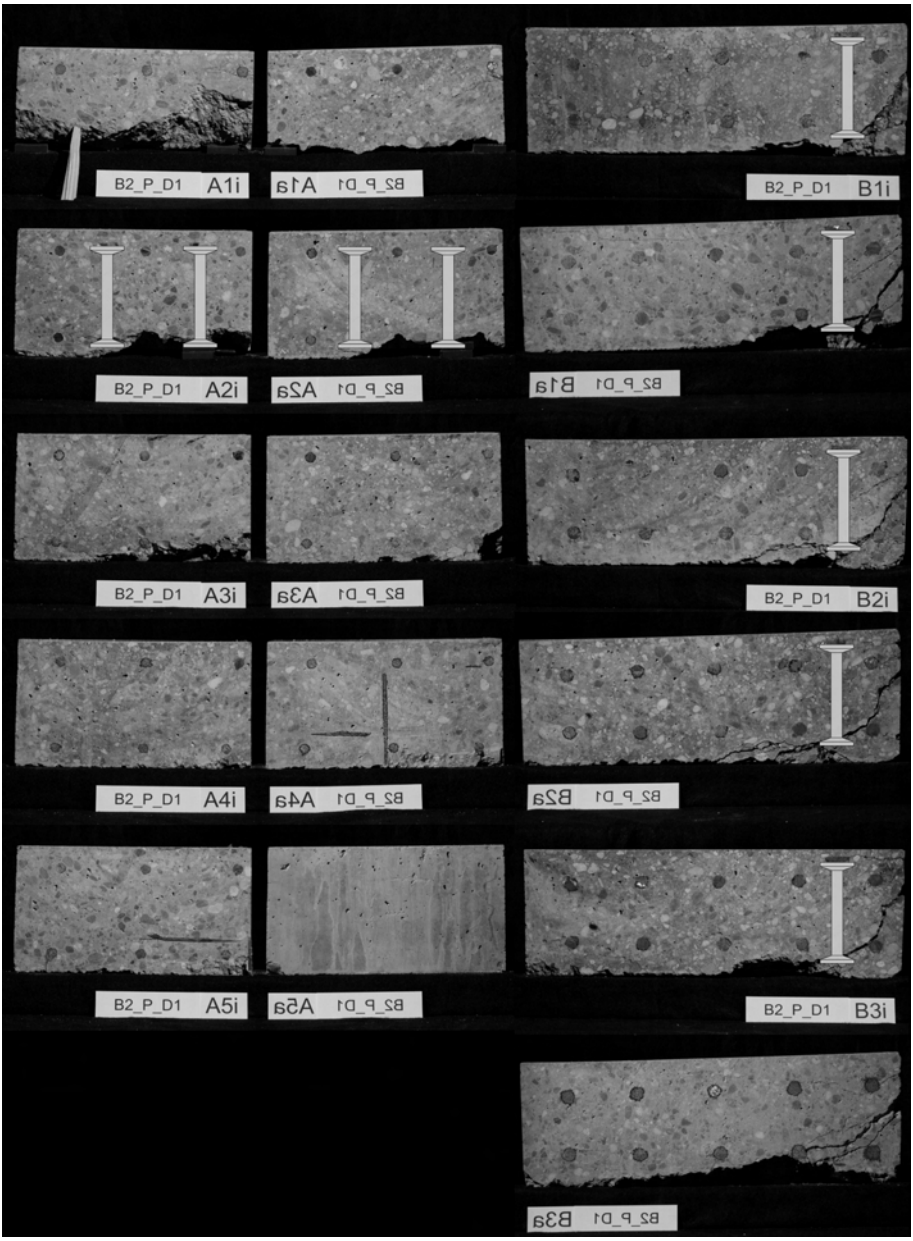


Abb. 6.3: Fotos der aus dem Betongurt des Versuchskörpers B2_P_D1 herausgesägten Scheiben

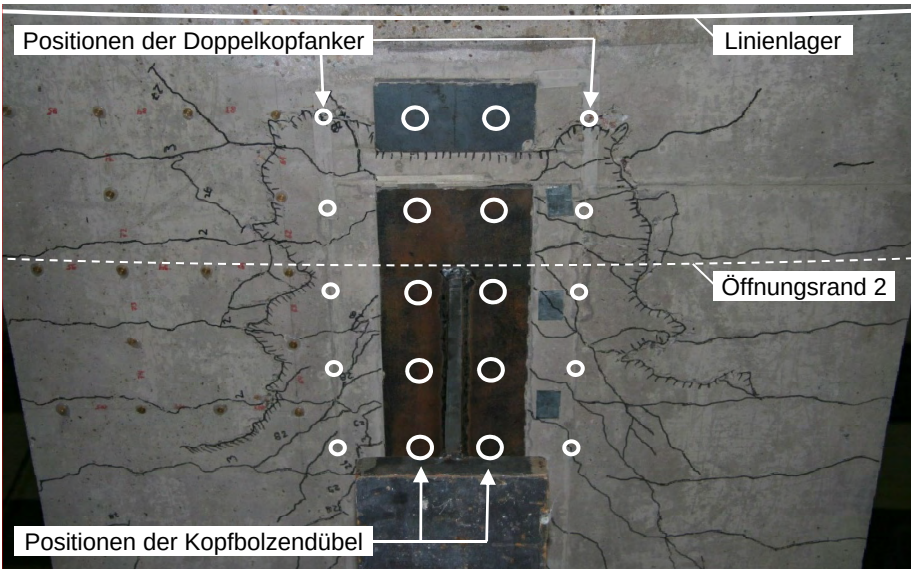


Abb. 6.4: Versuchskörper B2_P_D1: Rissbild Unterseite

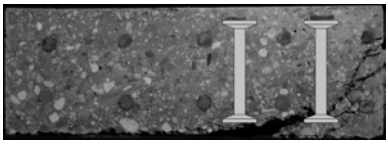
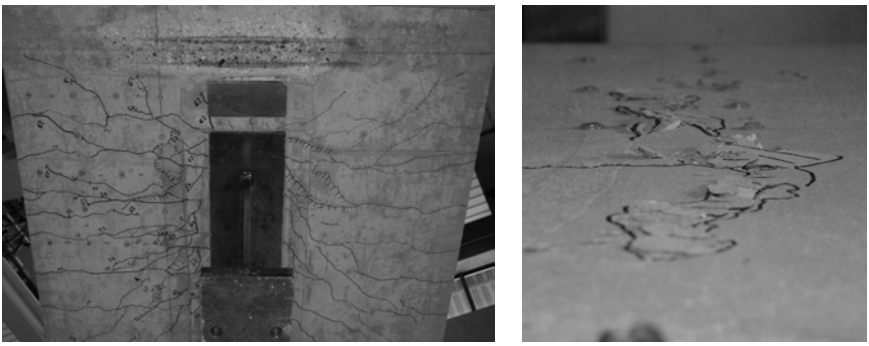


Abb. 6.5: Foto der aus dem Betongurt des Versuchskörpers B2_P_D2 herausgesägten Scheibe B1

In den Versuchskörper **B2_P_D2** war im Gegensatz zu dem zuletzt beschriebenen jeweils eine weitere Dübelleiste pro Seite im Abstand von 100 mm zur ersten eingebaut worden. Es zeigt sich jedoch ein nahezu identisches Rissbild. In Abb. 6.5 ist exemplarisch das Bild B1i des Querschnitts am Öffnungsrand zu sehen. Wie bei dem Versuch mit einer Dübelleiste je Seite verläuft der Versagensriss ausgehend von den Köpfen der Kopfbolzendübel sehr steil zu den Füßen der ersten Reihe der Doppelkopfanker und anschließend sehr flach zur Unterseite des Betongurts. Die zweite Reihe der Doppelkopfanker hat hier keinen Einfluss auf das Tragverhalten, was sich auch bei den in den Versuchen erreichten Traglasten und in den gemessenen Dehnungen der Doppelkopfanker ausdrückt. Der Versuchskörper mit zwei Dübelleisten je Seite erzielte keine größere Traglast als der Versuchskörper mit einer Dübelleiste je Seite und bei den Doppelkopfankern der zweiten Dübelleiste waren die Dehnungen vernachlässigbar klein.

Eine deutlich größere Traglast wurde mit dem Versuch **B2_P_D2_kA** erreicht (siehe auch Tab. 6.1 auf Seite 114). Hier waren ebenfalls zwei Dübelleisten je Seite im Betongurt vorhanden, jedoch wurde der seitliche Abstand der ersten Dübelleiste zu den Kopfbolzendübeln von 105 mm auf 75 mm verringert. Der Abstand zwischen den Dübelleisten blieb mit 100 mm unverändert. Es konnte nicht, anders als bei den oben beschriebenen Versuchen, ein Ausreißen der Kopfbolzendübel mit einem wie in Abb. 6.4 dargestellten Ausbruchkegel festgestellt werden. Stattdessen kam es zu ei-



(a) Rissbild Unterseite (b) Rissbild Oberseite

Abb. 6.6: Fotos des Versuchskörpers B2_P_D2_kA nach der Versuchsdurchführung

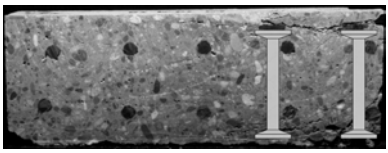


Abb. 6.7: Foto der aus dem Betongurt des Versuchskörpers B2_P_D2_kA herausgesägten Scheibe B2

nem kombinierten Versagen, das sich aus dem Ausreißen der Kopfbolzendübel und einem Biegedruckbruch des Betongurtes über der Lasteinleitung zusammensetzte. In Abb. 6.6(a) ist das Rissbild an der Unterseite des Betongurts nach dem Ausbau aus dem Versuchsstand zu sehen. Es sind einige klaffende Risse – gekennzeichnet durch Schraffur – zu erkennen. Diese deuten darauf hin, dass es sich hier anstatt eines Ausbruchversagens eher um ein Biegezugversagen handelt, da sie senkrecht zur Symmetrieebene verlaufen. Dafür spricht auch, dass einzelne Stäbe der unteren Längsbewehrung im Betongurt die Streckgrenze erreichten. Durch die große Druckkraft und das große Moment im Betongurt kam es an dessen Oberseite im Bereich über der Lasteinleitung zu dem in Abb. 6.6(b) dargestellten Betonversagen. Abb. 6.7 zeigt den Querschnitt des Betongurts an der Lasteinleitung. Die in der Betonscheibe enthaltenen Doppelkopfanker wurden zur Veranschaulichung eingezeichnet. Zum einen sind hier deutlich die horizontalen Risse unterhalb und oberhalb der Doppelkopfanker zu erkennen, wobei letzterer zur Ablösung der oberen Betonschicht führt und somit ein Druckversagen des Betons begünstigt. Zum anderen sind auch diagonal verlaufende Risse zu den Füßen der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste auszumachen. Diese dokumentieren, dass maßgebende Kräfte auch in die Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste eingeleitet werden, was die Dehnungsmessungen der Doppelkopfanker während des Versuchs bestätigen. Durch den geringeren Abstand der Dübelleisten zu den Kopfbolzendübeln konnten somit beide Dübelleisten pro Seite effektiv genutzt werden, um die Traglast zu steigern und ein Ausreißen der Kopfbolzendübel zu verhindern.

Bei den drei Versuchen im negativen globalen Momentenbereich sind die beobachteten Rissverläufe sehr ähnlich zu den oben beschriebenen Versuchen im positiven

globalen Momentenbereich. Daher soll hier nur kurz darauf eingegangen werden. Es ist zu beachten, dass die bei diesen Versuchen gezogenen Betongurte einen höheren Längsbewehrungsgrad aufwiesen, die Anordnung der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker jedoch identisch war mit der der entsprechenden Versuchen mit gedrücktem Betongurt.

Auch bei den Untersuchungen im negativen globalen Momentenbereich konnte der Versuchskörper mit zwei Dübelleisten je Seite (**B2_N_D2**) keine höhere Traglast erreichen als der Versuchskörper mit nur einer Dübelleiste je Seite (**B2_N_D1**), da die zweite Dübelleiste wiederum keinen Einfluss auf den Rissverlauf nahm und auch kaum Dehnungen gemessen werden konnten. Durch die Anordnung der beiden Dübelleisten näher an den Kopfbolzendübeln (**B2_N_D2_kA**) konnte ebenfalls eine erhebliche Traglaststeigerung erzielt werden. Durch den gezogenen Betongurt war hier ein Biegedruckversagen ausgeschlossen und es kam zum Ausreißen der Kopfbolzendübel, das jedoch wesentlich hinausgezögert werden konnte.

6.1.3 Bereich 3

Im Bereich 3 wird die Querkraft oberhalb der Öffnung in einem Verbundsystem, bestehend aus Betongurt und oberem Stahlträgerflansch, über die Öffnung hinweg transportiert. Hieran sind insbesondere die Kopfbolzendübel und die Doppelkopfanker als Querkraftbewehrung beteiligt.

In Tabelle 6.2 sind die bei den Versuchen im Bereich 3 erreichten maximalen Querkräfte im Betongurt zusammen mit der Würfeldruckfestigkeit des Betons am Versuchstag und der ermittelten Versagensursache aufgeführt. In Abb. 6.8 sind diese Ergebnisse grafisch aufgetragen.

Von den vier Versuchskörpern, die im Bereich 3 geprüft wurden, wurde lediglich der Körper **B3_P_D1** aufgesägt, um den Rissverlauf zu dokumentieren. Es wurden vier Betonscheiben zwischen den beiden gedachten Öffnungsrändern entnommen, wobei die Schnitte ausschließlich in Längsrichtung erfolgten. Scheibe A1 wurde zwischen den Kopfbolzendübeln und den Doppelkopfankern entnommen und Scheibe A2 beinhaltet die Dübelleiste mit den Doppelkopfankern. Die beiden Scheiben A3 und A4 stammen aus dem äußeren Bereich des insgesamt 80 cm breiten Betongurts.

Tab. 6.2: Traglasten und Versagensursachen der Versuche im Bereich 3

Versuch	$V_{c,exp}$ [kN]	$f_{c,cube}$ [1)] $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	Versagensursache
B3_P_D1	238,6	16,8	Querkraftversagen
B3_0_D1	270,9	20,5	Querkraftversagen
B3_N_D1	320,8	20,9	Querkraftversagen
B3_P_D0	201,7	18,3	Querkraftversagen

[1)] mittlere Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag

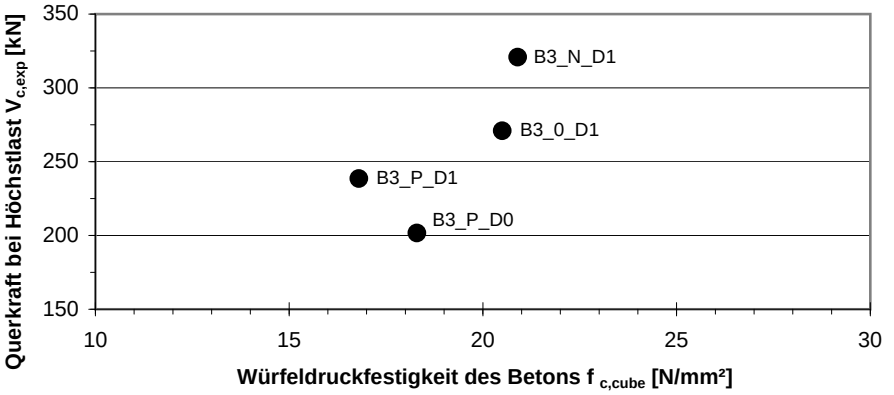


Abb. 6.8: Traglasten der Versuche im Bereich 3

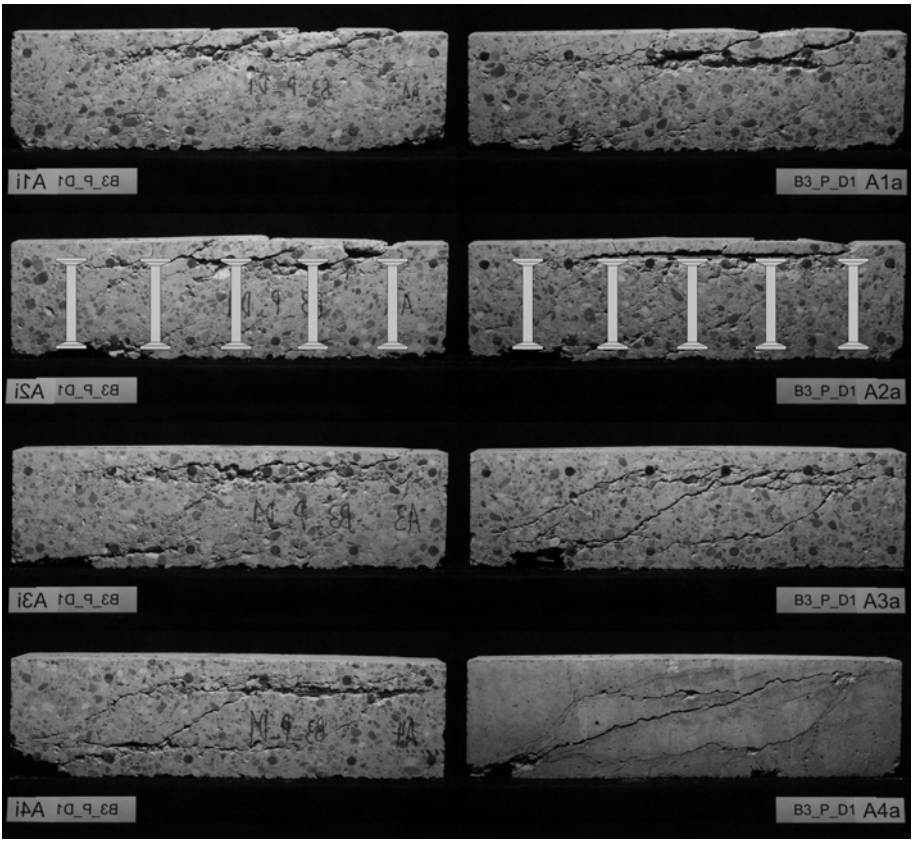
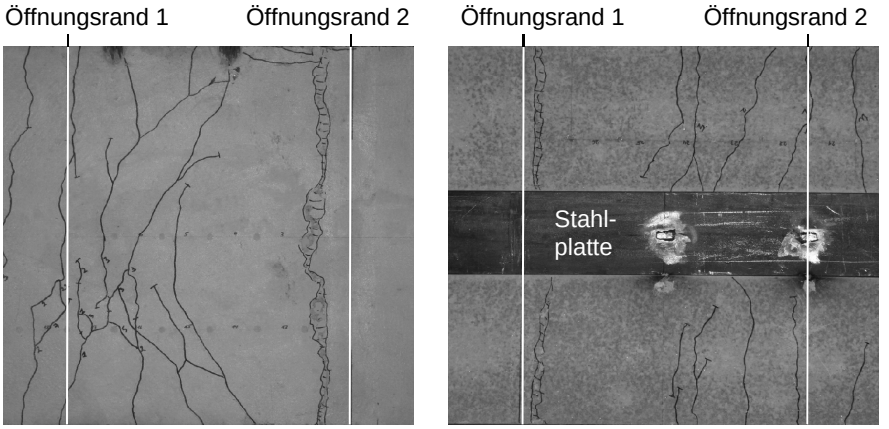


Abb. 6.9: Fotos der aus dem Betongurt des Versuchskörpers B3_P_D1 herausgesägten Scheiben



(a) Rissbild Oberseite (b) Rissbild Unterseite

Abb. 6.10: Fotos des Versuchskörpers B3_P_D1 nach der Versuchsdurchführung

In Abb. 6.9 sind die aus dem Versuchskörper herausgesägten Scheiben abgebildet. Der Rissverlauf auf der Außenseite des Betongurts (Bild A4a) lässt eindeutig auf ein Querkraftversagen schließen. Auch auf der Scheibe A3 sind deutlich die für das Querkraftversagen typischen schrägen Risse zu erkennen. An der Außenseite des Betongurts ist der Neigungswinkel der Risse sehr klein, wird jedoch immer größer, je näher man an den auf Querkraft bewehrten Bereich herankommt. Im Bereich zwischen den Kopfbolzendübeln und den Doppelkopfankern (Scheibe A1) sind diese schräg verlaufenden Risse kaum noch auszumachen. Hier kommt es zu horizontalen Rissen im Bereich der oberen Bewehrung, in dem sich auch die Köpfe der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker befinden. Durch die Druckkraft im Betongurt und das positive Moment am Öffnungsrand 2 kommt es zum Abplatzen des Betons über die gesamte Breite des Betongurts (siehe schraffierter Bereich in Abb. 6.10(a)). Am unteren Rand ist dies in der Trägerlängsachse nicht möglich, da hier unterhalb des Betongurts des Versuchskörpers noch eine 180 mm breite und 15 mm dicke Stahlplatte angeordnet ist, die den oberen Flansch des Stahlträgers simuliert. Diese Stahlplatte übernimmt einen großen Anteil der Druckkraft und überträgt zusammen mit den auf ihr aufgeschweißten Kopfbolzendübeln die Querkraft in der Trägerlängsachse. Durch die aus dem Fachwerkmodell resultierenden Druckstreben ergeben sich auch vertikale Druckspannungen, die ein Aufreißen des Betons oberhalb der Stahlplatte verhindern. Neben der Stahlplatte kommt es am unteren Rand zu Betonabplatzungen in der Biegedruckzone (siehe auch Abb. 6.10(b)).

6.1.4 Bereich 1

Mit den Versuchen im Bereich 1 wurde die Einleitung der Querkraft vom Betongurt in den Stahlträgersteg untersucht. Im Unterschied zu den Versuchen im Bereich 2, wo mehrere Kopfbolzendübel für die Krafteinleitung sorgen, erfolgt im Bereich 1 die

Kraftübertragung konzentriert am Öffnungsrand 1 auf der Oberfläche des oberen Stahlträgerflansches.

In Tabelle 6.3 sind die bei den Versuchen im Bereich 1 erreichten maximalen Querkräfte im Betongurt zusammen mit der Würfeldruckfestigkeit des Betons am Versuchstag und der ermittelten Versagensursache aufgeführt. In Abb. 6.11 sind diese Ergebnisse grafisch dargestellt.

Abb. 6.12 zeigt exemplarisch die aus dem Versuchskörper **B1_P_D2** herausgesägten Betonscheiben. Die Schnittführung beim Aufsägen des Betongurts ist identisch mit der des Versuchs B2_P_D2 in Abb. 4.79 auf Seite 94. Die Bilder der Serie A in Abb. 6.12 zeigen jeweils Längsschnitte von der Linienlast (linker Scheibenrand) bis zum Öffnungsrand 1 (rechter Scheibenrand). Die jeweils in den einzelnen Scheiben eingebetteten Doppelkopfanker wurden zur Veranschaulichung eingezeichnet.

Die Scheibe A1 befindet sich zwischen den Kopfbolzendübeln und den Doppelkopfankern der ersten Dübelleiste. In diesem schmalen Bereich stellen sich flache Druckstreben zwischen Lasteinleitung und Öffnungsrand ein. In Scheibe A2 wird der Einfluss der Doppelkopfanker deutlich. Die Druckstreben stellen sich sehr viel steiler ein und die Querkraft wird gemäß dem Fachwerkmodell durch die Doppelkopfanker hochgehängt. Dies ist auch noch im Einflussbereich der zweiten Dübelleiste zu beobachten.

Das Bild B1i zeigt den Querschnitt im Betongurt vom Betongurtrand (links) bis etwa zum Rand des Stahlträgerflansches (rechts) am Öffnungsrand 1. Die weiteren Bilder der Serie B zeigen die Schnitte in Querrichtung, die sich weiter von der Öffnung entfernt befinden. In der Bilderserie wird deutlich, dass die beiden Reihen von Doppelkopfankern die Ausbildung eines Durchstanzkegels effektiv verhindern. Dadurch kommt es zu einem Versagen, das keiner Ursache direkt zugeordnet werden kann. Vielmehr ist es eine Kombination aus folgenden Versagensarten: Die großen Breiten der Risse auf der Oberseite des Betongurts quer zur Trägerlängsachse und die Tatsache,

Tab. 6.3: Traglasten und Versagensursachen der Versuche im Bereich 1

Versuch	$V_{c,exp}$ [kN]	$f_{c,cube}$ [1)] $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	Versagensursache
B1_P_D1	524,4	41,7	Durchstanzen
B1_0_D1	436,0	41,8	Durchstanzen / Biegezugversagen
B1_N_D1	483,7	36,3	Durchstanzen
B1_P_D0	435,8	39,4	Durchstanzen
B1_P_D2	646,9	48,4	multiples Versagen
B1_N_D2	505,7	32,6	Durchstanzen / Biegezugversagen
B1_P_D2_kA	668,4	50,9	Biegezugversagen
B1_N_D2_kA	578,5	38,7	Biegezugversagen
B1_P_D1_MV	470,4	42,3	Durchstanzen / Biegezugversagen
B1_P_D1_gO	346,4	44,1	Biegezugversagen
B1_P_D1_St	539,1	44,6	Durchstanzen
B1_P_D1_Qb	501,8	46,3	Durchstanzen

1) mittlere Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag

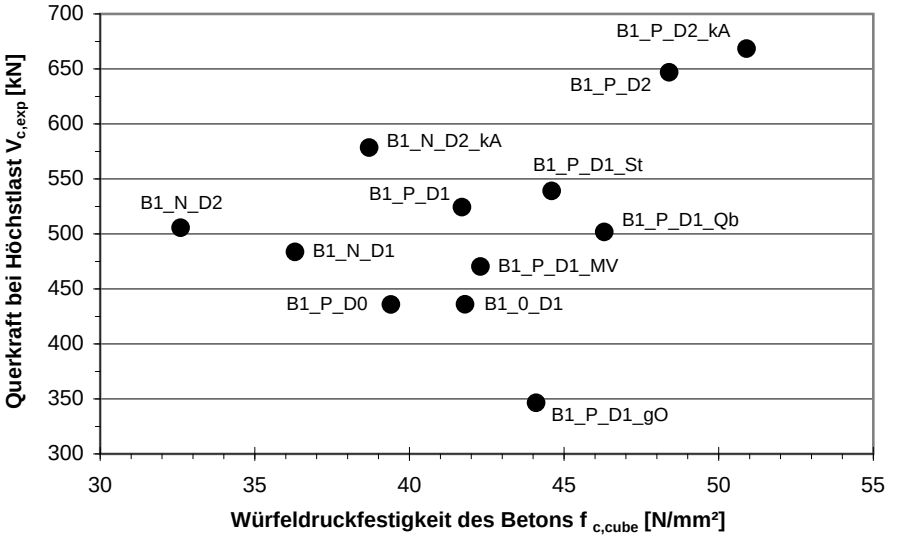


Abb. 6.11: Traglasten der Versuche im Bereich 1

dass die Spannungen der Längsbewehrungsstäbe im Bereich der Längsachse oberhalb der Streckgrenze liegen, sprechen für ein Biegezugversagen. Durch großflächige Betonabplatzungen an der Unterseite des Betongurtes am Öffnungsrand lässt sich ein Biegedruckbruch ebenfalls nicht ausschließen. Mithilfe der Wegaufnehmer konnte während des Versuchs ein Eindringen des Stahlträgers in den Betongurt von etwa 3 mm gemessen werden, was für ein mehrachsiales Druckversagen des Betons oberhalb der Steife am Öffnungsrand spricht. Anhand der in Abb. 6.12 dokumentierten Rissverläufe zwischen Lasteinleitung und Öffnungsrand kommt auch ein Querkraftversagen in Betracht.

Die größte Traglast der im Bereich 1 durchgeführten Versuche erreichte der Versuchskörper **B1_P_D2_kA** mit ebenfalls zwei Dübelleisten je Seite, wobei die Dübelleisten näher an den Kopfbolzendübeln angeordnet waren als bei dem oben betrachteten Versuch. Die Traglaststeigerung gegenüber dem Versuch mit den weiter außen angeordneten Dübelleisten fiel nur moderat aus. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei beiden Versuchen ein Durchstanzversagen verhindert werden konnte und daher die Anordnung der Dübelleisten nur geringfügig die Traglast beeinflusst. Auch beim Versuch B1_P_D2_kA ist keine eindeutige Versagensursache zu ermitteln. Wegen des sehr frühen Erreichens der Streckgrenze der oberen Längsbewehrung und der entsprechend großen Breiten der Risse in Querrichtung auf der Oberseite des Betongurts kann von einem Biegezugversagen des Versuchskörpers ausgegangen werden.

Der Versuchskörper **B1_P_D1**, der mit je einer Dübelleiste je Seite bewehrt war, erreichte eine wesentlich kleinere Traglast. Aus dem in Abb. 6.13 dargestellten Querschnitt B1i wird deutlich, dass die Neigung des Risses, der zum Durchstanzen führt, nach dem Unterschreiten des Doppelkopfankers sehr viel größer ist als in dem oben beschriebenen Versuch. Der Riss erreicht jedoch nicht die Betongurtoberseite. Daher ist das Durchstanzversagen auf der Oberseite nicht ersichtlich.

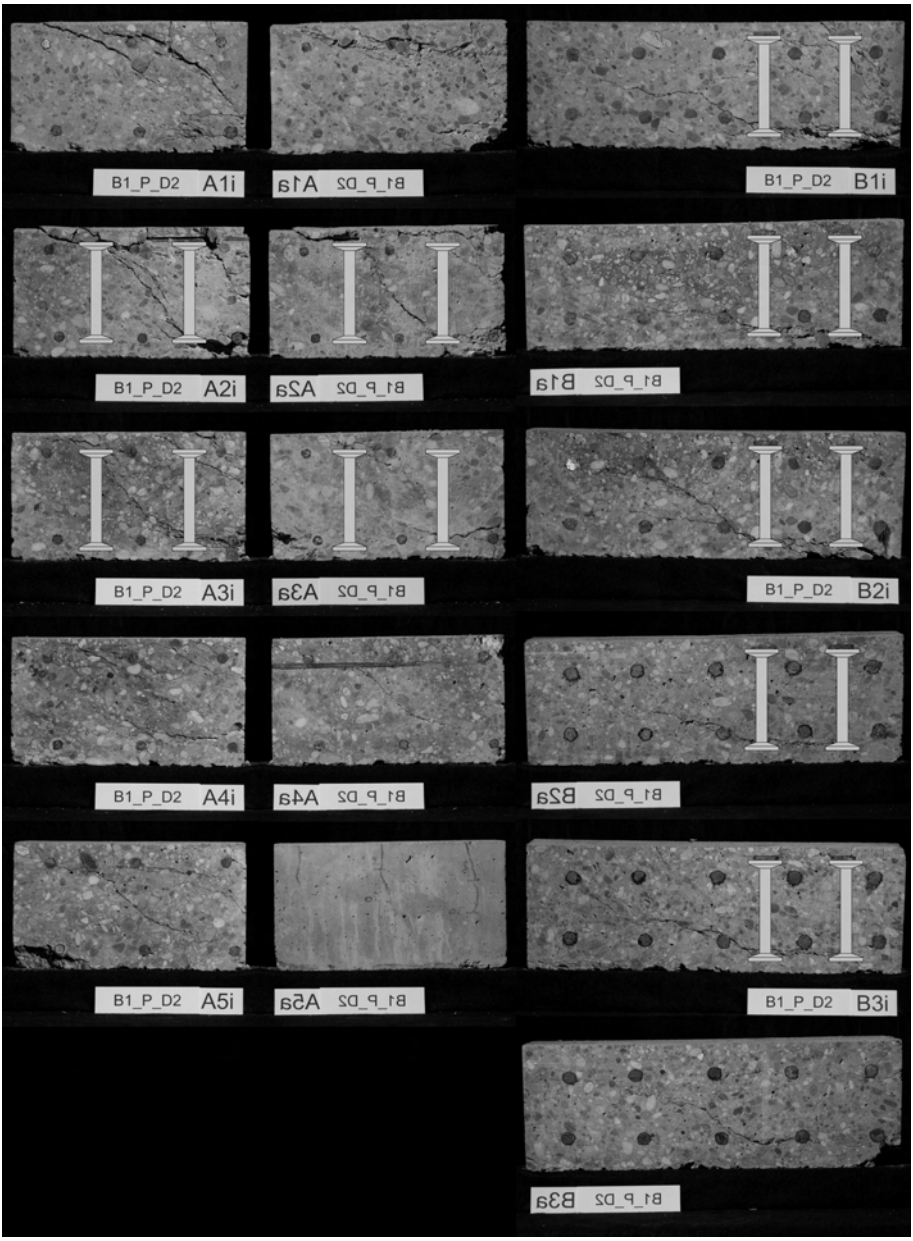


Abb. 6.12: Fotos der aus dem Betongurt des Versuchskörpers B1_P_D2 herausgesägten Scheiben

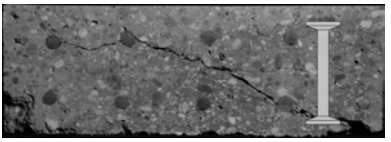


Abb. 6.13: Foto der aus dem Betongurt des Versuchskörpers B1_P_D1 herausgesägten Scheibe B1

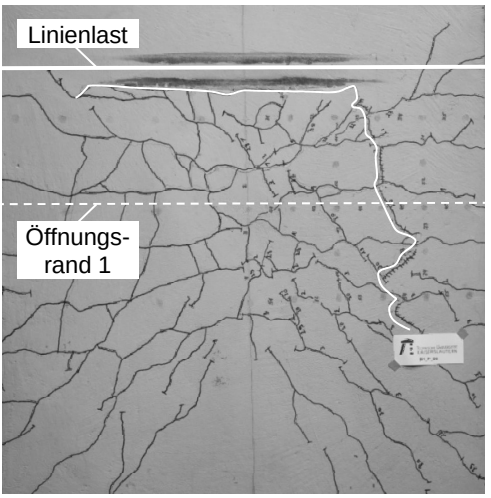


Abb. 6.14: Versuchskörper B1_P_D0: Durchstanzkegel auf Betongurtoberseite

Der Versuch **B1_P_D0** wurde ohne Dübelleisten durchgeführt. Hier entstand einseitig ein an der Betongurtoberseite sichtbarer Durchstanzkegel. In Abb. 6.14 ist dieser mit einer weißen Linie auf der rechten Seite der Betongurtoberseite markiert. Dieser Durchstanzkegel ist wie der bei den Versuchen im Bereich 2 aufgetretene Ausbruchkegel (vgl. Abschnitt 6.1.2) an der von der Öffnung abgewandten Seite offen.

Bei den drei Versuchen im negativen globalen Momentenbereich sind die beobachteten Rissverläufe sehr ähnlich zu den oben beschriebenen Versuchen im positiven globalen Momentenbereich. Auch bei den Versuchen im Bereich 1 wiesen die gezogenen Betongurte einen höheren Längsbewehrungsgrad auf. Trotzdem erreichten die Bewehrungsstäbe der oberen Längsbewehrung sehr früh die Streckgrenze.

Beim Versuchskörper **B1_N_D1** mit einer Dübelleiste je Seite ist die Rissbreite so groß, dass hier von einem Durchstanzversagen ausgegangen wird, obwohl der Riss nicht die Oberseite des Betongurts erreicht. Bei dem Versuch mit zwei Dübelleisten je Seite (**B1_N_D2_kA**) sind wesentlich kleinere Rissbreiten zu beobachten, was darauf schließen lässt, dass es sich hier um ein Biegezugversagen handelt.

Zu kombinierten Versagen aus Durchstanzen und Biegezugversagen kam es bei den Versuchskörpern **B1_0_D1** und **B1_P_D1_MV**, bei denen entweder keine oder nur eine halb so große Horizontallast als beim Referenzversuch B1_P_D1 auf den Betongurt aufgebracht wurde.

Beim Versuchskörper **B1_P_D1_St** wurde der Stahlträger am Öffnungsrand 1 ohne Steife ausgeführt. Damit sollte untersucht werden, ob dies Auswirkungen auf die Traglast oder die Kraftverteilung hat. Sowohl die erreichte Traglast als auch die durch das Aufsägen des Betongurts sichtbar gemachten Rissverläufe lassen jedoch keine wesentlichen Unterschiede zum Referenzversuch B1_P_D1 erkennen. Auch hier kam es zum Durchstanzversagen des Betongurts aufgrund der konzentrierten Krafteinleitung am Öffnungsrand.

Bei den Versuchen im Bereich 1 hat sich gezeigt, dass die größten Traglasten durch eine zweireihige Anordnung von Doppelkopfankern je Seite erreicht wurden. Der seitliche Abstand zu den Kopfbolzendübeln spielte aufgrund der Breite des Stahlträgerflansches eine untergeordnete Rolle. Bei vielen Versuchen konnte das Durchstanzen auch bereits bei der Anordnung von einer Dübelleiste je Seite verhindert werden und es kam stattdessen zum Biegezugversagen.

6.2 Schnittgrößen des Betongurts in Längsrichtung

Im Bereich von großen Stegöffnungen weichen die Schnittgrößen, die in Längsrichtung im Betongurt wirken, sehr stark von denen im ungeschwächten Verbundquerschnitt ab. Von *Kohlmeyer 2007* wurden die Schnittgrößen im Betongurt bereits ausführlich untersucht. Die Ergebnisse sind in Abschnitt 3.3 zusammengefasst.

Im Rahmen der für die vorliegende Arbeit durchgeführten Finite-Element-Berechnungen wurden die Spannungen von übereinander liegenden FE-Knoten an etwa 200 Stellen – was einem Raster von etwa 4,5 × 4,5 cm entspricht – im Betongurt ermittelt und daraus die Schnittgrößen berechnet. Die drei Diagramme in Abb. 6.15 zeigen die Schnittgrößen Querkraft, Normalkraft und Moment des Betongurts der FE-Nachrechnungen des Versuchs B1_P_D0 bei unterschiedlichen Belastungen des Versuchskörpers. Die globale Querkraft V_g ist jeweils oben rechts in den Diagrammen angegeben. Das rechte Diagramm zeigt den Zustand bei der in der Berechnung erreichten Höchstlast. Alle Diagramme sind normiert, um sie auch bei unterschiedlichen Lastzuständen besser vergleichen zu können. Sämtliche Schnittgrößen wurden daher durch die globale Querkraft geteilt. Es wird ein Bereich von 60 cm Länge betrachtet, der von der Linienlast am rechten Rand bis hinter das Punktlager reicht, das etwa in der Mitte des Versuchskörpers angeordnet ist. Die Werte auf der x-Achse geben die Koordinaten des FE-Modells in Längsrichtung des Versuchskörpers an. Gleiches gilt für die Darstellung der Schnittgrößen für den Versuch B2_P_D0 im Bereich 2 (Abb. 6.16). Hier wird jedoch der Bereich vom Linienlager bis hinter die Lasteinleitung betrachtet.

