

Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
Sohnstr. 65
40237 Düsseldorf



fosta@stahlforschung.de
www.stahlforschung.de



Entwicklung eines integrierten Decken- systems für den Stahl- und Verbundbau

Development of an integrated floor slab system
for steel and composite construction

Forschung für die Praxis P 1097 / IGF-Nr. 18658 N

Industrielle
Gemeinschaftsforschung **IGF**

Gefördert durch:
 Bundesministerium
für Wirtschaft
und Energie
aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages



Forschungsvereinigung
Stahlanwendung e. V.



Forschungsprojekt P 1097 / IGF-Nr. 18658 N

Entwicklung eines integrierten Deckensystems für den Stahl- und Verbundbau

Development of an integrated floor slab system for steel and composite construction

Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen

Dipl.-Ing. Maik Kopp

Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann

Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen

Dr.-Ing. Martin Claßen

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Verantwortlich für die FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

Dr. Gregor Nüsse

Das IGF-Vorhaben 18658 N der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Das Vorhaben wurde vom Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, sowie vom Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, durchgeführt.

Beteiligte am Projektbegleitenden Ausschuss:

AAINA GmbH - Institut für Nachhaltiges Bauen Aachen, Aachen
ArcelorMittal Global R&D, Esch/Alzette, Luxemburg
bauforumstahl e. V., Düsseldorf
Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Berlin
Feldmann + Weynand GmbH, Aachen
Florack Bauunternehmung GmbH, Heinsberg
GOLDBECK Bauelemente Bielefeld SE, Bielefeld
GOLDBECK Nord GmbH, Bielefeld
IGM Ingenieurplanung GmbH, Wiesbaden
RSB Rudolstädter Systembau GmbH, Rudolstadt
Salzgitter Mannesmann Stahlhandel GmbH, Düsseldorf
Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf
SSF Ingenieure AG Beratende Ingenieure im Bauwesen, Berlin
stahl + verbundbau GmbH, Dreieich
Stahlwerk Thüringen GmbH, Unterwellenborn
thyssenkrupp Steel Europe AG, Duisburg

© 2021 Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf

Bestell-Nr. P 1097
ISBN 978-3-946885-59-7

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Alle Rechte, auch die der Übersetzung in andere Sprachen, bleiben vorbehalten. Ohne schriftliche Genehmigung der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. sind Vervielfältigungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen nicht gestattet.

Kurzdarstellung

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines integrierten Deckensystems für den Stahl- und Verbundbau und die Herleitung von Ingenieurmodellen zur Beschreibung des Deckentragverhaltens. Den Ausgangspunkt bildet das Deckensystem InaDeck, das im Rahmen des FOSTA Forschungsprojektes P 879 konzipiert wurde. Dieses zeichnet sich durch große Spannweiten und die im Deckenhohlraum integrierte Gebäudetechnik aus. Um das Deckensystem zur Demonstratorreife zu führen, sind einerseits die einzelnen Deckenelemente hinsichtlich Tragfähigkeit, Wirtschaftlichkeit und Ressourceninanspruchnahme zu optimieren (Walzprofile und Verbundmittel), andererseits ist die Einbindung des Deckensystems in das Gesamttragwerk zu entwickeln.

In diesem Forschungsprojekt werden zunächst mögliche System- und Querschnittsvariationen untersucht, die eine Flexibilisierung des Rastermaßes ermöglichen. Darauf aufbauend werden bestehende stahlbaumäßige Anschlusskonstruktionen an Stützen und Wechselträger betrachtet und diese für das Deckensystem angepasst. Für die kraftschlüssigen Fugen zwischen den Deckenelementen werden sowohl Vergussfugen als auch lösbare Fugenkonstruktionen erarbeiten, die ein Bauwerks- und Bauteilrecycling ermöglichen. Vergussfugen stellen hingegen die Rauchdichtheit im Brandfall sicher.

Das Tragverhalten der optimierten Deckenelemente wird in experimentellen und theoretischen Untersuchungen erforscht. Hierzu wird zunächst das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundmittel unter verschiedenen Beanspruchungskombinationen untersucht. Die Abscherversuche mit einer kombinierten Zug-Beanspruchung zeigten eine Abnahme der Traglast mit zunehmender Zugbeanspruchung. Ein ähnlicher Effekt konnte auch in den Versuchen in gerissenem Beton beobachtet werden. In den Schubversuchen mit zusätzlicher Querbiegung konnte ebenfalls eine Reduktion der Traglast beobachtet werden, der sich in den Trägerversuchen jedoch nicht bestätigte. In abschließenden Trägerversuchen werden einerseits die Tragmechanismen im Stegöffnungsbereich unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung und andererseits die Einflüsse einer kombinierten Quer- und Längsbiegebeanspruchung im Deckenelement untersucht.

An einem 10,5 m langen Verbunddeckenelement wird das Schwingungsverhalten der leichten Verbunddecke bei zunehmender Anzahl an Stegöffnungen analysiert. Hierbei zeigte sich ein positiver Effekt auf die Eigenfrequenz bei Stegöffnungen im Auflagerbereich. Die Dämpfung der Decke war durchgehend gering.

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen werden Ingenieurmodelle für das Deckensystem hergeleitet. Als Forschungsergebnis wird ein demonstratorreifes, integriertes Stahl-Verbunddeckensystem für modulare, weitspannende Tragstrukturen bereitgestellt.

FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

Januar 2021

Abstract

The goal of this research project is to develop an integrated floor slab system in steel and composite construction ready for practical application in a demonstrator stage as well as the derivation of engineering models for the description of its structural behavior. The starting point of this research project is the floor slab system InaDeck which was conceived within the framework of the FOSTA research project P 879. This floor slab system is characterized by large spans and integrated building services. In order to lead this integrated floor slab to practical suitability on the one hand the floor slab elements need to be optimized with regard to their structural behavior, their economic efficiency and their resource utilization (rolled sections and shear connectors), on the other hand the integration of the slab system into the overall supporting structure of the building has to be developed.

The structural behaviour of the optimized floor slab elements is explored in experimental and theoretical investigations. First, the load-bearing and deformation behaviour of the shear connectors due to different stress combinations are investigated. The push-out tests with combined tension stress shown a decrease of the ultimate load by increasing tension. A similar effect could be observed in the tests with cracked concrete. In shear tests with additional transverse bending a decrease of the ultimate load is occurred. However, this effect could not verified in the beam tests. In final beam tests, the local mechanisms in the area of web openings and the effects of a combined lateral and longitudinal bending stress in the slab element are investigated.

To this end, structural steel connections to columns (in or beyond the facade plane) and girders will be developed as well as detachable joints that allow for building recycling and take into account greater flexibility in the grid size of the building. Here, on the one hand the local mechanisms in the area of web openings are examined on the other hand the effects of a combined lateral and longitudinal bending stress in the slab element are tested.

In vibration tests on a 10.5 m steel composite floor beam, the vibration behaviour of the beam with increasing web openings is analysed. The results shown a positive effect of the eigenfrequency if the web openings are located near to the support. The damping of the slab was low throughout.

Based on the investigations carried out engineering models for the composite slab system are derived. The result of the research project is to provide an applicable and useful, integrated steel composite floor system for modular, wide spanning supporting structures.

FOSTA - Research Association for Steel Application

January 2021

Inhaltsverzeichnis Content

1	Einleitung	1
	Introductions	1
1.1	Problemstellung	1
	Problem definition	1
1.2	Motivation	1
	Motivation	1
1.3	Zielsetzung	2
	Objective	2
2	Stand der Technik	3
	State of the art	3
2.1	Verbunddecken	3
	Composite slabs	3
2.2	Verbundträger mit Stegöffnungen	6
	Composite beams with web-openings	6
2.3	Fugenausbildung zwischen Deckenelementen	7
	Joints between slab elements	7
2.4	Stahlbauanschlüsse	7
	Steel connections	7
2.5	Ableitung des Forschungsbedarfs – offene Fragen	9
	Derivation of the research need – open questions	9
3	Systemvariation	11
	System variation	11
3.1	Allgemeines	11
	General	11
3.2	Querschnittsvariation	11
	Cross section variation	11
3.3	Grundrissvariation	12
	Layout variation	12
4	Tragverhalten des Deckensystems	14
	Load-bearing behaviour of the floor slab system	14
4.1	Allgemeines	14
	General	14
4.2	Schubversuche im gerissenen Beton	15
	Shear tests in cracked concrete	15
4.2.1	Einführung	15
	Introduction	15
4.2.2	Entwicklung eines geeigneten Versuchsstands	15

Development of the test setup	15
4.2.3 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung	16
Test matrix and testing procedure.....	16
4.2.4 Versuchsergebnisse	19
Test results	19
4.2.5 Zusammenfassung	25
Summary	25
4.3 Schub-Zug-Interaktionsversuche	26
Push-pull-interaction tests.....	26
4.3.1 Einführung	26
Introduction	26
4.3.2 Entwicklung eines geeigneten Versuchsstands	26
Development of the test setup	26
4.3.3 Versuchsprogramm, Versuchskörper, Materialien	28
Experimental campaign, specimen, materials.....	28
4.3.4 Ergebnisse der kombinierten Zug-Schub-Versuche	29
Test results	29
Puzzle-Geometrie	30
Klothoiden-Geometrie	30
4.3.5 Zusammenfassung	33
Summary	33
4.4 Auszugversuche	33
Pull-out tests	33
4.4.1 Versuchsprogramm	33
Test matrix	33
4.4.2 Herstellung der Versuchskörper	34
Fabrication of specimen.....	34
4.4.3 Messtechnik	35
Measurement instrumentation	35
4.4.4 Versuchsergebnisse der Auszugsversuche	36
Test results of pull-out tests.....	36
4.4.5 Zusammenfassung der Auszugsversuche	37
Summary of pull-out tests	37
4.5 Abscherversuche mit Querbiegung	38
Push-Out-Tests with transverse bending.....	38
4.5.1 Versuchsmatrix	38
Test matrix	38
4.5.2 Herstellung	39
Fabrication	39
4.5.3 Messtechnik	40
Measurement instrumentation	40

4.5.4	Versuchsergebnisse der Abscherversuche mit Querbiegung Test results of push-out test with transverse bending.....	42 42
4.5.5	Zusammenfassung der Abscherversuche mit Querbiegung Summary of push-out test with transverse bending.....	46 46
4.6	Trägerversuche mit Stegöffnungen Beam-Tests with web openings.....	47 47
4.6.1	Einführung Introduction.....	47 47
4.6.2	Herstellung Fabrication.....	48 48
4.6.3	Aufbau der Versuchskörper Test specimen	48 48
4.6.4	Versuchsmatrix Test matrix.....	49 49
4.6.5	Versuchsaufbau,-durchführung und Messtechnik Test setup, performance, measurement instrumentation	50 50
4.6.6	Versuchsergebnisse – exemplarisch an Träger S2 Test results – exemplarily on beam S2.....	51 51
4.6.7	Querkraftversagensarten Shear failure modes	54 54
4.6.8	Einflüsse aus der Lage der Öffnung im Träger und der Momentenwirkung Influence from the position of the opening and the bending Moment	56 56
4.6.9	Zusammenfassung der Trägerversuche Summary of beam tests.....	57 57
4.7	FE-Untersuchungen zum Tragverhalten im Öffnungsbereich Numerical results on the bearing behavior in opening regions	57 57
4.7.1	Allgemeines General.....	57 57
4.7.2	FE-Modell für Verbundträger mit Stegöffnung FE model for composite beam with web opening	58 58
4.7.1	Simulation der Versuche Simulation of tests	60 60
4.8	Trägerversuche mit Querbiegung Beam-Tests with transverse bending.....	61 61
4.8.1	Einführung Introduction.....	61 61
4.8.2	Versuchsmatrix Test matrix.....	62 62
4.8.3	Herstellung Fabrication.....	63 63
4.8.4	Messtechnik Measurement instrumentation	64 64

4.8.5	Versuchsaufbau und -durchführung	65
	Test setup and procedure	65
4.8.6	Versuchsergebnisse der Trägerversuche mit Querbiegung	66
	Test results of beam test with transverse bending	66
4.8.7	Zusammenfassung der Trägerversuche mit Querbiegung	72
	Summary of beam test with transverse bending	72
5	Schwingungsverhalten	74
	Vibration behaviour	74
5.1	Allgemeines	74
	General	74
5.2	Versuchsträger und Aufbau der Schwingungsversuche	75
	Test specimen and setup of vibration tests	75
5.2.1	Herstellung	75
	Fabrication	75
5.2.2	Versuchsaufbau und Messtechnik	75
	Test setup and measurement	75
5.2.3	Versuchsprogramm	76
	Test programme.....	76
5.3	Eigenfrequenzen und Dämpfungsparameter	76
	Eigenfrequency and damping parameters	76
5.4	Personeninduzierte Schwingungen	81
	Human induced vibrations.....	81
5.5	Klassifizierung des Verbundträgers	83
	Classification of composite beam.....	83
5.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	86
	Summary and conclusions	86
6	Fugen zwischen Deckenelementen	88
	Joining of floor slab elements.....	88
6.1	Allgemeines	88
	General	88
6.2	Anforderungen an Fugenkonstruktionen	89
	Requirements for joints	89
6.2.1	Bauphysikalische, technologische und architektonische Anforderungen	89
	Physical, technological and architectural requirements	89
6.2.2	Statisch-konstruktive Anforderungen	91
	Load bearing requirements	91
6.3	Stand der Technik und Forschung zu monolithischen und lösbaren Fugen	93
	State of the art and research regarding monolithic and demountable joints....	93
6.3.1	Vergussfuge mit Ortbeton	93
	Grouted joints	93
6.3.2	Elementverbinder	94
	connector.....	94

6.3.3	Spannschlösser, Spannstangen und Spannglieder Pretensioning devices	95 95
6.3.4	Seilschlaufensystem Bight systems	96 96
6.3.5	Vorgespannte Fugenverbindung mit einem Aluminiumschaumkern, DAfStb Heft 546 (Weiß) Pretensioned Joints with aluminium foam core, DAfStb Heft 546 (Weiß) ...	97 97
6.3.6	Hub: Dissertation „Integriertes Konzept zur nachhaltigen Errichtung von Gebäuden Dissertation Hub	98 98
6.3.7	Forschungsprojekt PRODOMO Research project PRODOMO.....	100 100
6.4	Parameterstudien zur Längs- und Querschubtragfähigkeit von Vergussfugen	101
6.4.1	Bewertung der Vergussfuge	104
6.5	Entwicklung einer neuen lösbaren Fugenvariante Development of an innovative detachable joint	104 104
7	Deckengerechte Stahlbauanschlüsse Suitable steel connections	107 107
7.1	Allgemeines General.....	107 107
7.2	Bemessung von Stahlbauanschlüssen Design of steel joints.....	107 107
7.3	Bemessungsbeispiel eines geschraubten Anschlusses ohne Steifen Design example of bolted joint without stiffeners	108 108
7.4	Stahlbauanschlüsse für das Deckensystem InaDeck Steel joints for the slab system InaDeck.....	114 114
7.5	Zusammenfassung Summary	116 116
8	Ingenieurmodelle Engineering models	117 117
8.1	Allgemeines General.....	117 117
8.2	Querkrafttragfähigkeit von Verbundträgern mit Stegöffnungen Shear resistance of composite beams with web openings	118 118
8.2.1	Voraussetzungen zur Anwendung	118
8.2.2	Vorgehen zum Nachweis einer Stegöffnung Schritt 1: Bestimmung der Normalkräfte in den Teilträgern	118 118
	Schritt 2: Querkrafttraganteil des Betongurtes.....	119
	Schritt 3: Querkraftwiderstände des unteren Reststeges und des Stahlobergurtes	125
	Schritt 4: Nachweise	127

8.2.3	Zusammenfassung und Schlussbemerkungen zur Bemessung des Öffnungsbereichs	128
8.3	Bemessung von Vergussfugen	129
	Dimensioning of grouted joints	129
8.3.1	Ermittlung der Einwirkungen auf die Deckenscheibe	129
	Calculation of membrane forces in the slab	129
8.3.2	Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit einer Vergussfuge	133
8.3.3	Bestimmung der Querschubtragfähigkeit einer Vergussfuge	133
8.3.4	Zusammenfassung und Schlussbemerkungen zur Bemessung der Vergussfuge	134
9	Analyse und Bewertung	135
	Analysis and Evaluation	135
9.1	Ergebniseinschätzung	135
	Profit estimate	135
9.1.1	Teilziele (laut Antrag)	135
	Sub-goals (acc. to proposal)	135
9.1.2	Gesamtziel (laut Antrag)	136
	Overall goal (acc. to proposal)	136
9.2	Verwendung der Zuwendung	136
	Use of allowance	136
10	Zusammenfassung	139
	Summary	139
11	Ausblick	142
	Perspective	142
12	Zusammenstellung aller Veröffentlichungen zum Projekt	144
	List of publications related to the project	144
13	Literaturverzeichnis	146
	List of references	146

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Deckenstrukturen mit Integration der Gebäudetechnik.....	4
Abbildung 2-2: Verbundträgern mit und ohne Stegöffnungen.....	6
Abbildung 2-3: Deckengerechte Stahlbauanschlüsse für unterschiedliche Systeme...	8
Abbildung 3-1: Variation der Querschnittsabmessungen.....	12
Abbildung 3-2: Variation der Stützenstellung und des Rastermaßes.....	13
Abbildung 4-1: Versuchsstand mit einzelner Verbundmittel zur Untersuchung des Querrisseinflusses	16
Abbildung 4-2: Aufbau der Versuchskörper.....	17
Abbildung 4-3: Dübelkennlinien für unterschiedliche Rissabstände und Rissanordnungen	21
Abbildung 4-4: Überblick über die Bruch- und Rissbilder	22
Abbildung 4-5: Zusammenhang von Schubtragfähigkeit und Rissabstand.....	23
Abbildung 4-6: Dübelkennlinien und Schubkraft-Rissöffnungsbeziehungen der Versuchsreihe SR.....	24
Abbildung 4-7: Zusammenhang von Schubtragfähigkeit und Rissbreite, Bruchbilder	24
Abbildung 4-8: Zug-Schubversuche aus der Literatur mit variablem Lastangriffswinkel (rechts) und konstantem Lastangriffswinkel (links)	27
Abbildung 4-9: Aufbau der eigenen Zug-Schubversuche für unterschiedliche Lastangriffswinkel.....	27
Abbildung 4-10: Verbunddübelleiste und Aufbau der Versuchskörper	29
Abbildung 4-11: Betonausbruchkörper der Versuche ZS1, ZS3, ZS5 bei unterschiedlichen Zug-Schubkombinationen.....	31
Abbildung 4-12: Komponentenweise Darstellung der Kraft-Schlupfbeziehungen aller Versuche (oben) und Interaktionsdiagramm (unten)	32
Abbildung 4-13: Interaktionsdiagramme: PZ-Form (links), CL-Form (rechts)	32
Abbildung 4-14: Dübelgeometrie, Längs- und Querschnitt und Versuchskörper der PO-Versuche	35
Abbildung 4-15: Anordnung der Wegaufnehmer beim Auszugversuche.....	36
Abbildung 4-16: Versuchsergebnis der Auszugversuche	36
Abbildung 4-17: Betonausbruchkörper der Versuche (a) PO-01 und (b) PO-02.....	37
Abbildung 4-18: (a) Stahlprofil mit DMS, (b) Schalung und Bewehrung, (c) betonierte Prüfkörper.....	40
Abbildung 4-19: Messtechnik der statischen Abscherversuche mit Querbiegung	41
Abbildung 4-20: Gewindestange mit DMS in Zwick/Roell Z100 (links) und Kalibrierungsfaktoren (rechts).....	41
Abbildung 4-21: Versuchsdurchführung der Gewindestangenkalibrierung	42
Abbildung 4-22: Versuchsergebnis des statischen Referenzversuches POT-Q0.....	43
Abbildung 4-23: Querbiegung infolge der Kraftweiterleitung aus dem Zwischenelement	43
Abbildung 4-24: Versuchsergebnisse der statischen Abscherversuche mit Querbiegung.....	44
Abbildung 4-25: Kraft-Schlupf-Kurven und Gewindestangenkräfte der Versuche POT-Q1 bis POT-Q4.....	45

Abbildung 4-26: Rissbilder der Versuche POT-Q1 bis POT-Q4	46
Abbildung 4-27: Versuchskörper der Trägerversuche mit Stegöffnung	49
Abbildung 4-28: Versuchsaufbau und Durchführung	50
Abbildung 4-29: Durchbiegung (D) des Trägers S2	52
Abbildung 4-30: Horizontaler Schlupf (S) in der Verbundfuge von S2	52
Abbildung 4-31: Vertikaler Schlupf (V) in der Verbundfuge von S2	53
Abbildung 4-32: Dehnungsverteilungen an den Öffnungsrändern A und B	53
Abbildung 4-33: Rissbild des Trägers im Bruchzustand	54
Abbildung 4-34: Querkraftversagensarten im Öffnungsbereich	55
Abbildung 4-35: Einfluss des M/V-Verhältnisses	56
Abbildung 4-36: Aufbau des dreidimensionalen FE-Modells für die Verbundträger ...	59
Abbildung 4-37: Materialmodelle und –kennwerte im FE-Modell	59
Abbildung 4-38: Vergleich der Querkraft-Verformungskurven aus den Versuchen und den Berechnungsergebnissen für T7-1; VT1 (P879) und S1	60
Abbildung 4-39: Rissbilder für T5-1 -P879 (links) und Verhältnis der experimentellen und numerischen Bruchquerkräfte für die Trägerversuche (rechts)	61
Abbildung 4-40: zusätzliche Beanspruchung des Hauptdeckenelements infolge Querbiegung	62
Abbildung 4-41: (a) Stahlprofil mit DMS, (b) Bewehrung, (c) betonierte Verbundträger	63
Abbildung 4-42: Verbundträger der 3-Punkt-Biegeversuche mit Stegöffnung und Querbiegung	63
Abbildung 4-43: Messtechnik der statischen Verbundträgerversuche mit Querbiegung	65
Abbildung 4-44: Versuchsaufbau der Verbundträgerversuche mit Querbiegung	66
Abbildung 4-45: Durchbiegung (links) und horizontaler Schlupf (rechts) des Verbundträgers VT1	67
Abbildung 4-46: Gewindestangenkräfte (links) und Querbiegemoment (rechts) des Verbundträgers VT1	67
Abbildung 4-47: Durchbiegung des Verbundträgers VT2a (links) und des Verbundträgers VT2b (rechts)	68
Abbildung 4-48: Horizontaler Schlupf des Verbundträgers VT2a (rechts) und VT2b (links)	69
Abbildung 4-49: Vertikaler Schlupf des Verbundträgers VT2b (rechts) und VT2b (links)	69
Abbildung 4-50: Gewindestangenkräfte (links) und Querbiegemoment (rechts) des Trägers VT2a	70
Abbildung 4-51: Gewindestangenkräfte (links) und Querbiegemoment (rechts) des Trägers VT2b	71
Abbildung 4-52: Kombiniertes Versagen des Trägers VT2a: (a) Biegeversagen Teilträger, (b) Verbundmittelfersagen	71
Abbildung 4-53: Kombiniertes Versagen des Trägers VT2b: (a) Biegeversagen Teilträger, (b) Schubversagen der Schweißnaht „Öffnung 1“	72
Abbildung 5-1: Herstellung des vorgespannten Verbundträgers	75
Abbildung 5-2: Versuchsaufbau der Schwingungsversuche (mit zwischenzeitlich 3 Stegöffnungen)	76

Abbildung 5-3: Originale Zeitsignale der Beschleunigungen der Messung H_0_M_V1	77
Abbildung 5-4: links: Beschleunigungs-Zeitverläufe der ersten Eigenfrequenz ($f_1=5,95$ Hz, H_0_M_V1); rechts: Beschleunigungs-Zeitverläufe der zweiten Eigenfrequenz ($f_2=19,32$ Hz, H_0_D_V2).....	78
Abbildung 5-5: links: Beschleunigungs-Zeitverläufe bei Hammerschlag in Höhe der Stegöffnung rechts: Frequenzspektrum mit zwei nahezu gleichen Frequenzen (beides H_1_M_V2)	79
Abbildung 5-6: Frequenzspektren der Übergänge mit 1,8 Hz, 2,0 Hz und 2,2 Hz je Trägerkonfiguration	83
Abbildung 6-1: Fachwerkmodell (links) aus [FIB94] und Bogen-Zugband Modell (rechts), aus [WEI03].....	92
Abbildung 6-2: Anforderungen an das Tragverhalten der Fugen.....	93
Abbildung 6-3: Abmessungen für eine verzahnte Fugenausbildung nach [EN1992] (links),.....	94
Abbildung 6-4: Fachwerkmodell innerhalb einer Fuge zur Übertragung von Querkräften senkrecht zur Fuge (links) [STE91], metallische Verbindung zur Übertragung von Querkräften (rechts)	94
Abbildung 6-5: TENLOC Elementverbinder der Firma Peikko [PEI16]	95
Abbildung 6-6: Spannschloss (links), aus [DIB10], Spannstange (rechts), aus [DYW13]	96
Abbildung 6-7: Trapezblech mit Seilschlaufen als verlorene Schalung (links) [DIB16], Integration der Seilschlaufen in das Stahlbetonbauteil (rechts).....	97
Abbildung 6-8: Demontablen Deckenfuge mit dem Fugenkern aus Aluminiumschaum [WEI03].....	97
Abbildung 6-9: PowerCon Verbinder der Firma Munitec [MUN16].	99
Abbildung 6-10: Power Clip Verbinder der Firma Munitec [MUN16].....	100
Abbildung 6-11: Elemente zur Übertragung von Kräften infolge von Scheibentragwirkung (links) und Plattentragwirkung (rechts)[DPM02a], [DPM02b]	101
Abbildung 6-12: Längsschubtragfähigkeit der Vergussfuge parallel zur Längsrichtung bei verschiedenen Ausführungen der Fuge und Bewehrungsgraden	102
Abbildung 6-13: Schubtragfähigkeit der Vergussfuge senkrecht zur Längsrichtung bei verschiedenen Bewehrungsgraden	103
Abbildung 6-14: Querschub aus einer ungleichmäßigen Belastung der Deckenelemente.....	103
Abbildung 6-15: Innovative lösbare Fuge	105
Abbildung 7-1: Klassifizierung von Anschlüssen nach der Steifigkeit [EN1993b]	108
Abbildung 7-2: Bemessungsbeispiel eines geschraubten Anschlusses ohne Steifen	109
Abbildung 7-3: Gelenkige Anschlüsse für das Deckensystem InaDeck.....	114
Abbildung 8-1: Normalkräfte in den Teilträgern	119
Abbildung 8-2: Mitwirkende Breite des Betongurtes und Bestimmung des Querkrafttraganteils für das Biegeversagen des Betongurtes	120
Abbildung 8-3: Randbedingungen des Querkraftabtrags von Betongurten im Stegöffnungsbereich.....	123
Abbildung 8-4: Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes in Öffnungsmitte	125

Abbildung 8-5: Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von unterem Stahlrestträger
und Stahlobergurt..... 127
Abbildung 8-6: Fachwerkmodell zur Bemessung der Deckenscheibe..... 130

List of figures

Figure 2-1: floor slabs with integrated installations	4
Figure 2-2: composite beams with web-openings.....	6
Figure 2-3: steel connections for different slab systems	8
Figure 3-1: Variation of the cross-sectional dimensions	12
Figure 3-2: Variation of column pattern and grid of the floor layout	13
Figure 4-1: Test setup with single dowel for investigation of transverse concrete cracking	16
Figure 4-2: Test Specimen	17
Figure 4-3: dowel characteristics for different crack arrangements and spacing	21
Figure 4-4: Compilation of crack and fracture patterns	22
Figure 4-5: Relation between shear capacity and crack spacing.....	23
Figure 4-6: Dowel characteristics and shear force -crack opening relationship of series SR	24
Figure 4-7: Shear force- crack opening relationship, crack opening and fracture pattern	24
Figure 4-8: Tensile - shear tests from the literature with variable (right) or constant angle of load introduction (left)	27
Figure 4-9: Test setup of tensile-shear tests for different angles of load introduction	27
Figure 4-10: Composite dowel and test specimen.....	29
Figure 4-11: Concrete break out of tests ZS1, ZS3, ZS5 for different tensile-shear combinations	31
Figure 4-12: Force slip for horizontal and vertical direction (top) and interaction diagram (bottom)	32
Figure 4-13: Interaction diagrams: PZ-shape (left), CL-shape (right)	32
Figure 4-14: Dowel geometry, sections and specimen of pull-out tests.....	35
Figure 4-15: Arrangement of displacement transducers in pull-out tests.....	36
Figure 4-16: Test result of pull-out tests	36
Figure 4-17: Concrete break out of tests (a) PO-01 and (b) PO-02.....	37
Figure 4-18: (a) Steel profile with strain gauges, (b) formwork and reinforcement, (c) concreted specimen	40
Figure 4-19: Measurement instrumentation of static push-out tests with transverse bending.....	41
Figure 4-20: (a) Threaded rod with strain gauges at Zwick/Roell Z100 (links) and calibration factors (right)	41
Figure 4-21: (a) Test procedure of threaded rod calibration	42
Figure 4-22: Results of static reference test POT-Q0.....	43
Figure 4-23: Transvers bending due to load introduction from non-load-bearing element	43
Figure 4-24: Results of static push-out test with transverse bending.....	44
Figure 4-25: Force-slip curves and threaded rod forces of the tests POT-Q1 to POT-Q4	45
Figure 4-26: Crack patterns of the tests POT-Q1 to POT-Q4.....	46
Figure 4-27: specimen of beam tests with web opening.....	49

Figure 4-28: Test setup and performance	50
Figure 4-29: Deflection (D) of beam S2.....	52
Figure 4-30: horizontal slip (S) of beam S2.....	52
Figure 4-31: vertical slip (V) of beam S2.....	53
Figure 4-32: strains at the opening edges A and B	53
Figure 4-33: Crack pattern in the ultimate limit state	54
Figure 4-34: failure modes in the web opening region	55
Figure 4-35: Influence of the M/V-relation	56
Figure 4-36: Nonlinear 3D FE model of the composite beam.....	59
Figure 4-37: Material model and parameters in FE model	59
Figure 4-38: Comparison of Tests and Simulations for tests T7-1, VT1 (P879) and S1	60
Figure 4-39: Crack-patterns for T5-1 -P879 (left) and relation of experimental and numerical shear capacities for the tests (right).....	61
Figure 4-40: Additional stress of main slab element due to transvers bending	62
Figure 4-41: (a) Steel profile with strain gauges, (b) reinforcement, (c) concreted composite beams	63
Figure 4-42: (a) Composite beam for 3-point-bending tests with web opening and transverse bending.....	63
Figure 4-43: Measurement instrumentation of static composite beam tests with transverse bending.....	65
Figure 4-44: Test setup of composite beam tests with transverse bending.....	66
Figure 4-45: Deflection (left) and horizontal slip (right) of composite beam VT1	67
Figure 4-46: Threaded rod forces (left) and transverse bending moment (right) of composite beam VT1	67
Figure 4-47: Deflection of composite beam VT2a (left) and of composite beam VT2b (right).....	68
Figure 4-48: Horizontal slip of composite beam VT2b (right) and VT2b (left).....	69
Figure 4-49: Vertical slip of composite beam VT2b (right) and VT2b (left)	69
Figure 4-50: Threaded rod forces (left) and transverse bending moment (right) of beam VT2a.....	70
Figure 4-51: Threaded rod forces (left) and transverse bending moment (right) of beam VT2b.....	71
Figure 4-52: Combined failure of beam VT2a: (a) bending failure at web opening, (b) failure of shear connection	71
Figure 4-53: Combined failure of beam VT2b: (a) bending failure at web opening, (b) shear failure of weld "opening 1"	72
Figure 5-1: Fabrication of the prestressed composite beam	75
Figure 5-2: Setup of vibration tests (configuration with 3 web openings)	76
Figure 5-3: Time signals of accelerations in measurement H_0_M_V1	77
Figure 5-4: left: Time signals of accelerations belonging to the first eigenfrequency ($f_1=5,95$ Hz, H_0_M_V1) right: time signals of accelerations belonging to the second eigenfrequency ($f_2=19,32$ Hz, H_0_D_V2)	78
Figure 5-5: left: Time signals of accelerations through impulse loading at web opening right: frequency spectrum with two frequencies that are almost equal (both H_1_M_V2)	79

Figure 5-6: frequency spectra of crosswalks with a frequency of 1,8 Hz, 2,0 Hz and 2,2 Hz	83
Figure 6-1: Strut and tie model (left) and arch and tie model (right)	92
Figure 6-2: Requirements for the load bearing behavior of the joints	93
Figure 6-3: Dimensions of a keyed joint according to [EN1992] (left); reinforcement according to [BRA93] (right)	94
Figure 6-4: Model for shear transfer orthogonal to the joint (left) [STE91], steel connector for shear transfer (right)	94
Figure 6-5: TENLOC connector by Peikko [PEI16].....	95
Figure 6-6: Pretensioning devices according to [DIB10] and [DYW13].....	96
Figure 6-7: Trapezoidal sheet with bight (left) [DIB16], Integration of bights in the member (right)	97
Figure 6-8: demountable joint with aluminum foam core [WEI03].....	97
Figure 6-9: PowerCon connector by Munitec [MUN16].	99
Figure 6-10: PowerClip connector by Munitec [MUN16].....	100
Figure 6-11: Elements for transfer of forces due to in plane (left) and out of plane action (right) [DPM02a], [DPM02b]	101
Figure 6-12: parallel shear resistance of the grouted joint for different surface treatments and degrees of transversal reinforcement	102
Figure 6-13: vertical shear resistance of the grouted joint for different degrees of transversal reinforcement	103
Figure 6-14: vertical shear resulting from unevenly distributed loads	103
Figure 6-15: innovative detachable joint	105
Figure 7-1: Classification of joints due to stiffness [EN1993b].....	108
Figure 7-2: Design example of bolted joint without stiffeners.....	109
Figure 7-3: Simple joints for slab system InaDeck.....	114
Figure 8-1: normal forces in the remaining beams	119
Figure 8-2: activated width of the concrete slab and shear capacity for Vierendeel failure	120
Figure 8-3: Constraints of the shear mechanisms in concrete slabs with web openings	123
Figure 8-4: Shear capacity of the concrete slab below the opening	125
Figure 8-5: calculation of the Shear capacity of the concrete slab below the opening	127
Figure 8-6: strut and tie model for the design of the slab.....	130

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1: Versuchsprogramm	18
Tabelle 4-2: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.....	20
Tabelle 4-3: Versuchsprogramm	28
Tabelle 4-4: Ergebnisse der kombinierten Zug- Schubversuche.....	30
Tabelle 4-5: Übersicht über das Versuchsprogramm (Auszugversuche)	34
Tabelle 4-6: Übersicht über das Versuchsprogramm (statische Abscherversuche mit Querbiegung) 39	
Tabelle 4-7: Parametervariationen	50
Tabelle 4-8: Übersicht über die Versagensarten und erreichten Traglasten	57
Tabelle 4-9: Parametervariationen	62
Tabelle 4-10: Traglasten und Versagensarten der Verbundträgerversuche mit Querbiegung	72
Tabelle 5-1: Zeitschriebe ausgewählter Messungen (0 Öffnungen) und zugehörige Spektren.....	78
Tabelle 5-2: Auswertungsergebnisse der Schwingungsuntersuchungen	79
Tabelle 5-3: Ausschwingverhalten bei mittigem Hammerschlag und 1, 3 bzw. 5 Öffnungen und zugehörige Spektren	80
Tabelle 5-4: Zeitschriebe bei Übergängen mit einer Schrittfrequenz von 2 Hz und zugehörige Spektren (bei 0, 1, 3 bzw. 5 Öffnungen)	82
Tabelle 5-5: Komfortklassen und mögliche Deckenfunktionen.....	84
Tabelle 5-6: Klassifizierung des Verbundträgers in verschiedenen Einbausituationen	86
Tabelle 6-1: Anforderungsprofil für Fugen - Bauphysik	89
Tabelle 6-2: Anforderungsprofil für Fugen - Technologie	90
Tabelle 6-3: Anforderungsprofil für Fugen - Technologie	91
Tabelle 6-4: Statische Anforderungen an Fugen.....	93
Tabelle 7-1: Gelenkiger Anschluss mit angeschweißter Stirnplatte.....	115

List of tables

Table 4-1: Test setup.....	18
Table 4-2: Compilation of test results	20
Table 4-3: Test setup.....	28
Table 4-4: Test results of combined tensile-shear tests	30
Table 4-5: Overview of test campaign (pull-out tests).....	34
Table 4-6: Overview of test program (static push-out tests with transverse bending)	39
Table 4-7: variation of parameters.....	50
Table 4-8: Summary of failure modes and load bearing capacities	57
Table 4-9: Variation of parameters	62
Table 4-10: Load-bearing capacities and failure modes of composite beams with transverse bending	72
Table 5-1: Time signals of chosen measurements (0 web openings) and spectra	78
Table 5-2: test results of vibration tests	79
Table 5-3: decaying signals in case of centred impulse load (1, 3 or 5 web openings) and spectra.....	80
Table 5-4: time signals of human induces vibrations (2 Hz) and spectra (0, 1, 3 and 5 web openings)	82
Table 5-5: comfort classification and functions of the floor allowed	84
Table 5-6: comfort classification of the composite beam with varying installation situations	86
Table 6-1: Requirements of joints - physics.....	89
Table 6-2: Requirements of joints - technology	90
Table 6-3: Requirements of joints - technology	91
Table 6-4: Constructional Requirements of joints	93
Table 7-1: Simple connection with welded end-plate.....	115

1 Einleitung Introductions

Kurzfassung:

Ziel des Forschungsprojektes ist, aufbauend auf den Ergebnissen des Forschungsprojektes P879, die Entwicklung eines praxisgerechten, möglichst variabel gestaltbaren, integrierten Verbunddeckensystems und die Herleitung von Ingenieur- und Bemessungsmodellen zur Beschreibung seines Tragverhaltens. Das innovative Deckensystem INADECK zeichnet sich durch große Spannweiten, optimierten Ressourceneinsatz und Installationshohlräume zur Unterbringung der Gebäudetechnik aus.

Abstract

Based on the results of the research project P879, the aim of this research project is the development of a practice-oriented, variable and integrated composite slab system. The output is the derivation of engineering and design models to describe the load-bearing behaviour. The innovative slab system INADECK is be characterized by large span lengths, optimally use of resources and slab-integrated building services engineering.

1.1 Problemstellung Problem definition

Gebäude werden nach wie vor als monofunktionale Bauwerke errichtet, so dass sie häufig lange vor dem Erreichen ihrer technischen Lebensdauer entweder abgerissen oder aufwändig umgebaut werden, da sie den sich ändernden Anforderungsprofilen heutiger Nutzer (Nutzungswechsel, technische Weiterentwicklung) nicht mehr gerecht werden. Die ökologischen und ökonomischen Folgen monofunktionalen Bauens sind tiefgreifend, daher bedarf es innovativer Lösungsansätze für multifunktionale, integrierte und anpassungsfähige Gebäude.

1.2 Motivation Motivation

Adaptive Tragstrukturen, die unterschiedliche Nutzungszyklen (Büro- Wohn-, sowie Mischnutzung) in zeitlich beliebiger Reihenfolge ermöglichen, sind wesentlicher Bestandteil der Umsetzung von Multifunktionalität im Bauwesen. Neben einer Tragstruktur, die eine hohe räumliche Flexibilität ermöglicht, sind die Zugänglichkeit und Austauschbarkeit gebäudetechnischer Anlagen und Installationen wichtige Merkmale multifunktionaler Gebäude. Im Bauprozess ist aus ökonomischen und ökologischen Gründen außerdem der Einsatz von vorgefertigten Bauelementen anzustreben. Neben einer qualitativ hochwertigen, ressourcenschonenden Produktion und einem schnellen Baufortschritt gewinnt zukünftig auch die Rückbaubarkeit der Tragstruktur im Sinne eines Bauwerkrecyclings an Bedeutung.

Mit einem Anteil von mehr als 60 % des Rohbauvolumens stellen Decken das zentrale Tragelement des Geschossbaus dar [HEG11]. Baustoffbedarf, Herstellung und Rückbau von Deckenkonstruktionen bergen ein großes Ressourceneinsparpotenzial. Darüber hinaus beeinflusst die Planung der Deckenkonstruktion (Spannweite, Auflagerung, Rastermaß) die Flexibilität des Gebäudes in entscheidender Weise. Insbesondere Deckenkonstruktionen in Stahl- und Stahlverbundbauweise können aufgrund ihrer filigranen Querschnitte, ihrer hohen Tragfähigkeiten und der realisierbaren Spannweiten einen wichtigen Beitrag zum Bau flexibler Geschossbauten leisten.

Das im Projekt ZN 371 [P879] entwickelte Stahl-Verbunddeckensystem stellt hierzu einen vielversprechenden konzeptionellen Lösungsansatz dar. Es bedarf allerdings einer konsequenten Weiterentwicklung sowie des Angebotes verschiedenerer Varianten, um das flexible, funktionsintegrierende Deckensystem zur Praxisreife zu führen. Damit wird nicht nur ein wesentlicher Beitrag zur Umsetzung nachhaltiger und wirtschaftlicher Geschossbauten im Stahl- und Verbundbau geleistet, sondern auch dem Stahl- und Verbundbau ein Marktvorteil durch ein innovatives Baukonzept verschafft.

1.3 Zielsetzung Objective

Ziel des Forschungsprojektes ist die Entwicklung von praxisgerechten, integrierten Stahl-Verbunddecken. Neben der Bereitstellung modularer, weitspannender Tragsysteme für hohe Flexibilität sowie innovativer Stahlbauanschlüsse stellt insbesondere die Integration der Gebäudetechnik in die Tragstruktur eine zielführende Innovation dar. Die Bereitstellung integrierter Deckenlösungen für Gebäude mit hoher Flexibilität, Umnutzungsfähigkeit und Anpassungsfähigkeit leistet einen besitzt zahlreiche Vorteile. Mit integrierten Verbunddecken lassen sich verbesserte, an die Bedürfnisse unterschiedlicher Nutzer (diversifizierte Gesellschaft) angepasste Gebäude erstellen. Gleichzeitig zeichnen sich die neuen Bauweisen durch hohe Ressourceneffizienz (filigrane, schlanke Bauteile) und die Eignung für neue Wege des Recyclings und der Wiederverwendung (Bauteil- und Bauwerksrecycling) aus. Integrierte Decken leisten somit einen konkreten Beitrag zur Verbesserung der Nachhaltigkeit im Bauwesen und bilden ein neues Marktsegment für den Stahl- und Verbundbau.

2 Stand der Technik State of the art

Kurzfassung:

In den vergangenen Jahren wurden verschiedene integrierte Deckensysteme entwickelt, die detailliert im Abschlussbericht zum Projekt P879 zusammengestellt sind. Der vorliegende Bericht beschränkt sich daher auf eine kurze Zusammenfassung der wesentlichen Varianten. Weiterhin werden in diesem Kapitel die zentralen Vorarbeiten auf dem Gebiet der Verbundträger mit Stegöffnungen und der Stahlbauanschlüsse zusammengestellt. Hieraus werden abschließend offene Fragen abgeleitet und die konkreten Teilziele umrissen.

Abstract:

In the recent years, various integrated floor slab systems have been developed, which have been illustrated and compared in the research project P879. The present report therefore concentrates the essential findings in a summary of the different slab systems. Furthermore, the chapter comprises the relevant research in the fields of composite beams with web-openings and steel connections. Finally, the open research questions are derived in this chapter to carve out the concrete research goals.

2.1 Verbunddecken Composite slabs

Die Entwicklung neuartiger Deckensysteme mit großer Stützweite und integrierter Gebäudetechnik kann einen entscheidenden Beitrag zur Schaffung nachhaltiger Gebäudestrukturen leisten, da eine leicht veränderbare Anordnung der Räume auf der Geschossfläche ermöglicht wird. Geschossbauten in Stahl-Verbundbauweise besitzen hierbei großes Potential, da sie gleichzeitig hohe Tragfähigkeiten und filigrane Querschnitte aufweisen.

Abbildung 2-1 gibt eine Übersicht über bestehende Verbund-Deckensysteme mit integrierter Gebäudetechnik. Das **Slimline** Deckensystem [SLI13] (Abbildung 2-1, A) besteht aus einer 7 cm dicken Stahlbetonplatte sowie aus Stahlträgern (IPE oder HEA-Profile), die je nach Belastung im Abstand von 0,6 m oder 1,2 m in die Stahlbetonplatte einbetoniert werden. Die Stahlbetonplatte hat keine Tragfunktion, so dass der Lastabtrag vollständig über die Stahlträger erfolgt. Um die Integration von Gebäudetechnikleitungen zu ermöglichen, sind in den Stegen der Stahlträger Öffnungen angeordnet. Ein wirtschaftlicher Einsatz des Deckensystems wird bei Spannweiten für ca. 8,0 m bei einer Verkehrslast von 2,5 kN/m² erzielt. Die Konstruktionshöhe des Deckenpaketes beträgt bei einer Spannweite von acht Metern ca. 45 cm. An der Oberseite wird das Deckensystem durch einen demontierbaren Fußbodenaufbau ergänzt, der eine sehr gute Revisionierbarkeit „von oben“ erlaubt.

Die **Con4®-Sandwich-Decke** [CON13] (Abbildung 2-1, B) ist eine zweischalige Verbunddecke mit innenliegendem Installationshohlraum. Die Deckenelemente bestehen

aus zwei jeweils 10 cm dicken Stahlbetongurten, die über einbetonierte Stahlstege zur Übertragung der Schubkräfte verbunden sind [ABR10]. Die Verbundsicherung zwischen Betongurt und Stahlsteg erfolgt über liegende Kopfbolzendübel (KBD). Das Deckensystem kann bei einer Schlankheit von $L/30$ Spannweiten bis 16,0 m erzielen. Hierzu muss das System nachträglich vorgespannt werden (Vorspannung ohne Verbund). Die Zugänglichkeit der integrierten Gebäudetechnik ist nur punktuell über Revisionsöffnungen in der oberen Deckenschale möglich. Eine nachträgliche Änderung bzw. ein Austausch der Gebäudetechnik wird hierdurch erschwert.

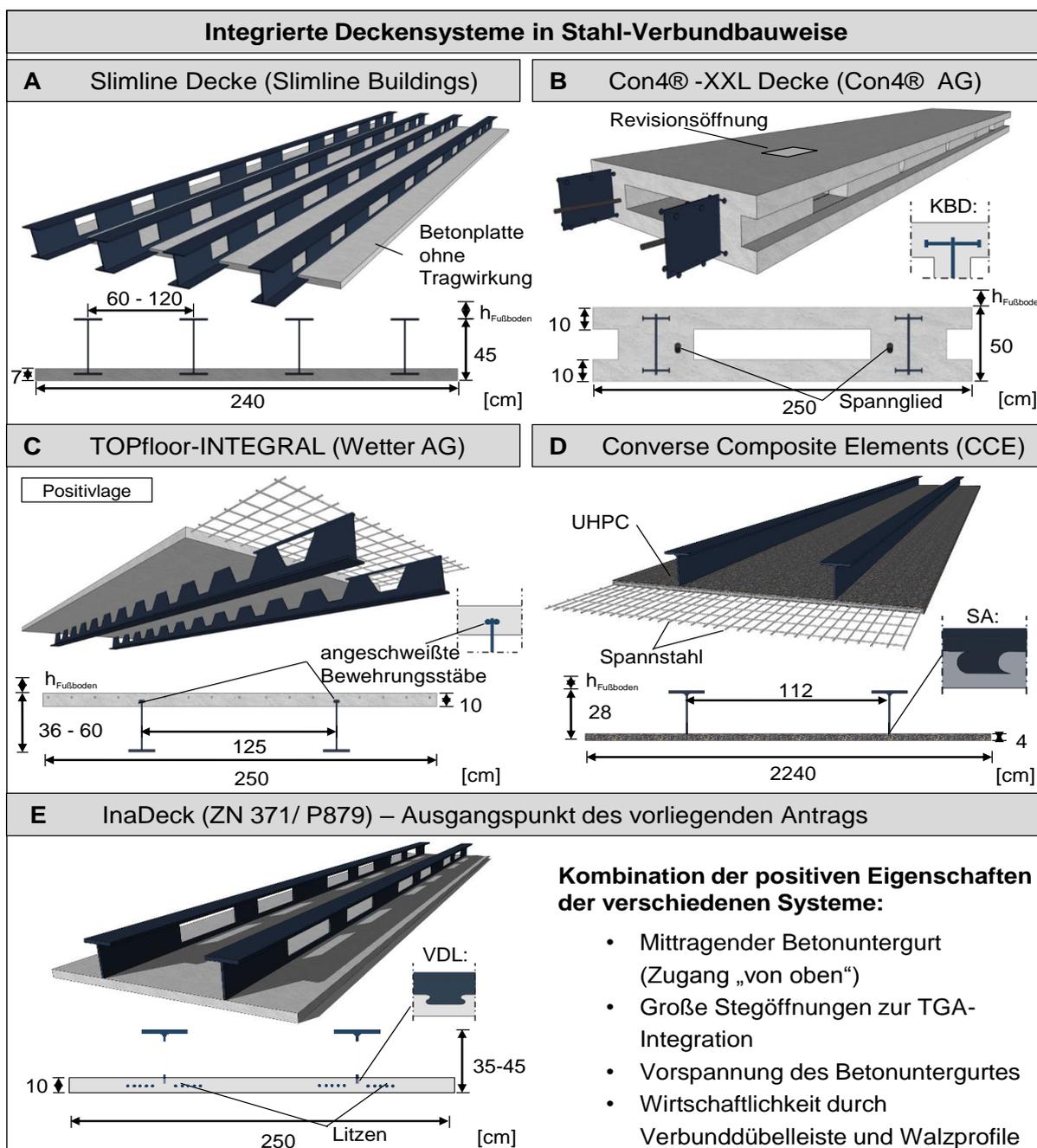


Abbildung 2-1: Deckenstrukturen mit Integration der Gebäudetechnik

Figure 2-1: floor slabs with integrated installations

Die Elemente des Deckensystems **TOPfloor INTEGRAL** bestehen aus einem 10 cm dicken, 2,50 m breiten Stahlbetongurt sowie zwei halbierten Stahl-Wabenträger (Abbildung 2-1, C). Zur Verbundsicherung zwischen Stahlbetongurt und Wabenträgern werden beidseitig des Stahlstegs Bewehrungsstäbe als Verbundmittel aufgeschweißt [MEN10]. Die halben Wabenöffnungen ermöglichen eine flexible Leitungsführung, wobei die Integration von großformatigen Lüftungskanälen aufgrund der Öffnungsgrößen eingeschränkt möglich ist. Das System ist in Positiv- (Betongurt in der Druckzone) und Negativlage (Betongurt in der Zugzone) [TOP13] verwendbar, wobei der wirtschaftliche Einsatzbereich des Systems bei Spannweiten von ca. 8 m und Konstruktionshöhen von 36 cm bis 40 cm liegt.

Bei den **Converse-Composite-Elements (CCE)** handelt es sich um einen von der TU Dortmund und der SSF Ingenieure GmbH entwickelten Prototyp einer vorgespannten Verbunddecke aus hochfesten und ultrahochfesten Materialien [UNG11]. Die Namensgebung CCE deutet die „umgedrehte“ Einbausituation der Deckenelemente an (Betongurt in der Zugzone). Die Deckenelemente bestehen aus zwei halbierten hochfesten Stahlwalzprofilen (z.B. IPE500, S460M), die mit ihrem Steg in eine 40-60 mm dicke stahlfaserbewehrte UHPC-Platte ($f_c = 180 \text{ N/mm}^2$) einbinden. Die Verbundsicherung wird durch Verbunddübelleisten in Sägezahnform sichergestellt (vgl. Abbildung 2-1, D). Die dünne Betonplatte wird in Querrichtung schlaff bewehrt und in Längsrichtung vorgespannt ausgeführt. Die zur Unterbringung der Gebäudetechnik erforderlichen Stegöffnungen im Stahlprofil wurden im CCE-System bisher nicht untersucht.

Im Rahmen des Forschungsprojektes 371 ZN [P879] wurde das integrierte Verbunddeckensystem **InaDeck** entwickelt, das die günstigen Eigenschaften der zuvor beschriebenen Deckenvarianten einschließlich einer Betonkernaktivierung kombiniert [P879]. Der umgedrehte Verbundquerschnitt besteht aus halbierten IPE bzw. HEA-Profilen, die durch einen vorgespannten 10 cm dicken Betonzuggurt an der Querschnittsunterseite ergänzt werden (Abbildung 2-1, E). Die Übertragung der Schubkräfte in der Verbundfuge erfolgt über eine in den Profilsteg eingebrannte Verbunddübelleiste (VDL). Das Deckensystem besitzt einen Installationsraum und große Stegöffnungen, die eine variable Leitungsführung sowie die Integration aller gebäudetechnischen Anlagen ermöglichen. Die Zugänglichkeit des Installationsraumes „von oben“ (Montage und Wartung) wird durch demontierbare Platten an der Oberseite erlaubt. Mit Spannweiten bis 16 m und Nutzlasten bis 5 kN/m^2 erreicht das Deckensystem ein Höchstmaß an Nutzungsflexibilität und weist gleichzeitig ein sehr günstiges Schwingungsverhalten auf. Das Konzept des Deckensystems **InaDeck** ist Grundidee und Ausgangspunkt des vorliegenden Projektes.