Die beiden hier betrachteten Versuchskörper waren nicht durch Dübelleisten verstärkt worden und sind vergleichbar mit dem Versuch T1P von Kohlmeyer, dessen idealisierten Betongurtschnittgrößen in Abb. 3.6 auf Seite 14 dargestellt sind. Im Folgenden werden die einzelnen Schnittgrößenverläufe analysiert und Gemeinsamkeiten oder Unterschiede zu dem Versuch von Kohlmeyer aufgezeigt.

- Querkraft im Betongurt V_c
  Wie bei den Versuchen von Kohlmeyer konnten auch bei den für diese Arbeit durchgeführten Versuche ein starker Anstieg der Querkraft V_c am Öffnungsrand

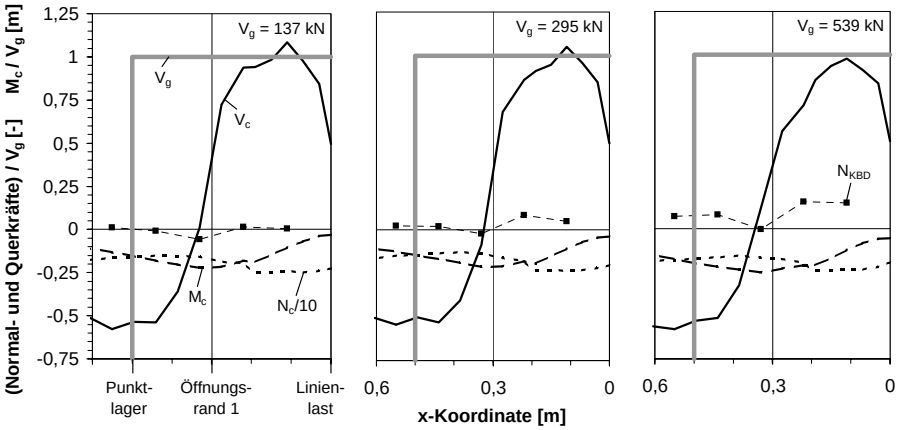


Abb. 6.15: Nachrechnung Versuch B1_P_D0: Schnittgrößen im Betongurt in Längsrichtung

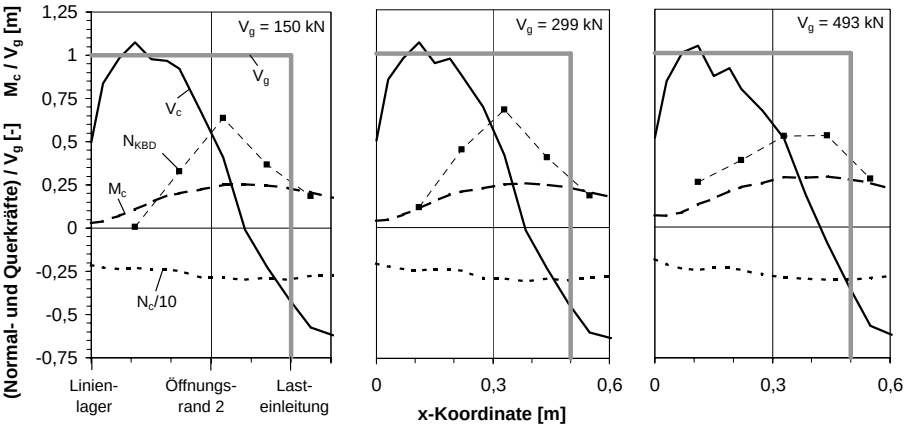


Abb. 6.16: Nachrechnung Versuch B2_P_D0: Schnittgrößen im Betongurt in Längsrichtung

1 sowie ihr Abfall am Öffnungsrand 2 beobachtet werden. Bedingt wird dies durch die konzentrierten Ein- bzw. Ausleitungen der Querkraft an den Öffnungsrändern. Am Öffnungsrand 2 erfolgt die Einleitung über die Kopfbolzendübel-Paare, die in diesem Bereich sehr große Zugkräfte erfahren – dargestellt durch die mit einer Strichlinie verbundenen Quadrate. Durch die normierte Auftragung der Querkraft zeigt sich, dass sich der Verlauf über die Versuchsdauer kaum ändert. Lediglich beim Erreichen der Höchstlast stellen sich die Graphen des Querkraftverlaufs an den Öffnungsrändern etwas flacher ein, da durch lokale Schädigungen, bedingt durch die konzentrierten Krafteinleitungen, eine Kraftumlagerung erfolgt und somit die Kraft über eine größere Fläche eingeleitet wird. Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen in den Bereichen 1 und 2 wurde die Querkraft in Öffnungsmitte (Linienlager bzw. Linienlast) komplett in den Betongurt eingebracht. Es waren keinerlei durchgehende Flansche des Stahlträgers für die Übertragung der Querkraft vorhanden. Daher müsste im Bereich der Öffnung die Querkraft im Betongurt V_c gleich der globalen Querkraft V_g sein. Die

Abweichungen in den Diagrammen lassen sich an den Öffnungsrändern durch die in die Öffnung hineinragenden oberen Flansche der Stahlträger erklären, die noch einen maßgebenden Anteil der Querkraft zu dem ersten Kopfbolzendübel-Paar über der Öffnung transportieren. An der Stelle des Linienlagers bzw. der Linienlast wird die Querkraft über eine Stahlplatte in den Betongurt geleitet, weshalb die Querkraft im Betongurt nicht direkt den Wert der globalen Querkraft erreicht. Die Abweichungen im mittleren Bereich, der nicht durch die Störungen in den Randbereichen beeinflusst wird, ergibt sich aus der Knotenauswahl bei der Schnittgrößenberechnung. Da nur von einem Teil der FE-Knoten die Spannungen ausgegeben und diese mit einer bestimmten Fläche multipliziert wurden, um die Schnittgrößen zu erhalten, sind Ungenauigkeiten bei den Schnittgrößen nicht auszuschließen.

Auffällig im Gegensatz zu dem in Abb. 3.6 dargestellten Querkraftverlauf sind die sehr kleinen Werte der Querkraft im Betongurt im ungeschwächten Bereich der Verbundträger, die Werte von $-0{,}5 \cdot V_g$ unterschreiten. Bei den vorangegangenen Untersuchungen von Kohlmeyer wechselte die Querkraft zwar auch das Vorzeichen, jedoch wurden hier nur Werte von $-0{,}2 \cdot V_g$ erreicht. Dies lässt sich auf die Geometrie der Versuchskörper zurückführen. Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen erfolgte der Vorzeichenwechsel der globalen Querkraft bereits in einem Abstand von 20 cm zum Öffnungsrand. In den vorangegangenen Untersuchungen war der Abstand mit 80 cm um ein Vielfaches größer und es konnten sich zwischen den Diskontinuitätsbereichen die Schnittgrößen noch so einstellen, wie es bei einem ungeschwächten Verbundträger der Fall ist.

- Normalkraft der Kopfbolzendübel-Paare N_{KBD}
  Am Öffnungsrand 2 besteht ein direkter Zusammenhang zwischen der Querkraft im Betongurt und der Normalkraft der Kopfbolzendübel-Paare. Durch das Einleiten der Querkraft vom Stahlträger in den Betongurt versagt sehr frühzeitig der Verbund zwischen dem oberen Flansch des Stahlträgers und dem Beton. Die Kopfbolzendübel stellen nun die einzig verbleibende Verbindung dar, über welche die Querkraft eingeleitet werden muss. Der Vergleich der drei Diagramme in Abb. 6.16 zeigt, dass bei unterem und mittlerem Lastniveau die Kraftübertragung gleich ist. Hauptsächlich wird die Querkraft durch das Kopfbolzendübel-Paar am Öffnungsrand in den Betongurt eingeleitet. Dementsprechend verläuft die Kurve der Querkraft im Betongurt hier am steilsten und wird zum Linienlager hin flacher, die Beanspruchungen der Kopfbolzendübel werden entsprechend kleiner. Bei weiter zunehmender Last und damit einhergehender Rissbildung kommt es zu Kraftumlagerungen und die Krafteinleitung wird gleichmäßiger auf die Kopfbolzendübel verteilt. Über der Öffnung werden die Druckstrebenneigungswinkel größer und somit die Kopfbolzendübel stärker zur Querkraftübertragung herangezogen. Insgesamt sind die Normalkräfte in den Kopfbolzendübeln größer als im vergleichbaren Versuch von Kohlmeyer, was an der größeren Querkraftdifferenz im Betongurt links und rechts des Öffnungsrandes 2 liegt.

  Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft mittels Druckkontakt vom Betongurt in den Stahlträger übertragen. Dementsprechend klein sind die Beanspruchungen der Kopfbolzendübel. Lediglich die Kopfbolzendübel über der Öffnung werden

bei hoher Belastung des Versuchskörpers zur Übertragung der Querkraft gemäß dem Fachwerkmodell herangezongen.

- Biegemoment im Betongurt M_c
  Wie in Kapitel 2 bereits beschrieben, entstehen an den Öffnungsrändern sehr große lokale Biegemomente im oberen Teilträger. Bedingt durch die Vorzeichenwechsel der Querkraft im Betongurt weist der Momentenverlauf an diesen Stellen Extremwerte auf. Legt man die gestrichelte Faser auf die Unterseite des Betongurts und definiert die Abschreitrichtung vom Öffnungsrand 1 zum Öffnungsrand 2, so erreicht das lokale Biegemoment am Öffnungsrand 1 an der Stelle ein Minimum, wo die Querkraft des Betongurts stark ansteigend vom negativen in den positiven Bereich wechselt. Dies ist etwas außerhalb der Öffnung der Fall, an der Stelle der Steife im Stahlträger, da hier der größte Anteil der Kraft vom Betongurt in den Stahlträger übertragen wird und daher die Steigung der Querkraftlinie am größten ist.

  Am Öffnungsrand 2 wechselt die Querkraft ebenfalls das Vorzeichen, jedoch ist die Steigung der Querkraftlinie durch die Verteilung der Krafteinleitung auf mehrere Kopfbolzendübel kleiner als am Öffnungsrand 1. Da sich im Laufe des Versuchs durch die Schädigung des Betongurts die Anteile der einzelnen Kopfbolzendübel an der Krafteinleitung in den Betongurt ändern, verlagert sich auch die Position des Nulldurchgangs und somit die Position des Momentenmaximums. Bei noch ungeschädigtem Betongurt befindet sich dieses außerhalb der Öffnung nahe des ersten Kopfbolzendübel-Paares hinter dem Öffnungsrand und rückt im Laufe des Versuchs weiter in Richtung des zweiten Kopfbolzendübel-Paares.

  Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen in den Bereichen 1 und 2 wurde jeweils in der gedachten Öffnungmitte die Linienlast bzw. das Linienlager angeordnet und somit diese Stelle als Momentennullpunkt definiert. In den Diagrammen der Abbildungen 6.15 und 6.16 erreichen die Momentenlinien nicht exakt die Nulllinie, was mit der zwischen Betongurt und Linienlast bzw. -lager angeordneten Stahlplatte zu begründen ist, deren Spannungen nicht berücksichtigt werden. Bei den Untersuchungen von *Kohlmeyer 2007* wurde festgestellt, dass der Momentennullpunkt nicht exakt in der Öffnungsmitte liegt, sondern etwas in Richtung Öffnungsrand 1 verschoben ist. Jedoch konnte die genaue Lage nicht näher bestimmt werden. Eine Verschiebung des Momentennullpunktes hat zur Folge, dass der Betrag des Moments am Öffnungsrand 1 kleiner wird und das Moment am Öffnungsrand 2 größer, was bei der Bemessung beachtet werden muss.

- Normalkraft im Betongurt N_c
  Bei Verbundträgern ohne Öffnungen ist die Normalkraft im Betongurt proportional zum globalen Biegemoment. Sind Öffnungen im Stahlträgersteg vorhanden, so ist die Steigerung der Normalkraft im Betongurt im Bereich der Öffnung überproportional, außerhalb des Öffnungsbereichs steigt die Normalkraft langsamer an (vgl. Abb. 3.6 auf Seite 14). Ursache dafür sind die Längsschubkräfte, die über die Kopfbolzendübel vom Stahlträger in den Betongurt eingeleitet werden.

Diese sind unter anderem abhängig von den lokalen Biegemomenten an den Öffnungsränder.

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurden nur kleine Ausschnitte von Verbundträgern untersucht, bei denen die Übertragung von Längsschubkräften durch die Kopfbolzendübel vernachlässigt wurde. Die in den Betongurt eingeleiteten Normalkräfte N_c wurden so gewählt, dass sie denen entsprechen, die bei Verbundträgern mit der von *Kohlmeyer 2007* gewählten Versuchsgeometrie in Öffnungsmitte im Betongurt entstehen. Bei den durchgeführten Versuchen sind die Normalkräfte in den Betongurten als konstant anzusehen. Die in den Abbildungen 6.15 und 6.16 gezeigten Verläufe der Normalkraft weisen geringe Schwankungen auf, die durch das globale Moment in den Versuchskörpern und durch die am Betongurt angeordneten Stahlplatten am Linienlager bzw. an der Linienlast hervorgerufen werden.

Betrachtet man die Schnittgrößenverläufe der sonstigen durchgeführten Versuche, so sind kaum Unterschiede zu den oben beschriebenen festzustellen. Zum Vergleich sind in Abb. 6.17 die Schnittgrößenverläufe der Nachrechnungen von sechs weiteren Versuchen im Bereich 2 jeweils bei der maximal erreichten Last dargestellt. Die Abbildungen 6.17(a) bis 6.17(c) zeigen die Versuche mit gedrücktem Betongurt, die Abbildungen 6.17(d) bis 6.17(f) die mit gezogenem Betongurt.

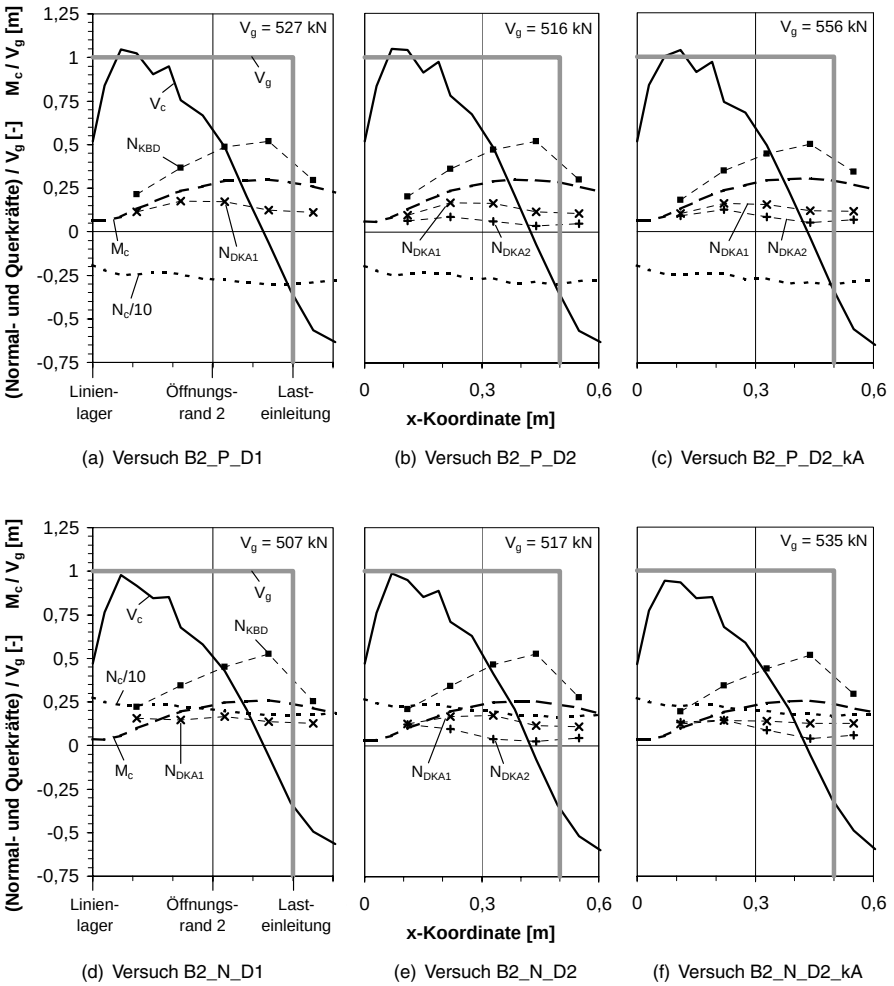
Die Schnittgrößen des Betongurts sind – bis auf das Vorzeichen der Normalkraft N_c bedingt durch die unterschiedliche Horizontalbelastung – als identisch anzusehen. Unterschiede sind lediglich bei den Normalkräften der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker zu erkennen. Im Gegensatz zu dem in Abb. 6.16 dargestellten Versuch ohne Dübelleisten fallen die Normalkräfte in den Kopfbolzendübeln im Öffnungsbereich deutlich ab, da die Querkraft auch mithilfe der Doppelkopfanker der Dübelleisten übertragen wird. Durch die gleichmäßigere Kraftverteilung im Betongurt wird eine höhere Traglast erreicht.

Auch bei diesen Diagrammen wird deutlich, dass durch die Anordnung der Dübelleisten nahe an den Kopfbolzendübeln (Versuchsbezeichnung ..._kA) beide Dübelleisten wesentlich zur Übertragung der Querkraft beitragen. Während die Kopfbolzendübel und die Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste bei allen abgebildeten Versuchen annähernd den gleichen Anteil der Querkraft bei Höchstlast übertragen, werden bei der angesprochenen Anordnung die Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste ähnlich hoch belastet wie die der ersten Dübelleiste. Dadurch wird die Kraft gleichmäßiger im Betongurt verteilt und es kann eine höhere Traglast erreicht werden.

Bei den Schnittgrößenverläufen der vergleichbaren Versuche im Bereich 1 kann dies ebenfalls festgestellt werden. Hierauf wird an dieser Stelle jedoch nicht gesondert eingegangen.

Die Schnittgrößen des Versuchs B1_P_D1_St, bei dem auf eine Steife im Stahlträger am Öffnungsrand 1 verzichtet wurde, zeigen einen deutlich flacheren Verlauf der Querkraft V_c im Betongurt. Durch die fehlende Steife wurde die Kraft, die am Öffnungsrand 1 vom Betongurt in den Stahlträger übertragen wird, nicht derart konzentriert eingeleitet, sondern erfolgte über einen größeren Bereich.

Sämtliche Schnittgrößenverläufe der Nachrechnungen sind im Anhang dargestellt.



(a) Versuch B2_P_D1 (b) Versuch B2_P_D2 (c) Versuch B2_P_D2_kA

(d) Versuch B2_N_D1 (e) Versuch B2_N_D2 (f) Versuch B2_N_D2_kA

Abb. 6.17: Schnittgrößen im Betongurt in Längsrichtung bei jeweiliger Höchstlast

6.3 Verteilung der Querkraft im Betongurt

6.3.1 Bereich 2

Die FE-Berechnungen wurden des Weiteren dazu genutzt, die Verteilung der Querkraft im Betongurt aufzuzeigen. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 6.19 bis 6.23 für zwei Versuche des Bereichs 2 dargestellt. Die Verteilung wurde jeweils für Querkräfte in Längs- und Querrichtung ermittelt. Zur Veranschaulichung ist in Abb. 6.18 der Betongurt der Nachrechnung des Versuchs **B2_P_D1** in der Position dargestellt, wie auch die Diagramme erstellt sind. Wie in Kapitel 5 bereits erwähnt, wurde wegen der Symmetrie der Versuchskörper jeweils nur eine Hälfte berechnet. Daher ist in Abb. 6.18 und in den Diagrammen ebenfalls nur eine Hälfte dargestellt. Die Symmetrieebene wird aus

der x-Achse und der Vertikalen gebildet. Der Versuchskörper ist derart gedreht, dass das Linienlager unterhalb des Betongurts im Vordergrund ist. Die grau hinterlegte Fläche stellt die Kontaktfläche zwischen dem Betongurt und der darunter angeordneten Stahlplatte dar. Wie bereits auf Seite 102 beschrieben, ist diese Stahlplatte nur im Bereich der Symmetrieachse auf einer Länge, die der Breite des Stahlträgerflansches entspricht, gelagert.

Zur Ermittlung der Daten für die Diagramme wurden die Schubspannungen τ_{xz} und τ_{yz} der einzelnen FE-Knoten mit der Höhe multipliziert, auf die sie Einfluss haben. Anschließend wurden die Werte aller übereinander liegenden Knoten addiert, um eine Querkraft pro Längeneinheit ([kN/cm]) zu erhalten.

Abb. 6.19 zeigt die Verteilung der Querkraft im Betongurt des Versuchs B2_P_D1 in Längsrichtung (parallel zur x-Achse). Die Werte werden positiv angetragen, wenn die Querkraft in Richtung Linienlager transportiert wird. Bei den Diagrammen, welche die Verteilung der Querkraft in Querrichtung (parallel zur y-Achse) darstellen (siehe z.B. Abb. 6.20), wird die Querkraft positiv angetragen, wenn sie von der Symmetrieebene weg geleitet wird.

Aus Abb. 6.19 wird deutlich, dass die Querkraft im Betongurt im Bereich der Öffnung sehr groß ist und sich in der Symmetrieachse konzentriert. Die größte Krafteinleitung der Querkraft in den Betongurt findet durch die Kopfbolzendübel am Öffnungsrand statt. Daher steigt in diesem Bereich die Querkraft sehr stark an. Eine weitere Querkraftspitze entsteht auch an dem Kopfbolzendübel über der Öffnung, der als Querkraftbewehrung dient und somit die Kraft gemäß dem Fachwerkmodell nach oben zieht und wieder konzentriert an den Beton abgibt. Es zeigt sich, dass die Querkraft auch im Bereich, der durch die Doppelkopfanker bewehrt ist, übertragen wird, jedoch die Größe der Querkraft viel geringer ist. Die äußeren auf Querkraft unbewehrten Bereiche des Betongurtes übertragen erwartungsgemäß nur noch sehr wenig Querkraft. Etwa bei $x = 0{,}4$ m hat die Querkraft auf der gesamten Breite des Betongurts einen Nulldurchgang. Das heißt, die durch die dahinter liegenden Kopfbolzendübel eingeleitete Kraft wird zur anderen Seite hin abgetragen.

Betrachtet man das Diagramm, in dem die Verteilung der Querkraft in Querrichtung aufgetragen ist (Abb. 6.20), fallen besonders die Querkraftspitzen an den beiden Kopfbolzendübeln um den Öffnungsrand auf. Da diese Kopfbolzendübel den größten Anteil der Krafteinleitung in den Betongurt übernehmen, muss hier die Kraft sehr konzentriert abgegeben werden. Die Isolinien auf der Grundfläche des Diagramms zeigen, dass die Querkraft auch in Richtung der Symmetrieebene abgegeben wird (negative Werte). Betrachtet man den Verlauf von den Kopfbolzendübeln in Richtung Betongurtrand, ist ein gleichmäßiger Verlauf im ungestörten Verbundträgerquerschnitt bis zum Öffnungsrand zu beobachten. Über der Öffnung wird wesentlich weniger Querkraft in die äußeren Bereiche des Betongurts geleitet und in der Nähe des Lagers wird die Querkraft zurück in Richtung Symmetrieebene zum Auflager transportiert.

Im Zusammenhang mit dem Diagramm aus Abb. 6.19 lässt sich ableiten, dass im ungestörten Verbundträgerquerschnitt die Querkraft im Betongurt eher nach außen transportiert wird. Ab dem Kopfbolzendübel unmittelbar vor dem Öffnungsrand wird immer mehr Querkraft in Richtung der Trägerlängsachse weitergegeben und über der Öffnung wird die Querkraft ausschließlich in Längsrichtung transportiert, wobei

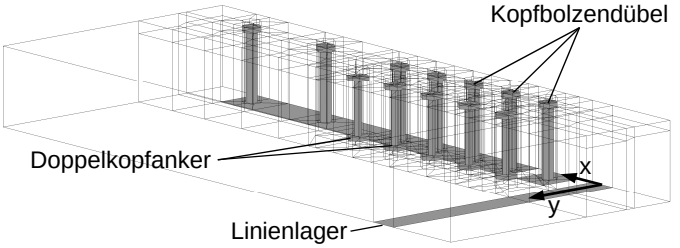


Abb. 6.18: Betongurt des Versuchskörpers B2_P_D1

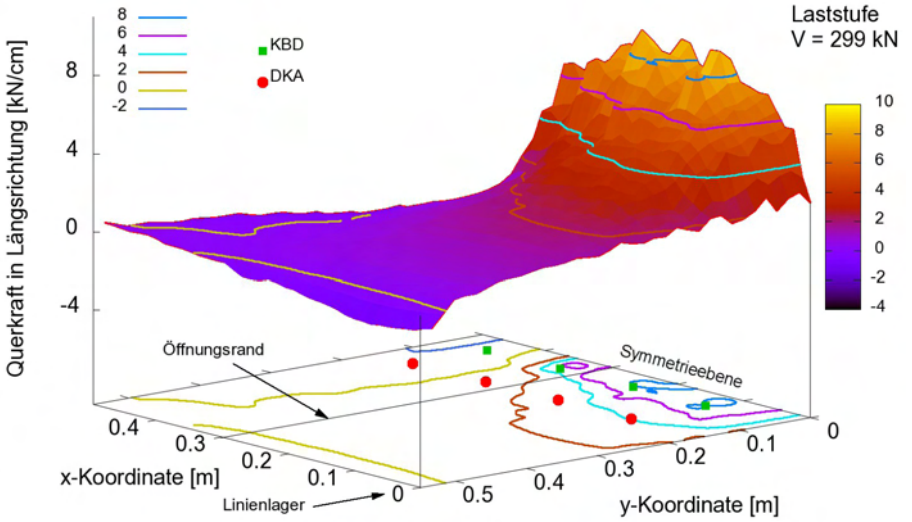


Abb. 6.19: Versuch B2_P_D1: Verteilung der Querkraft in Längsrichtung im Betongurt

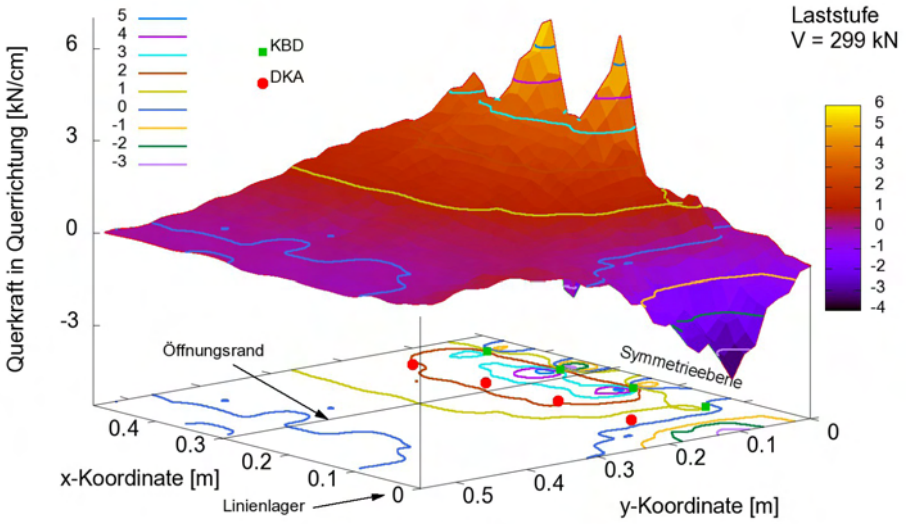


Abb. 6.20: Versuch B2_P_D1: Verteilung der Querkraft in Querrichtung im Betongurt

der Großteil der Querkraft in dem schmalen mit Kopfbolzendübeln bewehrten Bereich übertragen wird.

In den Abbildungen 6.21 und 6.22 sind die Querkraftverläufe bei der in der Nachrechnung erzielten Höchstlast dargestellt. Die Verläufe sind prinzipiell ähnlich, weisen jedoch einige Besonderheiten auf. Es wird deutlich, dass für die Querkraftabtragung in Längsrichtung ein größerer Bereich des Betongurtes benutzt wird. Durch die entstandenen Beschädigungen im hoch beanspruchten Bereich um die Symmetrieebene muss die Querkraft zu einem größeren Anteil auch in den äußeren Bereichen des Betongurtes übertragen werden. Am Öffnungsrand wird nun auch ganz gezielt die Kraft vom Kopfbolzendübel an den daneben angeordneten Doppelkopfanker geleitet. Dieser hängt die Kraft hoch und leitet sie hauptsächlich in Längsrichtung weiter. Es entsteht ein Tal zwischen dem Kopfbolzendübel und dem Doppelkopfanker am Öffnungsrand (Abb. 6.21). In dem Bereich des Tales wird die Querkraft hauptsächlich in Querrichtung abgetragen (Abb. 6.22). Die oben beschriebene Richtungsänderung der Querkraft im Betongurt lässt sich auch bei dieser Laststufe beobachten, jedoch ist der Übergangsbereich kleiner. Mit dem ersten Kopfbolzendübel über der Öffnung kann noch Querkraft vom Stahlträger in den Betongurt eingeleitet werden. Hier findet in geringem Maße eine Abtragung der Querkraft im Betongurt in Querrichtung statt. Danach fällt die Querkraft in Querrichtung auf der gesamten Breite ab. Die Querkraft in Längsrichtung baut sich in den Achsen, in denen die Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker angeordnet sind, auf. Dadurch wird der Bereich um die Doppelkopfanker ab dem Öffnungsrand bis zum Linienlager beansprucht. Durch das Abfallen der Querkraft in Querrichtung über der Öffnung kann im Bereich um die Symmetrieebene die Querkraft in Längsrichtung noch etwas ansteigen.

Die bei den Untersuchungen der Querkraftverteilung gefundenen Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchskörpern sind sehr gering. In Abb. 6.23 ist die Querkraftverteilung im Betongurt des Versuchskörpers **B2_P_D2_kA** bei Höchstlast in der Nachrechnung dargestellt. Im Vergleich zu Versuch B2_P_D1 wurde hier eine weitere Dübelleiste je Seite eingesetzt, wodurch ein marginal breiterer Bereich des Betongurts für die Querkraftübertragung in Längsrichtung genutzt wird.

Im Anhang sind sämtliche Querkraftverteilungen der Betongurte, die aus den Nachrechnungen der Versuche gewonnen wurden, dargestellt.

6.3.2 Bereich 1

Bei der Betrachtung der Versuche im Bereich 1 ergibt sich für die Verteilung der Querkraft im Betongurt ein vergleichbares Bild wie im Bereich 2. Beispielhaft sind in den Abbildungen 6.24 und 6.25 die Verteilungen der Querkraft im Betongurt in Längs- und Querrichtung für den Versuch **B1_P_D1** aufgetragen. Der in Abb. 6.18 dargestellte Betongurt beschreibt auch die Lage der für den Bereich 1 dargestellten Diagramme, wobei bei den Versuchen im Bereich 1 anstelle des Linienlagers die Linienlast von oben auf den Betongurt aufgebracht wurde. Am Öffnungsrand 1 erfolgte der Großteil der Kraftübertragung vom Betongurt in den darunter angeordneten Stahlträger.

Der Anschaulichkeit wegen sind die Werte im Diagramm, das die Verteilung der Querkraft in Längsrichtung zeigt (Abb. 6.24), positiv angetragen, wenn die Querkraft von

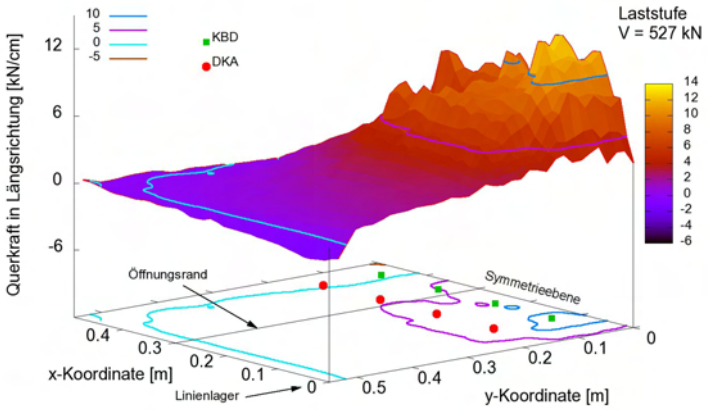


Abb. 6.21: Versuch B2_P_D1: Verteilung der Querkraft in Längsrichtung im Betongurt bei Höchstlast

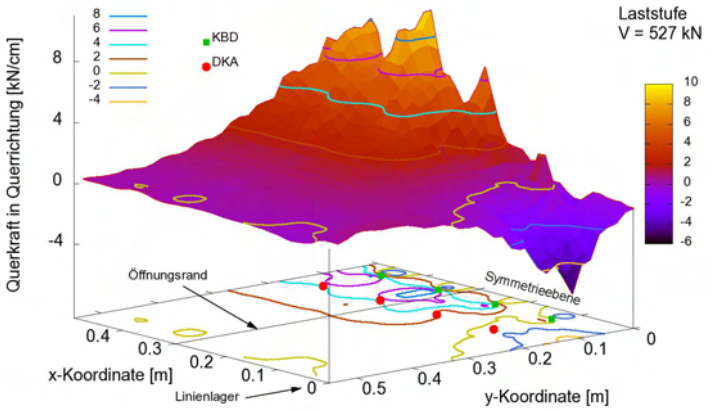


Abb. 6.22: Versuch B2_P_D1: Verteilung der Querkraft in Querrichtung im Betongurt bei Höchstlast

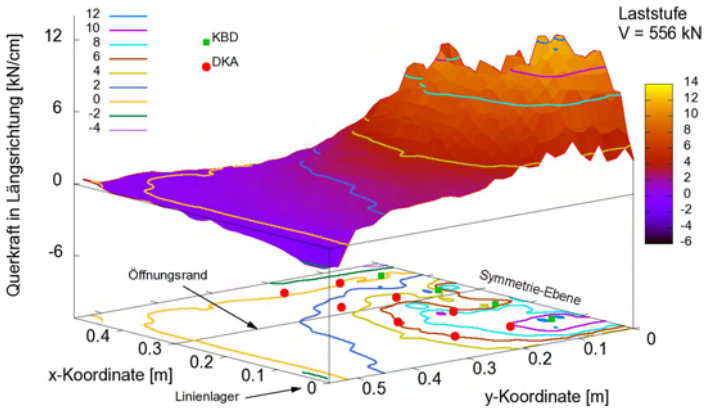


Abb. 6.23: Versuch B2_P_D2_kA: Verteilung der Querkraft in Längsrichtung im Betongurt bei Höchstlast

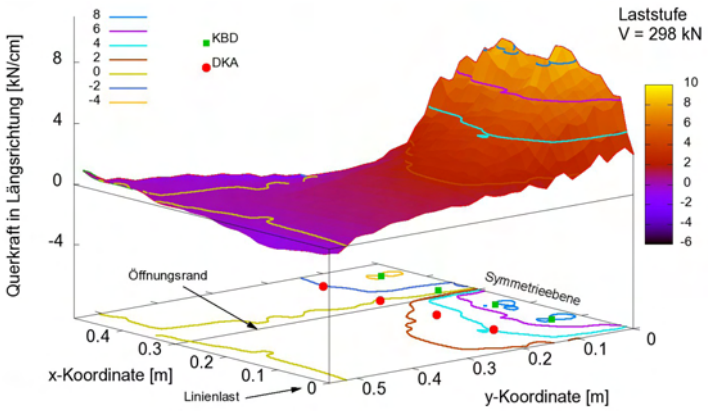


Abb. 6.24: Versuch B1_P_D1: Verteilung der Querkraft in Längsrichtung im Betongurt

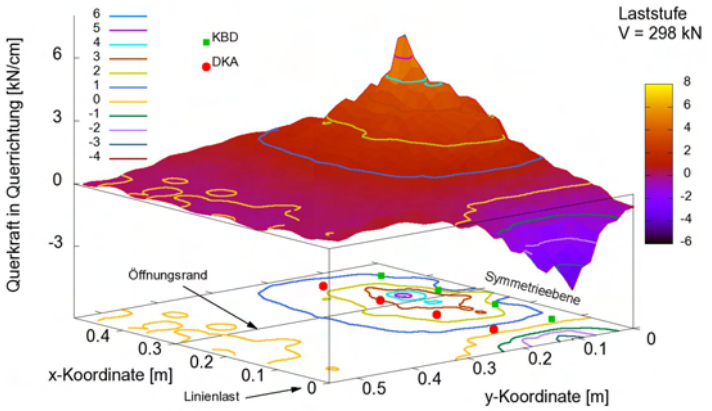


Abb. 6.25: Versuch B1_P_D1: Verteilung der Querkraft in Querrichtung im Betongurt

der Linienlast weg transportiert wird. Bei dem Diagramm, welches die Verteilung der Querkraft in Querrichtung darstellt (Abb. 6.25), wird die Querkraft positiv angetragen, wenn sie in Richtung Symmetrieebene transportiert wird.

Bei der Verteilung der Querkraft im Betongurt in Längsrichtung (Abb. 6.24) zeigt sich auch im Bereich 1, dass die Querkraft im Bereich der Öffnung sehr groß ist und sich in der Symmetrieachse konzentriert, wo die Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung dienen. Am Öffnungsrand fällt die Querkraft – wie bereits in Abschnitt 6.2 beschrieben – sehr stark ab, was an den sehr engen Isolinien zu erkennen ist. Etwa im Bereich der im Stahlträger angeordneten Steife, die sich unterhalb des Kopfbolzendübels nahe dem Öffnungsrand befindet, hat die Querkraft auf der gesamten Breite des Betongurts einen Nulldurchgang. Das heißt, auch von dem der Öffnung abgewandten Bereich wird die Querkraft zur Steife hin transportiert.