Die praktische Umsetzung der vorgestellten Deckensysteme blieb bisher auf wenige Pilotanwendungen beschränkt, da eine Reihe von Fragestellungen zum Tragverhalten der Deckenelemente und zu ihrer Einbindung in das Gesamttragwerk bisher ungeklärt ist. Außerdem gehen die hohe Flexibilität und die Vorteile der integrierten Gebäudetechnik bei allen Systemen mit einem relativ hohen Stahlverbrauch einher. Gleichzeitig wird das Gebäuderastermaß durch die Trägerabstände im Deckensystem vorgegeben, wodurch es zu verhältnismäßig kleinen Stützenabständen im Fassadenbereich kommt.

2.2 Verbundträger mit Stegöffnungen Composite beams with web-openings

Bei modernen, integrierten Deckensystemen werden konventionelle Deckenpakete (abgehängte Decke/ Installationen/ Tragwerk/ Fußbodenaufbau) zu Gunsten schlanker, mehrstegiger und weitspannender Tragstrukturen aufgelöst. Die Integration der Gebäudetechnik in die Deckenstruktur erfordert hierbei große Öffnungen in den Stegen der aufgelösten Struktur. Öffnungen im Steg von Verbundträgern stellen Störstellen dar, die zu hohen, örtlich begrenzten Beanspruchungen im verbleibenden Stahlträger und Betongurt führen. Regelungen zur Ausführung und Bemessung von Verbundträgern mit Stegöffnungen sind gegenwärtig in den europäischen Normen des Stahl-Beton-Verbundbaus EC4 [EN1994] nicht vorhanden.

	Kopfbolzendübel	Verbunddübelleiste	
	konventionell	filigran mit Einzelflansch	
ohne Öffnung	<p>(a) z.B. [ROI99], [HAN05]</p>	<p>(b) [HEI12], [MAN03], [BER11]</p>	<p>(c) [P804], [UNG11]</p>
mit Öffnung	<p>(d) [BOD95], [RAM06], [LWO+]</p>	<p>(e) (bisher nicht untersucht)</p>	<p>(f) [P879] (Vorgängerprojekt)</p>

Abbildung 2-2: Verbundträgern mit und ohne Stegöffnungen

Figure 2-2: composite beams with web-openings

In konventionellen Verbundträgern wird die Verbundwirkung zwischen Stahlbetondruckgurt und Stahlträger durch auf den Oberflansch des Stahlträgers aufgeschweißte Kopfbolzendübel (KBD) sichergestellt (Abbildung 2-2, (a)). Aufgrund ihrer hohen Tragfähigkeit wurde in den letzten Jahren verstärkt auch die Anwendung von Verbunddübelleisten (VDL) in filigranen Verbundträgern erforscht (Abbildung 2-2 (b), (c)) und eine „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Verbunddübelleisten“ [GÜN14] erwirkt. Während für konventionelle Verbundträger mit KBD und Stegöffnungen bereits umfassende Forschungsarbeiten durchgeführt wurden (Abbildung 2-2 (d)), beschränken sich die Kenntnisse zur Anwendung filigraner, vorgespannter Verbundträger mit Verbunddübelleisten und Stegöffnungen auf die Ergebnisse des Forschungsprojektes InaDeck [P879]. Der Einfluss einer Verbunddübelleiste anstelle von KBD und das Fehlen des Flansches auf das Trag- und Verformungsverhalten von filigranen Verbundträgern mit Stegöffnung wurde in 17 Versuchen an Trägern mit Betongurt in der Zugzone (Abbil-

dung 2-2 (f)) untersucht. Für die filigranen Verbundträger wurden erste Modellvorstellungen zur qualitativen Beschreibung des Deckentragverhaltens im Bereich großer Stegöffnungen entwickelt [HEG14], [P879], die eine Abschätzung der erreichbaren Tragfähigkeiten und der eintretenden Versagensarten ermöglichen.

In den bisherigen Untersuchungen blieb der Einfluss einer Querbiegebeanspruchung im Deckenelement (insbesondere im Öffnungsbereich) unberücksichtigt. Erste Versuche mit Querbiegebeanspruchung an konventionellen Verbundträgern mit Stegöffnung und Betondruckgurt wurden in [BAL14] durchgeführt. Im Gegensatz zu diesen Verbundträgern mit einem Betondruckgurt an der Querschnittsoberseite, bei denen die Querbiegung aus Eigengewicht eine traglaststeigernde Klemmwirkung in der Verbundfuge bewirkt, führt die Querbiegung bei untenliegendem Betonzuggurt eher zu einem horizontalen Aufklaffen der Verbundfuge. Die Auswirkungen der Querbiegebeanspruchung auf das Tragverhalten von Verbundträgern mit untenliegendem Betongurt sind bisher noch nicht erforscht.

2.3 Fugenausbildung zwischen Deckenelementen **Joints between slab elements**

Bei der Aussteifung von Gebäuden und beim Abtrag horizontaler Lasten (z.B. Wind, Erdbeben) sind die als Scheiben wirkenden Geschossdecken eines Gebäudes von zentraler Bedeutung. In Deckenkonstruktionen, die aus vorgefertigten Elementen zusammengesetzt sind, stellen die Fugen in der Regel das schwächste Glied dar und erfordern daher besondere Beachtung. Heutzutage werden vorgefertigte Deckenelemente hauptsächlich mithilfe bewehrter Fugen verbunden, die mit Ortbeton oder Vergussmörtel zu verfüllen sind. Die Vergussfuge ist eine prozesstechnisch optimierte Verbindungsmethode, die einen schnellen Baufortschritt zulässt. Durch die nachträgliche, monolithische Verbindung der Deckenelemente mit Vergussfugen wird ein möglicher Rückbau erschwert und eine zerstörungsfreie Demontage der Fertigteilscheiben verhindert. Deckenelemente werden beim Rückbau beschädigt oder durch Vergussanhäufungen unbrauchbar, da Maßtoleranzen überschritten werden. Die Wiederverwendbarkeit der Deckenelemente im Sinne eines Bauteilrecyclings wird somit durch Vergussfugen stark eingeschränkt. Untersuchungen zur lösbaren, trockenen Fugenausbildung für zusammengespannte Fertigteile in Deckenscheiben werden in [WEI03] beschrieben. Zur Realisierung der Scheibentragwirkung werden hier Fugenkerne aus Aluminiumschaum in der Deckenfuge angeordnet. Die geschäumten Aluminiumkerne werden in Stabform (quadratischer Querschnitt) vorgefertigt und im festen Zustand als Einbauteil auf die Baustelle geliefert. Hier werden die Kerne in dreieckförmige Nuten in der Betonfuge eingelegt, bevor die Deckenelemente mit Schrauben gegeneinander verspannt werden.

2.4 Stahlbauanschlüsse **Steel connections**

Zur direkten oder indirekten Weiterleitung der Lasten aus den Decken in die Stützen sind Anschlusskonstruktionen erforderlich. Sie können prinzipiell gelenkig, biegesteif oder nachgiebig ausgeführt werden, wobei gelenkige Träger-Stützen-Knoten gegenüber Rahmensystemen im Verbunddecken-Geschossbau bevorzugt werden

[EN1993b]. Zur indirekten Lastweiterleitung können Wechsel- bzw. Abfangträger in Stahl- und Stahlverbundbauweise zum Einsatz kommen. Je nach Art und Ausbildung des lastabtragenden Bauteils werden unterschiedliche Anforderungen an die Anschlusskonstruktion gestellt. Die zu übertragenden Lasten sollten dabei möglichst zentrisch in das lastabtragende Tragelement eingeleitet werden, um Biegung und Torsion zu vermeiden. Weitere Anforderungen kommen aus der Bauphysik, der recyclinggerechten Demontierbarkeit sowie der konstruktiven Machbarkeit der TGA- Integration.

Für den klassischen Stahlhochbau ist die Typisierung von Anschlüssen weit fortgeschritten, so dass eindeutig festgelegte Anschlusskonfigurationen mit definierten Geometrie- und Materialdaten verfügbar sind, wobei für Träger-Stützensysteme gelenkige Anschlüsse im Vordergrund stehen [WEY13]. Für Verbunddeckensysteme werden die Anschlusslösungen des reinen Stahlbaus häufig abgewandelt, um die Betonplatte konstruktiv zu integrieren. Darüber hinaus sind auch spezielle Träger-Stützen-Anschlüsse für Verbunddeckensysteme entwickelt worden. Beim Verbunddeckensystem der Firma Slimline Buildings besteht die Anschlusskonstruktion zur Auflagerung des Deckensystems z.B. aus einem massiven, geschweißten Stahlschenkel am Ende des Verbunddeckenträgers. Dieser Anschluss ist sowohl in Verbindung mit einer Massivwand als auch in Kombination mit einem Stahlträger einsetzbar (siehe Abbildung 2-3 (a)). Dabei ist zur Vermeidung der Torsionsbeanspruchung infolge der exzentrischen Lasteinleitung ein Zugband vorgesehen.

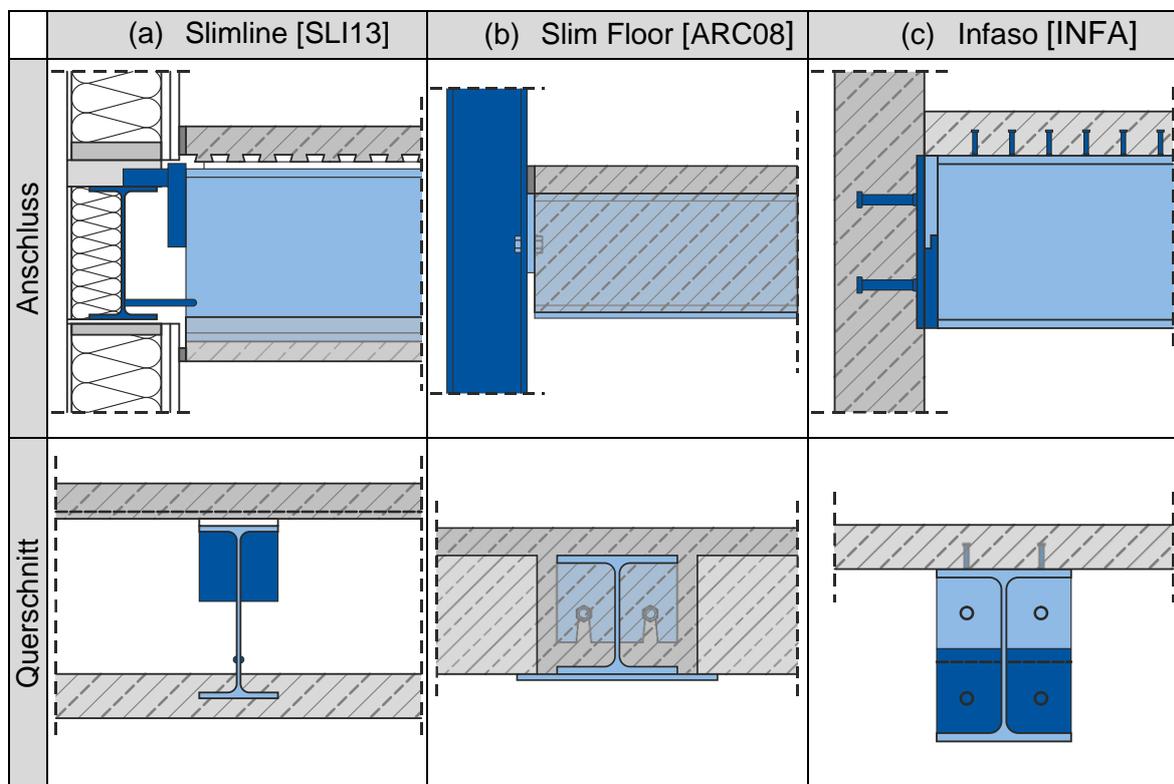


Abbildung 2-3: Deckengerechte Stahlbauanschlüsse für unterschiedliche Systeme

Figure 2-3: steel connections for different slab systems

Im Deckensystem Slim Floor [ARC08] kommen sogenannte IFB- oder SFB-Träger zum Einsatz, die durch einen breiteren angeschweißten Unterflansch gekennzeichnet sind (Abbildung 2-3 (b)). Auf den breiten Unterflansch werden Fertigteildecken aufgelagert und durch Ortbeton ergänzt. Der Träger-Stützen-Anschluss erfolgt durch eine halbe Kopfplatte mit nach unten offenen Schlitzern zum Einfädeln der Verschraubung zur Stütze. Ein Vorteil dieses Anschlusses liegt in der schnellen Montagezeit. Jedoch ist durch die monolithische Verbindung der Platten nach Verguss ein Rückbau stark eingeschränkt.

Im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes INFASO [INFA] wurden Bemessungsansätze für verschiedene Stahl-Beton-Anschlüsse ausgearbeitet. Unter anderem wurde ein montagefreundlicher Knaggenanschluss entwickelt, bei dem die Last über eine Kopfplatte mit Kopfbolzen in den Beton eingeleitet wird (Abbildung 2-3 (c)).

Ein Nachteil der dargestellten Lösungen ist, dass derzeit i.d.R. nur Lösungen für in die Fassadenebene integrierte Stützen entwickelt worden sind, jedoch nicht für gegenüber der Fassade eingerückte Stützen, die häufig von Architekten und Bauherrn nachgefragt werden.

2.5 Ableitung des Forschungsbedarfs – offene Fragen Derivation of the research need – open questions

Aus der Analyse des Stands der Forschung ergeben sich zur praxisreifen Weiterentwicklung des integrierten Deckensystems aus [P879] folgende offene Fragen:

- Welche statisch-konstruktiven Variationen und Weiterentwicklungen sind erforderlich, um die Wirtschaftlichkeit integrierter Verbunddecken zu verbessern (optimierte Auswahl von Walzprofilen und Verbundmitteln)? Wie kann gleichzeitig eine Flexibilisierung des Gebäuderastermaßes (Abstände der Stahlträger) bei integrierten Decken erreicht werden und wie lassen sich unterschiedliche Tragwerksentwürfe bei der Verwendung integrierter Decken berücksichtigen (Fassade in der Stützenachse, eingerückte Stützen mit Vorhangfassade)?
- Welche Tragmechanismen der Deckenelemente treten im Bereich großer Stegöffnungen auf? Mit welchen Modellen kann dieses Tragverhalten beschrieben werden?
- Welche Effekte sind durch Querbiegebeanspruchungen im Deckenbauteil zu erwarten?
- Wie kann das Schwingungs- und Durchbiegungsverhalten unter Berücksichtigung der Ausbaulasten der Decke beurteilt und gezielt verbessert werden?
- Wie können stahlbaummäßige Anschlüsse für integrierte Verbunddecken an Stützen und Träger entwickelt werden, die Anforderungen unterschiedlicher Tragwerksentwürfe berücksichtigen, hohe Installationsfähigkeit gewährleisten, bauphysikalische Anforderungen erfüllen und gleichzeitig gute Montageeigenschaften aufweisen? Wie sind gegenüber der Fassadenebene zurückgesetzte Stützen in das System zu integrieren?

Darüber hinaus ergeben sich Fragestellungen aus dem Forschungsbereich des Brandschutzes und der Bauphysik. In [P879] wurde gezeigt, dass die thermische Leistungsfähigkeit des betonkernaktivierten *InaDeck*-Systems mit einer Betondicke von 10 cm

in der Größenordnung einer 20 cm dicken, betonkernaktivierten Stahlbetondecke liegt. Diese vorteilhaften thermischen Eigenschaften bedürfen i.W. keiner weiteren Erforschung, so dass der Fokus des Projektes voll auf Fragestellungen der Struktur und der Stahlanwendung ausgerichtet ist. Hinsichtlich des Brandverhaltens werden nach Untersuchungen am Deckensystem **InaDeck** die erforderlichen Trageigenschaften der Decke bei einer Betonplattendicke von 10 cm für eine Brandbeanspruchung gemäß der Einheits-Temperaturzeitkurve „von unten“ für eine Dauer von 90 min eingehalten. Erste Untersuchungen zum komplexen Szenario eines Brandes im Deckenhohlraum werden in [SCH14] beschrieben. Die Fragestellung des Brandes im Deckensystem bedarf einer weiteren Erforschung, die jedoch wegen der Umfänglichkeit und Eigenständigkeit des Themas im Rahmen des Projektes P 1139 (LU Hannover, TU München) erbracht wird.

3 Systemvariation System variation

Kurzfassung

In diesem Arbeitspaket wurde das integrierte Verbunddeckensystem im Dialog mit der Praxis für unterschiedliche Tragwerksentwürfe variiert. Hierbei wurden sowohl Variationen der Abmessungen des Verbundquerschnitts als auch der Verbundmittel untersucht. Weiterhin beinhalten die Tragwerksentwürfe unterschiedliche Stützenstellungen (in der Fassade, eingerückt) sowie verschiedene Stützenraster.

Abstract

In this work package, the integrated composite slab system was varied for different structural designs in dialogue with practice. Here, both the variation of dimensions of the composite section and the shear connectors were changed. Furthermore, the structural designs contain different positions of column (in the facade, indented) as well as different column grids.

3.1 Allgemeines General

Um integrierte Deckensysteme vom Nischenprodukt zum technisch und wirtschaftlich relevanten Bauprodukt weiter zu entwickeln und neue Absatzmärkte für verschiedene Systemanbieter zu schaffen, wurden in diesem Arbeitspaket unterschiedliche Systemvarianten und Querschnittsformen untersucht.

3.2 Querschnittsvariation Cross section variation

Auf Grundlage der im Projekt P 879 hergeleiteten Konstruktionsprinzipien (Integration der Gebäudetechnik im Deckenzwischenraum, Revisionierbarkeit „von oben“; große Spannweiten für maximale Flexibilität) wurde eine zweite Systemvariante mit veränderter Querschnittsgeometrie und Verbundmittelwahl entwickelt. Ein wesentliches Teilziel des Projektes ist es, Ingenieurmodelle bereit zu stellen, mit denen alle denkbaren Deckenvarianten unabhängig von ihrer Querschnittsform nachgewiesen werden können. Im Rahmen der Querschnittsvariation wurde bewusst ein deutlich gegenüber dem Deckensystem aus P 879 veränderter Verbundquerschnitt entworfen, um die Modelle an Verbundträgerversuchen mit möglichst diversifizierten Querschnitten validieren zu können. Hierdurch soll eine möglichst große Anwendungsbreite der Deckensysteme und zugehörigen Modelle sichergestellt werden. Anstelle eines halbierten HEM 800 Profils [P879] wurde im Rahmen dieses Projektes ein halbiertes HEA 600 Profil verwendet. Hierbei wurde die Stahlsorte von S460M (1.8827) [P879] auf S355JR+M (1.0045) verändert. Gleichzeitig wurde die Betongurtdicke von 10 cm [P879] auf 12 cm vergrößert, die Betonfestigkeitsklasse von C40/50 auf C30/37

reduziert und eine doppelagige Bewehrungsführung gewählt. Alle Systemvariationen hinsichtlich der Querschnittsform sind in Abbildung 3-1 dargestellt.

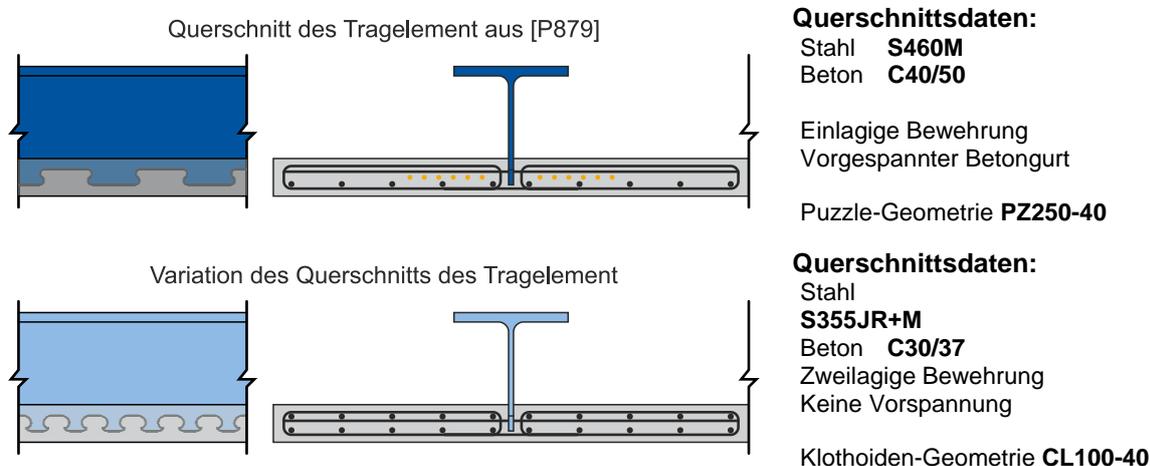


Abbildung 3-1: Variation der Querschnittsabmessungen

Figure 3-1: Variation of the cross-sectional dimensions

Zusätzlich wurde auch das verwendete Verbundmittel gegenüber dem Projekt P 879 verändert und variiert. Um das optimale Verbundmittel für die integrierte Verbunddecke zu finden wurden sowohl Verbunddübelleisten mit puzzelförmiger als auch Leisten mit klothoidenförmiger Brennschnittgeometrie untersucht. Die Unterschiede im Tragverhalten sind in den nachfolgenden Kapiteln ausführlich dokumentiert. Für die Verbundträgerversuche wurde auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen eine Verbunddübelleiste in CL-Form mit einer Dübelzahnhöhe von lediglich 4 cm gewählt (Abbildung 3-1).

3.3 Grundrissvariation Layout variation

Während sich die bekannten integrierten Verbunddeckensysteme durch große Spannweiten und den Verzicht auf Gebäudeinnenstützen auszeichnen, sind dem Gebäuderastermaß und dem Stützenabstand im Fassadenbereich durch die Abstände der Stahlträger im Deckenelement enge Grenzen gesetzt. Insbesondere wenn jeder Stahlträger im Deckenelement einer Stütze zugeordnet und auf eine Auswechslung im Fassadenbereich verzichtet wird, kann dies zu unwirtschaftlichen Stützenstellungen führen. Aus diesem Grund wurden in diesem Arbeitspaket Methoden zur Flexibilisierung des Gebäuderasters entwickelt. Eine vielversprechende Lösungsstrategie ist die Verwendung nichttragender Zwischenelemente in Kombination mit Abfangträgern.

In Abbildung 3-2 sind entwickelten Stützenstellungen und Anordnungen der Wechselträger dargestellt. Die Lage der Stützen ist insbesondere für die Entwicklung der Anschlussdetails (siehe AP 5) von Bedeutung. Durch ein weites Stützenraster kommen Zwischenelemente zum Einsatz, die zusätzlich auftretende Querbiegebeanspruchungen im Deckensystem hervorruft.

Die Erforschung der Querbiegeeinflüsse ist daher ein wesentliches Themenfeld in AP 2 und dort im Detail dargestellt.

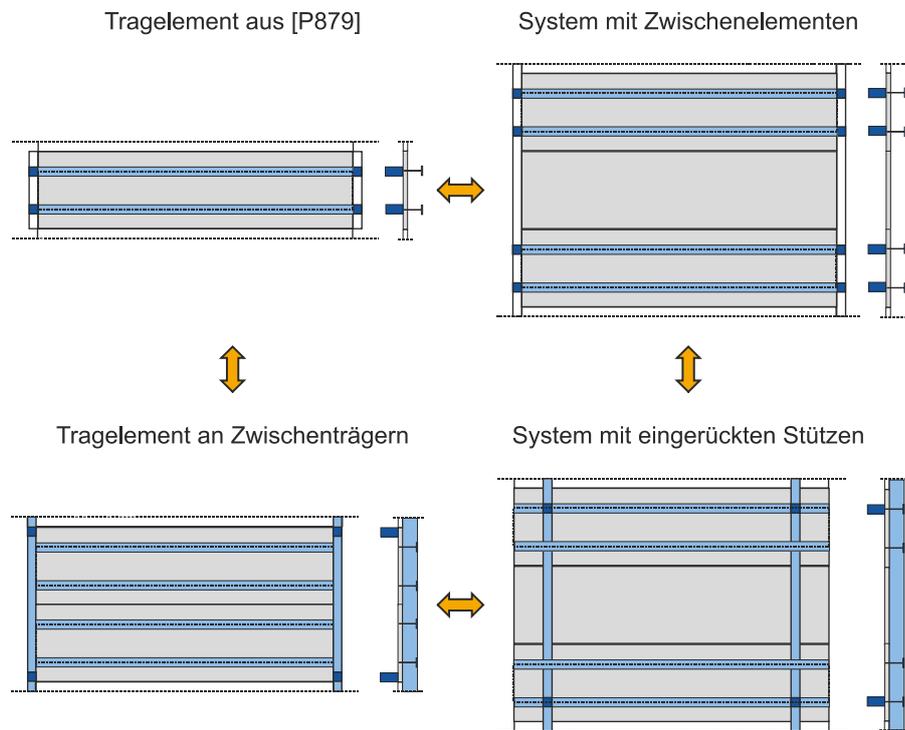


Abbildung 3-2: Variation der Stützenstellung und des Rastermaßes

Figure 3-2: Variation of column pattern and grid of the floor layout

4 Tragverhalten des Deckensystems Load-bearing behaviour of the floor slab system

Kurzfassung

Wesentliche Voraussetzung zur praktischen Umsetzung integrierter Verbunddecken ist die Erforschung des Deckentragverhaltens. Hierbei spielt neben dem lokalen Verbundmittelverhalten (Schub-; Zug- und Schub-Zug) auch das globale Tragverhalten unter Längs- und Querbiegung sowie das Querkrafttragverhalten im Bereich der großen Stegöffnungen eine wichtige Rolle. Erst durch eine gezielte Erforschung der globalen und lokalen Effekte werden einerseits eine angemessene konstruktive Ausführung der Deckenelemente und andererseits eine Optimierung des Tragverhaltens möglich.

Abstract

An important requirement for the practical use of the integrated composite slabs is the research of load-bearing and deformation behaviour. Therefore, the knowledge of local behaviour of the shear connectors (shear; tension and shear-tension) as well as the global load-bearing behaviour due to longitudinal and transverse bending and the shear behaviour at large web openings are necessary. Due to a purposeful research of the local and global effects, a suitable constructional design of the composite slab elements and an improvement of the load-bearing behaviour are possible.

4.1 Allgemeines General

In diesem Kapitel wird das Tragverhalten der integrierten Verbunddecken untersucht. Die Untersuchungen sind in zwei Bearbeitungsschritte untergliedert. Zunächst werden leistungsfähige Verbundmittel für das Deckensystem anhand von Modellversuchen untersucht. Hierzu gehört das Schubtragverhalten im gerissenen Beton, das Zugtragverhalten, die kombinierte Schub-Zugbeanspruchung und der Einfluss von Querbiegeeffekten auf die Schubtragfähigkeit. Es werden sowohl Verbunddübelleisten in PZ- als auch in CL-Form untersucht. Aufbauend auf diesen Versuchen zum lokalen Tragverhalten der Verbundmittel werden anschließend die globalen Trageigenschaften der Deckenträger unter Längs- und Querbiegebeanspruchung sowie das Querkrafttragverhalten im Bereich von Stegöffnungen erforscht.

4.2 Schubversuche im gerissenen Beton **Shear tests in cracked concrete**

4.2.1 Einführung **Introduction**

Das integrierte Verbunddeckensystem besitzt einen Betongurt in der Biegezugzone der je nach Höhe der Vorspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufreißt. Hierbei bilden sich in den auf Zug beanspruchten Trägerbereichen Querrisse im Betongurt aus. Diese setzen die Schubtragfähigkeit von Verbunddübelleisten mit Ausstanzversagen herab [CLA14a], [CLA15a]. Bisher sind weder die Mechanismen, die das Ausstanzen von Verbunddübelleisten im gerissenen Beton steuern, geklärt, noch wird der Einfluss von Querrissen in den Bemessungsmodellen für Verbunddübelleisten berücksichtigt. Zur Analyse des Tragverhaltens wurden daher 38 Abscherversuche in einem neuartigen Versuchstand durchgeführt, der eine gezielte Untersuchung der Einflüsse Rissabstand und Rissbreite ermöglicht. Die Ergebnisse der Abscherversuche werden im folgenden Kapitel zusammengefasst.

4.2.2 Entwicklung eines geeigneten Versuchsstands **Development of the test setup**

Mit bisher bekannten Versuchsständen für den gerissenen Beton [WUR98], [PRE10], [CLA14a], [CLA15a] konnte qualitativ gezeigt werden, dass Querrisse im Beton zu einer Verminderung der Schubtragfähigkeit von Verbunddübelleisten mit Ausstanzversagen führen. Allerdings war es hiermit bisher nicht möglich quantitative Aussagen über die Zusammenhänge zwischen der Rissbreite und der Bruchlast beziehungsweise zwischen dem Rissabstand und der Bruchlast zu treffen, da die Längszugbeanspruchung in der Betonplatte aus der Abscherbeanspruchung resultiert und gleichzeitig mit dieser anwächst. Um die bekannten Defizite bisheriger Versuchsaufbauten [WUR98], [PRE10], [CLA14a], [CLA15a] zu beheben und eine gezielte Untersuchung der Einflüsse aus Rissbreite bzw. Rissanordnung zu ermöglichen wurde der in Abbildung 4-1 dargestellte Versuchsstand entwickelt, in dem die Längszugbeanspruchung und die Schubkraft unabhängig voneinander aufgebracht und gesteuert werden können. Details der Versuchsstandentwicklung sind in [CLA16a], [CLA17a] beschrieben.

Abweichend vom Standard-Abscherversuch nach [EN1994] wird im neuen Versuchstand lediglich ein einzelnes Verbundmittel getestet, so dass eine eindeutige Zuordnung von Prüfkraft und Schubkraft im Verbundmittel besteht. Die Prüfkraft wird über eine L-förmige Umlenkkonstruktion in den Versuchskörper eingeleitet, die biegesteif an den Stahldübel angeschlossen ist (Abbildung 4-1, a, b). Die Krafteinleitung erfolgt in der Wirkungslinie der Schubkraftübertragung zwischen Stahl und Beton (näherungsweise im Wendepunkt des puzzleförmigen Stahldübels), so dass die Entstehung ungewollter Versatzmomente vermieden werden kann. Der Prüfzylinder stützt sich gegen die Stirnseite der Betonplatte ab. Hierdurch wird die Kraft im Versuchsstand kurzgeschlossen (Abbildung 4-1, c).

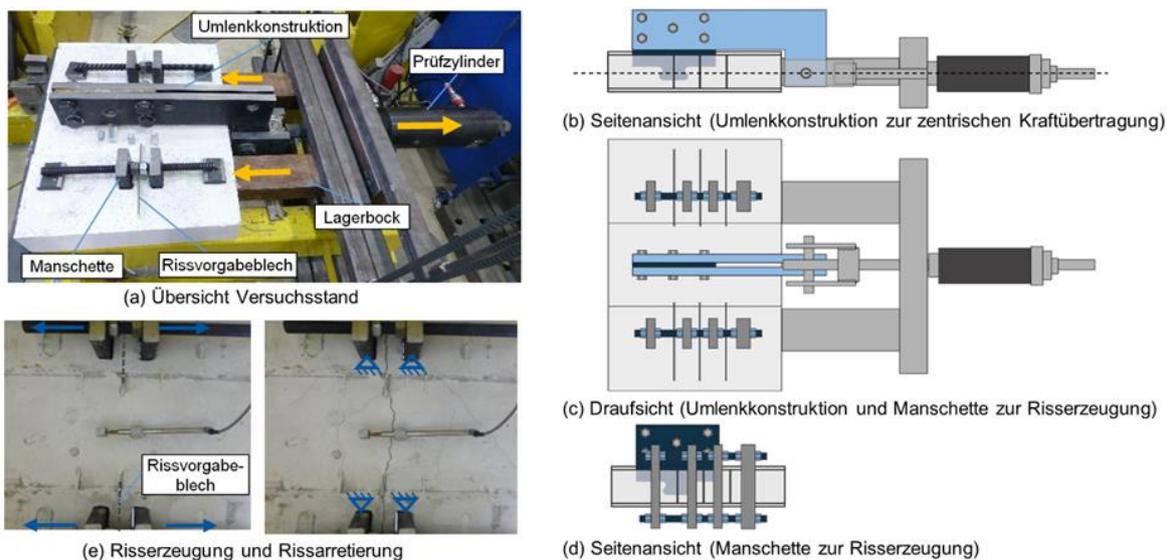


Abbildung 4-1: Versuchsstand mit individuellem Verbundmittel zur Untersuchung des Querrisseinflusses

Figure 4-1: Test setup with single dowel for investigation of transverse concrete cracking

Der Abstand der Risse untereinander und die relative Lage der Risse zum Verbundmittel werden durch das Einlegen von Blechstreifen in den Außenbereichen der Betonplatte vorgegeben (vgl. [PRE10], [WUR98]) (Abbildung 4-1, a). Ausgehend von den Rissvorgaben in den Außenbereichen, bilden sich unter Längszugbeanspruchung Trennrisse im Mittelbereich der Betonplatte aus, die das Verbundmittel und seine Umgebung kreuzen. Die zur Rissbildung benötigte Längszugbeanspruchung wird vor der Abscherbeanspruchung und unabhängig von dieser auf die Betonplatte gebracht. Hierzu wird eine aus Gewindestangen und Lasteinleitungsplatten bestehende Manschette verwendet (Abbildung 4-1, c, d). Die Lasteinleitungsplatten befinden sich in Aussparungen im Beton. Mit einem Schraubenschlüssel können die an den Lasteinleitungsplatten anliegenden Muttern entlang der Gewindestangen verfahren werden, wodurch eine Spreizung des Betonkörpers im Bereich der Rissvorgaben auftritt (Abbildung 4-1, e). Im Betonkörper stellt sich in der Folge eine konstante Zugbeanspruchung über die Rissvorgaben ein. Hierdurch können vor Aufbringung der Prüfkraft gezielt Trennrisse erzeugt, auf eine definierte Rissbreite aufgeweitet und anschließend arretiert werden. Mit dem in Bild 4 vorgeschlagenen Aufbau können bis zu drei Risse mit einem minimalen Abstand von 7,5 cm erzeugt werden.

4.2.3 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung Test matrix and testing procedure

Versuchskörper und Materialien: In jedem Versuchskörper wurde ein einzelner Dübel in eine 50 cm lange, 75 cm breite und im Mittelbereich 10 cm dicke, längs- und querbewehrte Betonplatte einbetoniert (Abbildung 4-2, a, b, c). Die Geometrie des puzzelförmigen Verbundmittels wurde entsprechend der Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Verbunddübeln [DIB13] ausgeführt. Hierbei wurde ein Verbundmittelabstand von $e_x = 15$ cm gewählt. Die verwendeten Stahldübel wiesen eine Stegdicke von 12 mm auf und wurden aus Baustahl S355 gefertigt. Die Abmessungen des Stahldübels sind in Abbildung 4-2 (e) zusammengestellt. Die Betonplatte wurde aus einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einem Größtkorn

von 16 mm hergestellt. Die Einbindetiefe des Stahldübels in den Betongurt betrug 7 cm, so dass eine Betonüberdeckung von 3 cm zwischen der Unterseite des Stahldübels und der Betongurtoberfläche vorhanden war. Zur Verhinderung einer Blockdübelwirkung wurde an der Stirnfläche des Verbundmittels ein 2,5 cm breiter Hartschaumblock als Aussparung eingebaut, der eine Kraftübertragung zwischen der Dübelstirnfläche und dem Betonkörper verhinderte (Abbildung 4-2, b). Rissvorgaben zur gezielten Schwächung des Betongurtes wurden mit 0,5 mm breiten Blechstreifen in den Außenbereichen der Betonplatte realisiert. Weiterhin wurden acht rechteckige Aussparungen im Außenbereich der Betonplatte vorgesehen, in die später die Lasteinleitungsplatten zur Aufbringung der Längszugbeanspruchung eingeführt werden konnten (Abbildung 4-2, c). Die Bewehrung setzte sich aus drei Positionen zusammen und wurde aus Betonstahl B500 hergestellt. Die Bewehrungspositionen sind in Abbildung 4-2 a, b dargestellt (Pos. 1 Querbewehrungsstäbe, \varnothing 12 mm; Pos. 2 Brillenbügel, \varnothing 10 mm, Abstand 150 mm; Pos. 3 Längsbewehrungsstäbe, \varnothing 8 mm).

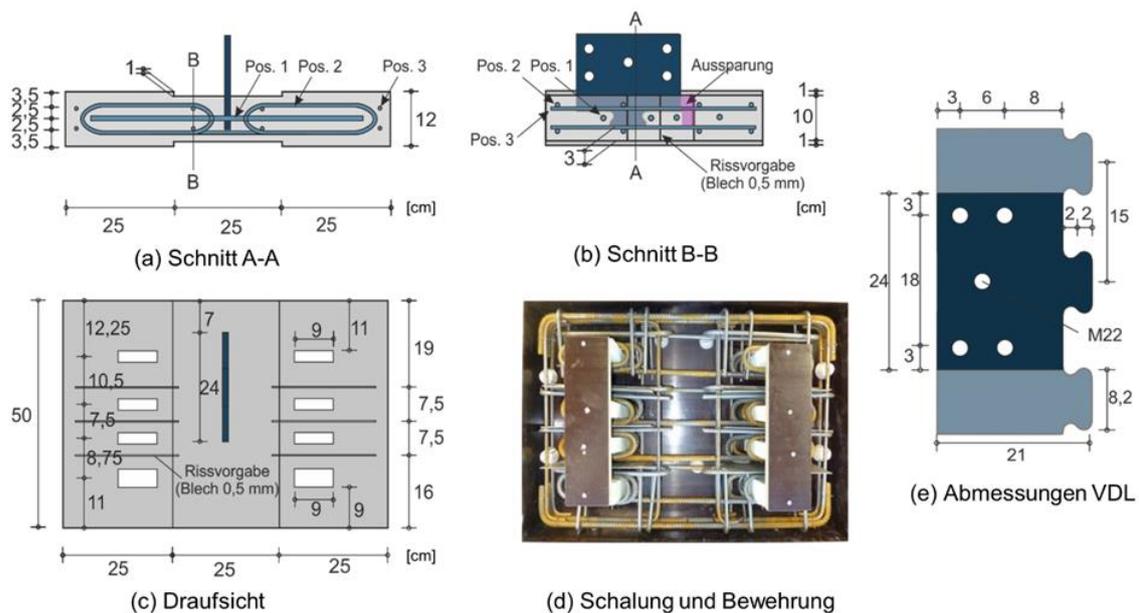


Abbildung 4-2: Aufbau der Versuchskörper

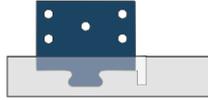
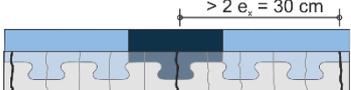
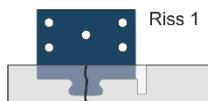
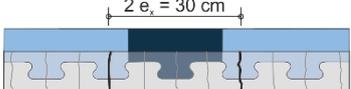
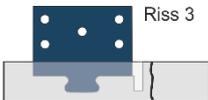
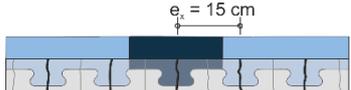
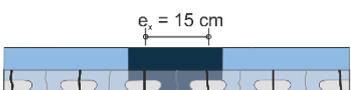
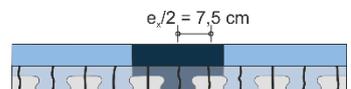
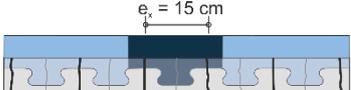
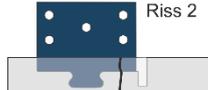
Figure 4-2: Test Specimen

Zur Umschnürung der Aussparungen im Betongurt wurden zusätzlich pro Aussparung zwei einfassende Bewehrungsbügel \varnothing 10 mm eingelegt, die auf dem Foto des Bewehrungskörbes in Abbildung 4-2 (d) dargestellt sind. Die Schal- und Bewehrungspläne, die Abmessungen der Verbunddübel und die anhand von Baustoffprüfungen ermittelten Materialkennwerte aller Versuche sind in [CLA16a] zusammengestellt.

Versuchsprogramm: Das zweistufige Versuchsprogramm umfasste insgesamt 38 Abscherversuche an Verbunddübeln mit Ausstanzversagen im quergerissenen Beton. In der Versuchsreihe S wurde der Rissabstand und die Lage der Risse zum Verbundmittel variiert. Versuchsreihe SR diente zur Untersuchung des Einflusses verschiedener Rissbreiten. Weiterhin wurden Referenzversuche im ungerissenen Beton durchgeführt. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 4-1: Versuchsprogramm

Table 4-1: Test setup

	Versuch	n	Rissbild im Verbundträger	Versuchskörper	Rissabstand s_r	Rissbreite w_r
		-			[cm]	[mm]
Referenz	S0/ SR0	3			ungerissener Beton	
Einfluss Rissabstand und Rissanordnung	S1	2			≥30	0,25
	S2	2			≥30	0,50
	S3	3			30	0,25
	S4	2			30	0,50
	S5	2			15	0,25
	S6	2			15	0,50
	S7	2			15	0,25
	S8	2			15	0,50
	S9	2			7,5	0,25
	S10	3			7,5	0,50
Einfluss Rissbreite	SR1	2			15	0,25
	SR2	2			15	0,50
	SR3	2			15	0,85
	SR4	3			15	1,00
	SR5	2			15	1,30
	SR6	2			15	1,65

Die Versuchsreihe S umfasste insgesamt 10 Versuchsserien (S1-S10) mit jeweils zwei oder drei identischen Teilversuchen. Um den Einfluss des Rissabstands und der Lage des Risses zum Verbundmittel zu untersuchen, wurden insgesamt fünf unterschiedliche Rissanordnungen mit Rissabständen von 7,5 cm, 15 cm und 30 cm betrachtet. Die für das Versuchsprogramm ausgewählten Konfigurationen sind typischen Rissbildern von Verbundträgern mit Betonzuggurt nachempfunden und in der vierten Spalte von Tabelle 1 dargestellt. Für die Rissabstände 30 cm und 15 cm wurden jeweils zwei um $s_r/2$ gegeneinander verschobene Rissanordnungen untersucht (vgl. z. B. Versuch S1 und S3 für $s_r = 30$ cm bzw. S5 und S7 für $s_r = 15$ cm). Die fünfte Spalte von Tabelle 4-1 zeigt jeweils die zugehörigen Versuchskörper im Abscherversuch. Die Untersuchungen

zum Rissabstand und zur Rissanordnung wurden zunächst für eine einheitliche Rissbreite w_r von 0,25 mm durchgeführt (vgl. S1, S3, S5 usw.) und anschließend mit einer Rissbreite von 0,5 mm wiederholt (vgl. S2, S4, S6 usw.).

Mit der Versuchsreihe SR sollte der Einfluss der Rissbreite (bei unveränderter Lage und Rissanordnung) auf das Schubtragverhalten der Verbunddübelleisten untersucht werden. Hierzu wurden 6 Versuchsserien (SR1-SR6) an Versuchskörpern mit einheitlichem Rissbild und konstantem Rissabstand von 15 cm durchgeführt. Da es sich um Untersuchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) handelte, wurde von einer fließenden Längsbewehrung im Betonzuggurt ausgegangen. Hierbei kann die Rissbreite ein Vielfaches des in der Rissbreitenbeschränkung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) festgelegten Wertes erreichen. Zur Abbildung der im GZT erwartbaren Rissbreiten wurden diese zwischen 0,25 mm und 1,65 mm variiert.

Versuchsdurchführung und Messungen: Vor dem Aufbringen der Prüfkraft wurde zunächst das zu untersuchende Rissbild aus Tabelle 4-1 mithilfe der Manschette aus Abbildung 4-1 erzeugt. Dazu wurden die Lasteinleitungsplatten entlang der Gewindestangen auseinandergedrückt bis sich ausgehend vom Rissvorgabeblech ein trennender Quer-riss in der Betonplatte ausbildete. Hierbei wurde die Rissbreite mittels induktiver Wegaufnehmer kontinuierlich gemessen und überwacht (Tabelle 4-1, e). Durch sukzessives Verfahren der Lasteinleitungsplatten wurde die jeweilige Rissbreite eingestellt und der Riss arretiert, indem die Lasteinleitungsplatten durch Muttern von der Gegenseite gekontert wurden. Aufgrund der hohen Einstellgenauigkeit der Manschette von 0,01 mm wurde eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Rissbreiten erreicht. Im Anschluss an die Erzeugung des Rissbildes und die Einstellung der Rissbreite wurde die Abscherbeanspruchung mit einem manuell gesteuerten 630 kN Hydraulikzylinder aufgebracht. Bei 40 % der erwarteten Bruchlast wurden 25 Lastwechseln zur Lösung des Haftverbundes durchgeführt. Anschließend wurde der Versuchskörper bis zum Bruch belastet. Der abfallende Ast der Kraft-Schlupf-Beziehung wurde, sofern möglich, bis zu einem Abfall der maximalen Prüfkraft um 20 % aufgezeichnet. Bei jeder angefahrenen Laststufe wurden die entstandenen Risse im Betongurt dokumentiert. Während des Versuches wurde der Schlupf in der Verbundfuge, die Aufklaffung der Verbund-fuge und die Veränderung der Rissbreiten mithilfe von induktiven Wegaufnehmern gemessen.

4.2.4 Versuchsergebnisse Test results

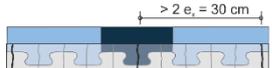
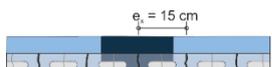
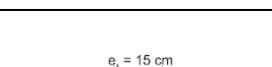
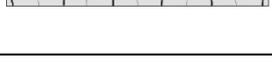
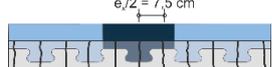
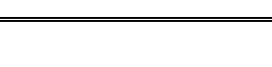
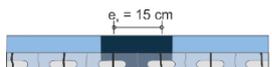
Überblick: Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden insgesamt 38 Abscherversuche an Verbunddübelleisten im gerissenen und ungerissenen Beton durchgeführt. In Tabelle 4-2 sind die Ergebnisse aller durchgeführten Abscherversuche zusammengestellt. Neben den untersuchten Parametern Rissanordnung, Rissabstand und Rissbreite sind hier die anhand von Baustoffproben ermittelten Würfel-Druckfestigkeiten $f_{c,cube}$ und die charakteristischen Kenngrößen der Kraft-Schlupfbeziehungen zusammengestellt. Zudem werden die erreichten Maximallasten P_{max} und die zur Maximallast gehörigen Relativverschiebungen δ_{max} und das Verformungsvermögen δ_u aufgeführt. Die Schubkraft-Schlupfverläufe, Sägeschnitte und Bruchbilder aller 38 Versuche sind detailliert in [CLA16a] zusammengestellt.

Tragverhalten des Deckensystems

Load-bearing behaviour of the floor slab system

Tabelle 4-2: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Table 4-2: Compilation of test results

	Ver-such	Rissanordnung/ s _r	W _r	f _{cm,cu} be	P _{max}	δ _{max}	δ _u	Ausstan-zen
		[-/ cm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[mm]	[mm]	
Referenz	S0-1		0	44,3	147,0	4,4	5,5	oben
	S0-2			44,3	149,0	4,8	7,5	oben + unten
	S0-3			44,3	156,0	4,4	6,2	oben + unten
Einfluss Rissabstand und Rissanordnung	S1-1		0,25	40,2	153,2	3,2	5,4	oben + unten
	S1-2			40,8	137,3	2,9	4,7	unten
	S2-1		0,50	45,6	138,5	3,8	6,1	oben + unten
	S2-2			37,9	122,8	5,2	6,6	oben
	S3-1		0,25	40,2	100,2	4,3	5,4	oben
	S3-2			40,8	124,1	4,7	7,2	unten
	S3-3			37,2	106,3	5,2	10,7	oben
	S4-1		0,50	45,6	110,2	3,3	5,0	unten
	S4-2			37,9	111,0	5,2	5,6	oben
	S5-1		0,25	40,2	108,0	4,2	5,2	oben
	S5-2			40,8	98,1	4,1	7,4	oben
	S6-1		0,50	45,6	105,1	4,1	7,0	unten
	S6-2			37,9	108,5	4,7	6,0	oben
	S7-1		0,25	37,2	122,9	6,3	7,2	oben
	S7-2			40,8	134,1	4,2	5,4	unten
	S8-1		0,50	45,6	108,1	4,5	7,2	oben
	S8-2			37,9	123,9	5,7	7,7	oben
	S9-1		0,25	40,2	93,6	3,3	5,2	unten
	S9-2			40,8	127,7	4,4	6,0	unten
	S9-3			37,2	108,6	5,4	8,4	oben
S10-1		0,50	45,6	101,3	2,3	4,7	oben	
S10-2			37,9	101,2	3,7	6,0	oben	
Einfluss Rissbreite	SR1-1		0,25	37,2	122,9	6,3	7,2	oben
	SR1-2			40,8	134,1	4,2	5,4	unten
	SR2-1		0,50	45,6	108,1	4,5	7,2	oben
	SR2-2			37,9	123,9	5,7	7,7	oben
	SR3-1		0,85	43,9	99,6	2,7	4,0	unten
	SR3-2			43,9	88,0	6,6	9,0	oben
	SR4-1		1,00	43,9	86,6	3,9	5,4	oben
	SR4-2			41,4	97,9	3,4	6,9	unten
	SR4-3			41,4	88,7	4,4	11,6	unten
	SR5-1		1,30	41,4	87,5	3,8	10,0	oben
	SR5-2			41,4	81,2	8,3	10,0	unten
	SR6-1		1,65	43,9	65,0	4,1	10,8	oben
	SR6-2			41,4	83,8	2,4	9,7	unten

Einfluss von Rissabstand und Rissanordnung: In Abbildung 4-3 sind die Schubkraft-Schlupf-Verläufe (Dübelkennlinien) der Versuchsreihe S für unterschiedliche Rissabstände und Rissanordnungen dargestellt. Hierbei wurden die Dübelkennlinien im linken Diagramm für eine konstante Rissbreite von 0,25 mm, im rechten Diagramm für eine konstante Rissbreite von 0,5 mm ermittelt. Gleichfarbige Dübelkennlinien mit gestricheltem bzw. durchgezogenem Verlauf gehören zu Schubversuchen mit identischem Rissabstand aber unterschiedlichen Rissanordnungen (z.B. S1-1 und S3-2, Abbildung 4-3, links).

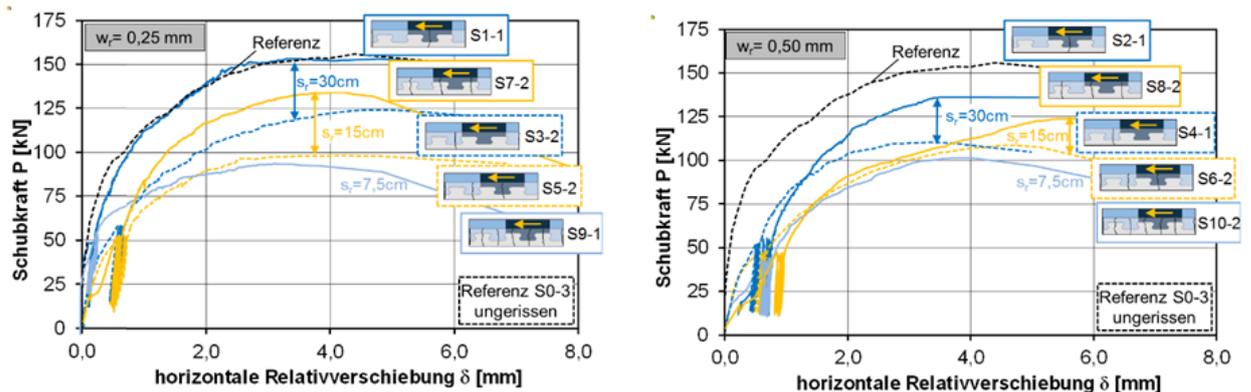


Abbildung 4-3: Dübelkennlinien für unterschiedliche Rissabstände und Rissanordnungen

Figure 4-3: dowel characteristics for different crack arrangements and spacing

Der Vergleich der Dübelkennlinien von S1-1 und S3-2 verdeutlicht den Einfluss der Lage der Risse zum Verbundmittel auf das Trag- und Verformungsverhalten bei identischem Rissabstand. Während die Dübelkennlinie des Versuches S1-1 nahezu deckungsgleich zum ungerissenen Referenzversuch verlief, wies der Versuch S3-2 eine um ca. 20 % verminderte Tragfähigkeit und eine deutlich reduzierte Steifigkeit auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Querriss im Versuch S3-2 den Ausstanzkegel zerschneidet, während der um 15 cm versetzt angeordnete Querriss im Versuch S1-1 außerhalb des Ausbruchkegels verlief und diesen daher nicht beeinflusste.