Das Diagramm in Abb. 6.25 zeigt die Verteilung der Querkraft im Betongurt in Querrichtung. Die als Linienlast beschriebene Last wird – wie auf Seite 102 beschrieben – nur im Bereich der Symmetrieachse auf einer Länge, die der Breite des Stahlträger-

flansches entspricht, über eine Stahlplatte in den Betongurt eingeleitet. Daher wird von diesem Bereich aus die Last in die äußeren Bereiche des Betongurts geleitet, was die negativen Werte im Diagramm anzeigen. Etwa ab der ersten Reihe von Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern wird die Querkraft wieder in Richtung der Symmetrieebene geleitet. Besonders auffällig ist die Querkraftspitze, die sich an der Stelle befindet, an der die Steife und der äußere Rand des Stahlträgerflansches zusammentreffen, da hier ein Großteil der Kraft in den Stahlträger eingeleitet wird.

Die Unterschiede zwischen den einzelnen Berechnungen sind wie im Bereich 2 auch im Bereich 1 sehr gering. Bei den Versuchen mit zwei Dübelleisten je Seite lässt sich ein geringfügig breiterer Bereich feststellen, der für die Querkraftabtragung in Längsrichtung genutzt wird. Bei der Nachrechnung des Versuchs B1_P_D1_St, bei dem auf die Steife im Stahlträger verzichtet wurde, zeigte sich, dass die Krafteinleitung in den Stahlträger weniger konzentriert erfolgte. Dies bewirkte insbesondere bei den Querkräften in Querrichtung eine Abminderung der Kraftspitzen.

Im Anhang sind sämtliche Querkraftverteilungen des Betongurts, die aus Nachrechnungen der Versuche gewonnen wurden, dargestellt.

6.4 Einleitung der Querkraft am Öffnungsrand 2 durch die Kopfbolzendübel

Am Öffnungsrand 2 übertragen die auf dem oberen Flansch des Stahlträgers aufgeschweißten Kopfbolzendübel die Querkraft vom Stahlträgersteg in den Betongurt. In Abschnitt 4.9.3.3 wurde bereits erläutert, dass das Kopfbolzendübel-Paar am Öffnungsrand 2 und das erste Paar über der Öffnung die größten Beanspruchungen erfahren (vgl. Abb. 4.58 auf Seite 77).

Die in *Kohlmeyer 2007* eingeführten Bezeichnungen für Normalkräfte von Kopfbolzendübel-Paaren, deren Summen sowie Verhältnisse sollen bei den für diese Arbeit durchgeführten Versuchen und deren Auswertungen ebenfalls angewendet werden. Sie sind wie folgt definiert:

$N_{P1}, N_{P2}, N_{P3}, N_{P4}$	Normalkraft der Kopfbolzendübel-Paare P1 bis P4 (Anordnung der Kopfbolzendübel siehe Abb. 4.57 auf Seite 76),
$N_{P1,max}, N_{P2,max}$ usw.	Maximalwerte der Normalkraft der jeweiligen Kopfbolzendübel-Paare im Versuch (Laststeigerungen nach dem Erreichen der Traglast sind nicht berücksichtigt),
$S_3 = N_{P1} + N_{P2} + N_{P3}$	Summe der Normalkräfte der drei Kopfbolzendübel-Paare vor der Öffnung,
$S_4 = N_{P1} + N_{P2} + N_{P3} + N_{P4}$	Summe der Normalkräfte der drei Kopfbolzendübel-Paare vor der Öffnung und dem ersten Kopfbolzendübel-Paar über der Öffnung,

$S_2 = N_{P2} + N_{P3} + N_{P4}$	Summe der Normalkräfte der zwei Kopfbolzendübel-Paare vor der Öffnung und dem ersten Kopfbolzendübel-Paar über der Öffnung,
k_2, k_3, k_4	Verhältniswert der Summen S_2, S_3 und S_4 zur maximal im Versuch erreichten Querkraft im Betongurt $V_{c,exp}$.

In Abb. 6.26 ist die Querkraft im Betongurt über der Summe der Normalkräfte mehrerer Kopfbolzendübel-Paare aufgetragen. Erkennbar ist, dass sich die Kurve der Summe der Normalkräfte aller gemessenen Kopfbolzendübel-Paare (S_4) stets unterhalb der Diagonalen befindet. Das bedeutet, dass die Kopfbolzendübel in der Summe eine größere Kraft übertragen als im Betongurt in Öffnungsmitte gemessen werden kann. Da das Kopfbolzendübel-Paar P1 rechts von der Stelle der Lasteinleitung liegt (vgl. Abb. 4.4, S. 29), liegt die Vermutung nahe, dass auch die Kraft über die Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet wird, die über den Betongurt in das rechte Auflager abgetragen wird. Daher ist in Abb. 6.26 auch die Summe der Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare aufgetragen, die ausschließlich links von der Lasteinleitung angeordnet sind (S_2). Auch hier ist erkennbar, dass die Kurve der Summe der Normalkräfte nur bei geringer Querkraft auf der Diagonalen liegt und bei steigender Querkraft im Betongurt nach unten von der Diagonalen abweicht. Dies lässt sich mit dem größer werdenden Druckstrebenwinkel im Betongurt bei größer werdender Querkraft erklären. Dann muss gemäß dem Fachwerkmodell in einem kürzeren Abstand die Kraft wieder nach oben gezogen werden und dies kann unter anderem über die Kopfbolzendübel geschehen.

Der Vergleich zwischen oben betrachteten Versuch B2_P_D1 und dem vergleichbaren Versuch T3PSB von *Kohlmeyer 2007* ist in Abb. 6.27 dargestellt. Aufgetragen ist jeweils die Summe der Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare P2, P3 und P4. Es wird deutlich, dass von den Kopfbolzendübeln beim Versuch von Kohlmeyer am Öffnungsrand 2 weniger Kraft vom Stahlträger in den Betongurt übertragen wird. Dies lässt sich auf die Geometrie der Versuchskörper zurückführen. Bei den in dieser Arbeit

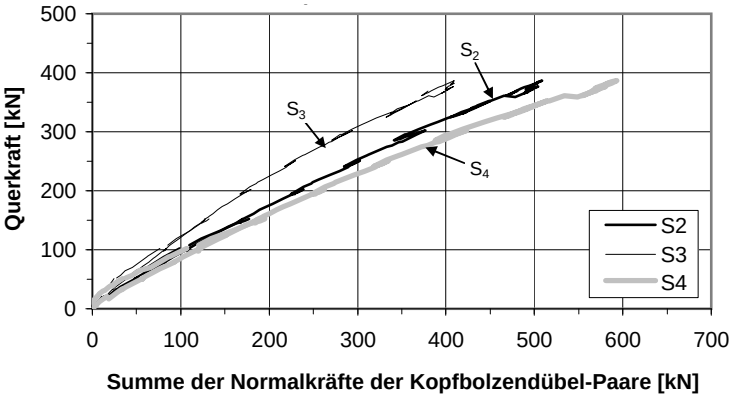


Abb. 6.26: Summe der Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare am Beispiel des Versuchs B2_P_D1

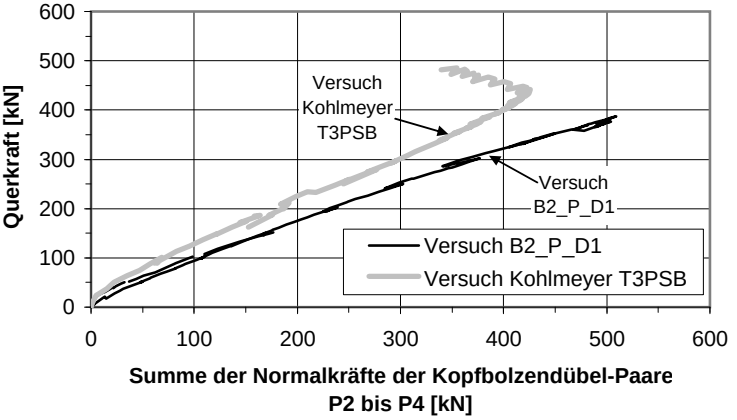


Abb. 6.27: Vergleich der Summe der Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare in den Versuchen B2_P_D1 und dem Versuch T3PSB von *Kohlmeyer 2007*

betrachteten Versuchen wurde die Last von unten in einem Abstand von 20 cm zum Öffnungsrand in den Stahlträger eingeleitet. Hier muss daher die komplette Querkraft, die in Öffnungsmitte im Betongurt vorhanden ist, über die Kopfbolzendübel in einem sehr begrenzten Bereich am Öffnungsrand in den Betongurt eingeleitet werden. Bei den Versuchen von Kohlmeyer wurden lange Verbundträger getestet, wobei die Last von oben in Feldmitte eingeleitet wurde. Daher wird hier im Betongurt bereits im ungeschwächten Querschnittsteil ein unbestimmter Anteil der Querkraft übertragen, der dann nicht mehr am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleitet werden muss. Des Weiteren fällt bei den Versuchen von Kohlmeyer die Summe der Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare ab einer bestimmten Querkraft im Betongurt ab, auch wenn die Querkraft weiter gesteigert werden kann. Das bedeutet, dass eine Kraftumlagerung stattfindet. In den für die vorliegende Arbeit durchgeführten Versuchen kann die Kraft nicht umgelagert werden, da die Last von unten in den Stahlträger eingeleitet wird und über die Kopfbolzendübel am Öffnungsrand in den Betongurt übertragen werden muss. Daher erhöhen sich bei steigender Querkraft im Betongurt zwangsläufig die Normalkräfte der Kopfbolzendübel. Durch die zunehmende Schädigung des Betons stellen sich die Druckstreben immer steiler ein, wodurch die Kopfbolzendübel wieder stärker beansprucht werden.

In Tab. 6.5 sind die Maximalwerte $N_{P1,max}$ bis $N_{P4,max}$ der Normalkräfte der vier Kopfbolzendübel-Paare am Öffnungsrand 2 sowie die Maximalwerte $S_{2,max}$ bis $S_{4,max}$ der Summen S_2 bis S_4 für die einzelnen Versuche zusammengestellt. Jeweils unter diesen Maximalwerten sind die Verhältnisse zu der in den Versuchen erzielten maximalen Querkraft im Betongurt $V_{c,exp}$ angegeben.

Durch die Mittelwerte wird ersichtlich, dass das Kopfbolzendübel-Paar P3 direkt am Öffnungsrand 2 die größte Kraft in den Betongurt überträgt. Zusammen mit den beiden benachbarten Kopfbolzendübel-Paaren P2 und P4 wird im Mittel 121 % der maximal im Versuch im Betongurt übertragbaren Querkraft in den Betongurt eingeleitet. Wie bereits beschrieben, kann sich hier ein Wert über 100 % dadurch ergeben, dass durch die Kopfbolzendübel auch Kräfte in den Betongurt eingeleitet werden, die als Querkraft im Betongurt von der Öffnung weggeführt werden (vgl. Abschnitt 6.2). Des Weiteren

Tab. 6.5: In den Versuchen gemessene Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare

Versuch	$N_{P1,max}$ [kN]	$N_{P2,max}$ [kN]	$N_{P3,max}$ [kN]	$N_{P4,max}$ [kN]	$S_{2,max}$ [kN]	$S_{3,max}$ [kN]	$S_{4,max}$ [kN]	$V_{c,exp}$ [kN]
	$\frac{N_{P1,max}}{V_{c,exp}}$ [-]	$\frac{N_{P2,max}}{V_{c,exp}}$ [-]	$\frac{N_{P3,max}}{V_{c,exp}}$ [-]	$\frac{N_{P4,max}}{V_{c,exp}}$ [-]	$\frac{S_{2,max}}{V_{c,exp}}$ [-]	$\frac{S_{3,max}}{V_{c,exp}}$ [-]	$\frac{S_{4,max}}{V_{c,exp}}$ [-]	[-]
B2_P_D1	84,45	151,18	180,46	184,29	508,88	409,25	593,33	386,94
	22 %	39 %	47 %	48 %	132 %	106 %	153 %	
B2_0_D1	82,99	167,92	126,97	138,26	430,65	375,63	512,46	352,73
	24 %	48 %	36 %	39 %	122 %	106 %	145 %	
B2_N_D1	120,12	167,09	197,56	138,31	502,41	467,75	604,82	408,40
	29 %	41 %	48 %	34 %	123 %	115 %	148 %	
B2_P_D0	44,65	74,72	151,61	131,72	358,05	270,98	402,70	295,95
	15 %	25 %	51 %	45 %	121 %	92 %	136 %	
B2_P_D2	69,29	120,32	158,18	126,52	368,55	311,32	437,84	349,40
	20 %	34 %	45 %	36 %	105 %	89 %	125 %	
B2_N_D2	87,08	144,94	127,89	138,98	390,78	342,65	464,40	363,08
	24 %	40 %	35 %	38 %	108 %	94 %	128 %	
B2_P_D2_kA	126,65	258,18	257,91	147,16	663,24	642,73	789,89	457,44
	28 %	56 %	56 %	32 %	145 %	141 %	173 %	
B2_N_D2_kA	145,90	221,44	196,03	135,08	534,02	552,71	679,92	464,63
	31 %	48 %	42 %	29 %	115 %	119 %	146 %	
B2_P_D1_MV	96,15	123,62	137,23	129,13	381,45	357,00	477,60	380,81
	25 %	32 %	36 %	34 %	100 %	94 %	125 %	
B2_P_D1_gO	58,53	95,24	103,20	121,46	319,66	242,78	362,25	243,87
	24 %	39 %	42 %	50 %	131 %	100 %	149 %	
B2_P_D1_St	97,09	167,17	254,19	203,81	1)	1)	1)	418,13
	23 %	40 %	61 %	49 %				
B2_P_D1_Qb	101,80	157,35	249,61	165,69	564,12	504,93	665,92	435,19
	23 %	36 %	57 %	38 %	130 %	116 %	153 %	
Mittelwerte der Verhältnisse								
	24 %	40 %	46 %	39 %	121 %	106 %	144 %	
Mittelwerte der Verhältnisse der Versuche mit gedrücktem Betongurt								
	23 %	38 %	50 %	41 %	123 %	105 %	145 %	
Mittelwerte der Verhältnisse der Versuche mit gezogenem Betongurt								
	28 %	43 %	42 %	34 %	115 %	109 %	141 %	

1) Defekt eines Dehnungsmessstreifens bei einer Querkraft im Betongurt von 328 kN

kann gemäß dem Fachwerkmodell die von einem Kopfbolzendübel in den Betongurt eingebrachte Querkraft vom nächsten der Öffnung näheren Kopfbolzendübel wieder hochgehängt werden.

Der Vergleich zwischen den Mittelwerten, die aus den Versuchen mit gedrücktem Betongurt und aus denen mit gezogenem Betongurt gebildet werden, zeigt, dass bei gezogenem Betongurt die Normalkraft in den Kopfbolzendübel-Paaren P1 und P2 größer und in den Paaren P3 und P4 kleiner ist als bei gedrücktem Betongurt. Das bedeutet, die Kraft wird bei gezogenem Betongurt weiter vom Öffnungsrand entfernt in den Betongurt eingeleitet. Dies lässt sich damit erklären, dass der Betongurt durch den Zug und der damit verbundenen Rissbildung ein weicheres Tragverhalten über der Öffnung aufweist. Die Kraft wird daher in einer größeren Entfernung von der Öffnung in den Betogurt eingeleitet und über die Doppelkopfanker bereits vor der Öffnung in die äußeren Bereiche des Betongurts verteilt.

Eine solche Verteilung in die äußeren Betongurtbereiche ist bei dem Versuchskörper B2_P_D0 kaum möglich, da keine Doppelkopfanker zur Verstärkung dieses Bereichs vorhanden sind. Die Querkraft wird hier fast ausschließlich über den mit Kopfbolzendübeln querkraftbewehrten Bereich über die Öffnung transportiert und daher auch erst am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleitet. Die weiter vom Öffnungsrand entfernten Kopfbolzendübel-Paare P1 und P2 werden weniger beansprucht als bei den anderen Versuchen, die mit Doppelkopfankern verstärkt sind.

Bei dem Versuchskörper B2_P_D1_St wurde am Öffnungsrand 2 direkt unterhalb des Kopfbolzendübel-Paares P3 eine Steife angeordnet. Durch diese Verstärkung des Öffnungsrandes wurde in die Kopfbolzendübel oberhalb der Steife ein sehr viel größerer Anteil der Kraft eingeleitet, sodass diese Kopfbolzendübel bei einer Querkraft im Betongurt von etwa 300 kN ihre Streckgrenze erreichten. Bei einer Querkraft von 328 kN wurden die Dehnungen so groß, dass sie mit den Dehnungsmessstreifen nicht mehr gemessen werden konnten. Durch das Erreichen der Streckgrenze kann die Normalkraft in den Kopfbolzendübeln nicht mehr in erheblichem Maße gesteigert werden, sodass die benachbarten Kopfbolzendübel die zusätzliche Kraft übernehmen. Bei Erreichen der Traglast erlangen diese benachbarten Kopfbolzendübel ähnliche Verhältniswerte wie bei den übrigen Versuchen. Die Summen der Normalkräfte der Kopfbolzendübel-Paare können wegen des Ausfalls des Dehnungsmessstreifens nicht berechnet werden.

Aus den Diagrammen auf Seite 134 wird deutlich, dass der Großteil der Kraft, der von den Kopfbolzendübeln in den Betongurt eingeleitet wird, in Längsrichtung im Bereich der Symmetrieebene über die Öffnung transportiert wird. Verdeutlicht wird dies auch in den Diagrammen von Abb. 6.28, die wie die Diagramme auf Seite 134 ebenfalls Auswertungen der Nachrechnungen des Versuchs B2_P_D1 zeigen. Im oberen Diagramm ist die Querkraft im Betongurt in Form von Vektoren dargestellt, wobei die Länge der Vektoren die jeweilige Größe der Querkraft beschreibt. Im unteren Diagramm wird die Größe der Resultierenden durch Isolinien verdeutlicht. In beiden Diagrammen ist die Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 2 als Rechteck eingezeichnet, die durch die drei Kopfbolzendübel-Paare definiert wird, die maßgeblich die Kraft in den Betongurt einleiten. In Abschnitt 7.2.3 wird darauf noch näher eingegangen. Des Weiteren sind die Positionen der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker durch Symbole

gekennzeichnet. Die Orientierung ist identisch mit der von den bereits bekannten Diagrammen.

Es zeigt sich, dass neben der Querkraft, die von der Krafteinleitungsfläche in Längsrichtung über die Öffnung geleitet wird, auch ein nicht unbedeutender Anteil zunächst schräg nach außen zu den Doppelkopfankern übertragen wird, um dann in Längsrichtung umgelenkt zu werden. Außerdem wird noch ein kleiner Anteil der in den Betongurt eingeleiteten Kraft am Öffnungsrand orthogonal zur Symmetrieebene in den auf Querkraft unbewehrten Bereich des Betongurts geführt und dort in Längsrichtung umgelenkt. Durch den in Abschnitt 6.2 angesprochenen Vorzeichenwechsel der Querkraft im Betongurt in Längsrichtung an der Steife kehrt sich die Richtung der Querkraft etwa bei $x = 0{,}4$ m ebenfalls um. Die in den Betongurt eingeleitete Querkraft wird ab dieser Stelle von der Öffnung weg transportiert. Jedoch ist anzumerken, dass dieser Effekt auch auf die Geometrie der „kleinen“ Versuchskörper zurückzuführen ist. Bei den Versuchen von Kohlmeyer mit „großen“ Versuchskörpern wurde eine sehr viel kleinere Querkraft im Betongurt auf der der Öffnung abgewandten Seite der Steife festgestellt. Das bedeutet, dass im Normalfall die Querkräfte, die von der Krafteinleitungsfläche in die der Öffnung abgewandten Richtung geleitet werden, sehr viel geringer sein werden.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Kraft hauptsächlich von dem Kopfbolzendübel-Paar P3 am Öffnungsrand 2 sowie den beiden benachbarten Kopfbolzendübel-Paaren in den Betongurt eingeleitet wird. Die Verteilung der Normalkräfte in den einzelnen Kopfbolzendübeln hängt dabei von der Steifigkeit des Betongurtes sowie des

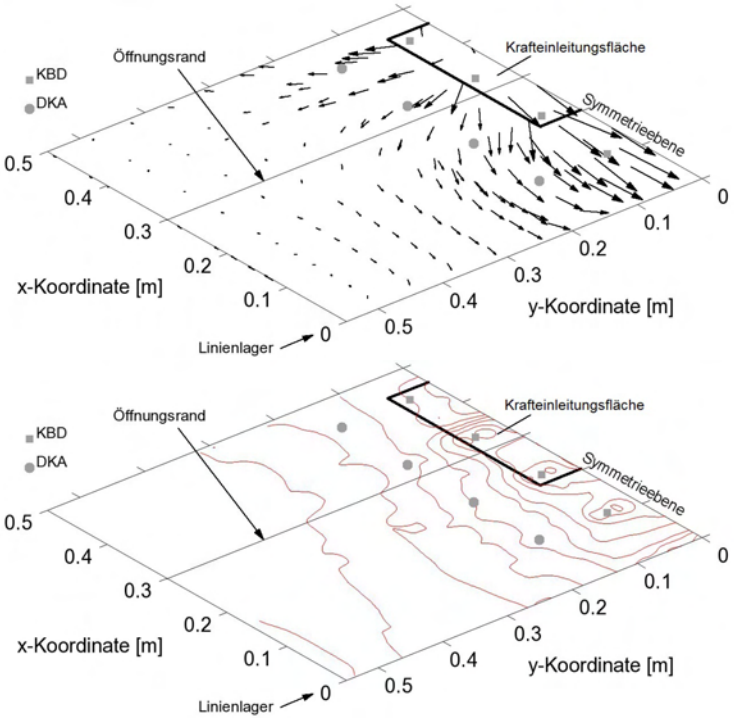


Abb. 6.28: Versuch B2_P_D1: Querkraftvektoren im Betongurt (oben); Isolinien der Querkraft im Betongurt (unten)

verbleibenden oberen Stahlträgerrestes ab. Erstreckt sich z.B. die Öffnung nicht über die gesamte Höhe des Stahlträgersteges, so wird sich der Anteil des über der Öffnung angeordneten Kopfbolzendübel-Paares an der gesamt eingeleiteten Kraft vergrößern. Des Weiteren wird ersichtlich, dass die Einleitung der Querkraft in den Betongurt nicht rotationssymmetrisch erfolgt. Der Großteil der Kraft wird ausgehend von der Krafteinleitungsfläche in dem von den Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern auf Querkraft bewehrten Bereich entlang der Symmetrieachse über die Öffnung geleitet. Ein kleiner Teil der Querkraft wird noch in dem auf Querkraft unbewehrten Bereich über die Öffnung transportiert.

6.5 Transport der Querkraft über der Öffnung

Die im Bereich 2 durch die Kopfbolzendübel eingeleitete Querkraft muss im Betongurt über die Öffnung (Bereich 3) transportiert werden. Die auf dem oberen Flansch des Stahlträgers aufgeschweißten Kopfbolzendübel sowie evtl. daneben angeordnete Doppelkopfanker dienen als Querkraftbewehrung. Wie bereits in den vorangegangen Abschnitten beschrieben wurde, wird der Großteil der Querkraft in dem von Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern querkraftbewehrten Bereich übertragen.

Ein Versagen stellt sich ein, wenn die zu übertragende Querkraft nicht mehr aufgenommen werden kann. Bei den für diese Arbeit durchgeführten Versuchen im Bereich 3 war festzustellen, dass sich zuerst Risse infolge der Querkraftbeanspruchung im äußeren Bereich des Betongurts – dem auf Querkraft unbewehrten Bereich – bilden. Dadurch kann hier kaum noch Querkraft übertragen werden. Wenn die Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker dies nicht durch zusätzliche Kraftaufnahme ausgleichen können, kommt es zum globalen Versagen des Bauteils.

An dieser Stelle muss darauf hingewiesen werden, dass die Untersuchungen des Bereiches 3 mit „kleinen“ Versuchskörpern nicht die reale Situation von – wie z.B. von *Kohlmeyer 2007* geprüften – „großen“ Verbundträgern wiedergeben. Bei den Versuchen wurde am Öffnungsrand 2 eine gleichmäßige Verformung über die gesamte Breite des Bauteils aufgebracht und die Auflagerung erfolgte am Öffnungsrand 1 ebenfalls über die gesamte Breite (vgl. Abschnitt 4.2.3). Dadurch werden die äußeren Bereiche des Betongurts ebenso verformt wie der auf Querkraft bewehrte Bereich um die Längsachse. In „großen“ Verbundträgern erfolgen die Kraftübertragungen zwischen Stahlträger und Betongurt an den Öffnungsrändern immer im Bereich der Längsachse, was dazu führt, dass an dieser Stelle die Verformungen am größten sind und mit größer werdendem seitlichen Abstand zur Längsachse kleiner werden. Schädigungen in den äußeren Bereichen des Betongurtes können erst entstehen, wenn es im Bereich der Längsachse bereits zu großen Verformungen und somit auch einer entsprechenden Rissbildung gekommen ist.

Es ist anzunehmen, dass sich bedingt durch diesen Unterschied die maximal übertragbaren Querkräfte bei den beiden Systemen unterscheiden. Die bei den für diese Arbeit durchgeführten „kleinen“ Versuchen erzielten Ergebnisse liegen jedoch auf der sicheren Seite, da das schwächere Teilsystem – der auf Querkraft unbewehrte äußere Bereich des Betongurts – zuerst geschädigt wird und somit das stärkere Teilsystem – der mit Kopfbolzendübeln und evtl. Doppelkopfankern querkraftbewehrte innere Be-

reich – beim Erreichen der Traglast kaum noch unterstützen kann. Währenddessen kann sich beim „großen“ Verbundträger der Betongurt flexibel verformen, wodurch eine Unterstützung des starken inneren Bereichs durch den schwächeren äußeren Bereich auch beim Erreichen der Traglast möglich ist. Folglich werden mit den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen die Traglasten im Bereich 3 geringfügig unterschätzt.

In Abb. 6.29 sind die Normalkräfte, die während des Versuchs B3_P_D1 in den Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern der Dübelleisten zwischen den gedachten Öffnungsrändern gemessen wurden, visuell dargestellt. Die Flächeninhalte der Kreise geben die Normalkräfte in den jeweiligen Kopfbolzendübeln bzw. Doppelkopfankern bei einzelnen Laststufen an. Die in der Abbildung angegebenen Lasten beschreiben die Querkräfte der Versuchskörper in Öffnungsmitte.

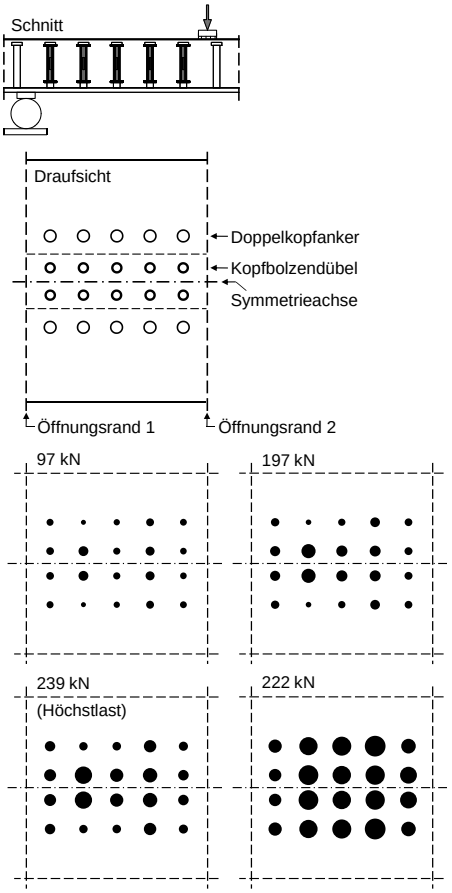


Abb. 6.29: Visuelle Darstellung der Normalkräfte in Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern des Versuchs B3_P_D1 bei verschiedenen Laststufen

Man erkennt, dass bei niedrigem Lastniveau die Normalkräfte in den Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern annähernd gleich groß sind. Bei ansteigender Last werden bis zum Erreichen der Höchstlast die im Bereich der Symmetrieachse angeordneten Kopfbolzendübel insbesondere in der Nähe des Öffnungsrandes 1 stärker belastet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass durch das Biegemoment am Öffnungsrand 1 die unterhalb des Betongurts angeordnete Stahlplatte eine große Druckspannung erfährt. Bis zur Öffnungsmitte wird die Druckspannung über Reibung und durch die Dübelwirkung der aufgeschweißten Kopfbolzendübel an den Betongurt übertragen. Dies führt im Betongurt zu größeren Druckspannungen der zu den Köpfen der Kopfbolzendübel verlaufenden diagonalen Betondruckstreben und damit zu größeren Zugkräften der Kopfbolzendübel. Durch die entstehenden Risse im äußeren auf Querkraft unbewehrten Bereich des Betongurts geht die Querkraftübertragung in diesem Bereich zurück. Kann dies nicht durch den querkraftbewehrten Bereich kompensiert werden, ist die Höchstlast erreicht und es kommt zum Lastabfall des gesamten Systems. Die letzte Grafik in Abb. 6.29 zeigt, dass in diesem Fall die Normalkräfte in den Dübeln wieder ähnlich groß werden. Dies bewirkt eine gleichmäßige Verteilung der

Betondruckstreben auf der Breite des auf Querkraft bewehrten Bereichs und ermöglicht ein duktiles Bauteilversagen.

6.6 Zurückleitung der Querkraft in den Stahlträger am Öffnungsrand 1

Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft vom Betongurt wieder in den Stahlträger zurückgeleitet. Dies geschieht über schräge Betondruckstreben konzentriert am Öffnungsrand. Üblicherweise werden auf beiden Seiten des Stahlträgerstegs Steifen angeordnet, um dessen Ausknicken zu verhindern. Dies führt dazu, dass die Größe der Krafteinleitungsfläche auf der Oberseite des oberen Stahlträgerflansches der Wirkungszone der Steifen entspricht (vgl. Detail in Abb. 3.10 auf Seite 21). Die Geometrie ist in etwa vergleichbar mit einer Stütze, die unter einer Flachdecke angeordnet ist, wobei sich die Frage stellt, ob die Querkraftverteilung im Betongurt als rotationssymmetrisch bezeichnet werden kann.

Aus den Diagrammen auf Seite 137 wird deutlich, dass der Großteil der Kraft in Längsrichtung im Bereich der Symmetrieebene übertragen wird. Verdeutlicht wird dies auch in den Diagrammen von Abb. 6.30, die wie die Diagramme auf Seite 137

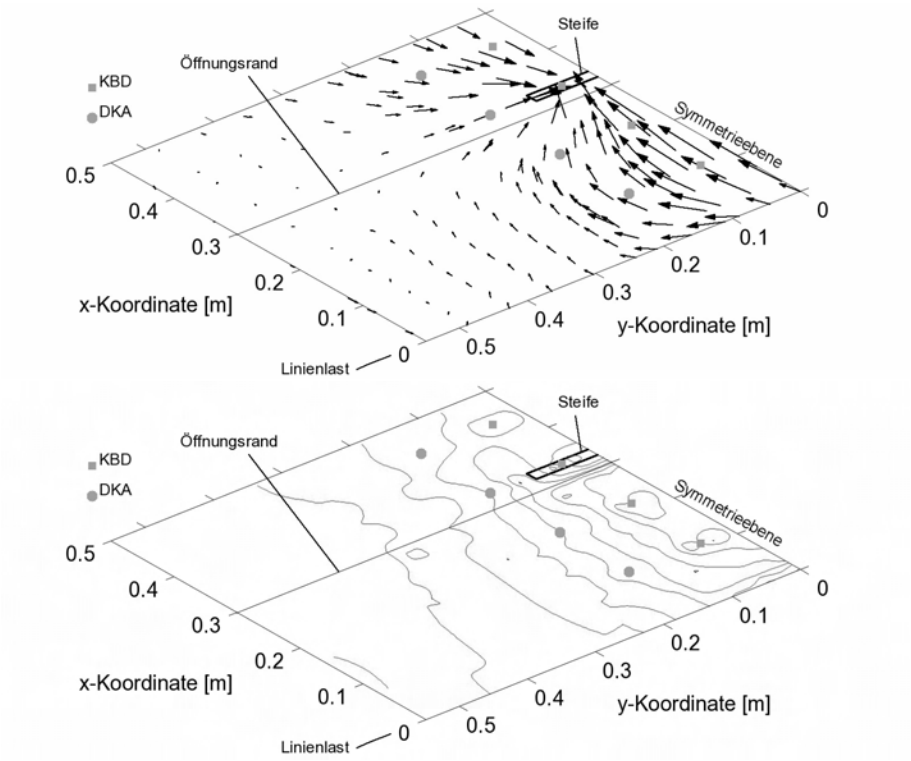


Abb. 6.30: Versuch B1_P_D1: Querkraftvektoren im Betongurt (oben); Isolinien der Querkraft im Betongurt (unten)

ebenfalls Auswertungen der Nachrechnungen des Versuchs B1_P_D1 zeigen. Im oberen Diagramm ist die Querkraft im Betongurt in Form von Vektoren dargestellt, wobei die Länge der Vektoren die jeweilige Größe der Querkraft beschreibt. Im unteren Diagramm wird die Größe der Resultierenden durch Isolinien verdeutlicht. In beiden Diagrammen ist die Position der am Öffnungsrand 1 im Stahlträger eingebauten Steife sowie die Positionen der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker eingezeichnet. Die Orientierung ist identisch mit der von den bereits bekannten Diagrammen.

Es zeigt sich, dass neben der Querkraft, die in Längsrichtung nahe der Symmetrieachse zur Steife geleitet wird, auch die Kraftanteile, die aus dem äußeren Bereich des Betongurts in Querrichtung zur Steife hin übertragen werden, nicht unbedeutend sind. Durch den in Abschnitt 6.2 angesprochenen Vorzeichenwechsel der Querkraft im Betongurt in Längsrichtung an der Steife kehrt sich die Richtung der Querkraft jenseits der Steife ebenfalls um. Auch aus dem der Öffnung abgewandten Bereich wird die Querkraft zur Steife hin transportiert. Jedoch ist an dieser Stelle anzumerken, dass dieser Effekt auch auf die Geometrie der „kleinen“ Versuchskörper zurückzuführen ist. Bei Versuchen mit „großen“ Versuchskörpern wurde von Kohlmeyer eine sehr viel kleinere Querkraft im Betongurt auf der der Öffnung abgewandten Seite der Steife festgestellt. Das bedeutet, dass im Normalfall kaum nennenswerte Querkräfte aus dieser Richtung vom Betongurt zur Steife geleitet werden.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass es sich bei der Einleitung der Querkraft vom Betongurt in den Stahlträger nicht um eine rotationssymmetrische Belastung handelt. Der Großteil der Kraft wird entlang der Symmetrieachse zum Öffnungsrand geleitet und an der Stelle der Steife in den Stahlträger übertragen. Betrachtet man einen schmalen Betonstreifen in der Symmetrieebene mit der Breite der Steife, so wird über diesen Streifen in der Mitte zwischen Linienlast und Öffnungsrand etwa die Hälfte der Querkraft übertragen, die in diesem Querschnitt auf der gesamten Breite des Betongurts vorhanden ist. Die andere Hälfte der Querkraft ist im restlichen Betongurt verteilt. Sie wird entweder bis zum Öffnungsrand noch in den genannten Streifen übertragen oder aus dem äußeren Bereich des Betongurts direkt in die Steife eingeleitet (Abb. 6.30 oben).

6.7 Auswirkungen der Dübelleisten auf das Querkrafttragverhalten des Betongurts

Mittels der durchgeführten Versuche wurden speziell die Auswirkungen der mit Doppelkopfankern bestückten Dübelleisten auf das Querkrafttragverhalten des Betongurts untersucht. Von insgesamt 28 Versuchen waren bei 25 Versuchen die Betongurte auf beiden Seiten der Kopfbolzendübel mit Dübelleisten verstärkt worden, wobei deren Anordnung und die Belastung der Versuchskörper variiert wurden. Das komplette Versuchsprogramm ist in Tab. 4.1 auf Seite 35 zusammengestellt.

Durch die Verstärkung mit Dübelleisten konnte die Tragfähigkeit der Versuchskörper erheblich gesteigert werden. In Tab. 6.6 sind die Traglaststeigerungen der einzelnen Versuche mit Dübelleisten gegenüber den Versuchen ohne Dübelleisten bzw. gegenüber der Grundkonstellation, bei der eine Dübelleiste je Seite verbaut war, aufgeführt.

Es ist zu beachten, dass die Betonfestigkeiten der einzelnen Versuche voneinander abwichen und bei den folgenden Betrachtungen nicht berücksichtigt werden.

Bei den Versuchen mit gedrücktem Betongurt wird deutlich, dass bei Anordnung von einer Dübelleiste je Seite, was der Grundkonstellation entspricht, die Traglast in allen drei Bereichen bereits um mindestens 18,3 % gesteigert werden konnte. Bei den Versuchen in den Bereichen 1 und 2 bildeten sich ohne Verwendung von Dübelleisten Ausbruch- oder Durchstanzkegel mit flach verlaufenden Rissen. Durch den Einsatz einer Dübelleiste je Seite konnten diese Risse verzahnt werden. Das Versagen konnte damit hinausgezögert und die Traglast gesteigert werden. Im Bereich 3 war im Versuchskörper B3_P_D1 durch die Anordnung von Dübelleisten mehr Querkraftbewehrung im Betongurt vorhanden, was neben dem breiteren Betongurt für eine größere Traglast im Versuch sorgte.

Bei Verwendung von zwei Dübelleisten je Seite konnte bei den Versuchen in den Bereichen 1 und 2 sogar eine Traglaststeigerung von bis zu 54,5 % festgestellt werden. Hier war die Position der beiden Dübelleisten im Betongurt entscheidend.

Wie bereits erwähnt, wird im Bereich 2 die Querkraft durch die Kopfbolzendübel in den Betongurt übertragen. In der Grundkonstellation hatten die Dübelleisten einen seitlichen Abstand von 105 mm zu den Kopfbolzendübeln (siehe Abb. 4.14 auf Seite 37). Wie in Abschnitt 6.1.2 gezeigt wurde, bildete sich ein Versagensriss zwischen den Kopfbolzendübeln und den Doppelkopfankern. In einem solchen Fall ist eine weitere Dübelleiste, die neben der ersten angeordnet wird (vgl. Abb. 4.15), wirkungslos. Mit dem Versuchskörper B2_P_D2 konnte im Versuch daher keine größere Traglast erreicht werden, als mit dem Versuchskörper der Grundkonstellation (B2_P_D1). Im Versuch B2_P_D2_kA wurden die Dübelleisten näher an den Kopfbolzendübeln platziert (vgl. Abb. 4.16), wobei die Abstände unter Berücksichtigung der Grenzwerte gemäß Abschnitt 10.5 der *DIN 1045-1:2008-08* für die Anordnung von Durchstanzbewehrung gewählt wurden. Ein Ausreißen der Kopfbolzendübel konnte somit gänzlich verhindert und die Traglast nochmals erheblich gesteigert werden.

Tab. 6.6: Traglaststeigerungen durch den Einsatz von Dübelleisten

	Versuchsbezeichnung	max. Querkraft $V_{c,exp}$ [kN]	Steigerung gegenüber	
			Versuch ohne Dübelleiste	Grundkonstellation
Versuche mit gedrücktem Betongurt	B1_P_D1	524,4	20,3 %	
	B1_P_D2	646,9	48,4 %	23,4 %
	B1_P_D2_kA	668,4	53,4 %	27,5 %
	B2_P_D1	386,9	30,7 %	
	B2_P_D2	349,4	18,0 %	-9,7 %
	B2_P_D2_kA	457,4	54,5 %	18,2 %
	B3_P_D1	238,6	18,3 %	
Versuche mit gezogenem Betongurt	B1_N_D2	505,7		4,5 %
	B1_N_D2_kA	578,5		19,6 %
	B2_N_D2	363,1		-11,1 %
	B2_N_D2_kA	464,6		13,8 %

Im Bereich 1 wird die Querkraft vom Betongurt in den Stahlträger geleitet, wobei die Krafteinleitung mittels Betondruckstreben auf der gesamten Breite des oberen Stahlträgerflansches erfolgt. Dadurch werden die oben genannten Grenzwerte bereits bei den im Versuch B1_P_D2 gewählten Abständen der Doppelkopfanker zu den Kopfbolzendübeln eingehalten. Somit wurde bereits bei diesem Versuch ein Durchstanzversagen verhindert und eine Laststeigerung von 48,4 % gegenüber dem Versuch ohne Dübelleisten erzielt. Die engere Anordnung der Dübelleisten erbrachte lediglich eine weitere Traglaststeigerung von etwa 3 %.

Bei den Versuchen mit gezogenem Betongurt wurde kein Versuch ohne Dübelleisten durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche mit gezogenem Betongurt können daher lediglich mit denen der Versuche verglichen werden, die mit einer Dübelleiste je Seite (Grundkonstellation) versehen waren. Gegenüber den oben beschriebenen Versuchen mit gedrücktem Betongurt sind die Traglaststeigerungen geringer, was damit zu begründen ist, dass sich in dem auf Zug beanspruchten Betongurt die Druckstreben steiler einstellen und somit ein Durchstanzen bzw. Ausreißen der Kopfbolzendübel begünstigt wird. Im Bereich 2 konnte ebenfalls beobachtet werden, dass das bloße Hinzufügen einer zweiten Dübelleiste je Seite keine Traglaststeigerung mit sich bringen muss. Bei Versuch B2_N_D2 bildete sich der Versagensriss zwischen den Kopfbolzendübeln und den Doppelkopfankern der ersten Dübelleiste. Die zweite Dübelleiste war hier wirkungslos und die Traglast um 11,8 % geringer als bei dem Versuch mit nur einer Dübelleiste je Seite. Eine Steigerung der Traglast von 13,8 % stellte sich beim Einsatz von zwei Dübelleisten je Seite und deren Platzierung nahe den Kopfbolzendübeln ein (Versuch B2_N_D2_kA), wobei das Ausreißen der Kopfbolzendübel nicht verhindert, sondern lediglich hinausgezögert werden konnte. Bei Versuch B1_N_D2 wurde eine Laststeigerung von nur 4,5 % erreicht, was auf die niedrige Betonfestigkeit zurückzuführen ist. Mit dem Versuchskörper B1_N_D2_kA wurde eine um 19,6 % größere Traglast bei einer etwas höheren Betonfestigkeit gegenüber dem Versuch der Grundkonstellation erreicht.

Wie oben gezeigt, erreichten die Versuchskörper mit zwei Dübelleisten je Seite und einem geringen Abstand zu den Kopfbolzendübeln bei den Versuchen in den Bereichen 1 und 2 die größten Traglasten. Daher sollen die Versuche B1_P_D2_kA und B2_P_D2_kA mit gedrücktem Betongurt näher betrachtet werden. In Abb. 6.31 sind die Normalkräfte, die während der Versuche in den Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern der Dübelleisten gemessen wurden, visuell dargestellt. Dazu werden die beiden Versuchskörper – B1_P_D2_kA auf der linken Seite und B2_P_D2_kA auf der rechten Seite – grafisch aneinandergefügt. Die Flächeninhalte der Kreise sind äquivalent zu den Normalkräften in den jeweiligen Kopfbolzendübeln bzw. Doppelkopfankern der einzelnen Laststufen. Die in der Abbildung angegebenen Lasten beschreiben die Querkräfte im Betongurt in Öffnungsmitte.

Man kann deutlich erkennen, dass die Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 bereits bei kleiner Querkraft im Betongurt sehr große Normalkräfte aufweisen, da hier die Querkraft vom Stahlträgersteg über die Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet werden muss. Die Querkraft wird in diesem frühen Stadium des Versuchs nur in einem kleinen Bereich um die Symmetrieachse, in dem die Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung dienen, über die Öffnung hinweg geleitet. Die Doppelkopfanker werden daher noch kaum beansprucht. Erst wenn der Bereich um die Symmetrieachse durch Risse geschwächt ist, steigen die Normalkräfte in den Doppelkopfankern an. Die Querkraft wird nun auch über die weiter außen liegenden Bereiche zur Öffnungsmitte geleitet und die Doppelkopfanker verzahnen den Bereich um die Krafteinleitung. Dadurch kann das Ausreißen der Kopfbolzendübel deutlich hinausgezögert werden.

Die Normalkräfte der Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker am Öffnungsrand 1 sind anfangs sehr gering, da die Querkraft vom Betongurt über Druckstreben in den Stahlträgersteg zurückgeleitet wird. Erst bei größer werdender Querkraft vergrößert sich der Druckstrebenwinkel im Betongurt und die Kraft muss durch die Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker gemäß dem Fachwerkmodell wieder nach oben gezogen werden. Es ist zu erkennen, dass die Normalkräfte von Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern in der Nähe der Öffnungsmitte ähnlich groß sind. Dies zeigt, dass der Bereich, in dem die Querkraft im Betongurt übertragen wird, sehr breit ist und sich bis zur äußeren Dübelleiste erstreckt.

Am Öffnungsrand 1 wird direkt am Fußpunkt der dort platzierten Kopfbolzendübel die Kraft in den Stahlträger eingelei-

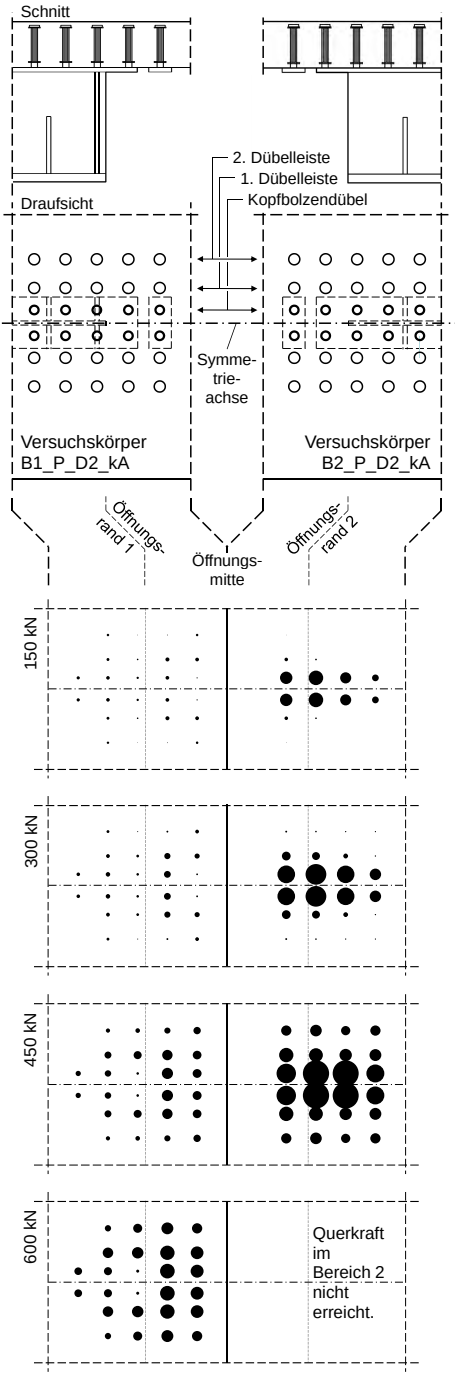


Abb. 6.31: Visuelle Darstellung der Normalkräfte in Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern

tet, daher entstehen in diesen Kopfbolzendübeln keine nennenswerten Normalkräfte. Die Doppelkopfanker verzahnen den Bereich um die konzentrierte Krafteinleitung. So kann auch hier das Durchstanzversagen deutlich hinausgezögert oder ganz verhindert werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass bereits beim Einsatz von jeweils einer Dübelleiste je Seite deutlich mehr Querkraft im Bereich der Öffnung durch den Betongurt übertragen werden kann. Das Versagen in den Bereichen 1 und 2 wird durch die Anordnung von Dübelleisten deutlich hinausgezögert, weil sich die Kraftein- bzw. -ausleitungsbereiche verzahnen und somit das Ausreißen der Kopfbolzendübel bzw. das Durchstanzen erschweren. Bei Verwendung von zwei Dübelleisten je Seite war die Anordnung der ersten Dübelleiste im Abstand von 75 mm zu den Kopfbolzendübeln (siehe Abb. 4.16 auf Seite 38) am wirkungsvollsten, da auf diese Weise meist das Ausreißen der Kopfbolzendübel bzw. Durchstanzversagen verhindert werden konnte und somit sehr große Traglasten und ein duktileres Bauteilversagen erzielt wurden.

6.8 Einfluss von Querbiegung im Betongurt auf dessen Querkrafttragverhalten

Ist im Betongurt ein negatives Biegemoment in Querrichtung vorhanden, so ist zu vermuten, dass durch dieses die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Bereich der Stegöffnung reduziert wird. Daher wurden zwei Versuche in den Bereichen 1 und 2 durchgeführt, bei denen der Betongurt jeweils außerhalb der Längsachse des Verbundträgers vertikal belastet wurde, was zu einer Biegebeanspruchung des Betongurtes in Querrichtung führte (vgl. Abschnitt 4.5.5.3).

Mit dem Versuch B2_P_D1_Qb konnte im Öffnungsbereich jedoch bei ähnlicher Betondruckfestigkeit eine um 12,5 % größere Querkraft im Betongurt als beim Referenzversuch B2_P_D1 erzielt werden (vgl. Tab. 6.1 auf Seite 114). Bis auf die Erzeugung des Biegemomentes im Betongurt in Querrichtung durch die vertikale Belastung des Betongurts wurden die Versuchskörper identisch hergestellt und belastet. Abb. 6.32 zeigt die Querkraftvektoren im Betongurt des Versuchskörpers B2_P_D1_Qb, die mithilfe der FE-Berechnung ermittelt wurden. Die vom Linienlager aufgenommene Vertikallast beträgt dabei etwa 300 kN, von denen etwa 250 kN über die Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet und zum Auflager geführt werden. Die restlichen 50 kN werden als Linienlast am äußeren Rand des Betongurts aufgebracht. Daher dominiert die Kraftabtragung in Längsrichtung und die am äußeren Rand aufgebrachte Vertikallast wird ebenfalls in Längsrichtung abgelenkt. Dies lässt sich auch in den Momenten des Betongurts in Querrichtung in der Symmetrieebene des Verbundträgers erkennen, wenn die durch die FE-Berechnung ermittelten Spannungen des Betongurtes in Querrichtung oder die im Versuch gemessenen Dehnungen der Querbewehrung betrachtet werden. In Abb. 6.33 sind die Dehnungen der oberen und der unteren Querbewehrung über dem Abstand zum Linienlager aufgetragen, wobei nur die Dehnungen der an den Markierungen gelegenen Bewehrungsstäbe gemessen wurden. Der Öffnungsrand 2 befindet sich bei x = 300 mm. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass die Dehnungsdifferenz zwischen oberer und unterer Querbewehrung am Öffnungsrand minimal ist und mit größer werdender Entfernung zum Öffnungsrand

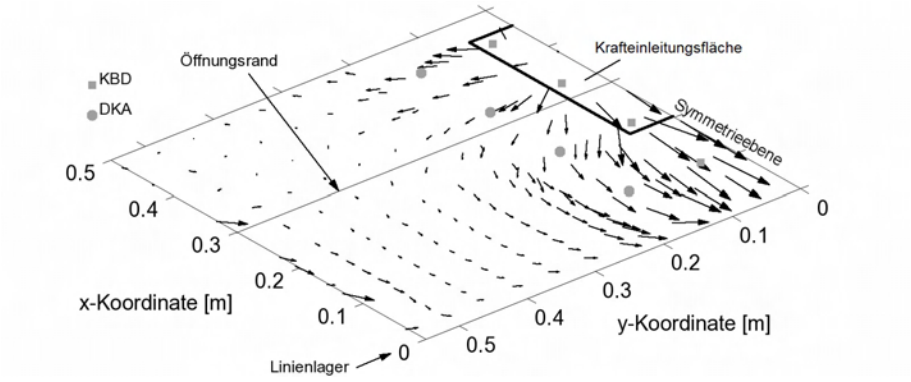


Abb. 6.32: Versuch B2_P_D1_Qb: Querkraftvektoren im Betongurt bei einer Lagerlast am Linienlager von V_c = 300 kN

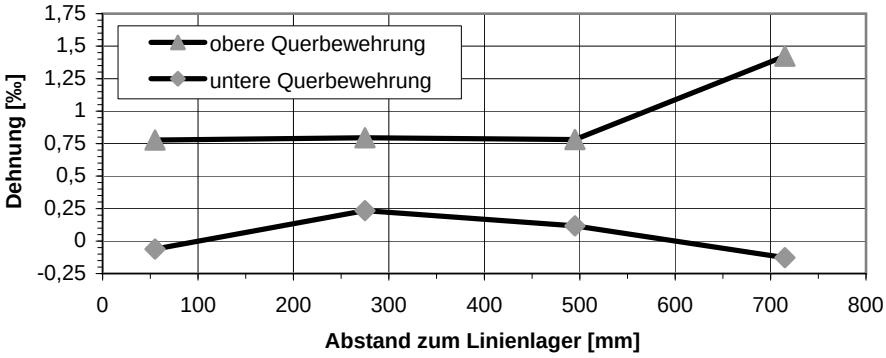


Abb. 6.33: Versuch B2_P_D1_Qb: Gemessene Dehnung der Querbewehrung in der Trägerlängsachse bei einer Lagerlast am Linienlager von V_c = 300 kN

größer wird. Dies lässt direkt auf das Biegemoment in Querrichtung schließen, welches am Öffnungsrand minimal ist. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die im äußeren Bereich des Betongurtes eingeleitete Vertikallast nicht orthogonal zur Symmetrieebene zur Achse des Verbundträgers geleitet wird, sondern zum Linienlager hin bzw. zu einem weiter vom Öffnungsrand entfernten nicht von einer Stegöffnung geschwächten Bereich abgelenkt wird.

Übertragen auf einen „großen“ Verbundträger mit Stegöffnung bedeutet dies, dass die neben dem Öffnungsrand 2 eingeleiteten Vertikallasten in Richtung des Öffnungsrandes 1 geführt werden, was durch die Untersuchungen am Versuchskörper B1_P_D1_Qb bestätigt wird. Im Bereich 1 wird die Querkraft, die im Betongurt in Längsrichtung über die Öffnung transportiert wird, konzentriert am Öffnungsrand 1 in den Stahlträger eingeleitet. So wird auch die am äußeren Rand des Betongurts eingeleitete Vertikallast in Richtung des Öffnungsrandes 1 abgelenkt, was die Querkraftvektoren in Abb. 6.34 zeigen. Entsprechend ist das Biegemoment in Querrichtung im Betongurt am Öffnungsrand maximal, was in Abb. 6.35 mit den im Versuch gemessenen Dehnungen der Querbewehrung belegt wird. Die Dehnungsdifferenz der oberen

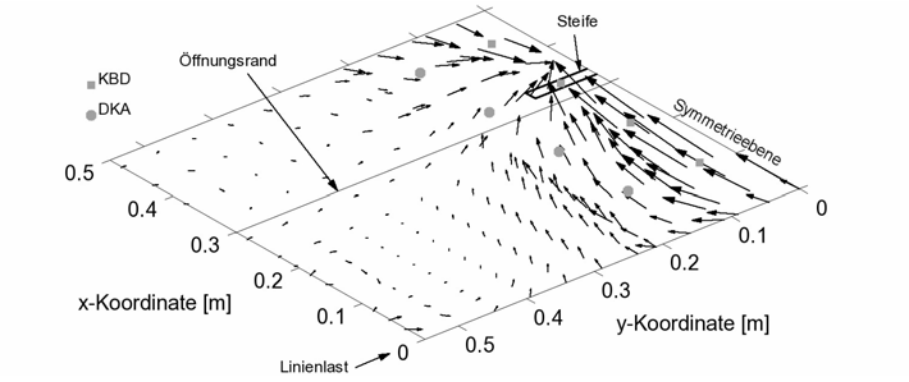


Abb. 6.34: Versuch B1_P_D1_Qb: Querkraftvektoren im Betongurt bei einer Linienlast von V_c = 300 kN

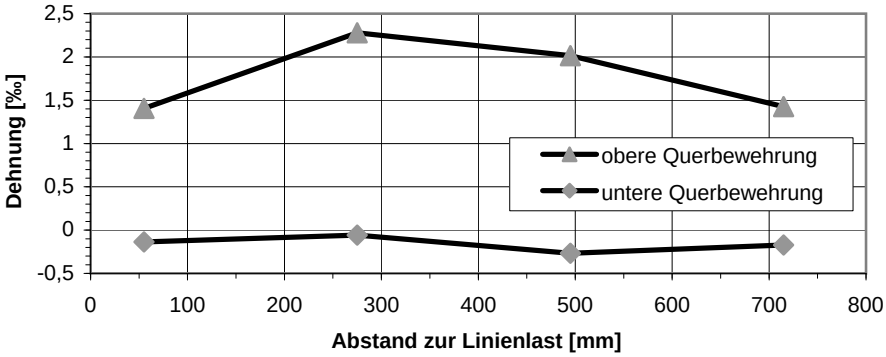


Abb. 6.35: Versuch B1_P_D1_Qb: Gemessene Dehnung der Querbewehrung in der Trägerlängsachse bei einer Linienlast von V_c = 300 kN

und unteren Querbewehrung ist am Öffnungsrand 1 (bei x = 300 mm) maximal und fällt mit größer werdender Entfernung ab. Entsprechend verhält es sich mit dem Biegemoment im Betongurt in Querrichtung in der Verbundträgerachse. Besonders zur Linienlast hin fällt die Dehnungsdifferenz sehr stark ab, was darauf hindeutet, dass die zwischen Öffnungsmitte und Öffnungsrand 1 auf den Betongurt einwirkende Vertikallast direkt zum Öffnungsrand 1 hin transportiert wird.

Dies macht deutlich, dass ein großer Anteil der neben der Verbundträgerachse auf den Betongurt einwirkenden Vertikallasten zusätzlich zu der über die Öffnung transportierten Querkraft am Öffnungsrand 1 in den Stahlträger eingeleitet wird. Dies führt zu einem früher eintretenden Durchstanzversagen in diesem Bereich, was aus Versuchsergebnissen (vgl. 6.3 auf Seite 123) hervorgeht. Bei der Entwicklung eines Nachweiskonzeptes muss diese Problematik gesondert betrachtet werden, worauf in Abschnitt 7.5 eingegangen wird.

7 Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts

7.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird ein ingenieurmäßiges Nachweiskonzept für Verbundträger vorgestellt, mit dem der Querkraftwiderstand eines mit Dübelleisten verstärkten Betongurts im Bereich von großen Stegöffnungen berechnet werden kann. Die Funktionsweise des Nachweiskonzeptes wird in Abschnitt 7.2 erläutert. Das hier vorgestellte Konzept baut auf dem von *Kohlmeyer 2007* auf, das in Kapitel 3 bereits beschrieben wurde. Einzelheiten wie z.B. die Ermittlung der Sekundärschnittgrößen werden aus diesem Konzept übernommen. Auf die Sekundärschnittgrößen wird in Abschnitt 7.3 eingegangen.

Der Schwerpunkt des hier beschriebenen Konzeptes liegt auf der Ermittlung des Querkraftwiderstandes des Betongurts. Dieser wird an drei Stellen, die den drei in dieser Arbeit untersuchten Bereichen entsprechen, bestimmt. In Abschnitt 7.4 werden die zu führenden Nachweise für jeden Bereich vorgestellt. Die in den Versuchen erzielten maximalen Querkräfte im Betongurt werden anschließend mit den mittleren Querkraftwiderständen, die mithilfe der im Nachweiskonzept entwickelten Gleichungen berechnet werden, verglichen, um das vorgestellte Konzept zu überprüfen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche, aus deren Ergebnissen das hier beschriebene Nachweiskonzept abgeleitet wird, bilden nur ein sehr kleines Spektrum von möglichen Geometrien von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen ab. Des Weiteren ist auch das Anordnen von Doppelkopfankern zur Verstärkung des Betongurts sehr variabel. Es hat sich jedoch gezeigt, dass besonders die Anordnung von zwei Dübelleisten je Seite sehr vorteilhaft ist und dadurch größere Traglasten erreicht werden können. Dabei müssen jedoch für die Positionierung der Doppelkopfanker sehr strenge Vorgaben gemacht werden. Die sich daraus ableitenden Konstruktionsregeln, die zur Anwendung des hier beschriebenen Nachweiskonzeptes zwingend einzuhalten sind, werden in Abschnitt 7.6 aufgeführt.

7.2 Entwicklung des Nachweiskonzeptes

7.2.1 Allgemeines

In Abschnitt 6.7 wird gezeigt, dass durch den Einsatz von Dübelleisten im Betongurt dessen Querkrafttragfähigkeit bei der vorliegenden Geometrie um bis zu 54,5 % gesteigert werden kann. Mit dem hier vorgestellten Nachweiskonzept ist es möglich, die

Querkrafttragfähigkeit des Betongurts dementsprechend nachzuweisen, um auch in der Praxis eine deutliche Traglaststeigerung nutzen zu können.

In dem von *Kohlmeyer 2007* vorgeschlagenen Nachweiskonzept wird die Querkraft in zwei Zonen über die Öffnung geleitet (vgl. Abb. 3.10 auf Seite 21). Die Zone 1 besteht aus einem schmalen Streifen in der Achse des Verbundträgers, in dem die auf dem oberen Flansch des Stahlträgers aufgeschweißten Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung wirken. Die Außenkanten der Kopfbolzendübelköpfe begrenzen die Zone 1 auf beiden Seiten. Die Zone 2 besteht aus zwei Teilen und schließt auf beiden Seiten an die Zone 1 an. Die Breite der Zone 2 ist ebenfalls begrenzt, worauf noch eingegangen wird. In der Zone 2 ist keinerlei Querkraftbewehrung vorhanden. Die Querkraft- bzw. Durchstanznachweise, die an die Nachweisverfahren der *DIN 1045-1:2001-07* angelehnt sind, sind in drei Bereichen – an den Öffnungsrändern und über der Öffnung – zu führen. Der Querkraftwiderstand in Zone 1 wird unter Berücksichtigung der Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung berechnet und ist in allen drei Bereichen gleich groß. In Zone 2 wird im Bereich über der Öffnung der Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung bestimmt. An den Öffnungsrändern werden Durchstanzwiderstände unter der Annahme berechnet, dass sich die Kraft auf beiden Seiten des Stahlträgers über einen Viertelkreis zur Öffnung hin ausbreitet, wobei der Radius dem kritischen Rundschnitt entspricht. Aus den Summen der Widerstände aus beiden Zonen ergeben sich die Gesamtwiderstände in den jeweiligen Bereichen.

Die Grundzüge des oben beschriebenen Nachweiskonzeptes von *Kohlmeyer 2007* sollen auch beim Einsatz von Dübelleisten erhalten bleiben, jedoch werden einige grundlegende Änderungen vorgeschlagen, die im Folgenden beschrieben werden. Die Querkraftübertragung ist in Abb. 7.1 schematisch dargestellt.

7.2.2 Bereich 3

In Kapitel 6 wird gezeigt, dass sich die Querkraftübertragung im Betongurt in Längsrichtung in der Längsachse des Verbundträgers konzentriert und sich zu den Rändern des Betongurtes hin deutlich verringert. Die Dehnungsmessungen an den Doppelkopfankern in den Versuchen sowie die FE-Berechnungen haben gezeigt, dass die mittlere Zone in der Längsachse des Trägers bis zur jeweils ersten Dübelleiste je Seite als die Zone anzusehen ist, die den Großteil der Querkraft über die Öffnung transportiert. Daher wird vorgeschlagen, die Zone 1 bis zu den Außenkanten dieser Doppelkopfanker zu vergrößern, wodurch in der Bemessung eine wesentlich breitere Zone mit Querkraftbewehrung zur Verfügung steht. Es hat sich in den Untersuchungen ebenfalls gezeigt, dass die Anordnung einer zweiten Dübelleiste je Seite sehr sinnvoll ist, weil der sich ausbildende Durchstanzkegel an den Öffnungsrändern verzahnt wird und somit das Versagen hinausgezögert wird. Die Querkraftübertragung in Längsrichtung ist in den äußeren Bereichen des Betongurts weiterhin gering. Daher wird vorgeschlagen, im Bereich über der Öffnung (Bereich 3) die Zone 2 in der Bemessung als Zone ohne Querkraftbewehrung anzusehen. Die in der Zone 2 vorhandenen Doppelkopfanker werden bei der Bemessung vernachlässigt. Auf die Ermittlung der Breite der Zone 2 wird in den nächsten Abschnitten eingegangen.

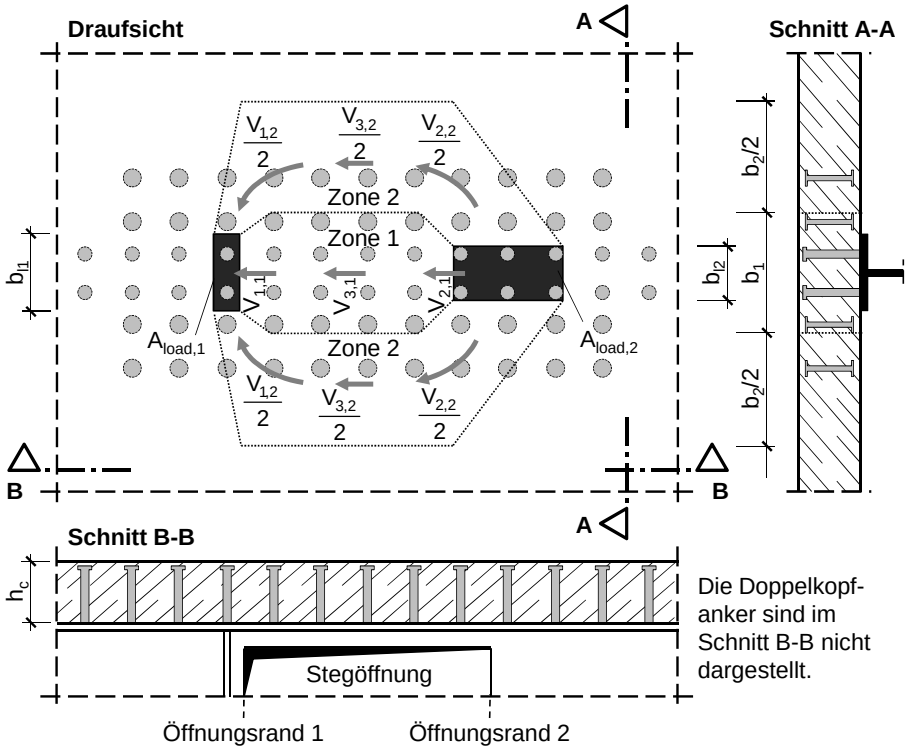


Abb. 7.1: Querkraftübertragung im Betongurt

7.2.3 Bereich 2

Am Öffnungsrand 2 wird die Kraft maßgeblich durch drei Kopfbolzendübel-Paare in den Betongurt eingeleitet. Das die Kopfbolzendübelköpfe umhüllende Rechteck beschreibt die Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$ mit einer Breite von b_{l2}. Abb. 7.2 zeigt schematisch die Krafteinleitung in den Betongurt im Bereich 2. Die roten Linien beschreiben die Ausbreitung der Querkraft von der Krafteinleitungsfläche in Längsrichtung, die grünen Linien die Ausbreitung in Querrichtung. Zunächst wird auf die Ausbreitung in Längsrichtung eingegangen.

Üblicherweise erfolgt die Bemessung von Kopfbolzendübeln nach deren Zulassungen wie z.B. der *ETA-03/0041*. Darin wird das Ausreißen der Kopfbolzendübel als Betonausbruch bezeichnet und die in den Beton einleitbare Kraft nach dem CC-Verfahren ermittelt. Für das hier gezeigte Nachweiskonzept ist dieses Verfahren jedoch nicht anwendbar, weil darin die Traglast nicht durch Doppelkopfanker gesteigert werden kann, die neben den Kopfbolzendübeln angeordnet sind. Es ist zwar möglich, eine Rückhängebewehrung zu berücksichtigen, die jedoch direkt neben den Kopfbolzendübeln angeordnet werden muss, was beim Einsatz in Verbundträgern wegen der geringen Betongurthöhe nicht ausführbar ist. Für das hier gezeigte Nachweiskonzept wird daher auf die in *DIN EN 1992-1-1* aufgeführten Nachweise für Querkraft und Durchstanzen zurückgegriffen.

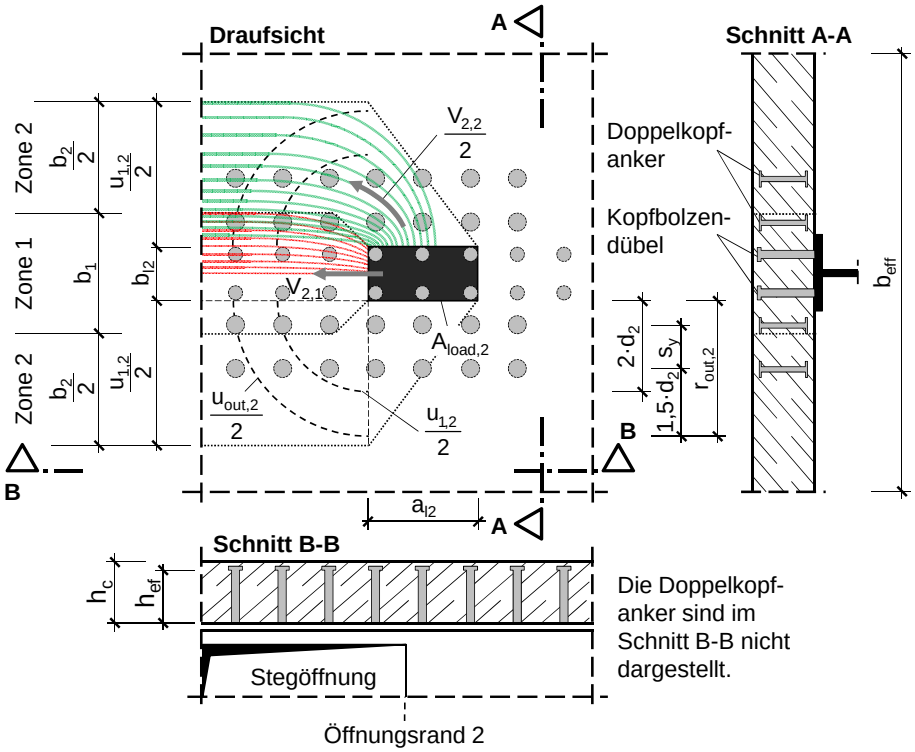


Abb. 7.2: Krafteinleitung in den Betongurt am Öffnungsrand 2

Wie in Abb. 6.28 auf Seite 143 anschaulich dargestellt, wird der Großteil der Kraft ausgehend von der Krafteinleitungsfläche in die Zone 1 übertragen, wobei die Kraftausbreitung fächerförmig bis zur jeweils ersten Dübelleiste seitlich neben dem Stahlträger erfolgt, was in Abb. 7.2 durch die roten Linien angedeutet wird. Von den Doppelkopfankern der Dübelleisten wird die Kraft umgelenkt und in Längsrichtung weiter geleitet. Dadurch werden Zugspannungen in Querrichtung im Betongurt verursacht, die bei der Bemessung der Querbewehrung berücksichtigt werden müssen.

An den Köpfen der Kopfbolzendübel im Krafteinleitungsbereich bewirkt die fächerförmige Kraftausbreitung eine Druckkraft in Querrichtung. Des Weiteren existiert an dieser Stelle ein positives Sekundärmoment, sodass im Bereich der Kopfbolzendübelköpfe in Längsrichtung der Beton ebenfalls eine Druckspannung aufweist. Man kann daher von einem mehrachsialen Betondruckspannungszustand sprechen, der sich an den Kopfbolzendübelköpfen einstellt, von denen sich die Druckstreben fächerförmig ausbreiten. Nach *DIN EN 1992-1-1* dürfen bei einer mehrachsialen Druckbeanspruchung höhere Betonfestigkeiten angesetzt werden. Es wird daher vorgeschlagen, die Bemessungsquerkraft, die sich aus dem Druckstrebennachweis ergibt, zu erhöhen, um die mehrachsialen Druckbeanspruchung des Betons zu berücksichtigen.

Es ergibt sich somit ein Faktor, der die Kraftübertragung von der Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$ in die Zone 1 des Bereiches 3 beeinflusst. Für das Nachweiskonzept erscheint es jedoch sehr unzweckmäßig, diesen Faktor im Rahmen des Nachweises zu be-

stimmen, da es einen unverhältnismäßig großen Rechenaufwand erfordern würde, die Betonspannungen im Bereich 2 zu ermitteln, um daraus einen Faktor zur Berücksichtigung der mehrachsialen Druckfestigkeit des Betons zu bestimmen. Daher erscheint es sinnvoll, für das Nachweiskonzept einen Faktor φ_2 anhand der durchgeführten Versuche empirisch zu ermitteln, um diesen Aspekt zu berücksichtigen.

Aus Abb. 6.28 wird weiterhin ersichtlich, dass von der Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$ die Querkraft auch orthogonal zur Symmetrieebene in den Betongurt eingeleitet wird, was in Abb. 7.2 durch die grünen Linien angedeutet wird. Ein großer Anteil, der über die Öffnung hinweg geleitet wird, wird jedoch im Bereich der ersten Dübelleiste in Längsrichtung umgelenkt. Daher erscheint es sinnvoll, die von *Kohlmeyer 2007* eingeführten Viertelkreise um die zur Öffnung gewandten Ecken der Krafteinleitungsfläche als kritische Rundschnitte für die Bestimmung des Durchstanzwiderstandes im Nachweiskonzept beizubehalten.

Durch die Wahl der Viertelkreise als kritische Rundschnitte kommt es zur Überschneidung mit der fächerförmigen Kraftausbreitung von der Krafteinleitungsfläche auf die Breite der Zone 1 über der Öffnung. Betrachtet man den Vektorenverlauf in Abb. 6.28, erscheint diese Anordnung sinnvoll, da in die äußeren Bereiche der Zone 1 die Querkraft sowohl direkt von der Krafteinleitungsfläche als auch über die Doppelkopfanker, die seitlich neben der Krafteinleitungsfläche platziert sind, eingeleitet wird. Es muss jedoch nachgewiesen werden, dass in der Zone 1 die zusätzliche Querkraft aufgenommen werden kann.

Die Breite der Zone 2 ergibt sich aus der Länge der abgewickelten Rundschnitte $u_{1,2}$ abzüglich der Breite, in der sich die Rundschnitte mit der Zone 1 überschneiden. Die Gesamtbreite der Kraftübertragung, die sich aus der Summe der Breiten der Zonen 1 und 2 ergibt, darf die effektive Betongurtbreite b_{eff} nach *DIN EN 1994-1-1*, Abschnitt 5.4.1.2 nicht überschreiten. Im Bereich 3 wird die Breite der Zone 2 aus der minimalen Breite der Zone 2 in den Bereichen 1 und 2 bestimmt.

7.2.4 Bereich 1

Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft sehr konzentriert über Druckkontakt vom Betongurt in den oberen Flansch des Stahlträgers eingeleitet. Um ein Beulen des Stahlträgersteges zu verhindern, sollte an dieser Stelle eine Steife angeordnet werden. In *Kohlmeyer 2007* wird empfohlen als Krafteinleitungsfläche $A_{load,1}$ den Einzugsbereich der Steife zu wählen, der in Abb. 7.3 (Detail A) skizziert ist. Des Weiteren wird in der Abbildung schematisch die Krafteinleitung der Querkraft vom Betongurt in den Stahlträger gezeigt.