In Abbildung 4-4 sind die Ausstanzkegel und Querrisse der Schubversuche S1-1 und S3-2 gegenübergestellt. Die beiden untersuchten Rissanordnungen von S1 und S3 bilden die beiden Grenzfälle einer maximalen Beeinflussung (S3) beziehungsweise minimalen Beeinflussung (S1) des Ausstanzkegels durch Querrisse ab, so dass sich die Dübelkennlinien aller anderen theoretisch möglichen Rissanordnungen bei identischem Rissabstand von 30 cm zwischen diesen beiden Grenzfällen einordnen würden. Analog gilt dies auch für die anderen in Abbildung 4-3 gezeigten Dübelkennlinien mit identischem Rissabstand aber unterschiedlicher Rissanordnung (z. B. S7 und S5, orange Verläufe mit $s_r = 15$ cm).

Für die Schubversuche mit einem Rissabstand von 7,5 cm (vgl. Serie S9) wurde aufgrund der beschränkten Abmessungen des Versuchskörpers lediglich eine mögliche Rissanordnung untersucht, so dass hier kein Bandbreitenbereich angegeben werden kann. Aus den Ergebnissen mit 15 cm und 30 cm Rissabstand ist allerdings zu erwarten, dass der Einfluss der Rissanordnung bei kleinen Rissabständen weniger stark ausgeprägt ist.



Abbildung 4-4: Überblick über die Bruch- und Rissbilder

Figure 4-4: Compilation of crack and fracture patterns

Der Vergleich der Dübelkennlinien (bzw. der Bandbreitenbereiche) in Abbildung 4-3 verdeutlicht weiterhin, dass bei einer Verringerung des Abstandes zwischen benachbarten Rissen die mittlere Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleiste im gerissenen Beton abnahm (z. B. Vergleich der Dübelkennlinie S1-1, S7-2 und S9-1). Diese Tragfähigkeitsreduktion bei abnehmendem Rissabstand (bzw. zunehmender Rissanzahl) kann anschaulich anhand der in Abbildung 4-4 dargestellten Betonausbruchkörper erklärt werden. Ausgehend vom ungerissenen Referenzversuch S0-2, dessen Ausbruchkegellänge annähernd der sechsfachen Ausstanzkegelhöhe entsprach, verkürzte sich bei Reduzierung des Rissabstandes bzw. Vergrößerung der Rissanzahl die Länge des resultierenden Ausstanzkegels. Die hieraus resultierende Verkleinerung der Bruchrismantelfläche des Ausstanzkegels hatte eine Verminderung der Schubtragfähigkeit zur Folge. In Abbildung 4-4 (rechts, unten) ist dargestellt, wie Querrisse die Ausbildung des Ausstanzkegels beeinflussten und diesen verkleinerten. Bei Rissabständen, die kleiner als die Länge des ungestörten Ausstanzkegels ($l_{Aus, ungerissen} = 24 \text{ cm}$) waren, wurde der Ausstanzkegel von mehr als einem kreuzenden Querriss zerschnitten, so dass statt eines großen ungestörten Ausstanzkegels mehrere kleine Ausbruchkörper auftraten. Die Länge dieser kleinen Ausbruchkörper entsprach etwa dem mittleren Rissabstand s_r der Querrisse (z. B. Abbildung 4-4: S9-2 und S5-1).

Abbildung 4-5 fasst die Ergebnisse zum Einfluss von Rissabstand und Rissanordnung auf die Schubtragfähigkeit von Verbunddübelleisten im gerissenen Beton zusammen. Die Bruchlasten der Versuche wurden hierzu über den Abstand der Querrisse aufgetragen. An der Neigung der Trendlinien in den Diagrammen ist deutlich die Abnahme

der Tragfähigkeit bei kleinen Rissabständen (bzw. hohen Rissanzahlen) zu erkennen. Die große Streubreite der Schubtragfähigkeiten bei Rissabständen von 15 cm und 30 cm, ist auf die unterschiedlichen Rissanordnungen zurückzuführen. Diese sind durch quadratische bzw. dreieckige Datenpunktmarkierungen in den Diagrammen von Abbildung 4-5 kenntlich gemacht.

Die Untersuchungen zum Einfluss von Rissabstand und –anordnung wurden zunächst für eine konstante Rissbreite von 0,25 mm durchgeführt und anschließend für die Rissbreite 0,5 mm wiederholt. Der Vergleich des linken ($w_r = 0,25$ mm) und des rechten Diagramms ($w_r = 0,5$ mm) in Abbildung 4-5 verdeutlicht, dass die Schubtragfähigkeiten infolge der vergrößerten Rissbreite leicht reduziert waren. Nachfolgend werden diese Untersuchungen zum Einfluss der Rissbreite systematisch erweitert.

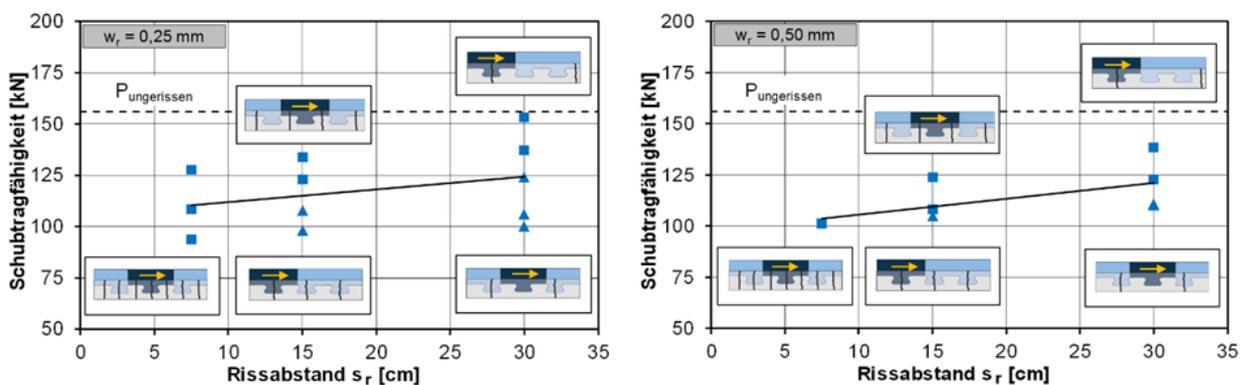


Abbildung 4-5: Zusammenhang von Schubtragfähigkeit und Rissabstand

Figure 4-5: Relation between shear capacity and crack spacing

Einfluss der Rissbreite: Der Einfluss der Rissbreite auf das Schubtragverhalten von Verbunddübelleisten wurde in der Versuchsreihe SR mit konstantem Rissabstand s_r von 15 cm untersucht. Die Rissbreiten wurde in einem Wertebereich von 0,25 mm (SR1) bis 1,65 mm (SR6) variiert. In Abbildung 4-6 (links) sind die Dübelkennlinien der Versuchsreihe SR zusammen mit dem Schubkraft-Schlupf-Verlauf des ungerissenen Referenzversuches S0-3 dargestellt. Neben den Dübelkennlinien ist in Abbildung 4-6 (rechts) die während der Abscherversuche gemessene Entwicklung der Rissbreiten über die aufgebrachte Schubkraft dargestellt. Die Dübelkennlinien im gerissenen Beton wiesen bereits auf einem sehr niedrigen Lastniveau (< 25 kN) einen charakteristischen Knick mit anschließendem Plateau im Kennlinienverlauf auf. Dieses Plateau ist darauf zurückzuführen, dass der Stahldübel in den geöffneten Querriss nachrückte, bevor er zusätzliche Schubkräfte aufnahm. Der Vergleich der Dübelkennlinien verdeutlicht weiterhin, dass eine Vergrößerung der vorgegebenen Rissbreite eine deutliche Abnahme der Steifigkeit und Schubtragfähigkeit bewirkte. Gleichzeitig vergrößerte sich mit der Rissbreite die Verformungsfähigkeit des Verbundmittels. Während die Duktilität der hier untersuchten VDL in ungerissenen Betongurten nur knapp das in EC4 [EN1994] für duktile Verbundmittel geforderte Verformungsvermögen von 6 mm erreichte, führte die Rissbildung zu einer deutlichen Zunahme der Duktilität. Verbundträger können hierdurch die in gerissenen Betongurtbereichen auftretenden Schubkräfte in weniger beanspruchte Trägerbereiche umlagern.

Tragverhalten des Deckensystems Load-bearing behaviour of the floor slab system

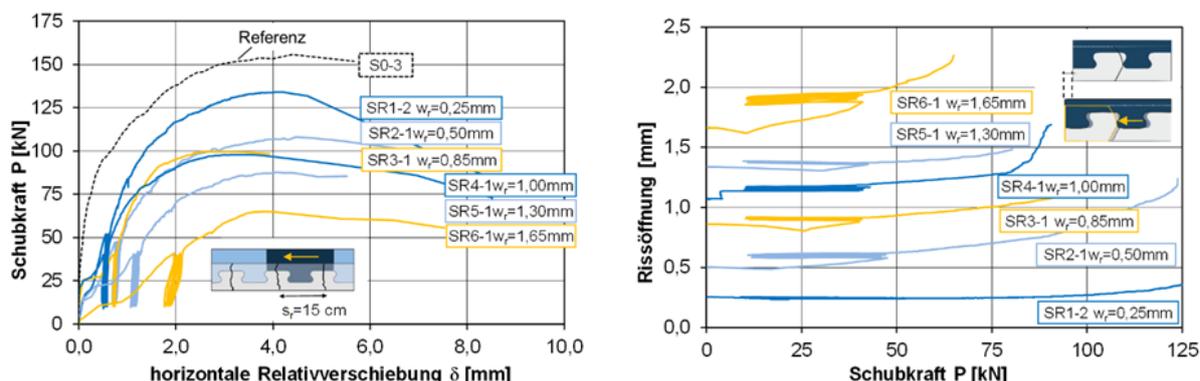


Abbildung 4-6: Dübelkennlinien und Schubkraft-Rissöffnungsbeziehungen der Versuchsreihe SR

Figure 4-6: Dowel characteristics and shear force -crack opening relationship of series SR

Der Zusammenhang von Schubtragfähigkeit und Rissbreite ist in Abbildung 4-7 (links) veranschaulicht. Bereits infolge einer kleinen Rissöffnung von 0,25 mm wurde die Bruchlast im Versuch gegenüber dem ungerissenen Referenzversuch deutlich herabgesetzt (Tragfähigkeitsreduktion von 14 %). Bei großen Rissbreiten von 1,65 mm betrug die Abnahme der Schubtragfähigkeit sogar über 50 %. Insgesamt zeigt Abbildung 4-7 (links) einen degressiven Zusammenhang zwischen Schubtragfähigkeit und Rissbreite, bei dem die Bruchlast ausgehend von der ungerissenen Grundkonstellation zunächst stark abnahm und bei großen Rissbreiten einem Sättigungswert entgegenstrebte. Weiterhin sind in Abbildung 4-7 (rechts) die Ausstanzkegel der Versuchskörper bei unterschiedlichen Querrissbreiten dargestellt. Während bei kleinen Rissbreiten große Ausstanzkegel auftraten, verkleinerte sich die Ausstanzkegelfläche mit zunehmender Rissbreite.

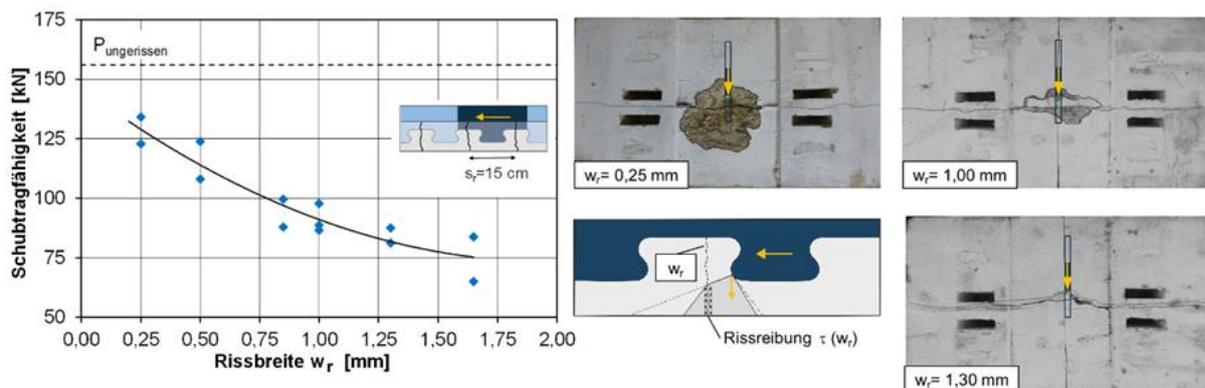


Abbildung 4-7: Zusammenhang von Schubtragfähigkeit und Rissbreite, Bruchbilder

Figure 4-7: Shear force- crack opening relationship, crack opening and fracture pattern

Die Abhängigkeit der Bruchlast und der Ausstanzkegelgröße von der Rissbreite ist auf die im Querriss wirkende Rissreibung zurückzuführen. Bei kleinen Rissbreiten wiesen die Rissufer des Querrisses eine wirkungsvolle Verzahnung auf, so dass die vertikal zur Schubkraft gerichtete Abtriebskraft des Verbundmittels größtenteils über den Querriss hinweg abgetragen wurde. Hierdurch konnten sich in diesen Versuchen vergleichsweise große Ausbruchkegel ausbilden und es wurden hohe Bruchlasten erreicht. In Versuchen mit größerer Rissbreite wurde die Wirksamkeit des Rissreibungsmechanismus herabgesetzt, so dass sich die über den Riss übertragenen Schubspannungen

verkleinerten. Infolge fehlender Rissverzahnung konnten die Ausstanzkegel in Versuchen mit großen Rissbreiten die durch den Querriss erzeugte Fehlstelle im Betongurt nicht überbrücken, so dass Ausbruchkörper mit deutlich reduzierten und durch den Querriss abgeschnittenen Abmessungen entstanden (Abbildung 4-7, rechts).

4.2.5 Zusammenfassung Summary

Nachfolgend werden die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchungen zusammengefasst:

- In allen durchgeführten Schubversuchen wurde stets ein Verbundmittelversagen durch Ausstanzen des Betons maßgebend. Die Länge und Breite des entstehenden Ausbruchkegels entsprachen im ungerissenen Beton annähernd der sechsfachen Ausstanzkegelhöhe. In den Versuchen mit Querrissen im Betongurt hatte die Rissbildung eine Verkleinerung der Ausstanzkegelabmessungen und eine Verminderung der Steifigkeit und Schubtragfähigkeit zur Folge.
- Wurde der Abstand benachbarter Querrisse bei konstanter Rissbreite reduziert (bzw. die Anzahl der Querrisse im Betongurt vergrößert), so verkleinerte sich die Schubtragfähigkeit der VDL annähernd proportional mit dem Rissabstand. Hierbei wurde der Ausstanzkegel von kreuzenden Querrissen zerschnitten, so dass statt eines großen Ausstanzkegels mehrere kleine Ausbruchkörper auftraten, deren Länge (je nach Kraftübertragung über den Querriss) ungefähr dem mittleren Rissabstand s_r der Querrisse entsprach.
- Die Schubtragfähigkeit der VDL hängt von der vorliegenden Querrissbreite ab. Bei großen Rissbreiten wurde eine Reduzierung der Schubtragfähigkeit bis ca. 50 % festgestellt. Bei kleinen Rissbreiten wiesen die Rissufer eine wirkungsvolle Verzahnung auf. Hierdurch wurden Teile der senkrecht zur Schubrichtung wirkenden Abtriebskraft über den Querriss übertragen und es bildete sich ein zusammenhängender Ausstanzkegel auf beiden Seiten des Querrisses aus. Große Rissbreiten führten hingegen zu einer Reduzierung der über den Riss übertragenen Schubspannungen. Hierdurch wurde der Ausstanzkegel am Riss abgeschnitten.
- Die Rissbildung im Beton führte zu einer deutlichen Vergrößerung der Verformungsfähigkeit von Verbunddübelleisten. Während die Duktilität der hier untersuchten VDL in schlanken, ungerissenen Betongurten nur knapp das in EC4 für duktile Verbundmittel (Kopfbolzendübel) geforderte Verformungsvermögen von 6 mm erreichte, führte die Rissbildung zu einer deutlichen Zunahme der Duktilität. Verbundträger können hierdurch die in gerissenen Betongurtbereichen (mit reduzierter Tragfähigkeit der Verbundfuge) auftretenden Schubkräfte in weniger beanspruchte Trägerbereiche umlagern.

In [CLA16a] und [CLA17b] wird ein mechanisches Ingenieurmodell zur Berechnung der Schubtragfähigkeit für Verbunddübelleisten im gerissenen und ungerissenen Beton vorgestellt.

4.3 Schub-Zug-Interaktionsversuche Push-pull-interaction tests

4.3.1 Einführung Introduction

In einigen Bereichen der integrierten Verbunddecke sind die Verbundmittel zwischen Stahl und Beton weder einer reinen Schub- noch einer reinen Zugbeanspruchung ausgesetzt, sondern werden durch kombiniert angreifende Zug- und Schubkräfte belastet. Während das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter kombinierten Lasten umfangreich erforscht wurde und anhand von Modellen zuverlässig beschrieben werden kann, ist die kombinierte Beanspruchung von Verbunddübelleisten bisher weitestgehend ungeklärt. In der Literatur wurden bislang lediglich erste Tastversuche an kleinformatischen Verbunddübelleisten in sehr dünnen Betongurten aus UHPC beschrieben [HEG09] [SCH13], deren Übertragbarkeit auf Leisten mit praxisüblichen Abmessungen in Normalbeton bisher nicht geklärt ist. Zum Nachweis von Verbunddübelleisten unter kombinierten Zug-Schub-Lasten reichen die vorhandenen Bemessungsansätze für den reinen Schub [CLA17b] und den reinen Zug [CLA16b] nicht aus. Vielmehr ist die Interaktion beider Beanspruchungen zu erfassen. Im folgenden Kapitel werden daher systematische Untersuchungen in einem neu entwickelten Versuchsstand zur Zug-Schub-Interaktion von Verbunddübelleisten vorgestellt.

4.3.2 Entwicklung eines geeigneten Versuchsstands Development of the test setup

Die experimentelle Untersuchung von Verbundmitteln unter kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung ist ein Teilbereich der Befestigungstechnik. In der einschlägigen Literatur wird zwischen Untersuchungsmethoden mit variablem und mit konstantem Lastangriffswinkel unterschieden.

Für die Untersuchung von Kopfbolzendübeln entwickelte BODE [BOD85] einen Versuchsstand, in dem zunächst eine definierte Zugkraft aufgebracht und anschließend die Querbelastung (Schubbeanspruchung) bis zum Versagen gesteigert wird. Einen vergleichbaren Aufbau wählten WOLBRING und SCHNELL für die Untersuchung von miniaturisierten Verbunddübelleisten im UHPC [SCH13] (Abbildung 4-8, rechts). Durch die Verwendung von zwei unabhängigen Prüfzylindern ermöglicht der Aufbau beliebige Schub-Zug-Interaktionsverhältnisse anzusteuern. Allerdings findet durch die chronologisch versetzte Aufbringung der Zug- und Schubkräfte während der Versuchsdurchführung eine kontinuierliche Änderung des Lastangriffswinkels statt. ZHAO und ELIGEHAUSEN [ELI00], [ZHA95] schlugen hingegen einen Versuchsaufbau für die Untersuchung von Kopfbolzen bei konstantem Lastangriffswinkel vor. Vergleichbar hiermit führten HEGGER und GALLWOSZUS kombinierte Schub-Zug-Versuche an puzzelförmigen Verbunddübelleisten in UHPC mit einem konstanten Lastangriffswinkel von 45° durch [HEG09]. Zur Sicherstellung einer verdrehungsfreien Lasteinleitung wurden die verwendeten Stahldübel mit einer im Winkel von 45° angeschweißten Stahllasche versehen und auf geneigten Lagerböcken unter dem Prüfraumen verspannt (Abbildung 4-8, links). Problematisch hierbei ist allerdings, dass die Stahllasche zur Verhinderung eines Versatzmomentes die Ausbildung des Betonausbruchkörpers beeinträchtigen kann.

Zur Durchführung der eigenen Versuche wurde daher ein verbesserter Versuchsstand entwickelt.

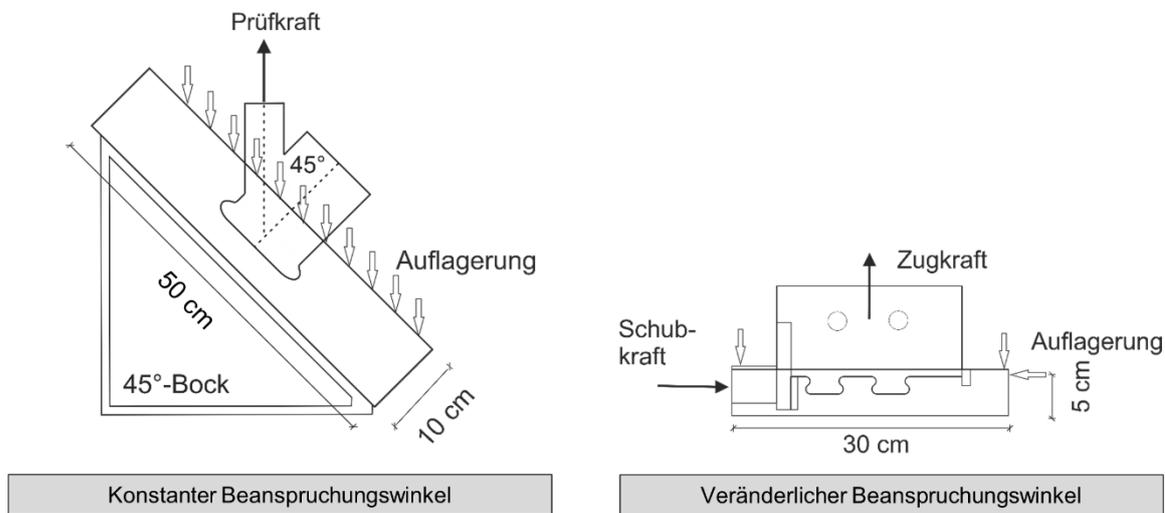


Abbildung 4-8: Zug-Schubversuche aus der Literatur mit variablem Lastangriffswinkel (rechts) und konstantem Lastangriffswinkel (links)

Figure 4-8: Tensile - shear tests from the literature with variable (right) or constant angle of load introduction (left)

Der neu entwickelte Versuchsstand ermöglicht es, die Prüfkraft für jeden Beanspruchungswinkel zentrisch (ohne Versatzmoment) in das einbetonierte Verbundmittel einzuleiten. Der Versuchsstand ist in Abbildung 4-9 dargestellt. Die untersuchten Beanspruchungswinkel (0° ; $22,5^\circ$; 45° ; $67,5^\circ$; 90°) wurden durch einen fächerförmigen Stahlrahmen vorgegeben. Um die Prüfkraft ohne Versatzmoment in das Verbundmittel einzuleiten, wurde eine L-förmige Umlenkkonstruktion verwendet, die biegesteif mit dem Einzeldübel verschraubt wurde. In der Umlenkkonstruktion waren Löcher zur Prüfkraftaufbringung vorgesehen, die auf der Wirkungslinie der zu untersuchenden Schub-Zug-Kombination lagen (Abbildung 4-9, rechts). Der Prüfzylinder und der Versuchskörper stützten sich gegen den fächerförmigen Stahlrahmen ab, so dass die aufgebrachten Kräfte hierin kurzgeschlossen wurden. In allen Versuchen wurden die relativen Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahldübel in vertikaler (und ggf. horizontaler) Richtung mit induktiven Wegaufnehmern sowie die Prüfkraft mit einer Kraftmessdose gemessen.

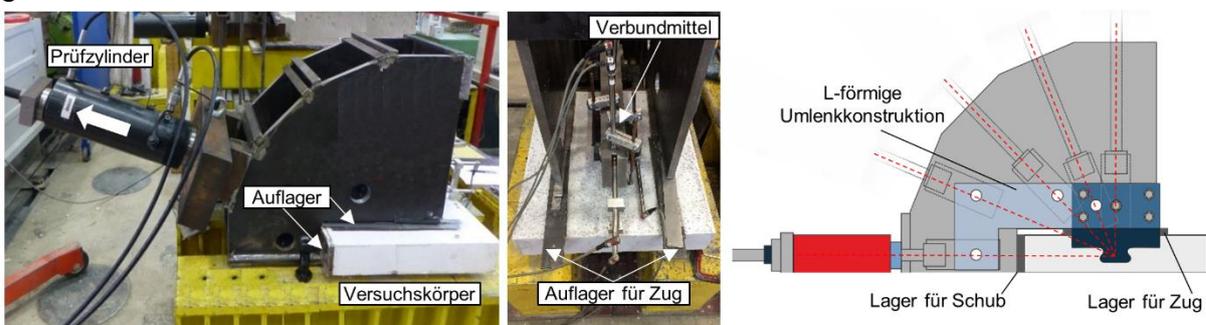


Abbildung 4-9: Aufbau der eigenen Zug-Schubversuche für unterschiedliche Lastangriffswinkel

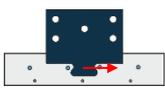
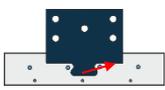
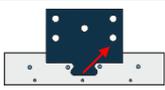
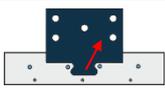
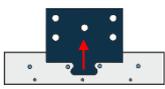
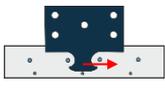
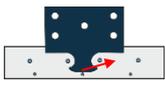
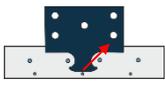
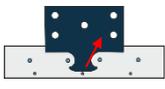
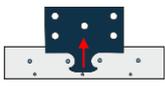
Figure 4-9: Test setup of tensile-shear tests for different angles of load introduction

4.3.3 Versuchsprogramm, Versuchskörper, Materialien Experimental campaign, specimen, materials

In Tabelle 4-3 ist das aus 24 Teilversuchen bestehende Versuchsprogramm dargestellt. Dieses wurde auf die systematische Untersuchung des Tragverhaltens von Verbunddübelleisten mit Puzzlegeometrie (ZS1 bis ZS5) oder Klothoidenform (ZS-CL1 bis ZS-CL5) in Normalbetongurten unter kombinierten Zug- und Schubkräften ausgerichtet. Hierin sind neben der Versuchsbezeichnung die Anzahl der pro Serie durchgeführten Einzelversuche n sowie die Abmessungen und Bewehrungsführungen der Versuchskörper angegeben. In den Versuchen wurde der Lastangriffswinkel α an den Verbunddübelleisten systematisch zwischen 0° (reiner Schub 0°) und 90° (reiner Zug 90°) variiert.

Tabelle 4-3: Versuchsprogramm

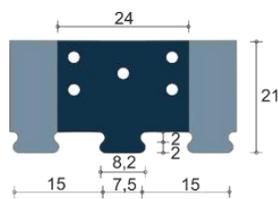
Table 4-3: Test setup

Versuch	Parameter	VD	Win- kel	n	Bewehrung		l / b h _c / c _u	Kommentar
					Querstäbe Brillenbü- gel	Längsstäbe Spannlitzen		
			[°]	-			[cm]	
Puzzle-Geometrie								
ZS1		PZ	0°	2	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Grundkonstellation ZS (Schub)
ZS2		PZ	22,5°	3	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Überwiegend Schub
ZS3		PZ	45°	2	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Schub-Zug
ZS4		PZ	67,5°	3	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Überwiegend Zug
ZS5		PZ	90°	4	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Grundkonstellation SZ (Zug)
Klothoiden-Geometrie								
ZS- CL 1		CL	0°	2	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Grundkonstellation ZS (Schub)
ZS- CL 2		CL	22,5°	2	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Überwiegend Schub
ZS- CL 3		CL	45°	2	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Schub-Zug
ZS- CL 4		CL	67,5°	2	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Überwiegend Zug
ZS-CL5		CL	90°	2	4Ø12 Ø10/15 cm	8Ø12 -	50/50/ 10/3	Grundkonstellation SZ (Zug)

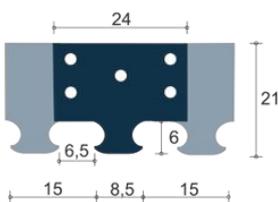
In Abbildung 4-10 sind die Abmessungen und der Aufbau der Versuchskörper angegeben. Hierbei wurden puzzelförmige Stahldübel mit einem Längsabstand von $e_x = 15$ cm und einer Dübelhöhe von 4 cm bzw. klothoidenförmige Dübel mit einem Längsabstand von $e_x = 15$ cm, einer Höhe von 6 cm und einer Stegdicke von 1,1 cm verwendet. Diese Dübelgeometrien stellen die kleinstmöglichen in der abZ für Verbunddübelleisten geregelte Ausführungen dar. Der Betongurt wies eine Höhe von 10 cm auf und hatte eine quadratische Grundfläche mit Kantenabmessungen von jeweils 50 cm. Die Einbinde-tiefe der Stahldübel in den Betongurt wurde so gewählt, dass sich eine Betonüberdeckung c_U von 3 cm (PZ-Form) bzw. 2 cm (CL-Form) zwischen der Unterseite des Stahldübel und der Unterseite des Betongurtes einstellte (vgl. Abbildung 4-10).

Die Querbewehrung des Betongurtes bestand bei allen Versuchen aus Querstäben (Bild 2, oben, Pos. 1, \varnothing 12 mm), die in den Mittelpunkt der oberen Rundung eingelegt wurden und geschlossenen Bügeln (Abbildung 4-10, oben, Pos. 2, \varnothing 10 mm), die im gegenseitigen Abstand von 150 mm angeordnet wurden. Die Längsbewehrung wurde zweilagig ausgeführt (Pos. 3, \varnothing 12 mm). Die Betondeckung der Längsbewehrung betrug jeweils 30 mm. Für alle Versuchskörper wurde hochduktiler Betonstahl B500 ($f_y/f_u = 575/660$ N/mm²) verwendet. Die Stahldübel der Verbunddübelleiste wurden vor Beginn der Betonierarbeiten mit Schalöl bestrichen, um den Haftverbund zwischen Stahlprofil und Betongurt zu minimieren. Die Schal- und Bewehrungspläne, die Abmessungen der Verbunddübel und die anhand von Baustoffprüfungen ermittelten Materialkennwerte aller Versuche sind in [CLA16a] ausführlich zusammengestellt.

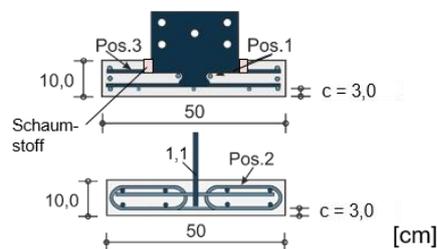
PZ-Dübelgeometrie:



CL-Dübelgeometrie:



Schnitte:



Bewehrungskorb und Schalung:



Abbildung 4-10: Verbunddübelleiste und Aufbau der Versuchskörper

Figure 4-10: Composite dowel and test specimen

4.3.4 Ergebnisse der kombinierten Zug-Schub-Versuche Test results

Bei allen Zug-Schubversuchen trat immer ein Versagen durch Betonausbruch auf. Die Versuchsergebnisse aller Versuche sind in Tabelle 4-4 zusammengefasst. Neben dem Beanspruchungswinkel sind die erreichte Bruchlast P_{max} , die zugehörige Relativverschiebung δ_{max} sowie die Kraftkomponenten in Zug- und Schubrichtung angegeben.

Tabelle 4-4: Ergebnisse der kombinierten Zug- Schubversuche

Table 4-4: Test results of combined tensile-shear tests

Versuch	Belastungsbild	Win- kel	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	δ_{max} [mm]	P_{max} [kN]	$P_{H,max}$ [kN]	$P_{V,max}$ [kN]	Ausbruch (lastzuge- wandt)	
Puzzle-Geometrie									
Puzzle-Geometrie	ZS1-1		0°	37,3	5,5	168,2	168,2	0,0	oben+unten
	ZS1-2			44,3	4,4	147,0	147,0	0,0	oben
	ZS1-3			44,3	4,8	149,0	149,0	0,0	oben
	ZS1-4			44,3	4,4	156,0	156,0	0,0	oben+unten
	ZS2-1		22,5°	39,6	8,5	70,2	64,8	26,8	oben
	ZS2-2			40,0	7,2	74,7	69,0	28,6	oben
	ZS2-3			37,3	6,7	77,5	71,6	29,6	oben
	ZS3-1		45°	40,0	5,0	59,8	42,3	42,3	oben
	ZS3-2			37,3	4,6	68,8	48,7	48,7	oben
	ZS4-1		67,5°	39,6	2,4	49,6	19,0	45,8	oben
	ZS4-2			40,0	2,7	50,3	19,2	46,5	oben
	ZS4-3			37,3	2,1	59,5	22,8	54,9	oben
	ZS5-1		90°	37,3	2,5	54,2	0,0	54,2	oben
	ZS5-2			41,6	1,5	67,9	0,0	67,9	oben
Klothoiden-Geometrie									
Klothoiden-Geometrie	ZS-CL1-1		0°	39,6	5,3	187,5	187,5	0,0	unten
	ZS-CL1-2			37,7	5,6	175,5	175,5	0,0	oben+unten
	ZS-CL2-1		22,5°	39,6	4,8	144,3	133,3	55,2	oben
	ZS-CL 2-2			37,7	4,1	141,9	131,1	54,3	oben
	ZS-CL 3-1		45°	39,6	4,4	103,8	73,4	73,4	oben
	ZS-CL 3-2			37,7	2,5	67,9	48,0	48,0	oben
	ZS-CL 4-1		67,5°	39,6	1,9	63,1	24,1	58,3	oben
	ZS-CL 4-2			37,7	2,3	68,5	26,2	63,3	oben
	ZS-CL 5-1		90°	39,6	2,2	68,1	0,0	68,1	oben
	ZS-CL 5-2			37,7	1,2	57,0	0,0	57,0	oben

In Abbildung 4-11 sind die Betonausbruchkörper der kombinierten Zug-Schubversuche ZS1, ZS3 und ZS5 an Leisten mit PZ-Form dargestellt. Unter reiner Schubbeanspruchung (ZS1 - Beanspruchungswinkel 0°) trat das aus [CLA17a], [CLA15a] bekannte Ausstanzversagen auf, bei dem die rechtwinklig zur Schubbeanspruchung wirkende Abtriebskraft das Ausbrechen eines Betonkegels in Richtung der kleinsten Betonüberdeckung bewirkte. Hierbei wurde lediglich die lastzugewandte Stirnseite des Dübels aktiviert, auf der sich der Ausstanzkegel ausbildete (Abbildung 4-11, oben). Bei Vergrößerung des Beanspruchungswinkels trat neben der Schubkomponente auch eine Zugkraft im Verbundmittel auf. Diese wurde an beiden Dübelstirnseiten vom Stahldübel auf den umgebenden Beton übertragen. Folglich bildete sich im Versuch ZS3 (Winkel

45°) auf beiden Seiten des Dübels ein Betonausbruchkegel aus. An der lastzugewandten Dübelseite überlagerten die Zugkomponente und die aus der Schubkraft resultierende Abtriebskraft einander, so dass der hier entstehende Bruchkörper aufgrund der kombiniert wirkenden Kraftkomponenten deutlich größere Abmessungen aufwies (Abbildung 4-11, Mitte). Unter reiner Zugbeanspruchung wird die resultierende Kraft symmetrisch über beide Dübelseiten in den umgebenden Beton übertragen. Dementsprechend bildete sich im Zugversuch ZS5 (Beanspruchungswinkel 90°) ein großer, den gesamten Dübel umschließender Betonausbruchkörper aus (Abbildung 4-11, unten).

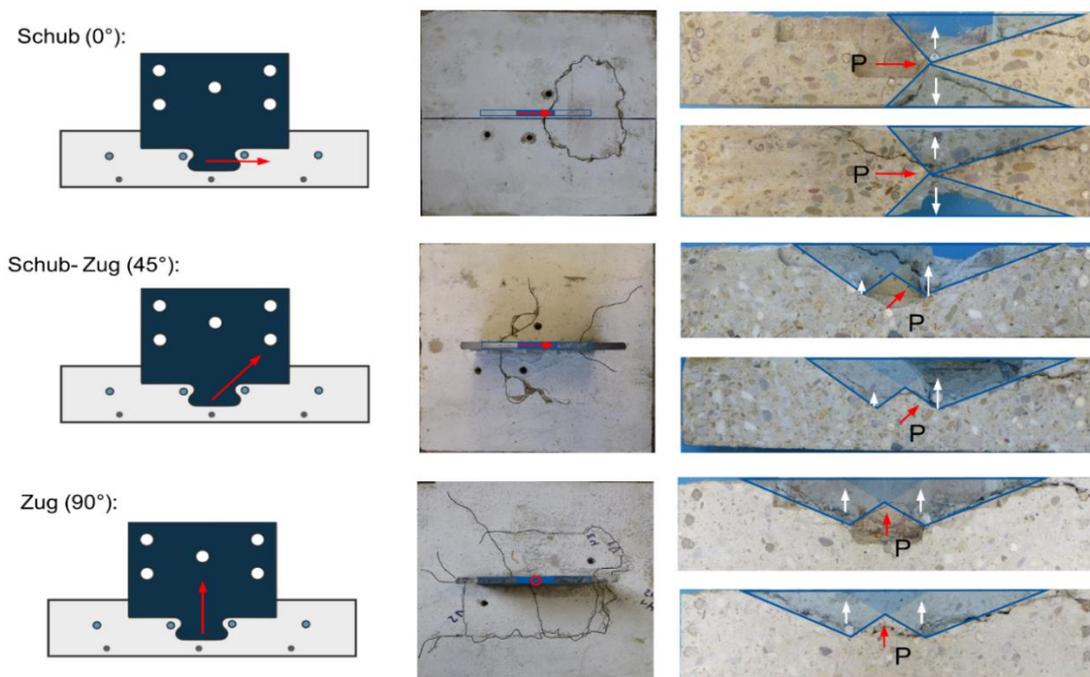


Abbildung 4-11: Betonausbruchkörper der Versuche ZS1, ZS3, ZS5 bei unterschiedlichen Zug-Schubkombinationen

Figure 4-11: Concrete break out of tests ZS1, ZS3, ZS5 for different tensile-shear combinations

In Abbildung 4-12 sind beispielhaft die gemessenen Kraft-Schlupfbeziehungen aller Zug-Schubversuche mit PZ-geometrie in getrennten Diagrammen für die Schub- (links) und Zugkomponente (rechts) dargestellt. Die kombiniert angreifenden Zug- und Schubkräfte beeinflussten einander stark. Bereits eine vergleichsweise kleine Zugbeanspruchung (Angriffswinkel 22,5°) bewirkte eine deutliche Abnahme der aufnehmbaren Schubkraft auf unter 50 % gegenüber der reinen Schubbeanspruchung. Werden die maximal aufnehmbaren Zug- bzw. Schubkräfte gegeneinander aufgetragen, ergibt sich das in Abbildung 4-12 (unten) dargestellte Interaktionsdiagramm. Offensichtlich kann die Interaktion von Schub- und Zugkräften für die untersuchte Verbunddübelreihe in Puzzleform bei der gewählten Bewehrungsanordnung durch einen nahezu linearen Zusammenhang beschrieben werden. In Abbildung 4-12 (unten) ist die durch die Mittelwerte der Versuche verlaufende Interaktionsgrade eingetragen. Alle unterhalb der Geraden liegenden Zug-Schubkombinationen können von der Verbunddübelreihe aufgenommen werden, während oberhalb liegende Einwirkungskombinationen zum Versagen durch Betonausbruch führen.

Tragverhalten des Deckensystems Load-bearing behaviour of the floor slab system

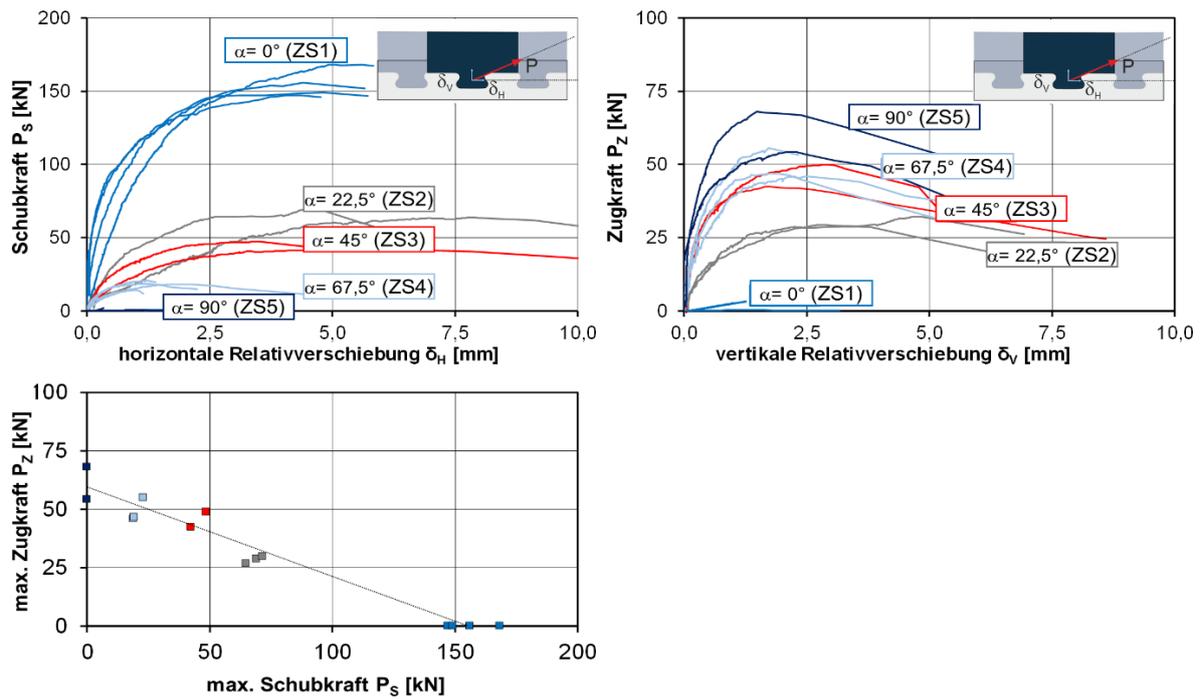


Abbildung 4-12: Komponentenweise Darstellung der Kraft-Schlupfbeziehungen aller Versuche (oben) und Interaktionsdiagramm (unten)

Figure 4-12: Force slip for horizontal and vertical direction (top) and interaction diagram (bottom)

In Abbildung 4-13 sind die experimentell bestimmten Interaktionsdiagramme für Leisten in PZ (links) und CL-Form (rechts) dargestellt. Vergleicht man die beiden miteinander, ist für den Puzzlezahn ein linearer Zusammenhang und für die Klothoide ein nahezu parabelförmiger Verlauf erkennbar. Offenbar verhält sich der Klothoidenzahn aufgrund des insgesamt größeren Hinterschnitts deutlich gutmütiger unter gleichzeitigem Zug. Hierdurch werden auch die Streuungen der Versuchsergebnisse reduziert.

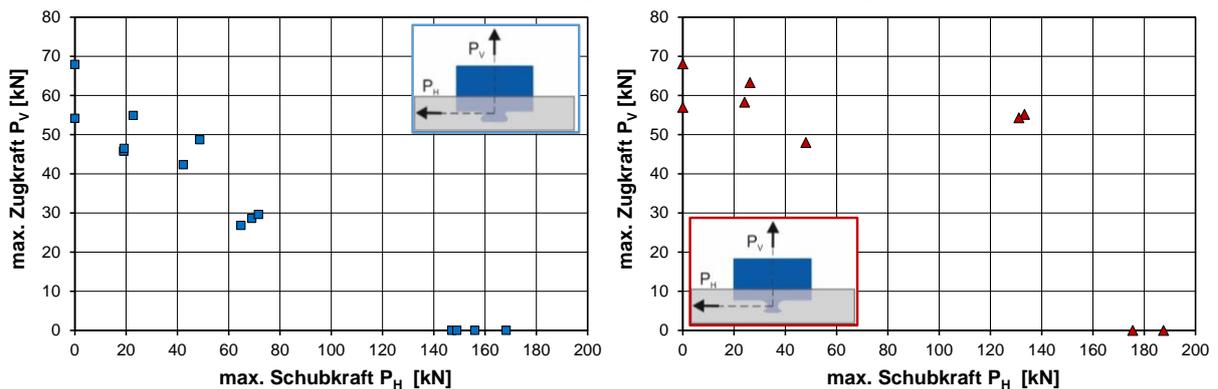


Abbildung 4-13: Interaktionsdiagramme: PZ-Form (links), CL-Form (rechts)

Figure 4-13: Interaction diagrams: PZ-shape (left), CL-shape (right)

4.3.5 Zusammenfassung **Summary**

In diesem Kapitel wurde das kombinierte Zug-Schubtragverhalten von Verbunddübeln systematisch untersucht. Hierzu wurde zunächst ein geeigneter Versuchsstand entwickelt, in dem Versuche mit fünf unterschiedlichen Beanspruchungswinkeln an Verbunddübeln in Betonplatten durchgeführt werden konnten.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen wurden in Interaktionsdiagramme eingetragen. Hierbei zeigte sich, dass kombiniert angreifende Zug- und Schubkräfte einander stark beeinflussen. Das Tragverhalten von Verbunddübeln unter kombinierter Lasten ist zwischen dem Verhalten unter reinem Schub und reinem Zug einzuordnen.

Weiterhin wurde festgestellt, dass bei Verbunddübeln mit einem identischen Längsabstand der Dübel die CL-Schnittführung ein deutlich gutmütigeres Tragverhalten unter kombinierten Lasten aufweist. Dies ist auf den vergrößerten Hinterschnitt dieser Leistenform zurückzuführen.

4.4 Auszugversuche **Pull-out tests**

Im Bereich der Stegöffnungen werden die Verbunddübel neben der Schubbeanspruchung zusätzlich durch eine Auszugskraft beansprucht. Die Untersuchungen zur Schub-Zug-Kombination wurde systematisch in Kapitel 4.3 an Einzelzähnen untersucht. In einem Verbundträger und im speziellen im Bereich der Stegöffnung sind mehrere Verbunddübel vorhanden, die die einwirkenden Kräfte aufnehmen können. Daher werden ergänzende Zugversuche an Doppelzähnen durchgeführt. Ziel der Untersuchungen ist die Identifikation des gegenseitigen Einflusses der Stahlzähne auf die Trag- und Verformungsfähigkeit.

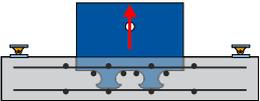
4.4.1 Versuchsprogramm **Test matrix**

Zusätzlich zu den bereits durchgeführten Zug-Versuchen an einzelnen Verbunddübeln im Rahmen der Ermittlung der Schub-Zug-Interaktion (vgl. Kap. 4.2.3, Tabelle 4-3) wurden zusätzlich drei Versuche mit zwei Verbunddübeln in Klothoidenform in ungerissem Normalbeton durchgeführt. Ziel dieser Untersuchungen war die Ermittlung der gegenseitigen Beeinflussung der beiden Verbunddübel und der Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten. Alle drei Versuche wurden im Hinblick auf die Abmessungen, Materialfestigkeiten, und Bewehrungsführung identisch hergestellt. Eine Übersicht über die durchgeführten Auszugversuche ist in Tabelle 4-5 gegeben.

In allen drei Versuchen wurde der Lastangriffswinkel α zu 90° gewählt (reiner Zug). Hierdurch ist ein späterer Vergleich mit der Serie ZS-CL5 (Tabelle 4-3) möglich, in der der Zugwiderstand eines Einzelzahns getestet wurde.

Tabelle 4-5: Übersicht über das Versuchsprogramm (Auszugversuche)

Table 4-5: Overview of test campaign (pull-out tests)

Versuch	Piktogramm	VD	α	t_w	L	h_c	Bewehrung		Material			
			[°]				B	c_u	quer	längs	Beton	Stahl
									Brillen			
PO-01		CL	90	12	600	100	4 Ø10	4 Ø12	C30/37	S355		
					600	30	Ø10/20 cm					
PO-02		CL	90	12	600	100	4 Ø10	4 Ø12	C30/37	S355		
					600	30	Ø10/20 cm					
PO-03		CL	90	12	600	100	4 Ø10	4 Ø12	C30/37	S355		
					600	30	Ø10/20 cm					

VD: Verbunddübelleistengeometrie (CL: Klothoide; PZ: Puzzle)
 α : Lastangriffswinkel bezogen auf die Horizontale
 t_w : Stegdicke des halbierten Baustahlprofils
L: Länge des Betonkörpers
B: Breite des Betonkörpers
 h_c : Höhe des Betonkörpers
 c_u : untere Betondeckung (Betondeckung in Krafrichtung)

4.4.2 Herstellung der Versuchskörper Fabrication of specimen

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen University. In das Stahlbleche mit einer Dicke von $t_w = 12$ mm und der Stahlgüte S355 wurde mithilfe des Brennschneideverfahrens die Klothoiden-Geometrie gebrannt (Abbildung 4-14). Der Abstand der klothoidenförmigen Stahldübel beträgt $e_x = 10$ cm mit der entsprechenden Dübelhöhe $h_D = 0,4 e_x = 4$ cm. Somit entspricht die Klothoidenform in ihrer Skalierung den Vorgaben der Zulassung Z-26.4-56 [DIB13], die Größe liegt jedoch außerhalb des geregelten Bereichs.

Die Verbunddübelleiste wurde in einen Betonkörper mit einer Höhe von $h_c = 10$ cm eingebaut. Die Grundfläche wurde zu $B_c = L_c = 60$ cm gewählt, so dass sich die zu erwartenden Ausbruchkegel ungehindert ausbilden können. Die Einbindetiefe der Stahldübel in den Beton wurde so gewählt, dass der Stahldübel mittig im Beton liegt. Damit ergeben sich Abstände vom Dübelfuß c_u bzw. Dübelkopf c_o zu den Betonkanten zu je 3 cm. (vgl. Abbildung 4-14) Alle drei Versuchskörper wurden am selben Tag mit Ortbeton der Firma Dyckerhoff betonierte.

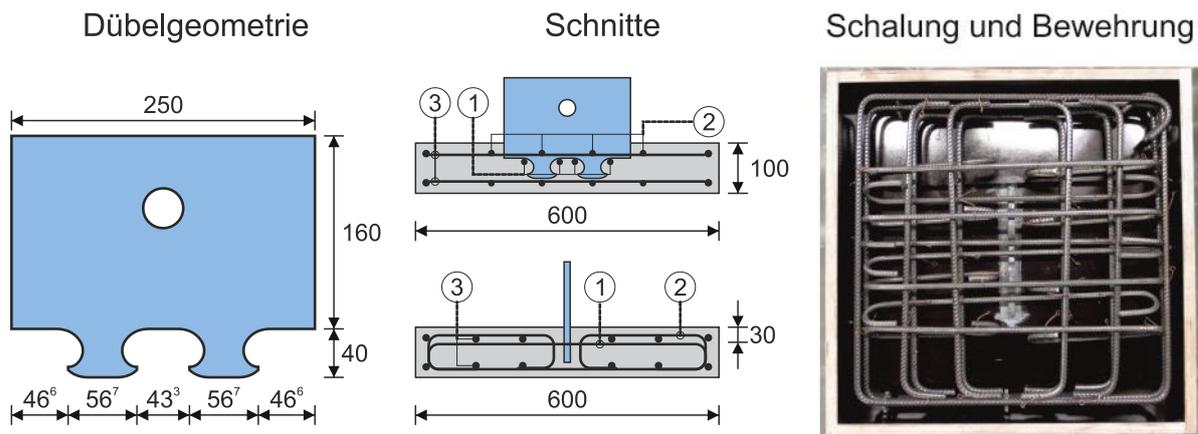


Abbildung 4-14: Dübelgeometrie, Längs- und Querschnitt und Versuchskörper der PO-Versuche

Figure 4-14: Dowel geometry, sections and specimen of pull-out tests

Der Betonkörper wurde analog zu den Trägerversuchen bewehrt. Als Dübelbewehrung kamen bei allen Versuchen Bewehrungsstäbe $\text{Ø}10$ zum Einsatz (Abbildung 4-14, Pos. 1), die im Bereich des Betondübels auf dem Stahl auflagern. Dies entspricht nicht der optimalen Lage, welche im Schwerpunkt des Betondübels liegt, ist jedoch praxisnah. Die Dübelbewehrung wurde so angeordnet, dass der Bewehrungskorb und Probleme nachträglich in die Schalung gesetzt werden konnte. Die Stahldübel wurden von geschlossenen Bügeln $\text{Ø}10/20$ cm (Abbildung 4-14, Pos. 2) umschlossen. Die Längsbewehrung $\text{Ø}12$ wurde zweilagig ausgeführt (Abbildung 4-14, Pos. 3). Die Betondeckung der Bewehrung betrug 15 mm. Auf eine Vorbehandlung der Stahldübel mit Schalöl wurde in diesen Versuchen verzichtet, da dies in der Praxis auch keine Anwendung findet.

4.4.3 Messtechnik Measurement instrumentation

Neben der Ermittlung des Auszugswiderstands ist auch das Verformungsverhalten (vertikaler Schlupf) der Verbunddübel eine entscheidende Kenngröße. Analog zu den Abscherversuchen wird der vertikale Schlupf mit Wegaufnehmern direkt zwischen Beton und Stahl gemessen. Hierdurch werden die Verformungen bzw. Verschiebungen der Lasteinleitung ausgeklammert und man erhält die reale relative Verschiebung. Abweichend zu den Messungen in der Verbundfuge bei Abscherversuchen ist die Messung des vertikalen Schlupfes zwischen Stahl- und Betonoberkante nicht geeignet. Durch den sich ausbildenden Ausbruchkegel hebt die Betonoberkante rund um das Stahlblech ab, sodass nicht die volle Verschiebung gemessen wird. Aus diesem Grund wurde zwei Löcher im Betonkörper an den Stirnseiten des Stahlblechs vorgesehen, sodass die Wegaufnehmer gegen einen fixen Beton im Betonkörper messen können (vgl. Abbildung 4-15). Zur Messung der vertikalen Schlupfes kamen zwei potentiometrische Wegaufnehmer TR100 der Firma Novotechnik zum Einsatz.