Analog zum Öffnungsrand 2 wird am Öffnungsrand 1 der Großteil der Querkraft von der Zone 1 zur Krafteinleitungsfläche transportiert. Auch hier kann die Kraftausbreitung als fächerförmig beschrieben werden, sodass wiederum Zugspannungen in Querrichtung über der Öffnung und Druckspannungen in Querrichtung im Bereich der Krafteinleitungsfläche entstehen. Ebenso liegt hier ein Sekundärmoment vor, welches an der Unterseite des Betongurts eine Druckspannung in Längsrichtung erzeugt, sodass ein mehrachsialer Druckspannungszustand vorhanden ist. Auch für den Öffnungsrand 1 wird empfohlen, für das Nachweiskonzept einen empirisch zu ermittelnden Faktor φ_1

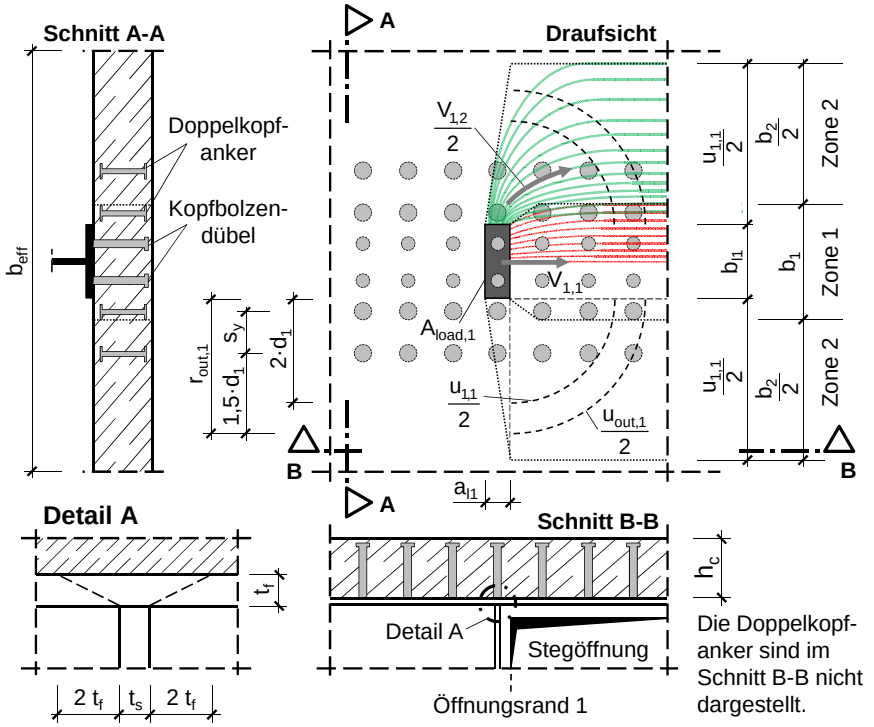


Abb. 7.3: Krafteinleitung vom Betongurt in den Stahlträger am Öffnungsrand 1

zur Berücksichtigung der mehrachsialen Druckfestigkeit des Betons einzuführen, der anhand der durchgeführten Versuche ermittelt wird.

Für die Krafteinleitung aus der Zone 2 gelten die Festlegungen, die bereits für den Bereich 2 getroffen wurden, analog auch für den Bereich 1. Die Breite der Zone 2 ergibt sich wiederum aus der Länge der abgewickelten Rundschnitte $u_{1,1}$ abzüglich der Breite, in der sich die Rundschnitte mit der Zone 1 überschneiden. Die Gesamtbreite der Kraftübertragung, die sich aus der Summe der Breiten der Zonen 1 und 2 ergibt, darf die effektive Betongurtbreite b_{eff} nach *DIN EN 1994-1-1*, Abschnitt 5.4.1.2 nicht überschreiten.

7.3 Ermittlung der Sekundärschnittgrößen

Zur Ermittlung der lokalen Normalkräfte und Momente im Öffnungsbereich wird auf die Ausführungen in *Kohlmeyer 2007* verwiesen, die bereits in Abschnitt 3.5.2 zusammenfassend dargestellt wurden. Zu beachten ist, dass zur Berechnung der lokalen mittragenden Breite b_l in Gl. (3.3) auf Seite 19 anstatt b_{w1} die Breite b_{l2} der Krafteinleitungsfläche $A_{laod,2}$ einzusetzen ist, da auf dieser Breite die Querkraft in den Betongurt eingeleitet wird.

Weiterhin wird in *Kohlmeyer 2007* nachgewiesen, dass die Querkräfte in den Teilträgern anhand der Verhältnisse der einzelnen Biegesteifigkeiten genügend genau ermittelt werden können. Gleiches gilt für die Querkraft im Betongurt. Die Biegesteifigkeit des Betongurts wird dazu im Zustand I bestimmt und es wird von einem starren Verbund zwischen dem Betongurt und dem oberen Stahlträgerflansch ausgegangen. Die Steifigkeiten ändern sich mit veränderter Belastung. So wird die Steifigkeit des Betongurtes bei Rissbildung vermindert. Es zeigte sich jedoch, dass der untere Teilträger bei größer werdenden globalen Momenten und damit auch größer werdenden lokalen Normalkräften ebenfalls eine geringere Steifigkeit aufweist. Dadurch nähert sich mit steigender Belastung des Systems das tatsächliche Steifigkeitsverhältnis dem im Zustand I berechneten wieder an. Durch die Verstärkung des Betongurtes mit Dübelleisten ist es unter bestimmten geometrischen Verhältnissen vorstellbar, dass die Steigerung der Traglast und die damit einhergehende Vergrößerung der Normalkraft im unteren Teilträger bewirken, dass die Steifigkeit des unteren Teilträgers sehr gering wird und die auf den Betongurt wirkende Querkraft die Bemessungsquerkraft übersteigt. Dieser Fall wird jedoch bei der Bemessung des unteren Teilträgers erkannt und das Querkraftverhältnis muss dann iterativ ermittelt werden.

Ansonsten liegt das in Abschnitt 3.5.2 beschriebene Verfahren zur Bestimmung der lokalen Querkräfte auf der sicheren Seite und die im Betongurt über der Öffnung vorhandene Querkraft $V_{Ed,c,o}$ kann nach Gl. (3.8) auf Seite 20 ermittelt werden.

Die Querkraft im Betongurt ist über die Öffnungslänge hinweg nicht konstant, sondern wird zu den Öffnungsrändern hin jeweils kleiner, weil der unterhalb des Betongurts angeordnete obere Stahlträgerrest hier bereits einen Teil der Kraft übernimmt, um sie an den Öffnungsrändern in den Steg des Stahlträgers zu übertragen. Es wird vorgeschlagen, auf der sicheren Seite liegend für die Bemessung des Betongurts an den Öffnungsrändern die Querkraft zu berücksichtigen, die auch an der Stelle m vorliegt. Sollten zwischen der Stelle m und dem jeweiligen Öffnungsrand äußere Querkräfte auf den Betongurt wirken, sind diese zu beachten.

In Abschnitt 6.2 wird gezeigt, dass bei den Versuchen an den Öffnungsrändern ein Vorzeichenwechsel im Querkraftverlauf vorhanden ist. So wird bis zum 1,65-fachen der an der Stelle m im Betongurt vorhandenen Querkraft ein- bzw. ausgeleitet, was auf die sehr nah an den Öffnungsrändern angeordneten Lasteinleitungen zurückzuführen ist. Die z.B. am Öffnungsrand 2 eingeleitete Last wird also nur zum Teil in Richtung der Öffnung geleitet. Der andere Teil wird im Betongurt in die entgegengesetzte Richtung transportiert. Bei „großen“ Verbundträgern ist dieser Effekt wesentlich geringer, was die Untersuchungen von *Kohlmeyer 2007* zeigen. Hier konnte ein Faktor von etwa 1,2 ermittelt werden. Für die Querkraftnachweise an den Öffnungsrändern ist es ausreichend, mit der im Betongurt über der Öffnung vorhandenen Querkraft zu rechnen. Auch die Durchstanznachweise betrachten lediglich die Rundschnitte in Richtung der Öffnung, sodass für die Übertragung der Querkraft in den der Öffnung abgewandten Teil des Betongurtes kein gesonderter Nachweis zu führen ist. Da das in dieser Arbeit erarbeitete Nachweiskonzept mit den Versuchen verglichen wird, bei denen die Lasteinleitung sehr nahe an den Öffnungsrändern angeordnet war, kann die Nachweisführung auf jeden Fall als auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden.

Bei der Bemessung der Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 muss der oben genannte Effekt jedoch beachtet werden. Hier wird auf die in *Kohlmeyer 2007* aufgeführten Nachweise verwiesen.

7.4 Querkraftnachweise für den Betongurt

7.4.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschnitt 7.2 beschrieben, müssen die Querkraftnachweise für den Betongurt in drei Bereichen geführt werden. An den Öffnungsrändern ist nicht nur die Querkraft nachzuweisen sondern es ist auch sicherzustellen, dass ein Durchstanzversagen verhindert wird. In den nachfolgenden Abschnitten wird getrennt nach den einzelnen Bereichen auf die Nachweise eingegangen.

Das Durchstanzversagen des Betongurts wird durch die Anordnung von Doppelkopfankern deutlich verzögert. Diese sind nicht in Normen sondern in Zulassungen (wie z.B. *Z-15.1-213*) geregelt, die sich zurzeit noch auf *DIN 1045-1:2008-08* beziehen. Eine Umstellung der Zulassungen auf die aktuelle Norm *DIN EN 1992-1-1* wird nach Angaben des Herstellers der in den Versuchen verwendeten Doppelkopfanker noch einige Zeit in Anspruch nehmen. In den bestehenden Zulassungen werden die Vorteile der Doppelkopfanker gegenüber von Querkraftbügeln aus Betonstahl, die sich aus der besseren Endverankerung durch die Köpfe der Doppelkopfanker ergeben, in der Bemessung dadurch berücksichtigt, dass größere Faktoren bei den einzelnen Nachweisen des Durchstanzens verwendet werden dürfen. So darf zur Berechnung der maximalen Tragfähigkeit im Durchstanzbereich der 1,9-fache Wert des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,ct}$ anstatt des 1,5-fachen Wertes angesetzt werden. Des Weiteren wird in *DIN 1045-1:2008-08* eine Abminderung der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung vorgeschrieben, die bei der Verwendung von Doppelkopfankern gemäß den Zulassungen entfällt.

Für das in dieser Arbeit beschriebene Nachweiskonzept dienen die Querkraft- und Durchstanznachweise der *DIN EN 1992-1-1* und der *DIN EN 1992-1-1 NA* als Grundlage. Gemäß *Fachkommision Bautechnik der Bauministerkonferenz 2010* ist bei Verwendung von Doppelkopfankern das „betroffene Bauteil [...] nach den in der Typenprüfung oder Zulassung in Bezug genommenen technischen Regeln“ zu bemessen. In diesem Fall würde die *DIN 1045-1:2008-08* bei der Bemessung des Betongurtes Anwendung finden, was für die Erstellung des Nachweiskonzeptes als unzweckmäßig angesehen wird. Daher werden für sämtliche Querkraft- und Durchstanznachweise die Regelungen der *DIN EN 1992-1-1* als Grundlage benutzt und die oben genannten Vorteile der Doppelkopfanker an den entsprechenden Stellen berücksichtigt.

Da sich die folgenden Ausführungen ausschließlich auf die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im oberen Teilträger des Verbundträgers beziehen, wird bei den Bezeichnungen der Widerstandswerte auf die Indizes *c* und *o* verzichtet.

7.4.2 Querkraftnachweis des Betongurts im Bereich 3

Über der Öffnung (Bereich 3) ist nachzuweisen, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$V_{Ed,c,o} \leq V_{Rd,3} \tag{7.1}$$

mit: $V_{Ed,c,o}$ Bemessungswert der durch den Betongurt im Bereich 3 zu übertragenden Querkraft nach Gl. (3.8) auf Seite 20,
$V_{Rd,3}$ gesamte im Bereich 3 durch den Betongurt übertragbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.2).

Wie bereits in Abschnitt 7.2 beschrieben, erfolgt die Querkraftübertragung des Betongurts im Bereich 3 (über der Öffnung) in zwei Zonen. Die Zone 1 umfasst den Bereich um die Längsachse, in der die Kopfbolzendübel und die Doppelkopfanker der jeweils ersten Dübelleiste seitlich neben den Kopfbolzendübeln als Querkraftbewehrung dienen (Abb. 7.1). Zone 2 wird als ein auf Querkraft unbewehrter Plattenbereich angesehen, auch wenn hier noch Doppelkopfanker angeordnet sind.

Die über den Betongurt übertragbare Querkraft $V_{Rd,3}$ entspricht der Summe der maximal übertragbaren Querkräfte der Zonen 1 und 2 nach Gl. (7.2), die im Folgenden ermittelt werden sollen:

$$V_{Rd,3} = V_{Rd,3,1} + V_{Rd,3,2} \tag{7.2}$$

mit: $V_{Rd,3}$ gesamte im Bereich 3 durch den Betongurt übertragbare Querkraft auf Bemessungsniveau,
$V_{Rd,3,1}$ Bemessungsquerkraft des Betongurts in der Zone 1 nach Gl. (7.3) / (7.4),
$V_{Rd,3,2}$ Bemessungsquerkraft des Betongurts in der Zone 2 nach Gl. (7.14).

Ermittlung der Bemessungsquerkraft in Zone 1

In Zone 1 ist Querkraftbewehrung in Form von Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern vorhanden. Daher ist gemäß *DIN EN 1992-1-1* für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,3,1}$ der kleinere Wert aus den Gleichungen (7.3) und (7.4) maßgebend:

$$V_{Rd,3,1} = \min \begin{cases} V_{Rd,s} = \dfrac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta & (7.3) \\ V_{Rd,max} = \dfrac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} & (7.4) \end{cases}$$

mit: $V_{Rd,s}$ durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzter Querkraftwiderstand,
A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung,
s Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung,
z innerer Hebelarm,
f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung,
θ Druckstrebenwinkel,
$V_{Rd,max}$ durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter Querkraftwiderstand,
α_{cw} gemäß *DIN EN 1992-1-1 NA* gilt $\alpha_{cw} = 1{,}0$,

b_w Querschnittsbreite,
v_1 Abminderungsfaktor für die Betonfestigkeit bei Schubrissen, gemäß *DIN EN 1992-1-1 NA* gilt $v_1 = 0{,}75$ für $f_{ck} \leq 50\,\mathrm{N/mm^2}$,
f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit.

Diese beiden Formeln können nicht direkt verwendet werden. Stattdessen müssen die einzelnen Variablen modifiziert werden, um sie den Gegebenheiten anzupassen, die im Bereich von Öffnungen bei Verbundträgern vorliegen. Die zu modifizierenden Variablen werden nachfolgend aufgeführt. Alle anderen Werte sind nach *DIN EN 1992-1-1* zu ermitteln.

- Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung A_{sw}
  In der Zone 1 tragen sowohl die Kopfbolzendübel als auch die Doppelkopfanker zur Querkraftabtragung bei. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung sind jeweils die Summen der Querschnittsflächen von Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern einzeln zu ermitteln, wobei die Anker zu berücksichtigen sind, die in Querrichtung in einer Reihe angeordnet sind. Es ergeben sich die Werte $A_{s,KBD}$ und $A_{s,DKA}$.

- Streckgrenze der Querkraftbewehrung f_{ywd}
  Für die beiden Arten von Querkraftbewehrungen sind die jeweiligen Bemessungswerte der Streckgrenzen $f_{yd,KBD}$ und $f_{yd,DKA}$ zu benutzen.

- Abstand der Querkraftbewehrung s
  Hier wird der Abstand e_L der Kopfbolzendübel bzw. Doppelkopfanker untereinander in Längsrichtung herangezogen. Die konstruktiven Regeln nach Abschnitt 7.6 müssen dabei eingehalten werden (s. Gl. (7.83)).

- Innerer Hebelarm z
  Gemäß *DIN EN 1992-1-1* beschreibt z den Hebelarm der inneren Kräfte, den Abstand zwischen den Resultierenden in der Zug- und Druckzone. In den Gleichungen (7.3) und (7.4) stellt z rein geometrisch betrachtet die vertikale Länge der Druckstrebe dar. Durch die im Gegensatz zu Bügeln verbesserte Verankerung der Köpfe der Doppelkopfanker und Kopfbolzendübel wird empfohlen, diese vertikale Länge der Druckstrebe $h_{DS,3}$ anstatt z einzusetzen. Auf der sicheren Seite liegend, wird auf der gesamten Breite der Zone 1 die Druckstrebe im Bereich der Doppelkopfanker betrachtet. Die vertikale Länge kann nach Gl. (7.5) berechnet werden:

$$h_{DS,3} = h_{DKA} - 2 \cdot h_{St} \tag{7.5}$$

  mit: $h_{DS,3}$ Vertikalkomponente der Druckstrebenlänge,
  h_{DKA} Höhe der Doppelkopfanker,
  h_{St} Kopfdicke der Doppelkopfanker.

- Querschnittsbreite b_w
  Als maßgebende Querschnittsbreite wird die Breite b_1 der Zone 1 angesetzt (siehe Abb. 7.1). Sie umfasst die auf dem Stahlträgerflansch aufgeschweißten Kopfbolzendübel sowie die jeweils erste Dübelleiste je Seite soweit die seitlichen Abstände gemäß den konstruktiven Regeln nach Abschnitt 7.6 eingehalten

werden. Ansonsten umfasst sie lediglich die Breite, auf der die Kopfbolzendübel angeordnet sind. Bei nur einreihiger Kopfbolzendübel-Anordnung entspricht die Breite b_1 dem Kopfdurchmesser der Kopfbolzendübel. Die Zone 1 wird auf beiden Seiten begrenzt von den Außenkanten der Ankerköpfe.

Durch die Modifizierungen werden die oben angegebenen Gleichungen folgendermaßen angepasst:

$$V_{Rd,3,1} = \min \begin{cases} V_{Rd,s} = \dfrac{A_{s,KBD} \cdot f_{yd,KBD} + A_{s,DKA} \cdot f_{yd,DKA}}{e_L} \cdot h_{DS,3} \cdot \cot\theta & (7.6) \\ V_{Rd,max} = \dfrac{b_1 \cdot h_{DS,3} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} & (7.7) \end{cases}$$

Der Druckstrebenwinkel θ kann in bestimmten Grenzen gewählt werden, die in *DIN EN 1992-1-1 NA* festgelegt sind (s. Gl. (7.8)). Der zur Berechnung erforderliche Betontraganteil $V_{Rd,cc}$ ist nach Gl. (7.9) zu ermitteln.

$$1{,}0 \leq \cot\theta \leq \frac{1{,}2 + 1{,}4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq 3{,}0 \tag{7.8}$$

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0{,}48 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1{,}2\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \tag{7.9}$$

mit:
- f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit,
- σ_{cd} Bemessungswert der Betonlängsspannung,
- $V_{Rd,cc}$ Bemessungswert des Betontraganteils,
- c = 0,5,
- V_{Ed} Bemessungsquerkraft des Betongurts,
- f_{ck} charakteristische Betonfestigkeit in [N/mm^2].

Die oben festgelegten Modifizierungen gelten auch für diese Gleichungen. Des Weiteren sind noch die folgenden Variablen zu bestimmen:

- Bemessungswert der Betonlängsspannung σ_{cd}
  Zur Berechnung der Längsspannung des Betongurts wird die Normalkraft des oberen Teilträgers $N_{Ed,o}$ herangezogen. Aus dem Verhältnis der E-Moduln und der Querschnittsflächen der einzelnen Bauteile des oberen Teilträgers ergibt sich die Normalkraft im Betongurt $N_{Ed,c,o}$, woraus die Längsspannung ermittelt werden kann. Betondruckspannungen sind in den Gleichungen (7.8) und (7.9) positiv einzusetzen.

$$N_{Ed,c,o} = N_{Ed,o} \cdot \frac{E_{cm} \cdot h_c \cdot b_{eff}}{E_{cm} \cdot h_c \cdot b_{eff} + E_a \cdot A_a} = N_{Ed,o} \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_a \cdot A_a}{E_{cm} \cdot h_c \cdot b_{eff}}} \tag{7.10}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed,c,o}}{h_c \cdot b_{eff}} \tag{7.11}$$

mit:
- $N_{Ed,o}$ Normalkraft im oberen Teilträger gemäß Gl. 3.1 auf Seite 18,
- E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul des Betons,
- h_c Höhe des Betongurts,
- b_{eff} globale mittragende Breite des Betongurts nach *DIN EN 1994-1-1*.

- Bemessungsquerkraft V_{Ed}
  Als Bemessungsquerkraft ist die im Betongurt vorhandene Querkraft $V_{Ed,c,o}$ über der Öffnung einzusetzen.

Durch die Modifizierungen werden die oben angegebenen Gleichungen folgendermaßen angepasst:

$$1{,}0 \leq \cot\theta \leq \frac{1{,}2 + 1{,}4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed,c,o}}} \leq 3{,}0 \tag{7.12}$$

$$V_{Rd,cc} = 0{,}24 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1{,}2\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_1 \cdot h_{DS,3} \tag{7.13}$$

Ermittlung der Bemessungsquerkraft in Zone 2

Auch wenn in Zone 2 Querkraftbewehrung in Form von Doppelkopfankern vorhanden ist, wird vorgeschlagen, diese nicht anzusetzen, weil sich in den Untersuchungen gezeigt hat, dass sich die Querkraftübertragung in Zone 1 konzentriert. Daher wird empfohlen, die Zone 2 als einen auf Querkraft unbewehrten Bereich anzusehen und entsprechend die aufnehmbare Querkraft zu berechnen.

Somit ist für Zone 2 der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach *DIN EN 1992-1-1* zu bestimmen:

$$V_{Rd,3,2} = V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \tag{7.14}$$

mit:
- $V_{Rd,c}$ Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung,
- $C_{Rd,c}$ Vorfaktor gemäß *DIN EN 1992-1-1 NA*: $C_{Rd,c} = \frac{0{,}15}{\gamma_c}$,
- k $= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ mit d in [mm],
- ρ_l Längsbewehrungsgrad,
- f_{ck} charakteristische Betonfestigkeit in [N/mm^2],
- k_1 $= 0{,}12$,
- σ_{cp} Betonlängsspannung,
- b_w Querschnittsbreite,
- d statische Höhe.

Auch hierbei sind einige Modifizierungen vorzunehmen.

- Betonlängsspannung σ_{cp}
  Es gilt die Betonlängsspannung σ_{cd}, die für Zone 1 in Gl. (7.11) errechnet wird.
- Querschnittsbreite b_w
  Als maßgebende Querschnittsbreite wird die Breite b_2 der Zone 2 angesetzt (siehe Abb. 7.1), die sich aus der minimalen Breite b_2 aus den Bereichen 1 und 2 ergibt:

$$b_2 = \min \begin{cases} u_{1,1} + b_{l1} - b_1 \\ u_{1,2} + b_{l2} - b_1 \\ b_{eff} - b_1 \end{cases} \tag{7.15}$$

mit: b_2 Breite der Zone 2,
$u_{1,1}$ Länge des kritischen Rundschnitts beim Durchstanznachweis am Öffnungsrand 1 nach Gl. (7.65) auf Seite 183,
$u_{1,2}$ Länge des kritischen Rundschnitts beim Durchstanznachweis am Öffnungsrand 2 nach Gl. (7.42) auf Seite 176,
b_{l1} Breite der Krafteinleitungsfläche $A_{load,1}$ nach Abb. 7.3 auf Seite 160,
b_{l2} Breite der Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$ nach Abb. 7.2 auf Seite 158,
b_1 Breite der Zone 1,
b_{eff} mittragende Breite des Betongurts nach *DIN EN 1994-1-1*.

- Statische Höhe d
  Die statische Höhe ist unter Berücksichtigung der Lage der Längsbewehrung zu bestimmen.

- Längsbewehrungsgrad ρ_l
  Der Längsbewehrungsgrad errechnet sich aus der Querschnittsfläche der Zugbewehrung, die in Zone 2 vorhanden ist:

$$\rho_l = \frac{A_{sl,2}}{b_2 \cdot d} \tag{7.16}$$

Es ergibt sich somit der folgende Querkraftwiderstand in der Zone 2:

$$V_{Rd,3,2} = V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cd}\right] \cdot b_2 \cdot d \tag{7.17}$$

Überprüfung anhand der Versuchsergebnisse

Um das vorgeschlagene Bemessungskonzept zu überprüfen, sollen die in den Versuchen maximal erreichten Querkräfte im Folgenden mit den Querkraftwiderständen, die mit den oben angegebenen Gleichungen zu ermitteln sind, verglichen werden. Da die Gleichungen aus den Bemessungsgleichungen der *DIN EN 1992-1-1* abgeleitet wurden, können diese jedoch nicht direkt mit den Versuchsergebnissen verglichen werden. Um Gleichungen zu erhalten, die Vergleichswerte zu den Versuchsergebnissen liefern, muss das 1,0-fache Einwirkungsniveau betrachtet werden. Dazu sind unter anderem die in den Gleichungen enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte zu 1,0 zu setzen. Im Folgenden wird dies im Detail gezeigt und weitere Bestandteile der Bemessungsgleichungen werden erläutert.

- Streckgrenze der Querkraftbewehrungen $f_{yd,KBD}$ und $f_{yd,DKA}$
  Auf die Verwendung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s wird verzichtet. Für die Vergleichsrechnungen werden die mittleren Streckgrenzen benutzt, die bei den Zugversuchen an den Kopfbolzendübeln ($f_{y,KBD}$) und Doppelkopfankern ($f_{y,DKA}$) ermittelt wurden.

- Vertikalkomponente der Druckstrebenlänge $h_{DS,3}$
  Die Höhe der Druckstrebe wird nach Gl. 7.5 berechnet. In den Versuchen wurden Doppelkopfanker der Firma Halfen mit einer Höhe von h_{DKA} = 125 mm und einer Kopfdicke von h_{St} = 7 mm verwendet. Es ergibt sich somit eine Höhe der Druckstrebe von $h_{DS,3}$ = 111 mm.

- Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd}
  Die einachsige Druckfestigkeit f_{1c} eines schlanken Prismas dient sowohl bei den Vergleichsrechnungen als auch bei der Bestimmung der Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers als Bezugsbasis. Nach *Reineck 1999* kann die einachsige Druckfestigkeit aus dem Mittelwert von Betondruckprüfungen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm nach Gl. (7.18) ermittelt werden:

$$f_{1c} = 0{,}75 \cdot f_{c,cube,150,m} \tag{7.18}$$

- Bemessungswert der Betonlängsspannung σ_{cd}
  Die für diese Arbeit durchgeführten Versuche waren so konzipiert, dass im Öffnungsbereich die Kräfte nur durch den Betongurt übertragen werden konnten. Der obere Stahlträgerflansch war nur an den Öffnungsrändern vorhanden. Die Normalkräfte im Betongurt im Öffnungsbereich entsprachen den von außen aufgebrachten Horizontallasten, die mittels Kraftmessdosen ermittelt wurden. Somit kann die Betonlängsspannung $\sigma_{c,exp}$ zum Zeitpunkt, an dem die maximale Querkraft erreicht ist, nach Gl. (7.19) berechnet werden:

$$\sigma_{c,exp} = \frac{N_{c,exp}}{h_c \cdot b_c} \tag{7.19}$$

- Bemessungsquerkraft des Betongurts $V_{Ed,c,o}$
  Statt der Bemessungsquerkraft wird die im Versuch maximal erreichte Querkraft im Betongurt $V_{c,exp}$ eingesetzt.

- Charakteristische Betonfestigkeit f_{ck}
  Nach *Reineck 1999* ist die charakteristische Betonfestigkeit f_{ck} um 4 N/mm^2 kleiner als die mittlere Betonfestigkeit f_{cm}, die sich in Abhängigkeit von der einachsigen Betondruckfestigkeit f_{1c} berechnen lässt. Diese Abminderung um 4 N/mm^2 wird hier als Anhaltswert angenommen. Somit lässt sich die charakteristische Betonfestigkeit durch die einachsige Betondruckfestigkeit nach Gl. (7.20) ersetzen:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = \frac{f_{1c}}{0{,}95} - 4 \qquad \text{in [N/mm}^2\text{]} \tag{7.20}$$

- Vorfaktor $C_{Rd,c}$
  Der Vorfaktor $C_{Rd,c}$ zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes ohne Querkraftbewehrung wurde empirisch ermittelt. In *DAfStb 525* wird gezeigt, dass dazu eine Vielzahl von Querkraftversuchen betrachtet wurde, die einen mittleren Vorfaktor von c_m = 0,2 und einen charakteristischen Vorfaktor von c_k = 0,14 lieferten. In die Bemessungsgleichungen der *DIN 1045-1:2008-08* sowie der *DIN EN 1992-1-1* ging unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton von γ_c = 1,5 ein Vorfaktor von 0,1 ein.

Für die Vergleichsrechnungen wird im Folgenden der in *DAfStb 525* angegebene mittlere Vorfaktor $c_m = 0{,}2$ ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten benutzt.

Somit ergeben sich für Zone 1 die nachfolgend aufgeführten Gleichungen zum Berechnen der Vergleichswerte:

$$V_{Rm,3,1} = \min \begin{cases} V_{Rm,s} = \dfrac{A_{s,KBD} \cdot f_{y,KBD} + A_{s,DKA} \cdot f_{y,DKA}}{e_L} \cdot h_{DS,3} \cdot \cot\theta & (7.21) \\ V_{Rm,max} = \dfrac{b_1 \cdot h_{DS,3} \cdot v_1 \cdot f_{1c}}{\cot\theta + \tan\theta} & (7.22) \end{cases}$$

$$1{,}0 \leq \cot\theta \leq \frac{1{,}2 + 1{,}4 \cdot \frac{\sigma_{c,exp}}{f_{1c}}}{1 - \frac{V_{Rm,cc}}{V_{c,exp}}} \leq 3{,}0 \tag{7.23}$$

$$V_{Rm,cc} = 0{,}24 \cdot \left(\frac{f_{1c}}{0{,}95} - 4\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1{,}2\frac{\sigma_{c,exp}}{f_{1c}}\right) \cdot b_1 \cdot h_{DS,3} \tag{7.24}$$

Der Druckstrebenwinkel θ wird in den in Gl. (7.23) vorgegebenen Grenzen so gewählt, dass sich ein möglichst großer Querkraftwiderstand $V_{Rm,3,1}$ in Zone 1 ergibt.

Für Zone 2 berechnen sich die Vergleichswerte für die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach Gl. (7.25):

$$V_{Rm,3,2} = V_{Rm,c} = \left[0{,}2 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \left(\frac{f_{1c}}{0{,}95} - 4\right)\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{c,exp}\right] \cdot b_2 \cdot d \tag{7.25}$$

In Tab. 7.1 sind alle zur Berechnung der Vergleichswerte erforderlichen Vorwerte aufgeführt. Dazu werden alle vier im Bereich 3 durchgeführten Versuche betrachtet. In Tab. 7.2 sind die Vergleichswerte berechnet und werden mit den in den Versuchen erreichten Querkräften verglichen. Dazu wird die Querkraft betrachtet, die im oberen Teilquerschnitt im Öffnungsbereich vorhanden ist. Dieser bestand bei den Versuchen im Bereich 3 aus dem Betongurt und dem oberen Stahlträgerflansch, dessen Querkrafttragfähigkeit jedoch aufgrund seiner geringen Steifigkeit vernachlässigt werden kann.

In Tab. 7.2 zeigt sich, dass für die Querkrafttragfähigkeit in Zone 1 immer der Druckstrebennachweis maßgebend wird, was mit den niedrigen Betonfestigkeiten in den Versuchen zu begründen ist. Um die maximal möglichen Werte für den Druckstrebennachweis zu erzielen, wird die Neigung der Druckstrebe jeweils mit 45° festgelegt, woraus sich für $\cot\theta$ ein Wert von 1,0 ergibt.

Bei allen vier Versuchen im Bereich 3 trat Querkraftversagen ein. Der Mittelwert der Verhältnisse von berechneten Vergleichswerten nach dem vorgeschlagenen Nachweisverfahren zu den Versuchswerten liegt bei 0,95. Die Standardabweichung beträgt 0,14. Die Nachrechnungen der beiden Versuche B3_P_D1 und B3_0_D1 liegen auf der unsicheren Seite, da deren Verhältniswerte größer als eins sind. Jedoch entsprechen die beiden Versuche nicht in allen Details den in Abschnitt 7.6 definierten konstruktiven Regeln. Zum einen war in beiden Versuchen jeweils nur eine Dübelleiste anstatt

Tab. 7.1: Vorwerte und Zwischenergebnisse zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung

Versuch	b_c [mm]	b_1 [mm]	b_2 [mm]	f_{1c} $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$ Gl. (7.18)	$h_{DS,3}$ [mm] Gl. (7.5)	ρ_l [%] Gl. (7.16)	$V_{c,exp}$ [kN]	$N_{c,exp}$ [kN]	$\sigma_{c,exp}$ $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$ Gl. (7.19)	$V_{Rm,cc}$ [kN] Gl. (7.24)	$\cot\theta$ [-] Gl. (7.23)
B3_P_D1	800	342	449	12,6	111	1,70	238,6	−572,4	4,47	10,99	1,00
B3_0_D1	800	342	449	15,4	111	1,70	270,9	0,0	0,00	20,96	1,00
B3_N_D1	800	342	449	15,7	111	2,00	320,8	755,1	−5,90	30,69	1,00
B3_P_D0	600	125	475	13,7	140	1,71	201,7	−466,0	4,85	5,28	1,00

zusätzliche Vorwerte: h_c = 160 mm, d = 120 mm, e_L = 110 mm; $A_{s,KBD}$ = 760,27 mm^2, $A_{s,DKA}$ = 307,88 mm^2 (Versuch B3_P_D0 ohne DKA); $f_{y,KBD}$ = 364,4 N/mm^2, $f_{y,DKA}$ = 443,7 N/mm^2

Tab. 7.2: Vergleich der in den Versuchen im Bereich 3 ermittelten maximalen Querkräfte mit den nach dem vorgeschlagenen Nachweisverfahren berechneten Vergleichswerten

Versuch	Zone 1		Zone 2	Gesamtquerschnitt	Versuchsergebnis	Verhältnis
	$V_{Rm,s}$ [kN] Gl. (7.21)	$V_{Rm,max}$ [kN] Gl. (7.22)	$V_{Rm,c}$ [kN] Gl. (7.25)	$V_{Rm,ges}$ [kN]	$V_{c,exp}$ [kN]	$\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$ [-]
B3_P_D1	417,41	179,37	82,95	262,32	238,60	1,10
B3_0_D1	417,41	218,87	59,21	278,09	270,90	1,03
B3_N_D1	417,41	223,15	24,88	248,02	320,80	0,77
B3_P_D0	352,60	90,07	92,81	182,88	201,70	0,91
Mittelwert						0,95

der zwei geforderten je Seite im Betongurt angeordnet und zum anderen war der seitliche Abstand der Dübelleisten zu den Kopfbolzendübeln zu groß. Letzteres bewirkt, dass eine um 21 % zu breite Zone 1 bei der Berechnung des Vergleichswertes angenommen wird, was wiederum eine um 21 % größere maximale Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,max}$ bewirkt. Würde man nur die erlaubte Breite der Zone 1 betrachten, so würden die beiden oben genannten Versuche Verhältniswerte von 0,97 und 0,89 liefern. Die zweite in Abschnitt 7.6 geforderte Dübelleiste je Seite wird bei der Bemessung im Bereich 3 nicht berücksichtigt. Die Doppelkopfanker dieser Dübelleisten stehen damit als Sicherheitsreserve zur Verfügung, die in den Versuchen nicht vorhanden war.

Bei Versuch B3_N_D1 ist die berechnete Querkrafttragfähigkeit um 23 % kleiner als die im Versuch erreichte Querkraft. Dies lässt sich damit erklären, dass in diesem Versuch der Betongurt gezogen wurde. In *Ehmann 2003* wurde bei der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken festgestellt, dass die Bemessungsgleichung für Querkraft in *DIN 1045-1:2001-07* nur für Zugspannungen kleiner als 1,85 N/mm^2 gültig ist. Bei größeren Zugnormalspannungen wird die Querkrafttragfähigkeit bei der Bemessung nach *DIN 1045-1:2001-07* unterschätzt. Ehmann empfiehlt eine Begrenzung der anzusetzenden Zugspannung auf maximal

1,85 N/mm^2. In *Kuhlmann u. Ehmann 2003* werden diese Ergebnisse bestätigt. Es wird empfohlen, die in *DIN 1045-1:2001-07* angegebende Querkraftbemessungsgleichung für Stahlbetonbauteile unter zentrischer Zugbelastung derart anzupassen, dass der Vorfaktor bei der Berücksichtigung der Normalkraft σ_{cd} von 0,12 auf 0,045 reduziert wird. Die Höhe der Zugkraft wird hierbei nicht beschränkt. Durch diese Reduzierung des Vorfaktors würde die berechnete Querkrafttragfähigkeit bei Versuch B3_N_D1 mit 271,9 kN um 15 % kleiner sein als die im Versuch erreichte Querkraft.

Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen belegt, dass mit dem vorgestellten Modell die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Bereich 3 ausreichend genau und sicher berechnet werden kann.

7.4.3 Querkraftnachweis des Betongurts im Bereich 2

Am Öffnungsrand 2 (Bereich 2) ist nachzuweisen, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$V_{Ed,c,e} \leq V_{Rd,2} \tag{7.26}$$

mit: $V_{Ed,c,e}$ Bemessungsquerkraft im Betongurt am Öffnungsrand 2 nach Gl. (3.9) auf Seite 20,

$V_{Rd,2}$ gesamte im Bereich 2 in den Betongurt einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.27).

Im Bereich 2 wird die Querkraft vom Stahlträgersteg in den Betongurt eingeleitet. Wie in Abschnitt 7.2 beschrieben, geschieht dies hauptsächlich mittels sechs Kopfbolzendübeln am Öffnungsrand 2. Von diesen wird der Großteil der Kraft in Längsrichtung in Zone 1 übertragen. Außerdem erfolgt noch eine Übertragung der Kraft orthogonal zur Längsachse in den Betongurt.

Die maximal in den Betongurt einleitbare Querkraft $V_{Rd,2}$ entspricht der Summe der maximal einleitbaren Querkräfte nach Gl. (7.27), die im Folgenden ermittelt werden. Des Weiteren wird die einleitbare Querkraft begrenzt durch die maximal übertragbare Normalkraft der sechs Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2:

$$V_{Rd,2} = V_{Rd,2,1} + V_{Rd,2,2} \leq \min \begin{cases} N_{Rd,KBD} \\ V_{Rd,3} \end{cases} \tag{7.27}$$

mit: $V_{Rd,2}$ gesamte im Bereich 2 in den Betongurt einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau,

$V_{Rd,2,1}$ maximal in Längsrichtung einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.28),

$V_{Rd,2,2}$ maximal in Querrichtung einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.30),

$N_{Rd,KBD}$ Summe der maximal durch die Kopfbolzendübel am Öffnungsrand 2 in den Betongurt einleitbaren Querkraft auf Bemessungsniveau (Bemessung nach *Kohlmeyer 2007*),

$V_{Rd,3}$ gesamte im Bereich 3 durch den Betongurt übertragbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.2) auf Seite 163.