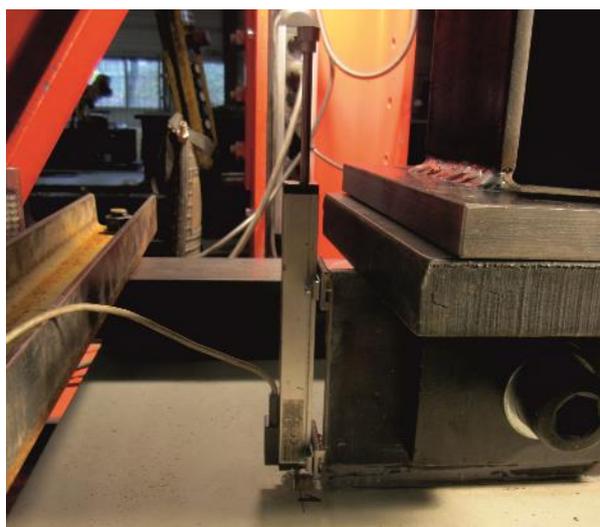
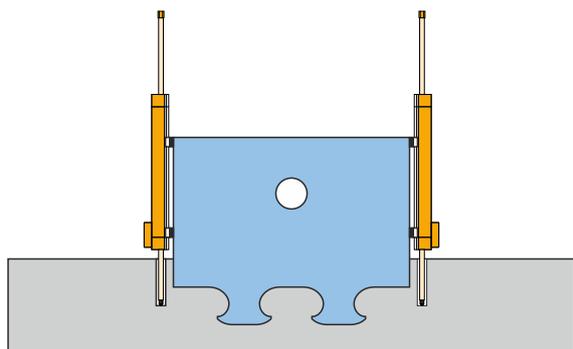


Abbildung 4-15: Anordnung der Wegaufnehmer beim Auszugversuche
Figure 4-15: Arrangement of displacement transducers in pull-out tests

4.4.4 Versuchsergebnisse der Auszugsversuche Test results of pull-out tests

Das Versagen infolge eines Betonausbruchkegels war in den drei Zugversuchen mit zwei Verbunddübeln identisch. Die Kraft-Verformungs-Kurven und die Versuchsergebnisse in Abbildung 4-16 zusammengefasst. Neben dem Beanspruchungswinkel sind die erreichte Bruchlast $P_{v,max}$ die zugehörige Relativverschiebung $\delta_{v,max}$ sowie die Materialeigenschaften des Betons angegeben.

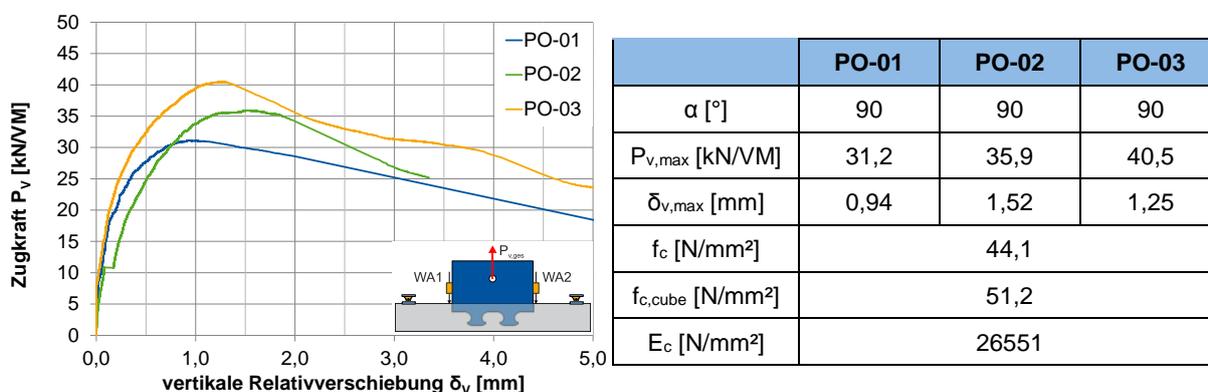


Abbildung 4-16: Versuchsergebnis der Auszugversuche
Figure 4-16: Test result of pull-out tests

Die größte Auszugskraft $P_{v,max}$ mit 40,5 [kN/VM] konnte im Versuch PO-03 erreicht werden. Trotz der gleichzeitigen Betonage der Versuchskörper und der Versuchsdurchführung an einem Tag weisen die Versagenslasten Streuungen auf. Dies ist vor allem auf den inhomogenen Zustand des Betons und der damit einhergehenden Streuung in der Betonzugfestigkeit zurückzuführen. Diese hat auf das Versagen einen entscheidenden Einfluss.

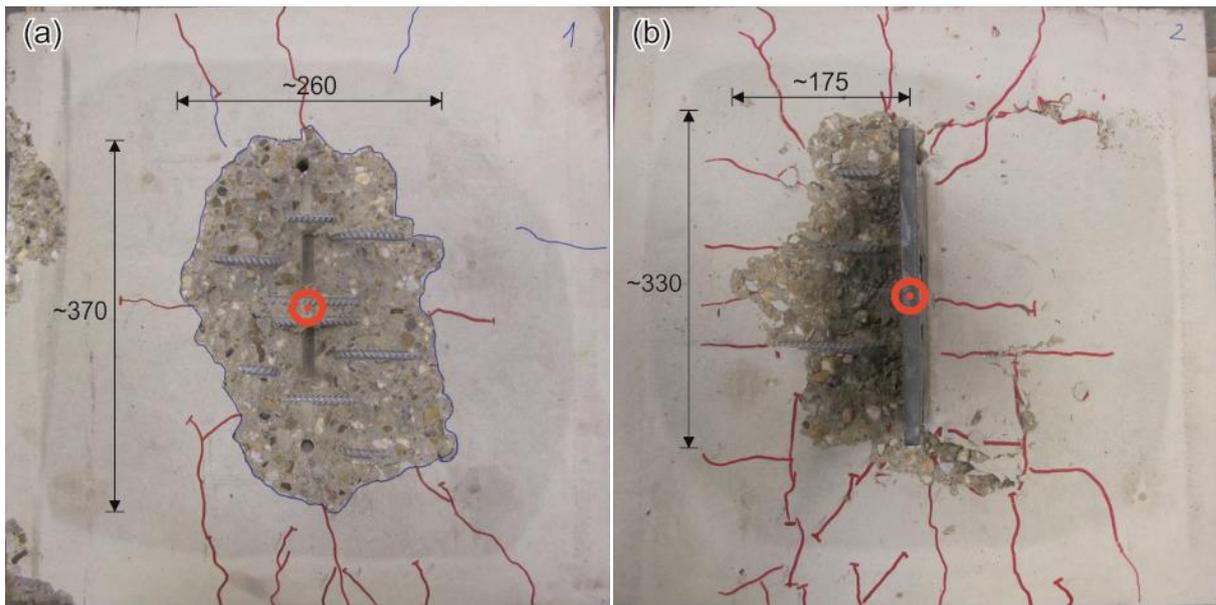


Abbildung 4-17: Betonausbruchkörper der Versuche (a) PO-01 und (b) PO-02

Figure 4-17: Concrete break out of tests (a) PO-01 and (b) PO-02

Abbildung 4-17 zeigt die Betonausbruchkörper der Zugversuche PO-01 und PO-02 mit klothidenförmigen Verbunddübeln ($h_D = 40$ mm), welche die beiden Varianten des Betonausbruchs darstellen. Das Bruchbild des Versuches PO-03 entsprach in etwa dem Versuch PO-01. Analog zu den Zugversuchen ZS5 und ZS-CL 5 ($\alpha = 90^\circ$) in Kapitel 4.3.4 entstand in den Versuchen PO-01 und PO-03 ein Ausbruchkegel, der beide Stahlzähne umschloss. Die Größe der Betonscholle ist in alle Richtungen etwa gleich groß, wobei die Scholle in Längsrichtung der Dübel durch die beiden Stahldübel vergrößert wird [CLA16b][CLA14b] (Abbildung 4-17, (a)). Im Vergleich mit den Zugversuchen in Kapitel 4.3.4, in denen auch ein gesamter Ausbruchkegel um den Verbunddübeln entstand, kann von einer Traglastreduktion ausgegangen werden, die sich durch die Überlagerung der einzelnen Ausbruchkegel ergibt. In PO-02 ist nur ein einseitiger Betonausbruch aufgetreten, wobei sich die zweite Hälfte bereits andeutete (Abbildung 4-17, (b)). Dieses einseitige Versagen kann darauf zurückgeführt werden, dass sich das Stahlblech während der Betonage leicht schief gestellt hat. Dadurch wurden die Kräfte während des Versuches ungleichmäßig im Beton verteilt. Eine Minimierung der Traglast hatte dies jedoch nicht zur Folge.

4.4.5 Zusammenfassung der Auszugsversuche Summary of pull-out tests

In diesem Kapitel wurde das Zugtragverhalten von zwei interagierenden Verbunddübeln untersucht. Als Versuchsstand wurde eine steife Betonplatte mit den Abmessungen 600x600x100 mm verwendet. Hierdurch konnten sich die Betonausbruchkegel voll ausbilden. Die Betondicke und die verwendete Bewehrung entsprachen dabei denen der Verbundträger.

Die Ergebnisse der Untersuchungen wurden grafisch und tabellarisch dargestellt. Es zeigte sich, dass die angreifende Zugkraft von beiden Zähnen gemeinsam aufgenom-

men wird. Im Vergleich mit Kapitel 4.3.4 zeigt sich jedoch, dass die einzelnen Verbunddübel nicht die volle einzelne Tragfähigkeit erreichen, da sich die Betonausbruchkegel überschneiden.

4.5 Abscherversuche mit Querbiegung Push-Out-Tests with transverse bending

Die Anordnung von nichttragenden Zwischenelementen (vgl. Kap. 3) im Tragsystem geht mit einer zusätzlichen Querbiegebeanspruchung des Haupttragelementes der Verbunddecke einher. In Kombination mit dem Versagensfall Betonausstanzen kann dies zu einer Traglastreduzierung kommen. Aus diesem Grund werden statische Abscherversuche durchgeführt, um den Einfluss der Querbiegung auf die Tragfähigkeit der Verbunddübel systematisch zu untersuchen.

4.5.1 Versuchsmatrix Test matrix

Die experimentellen und theoretischen Untersuchungen in den letzten Jahren zielten auf das Trag- und Verformungsvermögen der Verbunddübelleiste in gerissenem Beton ([CLA14a], [P967], [KOP16], [CLA17a], [CLA17b]) sowie auf das Schub-Zug-Tragverhalten ([HEG09], [P967], [CLA16b]) ab. Bislang fehlen jedoch systematische Untersuchungen an der Verbunddübelleiste, welche den Einfluss einer zusätzlichen Querbiegung betrachten. Daher werden in diesem Arbeitspaket statische Abscherversuche mit zusätzlicher Querbiegebeanspruchung an der Klothoidenleiste durchgeführt.

Die durchgeführten Abscherversuche wurden unter Berücksichtigung der verwendeten Stahlprofile und des Untersuchungsziels gegenüber den Abmessungen des Standard Push-Out Körpers nach DIN EN 1994-1-1 [EN1994], Anhang B in den Betonabmessungen verändert. Die Betonkörperbreite wurde zu 1,50 m gewählt, wobei die Leerrohre für die Gewindestangen einen horizontalen Abstand von 1,25 m aufweisen. Dieser Abstand entspricht der Hälfte eines tragenden Deckenelementes. Dadurch ist eine Übertragung bzw. ein Vergleich mit den weiteren Trägerversuchen (vgl. Kap 4.8) möglich.

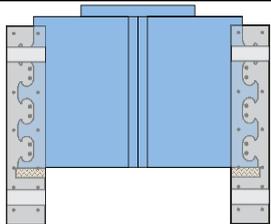
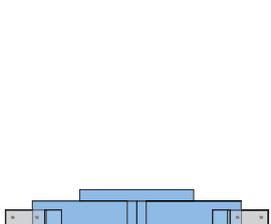
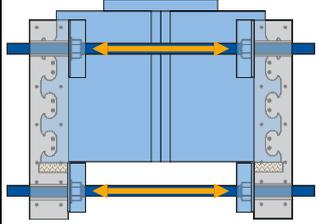
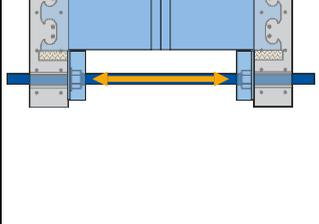
In Tabelle 4-6 ist eine Übersicht über die durchgeführten Versuche mit den relevanten Parametern Betongurtstärke h_c , Stegdicke t_w , den Betondeckungen c_o und c_u sowie die eingesetzte Bewehrung und die Materialfestigkeiten (f_{ck} , f_{yk}) dargestellt. Bei allen Versuchen wurden in jede Ausnehmung 2Ø10 eingelegt und ausreichend verankert. Zusätzlich wurden geschlossene Brillenbügel Ø10 in einem Abstand von 10 cm angeordnet. Die einzelnen Serien sind so vordimensioniert, dass der gewünschte Versagensmodus „Betonausstanzen“ eintritt. Die Bemessung der Versuchskörper erfolgte dabei anhand der Formeln aus [P804].

Die einzelnen Versuche unterscheiden sich hinsichtlich aufgebrachten Querbiegebeanspruchung. Diese wurde mithilfe von vier kalibrierten Gewindestangen M20 (Kap. 4.5.3) vor Versuchsbeginn aufgebracht. In Tabelle 4-6 sind die Werte für die beiden oberen Gewindestangen Q_o und die beiden unteren Gewindestangen Q_u angegeben. Aufgrund des geringen vertikalen Abstands von 37,5 cm haben sich die übereinander gelegenen Gewindestangen beim Aufbringen der Kraft beeinflusst. Zusätzlich wirkte

sich auch das Betonkriechen auf die Höhe der Gewindestangenkraft aus. Hierdurch war es kaum möglich gleichmäßige Kräfte bei moderaten Verformungen zu erzielen.

Tabelle 4-6: Übersicht über das Versuchsprogramm (statische Abscherversuche mit Querbiegung)

Table 4-6: Overview of test program (static push-out tests with transverse bending)

Versuch	Piktogramm	Q _o	Q _u	t _w	h _c	c		Bewehrung		Beton	Stahl
						c _o	c _u	quer	längs		
						[kN]	[kN]	[mm]			
POT-Q0		0	0	13	100	30	2Ø10/ 10 cm	2Ø8/ 25 cm	C30/37	S355	
						30	Ø10/ 10 cm				
POT-Q1		5,1	4,2	13	100	30	2Ø10/ 10 cm	2Ø8/ 25 cm	C30/37	S355	
						30	Ø10/ 10 cm				
POT-Q2		3,5	4,7	13	100	30	2Ø10/ 10 cm	2Ø8/ 25 cm	C30/37	S355	
						30	Ø10/ 10 cm				
POT-Q3		10,9	8,7	13	100	30	2Ø10/ 10 cm	2Ø8/ 25 cm	C30/37	S355	
						30	Ø10/ 10 cm				
POT-Q4		5,0	7,0	13	100	30	2Ø10/ 10 cm	2Ø8/ 25 cm	C30/37	S355	
						30	Ø10/ 10 cm				

- Q_o: mittlere Kraft in den oberen zwei Zugstangen vor Versuchsbeginn
- Q_u: mittlere Kraft in den unteren zwei Zugstangen vor Versuchsbeginn
- t_w: Stegdicke des halbierten Baustahlprofils
- h_c: Betongurtdicke
- c_o: obere Betondeckung (Abstand Dübelkopf zur Oberseite Betongurt)
- c_u: untere Betondeckung (Abstand Dübelgrund zur Unterseite Betongurt)

4.5.2 Herstellung Fabrication

Die Herstellung der Versuchskörper für die vorgesehenen Abscherversuche erfolgte am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen University. Die dafür benötigten Stahlprofile wurden von der Industrie zur Verfügung gestellt und die Klothoiden-Geometrie mittels autogenem Brennschneiden angearbeitet.



Abbildung 4-18: (a) Stahlprofil mit DMS, (b) Schalung und Bewehrung, (c) betonierter Prüfkörper
Figure 4-18: (a) Steel profile with strain gauges, (b) formwork and reinforcement, (c) concreted specimen

Die statischen Abscherversuche bestanden aus vier identischen Versuchskörpern, die am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen University in einem Betoniervorgang hergestellt wurden. Die Push-Out-Körper wurden entsprechend den Bedingungen im Verbundträger liegend mit der Klothoidenleiste nach oben betoniert (Abbildung 4-18, (b)). In den Betonkörpern wurden Hüllrohre an den vier Ecken einbetoniert, um die Gewindestangen während des Versuchs anordnen zu können. Nach Herstellung der Schalung und der Bewehrungskörbe wurden die Versuchskörper und die Materialproben (150-mm-Würfel und Zylinder) mit Transportbeton der Fa. Dyckerhoff betoniert (Abbildung 4-18, (c)). Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in der folgenden Versuchsauswertung angegeben. Die Materialproben wurden zusammen mit den Versuchskörpern in der Versuchshalle gelagert. Die Nachbehandlung erfolgte durch Abdeckung mit Folie. Da die Versuche aus zwei einzelnen Stahlprofilen bestanden, konnten die Betonplatten an einem Tag betoniert und nach Erhärtung des Betons zusammengeschweißt werden.

4.5.3 Messtechnik Measurement instrumentation

Die verwendete Messtechnik war bei allen Versuchen identisch. Die Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Betonplatte und Stahlprofil wurde mit vier potentiometrischen Wegaufnehmern (WA) auf Höhe des mittleren Verbundmittels und am Ende des Stahlprofils (Endschlupf) aufgezeichnet. Die Querbiegung im Betongurt wurde in den Versuchen POT-Q2 bis POT-Q4 mit vier Gewindestangen M20 aufgebracht, die durch die dafür vorgesehenen Öffnungen geführt wurden. Diese Zugstangen waren mit Dehnungsmessstreifen (DMS) versehen, um die auftretenden Querkräfte Q_i messtechnisch erfassen zu können. (Abbildung 4-19)

Zusätzlich wurden auch Dehnungsmessstreifen (DMS) an der Stahlleiste im Bereich der Hotspot-Spannungen sowie in der Mitte des Stahlzahns in Auszugsrichtung appliziert (vgl. Abbildung 4-18, (a)). Die Auswertung dieser Dehnungen erwies sich jedoch als schwierig, da eine Vielzahl der DMS bereits nach der Betonage defekt waren. Ein möglicher Grund könnte die schlechte Anbindung des Messkabels an den DMS sein, welcher durch niedrige Temperaturen während des Lötens hervorgerufen wird.

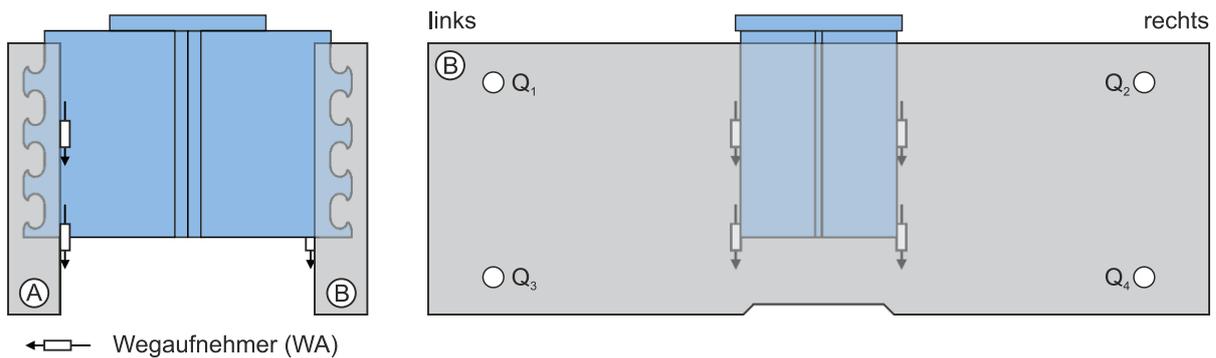


Abbildung 4-19: Messtechnik der statischen Abscherversuche mit Querbiegung

Figure 4-19: Measurement instrumentation of static push-out tests with transverse bending

Gewindestangenkalibrierung

Für die Durchführung der Abscherversuche mit Querbiegung wurden vier Gewindestangen M20 benötigt. Darüber hinaus wurden insgesamt 16 Gewindestangen M20 kalibriert, welche zu einem späteren Zeitpunkt für die Verbundträgerversuche mit zusätzlicher Querbiegebeanspruchung (Kap. 4.8) benötigt werden. Alle Gewindeklassen hatten die Festigkeitsklasse 10.9.

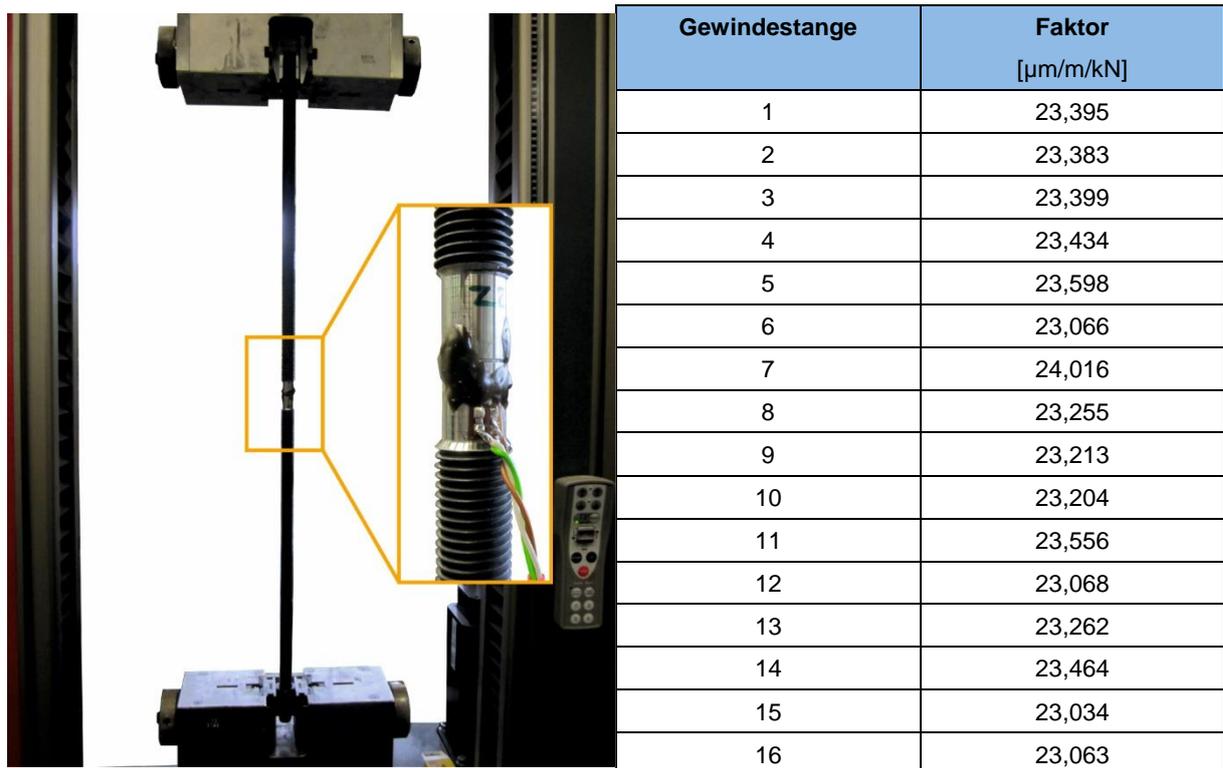


Abbildung 4-20: Gewindestange mit DMS in Zwick/Roell Z100 (links) und Kalibrierungsfaktoren (rechts)

Figure 4-20: (a) Threaded rod with strain gauges at Zwick/Roell Z100 (links) and calibration factors (right)

Das Gewinde der ein Meter langen Gewindestangen wurde zunächst in der Mitte auf einer Länge von 5 cm bis auf den Kerndurchmesser durch Fräsen abgetragen. Dadurch wurde eine gleichmäßige Oberfläche geschaffen. Anschließend wurden je Gewindestange drei 120Ω DMS im Abstand von 120° appliziert. Diese DMS wurde in Reihe

geschaltet, so dass sich ein Gesamtwiderstand von 360Ω . Zum Schutz der DMS wurden diese abschließend mit PS-Klebstoff (2-Komponenten-Kleber) versiegelt.

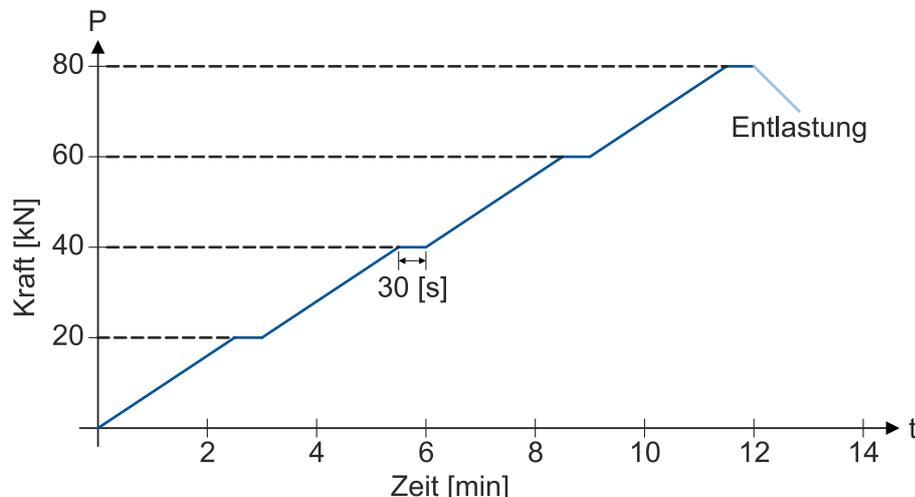


Abbildung 4-21: Versuchsdurchführung der Gewindestangenkalibrierung

Figure 4-21: (a) Test procedure of threaded rod calibration

Die Kalibrierung der Gewindestangen erfolgte in der Prüfmaschine Z100 der Fa. Zwick/Roell. Zur Vermeidung einer zu hohen Beanspruchung des Gewindes im Einspannbereich wurden je Seite drei Muttern zur Lastverteilung auf die Gewindestange geschraubt. Der Ablauf der Kalibrierung (Abbildung 4-21) war für alle 16 Gewindestangen identisch. Je Gewindestange wurden vier Lastniveaus (20, 40, 60, 80 kN) im elastischen Tragbereich angefahren, wobei die Zylindersteuerung kraftgeregelt durchgeführt wurde. Alle Lastniveaus wurden für 30 s konstant gehalten.

Die Ermittlung der Kalibrierungsfaktoren erfolgte für die konstanten Abschnitte. Die gemessenen Dehnungen und Kräfte wurden für diese Bereiche gemittelt und anschließend der Kalibrierungsfaktor (Abbildung 4-20) ermittelt.

4.5.4 Versuchsergebnisse der Abscherversuche mit Querbiegung Test results of push-out test with transverse bending

Alle Versuche wurde für den Versagensfall Betonausstanzen nach [P804] Vorbemessen und identisch hergestellt, siehe Abschnitt 4.5.2. Die Versuche wurde am Institut für Stahlbau in einem hydraulischen Prüfzylinder mit einer maximalen Zylinderkraft $F_{\text{zyl}} = 1000$ kN und einem maximalen Zylinderweg von $w_{\text{zyl}} = 100$ mm durchgeführt. Vor Versuchsbeginn wurden 25 Lastzyklen zur Lösungen des Haftverbunds anhand der Vorbemessung mit $P_o = 390$ kN und $P_u = 50$ kN durchgeführt.

Referenzversuch POT-Q0 Reference test POT-Q0

Der erste Versuch POT-Q0 wurde als Referenzversuch ohne Querbiegung durchgeführt. Dieser konnte nicht bis zum Bruch belastet werden, da zuvor die maximale Last des Hydraulikzylinders (1000 kN) erreicht wurde. Im Kraft-Schlupf-Diagramm (Abbildung 4-22, links) ist zu erkennen, dass bei maximaler Zylinderkraft nur geringe plasti-

sche Verformungen aufgetreten sind. Aus diesem Grund wurde der Probekörper wieder entlastet und anschließend als zusätzlicher Versuch mit Querbiegung verwendet (POT-Q1). Während des Versuchs traten nur moderate kleine Risse.

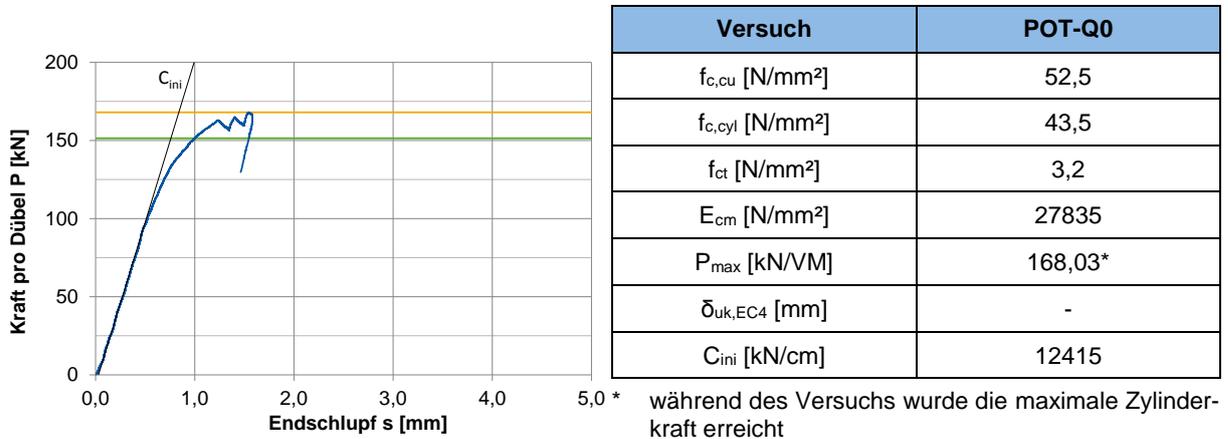


Abbildung 4-22: Versuchsergebnis des statischen Referenzversuches POT-Q0

Figure 4-22: Results of static reference test POT-Q0

Trotz eines fehlenden Versagens kann festgehalten werden, dass der Referenzversuch die theoretische Traglast $P_{theo} = 162,9$ [kN/VM] erreicht hat. Damit konnte gezeigt werden, dass die abweichenden Abmessungen des Probekörpers im Vergleich zum Standard Abscherversuch nach [EN1994] bzw. zu vorherigen Abscherversuchen mit Verbunddübelleisten keinen Einfluss auf die maximale Tragfähigkeit haben. Daher ist es nun möglich den Einfluss der Querbiegung auf das statische Trag- und Verformungsvermögen untersuchen.

Abscherversuche mit Querbiegung POT-Q1 bis POT-Q4 Push-out tests with transverse bending POT-Q1 bis POT-Q4

Zur Untersuchung des Einflusses von Querbiegung auf das Trag- und Verformungsvermögens wurden die Betonkörper mithilfe von Gewindestangen in einem Abstand von 62,5 cm zur Verbunddübelleiste quer beansprucht. Hierdurch wird das Querbiegemoment an der Verbunddübelleiste abgebildet, dass durch ein Zwischenelement in der an der Stahlträgerachse entsteht (Abbildung 4-23).

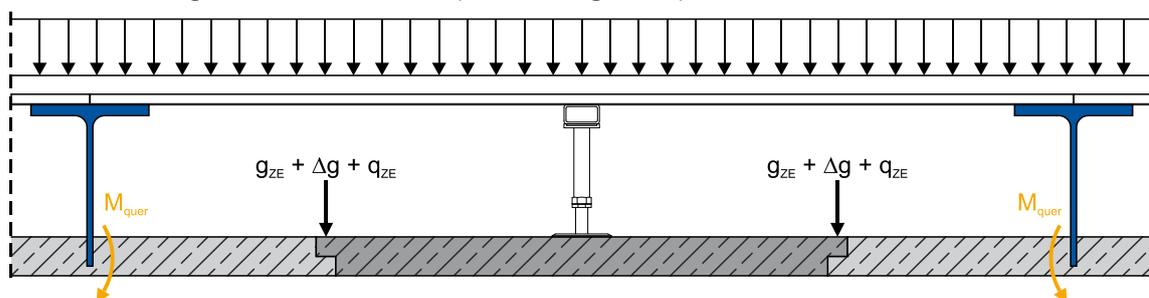


Abbildung 4-23: Querbiegung infolge der Kraftweiterleitung aus dem Zwischenelement

Figure 4-23: Transvers bending due to load introduction from non-load-bearing element

Zunächst wurde die Querkraft ermittelt, die sich am Rand des tragenden Deckenelements aus den weitergeleiteten Lasten des Zwischenelementes ergibt. Dabei wurde das Eigengewicht des Zwischenelementes g_{ZE} , die zusätzlichen ständigen Lasten infolge von Ausbaulasten Δg_{Ausbau} und der Gebäudetechnik Δg_{TGA} sowie die einwirkenden maximalen Verkehrslasten q_{ZE} berücksichtigt (Gleichung (4-1) bis (4-4)).

$$g_{ZE} = 25 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot \frac{2,5 \text{ [m]}}{2} \cdot 0,1 \text{ [m]} = 3,125 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \quad (4-1)$$

$$\Delta g_{\text{Ausbau}} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 1,5 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \frac{3,75 \text{ [m]}}{2} = 1,758 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \quad (4-2)$$

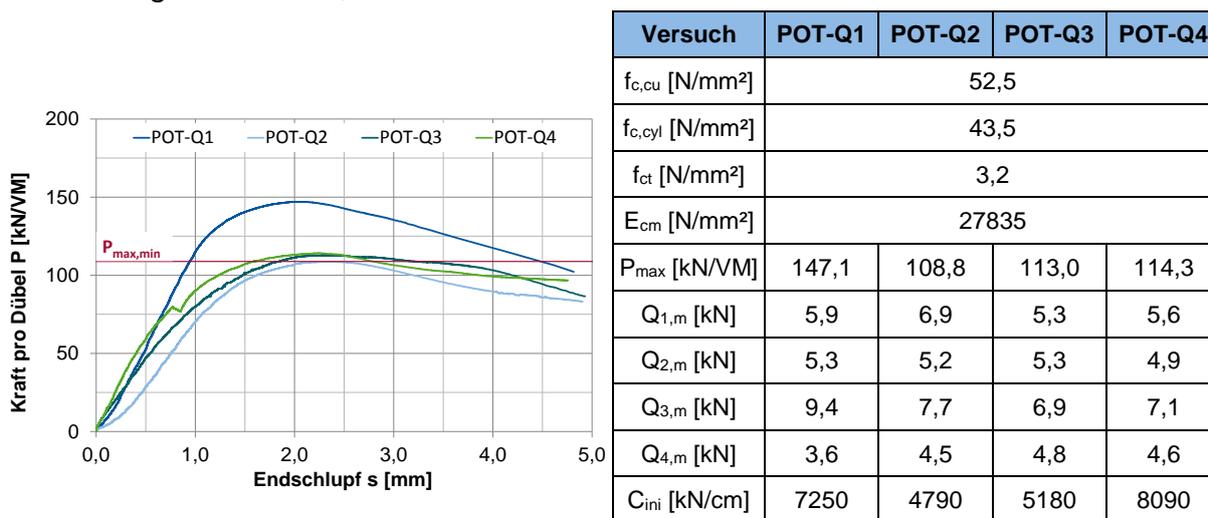
$$\Delta g_{\text{TGA}} = 0,5 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \frac{2,5 \text{ [m]}}{2} = 0,625 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \quad (4-3)$$

$$q_{ZE} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 5,0 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \frac{3,75 \text{ [m]}}{2} = 5,86 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \quad (4-4)$$

mit:

- g_{ZE} ständige Lasten aus Eigengewicht des Zwischenelements
- Δg_{Ausbau} ständige Lasten infolge von Ausbaulasten (Bodenaufbau etc.)
- Δg_{TGA} ständige Lasten infolge Gebäudetechnik
- q_{ZE} Verkehrslast aus Zwischenelement (Berücksichtigung der Durchlaufwirkung)

Damit ergibt sich eine Querkraft pro Verbundmittel ($e_x = 100 \text{ mm}$) von 1,14 kN und eine daraus folgende zusätzliche Biegebeanspruchung am Stahlzahn von $M_{\text{quer}} = 0,71 \text{ kNm/VM}$. Hieraus ergibt sich, bei sechs Verbunddübeln je Versuch und vier Gewindestangen, bei der Annahme einer gleichmäßigen Kraftverteilung, eine Kraft pro Gewindestange von $Q_i = 1,7 \text{ kN}$.



$Q_{i,m}$: mittlere Querkraft in der Zugstange i (Abbildung 4-19)

Abbildung 4-24: Versuchsergebnisse der statischen Abscherversuche mit Querbiegung

Figure 4-24: Results of static push-out test with transverse bending

In Abbildung 4-24 sind die Versuchsergebnisse zusammenfassend dargestellt. Alle Versuche mit Querbiegung konnten die theoretische Traglast $P_{theo} = 162,9$ [kN/VM] nicht erreichen, sodass von einem Einfluss der Querbiegung auf die Schubtragfähigkeit ausgegangen werden kann. Die Größe dieses Einflusses lässt sich hingegen nur schwer beurteilen, da die Kräfte in den Gewindestangen sehr stark streuten (vgl. Abbildung 4-25). Es wurden aber während der Versuche in fast allen Gewindestangen höhere Kräfte gemessen, als dies theoretisch erforderlich wäre ($Q_i > 1,7$ kN). Außerdem wird beim Versuch POT-Q3 mit den höchsten Gewindestangenkräften nicht die niedrigste Traglast erreicht. Klammert man den Versuch POT-Q1 mit der höchsten Traglast aus, da dieser zuvor bereits ohne Querbiegung plastisch beansprucht wurde, so erzielen die drei Versuche POT-Q2 bis POT-Q4 ähnliche Traglasten. Trotz der unterschiedlichen Querbiegebeanspruchungen ist ein ähnliches Trag- und Verformungsverhalten in allen Versuchen zu sehen.

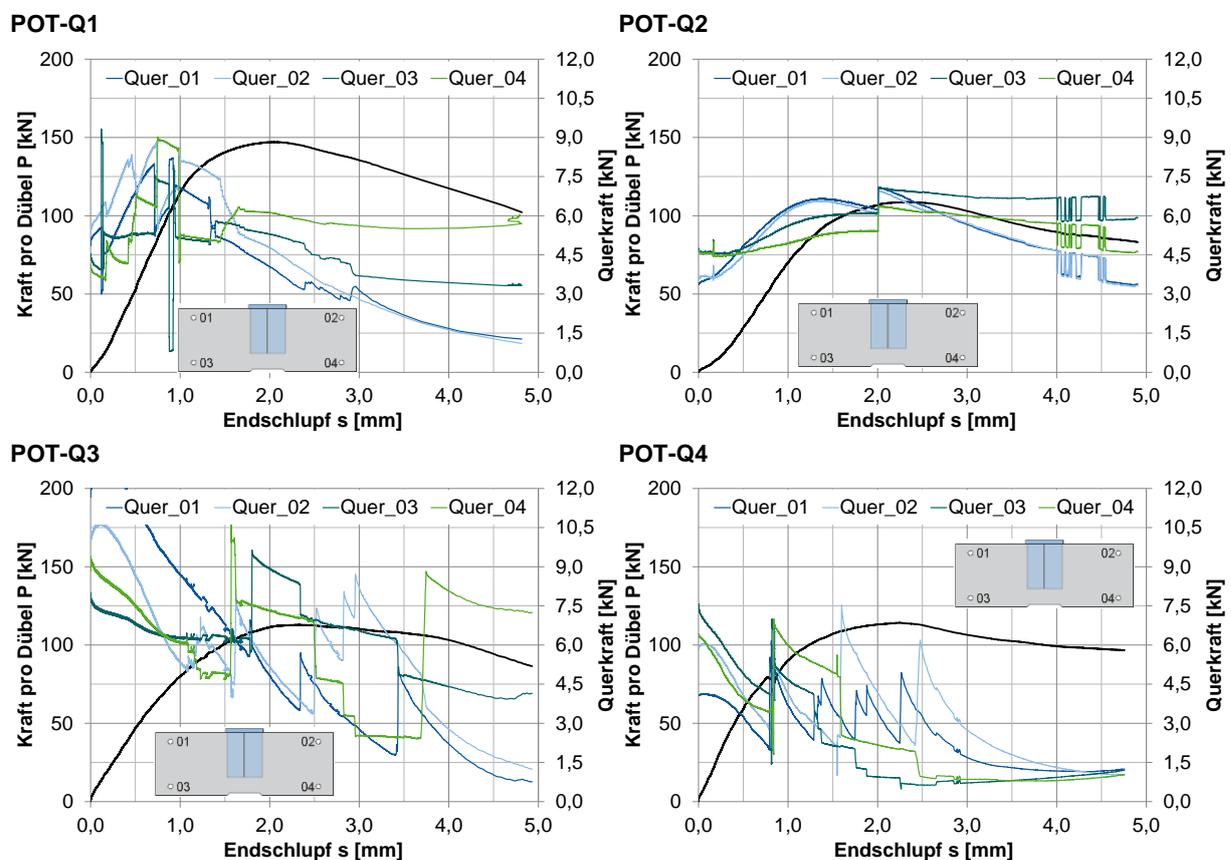


Abbildung 4-25: Kraft-Schlupf-Kurven und Gewindestangenkräfte der Versuche POT-Q1 bis POT-Q4

Figure 4-25: Force-slip curves and threaded rod forces of the tests POT-Q1 to POT-Q4

Weiterhin konnte auch ein Einfluss der Querbiegung auf das Verformungsvermögen beobachtet werden. In allen Versuchen mit Querbiegung konnte die Grenze nach [EN1994] von $\delta_{uk} = 6,0$ mm nicht erreicht werden. Im Vergleich zu Abscherversuchen ohne zusätzliche Beanspruchung (z.B. [P804], [P967]) ist hier eine Reduzierung des Verformungsvermögens zu sehen.

In Abbildung 4-26 sind die abgeschlossenen Rissbilder beider Betonplatten (A und B) nach dem Abscherversuch dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der sonst übliche

Spaltriss oberhalb der Verbunddübelreihe nur vereinzelt aufgetreten ist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass durch die Querbiegung oberhalb der Verbunddübelreihe zusätzliche Druckspannungen auftreten. Dies wiederum spricht für ein deutlich späteres Versagen infolge Betonausbruch nach oben oder für ein Versagen infolge Betonausbruch nach unten. Zusätzlich wird der Verbunddübel durch die eingeleitete Querkraft mit einer Auszugskraft belastet, die ein Betonausbruch nach unten begünstigt. Diese Überlegungen konnten jedoch durch die Versuche nicht belegt werden. In den Versuchen POT-Q1, POT-Q2 und POT-Q4 war Betonausstanzen nach oben die maßgebende Versagensursache. Nur im Versuch POT-Q3 war Betonausstanzen nach unten maßgebend für das Versagen.

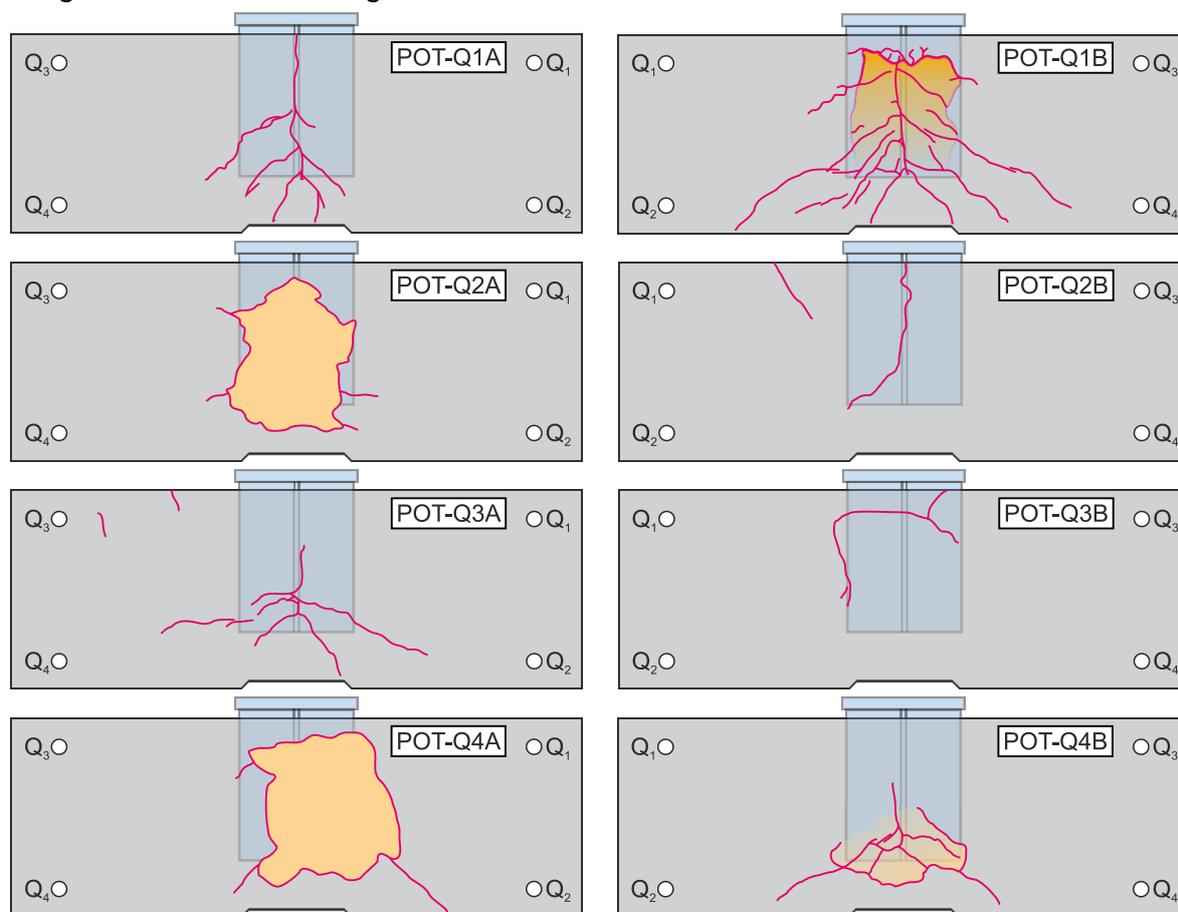


Abbildung 4-26: Rissbilder der Versuche POT-Q1 bis POT-Q4

Figure 4-26: Crack patterns of the tests POT-Q1 to POT-Q4

4.5.5 Zusammenfassung der Abscherversuche mit Querbiegung Summary of push-out test with transverse bending

Im Kapitel 4.5 wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübelreihe infolge der Kombination aus Schub- und Querbiegebeanspruchung experimentell untersucht. Hierzu wurde der Standard Abscherversuch nach [EN1994] modifiziert, indem die Betongurtbreite vergrößert wurde, um über Gewindestangen ein Querbiegemoment über der Verbunddübelreihe zu erzeugen.

Die Versuchsergebnisse der experimentellen Untersuchungen wurden grafisch und tabellarisch dargestellt. Es konnte gezeigt werden, dass die Querbiegung sowohl einen Einfluss auf die maximale Tragfähigkeit als auch auf das Verformungsvermögen der Verbunddübelreihe hat. Im Hinblick auf die Trägerversuche mit zusätzlicher Querbiegebeanspruchung (Kap. 4.8) lässt sich festhalten, dass die Querkräfte und damit die Querbiegung in den Abscherversuchen deutlich über den theoretisch erforderlichen Werten ($M_{\text{quer}} = 0,71 \text{ kNm/VM}$) lag.

Abschließend lässt sich sagen, dass die aufgebrachte Querbiegung durch Gewindestangen keine geeignete Lösung darstellt. Zum einen lässt sich die Kraft in den Gewindestangen während des Versuchsablaufs nicht konstant halten (vgl. Abbildung 4-25). Dies ist jedoch notwendig, damit man der erreichten Traglast eine definierte Querbiegung zuordnen kann. Zum anderen kann der Kraftfluss nicht genau nachvollzogen werden, da dieser von der Steifigkeit der Betonplatten abhängig ist. Zum anderen Für zukünftige Versuche ist es sinnvoll die Querbiegung für jede Betonplatte separat, z.B. durch eine definierte Vorkrümmung, aufzubringen. Außerdem sollte hierzu ein Zylinder verwendet werden, der es ermöglicht, im Vergleich zu den Gewindestangen, die Kraft besser zu regeln. Die hier durchgeführten Versuche sind daher als Tastversuche zu sehen.

4.6 Trägerversuche mit Stegöffnungen **Beam-Tests with web openings**

4.6.1 Einführung **Introduction**

Anstelle eines konventionellen Deckenaufbaus (abgehängte Decke/Installationen/Verbundträger mit Betondruckgurt/Fußbodenaufbau) weist die im Rahmen des Projektes weiterentwickelte integrale Decke einen mehrstegigen Verbundquerschnitt auf, bei dem zwischen den Stahlträgerstegen Installationshohlräume zur Integration der Gebäudetechnik vorgesehen werden. Eine Besonderheit ist die umgedrehte Anordnung des Verbundquerschnittes, bei der der Betongurt an der zugbeanspruchten Querschnittsunterseite angeordnet und vorgespannt ausgeführt wird. Dieser Querschnittsaufbau vereinfacht die Integration der Gebäudetechnik, ermöglicht die Nutzung der Wärmekapazität des Betongurtes zur Gebäudetemperierung und bietet Vorteile beim Brandschutz der Stahlträger.

Zur Unterbringung der Gebäudetechnik und zur Reduzierung der Konstruktionshöhe werden hierbei große Stegöffnungen in den Verbundträgern angeordnet, durch die die Gebäudetechnik geführt werden kann. Allerdings stellen Öffnungen im Steg von Verbundträgern lokale Störstellen dar, an denen Teile der Querkraft aus dem Steg des Stahlprofils in die Betonplatte umgelagert werden. Hierdurch treten zusätzliche, örtlich begrenzte Beanspruchungen im verbleibenden Stahlträgerrest und im Betongurt auf, die bei Bemessung der Deckenträger und Verbundmittel zu berücksichtigen sind. In der aktuell geltenden europäischen Bemessungsnorm für den Stahl-Beton-Verbundbau Eurocode 4 [EN1994] werden Stegöffnungen in Verbundträgern nicht berücksichtigt. Regelungen für reine Stahlträger mit Stegausschnitten enthält die DAST-Richtlinie

015. Für konventionelle Verbundträger mit Stegöffnungen sind verschiedene Ingenieurmodelle verfügbar, die im Gegensatz zur Norm einen Querkrafttraganteil des Betongurtes berücksichtigen. Das Tragverhalten des Stegöffnungsbereiches von Verbundträgern mit Einzelflansch und Verbunddübelleiste ist bisher nicht geklärt.

Im vorliegenden Kapitel werden die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen an Stegöffnungen in Verbundträgern mit Einzelflansch und Verbunddübelleiste vorgestellt. Bereits im Projekt ZN 371 [P879] wurden erste Versuche zum Tragverhalten des Stegöffnungsbereiches durchgeführt und die grundsätzliche Umsetzbarkeit des integrierten Deckensystems mit Öffnung für ausgewählte Öffnungskonfigurationen nachgewiesen. Da bisher lediglich Versuche mit annähernd gleichem M/V-Verhältnis vorlagen, wurden im Rahmen dieses Projektes 4 Trägerversuche mit variierendem M/V-Verhältnis durchgeführt, um die in [P879] gefundenen Zusammenhänge zu verallgemeinern.

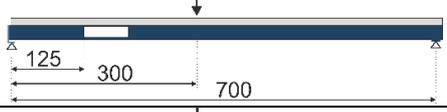
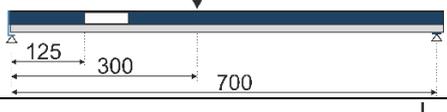
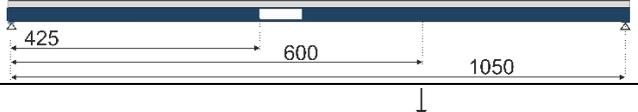
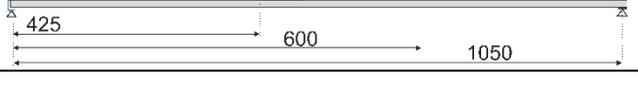
4.6.2 Herstellung Fabrication

Für die experimentellen Untersuchungen wurden Verbundträgerversuche an Trägern mit einheitlichen Querschnittsabmessungen, Materialkombinationen, Bewehrungsführungen und Verbunddübelformen hergestellt, die unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung bei verschiedenen M/V-Verhältnissen getestet wurden. Die verwendeten Stahlträger wurden aus normalfestem Baustahl S355JR+M gefertigt und nach dem Walzen mittels Brennschneidverfahren entlang eines klothoidenzahnförmigen Schnitts (CL) in Stegmitte zerteilt. Die entlang des Brennschnitts erzeugten Ausnehmungen bilden die Verbunddübelleiste. Für alle Versuchskörper wurde normalfester Beton der Nennfestigkeiten C30/37 verwendet. Da in integralen Decken mit Betonuntergurt hohe Anforderungen an die Qualität und Ebenheit der Deckenunterseite gestellt werden, wurde diese als Schalseite gewählt. Während des Betoniervorgangs wurde durch sorgfältiges Verdichten des Betons sichergestellt, dass der von oben in die Schalung gefüllte Beton die Ausnehmungen der Verbunddübelleiste unterhalb des stehenden Stahlträgers vollständig ausfüllte. Die Stahldübel wurden vor Beginn der Betonierarbeiten mit Schalwachs bestrichen, um den Haftverbund zwischen Stahlprofil und Betongurt zu minimieren. Zur Bewehrung der Versuchskörper wurde Betonstahl B500 verwendet. Für alle Materialien wurden anhand von Baustoffproben die mechanischen Eigenschaften ermittelt.

4.6.3 Aufbau der Versuchskörper Test specimen

Der Aufbau des Referenzversuches ist in Abbildung 4-27 dargestellt. Dieser besaß einen 12 cm dicken Betongurt (C30/37), der über eine Verbunddübelleiste in CL-Form mit einem Dübellängsabstand e_x von 10 cm an das halbierte HEA600-Profil (S355JR+M) angeschlossen wurde (Abbildung 4-27, a, b, c).

Tabelle 4-7: Parametervariationen
Table 4-7: variation of parameters

Versuch	System-Parameter	M/V= a+a ₀ /2	Kommentar
S1		160 cm	negatives Moment (Betondruckgurt), kleines M/V-Verhältnis
S2		160 cm	positives Moment (Betonzuggurt), kleines M/V-Verhältnis
S3		460 cm	negatives Moment (Betondruckgurt), großes M/V-Verhältnis
S4		460 cm	positives Moment (Betonzuggurt), großes M/V-Verhältnis

4.6.5 Versuchsaufbau,-durchführung und Messtechnik Test setup, performance, measurement instrumentation

Die Trägerversuche wurden in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführt. Zur Aufbringung der Last wurde ein servohydraulisch gesteuerter 1,6 MN-Prüfzylinder verwendet, der die Last über eine Kalotte in den Flansch des Stahlprofils einleitete. Beim Versuchsaufbau (vgl. Abbildung 4-28) handelte es sich um einen Dreipunktbiegeversuch. Hierin wurden die Spannweite, die Lage der Öffnung und die Anordnung der Lasteinleitung systematisch variiert. Die Auflagerung des Versuchsträgers erfolgte indirekt über aufgeschweißte Kopfplatten. Hieran wurden gelenkig auf Rollen gelagerte Stahlträger angeschlossen. Die Belastung der Träger erfolgte kraftgesteuert. Bei 40 % der Bruchlast wurden 25 Lastwechsel zwischen (5 % und 40 % der Bruchlast) gefahren, um den Haftverbund in der Verbundfuge zu lösen.

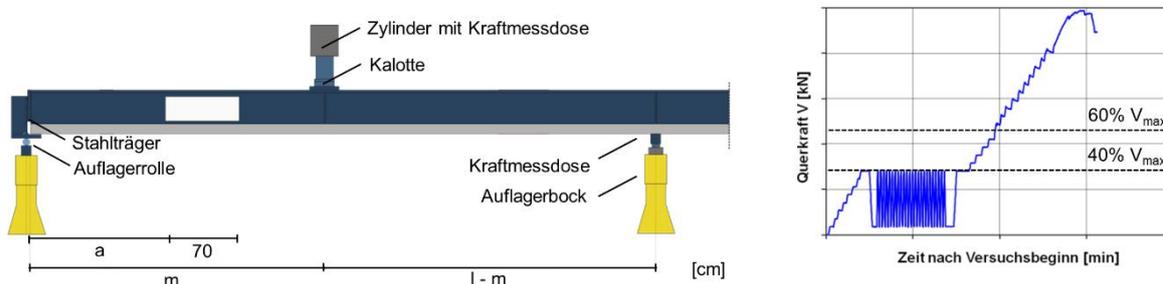


Abbildung 4-28: Versuchsaufbau und Durchführung

Figure 4-28: Test setup and performance

In allen Trägerversuchen wurden umfangreiche kontinuierliche Messungen zur Dokumentation des Trag- und Verformungsverhaltens durchgeführt. Mithilfe von Kraftmessdosen wurden einerseits die aufgebrachte Prüfkraft, andererseits die Auflagerkräfte

des Versuchsträgers gemessen. Zur Verformungsmessung wurden induktive Wegnehmer verwendet. Hiermit wurden die Durchbiegungen des Trägers (5 Messstellen, Kennbuchstabe D), die vertikalen Relativverschiebungen zwischen Betongurt und Stahlprofil (6 Messstellen, Kennbuchstabe V), sowie der Schlupf in der Verbundfuge (7 Messstellen, Kennbuchstabe S) gemessen. Außerdem wurden die Längenänderungen auf der Ober- und Unterseite des Betongurtes (4 Messstellen) aufgenommen. Dehnungsmessungen erfolgten sowohl auf dem Bewehrungsstahl als auch am Stahlträger mittels Dehnungsmessstreifen. Die Erfassung aller Messgrößen wurde über zwei Umschaltanlagen und einen angeschlossenen Messrechner durchgeführt.

4.6.6 Versuchsergebnisse – exemplarisch an Träger S2 Test results – exemplarily on beam S2

Nachfolgend werden ausgewählte Messergebnisse des Trägerversuches S2 vorgestellt. Exemplarisch werden hieran die Grundzüge des Trag- und Verformungsverhaltens verdeutlicht, die für alle Träger mit Einzelflansch und Verbunddübelleiste charakteristisch sind. S2 wies einen Betonuntergurt in der globalen Biegezugzone auf. Die wesentlichen Unterschiede zu Trägern mit Betonobergurt in der Druckzone (S1 und S3) werden ebenfalls kurz erläutert.

In Abbildung 4-29 sind die Querkraft-Verformungskurven und die Biegelinien des Versuchsträgers S2 bei unterschiedlichen Querkraftniveaus dargestellt. Die Durchbiegungen im Schnitt B wuchsen während des Versuches überproportional an, so dass sich die Stelle der maximalen Durchbiegung zwischen Lasteinleitung und lastseitigem Öffnungsrand einstellte. Gleichzeitig bildete sich zwischen dem Auflager und dem auflagerseitigen Öffnungsrand (Schnitt A) eine Verkrümmung aus, die der eines ungestörten Trägers entgegengerichtet war. Die vorgestellten Effekte sind auf die Überlagerung des lokalen Tragmechanismus im Öffnungsbereich (Sekundärsystem) mit dem globalen Tragverhalten des ungestörten Trägers zurückzuführen. Am lastseitigen Öffnungsrand (Schnitt B) waren das globale und lokale Tragverhalten gleichgerichtet. Hier wurde die globale Zugbeanspruchung an der Betongurtunterseite durch die lokale Biegebeanspruchung im Betongurt verstärkt. Am auflagerseitigen Rand (Schnitt A) wirkte das lokale Tragverhalten dem globalen entgegen. Für Träger mit Betonobergurt in der Druckzone (S1 und S3) sind diese Zusammenhänge identisch. Auch hier verstärken sich das globale und lokale Tragverhalten am lastseitigen Öffnungsrand, während sie einander am auflagerseitigen Rand abschwächen.

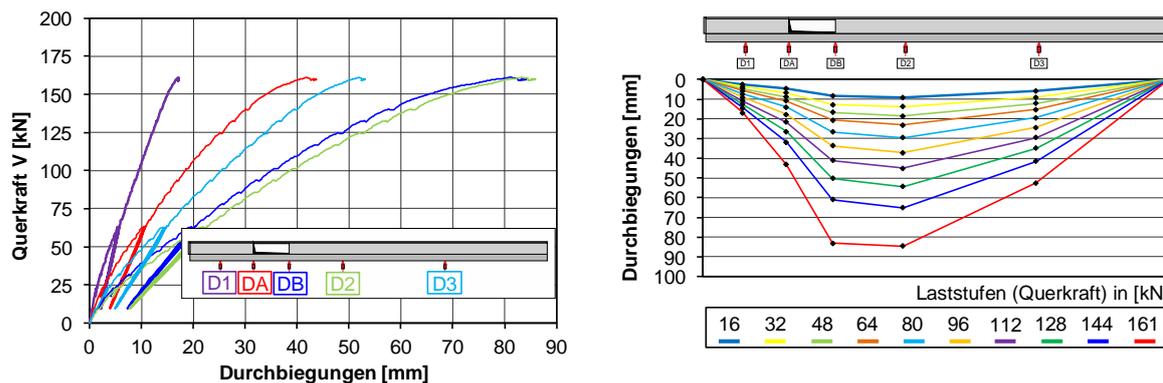


Abbildung 4-29: Durchbiegung (D) des Trägers S2

Figure 4-29: Deflection (D) of beam S2

In Abbildung 4-30 ist der Zusammenhang von Querkraft und horizontalem Schlupf sowie der Schlupfverlauf entlang der Verbundfuge bei ausgewählten Querkraftniveaus dargestellt. Im Öffnungsbereich traten deutlich größere Schlupfordinaten als in den angrenzenden ungestörten Trägerbereichen und als in der Trägerhälfte ohne Öffnung auf. Der lokale Tragmechanismus im Öffnungsbereich rief starke Verkrümmungen an den Öffnungsändern des unteren Verbundteilträgers hervor. Aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbundmittel führten diese Verkrümmungen zu einem deutlich vergrößerten Schlupf im Öffnungsbereich. Gleichzeitig wurde der lokale Schlupf im Bereich der Stegöffnung von dem aus der globalen Tragwirkung resultierenden Schlupfanteil überlagert. Für Verbundträger mit Betonobergurt stellte sich ein vergleichbares Verformungsverhalten mit vergrößerten Schlupfordinaten im Bereich der Stegöffnung ein.

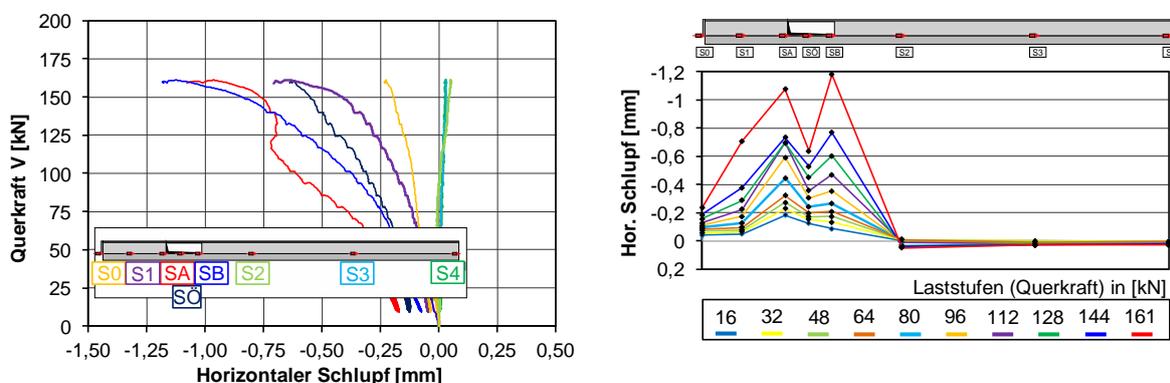


Abbildung 4-30: Horizontaler Schlupf (S) in der Verbundfuge von S2

Figure 4-30: horizontal slip (S) of beam S2

Im Gegensatz zu ungestörten Verbundträgern treten in Trägern mit Stegöffnung neben horizontalem Schlupf auch in vertikaler Richtung deutliche Relativverschiebungen zwischen Stahlträger und Betongurt auf. Abbildung 4-31 zeigt die gemessenen vertikalen Relativverschiebungen und ihren Verlauf entlang der Trägerlängsachse bei unterschiedlichen Querkraftniveaus. Während sich der Stahlträger am auflagerseitigen Öffnungsrand (Schnitt A) vom Betongurt abhob, kam es am lastseitigen Öffnungsrand (Schnitt B) zu einem Eindringen des Stahlträgers in den Beton. Die vertikalen Relativverschiebungen am lastnahen Öffnungsrand B deuten darauf hin, dass Teile der Querkraft aus dem Steg des Stahlträgers über vertikale Druckkräfte in den untenliegenden Betongurt eingeleitet wurden. Am auflagerseitigen Öffnungsrand (Schnitt A) wurden diese dann über eine Zugbeanspruchung in den Verbundmitteln wieder aus dem Betongurt in den Stahlträger hochgehängt, wodurch es zu einer Aufklaffung der Verbundfuge zwischen Stahlprofil und Betongurt kam. In den Trägerbereichen abseits der Öffnungsänder war die vertikale Relativverschiebung erwartungsgemäß vernachlässigbar klein. In Verbundträgern mit Betonobergurt kehrten sich die vertikalen Relativverschiebungen an beiden Öffnungsändern um. Hier wurde die Querkraft am lastseitigen Öffnungsrand (Schnitt B) in den Betongurt hochgehängt (Aufklaffen der Verbundfuge) und am auflagerseitigen Öffnungsrand (Schnitt A) wieder in den Stahlträger zurückgeführt (Eindringen des Stahls in den Beton).

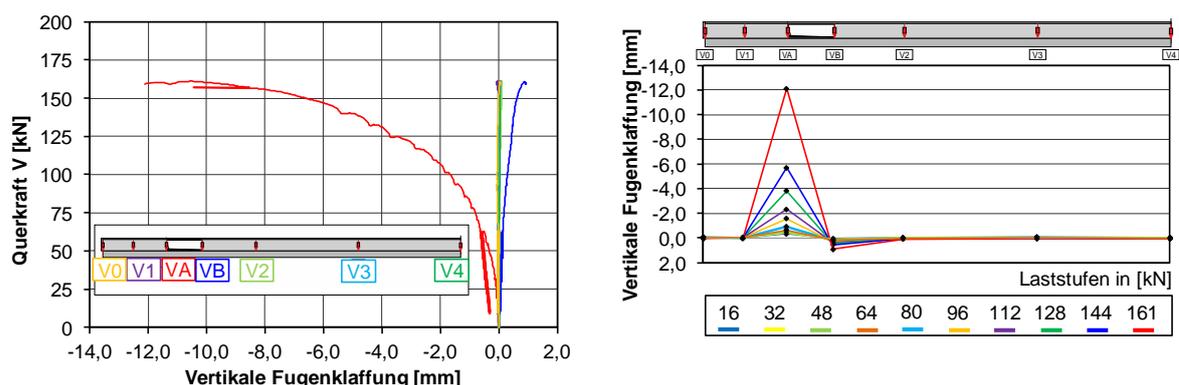


Abbildung 4-31: Vertikaler Schlupf (V) in der Verbundfuge von S2

Figure 4-31: vertical slip (V) of beam S2

In Abbildung 4-32 sind die Dehnungsverteilungen in den Teilträgern oberhalb und unterhalb der Öffnung von S2 für unterschiedliche Querkraftstufen dargestellt. Die Dehnungen hingen vor allem von den lokalen Biegebeanspruchungen an den Öffnungs-rändern ab. Das sekundäre Tragsystem der Öffnung führte zu negativen Krümmungen am auflagerseitigen Öffnungsrand A und positiven Krümmungen am lastseitigen Öffnungsrand B (vgl. auch Abbildung 4-29). Die Dehnungen aus dem globalen Biegetragverhalten (Stauchungen im oberen Teilträger und Zugdehnungen im Untergurt) spielten beim Träger S2 hingegen nur eine untergeordnete Rolle.

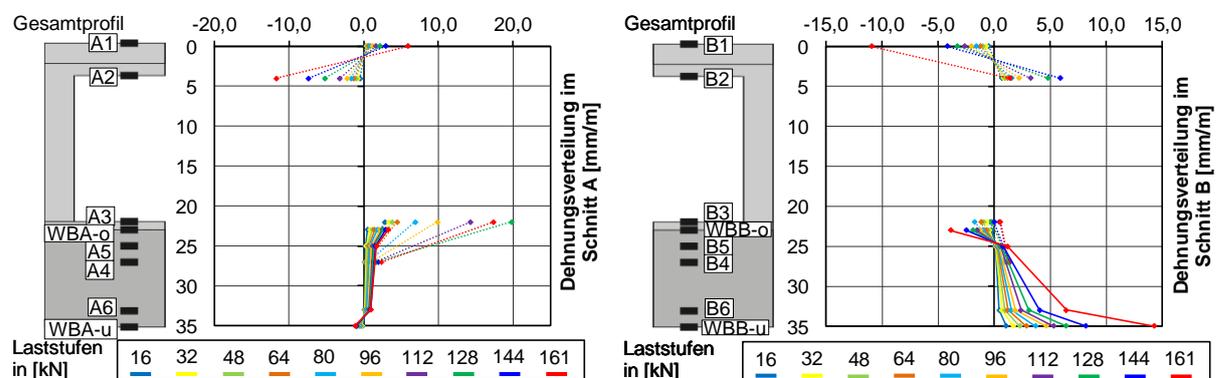


Abbildung 4-32: Dehnungsverteilungen an den Öffnungs-rändern A und B

Figure 4-32: strains at the opening edges A and B

Im oberen Teilträger wurde durch die sekundäre Biegebeanspruchung an den Öffnungs-rändern bereits bei ca. 50 % der Bruchquerkraft die Fließspannung des Bau-stahls in der unteren Randfaser überschritten. Bei höheren Laststufen kam es zum vollständigen Durchplastizieren und zur Fließgelenkbildung an beiden Öffnungs-rändern.

Die Dehnungsverteilung des unteren Teilträgers setzte sich aus den Dehnungen des Stahlreststegs (Abbildung 4-32, durchgezogene Linie) und des Betongurts (Abbil-dung 4-32, gestrichelte Linie) zusammen. Aufgrund der vertikalen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton an den Öffnungs-rändern stellten sich in beiden Quer-schnittsteilen verschiedene Krümmungen für Betongurt und Stahlreststeg ein. Dies ist an den unterschiedlichen Neigungen der Dehnungsverteilungen zu erkennen (Abbil-

dung 4-32). Zusätzlich wies die Dehnungsverteilung des unteren Teilträgers zwei Null-durchgänge und einen deutlichen Dehnungssprung auf Höhe der Verbundfuge auf. Dieser ist auf die Nachgiebigkeit der Verbundmittel zurückzuführen.

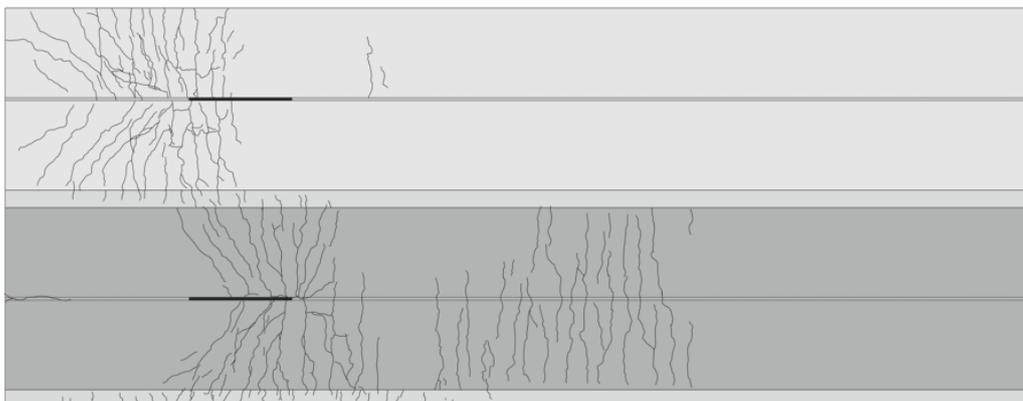


Abbildung 4-33: Rissbild des Trägers im Bruchzustand

Figure 4-33: Crack pattern in the ultimate limit state

Beim Träger S2 stellte sich ein Biegeversagen der Teilträger in den Öffnungsecken ein. Gleichzeitig trat setzte ein Ausreißen der Verbundmittel am Öffnungsrand A ein. Das hierfür typische Rissbild des Betongurtes (Biegerisse an den Öffnungsändern) ist in Abbildung 4-33 (rechts) dargestellt.

4.6.7 Querkraftversagensarten Shear failure modes

In den durchgeführten Trägerversuchen wurden vier verschiedene Versagensarten des Öffnungsbereichs beobachtet, die zum globalen Querkraftversagen des Trägers führten. Hierbei handelt es sich um das

- Biegeversagen der Teilträger an den Öffnungsändern (Vierendeel-Versagen),
- Ausreißen der Verbundmittel am Öffnungsrand,
- Durchstanzen der Verbundmittel am Öffnungsrand und
- Querkraftversagen des Betongurtes (lediglich in P879 aufgetreten).

Die beiden mittleren Versagensarten werden unter dem Begriff „Verbundmittelversagen“ zusammengefasst. Abbildung 4-34 zeigt die für die Versagensarten typischen Bruchbilder. Im Folgenden werden die Merkmale der Versagensarten erläutert.

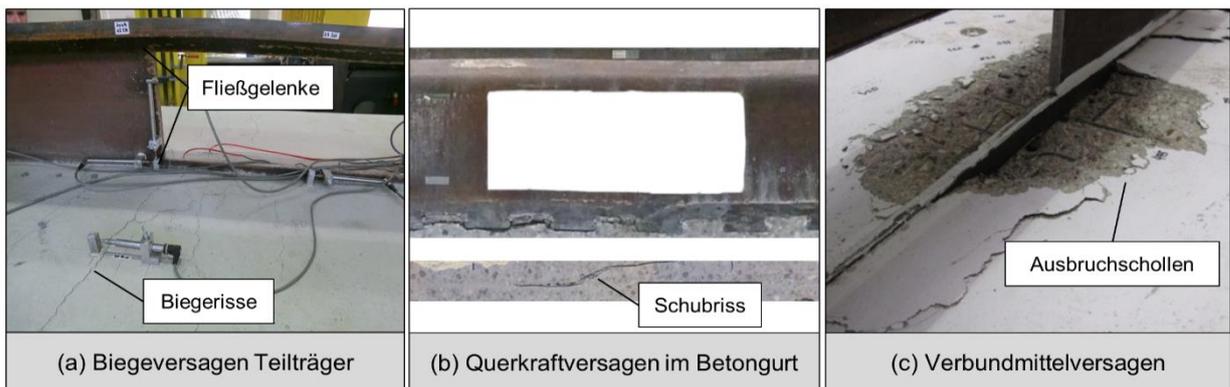


Abbildung 4-34: Querkraftversagensarten im Öffnungsbereich

Figure 4-34: failure modes in the web opening region

Biegeversagen der Teilträger (Vierendeel-Versagen): Bei dieser Versagensart tritt das Querkraftversagen im Öffnungsbereich durch Überschreitung der Biegetragfähigkeit in den Teilträgern auf. Die Übertragung der globalen Querkraft über die Öffnung hinweg ruft Sekundärmomente in den Teilträgern hervor. Sobald die Biegetragfähigkeit eines Teilträgers vom zugehörigen Sekundärmoment überschritten wird, entsteht ein Momenten-Fließgelenk im Teilquerschnitt. Mit dem Erreichen der Biegetragfähigkeit aller Teilquerschnitte wird das rahmenartige System des Öffnungsbereiches kinematisch. Es bildet sich ein globales Querkraftgelenk aus. Dieses Tragverhalten des Öffnungsbereiches wird als Ausbildung eines Vierendeel-Mechanismus bezeichnet. Das zugehörige Versagensbild ist durch große Biegeverformungen des oberen Teilträgers und des unteren Reststegs an den Öffnungsrändern geprägt. Im Betongurt bilden sich an beiden Öffnungsrändern vermehrt Biegerisse an der zugbeanspruchten Querschnittsseite aus und die zugehörige Längsbewehrung fließt (vgl. Abbildung 4-34(a)).

Querkraftversagen des Betongurts: Durch die Schwächung des Stahlträgers wird im Öffnungsbereich ein wesentlicher Querkraftanteil vom Betongurt abgetragen. Hierbei kann es zur Überschreitung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes ohne Querkraftbewehrung kommen. Das hierfür typische Versagensbild zeichnet sich durch einen in der Öffnungsmitte entstehenden Schubriss im Betongurt aus. Das Querkraftversagen des Betongurtes war bei den Versuchen im Rahmen dieses Projektes aufgrund der hohen Schubschlankheit der Betongurte von untergeordneter Bedeutung. Diese Versagensart wird vorwiegend bei gedrungenen Betongurten mit hohem Längsbewehrungsgrad maßgebend. Lediglich in einzelnen Versuchen des Vorgängerprojektes P879 wurden beginnende Schubrisse im Betongurtinneren festgestellt. Diese reichten allerdings nie bis zu den Betongurtaußenflächen, so dass sie erst durch einen Sägeschnitt sichtbar wurden (vgl. Abbildung 4-34 (b)).

Verbundmittelversagen: Die vertikale Krafteinleitung bzw. -ausleitung an den Öffnungsrändern führt zu hohen Druck- bzw. Zugkräften in den Verbundmitteln in der Nähe der Öffnungsränder. Am druckbeanspruchten Öffnungsrand dringen die Stahldübel in den Betongurt ein. Hierdurch wird die Entstehung eines Durchstanzkegels auf

der gegenüberliegenden Betongurtoberfläche initiiert. Am zugbeanspruchten Öffnungsrand wird die Kraft über die Verbundmittel wieder in den Stahlsteg zurückgeleitet (Zugbeanspruchung). Hierbei können die Verbundmittel unter Ausbildung von Ausbruchsollen aus dem Betongurt ausreißen (vgl. Abbildung 4-34 (c)). Die Ablösung bzw. gegenseitige Durchdringung von Stahlprofil und Betongurt wird durch große Steifigkeitsunterschiede zwischen Betongurt und Stahlträger begünstigt.

4.6.8 Einflüsse aus der Lage der Öffnung im Träger und der Momentenwirkung Influence from the position of the opening and the bending Moment

In den hier durchgeführten Verbundträgerversuchen wurde der Einfluss der globalen Momentenwirkung und des M/V -Verhältnisses untersucht. In Abbildung 4-35 sind die Bruchquerkräfte über das M/V -Verhältnis aufgetragen. Hierbei beziehen sich M/V -Werte kleiner Null auf Versuche mit Betonzuggurt, M/V größer Null auf Versuche mit Betondruckgurt.

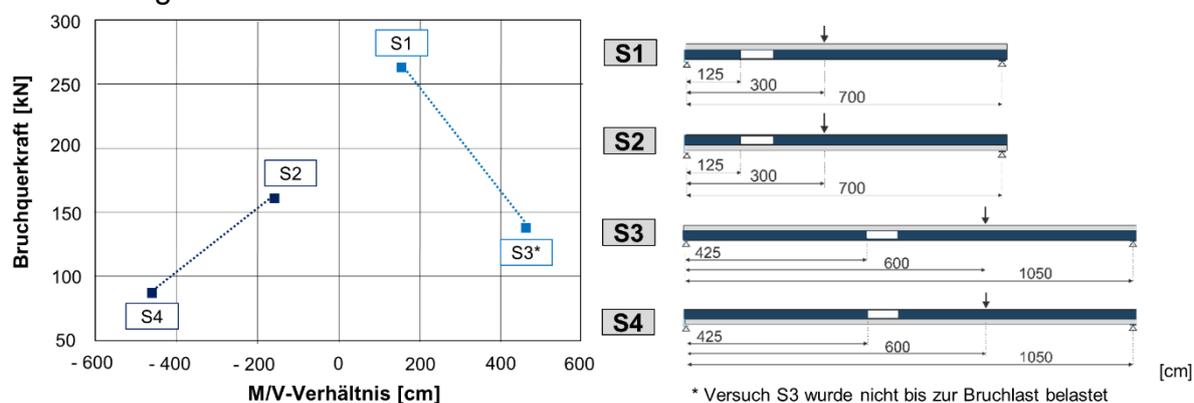


Abbildung 4-35: Einfluss des M/V -Verhältnisses

Figure 4-35: Influence of the M/V -relation

Anhand der Versuchsergebnisse kann deutlich die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit vom gleichzeitig einwirkenden Moment abgelesen werden. Bei betragsmäßig großen (positiven und negativen) Biegemomenten nahmen die Bruchquerkräfte des Öffnungsbereiches deutlich ab. Im Öffnungsbereich werden die globalen Biegemomente als Kräftepaar im oberen und unteren Teilträger übertragen. In den Versuchen S3 und S4 wuchsen aufgrund der großen M/V -Verhältnisse folglich auch die Normalkräfte in den Teilträgern gegenüber S1 und S2 deutlich an. Durch die hohe Normalkraftausnutzung standen in den Teilquerschnitten kleinere Tragreserven zur Aufnahme der Sekundärmomente an den Öffnungsecken zur Verfügung, so dass das Vierendeelversagen der Öffnung bereits bei kleineren Querkraften einsetzte. Das globale M/V -Verhältnis des Trägers hängt unmittelbar mit der lokalen Momenten-Normalkraft-Interaktion in den Teilquerschnitten an den Öffnungsändern zusammen.

Der Vergleich von Versuchen mit betragsmäßig gleichem M/V -Verhältnis (beispielsweise S1 und S2) verdeutlicht, dass Träger mit Betondruckgurt bei identischem Aufbau deutlich größere Querkrafttragfähigkeiten aufwiesen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass keine Querrisse im Betongurt auftraten. Hierdurch wurden sowohl die Momenten- und Querkrafttragfähigkeiten des Betongurtes als auch die Verbundmitteltragfähigkei-

ten (Zug-, Druck- und Schubtragfähigkeit) deutlich angehoben. Für den Träger S4, dessen Stegöffnung im Bereich eines großen negativen Biegemomentes lag, reduzierte sich die Tragfähigkeit im Vergleich zu Trägern mit Betondruckgurt stärker als erwartet. Die große Drucknormalkraft im Stahlrestträger führte in Verbindung mit der Durchbiegungsdifferenz zwischen beiden Öffnungsrändern zu zusätzlichen lokalen Biegemomenten. Folglich wurde der Vierendeel-Mechanismus durch Momente aus Theorie 2. Ordnung zusätzlich verstärkt.

4.6.9 Zusammenfassung der Trägerversuche Summary of beam tests

In Tabelle 4-8 sind die Bruchlasten und Versagensarten aller Versuche zusammengestellt. Die Bestimmung der maßgebenden Versagensart (Biegeversagen der Teilträger „B“, Verbundmittelversagen durch Ausreißen „A“ bzw. Durchstanzen „D“) war nicht in allen Versuchen eindeutig möglich, da sich in der Regel gleichzeitig mehrere unterschiedliche Versagensmerkmale andeuteten. Sofern diese Merkmale in gleich starker Ausprägung auftraten, wird das Versagen als kombiniertes Versagen („K“) bezeichnet.

Tabelle 4-8: Übersicht über die Versagensarten und erreichten Traglasten

Table 4-8: Summary of failure modes and load bearing capacities

Versuch	Parameter	Versagensmerkmale				F _{max} [kN]	V _{max} [kN]	Versagen (primär)
		Biege	Quer	Aus	Durch			
	-							
S1	Betondruckgurt, M/V-Verhältnis = 160 cm	✓			✓	467	263	K
S2	Betonzuggurt, M/V-Verhältnis = -160 cm	✓		✓		287	161	B
S3	Betondruckgurt, M/V-Verhältnis = 460 cm	✓*		✓		337	139	B
S4	Betonzuggurt, M/V-Verhältnis = -460 cm	✓		✓		231	88	B

4.7 FE-Untersuchungen zum Tragverhalten im Öffnungsbereich Numerical results on the bearing behavior in opening regions

4.7.1 Allgemeines General

Um die Mechanismen der lokalen Kraftübertragung an den Öffnungsrändern zutreffend abbilden zu können, ist eine realitätsnahe Modellierung der Verbundmittel in der Verbundfuge von großer Bedeutung.

In der Literatur werden verschiedene Modellierungsformen für Verbundmittel beschrieben [LIN07], [SHI04]. Diese reichen von stark vereinfachenden Ansätzen (z.B. verschmierte Modellierung der Verbundmittel), über punktförmige Idealisierungen mit charakteristischen Dübelkennlinien (z.B. nichtlineare Federn wie in [ARI92], [GAT99], [HEI12]) bis hin zu diskreten, geometrisch und physikalisch vollständigen Abbildung

der Verbundmittel, die aufgrund des hohen Rechenaufwandes bisher lediglich zur Nachrechnung von Kleinkörperversuchen (z.B. [PET07], [CLA15a]) verwendet wurden. Über die Wahl der Modellierungsform entscheiden die in der Verbundfuge auftretenden Beanspruchungen, die erwartete Versagensart und die verfügbare Rechenkapazität. Während zur Simulation von Verbundträgern mit reiner Schubbeanspruchung in der Verbundfuge eine punktförmige Modellierung der Verbundmittel durch nichtlineare Federn mit einem Freiheitsgrad ausreicht, unterliegen die Verbundmittel an den Öffnungsrändern einer kombinierten Schub-Zug bzw. Schub-Druck Beanspruchung. Daher wird nachfolgend eine geometrisch und physikalisch vollständige Modellierung der Verbundmittel umgesetzt.

4.7.2 FE-Modell für Verbundträger mit Stegöffnung **FE model for composite beam with web opening**

Die nichtlineare, dreidimensionale FE-Analyse wurde mit dem kommerziellen Programmsystem Abaqus [ABA15] durchgeführt. Der Aufbau des dreidimensionalen Modells ist in Abbildung 4-36 für einen Träger der S-Serie dargestellt. Die Verbundmittel wurden geometrisch und physikalisch vollständig abgebildet. In Abbildung 4-36 sind die Interaktionen zwischen Betongurt und Stahlprofil sowie zwischen Betongurt und Bewehrung dargestellt. In der Verbundfuge wurde über Interaktionsbedingungen senkrecht zur Oberfläche der Verbunddübelleiste (Normalen-Richtung) eine Durchdringung von Stahlträger und Betongurt unterbunden (Hard-Contact), während tangential zu den Oberflächen ein Reibkontakt mit einem Reibkoeffizienten von $\mu = 0,3$ (Reibung von Stahl auf Beton) definiert wurde. Die Bewehrung wurde in den Betongurt eingebettet modelliert. Der Schlupf zwischen Betongurt und Bewehrung wird hierdurch vernachlässigt. Die Belastung erfolgte durch Aufbringung von Weginkrementen im Lasteinleitungspunkt; die Lagerung der modellierten Träger orientierte sich an den Trägerversuchen.

Zur Modellierung des Stahlprofils, des Betongurts und der Querbewehrung im Betondübel wurden 8-knotige Volumenelemente mit linearen Ansatzfunktionen und reduzierter Integration (C3D8R) verwendet (vgl. Abbildung 4-36). Im Bereich der Verbundfuge wurde ein verdichtetes Netz mit Elementkantenlängen von 5 mm verwendet, um die Abrundungen der Verbunddübelleisten abzubilden. Die Längsbewehrung wurde mit 2-knotigen Fachwerkelementen (T3D2) modelliert.

Abbildung 4-37 beinhaltet eine Zusammenstellung der Materialeigenschaften der unterschiedlichen Baustoffe (C30/37, S355) sowie die Eingangsparameter für das in Abaqus implementierte Concrete Damaged Plasticity Modell (CDP) zur Modellierung des nichtlinearen Betonverhaltens [LEE98], [LUB89]. Die in der Berechnung verwendeten CDP-Parameter (K_c , E_x , Ψ , f_{b0}/f_{c0}) liegen innerhalb der in [KUE15], [HER16] empfohlenen Grenzen. Für Beton unter Zugbeanspruchung wurde die in Abbildung 4-37 dargestellte Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach Hillerborg [HIL76] verwendet. Zur mathematischen Beschreibung des Druckbereiches wurde für die Versuche mit Druckgurt ein Ansatz nach Sargin [SAR71] verwendet, bei dem das Baustoffverhalten nach Überschreiten der Druckfestigkeit mithilfe des Duktilitätsparameters D (hier $D = 0,2$) gesteuert wird. Aufgrund der begrenzten Rechenkapazität wurde für die Nachrechnungen der Trägerversuche mit Betonzuggurt vereinfachend ein linear-elastisches

Betondrucktragverhalten angenommen. Für die Abbildung der Eigenschaften des Bau- und Betonstahls wurden bilineare Zusammenhänge zwischen Spannung und Dehnung für den Zug- sowie den Druckbereich verwendet.

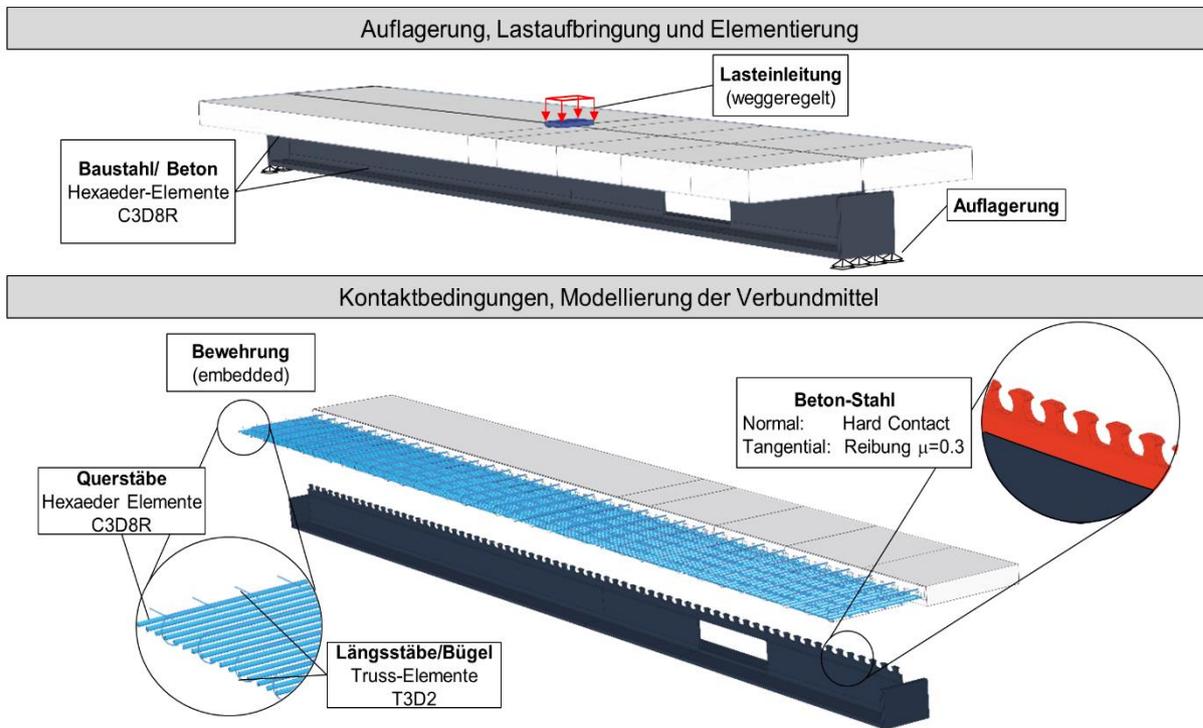


Abbildung 4-36: Aufbau des dreidimensionalen FE-Modells für die Verbundträger
Figure 4-36: Nonlinear 3D FE model of the composite beam

Materialabbildung im FE-Modell														
Normalfester Beton C30/37		Baustahl S355 und Betonstahl B500												
Spannung-Dehnung (Druck)	Spannung-Rissöffnung (Zug)	Spannung-Dehnung (Zug und Druck)												
Concrete Damaged Plasticity		(nichtlineares) Potenzgesetz												
Materialkennwerte	CDP-Parameter	Materialkennwerte												
$f_{ct}=2,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm}=38,0 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm}=33.000 \text{ N/mm}^2$ $\nu=0,2$ $\epsilon_{ct}=0,0022$ $G_T=0,13 \text{ N/mm}$	$K_c=0,67$ $\epsilon_x=0,1$ $\psi=38^\circ$ $f_{b0}/f_{c0}=1,18$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Baustahl</th> <th>Betonstahl</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$f_y=355 \text{ N/mm}^2$</td> <td>$f_y=570 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>$f_u=470 \text{ N/mm}^2$</td> <td>$f_u=660 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>$E_s=210.000 \text{ N/mm}^2$</td> <td>$E_s=200.000 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>$\nu=0,3$</td> <td>$\nu=0,3$</td> </tr> <tr> <td>$A_g=0,18 [-]$</td> <td>$A_g=0,18 [-]$</td> </tr> </tbody> </table>	Baustahl	Betonstahl	$f_y=355 \text{ N/mm}^2$	$f_y=570 \text{ N/mm}^2$	$f_u=470 \text{ N/mm}^2$	$f_u=660 \text{ N/mm}^2$	$E_s=210.000 \text{ N/mm}^2$	$E_s=200.000 \text{ N/mm}^2$	$\nu=0,3$	$\nu=0,3$	$A_g=0,18 [-]$	$A_g=0,18 [-]$
Baustahl	Betonstahl													
$f_y=355 \text{ N/mm}^2$	$f_y=570 \text{ N/mm}^2$													
$f_u=470 \text{ N/mm}^2$	$f_u=660 \text{ N/mm}^2$													
$E_s=210.000 \text{ N/mm}^2$	$E_s=200.000 \text{ N/mm}^2$													
$\nu=0,3$	$\nu=0,3$													
$A_g=0,18 [-]$	$A_g=0,18 [-]$													

Abbildung 4-37: Materialmodelle und –kennwerte im FE-Modell
Figure 4-37: Material model and parameters in FE model

4.7.1 Simulation der Versuche Simulation of tests

Im Folgenden wird das entwickelte FE-Modell an den Ergebnissen der Trägerversuche aus beiden Projekten P879 und P1097 validiert. In Abbildung 4-38 ist exemplarisch für einen Träger der T-Serie, der VT-Serie und der S-Serie der Vergleich zwischen den experimentellen und berechneten Zusammenhängen zwischen Querkraft und Durchbiegung, Querkraft und Horizontalschlupf sowie Querkraft und Vertikalschlupf dargestellt. Grundsätzlich liegt eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und

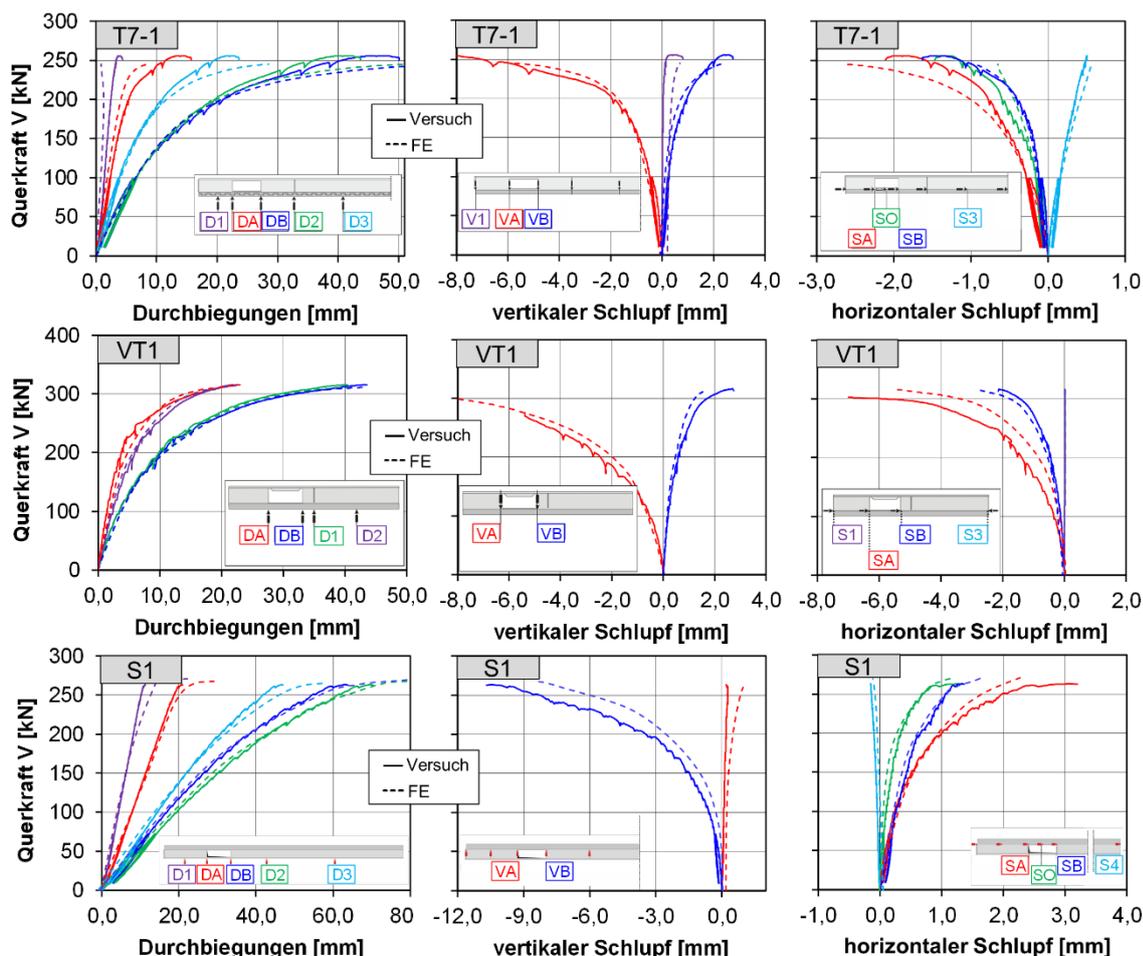


Abbildung 4-38: Vergleich der Querkraft-Verformungskurven aus den Versuchen und den Berechnungsergebnissen für T7-1; VT1 (P879) und S1

Figure 4-38: Comparison of Tests and Simulations for tests T7-1, VT1 (P879) and S1

den im Versuch gemessenen Größen vor. In Abbildung 4-39 (rechts) ist außerdem für alle Trägerversuche der Vergleich zwischen experimentellen und numerisch bestimmten Bruchquerkräften dargestellt. Das Verhältnis aus experimenteller zu numerisch bestimmter Bruchquerkraft liegt im Mittel bei 0,99. Die Streuungen bleiben klein, so dass sich ein Variationskoeffizient von 0,08 ergibt. Neben der quantitativen Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Durchbiegungen, Relativverschiebungen in der Verbundfuge und Bruchlasten sollte das erstellte FE-Modell auch das Rissbild und die eintretende Versagensform zutreffend widerspiegeln. In Abbildung 4-39 ist exemplarisch für den Träger T5-1 das experimentell ermittelte Rissbild an den Oberflächen

des Betongurtes bei Erreichen der Bruchlast den numerischen Ergebnissen (inelastische Betonzugdehnungen) gegenübergestellt. Sowohl im Versuch als auch in der Simulation stellt sich eine starke Rissbildung auf der Betongurtunterseite des lastnahen Öffnungsrandes, sowie auf der Betongurtoberseite des auflagernahen Öffnungsrandes ein. Die berechneten plastischen Betondehnungen stimmen qualitativ gut mit den im Versuch beobachteten Rissbildern überein.

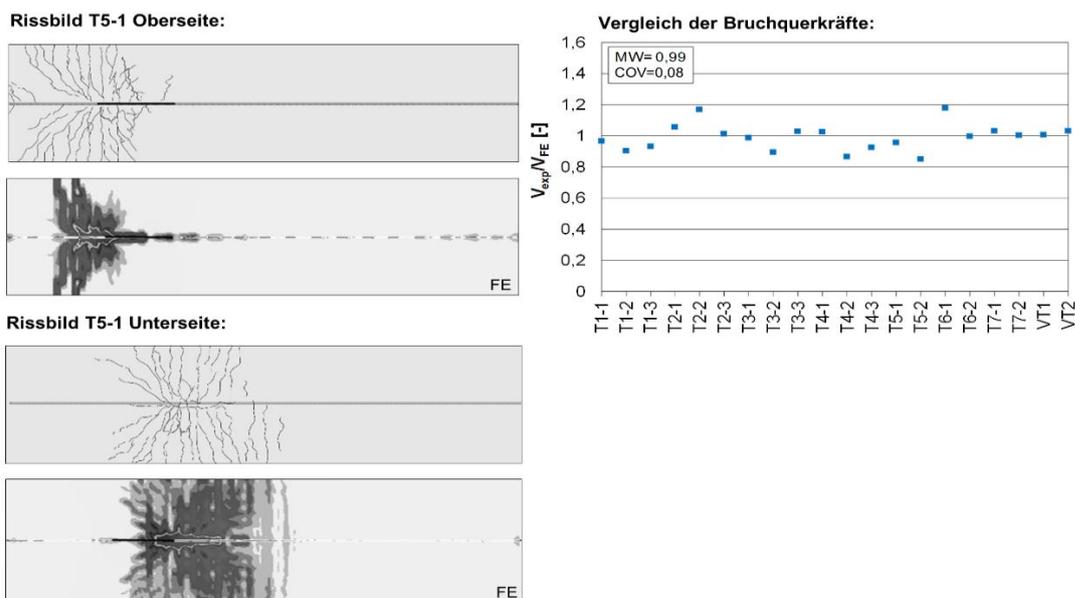


Abbildung 4-39: Rissbilder für T5-1 -P879 (links) und Verhältnis der experimentellen und numerischen Bruchquerkräfte für die Trägerversuche (rechts)

Figure 4-39: Crack-patterns for T5-1 -P879 (left) and relation of experimental and numerical shear capacities for the tests (right)

4.8 Trägerversuche mit Querbiegung Beam-Tests with transverse bending

4.8.1 Einführung Introduction

Die Vorteile und die Flexibilität des Verbunddeckensystems InaDeck soll durch den Einsatz von nicht-tragenden Zwischenelementen (vgl. Kap. 3.3) weiter ausgebaut werden. Durch den Einsatz von Zwischenelementen werden die Haupttragelemente, wie sie in [P879] und in Kap. 4.6 untersucht wurden, zusätzlich beansprucht. Die Lasten aus dem Zwischenelement V_{ZE} müssen ebenfalls vom Haupttragelement abgetragen werden. Hierdurch entstehen im Bereich des Stahlstegs zusätzliche Querbiegemomente M_{quer} (Abbildung 4-40).

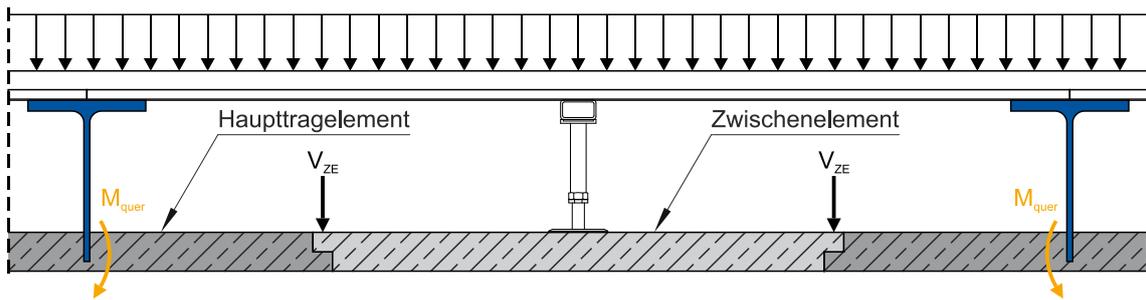


Abbildung 4-40: zusätzliche Beanspruchung des Hauptdeckenelements infolge Querbiegung
Figure 4-40: Additional stress of main slab element due to transvers bending

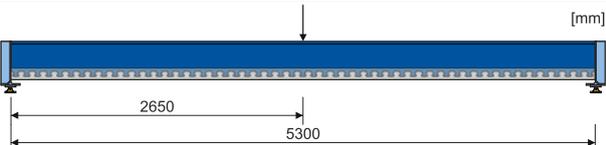
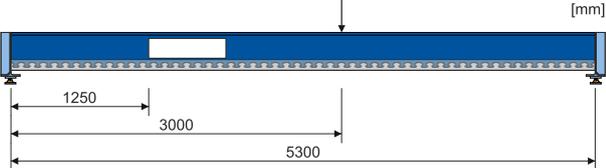
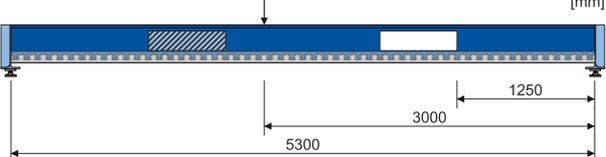
In den nachfolgenden Abschnitten werden die experimenteller Untersuchungen an Verbundträgern Stegöffnungen und zusätzlicher Querbiegebeanspruchung vorgestellt.

4.8.2 Versuchsmatrix Test matrix

Insgesamt werden drei Versuche zum Einfluss der Querbiegung auf das Trag- und Verformungsverhalten durchgeführt. Alle Versuche werden an einem halben Haupttragelement ($B = 1,25 \text{ m}$) durchgeführt. Hierdurch entsteht, abweichend von einem ganzen Haupttragelement, auf beiden Seiten des Stahlstegs ein Querbiegemoment. Dieses Vorgehen liegt somit auf der sicheren Seite.