Ermittlung der maximal einleitbaren Querkraft in Längsrichtung

Wie oben beschrieben, dienen in Zone 1 die Kopfbolzendübel, die auf dem Stahlträgerflansch aufgeschweißt sind, sowie je eine Reihe Doppelkopfanker auf beiden Seiten der Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung. Am Öffnungsrand 2 muss die Querkraft von den Kopfbolzendübeln in diese Zone 1 über der Öffnung übertragen werden, was über diagonale Druckstreben geschieht. Daher ist an dieser Stelle der Querkraftwiderstand $V_{Rd,2,1}$ zu bestimmen, der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzt wird, wobei der in den Gleichungen (7.6) und (7.7) berechnete Querkraftwiderstand in Zone 1 des Bereichs 3 nicht überschritten werden darf:

$$V_{Rd,2,1} = V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \leq V_{Rd,3,1} \tag{7.28}$$

Auch hierbei sind Modifizierungen vorzunehmen, die im Folgenden erläutert werden.

- Querschnittsbreite b_w
  Als maßgebende Querschnittsbreite wird die Breite b_{l2} der Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$ angesetzt (siehe Abb. 7.2), die von den Außenkanten der auf dem Stahlträger aufgeschweißten Kopfbolzendübel begrenzt wird.

- Innerer Hebelarm z
  In Abschnitt 7.4.2 wird gezeigt, dass für den inneren Hebelarm z die vertikale Länge $h_{DS,3}$ der Druckstrebe eingesetzt wird, die nach Gl. (7.5) berechnet wird. Für den Fall, dass die Unterseiten der Köpfe der Kopfbolzendübel im Betongurt nicht tiefer liegen als die Unterseiten der Doppelkopfanker-Köpfe, kann auf der sicheren Seite liegend Gl. (7.5) zur Berechnung der Vertikalkomponente $h_{DS,2}$ der Druckstrebenlänge verwendet werden. Ansonsten ist diese aus der Höhendifferenz der Oberseite des unteren Doppelkopfanker-Kopfes zur Unterseite des Kopfbolzendübel-Kopfes zu bestimmen.

- Faktor φ_2
  Wie bereits in Abschnitt 7.2.3 erwähnt, soll bei der Querkraftbemessung am Öffnungsrand 2 der Faktor φ_2 eingeführt werden, der die höheren Betonfestigkeiten bei einer mehrachsialen Druckbeanspruchung berücksichtigt und empirisch anhand der Versuchsergebnisse ermittelt wird. Eine gute Übereinstimmung ergibt sich mit dem Faktor $\varphi_2 = 1{,}50$.

- Druckstrebenwinkel θ
  Es wird der über der Öffnung für Zone 1 berechnete Druckstrebenwinkel herangezogen.

Durch die Modifizierungen wird die oben angegebene Gleichung folgendermaßen angepasst:

$$V_{Rd,2,1} = V_{Rd,max} = \frac{b_{l2} \cdot h_{DS,2} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \varphi_2}{\cot\theta + \tan\theta} \leq V_{Rd,3,1} \tag{7.29}$$

Ermittlung der maximal einleitbaren Querkraft in Querrichtung

An dieser Stelle ist nachzuweisen, dass ein Ausreißen der Kopfbolzendübel verhindert werden kann. Dazu ist ein Durchstanznachweis zu führen, der an das Nachweiskonzept der *DIN EN 1992-1-1* angelehnt ist und im Folgenden beschrieben wird. Zur Berechnung des Durchstanzwiderstandes dürfen alle am Öffnungsrand 2 vorhandenen Doppelkopfanker angesetzt werden, die nach Abb. 7.2 in der Zone 2 innerhalb des kritischen Rundschnitts $u_{1,2}$ liegen und deren Abstände gemäß den konstruktiven Regeln nach Abschnitt 7.6 eingehalten werden.

Die maximal in Zone 2 einleitbare Kraft ist das Minimum aus dem Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung $V_{Rd,cs}$, dem maximalen Durchstanzwiderstand $V_{Rd,max}$ und dem Durchstanzwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ im äußeren Rundschnitt u_{out}:

$$V_{Rd,2,2} = \min \begin{cases} V_{Rd,cs} \\ V_{Rd,max} \\ V_{Rd,c} \quad \text{im äußeren Rundschnitt } u_{out} \end{cases} \tag{7.30}$$

In *DIN EN 1992-1-1* werden die Durchstanzwiderstände auf eine Fläche bezogen berechnet (v_{Rd}), die mit Gl. (7.31) auf absolute Widerstände (V_{Rd}) umgerechnet werden können:

$$V_{Rd} = \frac{v_{Rd} \cdot u_i \cdot d}{\beta} \tag{7.31}$$

mit: u_i Umfang des betrachteten Rundschnitts,
d Mittelwert der statischen Nutzhöhen in Längs- und Querrichtung,
β Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt.

Im Einzelnen sind nach *DIN EN 1992-1-1* und *DIN EN 1992-1-1 NA* folgende Durchstanzwiderstände zu bestimmen:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \tag{7.32}$$

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \tag{7.33}$$

$$v_{Rd,max} = 1{,}4 \cdot v_{Rd,c} \tag{7.34}$$

mit: $v_{Rd,c}$ Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit ohne Querkraftbewehrung,
$C_{Rd,c}$ $= \frac{0{,}18}{\gamma_c}$ Vorfaktor gemäß *DIN EN 1992-1-1 NA*,
k $= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ mit d in [mm],
ρ_l Bewehrungsgrad, der sich in Abhängigkeit der Bewehrungsgrade in Längs- und Querrichtung nach folgender Formel berechnen lässt:
$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}02$,
f_{ck} charakteristische Betonfestigkeit in [N/mm^2],
k_1 $= 0{,}10$,
σ_{cp} Betonnormalspannung,

v_{min}	$= \frac{0{,}0525}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ für $d \leq 600\,\text{mm}$,
$v_{Rd,cs}$	Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit mit Querkraftbewehrung,
s_r	radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen,
A_{sw}	Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung in einer Bewehrungsreihe,
$f_{ywd,ef}$	wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung,
u_1	Umfang des kritischen Rundschnitts,
$v_{Rd,max}$	maximaler Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit,
$v_{Rd,c}$	Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit im kritischen Rundschnitt u_1 ohne Durchstanzbewehrung.

Im Folgenden werden einige Variablen modifiziert bzw. Annahmen getroffen, um die Gleichungen an den Gegebenheiten des Öffnungsrandes 2 anzupassen.

- Statische Höhe d
  Nach *DIN EN 1992-1-1* wird die statische Nutzhöhe der Platte als Mittelwert der statischen Nutzhöhen der Bewehrung in zwei orthogonalen Richtungen angenommen. Beim Anwendungsfall punktgestützte Platte wird die Kraft an der Plattenunterseite durch die Stütze eingeleitet. Erfolgt die Krafteinleitung durch Kopfbolzendübel, so ist von der nach *DIN EN 1992-1-1* ermittelten statischen Nutzhöhe der Abstand von der Plattenoberseite zur Unterseite der Kopfbolzendübel-Köpfe abzuziehen:

$$d_2 = \frac{d_x + d_y}{2} - h_c + h_{ef} \tag{7.35}$$

  mit: d_2 statische Nutzhöhe im Bereich 2,
  d_x statische Nutzhöhe der Längsbewehrung,
  d_y statische Nutzhöhe der Querbewehrung,
  h_c Betongurthöhe,
  h_{ef} effektive Kopfbolzendübellänge von der Flanschoberkante bis zur Unterseite des Dübelkopfes.

- Beiwert β
  Zur Berücksichtigung von nichtrotationssymmetrischer Querkraftverteilung sind bei punktgestützten Platten die Durchstanzwiderstände um den Faktor β zu verringern. Die Geometrie des Verbundträgers am Öffnungsrand 2 entspricht am ehesten der eines Wandendes, wofür in *DIN EN 1992-1-1 NA* ein Beiwert von $\beta = 1{,}35$ vorgeschlagen wird.

- Betonnormalspannung σ_{cp}
  Die Betonnormalspannung entspricht dem Mittelwert der Betonnormalspannungen in Längs- und Querrichtung σ_{cx} und σ_{cy} gemäß Gl. (7.36). Die Berechnung der Betonnormalkraft des Betongurts in Längsrichtung $N_{Ed,c,o}$ erfolgt analog zur Berechnung im Bereich 3 nach Gl. (7.10). Unter der Annahme der gleichmäßigen Verteilung der Normalkraft im Bereich der mittragenden Breite des Betongurts ergibt sich die Betonnormalspannung in Längsrichtung σ_{cx} nach

Gl. (7.37). Die Betonnormalspannung in Querrichtung σ_{cy} wird nach Gl. (7.38) berechnet, wobei $N_{Ed,c,y}$ die Betonnormalkraft und A_{cy} die Betonquerschnittsfläche am Öffnungsrand 2 darstellen. Es wird vorgeschlagen, die Breite des maßgebenden Bereichs mit $a_{l2} + 2 \cdot d_2$ abzuschätzen (vgl. Abb. 7.2).

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \tag{7.36}$$

$$\sigma_{cx} = \frac{N_{Ed,c,o}}{h_c \cdot b_{eff}} \tag{7.37}$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,c,y}}{A_{cy}} = \frac{N_{Ed,c,y}}{h_c \cdot (a_{l2} + 2 \cdot d_2)} \tag{7.38}$$

- Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen s_r
  Beim Einsatz von Dübelleisten im Durchstanzbereich von Stützen werden diese sternförmig um die Stütze angeordnet. In Verbundträgern werden sie jedoch seitlich neben dem Stahlträger in Längsrichtung im Betongurt platziert. Daher wird anstatt des radialen Abstandes s_r der Achsabstand der Doppelkopfanker in Querrichtung s_y eingesetzt (vgl. Abb. 7.2).

- Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung A_{sw}
  Wie in Abschnitt 7.2.3 beschrieben und in Abb. 7.2 gezeigt, wird vereinfacht angenommen, dass der kritische Rundschnitt $u_{1,2}$ aus zwei Viertelkreisen über der Öffnung besteht, deren Mittelpunkte die zur Öffnung gewandten Ecken der Krafteinleitungsfläche $A_{load,2}$ sind. Die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung der ersten Bewehrungsreihe A_{s1} setzt sich aus der Summe der Querschnittsflächen der Doppelkopfanker der jeweils ersten Dübelleiste beidseits der Krafteinleitungsfläche zusammen, die sich in Zone 2 gemäß Abb. 7.1 und innerhalb des kritischen Rundschnitts befinden. Die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung der zweiten Bewehrungsreihe A_{s2} ergibt sich entsprechend aus der Summe der Querschnittsflächen der Doppelkopfanker der zweiten Dübelleiste, die sich beidseits der Krafteinleitungsfläche in Zone 2 und innerhalb des kritischen Rundschnitts befinden. Die Abstände der Doppelkopfanker in Längs- und Querrichtung gemäß den konstruktiven Regeln nach Abschnitt. 7.6 müssen eingehalten werden.

  Gemäß *DIN EN 1992-1-1 NA* ist die in den ersten beiden Reihen neben der Krafteinleitungsfläche vorhandene Bewehrungsmenge (A_{s1} und A_{s2}) mit einem Anpassungsfaktor $\varkappa_{sw,i}$ rechnerisch zu reduzieren. Für die erste Bewehrungsreihe beträgt der Anpassungsfaktor $\varkappa_{sw,1} = 2{,}5$, für die zweite Reihe $\varkappa_{sw,2} = 1{,}4$.

  Die rechnerisch vorhandene Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung der einzelnen Bewehrungsreihen ergeben sich somit nach den folgenden Gleichungen:

für die erste Reihe: $$\frac{A_{s1}}{\varkappa_{sw,1}} = \frac{n_{DKA,1} \cdot \pi \cdot \frac{(d_{DKA})^2}{4}}{2{,}5} \tag{7.39}$$

für die zweite Reihe: $$\frac{A_{s2}}{\varkappa_{sw,2}} = \frac{n_{DKA,2} \cdot \pi \cdot \frac{(d_{DKA})^2}{4}}{1{,}4} \tag{7.40}$$

für die weiteren Reihen: $$A_{si} = n_{DKA,i} \cdot \pi \cdot \frac{(d_{DKA})^2}{4} \tag{7.41}$$

mit: $n_{DKA,i}$ Anzahl der Doppelkopfanker der jeweiligen Bewehrungsreihe in dem oben beschriebenen Bereich,
d_{DKA} Durchmesser des Schafts eines Doppelkopfankers.

- Streckgrenze der Durchstanzbewehrung $f_{ywd,ef}$
  In *DIN EN 1992-1-1* wie auch in *DIN 1045-1:2008-08* wird die Streckgrenze der Durchstanzbewehrung abgemindert. Beim Einsatz von Doppelkopfankern anstatt von Bügeln kann aufgrund der besseren Endverankerung gemäß den Zulassungen für Doppelkopfanker (z.B. *Z-15.1-213*) auf die Abminderung verzichtet werden. Es wird daher der Bemessungswert der Streckgrenze der Doppelkopfanker $f_{yd,DKA}$ benutzt.

- Umfang des kritischen Rundschnitts u_1
  Gemäß *DIN EN 1992-1-1* wird der kritische Rundschnitt u_1 in einem Abstand von $2\,d$ von der Krafteinleitungsfläche angenommen. Wie bereits in Abschnitt 7.2.3 erläutert, werden als kritischer Rundschnitt $u_{1,2}$ zwei Viertelkreise definiert (vgl. Abb. 7.2). Die Länge des kritischen Rundschnitts $u_{1,2}$ ergibt sich aus der Kreislänge der beiden Viertelkreise mit einem Radius von $2\,d_2$:

$$u_{1,2} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2\,\pi \cdot 2\,d_2 = 2\,\pi\,d_2 \tag{7.42}$$

- Umfang des äußeren Rundschnitts u_{out}
  Gemäß *DIN EN 1992-1-1 NA* ist der äußere Rundschnitt u_{out} in einer Entfernung von $1{,}5\,d$ zur äußersten Bewehrungsreihe anzuordnen. Für die Anwendung am Öffnungsrand 2 wird vorgeschlagen, den äußeren Rundschnitt geometrisch ähnlich dem kritischen Rundschnitt zu gestalten. Somit besteht der äußere Rundschnitt aus zwei Viertelkreisen mit dem Radius $r_{out,2}$, der sich aus dem Abstand der letzten Bewehrungsreihe zur Krafteinleitungsfläche und der Länge $1{,}5\,d_2$ zusammensetzt (vgl. Abb. 7.2 auf Seite 158). Es ist zu beachten, dass der äußere Rundschnitt nicht außerhalb der Zone 2 liegen darf. Der Radius $r_{out,2}$ kann somit nicht größer als $\frac{u_{1,2}}{2}$ sein:

$$u_{out,2} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2\,\pi \cdot r_{out,2} = \pi \cdot r_{out,2} \leq \pi^2 \cdot d_2 \tag{7.43}$$

- Faktor 1,4 zur Berechnung des maximalen Durchstanzwiderstandes
  In *DIN EN 1992-1-1 NA* wird die maximal durch die Betondruckstreben zu übertragende Spannung mit $1{,}4 \cdot v_{Rd,c}$ festgelegt. In *DIN 1045-1:2008-08* beträgt der Faktor 1,5 statt 1,4, wobei der kritische Rundschnitt einen Abstand von $1{,}5\,d$ statt $2\,d$ zur Krafteinleitungsfläche hat und der Vorfaktor $\frac{0{,}21}{\gamma_c}$ statt $\frac{0{,}18}{\gamma_c}$ beträgt.

Diese Unterschiede der beiden Normen gleichen sich in der Summe nahezu aus, sodass die maximalen Durchstanzwiderstände vergleichbar sind.

In Zulassungen wie z.B. *Z-15.1-213*, in denen Durchstanzbewehrung in Form von Doppelkopfankern nach *DIN 1045-1:2008-08* geregelt sind, wird zur Ermittlung des maximalen Durchstanzwiderstandes die Multiplikation des Durchstanzwiderstandes im kritischen Rundschnitt ohne Durchstanzbewehrung mit einem Faktor von 1,9 zugelassen. Zurzeit existieren noch keine Zulassungen von Doppelkopfankern als Durchstanzbewehrung, die sich auf *DIN EN 1992-1-1* beziehen. Nach Angaben eines namhaften Herstellers wird jedoch davon ausgegangen dass in zukünftigen auf *DIN EN 1992-1-1* bezogenen Zulassungen ein Faktor von 1,8 festgelegt wird. Somit ergibt sich beim Einsatz von Doppelkopfankern nach den Regelungen der *DIN EN 1992-1-1* ein maximaler Durchstanzwiderstand nach Gl. (7.46).

Durch die Modifizierungen ergeben sich folgende Durchstanzwiderstände je Flächeneinheit:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0{,}10 \cdot \sigma_{cp} \geq \left(v_{min} + 0{,}10 \cdot \sigma_{cp}\right) \tag{7.44}$$

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d_2}{s_y} \cdot \frac{A_{si}}{\varkappa_{sw,i}} \cdot f_{yd,DKA} \cdot \frac{1}{u_{1,2} \cdot d_2} \tag{7.45}$$

$$v_{Rd,max} = 1{,}8 \cdot v_{Rd,c} \tag{7.46}$$

Die maximal in Zone 2 einleitbare Kraft ergibt sich aus dem Minimum der absoluten Durchstanzwiderstände, die durch die Umrechnung gemäß Gl. (7.31) aus den oben berechneten Widerständen je Flächeneinheit berechnet werden:

$$V_{Rd,2,2} = \min \begin{cases} V_{Rd,cs} = \dfrac{v_{Rd,cs} \cdot u_{1,2} \cdot d_2}{\beta} & (7.47) \\ V_{Rd,max} = \dfrac{v_{Rd,max} \cdot u_{1,2} \cdot d_2}{\beta} & (7.48) \\ V_{Rd,out} = \dfrac{v_{Rd,c} \cdot u_{out,2} \cdot d_2}{\beta} & (7.49) \end{cases}$$

Überprüfung anhand der Versuchsergebnisse

Um das vorgeschlagene Bemessungskonzept zu überprüfen, sollen die in den Versuchen für den Bereich 2 maximal erreichten Querkräfte im Folgenden mit den aus den oben angegebenen Gleichungen zu ermittelnden maximal in den Betongurt einleitbaren Kräften verglichen werden. Da es sich hierbei um Bemessungsgleichungen handelt, können diese jedoch nicht direkt mit den Versuchsergebnissen verglichen werden. Um Gleichungen zu erhalten, die Vergleichswerte zu den Versuchsergebnissen liefern, muss das 1,0-fache Einwirkungsniveau betrachtet werden. Dazu sind unter anderem die in den Gleichungen enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte zu 1,0 zu setzen. Im Folgenden wird dies im Detail gezeigt – sofern noch nicht im Bereich 3 auf Seite 167 f. darauf eingegangen wurde.

- Vorfaktor $C_{Rd,c}$
  Der Vorfaktor $C_{Rd,c}$ zur Ermittlung des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung wurde empirisch ermittelt. In *Hegger u. Beutel 1999* wurde ein

Bemessungsansatz, der Gl. (7.44) bis auf den Wert k_1 entspricht – für k_1 wurde 0,12 anstatt 0,10 eingesetzt, was im Folgenden vernachlässigt wird – mit einer Vielzahl von Versuchen überprüft. Dazu wurde jeweils das Verhältnis aus den in 149 Versuchen ermittelten Durchstanzwiderständen mit den nach der Gleichung des Bemessungsansatzes ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten ermittelten Durchstanzwiderständen bestimmt. Aus diesen 149 Verhältniswerten ergab sich ein Mittelwert von 1,38 und ein 5%-Fraktilwert von 1,00.

Für die Vergleichsrechnungen wird daher im Folgenden ein mittlerer Vorfaktor c_m verwendet, der sich ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten nach Gl. (7.50) ergibt:

$$c_m = C_{Rd,c} \cdot 1{,}38 = \frac{0{,}18}{\gamma_c} \cdot 1{,}38 = 0{,}18 \cdot 1{,}38 = 0{,}25 \tag{7.50}$$

Weitere Bestandteile der Bemessungsgleichungen werden nachfolgend erläutert.

- Betonnormalspannung σ_{cp}
  In den für diese Arbeit durchgeführten Versuchen wurde lediglich eine Normalkraft in Längsrichtung auf den Betongurt aufgebracht. Der Mittelwert der Betonnormalspannungen in Längs- und Querrichtung zum Zeitpunkt, an dem die maximale Querkraft im Versuch erreicht ist, wird nach Gl. (7.51) berechnet:

$$\sigma_{c,exp} = \frac{\sigma_{cx,exp} + \sigma_{cy,exp}}{2} = \frac{N_{cx,exp}}{h_c \cdot b_c \cdot 2} \tag{7.51}$$

- Achsabstand der Doppelkopfanker s_y
  In den Fällen, in denen nur eine Dübelleiste je Seite im Betongurt eingebaut war, wird für s_y der Achsabstand von Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker in Querrichtung eingesetzt.

Für die Einleitung der Kraft am Öffnungsrand 2 in Längsrichtung berechnen sich die Vergleichswerte nach Gl. (7.52):

$$V_{Rm,2,1} = V_{Rm,max} = \frac{b_{l2} \cdot h_{DS,2} \cdot v_1 \cdot f_{1c} \cdot \varphi_2}{\cot\theta + \tan\theta} \leq V_{Rm,3,1} \tag{7.52}$$

Wie bereits erwähnt, soll der für den Bereich 3 berechnete Druckstrebenwinkel θ eingesetzt werden. Daher gelten auch zur Berechnung der Vergleichswerte die in Abschnitt 7.4.2 festgelegten Gleichungen zur Bestimmung des Druckstrebenwinkels. Auch an dieser Stelle wird θ in den nach Gl. 7.23 auf Seite 169 definierten Grenzen so gewählt, dass der Widerstandswert $V_{Rm,3,1}$ möglichst groß wird.

Für die Ermittlung des Durchstanzwiderstandes mit Durchstanzbewehrung ist die erste Bewehrungsreihe maßgebend, da hier weniger Doppelkopfanker vorhanden sind und der Anpassungsfaktor $\varkappa_{sw}$ größer ist.

Für die Einleitung der Kraft in Querrichtung ergeben sich somit die nachfolgend aufgeführten Gleichungen:

$$v_{Rm,c} = 0{,}25 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \left(\frac{f_{1c}}{0{,}95} - 4\right)\right)^{\frac{1}{3}} + 0{,}10 \cdot \sigma_{c,exp} \tag{7.53}$$

$$v_{Rm,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rm,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d_2}{s_y} \cdot \frac{A_{s1}}{\varkappa_{sw,1}} \cdot f_{y,DKA} \cdot \frac{1}{u_{1,2} \cdot d_2} \tag{7.54}$$

$$v_{Rm,max} = 1{,}8 \cdot v_{Rm,c} \tag{7.55}$$

Die hier berechneten Durchstanzwiderstände je Flächeneinheit werden analog zu Gl. (7.31) zu absoluten Widerständen umgerechnet. Das Minimum dieser Durchstanzwiderstände beschreibt die maximal in Querrichtung einleitbare Kraft:

$$V_{Rm,2,2} = \min \begin{cases} V_{Rm,cs} = \dfrac{v_{Rm,cs} \cdot u_{1,2} \cdot d_2}{\beta} & (7.56) \\ V_{Rm,max} = \dfrac{v_{Rm,max} \cdot u_{1,2} \cdot d_2}{\beta} & (7.57) \\ V_{Rm,out} = \dfrac{v_{Rm,c} \cdot u_{out,2} \cdot d_2}{\beta} & (7.58) \end{cases}$$

In Tab. 7.3 sind alle zur Berechnung der Vergleichswerte erforderlichen Vorwerte aufgeführt. Dazu werden elf der zwölf im Bereich 2 durchgeführten Versuche betrachtet. Der Versuch, bei dem der Betongurt nicht mit Dübelleisten verstärkt wurde, wird hierbei vernachlässigt. In Tab. 7.4 sind die berechneten Vergleichswerte abgedruckt, die mit den in den Versuchen erreichten maximalen Querkräften $V_{c,exp}$ im Betongurt verglichen werden.

Die aus der berechneten Querkrafttragfähigkeiten und den in Versuchen erreichten Querkräften ermittelten Verhältniswerte $\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$ ergeben einen Mittelwert von 0,94 bei einer Standardabweichung von 0,12. Jedoch sollte dabei der Versuch B2_P_D1_gO nicht mit betrachtet werden, da bei diesem eine Öffnung mit einer Länge von 104 cm anstatt von 60 cm untersucht wurde. Daher war in diesem Versuch das Sekundärmoment im Betongurt viel größer und es kam zum Biegezugversagen (vgl. Tab. 6.1 auf Seite 114) bei einer geringen Querkraft im Betongurt. Bei Vernachlässigung dieses Versuchs ergibt sich ein Mittelwert von 0,92 für das Verhältnis zwischen Berechnung und Versuch bei einer Standardabweichung von 0,10.

Es zeigt sich, dass die Versuche B2_P_D2 und B2_N_D2 Verhältniswerte größer als 1,0 liefern und deren Berechnungen somit auf der unsicheren Seite liegen. Dies lässt sich mit dem Versagensbild der beiden Versuche erklären. Wie bereits in Abschnitt 6.1.2 erläutert, wurde durch die Anordnung einer zweiten Dübelleiste je Seite keine Traglaststeigerung in den Versuchen erreicht, da der Abstand der Dübelleisten zu den Kopfbolzendübeln zu groß gewählt wurde und somit der Rissverlauf im Betongurt nicht beeinflusst werden konnte. Würde man diese beiden Versuche sowie sämtliche Versuche, bei denen ein Biegezug- oder Biegedruckversagen auftrat, außer Acht lassen, so würde sich ein Mittelwert der Verhältnisse von 0,87 bei einer Standardabweichung von 0,07 ergeben.

Der Versuch B2_P_D1_Qb, bei dem im Betongurt ein Biegemoment in Querrichtung erzeugt wurde, liefert bei dem Verhältnis $\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$ einen Wert von 0,80. Dies suggeriert,

Tab. 7.3: Vorwerte und Zwischenergebnisse zur Ermittlung der Krafteinleitung in den Betongurt am Öffnungsrand 2

Versuch	s_y [mm]	$u_{out,2}$ [mm]	$f_{y,DKA}$ $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	f_{1c} $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	ρ_l [%]	$V_{c,exp}$ [kN]	$N_{c,exp}$ [kN]	$\sigma_{c,exp}$ $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	$\cot\theta$ [-]	$v_{Rm,c}$ [kN]	$v_{Rm,cs}$ [kN]
		Gl. (7.66)		Gl. (7.18)	s.S. 173			Gl. (7.51)	Gl. (7.23)	Gl. (7.53)	Gl. (7.54)
B2_P_D1	105	774	485	30,8	1,13	387	−887	2,52	1,00	1,84	3,94
B2_0_D1	105	774	485	30,5	1,13	353	0	0,00	1,00	1,58	3,75
B2_N_D1	105	774	485	31,5	1,41	408	967	−2,75	1,00	1,45	3,65
B2_P_D2	100	1089	485	29,5	1,13	349	−830	2,36	1,00	1,80	4,04
B2_N_D2	100	1089	485	32,0	1,41	363	868	−2,47	1,00	1,49	3,80
B2_P_D2_kA	100	994	485	32,8	1,13	457	−1082	3,07	1,00	1,94	4,14
B2_N_D2_kA	100	994	485	32,7	1,41	465	1074	−3,05	1,00	1,44	3,77
B2_P_D1_MV	105	774	485	31,7	1,13	381	−449	1,28	1,00	1,74	3,86
B2_P_D1_gO	105	774	444	24,5	1,13	244	−578	1,64	1,00	1,62	3,56
B2_P_D1_St	105	774	485	36,8	1,13	418	−987	2,80	1,00	1,98	4,05
B2_P_D1_Qb	105	774	485	30,5	1,13	435	−839	2,38	1,00	1,82	3,93

zusätzliche Vorwerte:			
	b_c = 1.100 mm	$n_{DKA,1}$ = 4	a_{l2} = 255 mm
	h_c = 160 mm	h_{DKA} = 125 mm	b_{l2} = 125 mm
	d_2 = 106 mm	d_{DKA} = 14 mm	β = 1,35
	$u_{1,2}$ = 666 mm	$h_{DS,2}$ = 115 mm	φ_2 = 1,50

Tab. 7.4: Vergleich der in den Versuchen im Bereich 2 ermittelten maximalen Krafteinleitung mit den nach dem vorgeschlagenen Nachweisverfahren berechneten Vergleichswerten

Versuch	Krafteinleitung in Längsrichtung	Querrichtung			Gesamtquerschnitt	Versuchsergebnis	Verhältnis	Traglasten im Bereich 3	
	$V_{Rm,max}$ [kN]	$V_{Rm,cs}$ [kN]	$V_{Rm,max}$ [kN]	$V_{Rm,out}$ [kN]	$V_{Rm,ges}$ [kN]	$V_{c,exp}$ [kN]	$\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$ [-]	$V_{Rm,3,1}$ [kN]	$V_{Rm,3,2}$ [kN]
	Gl. (7.52)	Gl. (7.56)	Gl. (7.57)	Gl. (7.58)				Gl. (7.21)	Gl. (7.25)
B2_P_D1	240,6	206,2	173,5	112,1	352,7	386,9	0,91	430,1	110,7
B2_0_D1	237,7	196,0	149,1	96,3	334,0	352,7	0,95	430,1	77,8
B2_N_D1	245,8	190,8	136,6	88,2	334,1	408,3	0,82	430,1	48,1
B2_P_D2	230,0	211,2	169,5	153,9	383,9	349,4	1,10	430,1	107,3
B2_N_D2	249,4	198,9	140,1	127,2	376,6	363,1	1,04	430,1	52,1
B2_P_D2_kA	255,8	216,5	182,3	151,2	407,0	457,4	0,89	430,1	135,7
B2_N_D2_kA	255,2	197,2	136,0	112,8	368,0	464,6	0,79	430,1	51,4
B2_P_D1_MV	247,6	202,0	163,5	105,6	353,2	380,8	0,93	430,1	95,5
B2_P_D1_gO	190,8	186,0	152,4	98,5	289,3	243,9	1,19	417,3	92,7
B2_P_D1_St	286,8	211,6	186,4	120,4	407,3	418,1	0,97	430,1	119,7
B2_P_D1_Qb	237,7	205,4	171,5	110,8	348,5	435,2	0,80	430,1	108,6
Mittelwert							0,94		
Mittelwert ohne Versuch B2_P_D1_gO							0,92		

dass die Berechnung sehr auf der sicheren Seite liegt. Es ist jedoch zu beachten, dass die zur Erzeugung der Querbiegung benötigten vertikalen Lasten in die äußeren Bereiche des Betongurts eingeleitet und direkt vom Linienlager aufgenommen wurden. Mit den vertikalen Lasten wurde somit zwar ein Biegemoment im Betongurt in Querrichtung erzeugt, die Querkraft musste jedoch nicht durch den Bereich geleitet werden, in dem das Versagen durch das Ausreißen der Kopfbolzendübel droht. Daher ist die Querkraft zu betrachten, die in der Längsachse des Versuchskörpers eingeleitet und zur Öffnung transportiert wird. Im Versuch wurde zum Zeitpunkt der Höchstlast in die äußeren Bereiche des Betongurts eine Vertikallast von 51,9 kN eingeleitet und zum Linienlager transportiert. Die in der Längsachse im Öffnungsbereich zu übertragende Querkraft betrug daher 383,3 kN. Vergleicht man diese Querkraft mit der berechneten Gesamtquerkraft $V_{Rm,ges}$, so ergibt sich ein Verhältnis von 0,91, was immer noch auf der sicheren Seite liegt.

Von den elf in Tab. 7.4 aufgeführten Versuchen erfüllen nur die Versuche B2_P_D2_kA und B2_N_D2_kA die Anforderungen der in Abschnitt 7.6 vorgestellten konstruktiven Regeln in Bezug auf die Platzierung der Doppelkopfanker im Betongurt. Diese beiden Versuche liefern zusammen mit dem Versuch B2_P_D2 die drei niedrigsten Verhältniswerte.

Es kann festgestellt werden, dass mit dem vorgestellten Modell die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Bereich 2 ausreichend genau und sicher berechnet werden kann, was der Vergleich mit den Ergebnissen der durchgeführten Versuche belegt.

7.4.4 Querkraftnachweis des Betongurts im Bereich 1

Am Öffnungsrand 1 (Bereich 1) ist nachzuweisen, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$V_{Ed,c,a} \leq V_{Rd,1} \tag{7.59}$$

mit: $V_{Ed,c,a}$ Bemessungsquerkraft im Betongurt am Öffnungsrand 1 nach Gl. (3.9) auf Seite 20,

$V_{Rd,1}$ gesamte im Bereich 1 vom Betongurt in den Stahlträger einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.60).

Im Bereich 1 wird die Querkraft vom Betongurt in den Stahlträgersteg zurückgeleitet. Dies geschieht sehr konzentriert am Öffnungsrand 1 mittels schräger Betondruckstreben. Der Großteil der Kraft wird in Längsrichtung von der mit Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern querkraftbewehrten Zone 1 in den Stahlträger eingeleitet. Des Weiteren erfolgt noch eine Übertragung der Kraft orthogonal zur Längsachse.

Die maximal vom Betongurt in den Stahlträger einleitbare Querkraft $V_{Rd,1}$ entspricht der Summe der maximal einleitbaren Querkräfte nach Gl. (7.60), die im Folgenden ermittelt werden:

$$V_{Rd,1} = V_{Rd,1,1} + V_{Rd,1,2} \leq V_{Rd,3} \tag{7.60}$$

mit: $V_{Rd,1}$ gesamte im Bereich 1 vom Betongurt in den Stahlträger einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau,
$V_{Rd,1,1}$ maximal in Längsrichtung einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.61),
$V_{Rd,1,2}$ maximal in Querrichtung einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach den Gleichungen (7.70) bis (7.72),
$V_{Rd,3}$ gesamte im Bereich 3 durch den Betongurt übertragbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.2) auf Seite. 163

Ermittlung der maximal einleitbaren Querkraft in Längsrichtung

In Zone 1 dienen die Kopfbolzendübel, die auf dem Stahlträgerflansch aufgeschweißt sind, sowie je eine Reihe Doppelkopfanker auf beiden Seiten der Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung. Am Öffnungsrand 1 muss die Querkraft von den Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern der Zone 1 über diagonale Betondruckstreben in den Stahlträger eingeleitet werden. Daher ist an dieser Stelle der Querkraftwiderstand $V_{Rd,1,1}$ zu bestimmen, der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzt wird, wobei der in den Gleichungen (7.6) und (7.7) berechnete Querkraftwiderstand in Zone 1 des Bereichs 3 nicht überschritten werden darf:

$$V_{Rd,1,1} = V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \leq V_{Rd,3,1} \tag{7.61}$$

Auch hierbei sind Modifizierungen vorzunehmen, die im Folgenden erläutert werden. Zum Teil sind die Modifizierungen, die für den Druckstrebennachweis im Bereich 2 beschrieben wurden (siehe Seite 172 f.), auch an dieser Stelle anwendbar, sodass sie nicht nochmals erwähnt werden.

- Querschnittsbreite b_w
  Als maßgebende Querschnittsbreite wird die Breite b_{l1} der Krafteinleitungsfläche $A_{load,1}$ angesetzt (siehe Abb. 7.3 auf Seite 160), die der Breite des oberen Stahlträgerflansches entspricht.

- Innerer Hebelarm z
  In Abschnitt 7.4.2 wird gezeigt, dass für den inneren Hebelarm z im Bereich 3 die vertikale Länge $h_{DS,3}$ der Druckstrebe eingesetzt wird. Am Öffnungsrand 1 verläuft die Druckstrebe von der Unterseite des Kopfbolzendübel-Kopfes bzw. des Doppelkopfanker-Kopfes zur Oberseite des Stahlträgerflansches. Auf der sicheren Seite liegend wird einheitlich der tiefer liegende Kopf zur Berechnung der vertikalen Länge $h_{DS,1}$ der Druckstrebe im Bereich 1 angesetzt:

$$h_{DS,1} = \min \begin{cases} h_{ef} \\ \frac{h_c}{2} + \frac{h_{DKA}}{2} - h_{St} \end{cases} \tag{7.62}$$

mit: $h_{DS,1}$ Vertikalkomponente der Druckstrebenlänge,
h_{ef} effektive Kopfbolzendübellänge von der Flanschoberkante bis zur Unterseite des Kopfbolzendübel-Kopfes,
h_c Betongurthöhe,
h_{DKA} Höhe der Doppelkopfanker,
h_{St} Höhe der Köpfe der Doppelkopfanker gemäß deren Zulassung.

- Faktor φ_1
  Wie bereits in Abschnitt 7.2.4 erwähnt, soll bei der Querkraftbemessung am Öffnungsrand 1 der Faktor φ_1 eingeführt werden, der die höheren Betonfestigkeiten bei einer mehrachsialen Druckbeanspruchung berücksichtigt und empirisch anhand der Versuchsergebnisse ermittelt wird. Eine gute Übereinstimmung ergibt sich mit dem Faktor $\varphi_1 = 1{,}25$.

Durch die Modifizierungen wird die oben angegebene Gleichung folgendermaßen angepasst:

$$V_{Rd,1,1} = V_{Rd,max} = \frac{b_{l1} \cdot h_{DS,1} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \varphi_1}{\cot\theta + \tan\theta} \leq V_{Rd,3,1} \tag{7.63}$$

Ermittlung der maximal einleitbaren Querkraft in Querrichtung

Es ist nachzuweisen, dass ein Durchstanzversagen verhindert werden kann. Der zu führende Durchstanznachweis ist bis auf wenige Änderungen identisch mit dem in Bereich 2.