Tabelle 4-9: Parametervariationen

Table 4-9: Variation of parameters

Versuch	System-Parameter	$M/V = a + a_0/2$	Kommentar
VT1		-	positives Moment Referenzversuch mit Querbiegung, ohne Öffnung
VT2a		160 cm	positives Moment mit Querbiegung und mit Öffnung
VT2b		160 cm	positives Moment mit Querbiegung und mit Öffnung

- M: Moment an der Mitte der Stegöffnung
- V: Querkraft an der Mitte der Stegöffnung
- a: Abstand Auflager zur Stegöffnung
- a_0 : Länge der Stegöffnung

Versuch VT1 wird als Referenzversuch ohne Stegöffnung mit Querbiegung durchgeführt. Anschließend folgend zwei Versuche mit Stegöffnungen und Querbiegung. Das

M/V-Verhältnis in den Versuchen mit Stegöffnung wurde nicht variiert. Alle Versuche wurden mit den gleichen geometrischen Parametern der Öffnung, der Querschnittsform und der Bewehrungsanordnung durchgeführt. In Tabelle 4-7 sind die durchgeführten Versuche zusammengefasst.

4.8.3 Herstellung Fabrication

Die Herstellung der Verbundträger erfolgte am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen University. Die dafür benötigten halbierten Stahlprofile HEA 600 wurden von der Industrie zur Verfügung gestellt und die Klothoiden-Geometrie CL100-40 mittels autogenem Brennschneiden angearbeitet (Abbildung 4-41 (a)).



Abbildung 4-41: (a) Stahlprofil mit DMS, (b) Bewehrung, (c) betonierter Verbundträger
Figure 4-41: (a) Steel profile with strain gauges, (b) reinforcement, (c) concreted composite beams

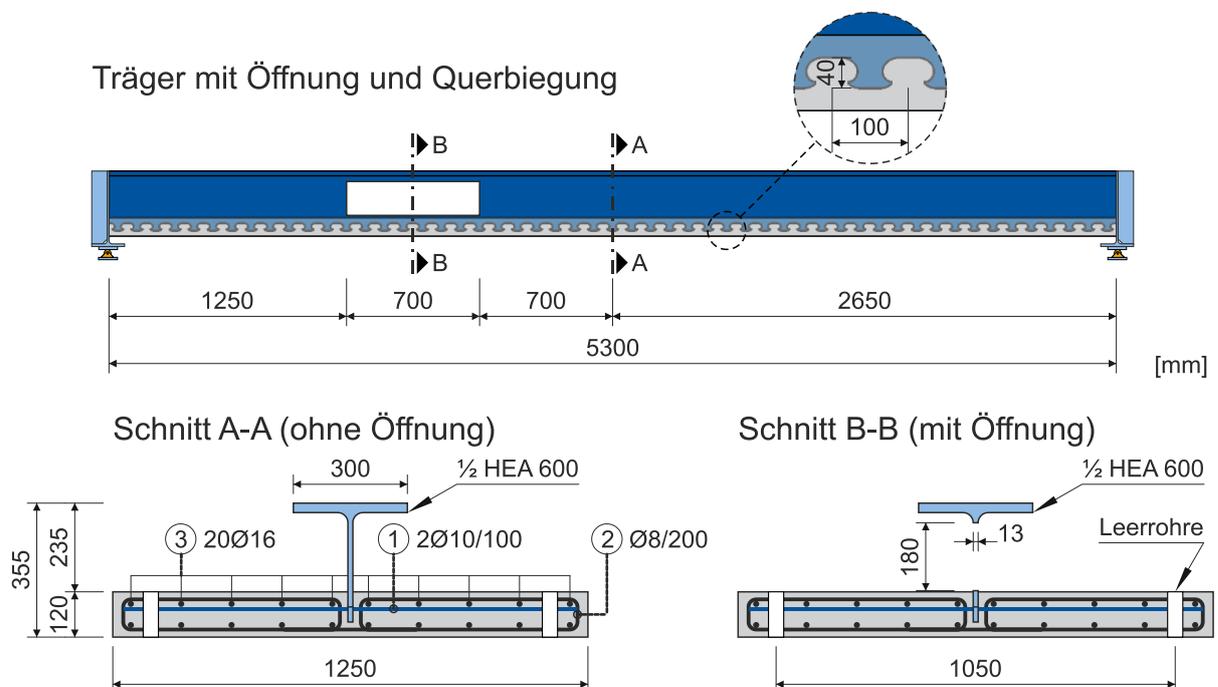


Abbildung 4-42: Verbundträger der 3-Punkt-Biegeversuche mit Stegöffnung und Querbiegung
Figure 4-42: (a) Composite beam for 3-point-bending tests with web opening and transverse bending

Es wurden zwei Verbundträger mit identischen Querschnittsabmessungen, Materialkombinationen, Bewehrungsführungen und Verbunddübelformen hergestellt (Abbildung 4-42). Die verwendeten HEA 600-Profile bestanden aus normalfestem Baustahl S355JR+M und nach dem Walzen mittels Brennschneidverfahren in Stegmitte geteilt. Die Betonage der Versuchskörper erfolgte an einem Tag mit einem normalfesten Ort beton C30/37. Da in integralen Decken mit Betonuntergurt hohe Anforderungen an die Qualität und Ebenheit der Deckenunterseite gestellt werden, wurde diese als Schalseite gewählt. Während des Betoniervorgangs wurde mit einem Betoninnenrüttler der Betons verdichtet und sichergestellt, dass der von oben in die Schalung gefüllte Beton vollständig in die Ausnehmungen der Verbunddübelleiste unterhalb des Stahlstegs fließt. Die Versuchskörper wurden mit Betonstahl B500 bewehrt.

In Abbildung 4-42 sind die Abmessungen und der Aufbau der Verbundträgerversuche dargestellt. Die Betongurt (C30/37) alle Träger wiesen eine Dicke von 12 cm auf, der über eine Verbunddübelleiste CL100-40 mit dem halbierten HEA600-Profil der Stahlgüte S355JR+M verbunden wurde.

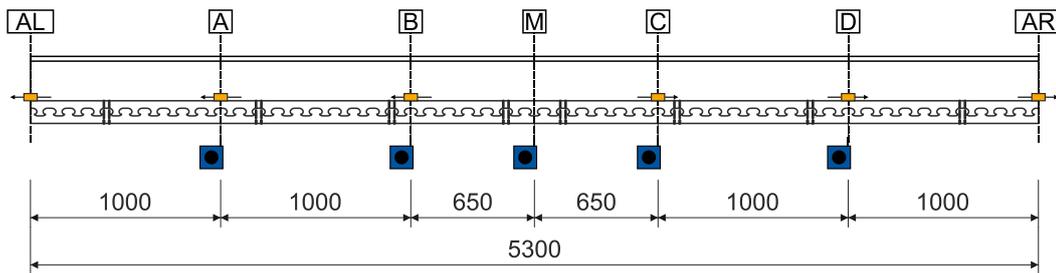
Die Querbewehrung des Betongurtes wurde mit zwei Positionen realisiert. Zum einen wurden, zur Abtragung der Verbunddübelkräfte, in jede Verbunddübelausnehmung zwei Bewehrungsstäbe eingelegt (Abbildung 4-42, Pos. 1). Zum anderen wurden Brillenbügel $\varnothing 8$ (Abbildung 4-42, Pos. 2) im Abstand von 200 mm zur Umschnürung des Betons im Bereich der Verbunddübelleiste angeordnet. Der Betongurt wurde in Längsrichtung symmetrisch an Ober- und Unterseite mit je $10\varnothing 16$ Bewehrungsstäben bewehrt (Abbildung 4-42, Pos. 3). Die Verbundträger wurden nicht vorgespannt. Die Betondeckung betrug in allen Versuchen 2,0 mm.

4.8.4 Messtechnik **Measurement instrumentation**

Die Messtechnik der Trägerversuche ist in Abbildung 4-43 dargestellt. Die Messtechnik zwischen dem Referenzversuch VT1 und den Versuchen mit Öffnung VT2a und VT2b unterscheidet sich dabei. Im Referenzversuch lag der Fokus auf das globale Tragverhalten, wobei in den Versuchen VT2a und VT2b die Messtechnik verstärkt im Bereich der Öffnung angeordnet wurde.

Um Informationen über das globale Verformungsverhalten zu erhalten, wurde die Durchbiegung mit Seilzugaufnehmern in Feldmitte (Schnitt M) und unter in den Schnitten A bis D gemessen. Die relative Verschiebung in horizontaler Richtung zwischen Stahlträger und Betongurt wurde im Referenzversuch je Trägerhälfte zwischen Lasteinleitung und Auflager in jeweils drei Schnitten gemessen. In den Versuchen VT2a und VT2b wurde zusätzlich der vertikale Schlupf (das Abheben des Betongurtes bzw. das Hineindrücken des Stahlträgers) an den Öffnungsrändern aufgezeichnet.

Messschnitte (Träger 1)



Messschnitte (Träger 2a|b)

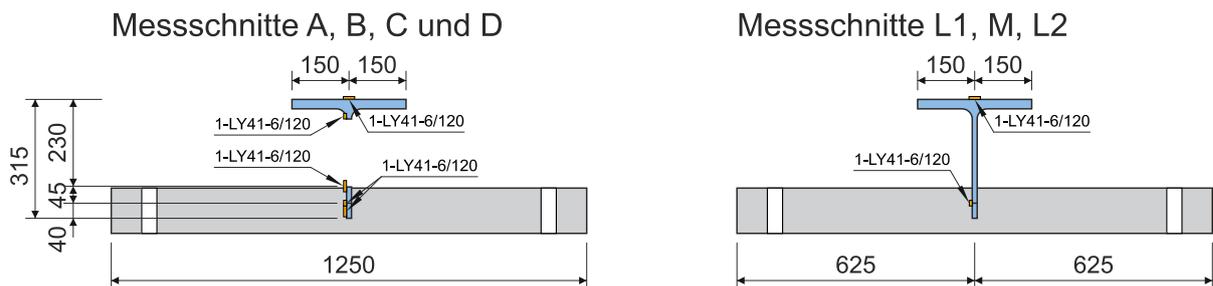
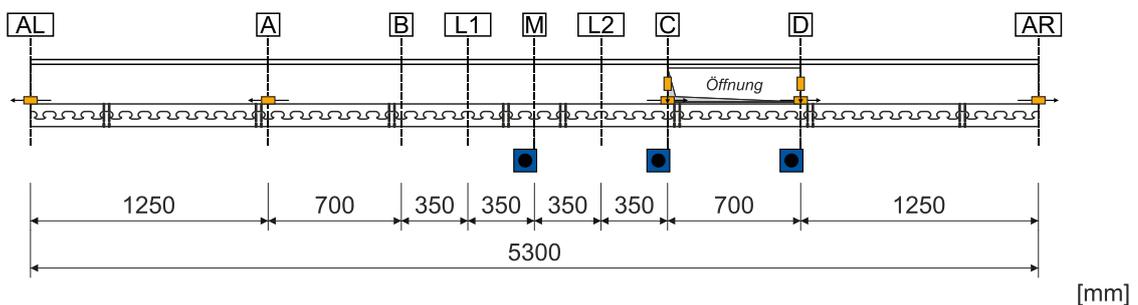


Abbildung 4-43: Messtechnik der statischen Verbundträgerversuche mit Querbiegung

Figure 4-43: Measurement instrumentation of static composite beam tests with transverse bending

In drei Querschnitten wurde die Dehnungsverteilung im Betongurt mittels potentiometrischer Wegaufnehmer gemessen, da mit hohen Dehnungen und großen Biegerissen gerechnet wurde. Die Dehnungsverteilung im Stahlprofil wurde Dehnungsmessstreifen (DMS) bestimmt (vgl. Abbildung 4-43, unten). An den Stahlzähnen unmittelbar unter den Öffnungsrändern wurden zusätzlich DMS auf den Stahlzähnen appliziert, um die Auszugs- bzw. Druckkräfte zu erfassen. Die DMS-Messschnitte beziehen sich auf die Verbundträger VT2a und VT2b. Im Referenzversuch VT1 wurden die DMS in allen Messschnitten (A, B, M, C und D) analog zum Messchnitt ohne Öffnung (Abbildung 4-43, unten rechts) appliziert.

4.8.5 Versuchsaufbau und -durchführung Test setup and procedure

Die Verbundträgerversuche wurden in der Versuchshalle des Instituts für Stahlbau der RWTH Aachen durchgeführt. Zur Aufbringung der Last wurde ein hydraulischer Prüfzylinder mit einer Maximalkraft von 1,0 MN und einem maximalen Zylinderweg von 100

mm verwendet, der die Last über eine Kalotte in den Flansch des Stahlprofils einleitete. Beim Versuchsaufbau (Abbildung 4-44) handelte es sich um einen Dreipunktbiegeversuch. Die Auflagerung des Versuchsträgers erfolgte indirekt über an das Stahlprofil geschweißte Kopfplatten. An diese Kopfplatten wurden Stahlprofile geschraubt, welche auf Rollen gelagert waren. Hierdurch ist auch für einen Betongurt in Negativlage eine Lagerung über den Stahlträger möglich (vgl. [P804]). Die Belastung der Träger erfolgte weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 2,5 mm/min.

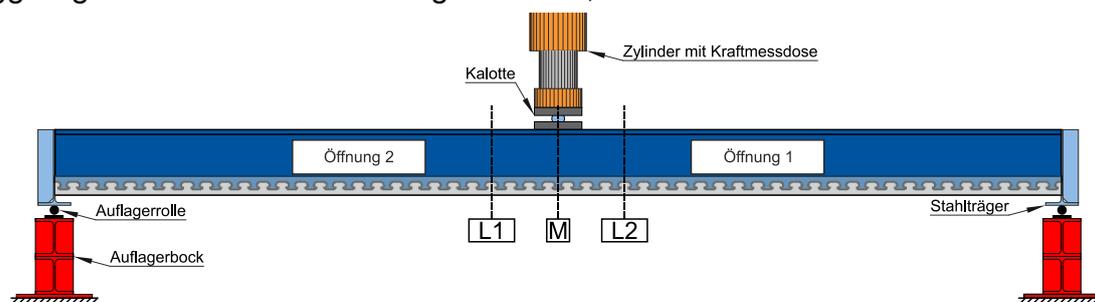


Abbildung 4-44: Versuchsaufbau der Verbundträgerversuche mit Querbiegung

Figure 4-44: Test setup of composite beam tests with transverse bending

Die Lage des Prüfzylinders wurde in allen drei Versuchen variiert. Beim Referenzversuch ohne Stegöffnungen erfolgte die Lasteinleitung in der Mitte des Verbundträgers (Schnitt M). Hierdurch ergibt sich die größte mögliche Biegebeanspruchung. In den Versuchen VT2a und VT2b wurde der Zylinder so angeordnet, dass der Abstand zur Öffnung identisch bleibt (Öffnung 1 mit Lasteinleitung L1; Öffnung 2 mit Lasteinleitung L2). Der Abstand der Öffnungen zum Auflager wurde so gewählt, dass sich ein M/V-Verhältnis in Öffnungsmitte von 160 cm ergibt.

Die Versuche VT2a und VT2b wurden an einem Verbundträger durchgeführt. Zunächst wurde die Öffnung 1 vor dem Herstellen des Verbundträgers in den Stahlsteg gebrannt. Hierdurch konnte das Herausbrennen maschinell erfolgen. Nachdem dem Versuchsende des Versuchs VT2a wurde dieser ausgebaut. Anschließend wurde Öffnung 1 wieder verschweißt und am anderen Trägerende eine neue Öffnung 2 in den Stahlsteg gebrannt. Diese musste von Hand gebrannt werden wodurch die Öffnung keine sauberen Kanten mehr aufwies. Anschließend wurde der Träger um 180° gedreht wieder auf den Auflagerböcken gelagert, sodass die Position des Zylinders relativ zur Öffnung gleich blieb.

4.8.6 Versuchsergebnisse der Trägerversuche mit Querbiegung Test results of beam test with transverse bending

Verbundträger VT1 (Referenzversuch)

Composite beam VT1 (reference test)

Der erste Trägerversuch wurde als Referenzversuch ohne Öffnung durchgeführt. Der Versuchskörper wurde identisch zu den restlichen Versuchen hergestellt (vgl. Abschnitt 3.4.2).

In Abbildung 4-45 sind die Biegelinien und die Entwicklung des horizontalen Schlupfes entlang des Verbundträgers bei unterschiedlichen Lastniveaus des Versuchsträgers

VT1 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich sowohl die globale Biegung als auch der horizontale Schlupf gleichmäßig entwickelt. Ein Einfluss, der aus der Querbiegung des Betongurtes resultiert, ist nicht zu erkennen.

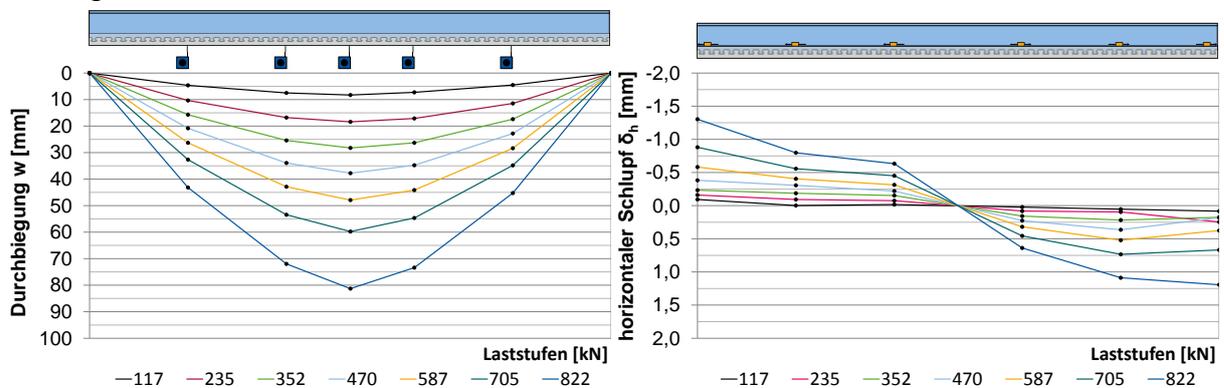


Abbildung 4-45: Durchbiegung (links) und horizontaler Schlupf (rechts) des Verbundträgers VT1

Figure 4-45: Deflection (left) and horizontal slip (right) of composite beam VT1

Der Versuch musste bei einer Zylinderlast von 622 kN beendet werden, da der maximal mögliche Zylinderweg von 100 mm erreicht wurde. Zu diesem Zeitpunkt betrug das maximale Moment in Feldmitte 822 kNm. Ein Versagen des Versuchskörpers konnte damit nicht erreicht werden. Jedoch wurde bereits das charakteristische theoretischen Moment $M_{theo,k} = 660$ kNm deutlich erreicht.

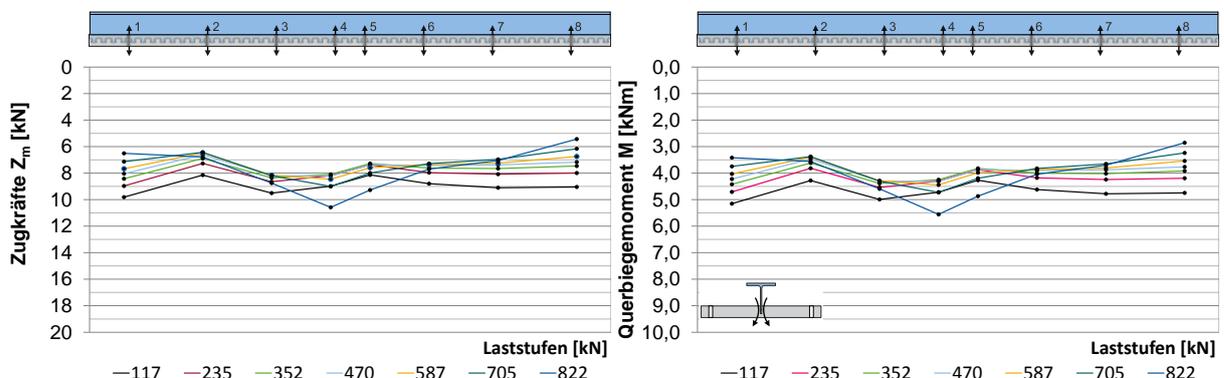


Abbildung 4-46: Gewindestangenkräfte (links) und Querbiegemoment (rechts) des Verbundträgers VT1

Figure 4-46: Threaded rod forces (left) and transverse bending moment (right) of composite beam VT1

Abbildung 4-46 zeigt die Entwicklung der Kräfte in den Gewindestangen sowie das daraus resultierende Querbiegemoment (Hebelarm: 0,525 m) in der Mitte des Betongurtes (Lage des Stahlstegs) bei ausgewählten Lastniveaus. Ähnlich zu den durchgeführten Abscherversuchen (siehe Abschnitt 4.5.4) sind auch hier Schwankungen der Gewindestangenkräfte zu erkennen. Jedoch sind die Schwankungen im Trägerversuch deutlich geringer, was unter anderem darauf zurückzuführen ist, dass sich die einzelnen Schnitte, in denen die Gewindestangen angeordnet sind, einen ausreichenden Abstand haben und sich somit nicht beeinflussen. Während des gesamten Versuches lag das Querbiegemoment oberhalb von 2,0 kNm/VM des erforderlichen Querbiegemom-

menten $M_{\text{quer}} = 0,71 \text{ kNm/VM}$ (Kap. 4.5.4). Damit wurde eine fast dreifache Querbiegebeanspruchung aufgebracht, die jedoch keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsvermögen des Verbundträgers hatte.

Verbundträger VT2

Composite beam VT2

Anschließend wurde in den Trägerversuchen VT2a und VT2b, welche an einem Verbundträger durchgeführt wurden (siehe Abschnitt 4.8.5), der Einfluss der Querbiegung in Kombination mit großen Stegöffnungen (70x18 cm) untersucht.

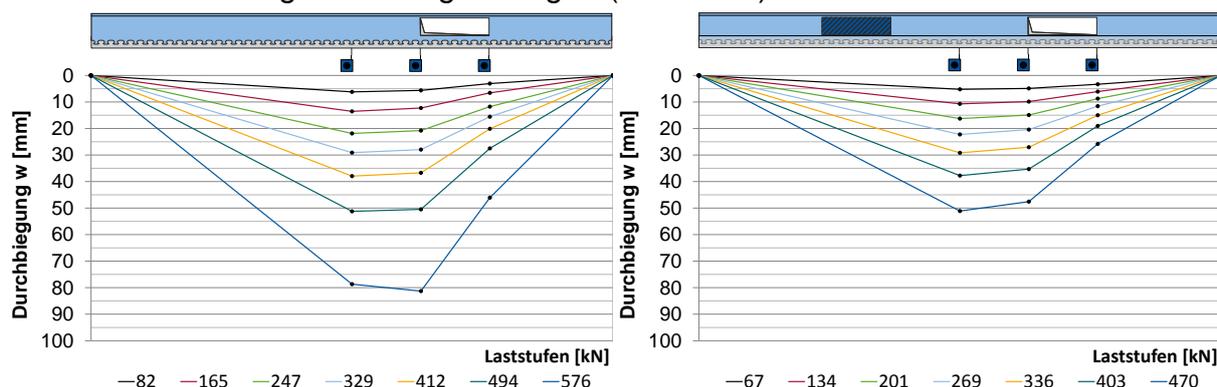


Abbildung 4-47: Durchbiegung des Verbundträgers VT2a (links) und des Verbundträgers VT2b (rechts)

Figure 4-47: Deflection of composite beam VT2a (left) and of composite beam VT2b (right)

Die Anordnung von großen Stegöffnungen beeinflusst das globale Trag- und Verformungsverhalten eines Verbundträgers bereits entscheidend (vgl. [P879], Kap. 4.6.6). Dieser Einfluss konnte ebenfalls in den Versuchen VT2a und VT2b, in denen zusätzlich eine Querbiegebeanspruchung des Betongurtes aufgebracht wurde, beobachtet werden. So wuchs die Trägerdurchbiegung im Schnitt C während des Versuches überproportional an, so dass die maximale Durchbiegung von Feldmitte zum lastseitigen Öffnungsrand wanderte. Gleichzeitig bildete sich zwischen dem Auflager und dem auflagerseitigen Öffnungsrand (Schnitt D) eine Verkrümmung aus, die der eines ungestörten Trägers entgegengerichtet ist (vgl. Abbildung 4-47). Diese Effekte resultieren aus der Überlagerung des lokalen Tragmechanismus im Öffnungsbereich (Sekundärsystem) mit dem globalen Tragverhalten des ungestörten Trägers. Hierdurch erhöht sich die Zugbeanspruchung am lastseitigen Öffnungsrand (Schnitt C), da das globale und lokale Tragverhalten gleichgerichtet wirken. Demgegenüber ist das globale und lokale Tragverhalten am auflagerseitigen Rand (Schnitt D) entgegengerichtet. In Versuch VT2b haben sich diese Effekte nicht vollständig ausbilden können, da zuvor die lastseitige vertikale Schweißnaht auf Schub versagte und somit zum Versagen des Trägers führte.

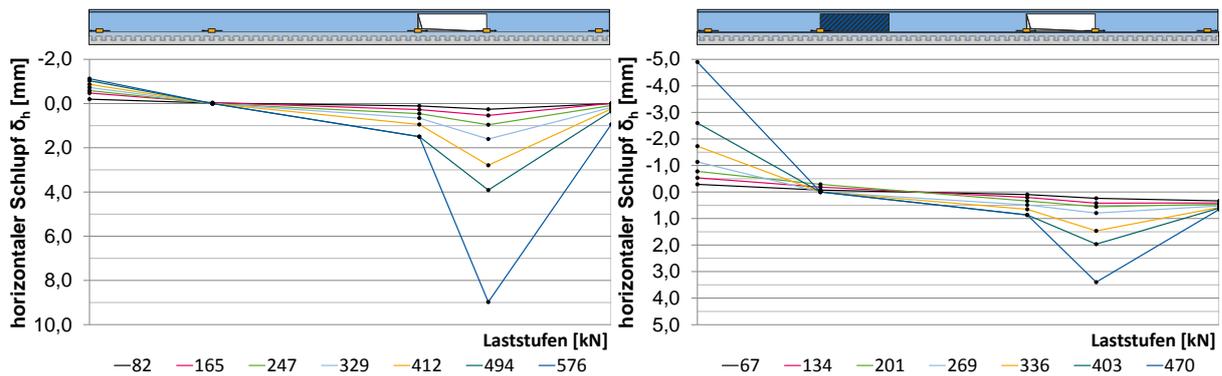


Abbildung 4-48: Horizontaler Schlupf des Verbundträgers VT2a (rechts) und VT2b (links)

Figure 4-48: Horizontal slip of composite beam VT2b (right) and VT2b (left)

Abbildung 4-48 zeigt die Entwicklung des horizontalen Schlupfs entlang der Verbundfuge bei ausgewählten Kraftniveaus. Analog zu den Trägern ohne Querbiegebeanspruchung (vgl. Kap. 4.6.6) traten im Öffnungsbereich deutlich größere Schlupfordinaten als in den angrenzenden ungestörten Trägerbereichen sowie in der Trägerhälfte ohne Öffnung auf. Aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbundmittel führten die Verkrümmungen an den Öffnungsrändern zu einem deutlich vergrößerten Schlupf im Öffnungsbereich. Gleichzeitig wurde der lokale Schlupf im Bereich der Stegöffnung von dem aus der globalen Tragwirkung resultierenden Schlupfanteil überlagert. Die stark ansteigenden Schlupfwerte des Verbundträgers VT2b in Schnitt AL zum Ende des Versuches resultieren aus dem Versagen der Schweißnaht an der verschweißten Öffnung 1.

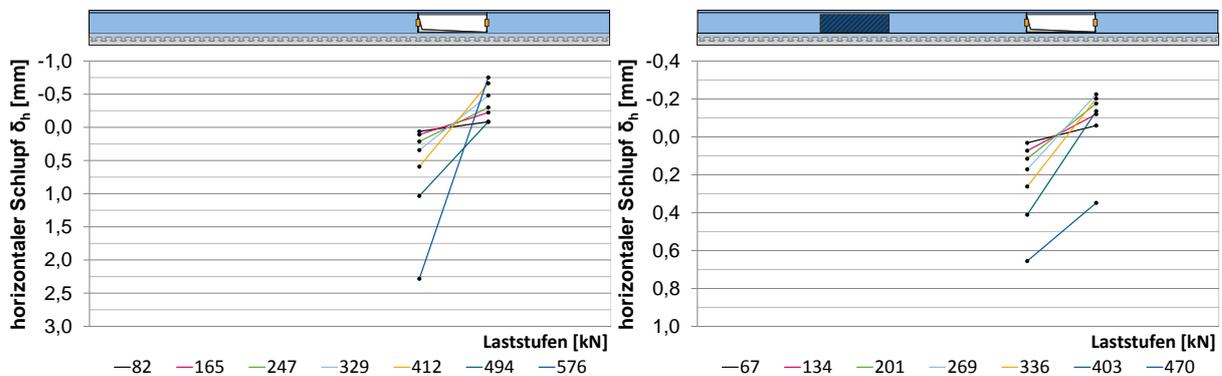


Abbildung 4-49: Vertikaler Schlupf des Verbundträgers VT2b (rechts) und VT2b (links)

Figure 4-49: Vertical slip of composite beam VT2b (right) and VT2b (left)

Analog zu den Verbundträgern ohne Querbiegung wurde auch in den Versuchen VT2a und VT2b der Schlupf in vertikaler Richtung gemessen. In den hier vorgestellten Versuchen beschränken sich diese Messungen auf den Bereich der Stegöffnung, da die Untersuchungen in [P879] und Abschnitt 4.6.6 gezeigt haben, dass in den restlichen Bereichen nur sehr geringe vertikale Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton auftreten. Abbildung 4-49 zeigt die gemessenen vertikalen Relativverschiebungen im Bereich der Stegöffnung der Versuche VT2a und VT2b bei unterschiedlichen Laststufen. Während es am lastseitigen Öffnungsrand (Schnitt C) zu einem Eindringen des

Stahlträgers in den Beton kam, hob der Stahlträger am auflagerseitigen Öffnungsrand (Schnitt D) vom Betongurt ab. Dieses Verhalten deutet, analog zu den Trägern ohne Querbiegung, darauf hin, dass Anteile der Querkraft aus dem Steg des Stahlträgers über vertikale Druckkräfte in den Betongurt eingeleitet und am auflagerseitigen Öffnungsrand (Schnitt D) über eine Zugbeanspruchung in den Verbundmitteln wieder aus dem Betongurt in den Stahlträger hochgehängt wurden. Die Auswertung der Schlupfentwicklung in horizontaler Richtung zeigte keinen Einfluss der Querbiegung. Ein Vergleich des vertikalen Schlupfs ist nicht möglich, da die Messungen gegen die Betonoberkante durchgeführt wurden und somit der Betonausbruch auf der Auflagerseite die Ergebnisse verfälscht, wodurch hier deutlich geringere Schlupfwerte gemessen wurden.

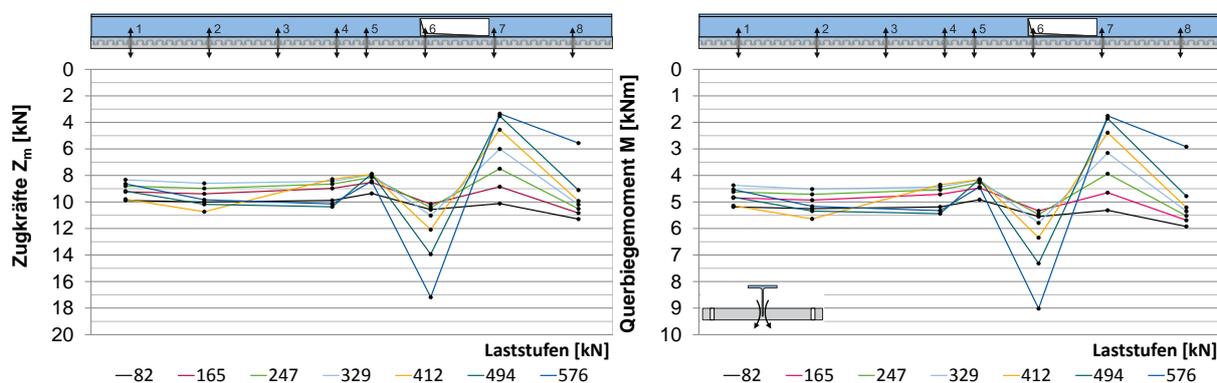


Abbildung 4-50: Gewindestangenkräfte (links) und Querbiegemoment (rechts) des Trägers VT2a
Figure 4-50: Threaded rod forces (left) and transverse bending moment (right) of beam VT2a

In den Abbildung 4-50 und Abbildung 4-51 ist die Entwicklung der Zugstangenkräfte und den daraus resultierende Querbiegemomenten (Hebelarm: 0,525 m) in der Mitte des Betongurtes (Lage des Stahlstegs) bei ausgewählten Lastniveaus dargestellt. Dabei wurden die Gewindestangen im Schnitt 3 (VT2a, Z31 und Z32 Abbildung 4-50) nicht berücksichtigt, da während des Versuchs unverhältnismäßig stark schwanken, was z.B. auf ein defekt im Kabel zurückzuführen ist.

Es ist zu sehen, dass die Kräfte in den Gewindestangen während des Versuchs in den ungestörten Trägerbereichen nahezu konstant blieben, so dass das Querbiegemoment oberhalb von 2,5 kNm/VM lag und somit noch einmal höher als im Referenzversuch. Damit liegt die Querbiegebeanspruchung mehr als dreimal so hoch als diese durch die Zwischenelemente erreicht würde (vgl. Abschnitt. 4.5.4). Ein Einfluss auf das Trag- und Verformungsvermögen des Verbundträgers konnte hingegen nicht festgestellt werden. Demgegenüber zeigen die Gewindestangenkräfte im Öffnungsbereich eine deutliche Änderung während des Versuches. So nehmen die Kräfte am lastseitigen Öffnungsrand deutlich zu, wohingegen sie am Auflagerend abnehmen. Dieses Verhalten kann mit den lokalen Effekten an den Öffnungsändern erklärt werden. Durch das Einleiten von Querkraften in den Betongurt an der lastseitigen Öffnung (Schnitt C) und dem daraus resultierenden Eindringen der Verbunddübelleiste in den Beton entsteht eine der Krümmung aus der Querbiegung entgegen gerichtete Krümmung der Betonplatte, die zusätzliche Zugkräfte in den Zugstangen hervorruft. Am auflagerseitigen Öffnungsrand

(Schnitt D) hingegen krümmt sich der Betongurt infolge der Auszugkräfte an der Verbunddübelleiste in die gleiche Richtung der Querbiegung, so dass die Gewindestangenkräfte abnehmen.

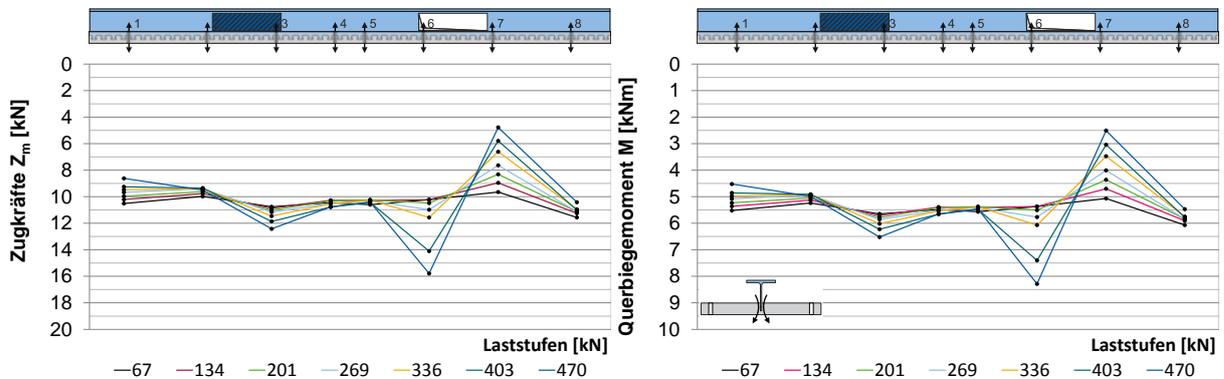


Abbildung 4-51: Gewindestangenkräfte (links) und Querbiegemoment (rechts) des Trägers VT2b

Figure 4-51: Threaded rod forces (left) and transverse bending moment (right) of beam VT2b

In Abbildung 4-52 ist das kombinierte Versagen des Versuches VT2a dargestellt. Neben dem Biegeversagen des Öffnungsbereichs (Abbildung 4-52, a) bildete sich am auflagerseitigen Öffnungsrand ein Betonausbruch (Abbildung 4-52, b) aus. Analog zu den Versuchen ohne Querbiegung trat auch hier eine kombiniertes Versagen auf.



Abbildung 4-52: Kombiniertes Versagen des Trägers VT2a: (a) Biegeversagen Teilträger, (b) Verbundmittelversagen

Figure 4-52: Combined failure of beam VT2a: (a) bending failure at web opening, (b) failure of shear connection

Ein ähnliches Versagensbild ist in Abbildung 4-53 für den Versuche VT2b zu sehen. Zunächst deutete sich analog zu VT2a kombiniertes Biege- mit Verbundmittelversagen an. Durch die dadurch hervorgerufenen Umlagerungen der Kräfte im Träger wurde die vertikale Schweißnaht der verschlossenen Öffnung 1 so stark beansprucht, dass diese versagte. Dieses Versagen führte anschließend zum endgültigen Versagen des Verbundträgers. Durch das Versagen der Schweißnaht trat somit ein vorzeitiges Versagen ein, sodass auch die maximale Traglast in Versuch VT2b unterhalb des Versuchs VT2a lag.



Abbildung 4-53: Kombiniertes Versagen des Trägers VT2b: (a) Biegeversagen Teilträger, (b) Schubversagen der Schweißnaht „Öffnung 1“

Figure 4-53: Combined failure of beam VT2b: (a) bending failure at web opening, (b) shear failure of weld “opening 1”

4.8.7 Zusammenfassung der Trägerversuche mit Querbiegung Summary of beam test with transverse bending

In Kapitel 4.8 wurden die experimentellen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddecke infolge der Kombination aus Querbiegebeanspruchung und Stegöffnungen vorgestellt. Für diese Untersuchungen wurde ein 3-Punkt-Biegeversuch verwendet, wobei die Abmessungen der Verbundquerschnitte in allen Versuchen identisch waren.

Tabelle 4-10: Traglasten und Versagensarten der Verbundträgerversuche mit Querbiegung

Table 4-10: Load-bearing capacities and failure modes of composite beams with transverse bending

Versuch	Parameter	F_{max} [kN]	V_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	Versagensart			Versagen (primär)
					B	Q	V	
VT1	positives Moment Referenzversuch mit Querbiegung	622	311	822				-
VT2a	positives Moment Querbiegung und Öffnung M/V-Verhältnis = 160 cm	433	188	300	✓		✓	K
VT2b	positives Moment Querbiegung und Öffnung M/V-Verhältnis = 160 cm	352	152	144	✓		✓	K

- B: Biegeversagen der Teilträger (Abbildung 4-34)
- Q: Querkraftversagen im Betongurt (Abbildung 4-34)
- V: Verbundmittelversagen (Abbildung 4-34)
- K: kombiniertes Versagen
- F_{max} : maximale Zylinderkraft
- V_{max} : maximale Querkraft in der Mitte der Öffnung bzw. Feldmitte (VT1)
- M_{max} : maximales Moment in der Mitte der Öffnung bzw. Feldmitte (VT1)

Die Versuchsergebnisse der experimentellen Untersuchungen wurden grafisch und tabellarisch dargestellt. Es konnte gezeigt werden, dass sich die Verbundträger mit Querbiegebeanspruchung im Vergleich zu den Versuchen ohne Querbiegung ähnlich verhielten. Die aufgebrachte Querbiegebeanspruchung lag in den Versuchen VT2a und VT2b mit 2,0 bzw. 2,5 kNm/VM deutlich oberhalb der theoretisch erforderlichen Beanspruchung ($M_{\text{quer}} = 0,71 \text{ kNm/VM}$) lag. Trotz der zusätzlichen Querbiegebeanspruchung konnte in Versuch VT2a eine höhere Traglast im Vergleich zu Versuch S2 (Tabelle 4-8) erzielt werden. Die etwas geringere Traglast in Versuch VT2b ist auf das Versagen der Schweißnaht der Öffnung 1 zurückzuführen. In Tabelle 4-10 sind die maximalen Lasten und Versagensarten aller Versuche zusammengestellt. Die Bestimmung des maßgebenden Versagens war nicht auf eine Versagensart zu beschränken, da sich gleichzeitig das Biegeversagen des Teilträgers als auch das Verbundmittelversagen ausbildeten.

5 Schwingungsverhalten Vibration behaviour

Kurzfassung

Neben dem statischen Trag- und Verformungsverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit, können vor allem bei filigranen und weit gespannten Trägern auch die Gebrauchstauglichkeitskriterien wie zu große Durchbiegungen und zu starke Schwingungen bemessungsrelevant werden. Daher wurde das Schwingungsverhalten eines vorgespannten Verbundträgers sowie der Einfluss der Stegöffnungen auf Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfung des Trägers untersucht. Mit festgelegten Komfortanforderungen für Schwingungen werden anschließend Empfehlungen für mögliche integrierte Deckennutzungen gegeben.

Abstract

In addition to the static load-bearing and deformation behaviour in the ultimate limit state, too large deflections and excessive vibrations can also be of relevance for the serviceability limit state in the case of filigree and wide-span beams. Therefore, the oscillation behaviour of a prestressed composite beam as well as the influence of web openings on eigenfrequencies, eigenforms and damping of the beam were investigated. Considering comfort requirements for vibrations, recommendations are then given for possible usage of the integrated composite slabs.

5.1 Allgemeines General

Um das Schwingungsverhalten des integrierten Verbunddeckensystems treffender beurteilen zu können, wurden zahlreiche Schwingungsuntersuchungen an einem vorgespannten Verbundträger durchgeführt. Dabei wurden zunächst die Eigenfrequenzen, Eigenformen und die Dämpfung des 10m weit gespannten Trägers ohne Stegöffnungen mithilfe einer Impulsbelastung (Hammerschlag) bestimmt. Außerdem wurde das Schwingungsverhalten des Trägers bei verschiedenen Schrittfrequenzen (Begehung über Stahlflansch) sowie unter verschiedenen lokalen Erregerfrequenzen getestet.

Dieses Versuchsprogramm wurde dann nach dem Ausbrennen von einer, drei und fünf Stegöffnungen wiederholt, um daraus den möglichen Einfluss eines über die Spannweite gestörten Verbundquerschnittes auf das Schwingungsverhalten der Verbunddecke bewerten zu können.

Die Erkenntnisse werden abschließend dazu genutzt, Empfehlungen für mögliche Deckennutzungen auszusprechen.

5.2 Versuchsträger und Aufbau der Schwingungsversuche Test specimen and setup of vibration tests

5.2.1 Herstellung Fabrication

Für die Schwingungsuntersuchungen wurde ein 10,5m langer, vorgespannter Verbundträger im Fertigteilwerk hergestellt. Als Stahlträger wurde ein mittels Brennschneiden mittig halbiertes HEA 600 Träger mit Klothoidenform ($e_x = 100\text{mm}$) verwendet. Dieser bestand aus einem normalfesten Baustahl S355JR+M und wurde von der Industrie zur Verfügung gestellt. Die Bewehrung (BSt500 S) bestand aus einer unten liegenden Längsbewehrung von 10 \varnothing 16 mm, einer im Abstand von 20 cm angeordneten Bügelbewehrung (\varnothing 8 mm) sowie einer Verdübelungsbewehrung von 2 \varnothing 10 mm in jeder Ausnehmung. Zusätzlich wurden 12 Spannlitzen (St1570/1770, 0,5“) mittig im Betongurt angeordnet und für einen sofortigen Verbund mit 855 N/mm^2 vorgespannt. Der Betongurt mit einer Höhe von 10 cm bestand aus einem normalfesten C35/45 Beton. Als Schalseite wurde die Deckenseite gewählt, sodass die Ausrichtung des Trägers beim Betonieren und im Versuch übereinstimmte.



Abbildung 5-1: Herstellung des vorgespannten Verbundträgers

Figure 5-1: Fabrication of the prestressed composite beam

5.2.2 Versuchsaufbau und Messtechnik Test setup and measurement

Der Verbundträger wurde mit einem Auflagerabstand von 10 m beidseitig gelenkig gelagert. Die Auflagerung erfolgte dabei nicht in der Schwereachse, sondern an der Unterseite des Betongurtes auf Rundstählen. Zur Klärung des Schwingungsverhaltens wurden sieben Messschnitte angeordnet und mit Beschleunigungssensoren und laser-optischen Wegaufnehmern bestückt, siehe Abbildung 5-2. Die vertikale Beschleunigung wurde an allen Schnitten aufgenommen. Dazu wurden die Beschleunigungssensoren an der Unterkante des Oberflanschs angebracht. Ein Sensor in Schnitt M maß zudem die horizontale Beschleunigung. Außerdem wurden in den Schnitten B, M und C Wegaufnehmer zur Bestimmung der Schwingungen und Durchbiegungen angeordnet.

Zu Beginn wurden alle Versuchsreihen ohne Stegöffnungen durchgeführt. Danach wurde zunächst eine 70 cm breite Öffnung in Trägermitte ausgebrannt und das Versuchsprogramm wiederholt. Es folgten Öffnungen in den Schnitten A und D und schließlich in den Schnitten B und C.

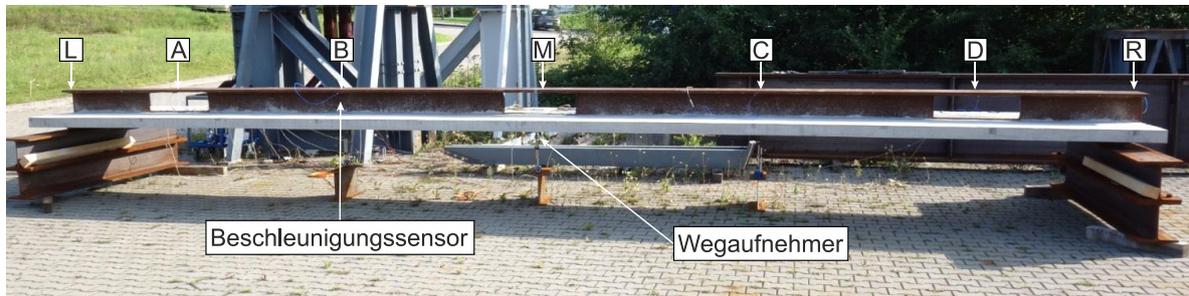


Abbildung 5-2: Versuchsaufbau der Schwingungsversuche (mit zwischenzeitlich 3 Stegöffnungen)

Figure 5-2: Setup of vibration tests (configuration with 3 web openings)

5.2.3 Versuchsprogramm Test programme

Bei jeder Trägerkonfiguration (0, 1, 3 und 5 Stegöffnungen) wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm durchgeführt. Zunächst wurde zur Ermittlung der Eigenfrequenz und der Dämpfung eine Impulsbelastung in Form eines Hammerschlags auf den Oberflansch des Stahlträgers aufgebracht. Hierzu wurde der Träger jeweils in den Schnitten A bis D und M angeschlagen.

Danach erfolgte eine Begehung des Oberflanschs mit den Schrittfrequenzen 1,8 Hz, 2,0 Hz und 2,2 Hz. Nach der Häufigkeitsverteilung der Schrittfrequenz aus [HIVO] werden so circa 75 % der in der Realität auftretenden Frequenzen abgedeckt.

Schlussendlich wurde ein Unwuchterreger in Trägermitte platziert. Durch eine sukzessive Steigerung der Erregerfrequenz sollten Resonanzeffekte erzielt und untersucht werden.

Durch ein Versetzen der Auflager in Richtung Trägermitte wurde das Versuchsprogramm zudem auf den Träger mit 6,2 m Spannweite und auskragenden Seiten angewendet (bei 0 und 1 Öffnung).

5.3 Eigenfrequenzen und Dämpfungsparameter Eigenfrequency and damping parameters

Zur Bestimmung der Eigenfrequenzen und strukturellen Dämpfung des Verbundträgers wurde der Träger durch Schläge mit einem gummierten Hammer in Schwingung versetzt. Anhand des Ausschwingverhaltens des Trägers können Rückschlüsse auf die Eigenfrequenzen, die Eigen- bzw. Schwingformen und die Dämpfung gezogen werden. Bei den Messungen wurden die vertikalen Beschleunigungen der Messpunkte über Sensoren aufgenommen. Mittels Fast Fourier Transformation (FFT) können daraus die angeregten Schwingungsfrequenzen des Trägers ermittelt werden. Die strukturelle Dämpfung in Form des Lehrschen Dämpfungsmaßes D wird über die mit der Zeit abklingenden Schwingungsamplituden bestimmt. Da viele Einflüsse im hochfrequenten Bereich die Auswertung der Zeitverläufe behindern, werden diese mit geeigneten Lowpass-Filtern bereinigt. Über die zeitgleiche Betrachtung aller Zeitsignale können

schließlich auch Aussagen über die maßgebliche Eigenform der Trägerschwingung getroffen werden.

Die Darstellung der Ergebnisse folgt dabei einem festen Bezeichnungsschema:

H_0_M_V1

mit: H: Hammerschlag (G: Gehen)
0: Anzahl der Öffnungen (0, 1, 3, 5)
M: Ort der Belastung (A, B, M, C, D),
bzw. Schrittfrequenz (1,8 Hz, 2,0 Hz, 2,2 Hz)
V1: Messreihe des Versuchs (V1, V2, V3)

Beispielhaft werden in Abbildung 5-3 die vertikalen Beschleunigungs-Zeitverläufe der Messstellen A bis D dargestellt. Der Impuls beim Hammerschlag ist durch sehr hohe Beschleunigungen der Sensoren gekennzeichnet (hier bis ca. 28 m/s²).

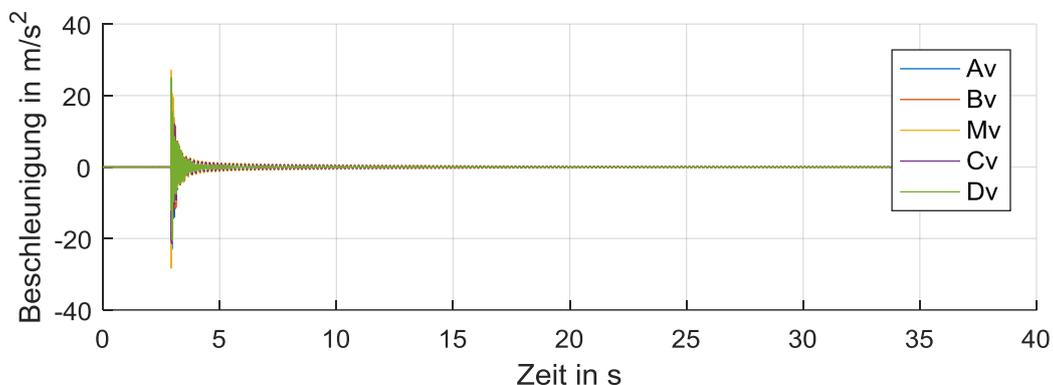


Abbildung 5-3: Originale Zeitsignale der Beschleunigungen der Messung H_0_M_V1

Figure 5-3: Time signals of accelerations in measurement H_0_M_V1

Zur Ergebnisdarstellung eignen sich diese Zeitsignale jedoch kaum. Da weniger der eigentliche Impuls und vielmehr das Ausschwingverhalten des Trägers für die Bestimmung der Eigenfrequenzen und Dämpfungen von Bedeutung ist, werden in der weiteren Ergebnisdarstellung die gefilterten und vom Offset bereinigten Zeitschriebe verwendet. Tabelle 5-1 zeigt ausgewählte Messungen der Beschleunigungs-Zeitverläufe am Träger ohne Stegöffnung und die dazugehörigen Frequenzspektren (ungefiltert). Alle drei Frequenzanalysen zeigen einen eindeutigen Peak bei der ersten Eigenfrequenz des Trägers $f_{1,0 \text{ Öffnungen}} = 5,95 \text{ Hz}$. Eine genauere Betrachtung der Zeitsignale ergibt eine gleichgerichtete Schwingung aller fünf Messpunkte - wobei die Schwingungsamplituden zur Trägermitte hin zunehmen - und somit eine halbwellenartige Eigenform, siehe Abbildung 5-4, links.

Wird der Träger ausmittig angeschlagen (H_0_B_V2; H_0_D_V2) ist ein zweiter Peak im Frequenzspektrum zu beobachten. Einen nach dieser Frequenz gefilterten Zeitverlauf zeigt Abbildung 5-4, rechts. Dabei sind die Beschleunigungen links und rechts der Mitte gegenläufig, sodass sich eine um die Trägermitte antimetrische, sinusförmige zweite Eigenform einstellt ($f_{2,0 \text{ Öffnungen}} = 19,32 \text{ Hz}$). Diese klingt in beiden Messungen etwa innerhalb der ersten 3 Sekunden ab. Danach wird das Ausschwingverhalten wieder klar von der ersten Eigenform dominiert.