Lediglich die Umfänge der Rundschnitte u_1 und u_{out} sind an die geometrischen Gegebenheiten des Bereichs 1 anzupassen. Die zur Berechnung des kritischen Rundschnitts erforderliche statische Nutzhöhe der Platte berechnet sich am Öffnungsrand 1 aus dem Mittelwert der statischen Nutzhöhen von Längs- und Querbewehrung:

$$d_1 = \frac{d_x + d_y}{2} \tag{7.64}$$

Die Umfänge berechnen sich analog zu denen im Bereich 2 nach folgenden Gleichungen:

$$u_{1,1} = 2\pi\, d_1 \tag{7.65}$$

$$u_{out,1} = \pi \cdot r_{out,1} \leq \pi^2 \cdot d_1 \tag{7.66}$$

Unter Beachtung der in Abschnitt 7.4.3 beschriebenen Modifizierungen ergeben sich folgende Durchstanzwiderstände je Flächeneinheit:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0{,}10 \cdot \sigma_{cp} \geq \left(v_{min} + 0{,}10 \cdot \sigma_{cp}\right) \tag{7.67}$$

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d_1}{s_y} \cdot \frac{A_{s1}}{\varkappa_{sw,1}} \cdot f_{yd,DKA} \cdot \frac{1}{u_{1,1} \cdot d_1} \tag{7.68}$$

$$v_{Rd,max} = 1{,}8 \cdot v_{Rd,c} \tag{7.69}$$

Die maximal in Querrichtung einleitbare Kraft ergibt sich aus dem Minimum der absoluten Durchstanzwiderstände, die durch die Umrechnung gemäß Gl. (7.31) aus den oben berechneten Widerständen je Flächeneinheit berechnet werden.

$$V_{Rd,1,2} = \min \begin{cases} V_{Rd,cs} = \dfrac{v_{Rd,cs} \cdot u_{1,1} \cdot d_1}{\beta} & (7.70) \\ V_{Rd,max} = \dfrac{v_{Rd,max} \cdot u_{1,1} \cdot d_1}{\beta} & (7.71) \\ V_{Rd,out} = \dfrac{v_{Rd,c} \cdot u_{out,1} \cdot d_1}{\beta} & (7.72) \end{cases}$$

Überprüfung anhand der Versuchsergebnisse

Um das vorgeschlagene Bemessungskonzept zu überprüfen, sollen die in den Versuchen für den Bereich 1 maximal erreichten Querkräfte im Folgenden mit den aus den oben angegebenen Gleichungen zu ermittelnden maximal aus dem Betongurt in den Stahlträger einleitbaren Kräften verglichen werden. Da es sich hierbei um Bemessungsgleichungen handelt, können diese jedoch nicht direkt mit den Versuchsergebnissen verglichen werden. Um Gleichungen zu erhalten, die Vergleichswerte zu den Versuchsergebnissen liefern, muss das 1;0-fache Einwirkungsniveau betrachtet werden. Es handelt sich dabei um die gleichen Änderungen, wie sie in den Abschnitten 7.4.2 und 7.4.3 bereits ausgeführt wurden. Daher wird an dieser Stelle nicht mehr darauf eingegangen.

Für die Einleitung der Kraft am Öffnungsrand 1 in Längsrichtung in den Stahlträger berechnen sich die Vergleichswerte nach Gl. (7.73):

$$V_{Rm,1,1} = V_{Rm,max} = \frac{b_{l1} \cdot h_{DS,1} \cdot v_1 \cdot f_{1c} \cdot \varphi_1}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{7.73}$$

Für die Einleitung der Kraft in Querrichtung ergeben sich die nachfolgend aufgeführten Gleichungen:

$$v_{Rm,c} = 0{,}25 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \left(\frac{f_{1c}}{0{,}95} - 4\right)\right)^{\frac{1}{3}} + 0{,}10 \cdot \sigma_{c,exp} \tag{7.74}$$

$$v_{Rm,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rm,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d_1}{s_y} \cdot \frac{A_{s1}}{\varkappa_{sw,1}} \cdot f_{y,DKA} \cdot \frac{1}{u_{1,1} \cdot d_1} \tag{7.75}$$

$$v_{Rm,max} = 1{,}8 \cdot v_{Rm,c} \tag{7.76}$$

Die hier berechneten Durchstanzwiderstände je Flächeneinheit werden analog zu Gl. (7.31) zu absoluten Widerständen umgerechnet. Das Minimum dieser Durchstanzwiderstände beschreibt die maximal in Querrichtung in den Stahlträger einleitbare Kraft:

$$V_{Rm,1,2} = \min \begin{cases} V_{Rm,cs} = \dfrac{v_{Rm,cs} \cdot u_{1,1} \cdot d_1}{\beta} & (7.77) \\ V_{Rm,max} = \dfrac{v_{Rm,max} \cdot u_{1,1} \cdot d_1}{\beta} & (7.78) \\ V_{Rm,out} = \dfrac{v_{Rm,c} \cdot u_{out,1} \cdot d_1}{\beta} & (7.79) \end{cases}$$

In Tab. 7.5 sind alle zur Berechnung der Vergleichswerte erforderlichen Vorwerte aufgeführt. Dazu werden elf der zwölf im Bereich 1 durchgeführten Versuche betrachtet. Der Versuch, bei dem der Betongurt nicht mit Dübelleisten verstärkt wurde, wird hierbei vernachlässigt. In Tab. 7.6 sind die berechneten Vergleichswerte abgedruckt, die mit den in den Versuchen erreichten maximalen Querkräften $V_{c,exp}$ im Betongurt verglichen werden.

Die aus den berechneten Querkrafttragfähigkeiten und den in Versuchen erreichten Querkräften ermittelten Verhältniswerte $\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$ ergeben einen Mittelwert von 1,00 bei einer Standardabweichung von 0,19. Jedoch sollte auch im Bereich 1 der Versuch mit

Tab. 7.5: Vorwerte und Zwischenergebnisse zur Ermittlung der Krafteinleitung in den Betongurt am Öffnungsrand 1

Versuch	s_y [mm]	$u_{out,1}$ [mm]	$f_{y,DKA}$ $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	f_{1c} $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	ρ_l [%]	$V_{c,exp}$ [kN]	$N_{c,exp}$ [kN]	$\sigma_{c,exp}$ $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	$\cot\theta$ [-]	$v_{Rm,c}$ [kN]	$v_{Rm,cs}$ [kN]
		Gl. (7.66)		Gl. (7.18)	s.S. 173			Gl. (7.51)	Gl. (7.23)	Gl. (7.74)	Gl. (7.75)
B1_P_D1	105	782	485	31,3	1,13	524	−1222	3,47	1,00	1,95	2,54
B1_0_D1	105	782	444	31,4	1,13	436	0	0,00	1,00	1,60	2,19
B1_N_D1	105	782	444	27,2	1,41	484	1143	−3,25	1,00	1,31	1,97
B1_P_D2	100	1096	444	36,3	1,13	647	−1503	4,27	1,00	2,12	2,62
B1_N_D2	100	1096	444	24,5	1,41	506	1193	−3,39	1,00	1,23	1,95
B1_P_D2_kA	100	1002	444	38,2	1,13	668	−1548	4,40	1,01	2,16	2,66
B1_N_D2_kA	100	1002	444	29,0	1,41	579	1273	−3,62	1,00	1,31	2,02
B1_P_D1_MV	105	782	444	31,7	1,13	470	−578	1,64	1,00	1,77	2,32
B1_P_D1_gO	105	782	444	33,1	1,13	346	−818	2,32	1,00	1,87	2,39
B1_P_D1_St	105	782	444	33,5	1,13	539	−1258	3,58	1,00	2,00	2,48
B1_P_D1_Qb	105	782	444	34,7	1,13	502	−1190	3,38	1,00	2,00	2,49

zusätzliche Vorwerte:

b_c = 1.100 mm	$n_{DKA,1}$ = 2	a_{l2} = 75 mm
h_c = 160 mm	h_{DKA} = 125 mm	b_{l2} = 180 mm
d_1 = 126 mm	d_{DKA} = 14 mm	β = 1,35
$u_{1,1}$ = 792 mm	$h_{DS,1}$ = 135,5 mm	φ_1 = 1,25

Tab. 7.6: Vergleich der in den Versuchen im Bereich 1 ermittelten maximalen Krafteinleitung mit den nach dem vorgeschlagenen Nachweisverfahren berechneten Vergleichswerten

Versuch	Krafteinleitung in Längsrichtung	Krafteinleitung in Querrichtung			Gesamtquerschnitt	Versuchsergebnis	Verhältnis	Traglasten im Bereich 3	
	$V_{Rm,max}$ [kN]	$V_{Rm,cs}$ [kN]	$V_{Rm,max}$ [kN]	$V_{Rm,out}$ [kN]	$V_{Rm,ges}$ [kN]	$V_{c,exp}$ [kN]	$\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$ [-]	$V_{Rm,3,1}$ [kN]	$V_{Rm,3,2}$ [kN]
	Gl. (7.73)	Gl. (7.77)	Gl. (7.78)	Gl. (7.79)				Gl. (7.21)	Gl. (7.25)
B1_P_D1	357,6	187,5	259,0	142,2	499,7	524,4	0,95	445,6	173,1
B1_0_D1	358,4	161,6	213,0	117,0	475,4	436,0	1,09	432,4	110,3
B1_N_D1	311,3	145,3	173,8	95,4	406,7	483,7	0,84	432,4	51,9
B1_P_D2	415,0	193,9	281,9	216,9	608,9	646,9	0,94	432,4	194,0
B1_N_D2	279,5	144,4	163,0	125,4	405,0	505,7	0,80	432,4	44,8
B1_P_D2_kA	436,4	196,4	287,8	202,4	632,8	668,4	0,95	436,4	217,4
B1_N_D2_kA	331,8	149,1	174,3	122,6	454,4	578,5	0,79	432,4	52,6
B1_P_D1_MV	362,7	171,1	235,9	129,5	492,2	470,4	1,05	432,4	140,6
B1_P_D1_gO	378,1	176,3	248,3	136,3	514,4	346,4	1,49	432,4	154,7
B1_P_D1_St	382,4	183,6	265,9	146,0	528,4	539,1	0,98	432,4	177,9
B1_P_D1_Qb	397,0	183,8	266,4	146,2	543,2	501,8	1,08	432,4	175,9
Mittelwert							1,00		
Mittelwert ohne Versuch B1_P_D1_gO							0,95		

der gegenüber den anderen Versuchen größeren Öffnung (B1_P_D1_gO) nicht mit betrachtet werden, da es auch hier wegen des wesentlich größeren Sekundärmomentes im Betongurt zum Biegezugversagen (vgl. Tab. 6.3 auf Seite 123) bei einer geringen Querkraft im Betongurt kam. Bei Vernachlässigung dieses Versuchs ergibt sich ein Mittelwert von 0,95 für das Verhältnis zwischen Berechnung und Versuch bei einer Standardabweichung von 0,11.

Bei der Versuchsserie, die im Bereich 1 durchgeführt wurde, konnte bei einigen Versuchen die Versagensursache nicht eindeutig geklärt werden. So auch bei den Versuchen B1_0_D1 und B1_P_D1_MV, bei denen entweder keine oder nur eine verminderte Druckkraft in Längsrichtung im Betongurt erzeugt wurde. Dadurch wurde ein Biegezugversagen begünstigt, das in den Versuchen zu einem früheren Versagen bei einer geringeren Querkraft im Betongurt führte. Die Versuchskörper, deren Betongurt zentrisch gezogen wurde, waren aus diesem Grund stärker bewehrt.

Der Betongurt des Versuchskörpers B1_P_D1_Qb erfuhr zusätzlich eine Biegebeanspruchung in Querrichtung. Dazu wurden die Außenseiten des Gurtes in vertikaler Richtung belastet. Diese zusätzliche Last muss ebenfalls am Öffnungsrand 1 in den Stahlträger eingeleitet werden, was zu einer größeren Beanspruchung des durchstanzgefährdeten Bereichs führt. In Abschnitt 7.5 wird ein Vorschlag zur Bemessung eines zusätzlich in Querrichtung biegebeanspruchten Betongurts gemacht. Gemäß diesen Ausführungen wird angenommen, dass die vertikale Belastung, die seitlich neben der Öffnung auf den Betongurt wirkt, über die Rundschnitte $u_{1,1}$ und $u_{out,1}$ zur Krafteinleitungsfläche $A_{load,1}$ geführt wird. Dementsprechend ist die nach den Gleichungen (7.70) bis (7.72) berechnete in Querrichtung einleitbare Kraft um die oben beschriebene vertikale Belastung im Bereich der Öffnung abzumindern, die im Versuch B1_P_D1_Qb bei Höchstlast 52,2 kN betrug. Somit ergibt sich für die maßgebende Krafteinleitung in Querrichtung ein Wert von $V_{Rm,out} = 94{,}0$ kN. Insgesamt kann rechnerisch eine Querkraft von $V_{Rm,ges} = 491{,}0$ kN von der Öffnung her in den Stahlträger eingeleitet werden. Verglichen mit der im Versuch ermittelten maximalen Querkraft im Betongurt über der Öffnung ergibt sich ein Verhältnis von $\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}} = 0{,}98$, was zeigt, dass die Berechnung auf der sicheren Seite liegt.

Von den elf in Tab. 7.6 aufgeführten Versuchen erfüllen nur die Versuche B1_P_D2_kA und B1_N_D2_kA die Anforderungen der in Abschnitt 7.6 vorgestellten konstruktiven Regeln in Bezug auf die Platzierung der Doppelkopfanker im Betongurt. Diese beiden Versuche liefern zum Teil deutlich niedrigere Verhältniswerte als 1,0.

Es kann festgestellt werden, dass mit dem vorgestellten Modell die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Bereich 1 ausreichend genau und sicher berechnet werden kann, was der Vergleich mit den Ergebnissen der durchgeführten Versuche belegt.

7.5 Berücksichtigung von Querbiegung im Betongurt beim Querkraftnachweis

Vergleicht man in den Versuchen die Lasten, die in der Trägerlängsachse eingeleitet und im Betongurt über die Öffnung bis zum Linienlager geführt wurden, so ist diese im Versuch mit Querbiegung lediglich um 0,9 % kleiner als beim Referenzversuch bei nahezu gleicher Betondruckfestigkeit. Dies deutet darauf hin, dass am Öffnungsrand 2 eine Querbiegung im Betongurt keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes in Längsrichtung hat.

Mit dem Versuch B1_P_D1_Qb wurde dieser Sachverhalt am Öffnungsrand 1 untersucht. Die Linienlast, die über der Öffnung in den Betongurt eingeleitet werden konnte, war um 4,3 % geringer als im Referenzversuch B1_P_D1, wobei zu erwähnen ist, dass die Betondruckfestigkeit um 11 % größer war. Dies bedeutet, dass am Öffnungsrand 1 die zur Erzeugung der Querbiegung benötigte vertikale Belastung des Betongurts außerhalb der Trägerlängsachse einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Des Weiteren wurde in Tab. 7.6 gezeigt, dass die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts nach dem in Abschnitt 7.2 vorgeschlagenen Nachweisverfahren einen um 8,3 % größeren Wert liefert als im Versuch erreicht wurde und somit bei dieser Beanspruchung auf der unsicheren Seite liegt.

Aus Abb. 6.34 auf Seite 153 wird ersichtlich, dass die Querkraft, die über die Öffnung transportiert wird, und die Querkraft, die aus der vertikalen Belastung zur Erzeugung der Querbiegung resultiert, am Öffnungsrand 1 in den Stahlträger eingeleitet werden. Im entwickelten Nachweiskonzept ist die letztgenannte Beanspruchung jedoch nicht berücksichtigt. Es wird daher empfohlen, diese zusätzliche Querkraft bei der Ermittlung der maximal einleitbaren Querkraft in Querrichtung zu berücksichtigen. Im Folgenden wird gezeigt, wie diese zusätzliche Querkraft bestimmt wird.

Bei einer Schwächung eines Verbundträger durch Stegöffnungen treten große Verformungen im Bereich der Stegöffnung auf. In Abb. 7.4 ist die Verformungsfigur eines Verbundträgers mit Stegöffnung bei einer Belastung mit einer Einzellast in Feldmitte dargestellt. Bei dieser FE-Berechnung von *Kohlmeyer 2007* wurde das System nur auf einer Seite der Symmetrieebene betrachtet und die Öffnung wurde über die gesamte Höhe des Steges ausgeführt. Im Öffnungsbereich müssen die beiden Flansche des Stahlträgers sowie der Betongurt oberhalb des Stahlträgers die Querkraft übertragen. Aus dieser Schwächung resultieren die großen Verformungen im Bereich der Öffnung. In der Symmetrieebene des Verbundträgers wechseln sowohl die Krümmung als auch das Sekundärmoment des Betongurts zwischen den Öffnungsrändern das Vorzeichen. Dies ist auch an der Oberfläche des verformten Betongurts, die in Abb. 7.4 über der Verformungsfigur gesondert eingezeichnet ist, zu erkennen. Die untere Linie kennzeichnet die Schnittlinie der Oberfläche des Betongurtes mit der Symmetrieebene des Verbundträgers, die im Bereich der Stegöffnung einen Wendepunkt aufweist. Die obere Linie kennzeichnet den Rand des insgesamt 2,30 m breiten Betongurts. Es ist ersichtlich, dass an den Rändern die Krümmung keinen Vorzeichenwechsel erfährt und darüber hinaus sehr gleichmäßig ist. Des Weiteren ist die Verformung in Feldmitte am Rand des Betongurtes kleiner als in der Achse des Verbundträgers, was durch die Einzellast zu begründen ist.

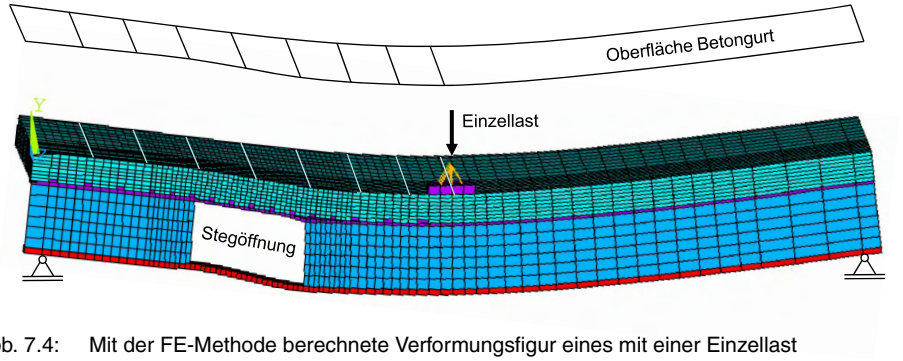
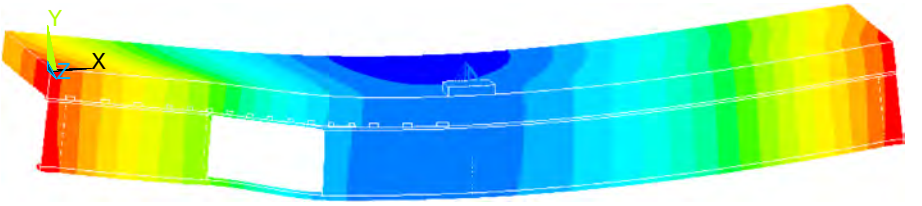
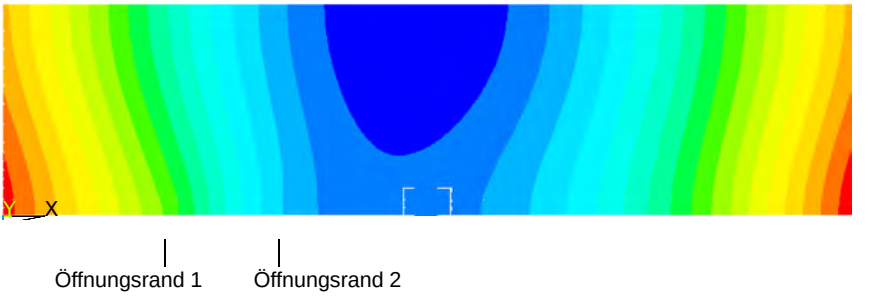


Abb. 7.4: Mit der FE-Methode berechnete Verformungsfigur eines mit einer Einzellast beanspruchten Verbundträgers mit Stegöffnung



(a) Isometrie



(b) Oberfläche Betongurt

Abb. 7.5: Mit der FE-Methode berechnete Verformungsfigur eines mit einer Flächenlast beanspruchten Verbundträgers mit Stegöffnung

Belastet man das gleiche System mit einer vertikalen Flächenlast und lagert gleichzeitig die äußeren Ränder des Betongurts derart, dass eine vertikale Verschiebung möglich ist, jedoch eine Verschiebung und eine Verdrehung in Querrichtung verhindert werden, erhält man einen Ausschnitt einer Verbunddecke. Die Verformungsfigur dieses Systems ist in Abb. 7.5 dargestellt. Durch die Isoflächen wird die vertikale Verschiebung grafisch verdeutlicht. In Abb. 7.5(a) stellt der Rand des Betongurtes im Hintergrund die Feldmitte eines Deckenfeldes zwischen zwei Verbundträgern dar. Durch die Flächenlast ist die Verformung an dieser Stelle größer als in der Verbundträgerachse. Es ist jedoch eindeutig ersichtlich, dass sich die Verformungen orthogonal zur Achse am Öffnungsrand 1 viel stärker ändern als am Öffnungsrand 2. Eine gedachte Linie auf der Oberfläche des Betongurts orthogonal zur Verbundträgerachse steigt von der Feldmit-

te zum Öffnungsrand 2 kaum an, während der Anstieg zum Öffnungsrand 1 sehr groß ist. Die Verformungsfigur lässt sich derart interpretieren, dass die Querkraft hauptsächlich in die Richtung transportiert wird, in der die verformte Fläche des Betongurts am stärksten ansteigt. Im Bereich der Stegöffnung wird die Querkraft somit nicht orthogonal zur Verbundträgerachse zu diesem hin transportiert. Der Querkraftabtrag erfolgt schräg zum Öffnungsrand 1, wo die Kraft in den Stahlträger eingeleitet wird. Die Größe der Lasteinzugsfläche, aus der die Lasten zum Öffnungsrand 1 transportiert werden, hängt von den Steifigkeitsverhältnissen von Betongurt und Stahlträger sowie von der Geometrie der Öffnung ab und lässt sich somit nicht ohne weitere Untersuchungen bestimmen. Es wird daher das folgende Verfahren zur Berechnung der Querkräfte im Öffnungsbereich vorgeschlagen, das auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert.

Bei der herkömmlichen Bemessung einer Verbunddecke, bei der in mehreren Achsen die Stahlträger unterhalb des Betongurtes angeordnet sind, ist zuerst die Betonplatte in Querrichtung zu bemessen und die Auflagergrößen in den Achsen als Einwirkung auf die Verbundträger in Längsrichtung zu betrachten. Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 2 wird dieses Verfahren auf der sicheren Seite liegend beibehalten, da nicht mit Sicherheit die Lasteinzugsfläche bestimmt werden kann, von der die Querkraft im Betongurt zum Öffnungsrand 1 transportiert wird. Auf der sicheren Seite liegend kann für die Querkraftnachweise am Öffnungsrand 2 die Bemessungsquerkraft $V_{Ed,c,o}$ an der Stelle m nach Gl. (3.8) angenommen werden.

Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am Öffnungsrand 1 wird die oben beschriebene Lasteinzugsfläche auf der sicheren Seite liegend sehr groß gewählt. Nach *DAfStb 240* kann die Kraftverteilung auf die Unterzüge von zweiachsig gespannten rechteckigen Platten bestimmt werden. Bei gleichartiger Stützung von zwei benachbarten Seiten treffen sich die Lasteinzugsflächen in der Winkelhalbierenden. Wird die Platte an einer Seite voll eingespannt und an der benachbarten Seite gelenkig gelagert, so wird in das Linienlager, in dem die Platte einspannt ist, mehr Kraft eingeleitet. Der am eingespannten Rand anliegende Zerlegungswinkel beträgt dann 60°. Die in *DAfStb 240* beschriebene Geometrie ist nicht direkt mit der am Öffnungsrand 1 vergleichbar, jedoch soll die Begrenzungslinie der Lasteinzugsflächen in Anlehnung an diese Ausführungen bestimmt werden. Diese wird ausgehend vom Schnittpunkt der Verbundträgerachse mit der im Stahlträger angeordneten Steife am Öffnungsrand 1 mit einem Winkel von 30° zur Verbundträgerachse festgelegt, da durch das Biegemoment in Querrichtung die Steifigkeit des Betongurts in der Verbundträgerachse verkleinert wird. Die Lasteinzugsfläche A_{1q} hat ausgehend von der Steife am Öffnungsrand 1 eine Länge in Richtung der Verbundträgerachse von der zweifachen Öffnungslänge. Sie ist in Abb. 7.6 schraffiert dargestellt. Es wird angenommen, dass vertikale Lasten, die in diesem Bereich auf den Betongurt wirken, die Querkraft $V_{Ed,c,1q}$ erzeugen, die direkt zum Öffnungsrand 1 geführt und in den Stahlträger eingeleitet wird. Dementsprechend ist diese Querkraft über die Rundschnitte $u_{out,1}$ und $u_{1,1}$ zu führen, was beim Nachweis zu berücksichtigen ist.

Zum Nachweis der Querkrafteinleitung in den Stahlträger am Öffnungsrand 1 ist die in Abschnitt 7.4.4 formulierte Gl. (7.59) durch die folgenden zwei Bedingungen zu ersetzen:

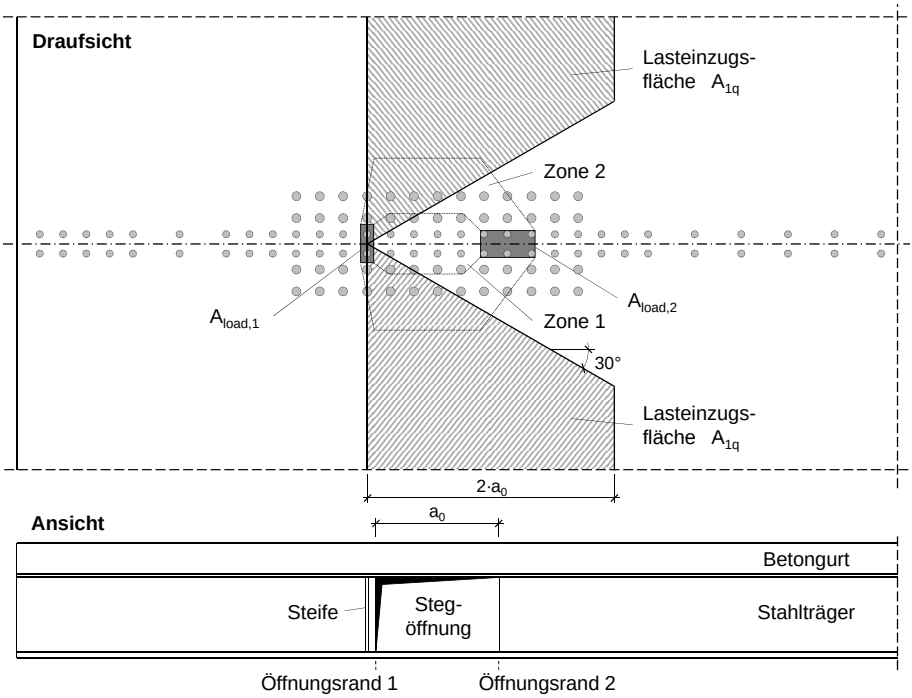


Abb. 7.6: Darstellung der Lasteinzugsfläche A_{1q}

$$V_{Ed,c,a} + V_{Ed,c,1q} \leq V_{Rd,1} = V_{Rd,1,1} + V_{Rd,1,2} \tag{7.80}$$

$$V_{Ed,c,1q} \leq V_{Rd,1,2} \tag{7.81}$$

mit: $V_{Ed,c,a}$ Bemessungsquerkraft im Betongurt am Öffnungsrand 1 nach Gl. (3.9) auf Seite 20; die globale Bemessungsquerkraft $V_{Ed,g,m}$ an der Stelle m darf um die in $V_{Ed,c,1q}$ berücksichtigte Last auf der vom Öffnungsrand 1 abgewandten Seite der Stelle m reduziert werden,

$V_{Ed,c,1q}$ Summe der vertikalen Lasten auf den Betongurt im Bereich der in Abb. 7.6 skizzierten Lasteinzugsfläche A_{1q} auf Bemessungsniveau,

$V_{Rd,1}$ gesamte im Bereich 1 vom Betongurt in den Stahlträger einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau,

$V_{Rd,1,1}$ maximal in Längsrichtung einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach Gl. (7.61),

$V_{Rd,1,2}$ maximal in Querrichtung einleitbare Querkraft auf Bemessungsniveau nach den Gleichungen (7.70) bis (7.72).

In Abschnitt 7.4.4 wird das vorgeschlagene Bemessungskonzept anhand der Versuchsergebnisse überprüft. Berücksichtigt man bei Versuch B1_P_D1_Qb die auf die Lasteinzugsfläche A_{1q} einwirkende Vertikallast entsprechend den obigen Ausführungen, so ergibt sich für das Verhältnis von der maximal über die Öffnung transportierbaren und am Öffnungsrand 1 in den Stahlträger einleitbaren Querkraft zur

im Versuch erreichten maximalen Querkraft ein Wert von 0,98. Somit liegt die Berechnung auf der sicheren Seite.

7.6 Konstruktionsregeln

7.6.1 Allgemeines

Das beschriebene Nachweiskonzept ist nur mit den in diesem Abschnitt formulierten konstruktiven Regelungen gültig. Es sollen damit nur Betongurte im Bereich von Stegöffnungen bemessen werden können, die mit denen der durchgeführten Versuche vergleichbar sind. So wird sichergestellt, dass die berechneten Bemessungswerte durch die Versuche abgesichert sind.

7.6.2 Betongurt

Der Betongurt ist als Teil des Verbundträgers prinzipiell nach den Regeln der *DIN EN 1994-1-1* auszubilden. Des Weiteren gelten die folgenden Einschränkungen zur Anwendung des in dieser Arbeit formulierten Nachweiskonzeptes.

In den Versuchen betrug die maximale Würfeldruckfestigkeit des Betons, der zur Herstellung des Betongurts verwendet wurde, $f_{c,cube,150,m} = 51\,\mathrm{N/mm^2}$. Nach den Gleichungen (7.18) und (7.20) entspricht dies einer charakteristischen Betonfestigkeit von $f_{ck} = 36\,\mathrm{N/mm^2}$. Daher sind nur Betone bis zur Festigkeitsklasse C40/50 zulässig. Für höherfeste Betone wurden noch keine ausreichenden Erfahrungen gesammelt.

Alle in dieser Arbeit betrachteten Betongurte wiesen eine Höhe von $h_c = 16\,\mathrm{cm}$ auf. In *Kohlmeyer 2007* wurden zusätzlich zwei Versuche mit einer Betongurthöhe von $h_c = 21\,\mathrm{cm}$ untersucht und mit den Ergebnissen der mit dünneren Gurten versehenen Verbundträger verglichen. Es zeigten sich keine nennenswerten Unterschiede. So scheint es vertretbar, die in dieser Arbeit formulierten Nachweise für eine Betongurtdicke von bis zu $h_c = 25\,\mathrm{cm}$ anzuwenden. Die Mindesthöhe des Betongurtes wird auf $h_c = 16\,\mathrm{cm}$ festgelegt, sodass sich für die ausführbare Betongurthöhe der folgende Bereich ergibt:

$$16\,\mathrm{cm} \leq h_c \leq 25\,\mathrm{cm} \tag{7.82}$$

7.6.3 Kopfbolzendübel

Die Kopfbolzendübel sind ebenfalls Teil des Verbundträgers und somit auch nach *DIN EN 1994-1-1* zu bemessen und anzuordnen. Darin wird ein minimaler Abstand der Kopfbolzendübel in Längsrichtung vorgeschrieben, der dem fünffachen des Schaftdurchmessers entspricht. In *DIN EN 1992-1-1 NA* wird der maximal zulässige Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung in Abhängigkeit der Querkraftausnutzung festgelegt. Bei einer Ausnutzung von $V_{Ed} > 0{,}6 \cdot V_{Rd,max}$ würde sich hier ein maximaler Abstand von $0{,}25\,h$ bzw. 200 mm ergeben. Bei einer Betongurthöhe von 160 mm

würde der maximale Abstand 40 mm betragen. Dies ist bei der Verwendung von Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern ein unrealistisch kleiner Wert. Bei sämtlichen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen sowie bei denen von *Kohlmeyer 2007* hatten die Kopfbolzendübel in Längsrichtung einen Abstand von $5\,d_{KBD}$. Somit liegen ausreichend Erfahrungswerte vor, die eine Modifizierung der Vorgaben aus *DIN EN 1992-1-1 NA* rechtfertigen. Unabhängig von der Querkraftausnutzung wird vorgeschlagen, den maximalen Abstand der Kopfbolzendübel auf $0{,}7\,h_c$ bzw. 200 mm zu begrenzen, da mit größeren Abständen keine Erfahrungen vorliegen:

$$5\,d_{KBD} \leq e_L \leq \begin{cases} 0{,}7\,h_c \\ 200\,\text{mm} \end{cases} \tag{7.83}$$

mit: e_L Achsabstand der Kopfbolzendübel in Längsrichtung,
d_{KBD} Schaftdurchmesser der Kopfbolzendübel,
h_c Höhe des Betongurts.

Da am Öffnungsrand 2 die Querkraft über mehrere Kopfbolzendübel in den Betongurt eingeleitet wird und am Öffnungsrand 1 ein Vorzeichenwechsel im Querkraftverlauf stattfindet, was in dem von der Öffnung abgewandten Bereich wiederum eine Querkrafteinleitung in den Betongurt durch die Kopfbolzendübel bedeutet, ist der oben definierte Achsabstand der Kopfbolzendübel bis zu einer Entfernung von $5\,h_c$ zu den beiden Öffnungsrändern einzuhalten. Der Achsabstand darf dabei nicht variiert werden.

Es dürfen mehrere Kopfbolzendübelreihen nebeneinander auf dem oberen Stahlträgerflansch angeordnet werden. *DIN EN 1994-1-1* schreibt dabei einen Mindestachsabstand von $2{,}5\,d_{KBD}$ vor. In *DIN EN 1992-1-1 NA* wird der Querabstand von Querkraftbewehrung in Form von Bügeln auf die Höhe h bzw. 600 mm begrenzt. In dem hier vorliegenden Fall ist es entscheidend, dass sich zwischen den benachbarten Kopfbolzendübeln ein Druckgewölbe aufbaut. Daher wird der maximale Querabstand auf die effektive Höhe h_{ef} der Kopfbolzendübel begrenzt:

$$2{,}5\,d_{KBD} \leq e_q \leq h_{ef} \tag{7.84}$$

mit: e_q Achsabstand der Kopfbolzendübel in Querrichtung,
d_{KBD} Schaftdurchmesser der Kopfbolzendübel,
h_{ef} effektive Höhe der Kopfbolzendübel.

Bei einer einreihigen Anordnung der Kopfbolzendübel auf dem Stahlträger entspricht auf der sicheren Seite liegend die Breite b_{l2}, auf der die Kraft am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleitet wird (vgl. Abb. 7.2 auf Seite 158), dem Kopfdurchmesser der Kopfbolzendübel. Dies minimiert die Krafteinleitung in Längsrichtung erheblich und somit auch die über die Öffnung zu transportierende Querkraft. Es wird daher empfohlen, in dem oben beschriebenen Bereich um die Öffnung die Kopfbolzendübel zweireihig auf dem Stahlträger anzuordnen – innerhalb dieses Bereichs darf die Anordnung nicht geändert werden.

7.6.4 Doppelkopfanker

Beim Einsatz von Doppelkopfankern als Querkraft- oder Durchstanzbewehrung unterliegen sie den Regelungen der entsprechenden Zulassung. Diese müssen jedoch den hier vorliegenden geometrischen Verhältnissen von Verbundträgern angepasst werden.

In den für diese Arbeit durchgeführten Versuchen hat sich gezeigt, dass bei Anordnung von jeweils zwei Dübelleisten je Seite die größten Traglasten erzielt werden können, wobei die genaue Positionierung der Dübelleisten in Querrichtung von entscheidender Bedeutung ist. Daher sind die Dübelleisten so anzuordnen, dass seitlich neben den Krafteinleitungsflächen an den Öffnungsrändern jeweils mindestens zwei Dübelleisten je Seite vorhanden sind. Der Nutzen von weiteren Dübelleisten ist zu prüfen, da an den Öffnungsrändern der äußere Rundschnitt stets innerhalb der Zonen 1 und 2 liegen muss und daher in den meisten Fällen durch eine weitere Dübelleiste kaum vergrößert werden kann. Im Bereich 3 darf ohnehin nur die erste Dübelleiste je Seite neben den Kopfbolzendübeln zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden.

Die Doppelkopfanker der Dübelleisten sind stets parallel neben den Kopfbolzendübeln im Betongurt anzuordnen. So gilt der in Gl. (7.83) definierte Längsabstand der Kopfbolzendübel auch für die Doppelkopfanker. Die Dübelleisten sind im Bereich der Öffnung einschließlich einer Länge von $2{,}5\,h_c$ auf beiden Seiten der Öffnungsränder einzulegen, wobei in diesem Bereich die Abstände der Dübelleisten quer zur Trägerachse nicht verändert werden dürfen (vgl. Abb. 7.7).