Eine Berechnung des Lehrschen Dämpfungsmaßes D ergibt für alle drei Messungen eine strukturelle Dämpfung von 0,26%. Mit dieser Dämpfung liegt man im angenommenen Bereich von geschweißten Stahlkonstruktionen (0,2-0,3%)

Tabelle 5-1: Zeitschriebe ausgewählter Messungen (0 Öffnungen) und zugehörige Spektren
Table 5-1: Time signals of chosen measurements (0 web openings) and spectra

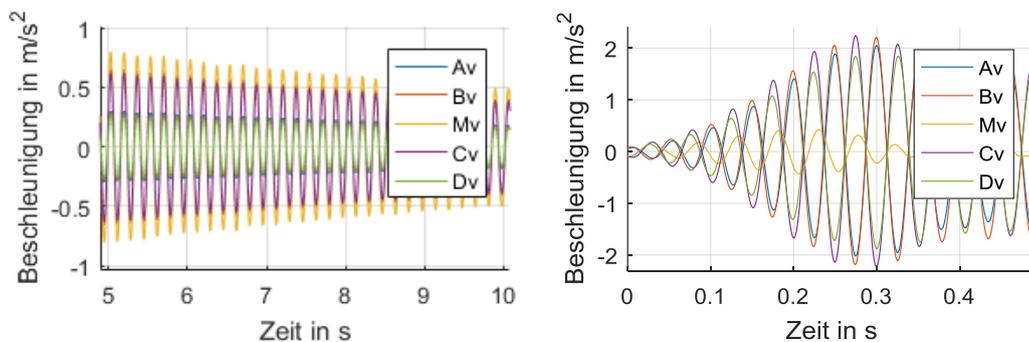
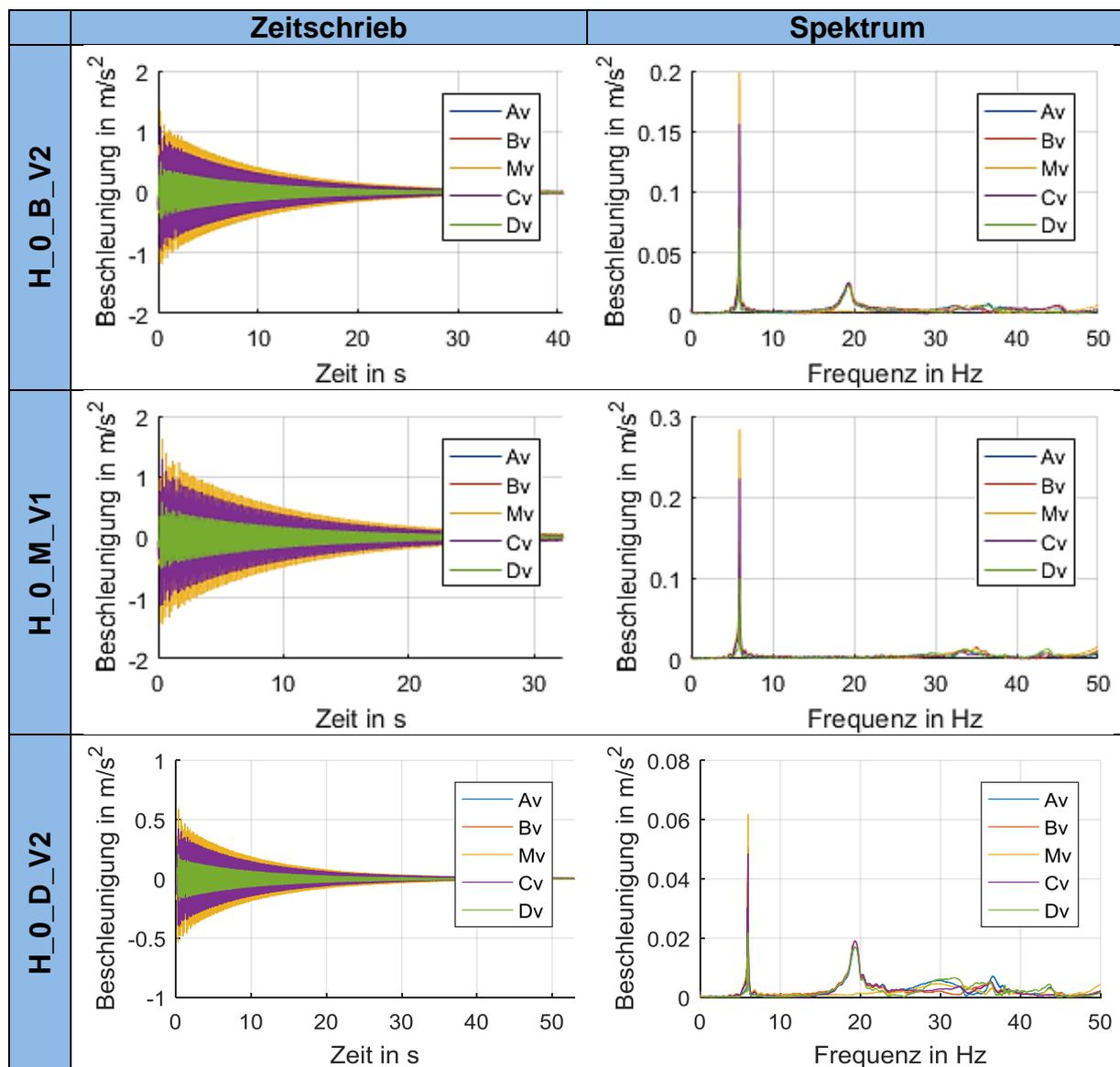


Abbildung 5-4: Beschleunigungs-Zeitverläufe der ersten Eigenfrequenz ($f_1=5,95$ Hz, H_0_M_V1) (links); Beschleunigungs-Zeitverläufe der zweiten Eigenfrequenz ($f_2=19,32$ Hz, H_0_D_V2) (rechts)

Figure 5-4: Time signals of accelerations belonging to the first eigenfrequency ($f_1=5,95$ Hz, H_0_M_V1) (left); time signals of accelerations belonging to the second eigenfrequency ($f_2=19,32$ Hz, H_0_D_V2) (right)

Bei den Schwingungsversuchen mit einer oder mehreren Öffnungen traten neben den oben aufgeführten Eigenformen zunehmend auch andere Schwingungskomponenten auf. Beim Hammerschlag in Trägermitte über der ersten Stegöffnung konnte eine hohe zusätzliche Schwingungskomponente mit einer Frequenz von ca. 164,5 Hz ausgemacht werden, die dem zusätzlichen Schwingen des Flansches über der Öffnung zugeschrieben wird. Außerdem trat in vielen Messungen neben der ersten Eigenfrequenz $f_{1, 1 \text{ Öffnung}} = 5,87 \text{ Hz}$ eine zweite Schwingungskomponente mit einer Frequenz von im Mittel 6,65 Hz auf, siehe Abbildung 5-5. Durch den geringen Abstand beider Frequenzen kam es mitunter zu Schwebungen im resultierenden Zeitverlauf. Bei der weiteren Frequenz handelt es sich vermutlich um eine Torsionsschwingung des Trägers, die durch ein ausmittiges Anschlagen auf den Oberflansch quer zur Trägerachse begünstigt wurde. Da ein gezieltes Filtern aufgrund der nahezu gleichen Frequenzen nicht möglich ist und die gewählten Messpunkte keine Erfassung von Torsionsschwingungen erlauben, kann dies nicht mit Sicherheit bestimmt werden. Bei zukünftigen Schwingungsversuchen sollten daher auch vertikale Beschleunigungssensoren an den Außenkanten des Betongurtes angeordnet werden.

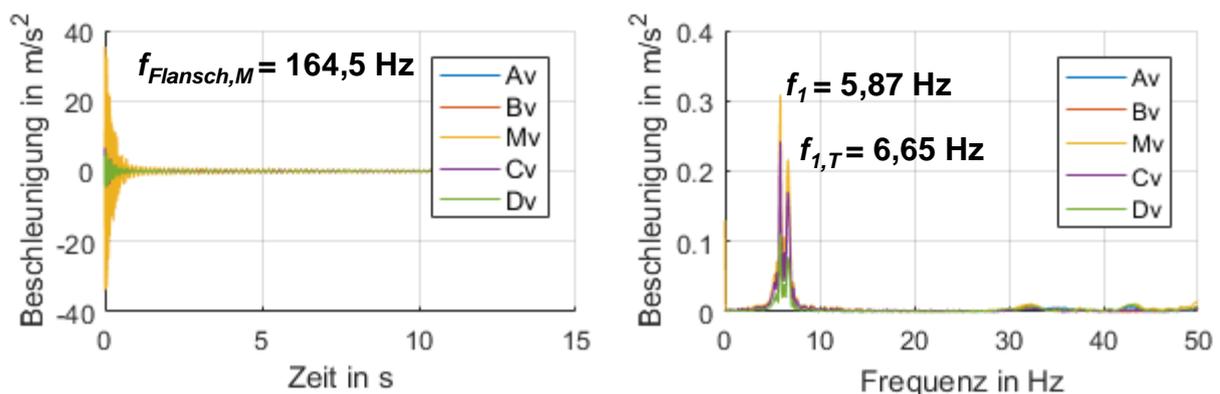


Abbildung 5-5: links: Beschleunigungs-Zeitverläufe bei Hammerschlag in Höhe der Stegöffnung
rechts: Frequenzspektrum mit zwei nahezu gleichen Frequenzen (beides H_1_M_V2)

Figure 5-5: left: Time signals of accelerations through impulse loading at web opening
right: frequency spectrum with two frequencies that are almost equal (both H_1_M_V2)

Die Torsionsschwingung klingt nach einigen Sekunden vollständig ab und es verbleibt eine Schwingung der ersten Eigenfrequenz. Für die Auswertungen der übrigen Versuche wurde daher nur das Ausschwingen des Trägers in der ersten Eigenfrequenz betrachtet, siehe Tabelle 5-3. Eine Zusammenstellung aller relevanten Eigenfrequenzen und Dämpfungsparameter zeigt Tabelle 5-2.

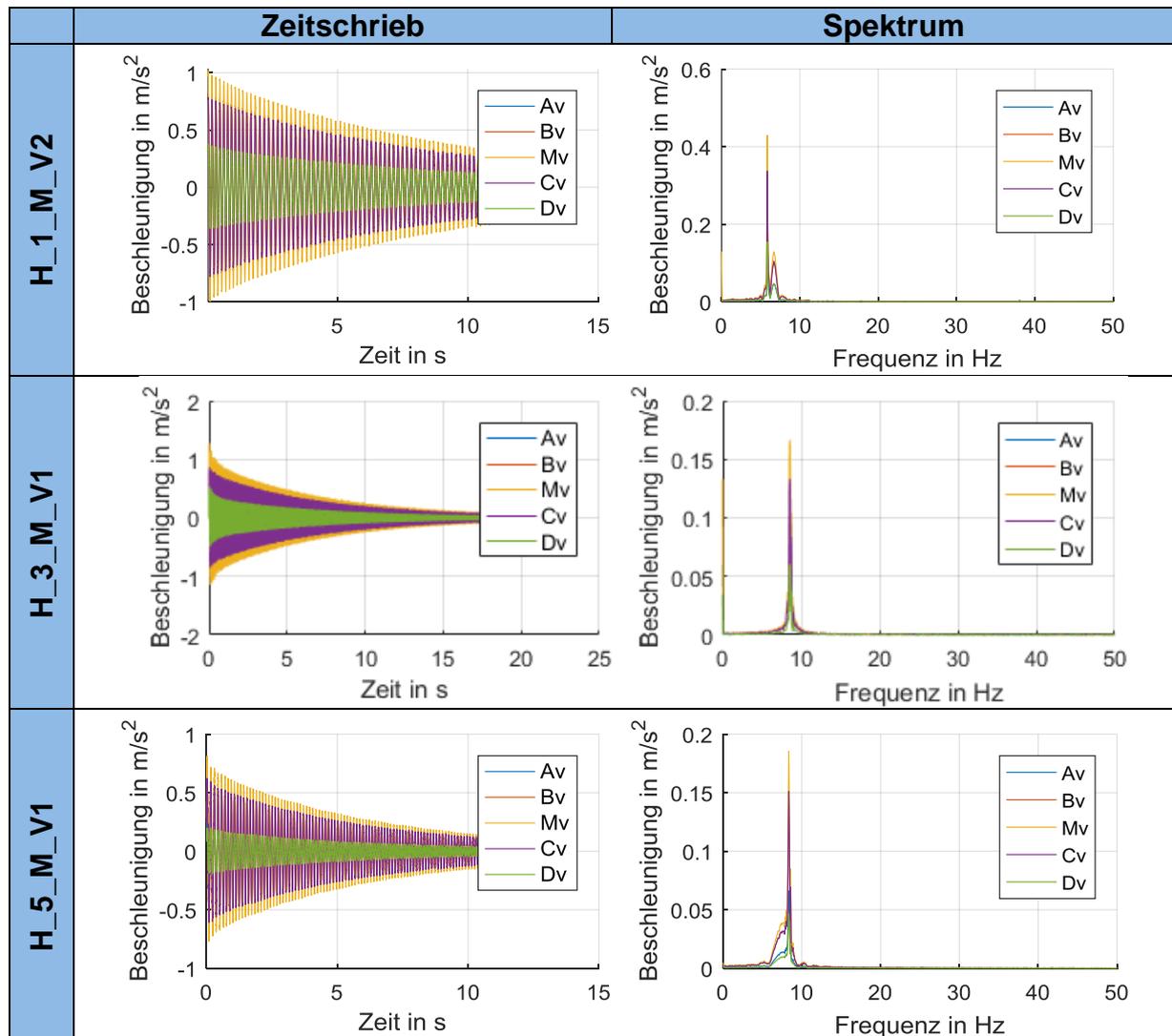
Tabelle 5-2: Auswertungsergebnisse der Schwingungsuntersuchungen

Table 5-2: test results of vibration tests

Öffnungen	f_1 [Hz]	D_1 [%]	f_2 [Hz]
0	5,95	0,26	19,32
1	5,88	0,27	17,91
3	8,57	0,25	22,66
5	8,29	0,27	22,17

Tabelle 5-3: Ausschwingverhalten bei mittigem Hammerschlag und 1, 3 bzw. 5 Öffnungen und zugehörige Spektren

Table 5-3: decaying signals in case of centred impulse load (1, 3 or 5 web openings) and spectra



Die Ergebnisse zeigen, dass eine einfache Abschätzung der ersten Eigenfrequenz über die Idealisierung des Trägers als Einmassenschwinger (siehe (5-1)) bzw. als kontinuierlicher Balken (siehe (5-2), [HIVO]) nicht ohne weiteres möglich ist.

$$f_{1,EMS} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (5-1)$$

$$f_{1,Balken} = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{3EI}{0,49\mu L}} \quad (5-2)$$

In beiden Fällen hängt die Eigenfrequenz von der Steifigkeit und der Masse des Trägers ab. Unter der Annahme, dass durch das Ausbrennen der vergleichsweise kleinen

Stegbleche die Masse des Trägers nur unwesentlich abnimmt, müsste die Eigenfrequenz des Trägers nur von dessen Steifigkeit abhängen. Da diese Steifigkeit mit jeder Stegöffnung reduziert wird, sollten auch die Eigenfrequenzen weiter abnehmen. Dies kann die Abnahme der Eigenfrequenzen von keiner auf eine Öffnung bzw. von drei auf fünf Öffnungen erklären, jedoch nicht die Erhöhung der ersten beiden Eigenfrequenzen von einer auf drei Öffnungen von 45% bzw. 27%.

Der Grund für dieses Phänomen konnte nicht abschließend geklärt werden. Auffällig ist, dass die Zunahme der Eigenfrequenzen nach dem Brennen der Stegöffnungen in Auflagernähe erfolgt. Da dort die abzutragenden Querkräfte des Trägers unter Eigengewicht umgelagert werden müssen, wird der Kraftfluss im Träger gestört. An den Öffnungen in Auflagernähe übt die Verbunddübelreihe am inneren Rand vertikalen Druck und am äußeren Rand Zug auf den Beton aus. Ob dieses „Verkeilen“ eine versteifende Wirkung auf die Verbundfuge hat oder inwiefern der Kraftfluss einen anderen positiven Einfluss auf die Eigenfrequenzen hat, bleibt fraglich. Einen weiteren Einfluss könnte die Vorspannung des Verbundträgers haben. Jedoch kann auch so die Zunahme der Frequenzen nicht erklärt werden.

Ein naheliegender Grund könnte eine rapide Abnahme der mitschwingenden modalen Masse sein. In diesem Fall würde nicht der gesamte Träger schwingen, sondern nur der Teil des Trägers zwischen den äußeren Öffnungen. Die Trägerenden könnten für eine Teileinspannung sorgen, was wiederum die theoretische Schwingungsfrequenz weiter anhebt. Dieses Verhalten kann jedoch weder durch eine Auswertung der Eigenformen, die qualitativ bei allen Konfigurationen gleich bleiben, noch durch begleitende FE-Schwingungsanalysen mit der Software *ABAQUS* [ABA15] nachvollzogen werden.

Ohne den Grund abschließend klären zu können, scheinen auflagernahe Trägeröffnungen einen positiven Einfluss auf die Eigenfrequenzen der Verbundträger zu haben, da höhere Frequenzen angestrebt werden. Dies zeigte sich auch bei den dynamischen Untersuchungen in [P879], wo bei einem ähnlichen Träger gleicher Spannweite und mit auflagernahe Stegöffnung die erste Eigenfrequenz von 9,66 Hz ebenfalls vergleichsweise hoch lag. In diesem Projekt gab es jedoch keinen Referenzwert eines Trägers ohne Öffnung, anhand dessen der Einfluss der Öffnung abzuschätzen wäre.

5.4 Personeninduzierte Schwingungen **Human induced vibrations**

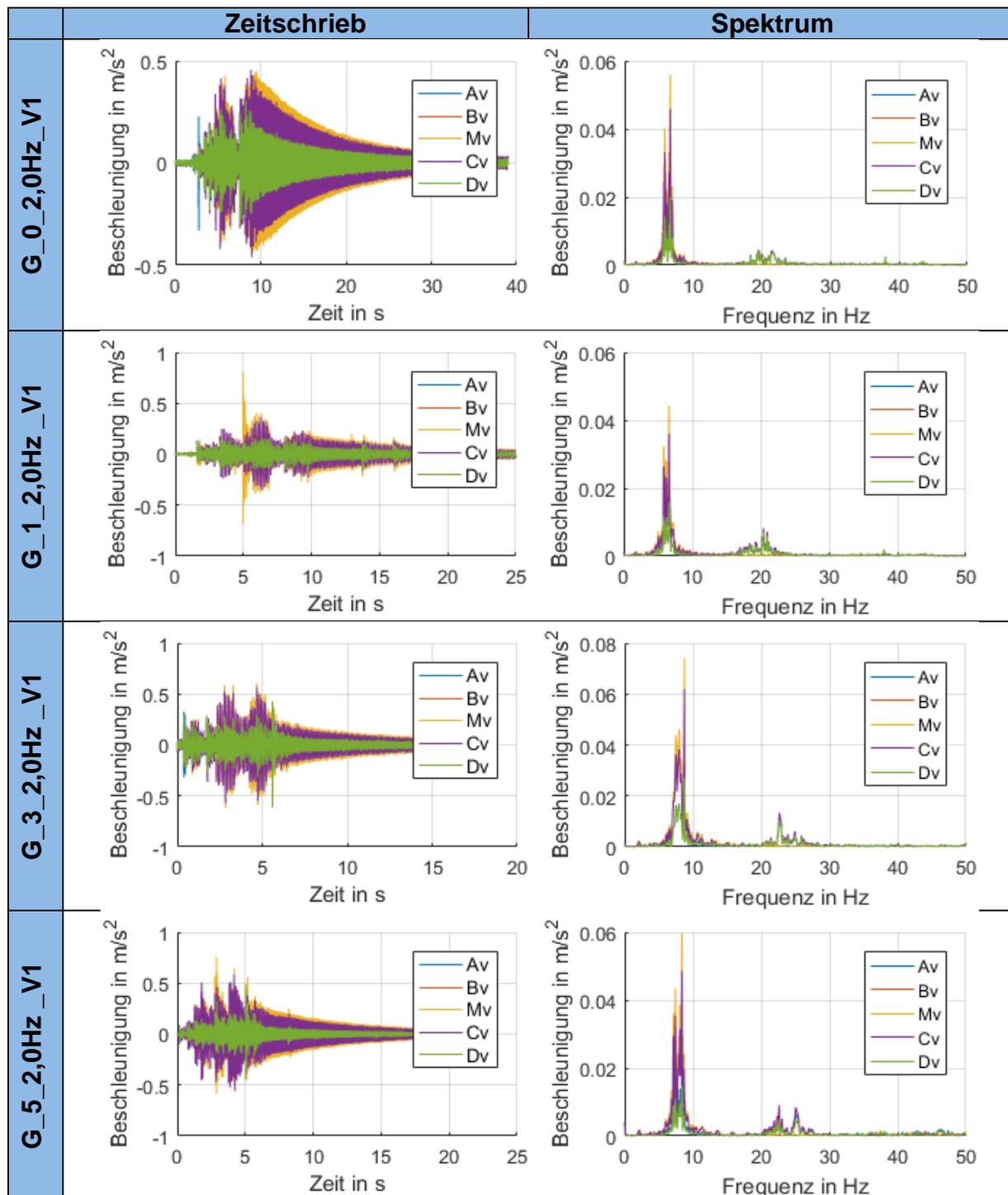
Um das Schwingungsverhalten des Trägers bei personeninduzierten Einwirkungen zu testen, wurden die Beschleunigungen der Messpunkte bei Übergängen über den Stahlflansch aufgenommen. Bei jeder Konfiguration des Trägers (0, 1, 3, 5 Öffnungen) wurden mithilfe eines Metronoms drei Übergänge mit den Schrittfrequenzen 1,8 Hz, 2,0 Hz und 2,2 Hz durchgeführt. Dieser Bereich umfasst nach [HIVO] etwa 75% aller auftretenden Schrittfrequenzen. Jeder Übergang erfolgte dabei zunächst von links (Messpunkt L) nach rechts (Messpunkt R) und führte nach kurzer Ausschwingphase wieder zurück zum Ausgangspunkt.

Die Ausschwingphase wird dabei durch die erste Eigenfrequenz, also einer halbwellenartigen Schwingung charakterisiert. Werden nur die Signale der abklingenden Schwingung einer Frequenzanalyse unterzogen, ergeben sich die gleichen Werte für

die jeweils ersten Eigenfrequenzen und deren Dämpfungsmaß wie in Tabelle 5-2 aufgeführt. Während der eigentlichen Belastung, also während des Übergangs, treten zudem zahlreiche andere Schwingungskomponenten auf. Beispielhaft sind in Tabelle 5-4 die Zeitschriebe und Spektren der Übergänge mit 2,0 Hz dargestellt.

Tabelle 5-4: Zeitschriebe bei Übergängen mit einer Schrittfrequenz von 2 Hz und zugehörige Spektren (bei 0, 1, 3 bzw. 5 Öffnungen)

Table 5-4: time signals of human induces vibrations (2 Hz) and spectra (0, 1, 3 and 5 web openings)



Auch hier zeigen die Ergebnisse, dass die angeregten Frequenzen ab drei Stegöffnungen tendenziell höher liegen. Eine Überlagerung der Spektren aller Übergänge je Trägerkonfiguration zeigt Abbildung 5-6.

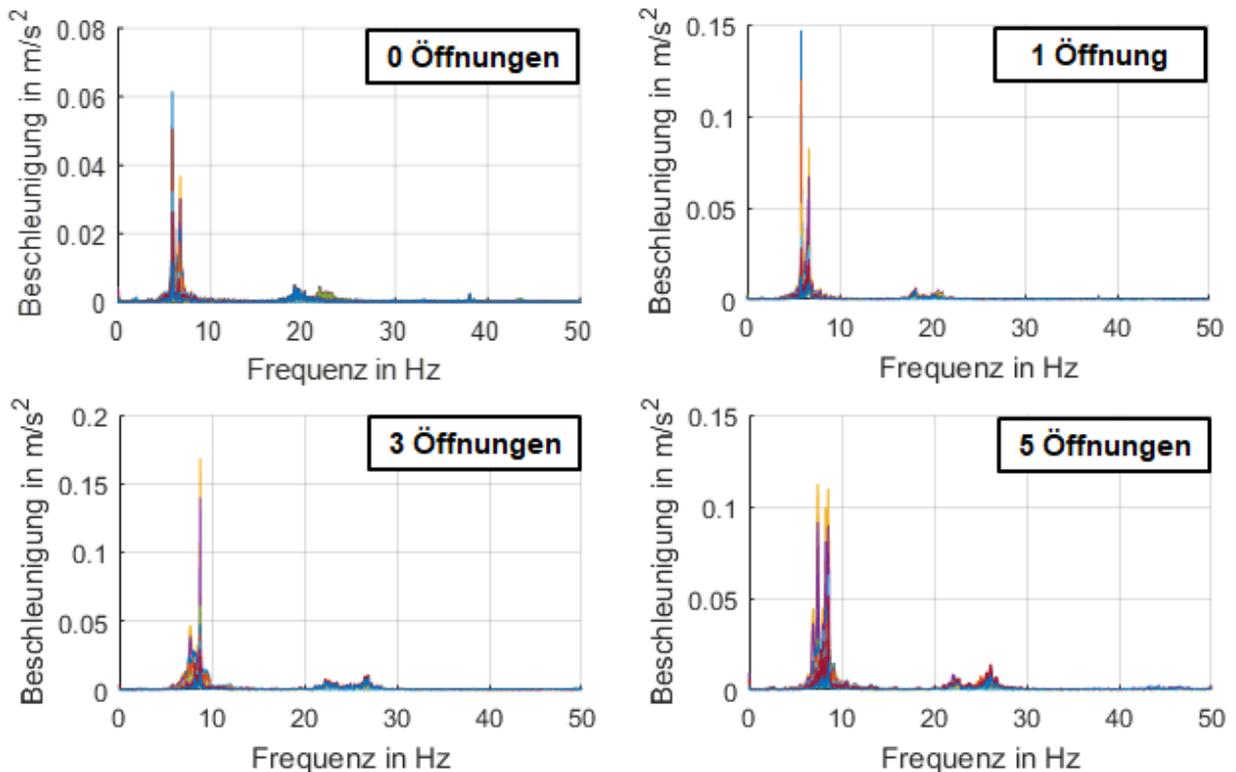


Abbildung 5-6: Frequenzspektren der Übergänge mit 1,8 Hz, 2,0 Hz und 2,2 Hz je Trägerkonfiguration
Figure 5-6: frequency spectra of crosswalks with a frequency of 1,8 Hz, 2,0 Hz and 2,2 Hz

Die Spektren zeigen, dass die verschiedenen Schrittfrequenzen dennoch die gleichen Schwingungsfrequenzen anregen. Diese haben einen sehr geringen Abstand zueinander, sodass das Signal leider nicht zufriedenstellend nach einer Schwingungskomponente gefiltert werden konnte. Daher kann keine genaue Aussage über die Eigenformen der zusätzlichen Schwingungen getroffen werden.

Ein Vergleich der Schrittfrequenzen mit den angeregten Frequenzen ergibt Quotienten zwischen 0,21 und 0,37. Unter der Berücksichtigung einer Dämpfung von 0,26% beträgt der maximale dynamische Vergrößerungsfaktor einer vereinfacht harmonischen Anregung somit 1,16, d.h. die Durchbiegungen unter dynamischer Belastung erhöhen sich um 16% gegenüber einer statischen Belastung. Die Gefahr einer Resonanzreaktion des Trägers aus einer Schrittbelastung ist nicht gegeben.

5.5 Klassifizierung des Verbundträgers Classification of composite beam

Eine Empfehlung für eine bestimmte Deckennutzung wird nach den Ergebnissen des HIVOSS-Projekts [HIVO] über eine Einordnung in verschiedene Komfort-Klassen vorgenommen. Die Klassifizierung der einzelnen Klassen erfolgt dabei über den soge-

nannten $OS-RMS_{90}$ -Wert, der die dynamischen Auswirkungen von gehenden Personen auf die Deckenschwingung beschreibt. Durch diesen Wert werden statistisch gesehen 90% aller Variationen von Schrittgeschwindigkeit und Gewicht der gehenden Person erfasst. Wertebereiche des $OS-RMS_{90}$ -Wertes bilden die Klassengrenzen. Für verschiedene Deckennutzungen gelten unterschiedliche Anforderungen an die Komfortklasse, siehe Tabelle 5-5.

Tabelle 5-5: Komfortklassen und mögliche Deckenfunktionen
Table 5-5: comfort classification and functions of the floor allowed

Komfortklassen und Deckenfunktionen nach HIVOSS												
Klasse	$OS-RMS_{90}$		Deckenfunktion									
	Untergrenze	Obergrenze	Kritischer Bereich	Medizinischer Bereich	Schulungsstätten	Wohngebäude	Bürogebäude	Besprechungsräume	Seniorenaufenthalt	Hotels	Industrienutzung	Sportstätten
A	0,0	0,1	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
B	0,1	0,2	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
C	0,2	0,8	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
D	0,8	3,2	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
E	3,2	12,8	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
F	12,8	51,2	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Empfohlen

Kritisch

Nicht empfohlen

Für die Bestimmung des $OS-RMS_{90}$ -Wertes werden die Diagramme des HIVOSS-Leitfadens verwendet. Eingangsparemeter sind die Dämpfung, die erste Eigenfrequenz und die modale Masse. Sowohl die Dämpfungen, als auch die Eigenfrequenzen konnten für die verschiedenen Trägerkonfigurationen mit null bis fünf Löchern aus den Versuchen ermittelt werden. Problematischer ist die Bestimmung der modalen Masse. Hier werden folgende Annahmen getroffen:

Der Träger ohne Öffnungen kann in der ersten Eigenfrequenz als Einmassenschwinger idealisiert werden. Steifigkeit und Gesamtmasse des Trägers werden in einem Faktor K^* zusammengefasst. Die Modale Masse soll, wie üblicherweise bei gelenkig gelagerten Trägern angenommen wird, 50% der Gesamtmasse betragen ($m_{mod}=0,5$). Dann gilt:

$$f_{1,EMS} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m_{mod} \cdot M_{gesamt}}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K^*}{m_{mod}}} \quad (5-3)$$

$$K^* = (2\pi \cdot f_{1,EMS})^2 \cdot m_{mod} = (2\pi \cdot 5,95)^2 \cdot 0,5 = 698,82 \quad (5-4)$$

Die Reduzierung der Steifigkeit bei steigender Anzahl Stegöffnungen wurde mit elastischen Berechnungen mit *ABAQUS* bestimmt. So nimmt die Steifigkeit bei einer Öffnung in Trägermitte um 4% ab, bei 3 Öffnungen um 7,8% und bei 5 Öffnungen um 13,5%. Bei gleichbleibendem K^* und m_{mod} kann für eine Trägeröffnung eine theoretische Eigenfrequenz von 5,83 Hz ermittelt werden. Diese deckt sich sehr gut mit den gemessenen Werten.

Bei drei Stegöffnungen würde sich jedoch mit diesen Annahmen eine Eigenfrequenz von 5,71 Hz ergeben. Um den gemessenen Wert von 8,57 Hz zu erhalten, muss sich entweder das System, die modale Masse oder die Steifigkeit gravierend ändern. Daher wird im Folgenden angenommen, dass neben der leichten Abnahme der Steifigkeit, die modale Masse deutlich reduziert wird:

$$m_{mod,3\text{öffnungen}} = \frac{0,922 \cdot K^*}{(2\pi \cdot f_{3\text{öffnungen}})^2} = 0,222 \quad (5-5)$$

Mit dem neuen m_{mod} kann für den Träger mit fünf Öffnungen die Eigenfrequenz 8,30 Hz ermittelt werden, was wiederum den gemessenen Ergebnissen entspricht. Die Änderung des Systems bei auflagernahen Stegöffnungen wird demnach in der weiteren Klassifizierung über die Reduzierung der modalen Masse auf 22,2% der Gesamtmasse und über den idealisierten Einmassenschwinger berücksichtigt.

Im eingebauten Zustand werden Eigenfrequenz und Dämpfung der Verbunddecke von weiteren Parametern beeinflusst. Die Eigenfrequenz sinkt bei steigender Ausbaumasse und steigt an, wenn die Trägerenden ganz oder teilweise eingespannt werden. In der Realität lassen sich Einspannungen an den Trägerenden nicht gänzlich vermeiden, somit liegen die Messungen am gelenkig gelagerten Träger auf der sicheren Seite. Außerdem wirken sich nebenliegende Träger positiv auf das Schwingungsverhalten aus. Die Dämpfung wird durch Ausbaumaßnahmen und Möblierung weiter erhöht. In Tabelle 5-6 sind die Komfortklassen nach HIVOSS für verschiedene Anzahlen an Stegöffnungen, verschiedene Ausbaumassen und Dämpfungswerte zusammengestellt. Dabei wird überwiegend die Komfortklasse E erreicht, die eine ausschließliche Nutzung der Decke für Industrie und Sportstätten empfiehlt. Wird die Annahme mit der sich ändernden modalen Masse ab drei Öffnungen nicht getroffen, können die Träger mit drei und 5 Stegöffnungen ab 2% Dämpfung jedoch in Klasse D eingeordnet werden, wodurch auch eine Nutzung in Wohn- und Bürogebäuden, Seniorenheimen, Besprechungsräumen und Hotels infrage kommt.

Tabelle 5-6: Klassifizierung des Verbundträgers in verschiedenen Einbausituationen

Table 5-6: comfort classification of the composite beam with varying installation situations

Öffnungen	Ausbaumasse	f	Erreichte Komfortklasse bei einer Dämpfung von				
	[kg/m]	[Hz]	1%	2%	3%	4%	5%
0	0	5,95	F	E	E	E	E
	50	5,61	E	E	E	E	E
	100	5,32	E	E	E	E	E
	150	5,07	E	E	E	E	E
	200	4,86	E	E	E	E	E
1	0	5,88	F	E	E	E	E
	50	5,49	E	E	E	E	E
	100	5,21	E	E	E	E	E
	150	4,97	E	E	E	E	E
	200	4,76	E	E	E	E	E
3	0	8,57	E	E	E	E	E
	50	8,08	E	E	E	E	E
	100	7,67	E	E	E	E	E
	150	7,31	E	E	E	E	E
	200	7,00	E	E	E	E	E
5	0	8,29	E	E	E	E	E
	50	7,83	E	E	E	E	E
	100	7,43	E	E	E	E	E
	150	7,08	E	E	E	E	E
	200	6,78	E	E	E	E	E

5.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen Summary and conclusions

Um die Auswirkungen von Stegöffnungen in den Verbunddeckenträgern beurteilen zu können, wurden Schwingungsversuche an einem vorgespannten Verbundträger durchgeführt, dessen Anzahl an Stegöffnungen schrittweise erhöht wurde. Die erste Eigenfrequenz des Trägers ohne Öffnungen lag bereits sehr tief (5,95 Hz), weshalb diese durch personeninduzierte Einwirkungen leicht angeregt werden konnte. Dementsprechend negativ fällt die Einordnung in eine Komfortklasse aus. Entgegen den Vorüberlegungen wirken sich jedoch Stegöffnungen, wenn sie in Auflagernähe angeordnet werden, positiv auf die Eigenfrequenzen aus. Die erste Eigenfrequenz bei drei Stegöffnungen stieg um 45% im Vergleich zu einer Öffnung in Trägermitte an. Der Grund konnte jedoch nicht abschließend geklärt werden, es muss jedoch zu einer Änderung des Systems abseits der Steifigkeitsänderungen gekommen sein. In FE-Berechnungen trat der Effekt nicht auf.

Ob die Vorspannung des Trägers einen Einfluss hat, konnte ebenfalls nicht bestimmt werden. Hier könnten zum Beispiel Messungen an einem Träger mit unterschiedlichen Vorspannkräften durchgeführt werden (Spannlitzen im Hüllrohr ohne Verbund).

Auch sollten die Auswirkungen der Lagerungsbedingungen weiter getestet werden. Eine Lagerung des Betongurtes auf Rundstahl entspricht nicht den realen Bedingungen einer eingebauten Verbunddecke. In FE-Analysen konnte die erste Eigenfrequenz durch eine Einspannung annähernd verdoppelt werden.

Die Annahme einer sinkenden modalen Masse wurde getroffen, um die steigende Eigenfrequenz zu erklären. Dies geschah über die Idealisierung des Trägers als Einmassenschwinger. Durch die Eigenformen konnte jedoch ein alleiniges Schwingen des Trägers zwischen den äußeren Öffnungen ausgeschlossen werden. Wird stattdessen auch bei drei und fünf Öffnungen die modale Masse des Trägers ohne Stegöffnungen verwendet, kann die Komfortklasse D nach [HIVO] erreicht werden. Die tatsächliche Komfortklasse könnte demnach positiver ausfallen als Klasse E, wodurch auch Nutzungen z.B. in Wohn- und Bürogebäuden möglich werden.

6 Fugen zwischen Deckenelementen Joining of floor slab elements

Kurzfassung

In diesem Kapitel werden bestehende Konzepte für Vergussfugen und lösbare Fugen zusammengefasst und beschrieben. Zunächst werden die wesentlichen Anforderungen an eine Fugenkonstruktion herausgearbeitet und anschließend der Stand der Technik von Verbindungen zwischen ebenen Stahlbetonteilen erläutert. Anhand von Modellen aus der Literatur werden Parameterstudien zu verschiedenen Einflussgrößen auf die Fugentragfähigkeit durchgeführt. Das Kapitel schließt mit dem Vorschlag eines Konzepts für eine neue lösbare Fugenkonstruktion.

Abstract

This chapter summarizes and describes existing concepts for grouted joints and detachable joints. Firstly, the essential requirements for a joint construction are worked out and the state of the art of connections between planar reinforced concrete elements is explained. Using models from the literature parametric studies are performed to evaluate the different influences onto the load bearing capacity. The chapter concludes with the initial proposal of a concept for a new detachable joint construction.

6.1 Allgemeines General

In der Sitzung des projektbegleitenden Ausschusses am 13.06.2016 in Hannover wurde festgestellt, dass eine Vergussfuge am besten geeignet ist, um die Rauchdichtigkeit zu gewährleisten und Toleranzen auszugleichen. Zudem ist diese in der Bemessungs- und Baupraxis bestens bekannt. Daher beschloss der PbA, dass keine experimentellen und numerischen Untersuchungen zu lösbaren Fugenkonstruktionen durchgeführt werden sollen (im Gegenzug wurde das Versuchsprogramm im Bereich der Verbundmittelversuche: Schub mit Rissbildung, Schub-Zug-Interaktion gegenüber dem Antrag deutlich erweitert). Stattdessen soll auf vorhandene Konzepte für die Dimensionierung von Vergussfugen zurückzugegriffen werden, die in der Literatur ausführlich beschrieben sind. In diesem Bericht werden Anforderungen und Konzepte für Vergussfugen und lösbare Fugen zusammengefasst. Neben dem Stand der Technik werden die Grundlagen zur Bemessung von Vergussfugen beschrieben und vorgestellt.

6.2 Anforderungen an Fugenkonstruktionen Requirements for joints

Zunächst werden die wesentlichen Anforderungen an Fugen zusammengestellt. Hierbei wird zwischen bauphysikalischen, technologischen und architektonisch-ästhetischen Anforderungen einerseits und statisch-konstruktiven Anforderungen andererseits unterschieden.

6.2.1 Bauphysikalische, technologische und architektonische Anforderungen Physical, technological and architectural requirements

Die Erfüllung der bauphysikalischen Anforderungen stellt sicher, dass die Verbindungs-konstruktion über die angestrebte Lebensdauer eine sichere und komfortable Nutzung des Gebäudes erlaubt. Die verschiedenen Aspekte bauphysikalischer Anforderungen sind in Tabelle 6-1 zusammengestellt. Ein wirtschaftlich effizienter Einsatz der Verbindungs-konstruktion kann nur sichergestellt werden, wenn eine schnelle und kostengünstige Montage und Demontage möglich ist. Dies ist Hauptaspekt der technologischen Anforderungen, die in beschrieben werden. Des Weiteren sind Anforderungen an die Ästhetik zu berücksichtigen. Hierbei ist in der Regel anzustreben, dass die Fugenkonstruktion optisch wenig in Erscheinung tritt (Tabelle 6-3).

Tabelle 6-1: Anforderungsprofil für Fugen - Bauphysik

Table 6-1: Requirements of joints - physics

Bauphysikalische Anforderungen	
Brandschutz	<ul style="list-style-type: none"> • Brandschutzbestimmungen und Anforderungen gemäß der Bauordnung des Bundeslandes, sowie DIN EN 1992-1-2 und DIN 4102 für die Betonfuge • Passiver Brandschutz, beispielsweise durch Verwendung von Brandschutzbeschichtungen oder Verkleidung mit brandschützenden Platten
Schallschutz	<ul style="list-style-type: none"> • Schallschutzbestimmungen und Anforderungen gemäß der Bauordnung des Bundeslandes, z.B. nach DIN 4109 • Passiver Schallschutz, beispielsweise durch Verwendung von Fugenfüllungen und Abdichtungen
Dichtigkeit	<ul style="list-style-type: none"> • Anforderungen je nach Erfordernis (gasförmige oder flüssige Stoffe) • Sicherstellen der Dichtigkeit, beispielsweise durch konstruktive Maßnahmen oder die Verwendung von Fugendichtstoffen beziehungsweise Elastomerbändern
Korrosionsschutz	<ul style="list-style-type: none"> • Korrosionsbeanspruchung entsprechend der zu verbindenden Stahlbetonbauteile nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN ISO 12944-2 für Stahlbauteile • Passiver Korrosionsschutz, beispielsweise durch Einbetonieren oder Beschichten • aktiver Korrosionsschutz, beispielsweise durch Verwendung von nichtrostenden Materialien

Fugen zwischen Deckenelementen
Joining of floor slab elements

Wärmeschutz	<ul style="list-style-type: none"> • Wärmeschutzbestimmungen und Anforderungen gemäß der Bauordnung des Bundeslandes, z.B. DIN V 4108 • Passiver Wärmeschutz, beispielsweise durch Verwendung von Dämmstoffen, Fugenfüllungen oder thermische Entkopplung
-------------	---

Tabelle 6-2: Anforderungsprofil für Fugen - Technologie

Table 6-2: Requirements of joints - technology

Technologische Anforderungen	
Maßtoleranzen	<ul style="list-style-type: none"> • Ausgleich der zulässigen Maßtoleranzen nach DIN 18202 und DIN EN 13369 [94], die im Rahmen der Fertigung und Montage der Betonelemente entstehen • Ausgleich der Maßtoleranzen durch Verwendung von Langlöchern, Ankerschienen, Stellschrauben oder Unterstopfung mit plastischen Materialien
Montage	<ul style="list-style-type: none"> • Gute Zugänglichkeit der Verbindungspunkte, Gewährleistung der Mindestmaße für die erforderlichen Montagewerkzeuge • Verwendung von möglichst wenigen Verbindungselementen • Ganzjährige Fertigung und Montage der Verbindungselemente • Verwendung von einfachen Verbindungssystemen (z.B. Schraubverbindungen) die einen sofortigen Kraftschluss und eine Lagesicherheit der Deckenelemente bei der Montage ermöglichen
Wartung und Demontage	<ul style="list-style-type: none"> • Gute, kontinuierliche Zugänglichkeit der Verbindungselemente • Zerstörungsfreie Demontage der Verbindungselemente • Prozess der Demontage mit gleichen, in umgekehrter Reihe erfolgenden, Arbeitsschritten wie bei Montage • Demontage bzw. Austausch einzelner Verbindungselemente, sodass die Gesamtstandsicherheit des Bauwerks nicht gefährdet wird.
Wiederverwendbarkeit	<ul style="list-style-type: none"> • Anwendung der Verbindungselemente auf beliebige Grundrisse und verschiedene Elementtypen • Austauschbarkeit innerhalb der Systemgrenzen

Tabelle 6-3: Anforderungsprofil für Fugen - Technologie

Table 6-3: Requirements of joints - technology

Architektonische Anforderungen	
Ästhetik	<ul style="list-style-type: none"> • Verhinderung eines sichtbaren vertikalen Versatzes • Verhinderung von Rissen in Deckenputz • Optische Verdeckung • Optische Betonung und sichtbares gestalterisches Mittel

6.2.2 Statisch-konstruktive Anforderungen

Load bearing requirements

Die statischen Anforderungen an die Fugenkonstruktion ergeben sich aus den zwei wesentlichen Tragmechanismen der Decke. Zum einen fungiert das Bauteil Decke als Platte und trägt die vertikalen Lasten in die Stützen und Wände des Bauwerks ab. Zum anderen werden Decken im Rahmen des Aussteifungskonzepts zusätzlich als Scheibe ausgebildet, um horizontale Lasten aus Wind und Erdbeben über die Decke in die horizontal aussteifenden Wände beziehungsweise Kerne von Stahl-Skelettbauten weiterzuleiten [FDB15]. Decken erfahren folglich sowohl Belastungen in ihrer Ebene (Scheibentragwirkung) als auch senkrecht dazu (Plattentragwirkung).

Plattentragwirkung: Die Betongurte der integrierten Verbunddecke sind zunächst als Platte aus mehreren, einzelnen, unabhängigen Elementen zu betrachten. Kommt es zu einer lokalen Beanspruchung eines einzelnen Deckenelementes, so hat dies zur Folge, dass eine Durchbiegungsdifferenz in der Fuge zwischen den benachbarten Elementen entsteht. Dies kann durch eine gute Querverteilung der Lasten verhindert werden. Hierzu ist es erforderlich, eine Fugenkonstruktion zu entwickeln die in der Lage ist Querkräfte aufzunehmen und zu übertragen. Da es sich bei den untersuchten Deckensystemen um einachsige abtragende Systeme handelt, ist eine Übertragbarkeit von Biegemomenten nicht erforderlich und somit können Fugen als Liniengelenk idealisiert werden [FDB15].

Scheibentragwirkung: Neben den statischen Anforderungen aus der Plattentragwirkung der Decke sind die Anforderungen aus der Scheibentragwirkung zu berücksichtigen. Hierzu ist es zunächst erforderlich den Tragmechanismus innerhalb einer Scheibe zu charakterisieren. Zur Bemessung und Beschreibung der Tragfähigkeit von Deckenscheiben dürfen nach [EN1992] wirklichkeitsnahe Tragwerksmodelle verwendet werden. Oftmals ist es sinnvoll den Verlauf der Spannungstrajektoren zu betrachten. In der Praxis hat es sich bewährt den Lastabtrag innerhalb von Scheiben mittels eines Bogen-Zugband Modells oder eines Fachwerkmodells zu beschreiben und auf Basis dieser Modelle die Deckenelemente zu bemessen [FDB15], [HEG13].

Fugen zwischen Deckenelementen Joining of floor slab elements

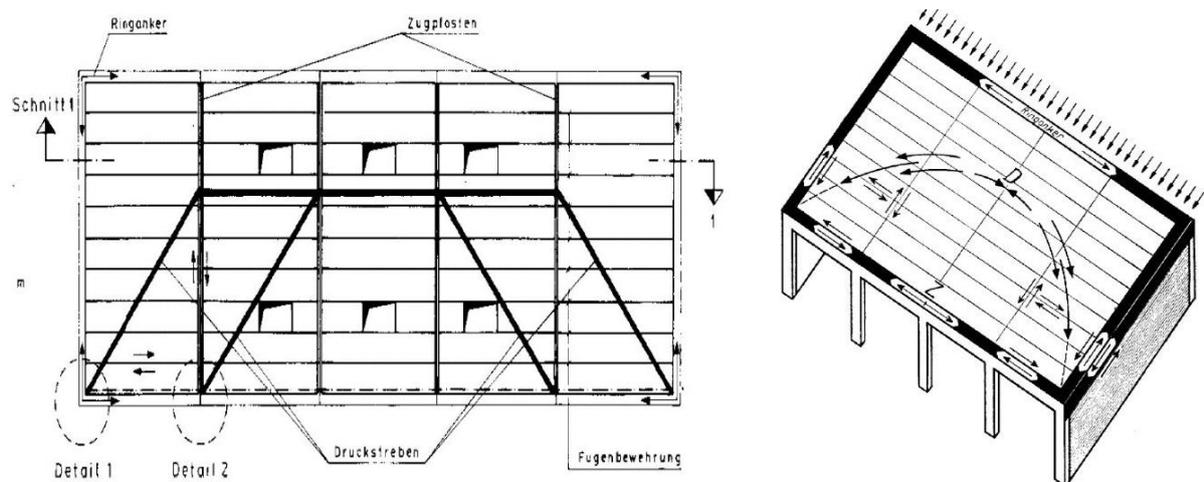


Abbildung 6-1: Fachwerkmodell (links) aus [FIB94] und Bogen-Zugband Modell (rechts), aus [WEI03]

Figure 6-1: Strut and tie model (left) and arch and tie model (right)

Hierbei übernimmt der Beton die Funktion der Druckstreben und die Bewehrung die Aufgabe der Zugstreben. Die Bewehrung kann hierbei entweder in der Deckenebene integriert oder in den Fugen eingelegt werden. Diese in der Scheibe liegenden Zugstreben werden auch als innenliegende Zuganker bezeichnet. Ein beispielhaftes Fachwerk und Bogen-Zugbandmodell werden in Abbildung 6-1 dargestellt.

Sowohl bei Verwendung von Fachwerk- als auch bei Bogen-Zugband-Modellen entstehen in den Randbereichen der Deckenscheibe große Zugkräfte. Diese können durch einen umlaufenden Ringanker zuverlässig aufgenommen werden. So entsteht insgesamt ein funktionierendes Tragsystem innerhalb der Deckenscheibe und es kann mit relativ geringem Aufwand eine aussteifende Funktion der Deckenscheibe erreicht werden. Weiterhin ist nach [EN1992] beziehungsweise DIN ENV 1992-1-3 [ENV1992] ein wirkungsvolles Zuggliedsystem in der Decke vorzusehen, sodass bei Ausfall eines begrenzten Teils des Tragwerks kein Gesamtversagen auftritt. Hierzu fordert der Eurocode 2 [EN1992], dass jedes Deckensystem mindestens einen Ringanker und mehrere über die Breite verteilte, innenliegende Zuganker besitzen muss. Die Zuganker sind so anzuordnen und auszubilden, dass sie in zwei ungefähr zueinander rechtwinkligen Richtungen liegen, über die gesamte Deckenlänge wirksam durchlaufen und anschließend kraftschlüssig in den Ringanker enden. Zudem sind horizontale Wand- und Zuganker zur Verankerung von Randstützen und Außenwänden vorzusehen.

Damit sich bei zusammengesetzten Deckenscheiben aus mehreren Fertigteilen ein solch funktionierendes System einstellen kann, ist es erforderlich, dass über die Fugen Schub-, Zug- und Druckkräfte übertragen werden können. Eine kurze Übersicht über die statischen Anforderungen ist in Abbildung 6-2 dargestellt und in Tabelle 6-4 zusammengestellt.

Tabelle 6-4: Statische Anforderungen an Fugen
Table 6-4: Constructional Requirements of joints

Statische Anforderungen	
Einwirkungen	<ul style="list-style-type: none"> • Querkräfte aus der Plattentragwirkung der Decke • Schubkräfte aus der Scheibentragwirkung der Decke • Zugkräfte aus der Scheibentragwirkung der Decke (Ringanker und ggf. innenliegende Zuganker) • Druckkräfte aus der Scheibentragwirkung der Decke

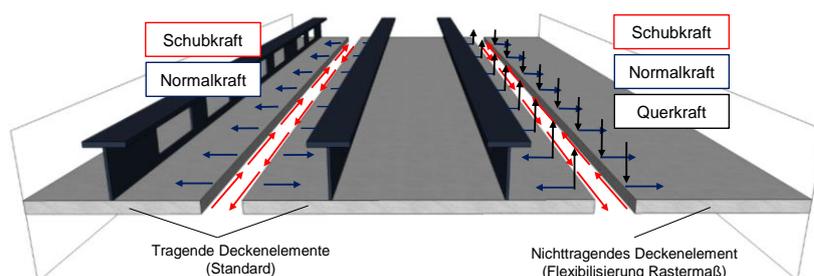


Abbildung 6-2: Anforderungen an das Tragverhalten der Fugen

Figure 6-2: Requirements for the load bearing behavior of the joints

6.3 Stand der Technik und Forschung zu monolithischen und lös- baren Fugen State of the art and research regarding monolithic and de- mountable joints

6.3.1 Vergussfuge mit Ortbeton Grouted joints

Die einfachste und aktuell am häufigsten verwendete Methode zur kraftschlüssigen Verbindung von ebenen Fertigbauteilen besteht darin die Fuge mit Ortbeton zu vergießen. Je nach Erfordernis kann es erforderlich sein eine Bewehrung in der Fuge vorzusehen. Das Schubtragverhalten der Fuge wird von der Geometrie, der Rauigkeit, der Anordnung einer eventuellen Fugenbewehrung und den Normalspannungen in Scheibenebene beeinflusst. Wird eine verzahnte Fugenausbildung gewählt, so erfordert dies zwar einen höheren Schalungsaufwand bei der Erstellung des Deckenelements, die Tragfähigkeit kann jedoch im Vergleich zu einer glatten Fuge erheblich vergrößert werden. Eine weitere Steigerung des Schubtragverhaltens kann durch die Verwendung einer Bewehrung senkrecht zur Fuge erreicht werden. Hierbei liefert eine Schlaufenbewehrung mit einer ergänzenden Fugenlängsbewehrung gute Ergebnisse [FDB15]. Eine solche Bewehrung sowie die Grundlagen zur Ausführung für eine verzahnte Fuge nach [EN1992] werden in Abbildung 6-3 dargestellt.