Die Abstände in Querrichtung sind an die in *DIN EN 1992-1-1 NA* definierten Abstände von Durchstanzbewehrung angelehnt, nach der die erste Dübelreihe einen Abstand von $0{,}3\,d$ bis $0{,}5\,d$ von der Krafteinleitung haben soll. In den durchgeführten Versuchen wurde am Öffnungsrand 2 eine Entfernung von $0{,}54\,d_2$ und am Öffnungsrand 1 eine Entfernung von $0{,}24\,d_1$ von der jeweiligen Krafteinleitungsfläche getestet. Somit wird für die Platzierung der ersten Dübelleiste seitlich neben den Kopfbolzendübeln die folgende Entfernung von der jeweiligen Krafteinleitungsfläche definiert:

$$\text{seitlicher Abstand der 1. Dübelleiste zu } A_{load,1} \begin{cases} \geq 0{,}25\,d_1 \\ \leq 0{,}55\,d_1 \end{cases} \tag{7.85}$$

$$\text{seitlicher Abstand der 1. Dübelleiste zu } A_{load,2} \begin{cases} \geq 0{,}25\,d_2 \\ \leq 0{,}55\,d_2 \end{cases} \tag{7.86}$$

Für die Achsabstände der Doppelkopfanker der weiter außen liegenden Dübelleisten in Querrichtung sind an den Öffnungsrändern folgende Werte einzuhalten:

$$\begin{matrix}\text{seitlicher Achsabstand der weiteren} \\ \text{Dübelleisten zur 1. Dübelleiste}\end{matrix} \leq \begin{cases} 0{,}75\,d_1 & \text{im Bereich 1} \\ 0{,}75\,d_2 & \text{im Bereich 2} \end{cases} \tag{7.87}$$

Da die Breite b_{l2} der Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 2 stets kleiner ist als die Breite b_{l1} der Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 1 und zudem die statische Höhe d_2 stets kleiner ist als die statische Höhe d_1, kann der Fall eintreten, dass nicht alle oben angegebenen Gleichungen gleichzeitig erfüllt werden können. Wenn Verbundträger mit breiten Stahlträgerflanschen eingesetzt oder Kopfbolzendübel einreihig

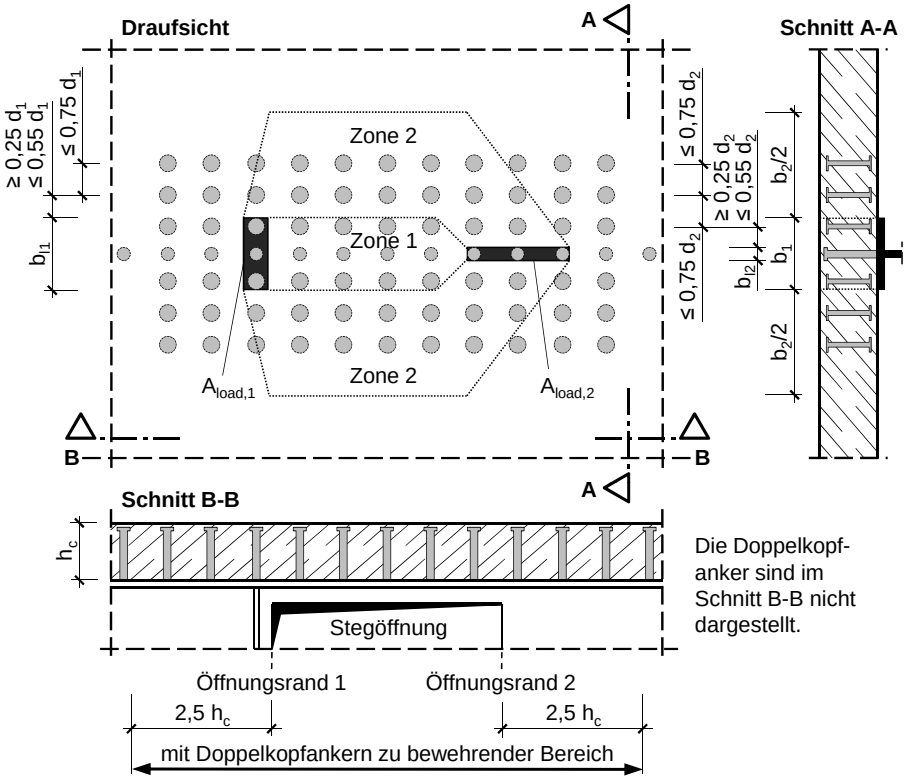


Abb. 7.7: Anordnung der Dübelleisten im Betongurt

angeordnet werden, sind die Gleichungen nicht gleichzeitig erfüllbar. In Abb. 7.7 ist ein Fall in der Draufsicht dargestellt, bei dem die Kopfbolzendübel einreihig auf dem Stahlträger angeordnet wurden. In diesem Beispiel ist es notwendig, drei Dübelleisten je Seite im Betongurt zu platzieren, da am Öffnungsrand 1 die Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste über der Krafteinleitungsfläche liegen und somit keine Kraft übertragen können. Die Doppelkopfanker der ersten Dübelleiste werden am Öffnungsrand 1 vernachlässigt.

Die Doppelkopfanker sind gemäß ihrer Zulassung einzubauen. Bei den für die Versuche verwendeten Doppelkopfankern wird in *Z-15.1-213* gefordert, dass die unteren Ankerköpfe mindestens bis zur Unterkante der untersten Bewehrungslage und die oberen Ankerköpfe mindestens bis zur Oberkante der obersten Bewehrungslage reichen.

7.6.5 Stahlträger

Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft vom Betongurt in den Stahlträger geleitet. Dadurch erfährt der Steg des Stahlträgers in diesem Bereich sehr große Belastungen. Um ein Stabilitätsversagen des Steges zu vermeiden, sind hier Steifen anzuordnen. Diese ermöglichen zusätzlich eine Krafteinleitung vom Betongurt auf der gesamten Breite des Stahlträgerflansches.

Die Größe der Stegöffnung wird für das in dieser Arbeit formulierte Nachweiskonzept nicht eingeschränkt. Das Konzept wurde gemäß des Titels der Arbeit für „große“ Stegöffnungen entwickelt, jedoch lassen sich die Nachweise auch für kleinere Stegöffnungen anwenden. Denn auch bei kleineren als den für diese Arbeit untersuchten Öffnungen wird die Querkraft nach dem Erreichen der Querkrafttragfähigkeit der Zone 1 in den äußeren Bereichen des Betongurtes (Zone 2) über den Öffnungsbereich geleitet. Bei sehr großen Stegöffnungen wird die Tragfähigkeit des Betongurtes zunehmend von dem aufnehmbaren Biegemoment bestimmt. Die Querkrafttragfähigkeit kann auch hier mit dem formulierten Nachweiskonzept ermittelt werden.

7.6.6 Belastung

Es sind nur vorwiegend ruhende Lasten zulässig, die als Punktlasten, Linienlasten oder Flächenlasten auftreten können. Wirken Vertikallasten im Bereich der Lasteinzugsfläche A_{1q}, so sind die Regelungen des Abschnittes 7.5 zum Nachweis der Querkrafteinleitung in den Stahlträger am Öffnungsrand 1 zu beachten.

7.7 Zusammenfassung

In Abb. 7.8 sind für sämtliche Versuche, die mit durch Dübelleisten verstärkten Betongurten durchgeführt wurden, die Verhältnisse $\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$ aufgetragen. Dabei handelt es sich um die Verhältnisse aus den nach dem beschriebenen Nachweiskonzept berechneten maximalen übertragbaren Querkräften zu den in den Versuchen ermittelten maximalen

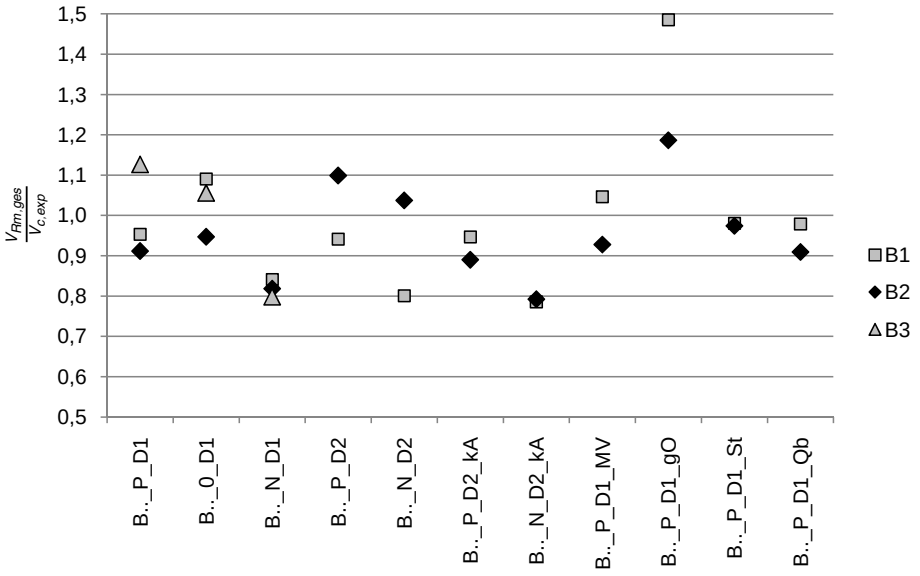


Abb. 7.8: Verhältnisse der gemäß dem Nachweiskonzept berechneten zu den in den Versuchen ermittelten maximalen Querkräften im Betongurt

Querkräften im Betongurt. Die Werte – außer denen der Versuche mit Biegemomenten im Betongurt in Querrichtung – entsprechen denen der Tabellen 7.2, 7.4 und 7.6. Jeder Bereich ist im Diagramm durch ein anderes Symbol gekennzeichnet und die auf der x-Achse aufgetragenen Versuchsnamen sind um die Nummer des jeweiligen Bereichs zu ergänzen.

Sind die Verhältnisse größer als eins, werden die Querkrafttragfähigkeiten durch den Nachweis überschätzt. Bei Verhältnissen kleiner als eins, werden die Tragfähigkeiten entsprechend unterschätzt und liegen auf der sicheren Seite.

Es kann festgestellt werden, dass sich durch das in Abschnitt 7.2 beschriebene Nachweiskonzept die durch den Betongurt zu übertragende Querkraft gut berechnen lässt. In Abb. 7.8 sind jedoch auch bei insgesamt acht Versuchen Verhältniswerte über eins zu erkennen, die Berechnungen liegen somit auf der unsicheren Seite. Die Besonderheiten dieser Versuche werden im Folgenden nochmals aufgezeigt.

Bei den Versuchen B3_P_D1 und B3_0_D1 war jeweils nur eine Dübelleiste je Seite im Betongurt vorhanden, in Abschnitt 7.6 wird jedoch festgelegt, dass mindestens zwei Dübelleisten je Seite einzubauen sind. Diese werden im Bereich 3 nicht als Querkraftbewehrung in der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit betrachtet, sorgen jedoch im Grenzzustand der Tragfähigkeit für eine Laststeigerung. Somit verringert sich auch das Verhältnis $\frac{V_{Rm,ges}}{V_{c,exp}}$.

Bei den Versuchen B1_0_D1 und B1_P_D1_MV wurde der Betongurt entweder gar nicht oder nur mit einer geringen Druckkraft in Längsrichtung belastet. Dadurch wurde in den Versuchen ein Biegezugversagen begünstigt, das jeweils in Kombination mit einem Durchstanzversagen auftrat. Somit trat in diesen Versuchen das Versagen bei einer geringeren Querkraft im Betongurt auf, als nach der Berechnung, in der nur das Durchstanzversagen berücksichtigt wurde.

Die Betongurte der beiden Versuche B2_P_D2 und B2_N_D2 waren zwar mit jeweils zwei Dübelleisten je Seite verstärkt worden, jedoch wurden hier die seitlichen Abstände der Dübelleisten zu den Krafteinleitungsflächen, wie sie in Abschnitt 7.6.4 geregelt sind, nicht eingehalten. Somit konnten die Doppelkopfanker die Bildung des Ausbruchkegels nicht verhindern und es kam zu einem vorzeitigen Versagen. Bei den Versuchen B2_P_D2_kA und B2_N_D2_kA hingegen waren die Dübelleisten jeweils 30 mm näher an den Kopfbolzendübeln angeordnet, was in den Versuchen zu wesentlich größeren Traglasten führte. Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit liegt dann auf der sicheren Seite.

Die beiden Versuche, mit denen eine größere Öffnung untersucht wurde (B1_P_D1_gO und B2_P_D1_gO), sind bei der Betrachtung der in Abb. 7.8 dargestellten Verhältnisse zu vernachlässigen. Durch die 1,7-fache Öffnungslänge wurden sehr viel größere Sekundärmomente in den Betongurten an den Öffnungsrändern erzeugt. Da die in den Betongurten vorhandene Längsbewehrung gegenüber den übrigen Versuchen nicht geändert wurde, kam es in beiden Versuchen jeweils zu einem Biegezugversagen. Dieses trat bei einem niedrigerem Lastniveau ein als das gemäß dem vorgestellten Nachweiskonzept berechnete Ausreißen der Kopfbolzendübel bzw. des Durchstanzversagens, was zu den sehr großen Verhältniswerten führt.

Von den Versuchen mit Biegemomenten im Betongurt in Querrichtung sind nicht die in den Tabellen 7.4 und 7.6 aufgeführten Verhältnisse in Abb. 7.8 dargestellt, da die gemessenen Querkräfte in den Betongurten über der Öffnung aufgrund der zusätzlichen vertikalen Lasten nachträglich angepasst werden mussten. Dies wurde in den Abschnitten 7.4.3 und 7.4.4 ausführlich erläutert.

Die vier Versuche mit zwei Dübelleisten je Seite bei geringem Abstand zu den Kopfbolzendübeln (Versuchsnamen enden mit D2_kA) erreichten die größten Traglasten. Die seitlichen Abstände der Doppelkopfanker zu den Krafteinleitungsflächen sowie die seitlichen Achsabstände der Doppelkopfanker waren vergleichbar mit den Regelungen der Durchstanznachweise nach *DIN EN 1992-1-1*. Daher wurden die seitlichen Abstände der Dübelleisten in den in Abschnitt 7.6 festgelegten konstruktiven Regeln derart definiert, dass sie denen der oben genannten Versuche entsprechen. Wie in Abb. 7.8 ersichtlich, kann mit dieser Anordnung der Dübelleisten die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts recht genau ermittelt werden, wobei die Versuche gezeigt haben, dass noch Sicherheitsreserven vorhanden sind.

Insgesamt ist festzustellen, dass durch die beschriebenen Nachweise in den drei Bereichen des Betongurts eine ausreichende Sicherheit bei der Bemessung der Querkrafttragfähigkeit erreicht wird. Dabei konnten die in den Versuchen mit Dübelleisten erzielten Traglaststeigerungen gegenüber den Versuchen ohne Dübelleisten auch auf das Nachweiskonzept übertragen werden. Hier wurde die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit dadurch erreicht, dass über der Öffnung in der Zone 1 die erste Dübelleiste je Seite zusammen mit den auf dem Stahlträger aufgeschweißten Kopfbolzendübeln als Querkraftbewehrung bei der Bemessung berücksichtigt wird. An den Öffnungsrändern wurden die beiden Faktoren φ_1 und φ_2 eingeführt, mit denen die größere Betondruckfestigkeit berücksichtigt wird, die durch den mehrachsialen Druckspannungszustand an diesen Stellen hervorgerufen wird. Die Doppelkopfanker der Dübelleisten werden bei den Durchstanznachweisen als Durchstanzbewehrung angesetzt.

Des Weiteren kann das erstellte Nachweiskonzept auch zur Querkraftbemessung von Betongurten verwendet werden, bei denen in der Symmetrieebene des Verbundträgers ein Biegemoment in Querrichtung vorliegt. Bereits bei Berücksichtigung der Eigenlast des Betongurtes ist dies bei allen Verbunddecken der Fall. Bei den Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Querbiegung des Betongurts keinen signifikanten Einfluss auf die Einleitung der Querkraft vom Stahlträger in den Betongurt am Öffnungsrand 2 hat. Am Öffnungsrand 1 wird jedoch nicht nur die Kraft wieder zurück in den Stahlträger geführt, die am Öffnungsrand 2 in den Betongurt eingeleitet wird, sondern auch die Vertikallast, die im Bereich der Öffnung seitlich neben der Symmetrieebene auf den Betongurt wirkt. Die Größe dieser Lasteinzugsfläche ist abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen des gesamten Systems und wird daher in Abschnitt 7.5 auf der sicheren Seite liegend sehr groß angenommen (vgl. Abb. 7.6 auf Seite 190).

In einer Vergleichsrechnung wurde festgestellt, dass durch den Einsatz von Dübelleisten die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts bei deren Anordnung gemäß den in Abschnitt 7.6 festgelegten konstruktiven Regeln eine Laststeigerung auf Bemessungsniveau von 33 % gegenüber einem nach *Kohlmeyer 2007* bemessenen Betongurt ohne Dübelleisten erzielt werden kann.

8 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss von Dübelleisten auf das Querkrafttragverhalten des Stahlbetongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen untersucht. Das Forschungsvorhaben wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) unter dem Förderkennzeichen SCHN 771-4-1 gefördert.

Nach der Beschreibung der Problemstellung (Kap. 1) wird in Kap. 2 das bereits bekannte Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von Stegöffnungen beschrieben. Des Weiteren werden die Ziele der Arbeit definiert, wobei das Hauptaugenmerk auf der Erstellung eines Nachweiskonzeptes liegt, mit dem eine Querkraftbemessung von mit Dübelleisten verstärkten Betongurten durchgeführt werden kann.

In Kap. 3 werden die Ergebnisse eines vorangegangenen Forschungsprojektes, das ebenfalls von der DFG finanziert und an der TU Kaiserslautern durchgeführt wurde, zusammengefasst. Es wird das Nachweiskonzept erläutert, das im Rahmen dieses Projektes erstellt wurde. Mit diesem kann die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetongurtes im Bereich von Stegöffnungen bestimmt werden, wobei keine Verstärkungen des Betongurts in Form von Dübelleisten berücksichtigt werden.

Anschließend werden in Kap. 4 die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Versuche vorgestellt. Insgesamt wurden 28 einzelne Versuche durchgeführt, mit denen die drei verschiedenen Bereiche einer Stegöffnung – die beiden Öffnungsränder und der Bereich dazwischen – in drei Versuchsreihen gezielt untersucht wurden. Es wurden mehrere Parameter – hauptsächlich die Anzahl und Lage der Dübelleisten – variiert. Im Anschluss an die Beschreibung der Versuche werden die Ergebnisse präsentiert und miteinander verglichen.

Die meisten Versuche wurden mit der Finiten-Element-Methode nachgerechnet. In Kap. 5 werden zunächst das dazu benutzte Programm ATENA und das für die Nachrechnungen erstellte FE-Modell vorgestellt. Beim Vergleich der Berechnungs- mit den Versuchsergebnissen zeigen sich zum Teil sehr große Abweichungen. Insbesondere die Verstärkung des Betongurts mit Dübelleisten liefert bei den Berechnungen nicht die Laststeigerung, wie sie in den vergleichbaren Versuchen zu beobachten ist. Begründet wird dies mit der Modellierung der Doppelkopfanker als Volumenelemente und der damit verbundenen komplexen Geometrie der umliegenden Betonvolumenelemente in Zusammenhang mit der Definition der Kontaktelemente.

Die aus den experimentellen und rechnerischen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse werden in Kap. 6 erörtert. Die wichtigsten daraus erarbeiteten Erkenntnisse werden im Folgenden zusammengefasst.

- Die größten Traglasten wurden in den Versuchen mit den Versuchskörpern erreicht, bei denen jeweils zwei Dübelleisten je Seite im Betongurt in einem geringen seitlichen Abstand zu den Kopfbolzendübeln angeordnet waren. Durch

die enge Anordnung konnten sich keine zum Versagen führenden Risse zwischen den Kopfbolzendübeln und Doppelkopfankern der Dübelleisten bilden. Die gefährdeten Bereiche an den Öffnungsrändern wurden durch die Dübelleisten derart verzahnt, dass ein Ausreißen der Kopfbolzendübel bzw. ein Durchstanzen des Betongurts deutlich hinausgezögert oder verhindert werden konnte, was zu anderen Versagensarten führte.

- An einem Öffnungsrand muss die Vertikalkraft vom Stahlträger in den Betongurt übertragen werden, was in den Versuchen hauptsächlich durch das Kopfbolzendübel-Paar am Öffnungsrand sowie die beiden benachbarten Paare erfolgte. Die Kraft wird überwiegend in Längsrichtung zu den über der Öffnung angebrachten Kopfbolzendübeln und schräg nach außen zu den Doppelkopfankern der ersten Dübelleiste übertragen, welche die Querkraft über die Öffnung transportieren. Ein geringer Anteil wird orthogonal zur Symmetrieebene des Verbundträgers in den äußeren auf Querkraft unbewehrten Bereich des Betongurts geleitet. Wird der Betongurt seitlich neben der Verbundträgerachse vertikal belastet, so hat dies keinen negativen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten des Betongurts an diesem Öffnungsrand, da die auf den Betongurt wirkende Vertikallast entweder in Richtung des gegenüberliegenden Öffnungsrandes oder zu einem weiter vom Öffnungsrand entfernten, nicht durch eine Stegöffnung geschwächten Bereich transportiert wird.
- Am gegenüberliegenden Öffnungsrand ist es sinnvoll, Steifen im Stahlträger anzuordnen, um ein Ausknicken des Stegs zu verhindern. Dadurch wird auch der obere Flansch versteift, sodass an dieser Stelle die Querkraft aus dem Betongurt sehr konzentriert in den Stahlträger eingeleitet wird. Auch neben der Achse auf den Betongurt wirkende Vertikallasten werden konzentriert an diesem Punkt eingeleitet, was sich ungünstig auf das Querkrafttragverhalten des Betongurtes auswirkt und daher bei der Bemessung berücksichtigt werden muss.

Mithilfe dieser Erkenntnisse wird in Kap. 7 ein Nachweiskonzept erarbeitet, mit dem die Querkrafttragfähigkeit eines Betongurts unter Berücksichtigung von im Betongurt angeordneten Dübelleisten bestimmt werden kann. Das Konzept baut auf einem bereits bestehenden und in Kap. 3 beschriebenen Konzept auf, das die Verstärkung durch Dübelleisten nicht berücksichtigt. Dadurch können beide Konzepte benutzt werden, je nachdem, ob Verstärkungen im Betongurt vorhanden sind oder nicht. Anhand der experimentellen Untersuchungen wurde das Konzept überprüft und festgestellt, dass damit die Tragfähigkeiten sicher abgeschätzt werden können. Die folgenden konstruktiven Regeln sind einzuhalten:

- Betongurt
  Maximale Betonfestigkeitsklasse: C40/50
  Betongurthöhe: $16\,\text{cm} \leq h_c \leq 25\,\text{cm}$
- Kopfbolzendübel
  Achsabstände der Kopfbolzendübel in Längs- und Querrichtung:

$$5\,d_{KBD} \leq e_L \leq \begin{cases} 0{,}7\,h_c \\ 200\,\text{mm} \end{cases}$$

$$2{,}5\,d_{KBD} \leq e_q \leq h_{ef}$$

mit: e_L Achsabstand der Kopfbolzendübel in Längsrichtung,
e_q Achsabstand der Kopfbolzendübel in Querrichtung,
d_{KBD} Schaftdurchmesser der Kopfbolzendübel,
h_c Höhe des Betongurts,
h_{ef} effektive Höhe der Kopfbolzendübel.

- Doppelkopfanker
  Es sind mindestens zwei Dübelleisten je Seite parallel neben den Kopfbolzendübeln im Bereich der Öffnung einschließlich einer Länge von $2{,}5\,h_c$ auf beiden Seiten der Öffnungsränder einzulegen. Die Achsabstände der Doppelkopfanker in Längsrichtung müssen denen der Kopfbolzendübel entsprechen.

  Abstände in Querrichtung:

  $$\text{seitlicher Abstand der 1. Dübelleiste zu } A_{load,1} \begin{cases} \geq 0{,}25\,d_1 \\ \leq 0{,}55\,d_1 \end{cases}$$

  $$\text{seitlicher Abstand der 1. Dübelleiste zu } A_{load,2} \begin{cases} \geq 0{,}25\,d_2 \\ \leq 0{,}55\,d_2 \end{cases}$$

  $$\begin{array}{l}\text{seitlicher Achsabstand der weiteren} \\ \text{Dübelleisten zur 1. Dübelleiste}\end{array} \leq \begin{cases} 0{,}75\,d_1 & \text{im Bereich 1} \\ 0{,}75\,d_2 & \text{im Bereich 2} \end{cases}$$

  mit: $A_{load,1}$ Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 1 (s. Abb. 7.1 auf S. 157),
  $A_{load,2}$ Krafteinleitungsfläche am Öffnungsrand 2 (s. Abb. 7.1),
  d_1 statische Höhe im Bereich 1,
  d_2 statische Höhe im Bereich 2.

- Stahlträger
  Am Öffnungsrand 1 sind Steifen anzuordnen.

- Belastung
  Es sind nur vorwiegend ruhende Lasten zulässig. Diese können als Punktlasten, Linienlasten oder Flächenlasten wirken.

Über der Öffnung wird durch die Position der jeweils ersten Dübelleiste je Seite die Breite der Zone festgelegt, in der die Kopfbolzendübel und Doppelkopfanker der Dübelleisten als Querkraftbewehrung angesetzt werden dürfen. Über diese Zone wird der Großteil der Querkraft über die Öffnung hinweg transportiert, was eine konzentrierte Kraftein- und -ausleitung an den beiden Öffnungsrändern erfordert. Da in diesen Bereichen ein mehrachsialer Druckspannungszustand des Betons vorliegt, werden die beiden Erhöhungsfaktoren φ_1 und φ_2 eingeführt, um die konzentrierte Kraftein- und -ausleitung auch bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit berücksichtigen zu können. An den Öffnungsrändern dürfen die dort vorhandenen Doppelkopfanker beim Nachweis gegen Durchstanzen angesetzt werden.

Bei Verbunddecken entsteht im Betongurt allein durch die Eigenlast in den Verbundträgerachsen ein Biegemoment in Querrichtung, das im bestehenden Nachweiskonzept nach *Kohlmeyer 2007* nicht berücksichtigt wurde. Daher wurden zwei Bauteilversuche und entsprechende FE-Berechnungen durchgeführt, um den Einfluss der Querbiegung auf das Querkrafttragverhalten des Betongurts zu untersuchen. Aus den Ergebnissen

wird geschlossen, dass neben der Öffnung auf den Betongurt einwirkende Vertikallasten konzentriert zu dem Öffnungsrand geführt werden, an dem die durch den Betongurt übertragene Querkraft in den Stahlträger zurückgeleitet wird, wodurch der Betongurt an dieser Stelle zusätzlich belastet wird. Zur Bestimmung der zusätzlich zu berücksichtigenden Vertikalkraft wird eine Lasteinzugsfläche definiert, die auf der sicheren Seite liegend sehr groß ist, da die tatsächliche Lastabtragung abhängig von den Steifigkeiten des Systems ist. Dies kann in manchen Fällen zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen, jedoch sind für eine genauere Abschätzung der Lasteinzugsfläche weitere Untersuchungen nötig.

In den durchgeführten Versuchen wurde eine deutliche Traglaststeigerung durch den Einsatz von Dübelleisten im Betongurt festgestellt. Mithilfe des erstellten Nachweiskonzeptes wird die Möglichkeit geschaffen, die Querkrafttragfähigkeit eines mit Dübelleisten verstärkten Betongurts zu bestimmen. Dies ermöglicht es, bei der Bemessung von Verbundträgern und -decken, die durch Stegöffnungen geschwächt sind, durch minimalen Mehreinsatz von Bewehrung in Form von Dübelleisten eine deutliche Traglaststeigerung zu erzielen.

Es wird vorgeschlagen, bei zukünftigen Forschungen die Untersuchungen zum Einfluss der Querbiegung im Betongurt auf dessen Querkrafttragfähigkeit fortzuführen. Ziel sollte es sein, die Lasteinzugsfläche in Abhängigkeit der Steifigkeiten im Bereich der Öffnung zu bestimmen, um eine wirtschaftlichere Bemessung zu ermöglichen.

Unwirtschaftliche Ergebnisse liefert das in dieser Arbeit erstellte Nachweiskonzept ebenfalls bei einreihiger Anordnung der Kopfbolzendübel auf dem Stahlträger. Die Breite der Krafteinleitungsfläche, über welche die Kraft von den Kopfbolzendübeln in den Betongurt übertragen wird, wird bei einreihiger Anordnung der Kopfbolzendübel auf deren Kopfdurchmesser begrenzt. Dies führt rechnerisch gegenüber der zweireihigen Anordnung zu einer deutlich geringeren Krafteinleitung in Längsrichtung des Verbundträgers. Es wird vermutet, dass die einreihige Anordnung in der Praxis keine so erhebliche Kraftminderung verursacht. Daher wird vorgeschlagen, diesen Aspekt genauer zu untersuchen und das Nachweiskonzept derart zu erweitern, dass Verbundträger mit einreihiger Kopfbolzendübel-Anordnung ebenfalls wirtschaftlich bemessen werden können.

In der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich Verbundträger mit massiven Stahlbetongurten betrachtet. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit werden bei Verbunddecken jedoch oft Profilbleche als verlorene Schalung eingesetzt, weshalb es wünschenswert wäre, diese Bauweise auch in Verbindung mit durch Dübelleisten verstärkten Betongurten einsetzen zu können. Durch weitere Forschungsarbeiten müsste das Nachweiskonzept entsprechend angepasst und erweitert werden.

Literaturverzeichnis

Bazant u. Oh 1983
BAZANT, Zdenek P. ; OH, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. In: *Materials and Structures, RILEM* 16 (1983), Nr. 3, S. 155–177

Bigaj 1999
BIGAJ, Agnieszka J.: *Structural dependence of rotation capacity of plastic hinges in RC beams and slabs*. Delft, Delft University of Technology, Dissertation, 1999

Bode u. Künzel 1991
BODE, H. ; KÜNZEL, R.: *Stahlverbundträger mit großen Stegöffnungen: Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Bo 733/6-1 (und Materialband)*. Kaiserslautern, 1991

Bode u. Stengel 1993
BODE, H. ; STENGEL, J.: *Verstärkte Stahlverbundträger für den Industriebau mit großen Stegöffnungen: Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 8173*. Kaiserslautern, 1993

CEB-FIP Model Code 1990
Norm CEB-FIP Model Code 1990: *Design Code*. London, 1993-08

Cervenka u. a. 1998
CERVENKA, Jan ; CERVENKA, Vladimír ; ELIGEHAUSEN, Rolf: Fracture-plastic material model for concrete, application to analysis of powder actuated anchors. In: *3rd International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FRAMCOS-3)*. Freiburg, Germany, 1998, S. 1107–1116

Cervenka u. Papanikolaou 2008
CERVENKA, Jan ; PAPANIKOLAOU, Vassilis K.: Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. In: *International Journal of Plasticity* 24 (2008), S. 2192–2220

Cervenka u. a. 2007
CERVENKA, Vladimír ; JENDELE, Libor ; CERVENKA, Jan: *ATENA Program Documentation, Part 1: Theory*. 2007

Cervenka u. Pukl 2007
CERVENKA, Vladimír ; PUKL, Radomír: ATENA - ein Werkzeug für wirklichkeitsnahe Berechnungen von Stahlbetonstrukturen. In: *1. Departmentkongress „Bautechnik und Naturgefahren“*. 2007

Cho u. Redwood 1992
CHO, Soon H. ; REDWOOD, R. G.: Slab Behaviour in Composite Beams at Openings. In: *Journal of the Structural Division* 118 (1992), Nr. 9, S. 2287–2303 and 2305–2322

Clawson u. Darwin 1982
CLAWSON, C. W. ; DARWIN, D.: Tests of Composite Beams with Web Openings. In: *Journal of the Structural Division* 108 (1982), Nr. ST1, S. 145–162

DAfStb 240
DAfStb Heft 240: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988*. 1991

DAfStb 525
DAfStb Heft 525: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1*. 2010

DIN 1045-1:2001-07
Norm DIN 1045-1:2001-07: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. 2001-07

DIN 1045-1:2008-08
Norm DIN 1045-1:2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. 2008-08

DIN 1045-2
Norm DIN 1045-2: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. 2008-08

DIN 1048-5
Norm DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. 1991-06

DIN 18800-5
Norm DIN 18800-5: *Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion*. 2007-03

DIN 50125
Norm DIN 50125: *Prüfung metallischer Werkstoffe - Zugproben*. 2004-07

DIN EN 10002-1
Norm DIN EN 10002-1: *Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur*. 2001-12

DIN EN 12390-3
Norm DIN EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*. 2002-04

DIN EN 12390-6
Norm DIN EN 12390-6: *Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern*. 2001-02

DIN EN 1992-1-1
Norm DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2011-01

DIN EN 1992-1-1 NA
Norm DIN EN 1992-1-1 NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2011-01

DIN EN 1994-1-1
Norm DIN EN 1994-1-1: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. 2010-12

DIN EN ISO 14555
Norm DIN EN ISO 14555: *Schweißen - Lichtbogenbolzenschweißen von metallischen Werkstoffen*. 2006-12

Donahey u. Darwin 1986
DONAHEY, Rex C. ; DARWIN, David: *Performance and design of composite beams with web openings*. Lawrence, Kan : University of Kansas Center for Research, 1986

Donahey u. Darwin 1988
DONAHEY, Rex C. ; DARWIN, David: Web Openings in Composite Beams with Ribed Slabs. In: *Journal of Structural Engineering* 114 (1988), Nr. 3, S. 518–534

Ehmann 2003
EHMANN, Jochen: *Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2003

ETA-03/0041
EUROPÄISCHE ORGANISATION FÜR TECHNISCHE ZULASSUNGEN (EOTA): *Zulassung ETA-03/0041: Nelson Bolzenschweiß-Technik GmbH & Co. KG: Stahlplatte mit einbetonierten Nelson-Kopfbolzen aus Stahl und aus nichtrostendem Stahl*. 2008

Fachkommision Bautechnik der Bauministerkonferenz 2010
FACHKOMMISION BAUTECHNIK DER BAUMINISTERKONFERENZ: Erläuterungen zur Anwendung der Eurocodes vor ihrer Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen. In: *DIBt Mitteilungen* (2010), Nr. 6, S. 252–257

Hegger u. Beutel 1999
HEGGER, Josef ; BEUTEL, Rüdiger: *Durchstanzen: Empirischer Ansatz für die Neufassung von DIN 1045-1: Teilbericht (Kapitel 7) zum Abschlussbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98: „Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1“*. Aachen, 1999

Hillerborg u. a. 1976
HILLERBORG, A. ; MODER, M. ; PETERSSON, P. E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. In: *Cement and Concrete Research* 6 (1976), S. 773–782

Kani 1968
KANI, G.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit? In: *Der Bauingenieur* 43 (1968), Nr. 5, S. 167–174

Kohlmeyer 2007
KOHLMEYER, Christian: *Beitrag zum Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen unter besonderer Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurts*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2007

Kuhlmann u. Ehmann 2003
KUHLMANN, U. ; EHMANN, J.: Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Betonfahrbahnplatten von Verbundbrücken. In: *Stahlbau* 72 (2003), Nr. 7, S. 491–499

Kurz u. a. 2010
KURZ, Wolfgang ; MENSINGER, Martin ; KOHLMEYER, Christian ; SAUERBORN, Ingeborg ; SAUERBORN, Norbert: Verbundträger und Deckensysteme. In: KUHLMANN, Ulrike (Hrsg.): *Stahlbau-Kalender 2010*. [S.l.] : Wilhelm Ernst & Sohn Verl, 2010. – ISBN 3–433–02939–3, S. 483–571

Lawson u. a. 1992
LAWSON, R. M. ; CHUNG, K. F. ; PRICE, A. M.: Tests on Composite Beams with large Web Openings to justify existing Design Methods. In: *The Structural Engineer* 70 (1992), Nr. 1, S. 1–7

Menétrey u. Willam 1995
MENÉTREY, P. ; WILLAM, K. J.: Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. In: *ACI Structural Journal* 92 (1995), Nr. 3, S. 311–318

Ramm u. Kohlmeyer 2010a
RAMM, Wieland ; KOHLMEYER, Christian: Über die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen: Teil 1: Experimentelle und rechnerische Untersuchungen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Nr. 3, S. 165–175

Ramm u. Kohlmeyer 2010b
RAMM, Wieland ; KOHLMEYER, Christian: Über die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen: Teil 2: Nachweiskonzept. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Nr. 4, S. 216–222

Redwood u. Poumbouras 1983
REDWOOD, R. G. ; POUMBOURAS, G.: Tests of Composite Beams with Web Holes. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 10 (1983), S. 713–721

Reineck 1999
REINECK, Karl-Heinz: *Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1: Erläuterungen und Vergleiche mit Versuchen: Teilbericht (Kapitel 3) zum Abschlussbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98: "Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1"*. Stuttgart, 1999

Stengel 1996
STENGEL, J.: *Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegausschnitten*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 1996

Weil 2007
WEIL, Torsten: *Zum Tragverhalten von durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2007

Weil u. Schnell 2007
WEIL, Torsten ; SCHNELL, Juergen: Ein Bemessungsmodell für durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen. In: *Stahlbau* 76 (2007), Nr. 7, S. 495–502

Z-15.1-213
DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): *Zulassung Z-15.1-213: Halfen GmbH: HDB System Durchstanzbewehrung in Platten nach DIN 1045-01*. 2008

Zhou 1998
ZHOU, Donghua: *Beitrag zum Tragverhalten und zur Entwicklung der Ingenieurmodelle von Verbundträgern*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 1998

Zilch u. Staller 1999
ZILCH, K. ; STALLER, M.: *Umrechnungen und Definitionen der Materialeigenschaften und Festigkeitswerte: Anhang zum Abschlussbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98*. 1999

Anhang

Der Anhang zu dieser Arbeit umfasst insgesamt 1200 Seiten, weshalb ein eigenes Dokument erzeugt wurde. Dieses ist in elektronischer Form auf dem Dokumentenserver der Technischen Universität Kaiserslautern (http://kluedo.ub.uni-kl.de) abrufbar.

Der Anhang umfasst im Einzelnen folgende Teile:

- Pläne der Bauteilversuche
- Diagramme der Versuchsmesswerte
- Diagramme zum Vergleich einzelner Messwerte bei unterschiedlichen Versuchen
- Schnittbilder der aufgesägten Versuchskörper
- Fotos der Schnittflächen der aufgesägten Versuchskörper
- Diagramme zum Vergleich der FE-Berechnungen mit den Messwerten der Versuche
- Schnittgrößen des Betongurts (aus FE-Berechnung ermittelt)
- Verteilung der Querkraft im Betongurt (aus FE-Berechnung ermittelt)

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name:	Christian Balzer
Staatsangehörigkeit:	deutsch

Beruflicher Werdegang

08/2004 – 06/2011:	Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion
seit 07/2011	Mitarbeiter im Ingenieurbüro BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH, Kaiserslautern

Hochschulausbildung

10/1998 – 07/2004:	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Kaiserslautern, Vertiefungsfächer: Massivbau, Stahlbau und Baustatik, Abschluss als Diplom-Ingenieur (Dipl.-Ing.)

Schulausbildung

06/1997:	Abitur am Hohenstaufen-Gymnasium Kaiserslautern