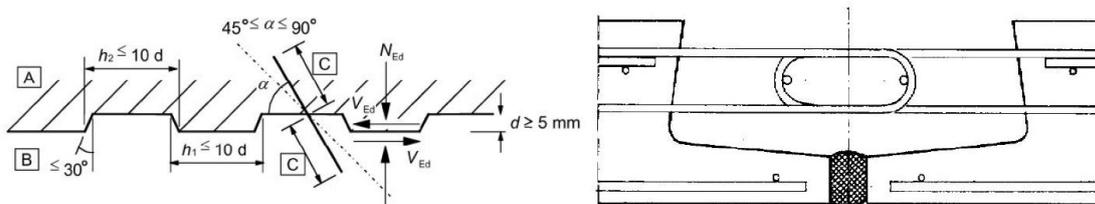


Abbildung 6-3: Abmessungen für eine verzahnte Fugenausbildung nach [EN1992] (links),
Bewehrungsführung aus [BRA93] (rechts),

Figure 6-3: Dimensions of a keyed joint according to [EN1992] (left);
reinforcement according to [BRA93] (right)

Die Bemessung einer Fuge auf Querschub ist aktuell nicht explizit im Eurocode 2 geregelt. Grundsätzlich kann der Lastabtrag innerhalb der Fuge über ein Fachwerkmodell beschrieben werden, siehe Abbildung 6-4. Zur Steigerung der Schubtragfähigkeit kann eine Bewehrung senkrecht zur Fuge eingelegt werden, siehe Abbildung 6-3, oder die Bewehrung der zu verbindenden Elemente fortgeführt und in der Fuge verschweißt werden, siehe Abbildung 6-4 (rechts). Das Schubtragverhalten unbewehrter, vergossener Fugen kann für Fugen mit einer Geometrie ähnlich der Abbildung 6-4 (links) dargestellt Geometrie, nach Heft 600 des deutschen Ausschusses für Stahlbeton bestimmt werden [DAfStb12]. Die Tragfähigkeit bewehrter Fugen ist rechnerisch schwer zu erfassen und wird daher häufig vereinfachend auf Grundlage von Versuchsergebnissen bestimmt [FDB15].

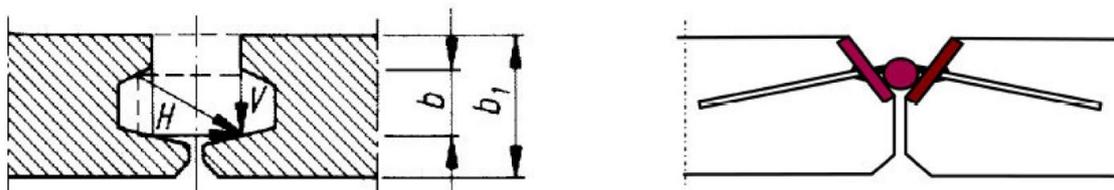


Abbildung 6-4: Fachwerkmodell innerhalb einer Fuge zur Übertragung von Querkraften senkrecht zur Fuge (links) [STE91], metallische Verbindung zur Übertragung von Querkraften (rechts)

Figure 6-4: Model for shear transfer orthogonal to the joint (left) [STE91],
steel connector for shear transfer (right)

Damit sich ein funktionierendes Fachwerk oder Bogen-Zug Modell in der Scheibe ausbilden kann, ist es erforderlich, dass die Fugen Druckkräfte übertragen können. Hierbei ist in der Regel die Tragfähigkeit des Fugenbetons maßgebend und die Fugegeometrie zu beachten. Die Zugkräfte werden durch außenliegende Ringanker und innenliegende Zuganker aufgenommen. Zuganker entstehen durch die Einlage von Fugenlängsbewehrung. Diese ist entsprechend des gewählten Fachwerkmodells zu dimensionieren und an den außenliegenden Ringanker anzuschließen.

6.3.2 Elementverbinder connector

Anfang des Jahres 2015 hat die Firma Peikko [PEI16] den TENLOC Elementverbinder vorgestellt. Dieses Verbindungssystem besteht aus einem beweglichen Riegel, der in

eine Verankerung greifen kann, siehe Abbildung 6-5. Sowohl Riegel- als auch Verankerungselement liegen in einer Aussparungsbox und werden im Fertigteilwerk in die zu verbindenden Stahlbetonbauteile integriert. Die Bauteile werden auf der Baustelle aneinandergesetzt und der Riegel ausgerichtet und angezogen.

Anschließend sind die Aussparungsboxen über die seitlich angeordneten kleinen Öffnungen mit Mörtel zu verfüllen. Das System ist somit für die Erstellung von demontablen Deckenscheiben ungeeignet. Des Weiteren ist das System primär für die Verbindung von Wandelementen konzipiert, da Zug- und Druckkräfte gut übertragen werden können. Die Querkrafttragfähigkeit senkrecht und parallel zur Fuge jedoch stark von der Qualität des Fugenmörtels und der Anordnung der Elemente abhängt. Zudem ist der TENLOC Elementverbinder in Deutschland noch nicht allgemein bauaufsichtlich zugelassen und bedarf einer Zustimmung im Einzelfall.

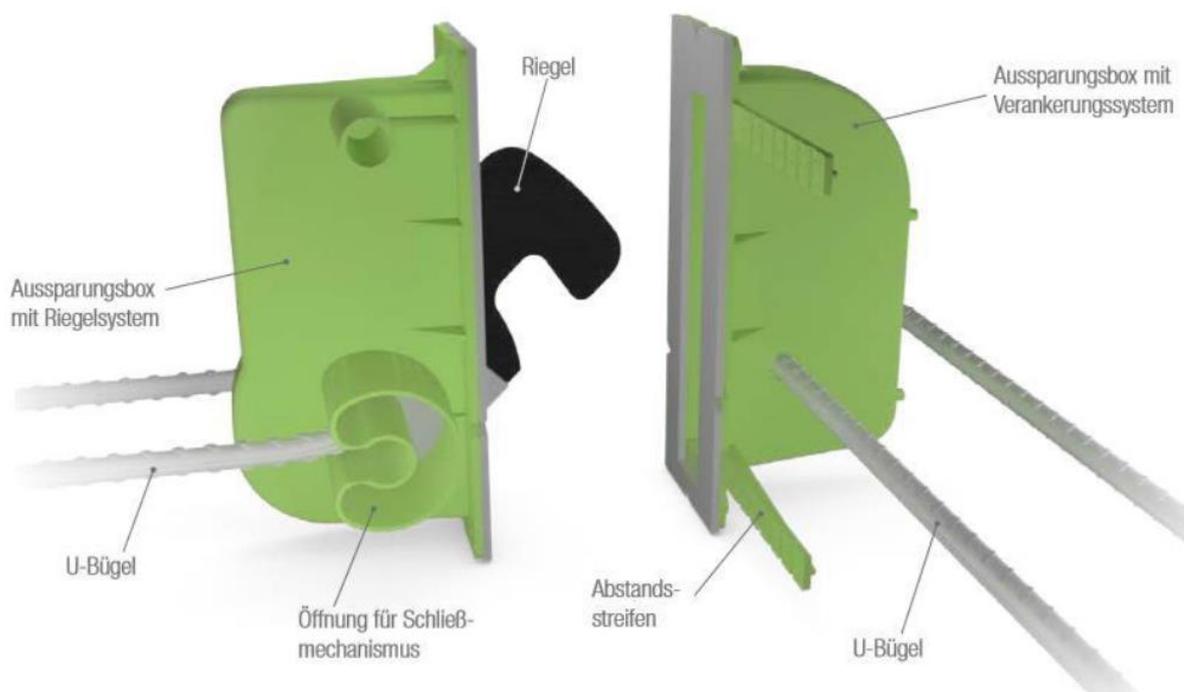


Abbildung 6-5: TENLOC Elementverbinder [PEI16]

Figure 6-5: TENLOC connector [PEI16]

6.3.3 Spannschlösser, Spannstangen und Spannglieder Pretensioning devices

Eine weitere Möglichkeit Betonfertigteile miteinander zu verbinden besteht darin, beide Elemente gegeneinander zu verspannen. Hierzu können beispielsweise Spannschlösser, Spannstangen oder Spannglieder ohne Verbund verwendet werden, siehe Abbildung 6-6. Die Bemessung der Spannelemente erfolgt auf Grundlage der zugehörigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen [DIB10], [ETA11]). Durch das Vorspannen entsteht eine Druckspannung senkrecht zur Fuge, wodurch der Haftreibungsverbund aktiviert wird. Die maximale Tragfähigkeit einer solchen Verbindung ist abhängig von dem Maß der Vorspannung, der Beschaffung der Fugenoberfläche und der Geometrie der Fuge. Da bei ebenen Bauteilen die Abmessung senkrecht zur Ebene zum Teil sehr

gering ist, besitzen solche Verbindungen hohe Schubtragfähigkeiten parallel zur Fugenrichtung, während im Vergleich die Querkrafttragfähigkeit senkrecht zur Fuge deutlich geringer ausfällt. Druckkräfte werden in der Regel über direkte Kontaktpressung zwischen den Stahlbetonelementen übertragen. Je nach Wahl und Steifigkeit der Verbindung kann es jedoch auch zu einer Übertragung der Druckkräfte über die Verbindungselemente kommen [WEI03]. Sind Zugkräfte über die Fuge zu übertragen, ist darauf zu achten, dass es hierdurch zu einer Entlastung der Vorspannung kommt und der Haftreibungswiderstand sich entsprechend vermindert. Werden Stahlbetonbauteile gegeneinander vorgespannt, entsteht eine trockene Lagerfuge. Falls gewährleistet wird, dass die Fuge permanent, vollständig überdrückt ist, muss die Fuge nicht speziell brandschutz-, schallschutz- oder wärmeschutztechnisch verschlossen werden.

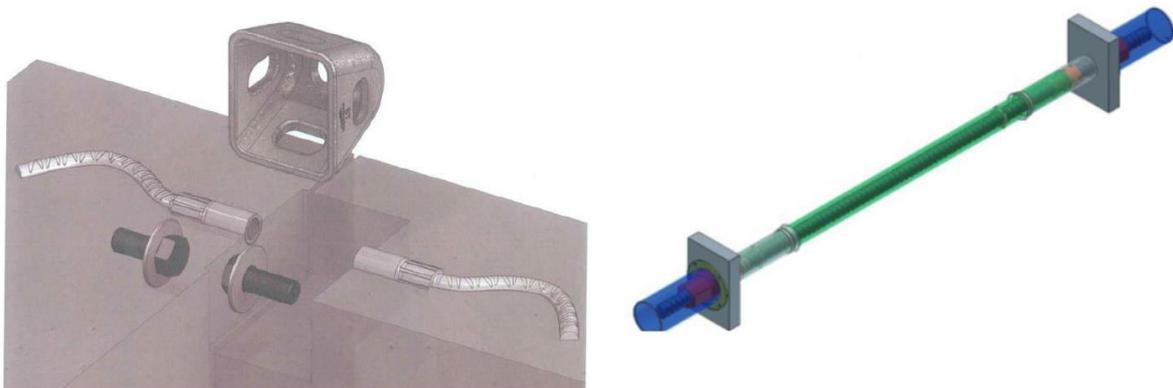


Abbildung 6-6: Spannschloss (links), aus [DIB10], Spannstange (rechts), aus [DYW13]

Figure 6-6: Pretensioning devices according to [DIB10] and [DYW13]

6.3.4 Seilschlaufensystem Bight systems

Die Verwendung einer Schlaufenbewehrung kann die Schubkrafttragfähigkeit und Querkrafttragfähigkeit einer Vergussfuge deutlich steigern. Hierzu werden hochfeste Stahlseilschlaufen aus dem Fertigteil hinaus in die Fuge geführt (Abbildung 6-7). Eine manuelle Erstellung dieser Schlaufenbewehrung ist grundsätzlich möglich, jedoch sehr aufwendig. Um Zeit und Arbeitskosten zu sparen, gibt es vorgefertigte Schlaufensysteme. Hierbei handelt es sich um ein trapezförmiges Stahlblech, durch das die Schlaufenbewehrung durchgesteckt ist. Dieses kann entweder von innen an der Schalung befestigt werden oder je nach Länge des Blechs direkt als Schalung fungieren. Im ersten Fall ist eine Durchdringung der Schalung ebenfalls nicht erforderlich, da der Bewehrungsstahl flexibel ist und die Schlaufen sich somit in den, durch die Geometrie des Trapezbleches entstehenden Hohlraum, einklappen lassen. Auf der Baustelle ist die Längsbewehrung der Fuge zusätzlich durch die Schlaufen zu führen und die Fuge auszubetonieren. Nach Aushärten des Betons liegt eine kraftschlüssige Verbindung vor, über die Zug-, Druck und Schubkräfte sowohl parallel, als auch senkrecht zur Fuge übertragen werden können. Die Bemessung der Verbindung erfolgt auf Grundlage der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [DIB16] und DIN EN 1992-1-1 [EN1992].

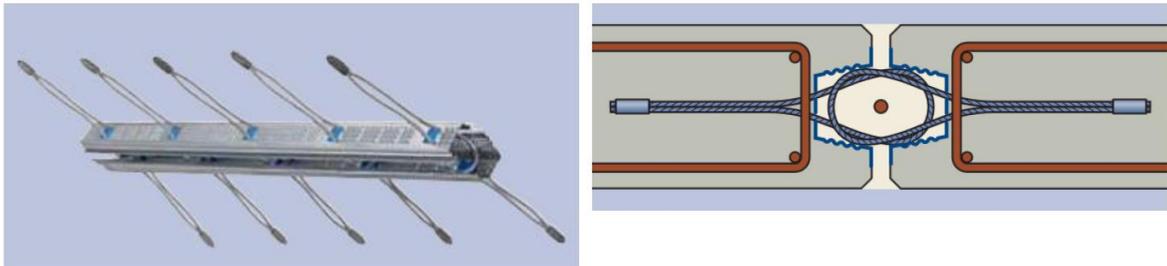


Abbildung 6-7: Trapezblech mit Seilschlaufen als verlorene Schalung (links) [DIB16], Integration der Seilschlaufen in das Stahlbetonbauteil (rechts)

Figure 6-7: Trapezoidal sheet with bight (left) [DIB16], Integration of bights in the member (right)

6.3.5 Vorgespannte Fugenverbindung mit einem Aluminiumschaumkern, DAfStb Heft 546 (Weiß) Pretensioned Joints with aluminium foam core, DAfStb Heft 546 (Weiß)

An der Universität in Stuttgart wurde von Weiß [WEI03] ein demontables Fugensystem für Deckenscheiben entwickelt. Er untersuchte in seiner Arbeit einen neuartigen quadratischen Fugenkern aus Aluminiumschaum. Dieser wird nach der Montage in eine Nut zwischen den Deckenscheiben eingeschoben und überträgt die Kräfte zwischen den Deckenscheiben ab (Abbildung 6-8). Um den Reibungswiderstand des Kerns zwischen den Deckenscheiben zu aktivieren, ist eine Normalspannung in Ebene der Scheibe und senkrecht zur Fuge erforderlich. Diese wird über eine Vorspannung erzeugt, die durch die Verwendung von Spannstäben aufgebracht wird. Hierbei ist darauf zu achten, dass die Spannstäbe den Fugenkern nicht kreuzen, so dass eine Exzentrizität der Spannstäbe entsteht und abhebende Kräfte erzeugt, die im Montagezustand gewöhnlich durch das Eigengewicht des Betons kompensiert werden können.

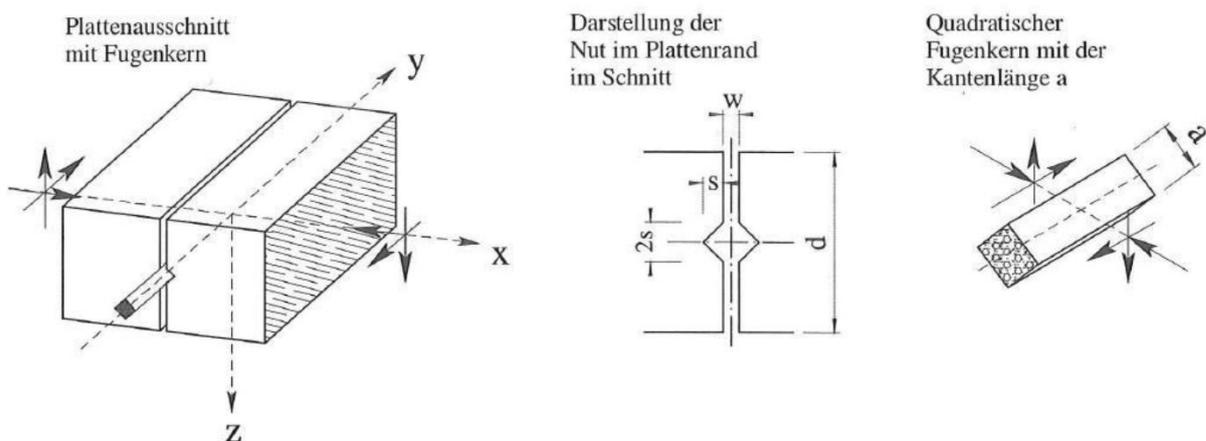


Abbildung 6-8: Demontablen Deckenfuge mit dem Fugenkern aus Aluminiumschaum [WEI03]

Figure 6-8: demountable joint with aluminum foam core [WEI03]

Weiß hat sich in seiner Arbeit primär mit der Schubtragfähigkeit von gegeneinander vorgespannten Scheibenelementen mit Aluminiumschaumkern auseinandergesetzt.

Es wurden zunächst mehrere Versuche in kleinem Maßstab durchgeführt und verschiedene Winkel der einwirkenden Kraft und Vorspannungskräfte untersucht. Hintergrund hierfür ist, dass bei der Ausbildung eines Fachwerk- oder Bogen-Zug Systems in der Deckenscheibe verschiedene Winkel der Druckstreben zur Fuge auftreten. Anschließend hat Weiß Versuchskörper auf der Ebene von Bauteilversuchen erstellt. Hierzu wurden Betonfertigteile unter Laborbedingungen zusammengefügt und eine freie Verdrehung der Spannstäbe ermöglicht. Es wurden Systeme bestehend aus drei und vier Fertigteilelementen untersucht, wobei in allen Versuchen eine Ent- und Wiederbelastung vorgenommen und die Kraft abschließend bis zur Überwindung des Haftreibungswiderstands gesteigert wurde. Des Weiteren wurden die Höhe der Vorspannung und die Schlankheit der Bauteile variiert.

Zusammenfassend liefern die Ergebnisse der Bauteilversuche eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen der Kleinversuche. Anhand der gewonnenen Ergebnisse können die Haftreibungswiderstände in Abhängigkeit der Normalspannungen in der Fuge bestimmt werden. Der Winkel der einwirkenden Druckkräfte hat hierbei nahezu keinen Einfluss auf den Haftreibungswiderstand. In der Regel tritt ein Versagen auf Schub immer vor einem Versagen auf Druck auf. Für eine baupraktische Bemessung wird eine Begrenzung der Druckspannungen empfohlen. Weiterhin wurde festgestellt, dass die maximale Tragfähigkeit stark durch die Größe der Vorspannung beeinflusst wird und die Schlankheit der Platten lediglich einen untergeordneten Einfluss hat. Um irreversible Verformungen zu vermeiden sollten die Fugen überspannt werden, damit bereits vor Belastung ein Formschluss entsteht. Die Durchbiegung der Scheibe hingegen ist unmittelbar von der Schlankheit der Platten abhängig. Insgesamt wurden für die Durchbiegungen gute Werte erzielt. Vergleicht man die gewonnenen Ergebnisse der Versuche mit einer praxisrelevanten, konstanten Scheibenbelastung von 6 kN/m so wird die maximale Traglast im schlechtesten Fall nur zu 25 Prozent ausgenutzt. Die Verformungen liegen dabei in einem Bereich von $1/10000$ und sind somit als unkritisch zu betrachten.

Zusammenfassend zeigt sich, dass eine Fugenverbindung aus einem Aluminiumkern in Verbindung mit einer Vorspannung gut zur Übertragung von Schubkräften geeignet ist. Es sind jedoch noch weitere Versuche für eine genauere Bestimmung der Eigenschaften von Aluminiumschaum zu führen. Weiterhin müssen die Verankerungspunkte der Fertigteile näher untersucht werden und Versuche zur Plattentragwirkung im Bereich der Fuge durchgeführt werden.

6.3.6 Hub: Dissertation „Integriertes Konzept zur nachhaltigen Errichtung von Gebäuden Dissertation Hub

Weitere Konzepte zum demontablen Bauens wurden in der Dissertation von Hub erarbeitet. Er hat für die Verbindungen zwischen Fertigteilen auf ein Verbindungssystem der Firma Munitec [MUN16] zurückgegriffen. Dieses wurde im Jahr 2001 im Rahmen eines Forschungsprojekts entwickelt und ist ursprünglich nur für eine Fixierung der Elemente im Bauzustand vorgesehen. In seiner Arbeit untersucht Hub unter anderem, ob sich das System auch für die Herstellung einer dauerhaften Verbindung eignet. Hierfür

führt er Versuche an dem PowerCon Verbinder der Firma Munitec durch, siehe Abbildung 6-9.

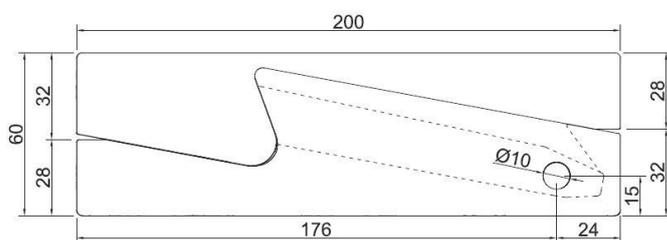


Abbildung 6-9: PowerCon Verbinder der Firma Munitec [MUN16].

Figure 6-9: PowerCon connector by Munitec [MUN16].

Der Verbinder ist direkt nach Herstellen der Verbindung in allen Achsrichtungen außer der Einschubrichtung kraftschlüssig. Der Kraftschluss in Einschubrichtung wird später durch eine Verbolzung der beiden Verbindungshälften mit einem Sperrstift sichergestellt.

Das Versuchsprogramm umfasst Versuche zur Bestimmung der Abhängigkeit zwischen Last und Verformung unter zentrischem Zug- und Druck, zur Ermittlung der Abhängigkeit zwischen Moment und Rotation unter exzentrischen Zug- und Druck, um die starke und schwache Achse und zur Bestimmung der Querkzugfestigkeit in Einschubrichtung. Bei jedem Versuch wird eine Ent- und Wiederbelastung durchgeführt. Weiterhin wurde der Einfluss der Steifigkeit der Verbindung durch eine optionale Hinzunahme von Distanzplatten und/oder Gummiringen untersucht, da diese Elemente –falls erforderlich - zur Angleichung von Maßabweichungen verwendet werden. Für eine genaue Beschreibung des Versuchsprogramms und die Auswertung der einzelnen Versuche wird auf [HUB12] verwiesen. Hub gelangt zu dem Ergebnis, dass die Verbindungselemente nicht für eine dauerhafte statische Verbindung geeignet sind. Die Gründe hierfür liegen unter anderem in dem großen Spiel (1,0 mm bis 2,5 mm) zwischen den Verbindungshälften und der 12,0 cm langen Verzahnung, durch die kein definierter Lastübertragungsbereich entsteht. Weiterhin führen die elastomeren Distanzelemente, die für eine Angleichung der Maßabweichungen gedacht sind zu hohen Verformungen und Verdrehungen und durch hohe lokale Pressungen kann es zu einer plastischen Verformung der Gummiringe und zum Ausstanzen der Distanzplatten kommen.

Weiter führt Hub in seiner Arbeit Versuche an Powerclips der Firma munitec durch (Abbildung 6-10). Hierbei handelt es sich um einen Verbindungsanker aus verzinktem Stahl, der in der Lage ist vollständig vertikale Lasten als auch horizontale Lasten abzutragen.

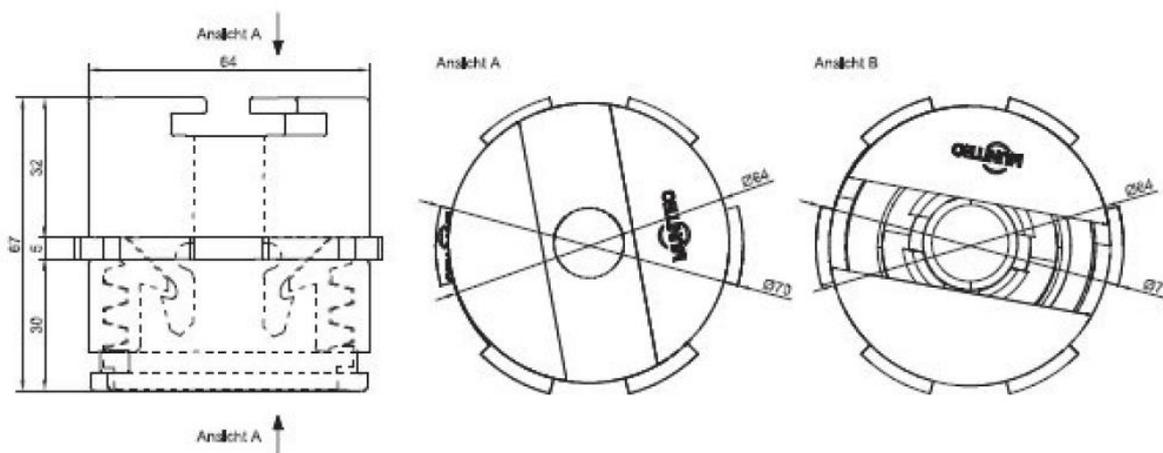


Abbildung 6-10: Power Clip Verbinder der Firma Munitec [MUN16]

Figure 6-10: PowerClip connector by Munitec [MUN16]

Auch bei diesem Verbindungselement kommt er zum Schluss, dass es ohne eine ingenieurtechnische Weiterentwicklung nicht für den Einsatz in trockenen Fugen geeignet ist. Solch eine Weiterentwicklung wird durch Hub unter rein theoretischen Aspekten anschließend vorgenommen. Bei dem System Powerclip-Tr werden nach den Betonierarbeiten ein Dorn und ein Gewindeteil mit Schrauben in den Stahldosen befestigt. Da sowohl Dorn, als auch das Gewinde exzentrisch im Dübel liegen, lassen sich durch eine Verdrehung der Elemente Maßabweichungen bis zu ± 10 mm ausgleichen. Die Höhenjustierung erfolgt über ein Gewindeteil. Durch die Verwendung von Sprengringen werden ein sicheres Einrasten und die Übertragung von Zugkräften gewährleistet.

Da die Entwicklung der Verbindungselemente zunächst auf rein theoretischen Überlegungen basiert, ist nicht eindeutig zu sagen, ob die Verbindungselemente für die Praxis geeignet sind. Zunächst müssen weitere praktische Versuche durchgeführt werden, um Rückschlüsse auf die Funktionalität und Tragfähigkeit der Elemente ziehen zu können.

6.3.7 Forschungsprojekt PRODOMO Research project PRODOMO

Im Jahr 2000 wurden am Institut für Fertigteiltechnik und Fertigbau der Universität Weimar im Rahmen eines Förderprojekts des Bundesministeriums ebenfalls Untersuchungen zur Thematik „Demontables Bauen“ durchgeführt [PROM]. Im Rahmen des Projekts wurde ebenfalls ein System zur Verbindung von Deckenscheiben entwickelt und bei einem Pilotprojekt erfolgreich eingesetzt. Bei der entwickelten Verbindungskonstruktion handelt es sich um zwei verschiedene punktuell angebrachte Verbindungselemente. Folglich entstehen hohe lokale Lasten im Bereich der Verbindungselemente und es ist zu berücksichtigen, dass bei einer vereinfachten Bemessung auf Grundlage des Fachwerkmodells, die Knotenpunkte beziehungsweise Zugstreben des Fachwerks an den Stellen der Verbindungselemente liegen. Es werden zwei verschiedene Verbindungselemente zur Übertragung der Kräfte verwendet: ein Element zur Übertragung von Zug-, Druck-, und Schubkräften (Scheibentragswerk) und ein Element zur Übergabe

von Querkräften (Plattentragwerk). Auf beide Elemente wurde im Jahr 2006 ein Patent angemeldet [DPM02a], [DPM02b]. Die beiden Verbindungselemente sind in der folgenden Abbildung 6-11 dargestellt.

Die Verbindung zur Übertragung der Scheibenkräfte besteht aus zwei sich überkreuzenden Laschen, die mit Schraubenbolzen mit dem Fertigteil verbunden sind. Diese sind in die Platte eines Stahlkastens eingeschweißt, der in das Fertigteil einbetoniert wird und über angeschweißte Bewehrungsstäbe die entstehenden Kräfte in den Beton weiterleitet. Anders als bei der Vergussfuge werden die Schubkräfte bei dieser Konstruktion in Zug- und Druckkräfte umgewandelt und über die Laschen übertragen. Eventuelle Maßabweichungen können über die Langlöcher angeglichen werden. Ähnlich wie das Bauteil zur Übertragung der Scheibenkräfte, ist auch das Element zur Herstellung einer Plattentragwirkung mit einem Stahlkasten verbunden, der in das Deckenelement einbetoniert wird. Auch bei dieser Verbindung handelt es sich um eine geschraubte Laschenverbindung, sodass eine gute Demontierbarkeit gegeben ist. Die Querkraft, die im Stahlbetonfertigteil wirkt, wird über eine Querkraft- und Biegebeanspruchung des Stahlprofils in das andere Betonfertigteil übertragen. Die Lastweiterleitung von der Lasche in den Stahlkasten erfolgt hierbei über ein Druck- und ein Zuglager. Die Bemessung der Verbindungsteile erfolgt auf Basis der gängigen Regeln nach [EN1992], [ENV1992] und [EN1993a]. Bei der Bemessung wird im Allgemeinen die Verankerung des Stahlkastens, beziehungsweise der Schraubenbolzen im Beton maßgebend. Um eine ausreichende Tragfähigkeit des Verbindungssystems sicherzustellen ist daher eine bestimmte Betongurtdicke erforderlich.

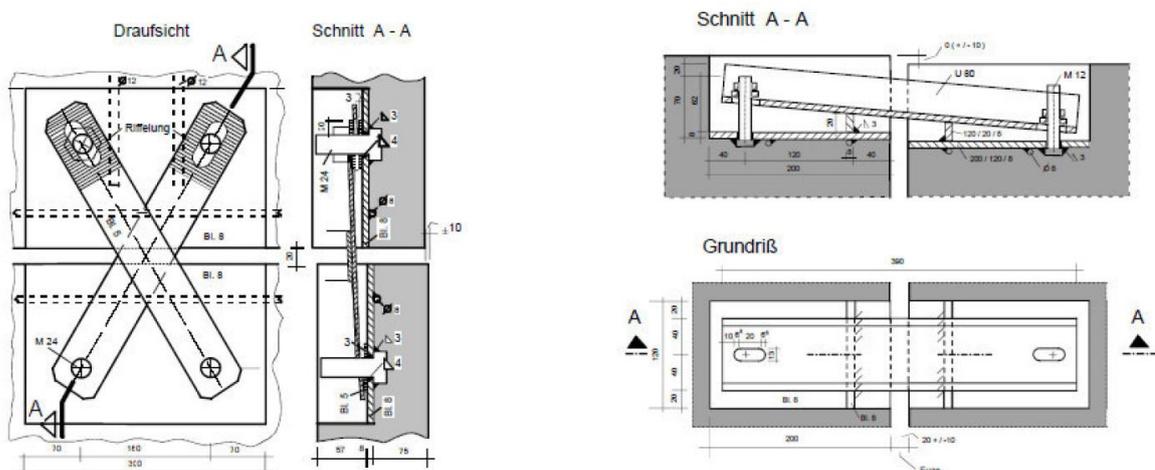


Abbildung 6-11: Elemente zur Übertragung von Kräften infolge von Scheibentragwirkung (links) und Plattentragwirkung (rechts)[DPM02a], [DPM02b]

Figure 6-11: Elements for transfer of forces due to in plane (left) and out of plane action (right) [DPM02a], [DPM02b]

6.4 Parameterstudien zur Längs- und Querschubtragfähigkeit von Vergussfugen

In Kapitel 8.3 sind die Grundlagen der Bemessung von Vergussfugen zusammengestellt. Anhand der dort beschriebenen Modelle werden nachfolgend Parameterstudien durchgeführt.

Im Folgenden wird der Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit und der Querbewehrung auf die Schubtragfähigkeit parallel zur Fugenrichtung untersucht. In Abbildung 6-12 beschreiben die schwarz gestrichelten Linien die einwirkenden Schubkräfte bei verschiedenen Abmessungen der Deckenscheibe, die sich aus Windlasten und Lasten infolge von Imperfektion zusammensetzen. Weiterhin ist Abbildung 6-12 zu entnehmen, dass mit dem Grad der Querbewehrung die maximale Tragfähigkeit linear zunimmt. Wird eine Fuge nicht überdrückt, ist bei sehr glatten Fugen grundsätzlich immer eine Querbewehrung erforderlich, da eine Haftreibung nicht angesetzt werden darf. Liegt eine glatte Oberflächenbeschaffenheit vor, wird bereits über Haftreibung eine Tragfähigkeit von 37 kN/m erreicht. Diese ist bereits ausreichend um die Längsschubkräfte der untersuchten Deckenscheibe mit einer Abmessung von 90 m x 15 m zu übertragen. Verglichen mit einer glatten Ausführung kann der Widerstand aus Haftreibung durch ein Anrauen der Oberfläche verdoppelt werden. Eine verzahnte Ausführung der Fuge liefert 25 Prozent größere Haftreibungswiderstände als eine Aufrauhung der Oberfläche. Da eine verzahnte Ausführung der Fuge relativ aufwendig ist, ist genau zu überprüfen inwieweit dies unbedingt erforderlich ist.

Schubtragfähigkeit der Vergussfuge parallel zur Längsrichtung

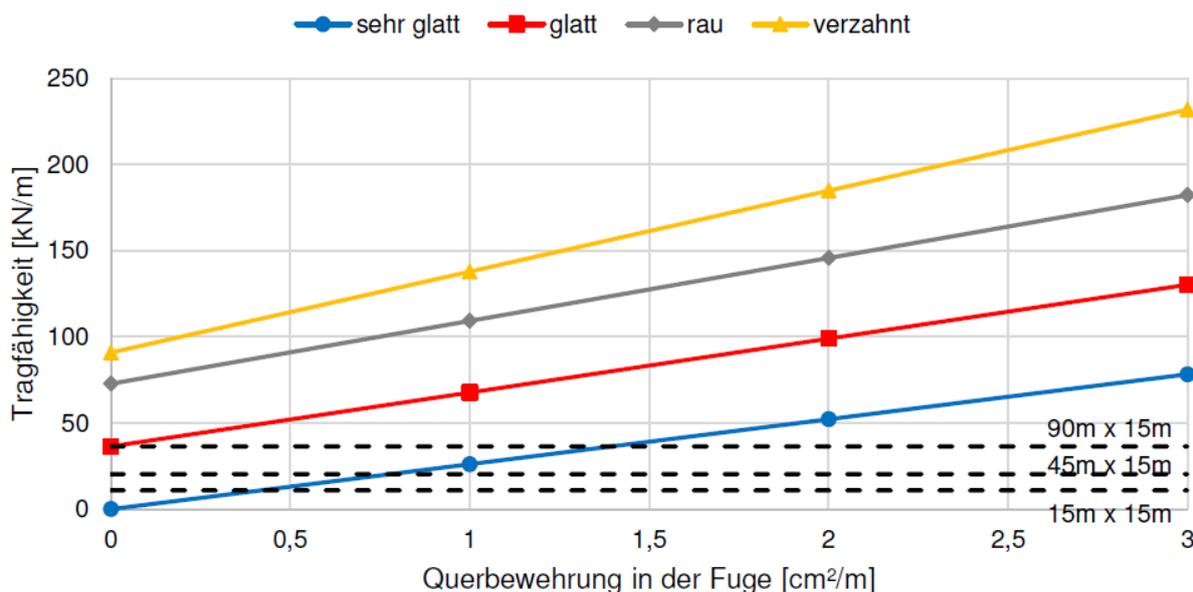


Abbildung 6-12: Längsschubtragfähigkeit der Vergussfuge parallel zur Längsrichtung bei verschiedenen Ausführungen der Fuge und Bewehrungsgraden

Figure 6-12: parallel shear resistance of the grouted joint for different surface treatments and degrees of transversal reinforcement

In Abbildung 6-13 ist der Einfluss einer Querbewehrung auf die Querschubtragfähigkeit der Fuge dargestellt.

Schubtragfähigkeit der Vergussfuge senkrecht zur Längsrichtung

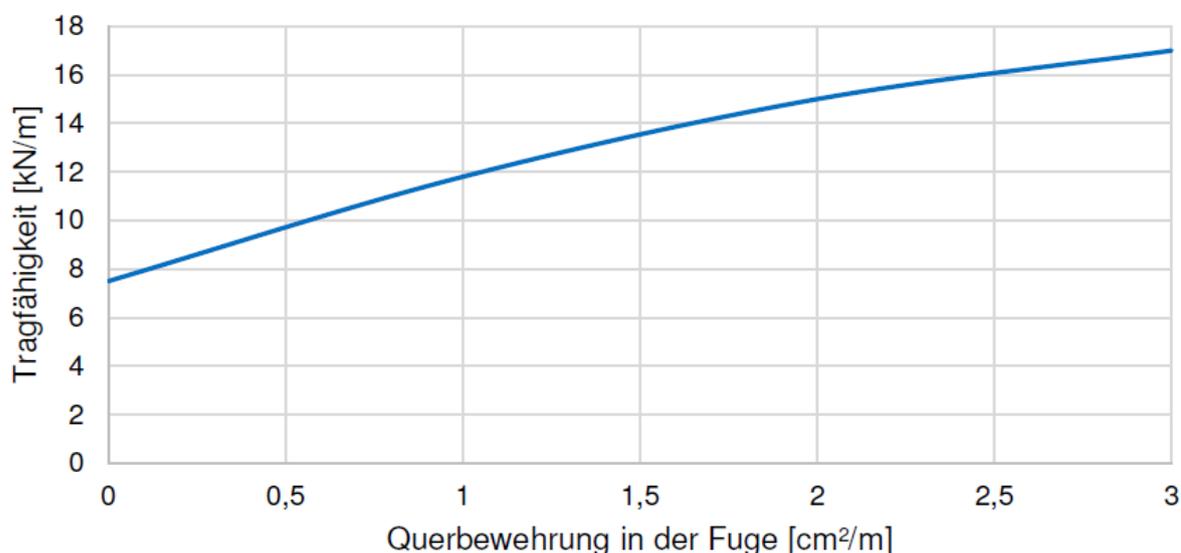


Abbildung 6-13: Schubtragfähigkeit der Vergussfuge senkrecht zur Längsrichtung bei verschiedenen Bewehrungsgraden

Figure 6-13: vertical shear resistance of the grouted joint for different degrees of transversal reinforcement

Der Basiswert der Tragfähigkeit liegt für den betrachteten Fall bei 7,5 kN/m. Um abschätzen zu können, ob eine Querbewehrung der Fuge erforderlich ist, wird rekursiv aus der Tragfähigkeit die maximale Einwirkung berechnet. Es wird angenommen, dass die nebeneinanderliegenden Deckenelemente alle baugleich sind. Wird eines dieser Deckenelemente stärker belastet als das danebenliegende, kommt es zu einer Verformungsdifferenz zwischen den Elementen. Um dies zu verhindern und eine gute Querverteilung der Lasten zu erreichen, ist es erforderlich, dass Kräfte senkrecht zur Bautelebene zwischen den Deckenelementen übertragen werden können. Es wird angenommen, dass ein Element die Hälfte seiner zusätzlichen Auflast in das danebenliegende Element übergibt, siehe Abbildung 6-14. Hierbei handelt es sich um eine vereinfachende, auf der sicheren Seite liegende Annahme.

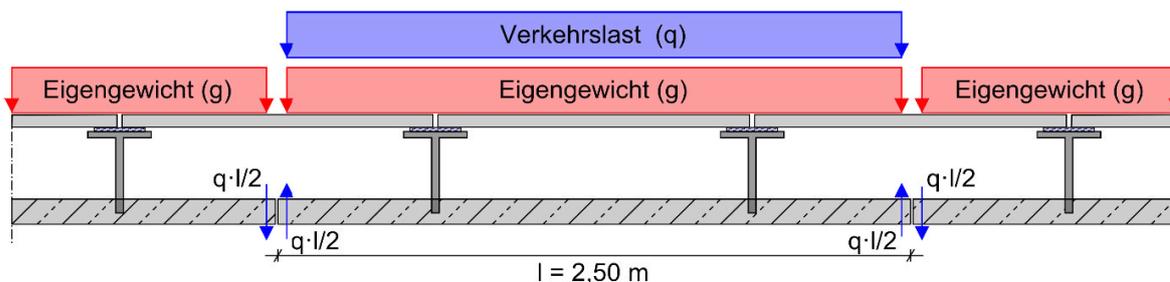


Abbildung 6-14: Querschub aus einer ungleichmäßigen Belastung der Deckenelemente

Figure 6-14: vertical shear resulting from unevenly distributed loads

Bereits für die Tragfähigkeit einer Vergussfuge ohne Bewehrung von 7,50 kN/m ist eine Erhöhung der Verkehrslast auf einem Bemessungswert im Grenzzustand der Tragfähigkeit von 6 kN/m² möglich, ohne dass es zu einem Versagen der Fuge kommt. Durch Einlegen einer Querbewehrung von 3 cm²/m ist sogar eine feldweise gesteigerte Belastung von 14 kN/m² möglich. Zugkräfte im Ringanker werden bei Ausführung einer Vergussfuge über eine Querbewehrung der Fuge übergeben.

6.4.1 Bewertung der Vergussfuge

Bei einem Verguss der Fuge mit Ortbeton oder Fugenmörtel kann eine hohe Tragfähigkeit erreicht werden. Um Haftreibungswiderstände zu aktivieren, sollte die Fugenoberfläche mindestens eine glatte Beschaffenheit gemäß [EN1992] aufweisen. Durch eine Querbewehrung der Fuge kann die Tragfähigkeit weiter gesteigert werden und im Bereich der Ringanker können hierdurch Zugkräfte quer zur Fugenlängsrichtung übertragen werden. Treten Zugspannungen quer zur Fuge auf, ist in jedem Fall eine Querbewehrung anzuordnen, da nach [EN1992] keine Reibwiderstände für Fugen unter Zug angesetzt werden dürfen.

Mit einer verzahnten Ausführung der Fuge wird nur eine verhältnismäßig geringe Steigerung der Tragfähigkeit erreicht. Da eine Ausführung einer verzahnten Fuge aufwendig ist, sollte zunächst genau geprüft werden, inwiefern diese erforderlich ist. Querkkräfte senkrecht zur Bauteilebene können über eine Vergussfuge ebenfalls gut übertragen werden, sodass mit einer guten Querverteilung der Lasten zu rechnen ist und selbst bei ungleichmäßiger Belastung der Deckenelemente keine Durchbiegungsdifferenzen zwischen den einzelnen Deckenelementen auftreten.

Neben den statischen Anforderungen werden durch den Verguss der Fuge ebenfalls sämtliche bauphysikalischen Anforderungen erfüllt. Des Weiteren entsteht eine glatte Deckenunterseite, sodass auch ästhetische Ansprüchen adressiert werden. Der Hauptnachteil dieser Verbindungsmethode besteht darin, dass der Anspruch an eine demontable Fugenkonstruktion in keiner Weise erfüllt wird. Die Verbindung kann später nur durch ein Aufstemmen des Fugenbetons gelöst werden. Dies ist sehr aufwendig und führt oft zu einer Beschädigung der Deckenelemente, die hierdurch unbrauchbar werden.

6.5 Entwicklung einer neuen lösbaren Fugenvariante Development of an innovative detachable joint

In Rahmen des Projektes wurden neue Ideen zu lösbaren Fugen entwickelt, die allerdings in Abstimmung mit dem PbA nicht detailliert erforscht wurden. Der Vollständigkeit halber wird die vorgeschlagene Konstruktionsform nachfolgend kurz beschrieben.

Im Gegensatz zu konventionellen Vergussfugen wird hierbei kein monolithischer Werkstoffverbund an den Fugestellen vorgesehen:

Querkraftübertragung: Zur Querkraftübertragung sowie zur Sicherstellung der geometrischen Kontinuität zwischen benachbarten Deckenelementen ist ein Nut-Feder-System an der Elementkante vorgesehen. Dieses ist in Abbildung 6-15 (a) dargestellt. Es verhindert einen vertikalen Versatz zwischen den Deckenelementen und stellt über Druckkontakt eine (teilweise) Querverteilung der vertikalen Lasten zwischen den Elementen sicher.

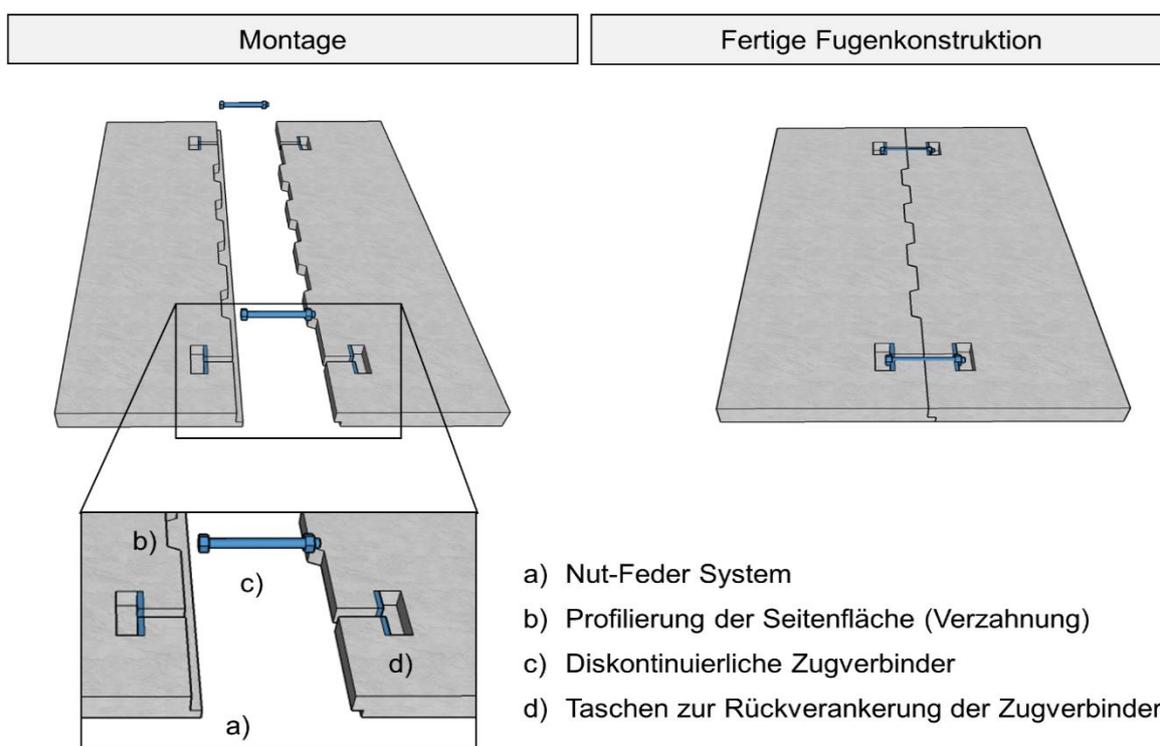


Abbildung 6-15: Innovative lösbare Fuge

Figure 6-15: innovative detachable joint

Scheibentragwirkung: Die Scheibentragwirkung zwischen den tragenden Deckenelementen wird mit einer Kombination aus formschlüssigen profilierten Elementkanten und diskontinuierlichen (punktförmigen) Verbindern sichergestellt werden. Hierbei stellen die profilierten Elementkanten eine Verzahnung und Schubkraftübertragung in Elementebene sicher (Abbildung 6-15 b). Die gleichzeitig mit der Schubkraft auftretenden Normalkräfte in der Fuge (Zug und Druck) werden im Falle von Druckkräften über den Kontakt der Elementkanten übertragen. Die Zugkräfte werden hingegen von diskontinuierlichen Zugverbindern aufgenommen (Abbildung 6-15 c) die in Aussparungen im Deckenelement eingesetzt und dort rückverankert werden (Abbildung 6-15 d).

Die stahlbaummäßigen Zugverbinder werden benötigt um ein gegenseitiges Verspannen zur Reibkraftaktivierung in der Fuge zu ermöglichen. Eine mögliche Ausführungsform, die eine definierte gegenseitige Verspannung von Elementen zulässt, kann durch vorspannbare Schrauben realisiert werden (Abbildung 6-15 c).

Anstelle der bei Vergussfugen in die Fuge eingelegten Längsbewehrung, wird diese beim entwickelten Deckensystem in den Randbereichen der Betonplatten unmittelbar neben den Fugen vorgesehen. Zusätzlich sind die Bewehrungsführungen im Bereich der Nut-Feder und Verzahnung sowie eine Rückhängebewehrung in den Aussparungen für die Zugverbinder vorzusehen.

Vorteile bei Demontage und Rückbau: Die Möglichkeit des Rückbaus oder der Demontage hängen im Wesentlichen von der Fugengestaltung ab. Durch den Einsatz von Fertigbauteilen mit lösbaren Fugen erlauben integrierte Decken die sortenreine Trennbarkeit einzelner Bauteile. Am Ende eines Gebäudezyklus ist hierdurch eine nahezu zerstörungsfreie Demontage sowie Bauteil- und Gebäuderecycling möglich, wodurch

Fugen zwischen Deckenelementen
Joining of floor slab elements

Deponieraum, Rohstoffe und Produktionsenergie eingespart werden. Das Tragwerk eines Gebäudes kann über mehrere Nutzungszyklen hinweg verwendet werden.

7 Deckengerechte Stahlbauanschlüsse Suitable steel connections

Kurzfassung

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Integration des Verbunddeckensystems InaDeck in ein Tragwerk. Hierzu wird zunächst auf die Bemessung von Anschlüssen nach DIN EN 1993-1-8 [EN1993b] eingegangen und ein Bemessungsbeispiel zur Komponentenmethode vorgestellt. Anschließend werden zwei gelenkige Anschlüsse gezeigt, die es ermöglichen die Verbunddecke an eine Stütze oder deckengleich mit einem Zwischenträger anzuschließen.

Abstract

This chapter deals with the integration of the composite slab system InaDeck in a structure. First, the design of joints according to EN 1993-1-8 [EN1993b] is shown and a design example of the component method is presented. Following, two joints to connect the slab system with columns or flush beam strips are shown.

7.1 Allgemeines General

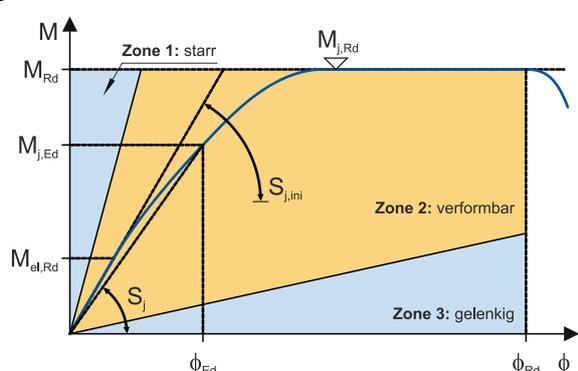
Aufbauend auf den Systemvariationen (Kapitel 3) werden hier Anschlusskonstruktionen untersucht, die es ermöglichen das Deckentragwerk in das Haupttragwerk zu integrieren. Hierzu werden Knotenpunkte mit Pendelstützen und Zwischenträgern betrachtet. Eine wesentliche Voraussetzung für diese Anschlüsse ist eine deckengleiche Ausführung, welche vor allem bei Zwischenträgern eine wesentliche Rolle spielt. Dabei werden unter anderem verschiedene Querschnittsgeometrien und Spannweiten der Verbunddecke betrachtet. Das Stützenraster kann durch den Einsatz von Zwischenträgern frei gewählt werden wobei ein Rastermaß von 2,5m in der Praxis üblich ist. Außerdem sollen die Anschlüsse gute Montageeigenschaften besitzen, um die Prozesse auf der Baustelle zu vereinfachen und eine Demontierbarkeit sicherzustellen.

Ausgehend von den oben genannten Anforderungen wurden bestehende Auflager- und Anschlusskonstruktionen für typisierte, stahlbaumäßige Anschlusskonstruktionen sowie für bereits vorhandene Stahl-Verbundanschlüsse untersucht. Die für das Verbunddeckensystem InaDeck geeigneten Lösungen hinsichtlich der Verwendbarkeit wurden im Dialog mit der Praxis weiterentwickelt.

7.2 Bemessung von Stahlbauanschlüssen Design of steel joints

Die Bemessung von Stahlbauanschlüssen erfolgt nach [EN1993b]. Danach ist es möglich Anschlüsse nach der Steifigkeit als auch nach der Tragfähigkeit zu klassifizieren. So können Anschlüsse als starr, verformbar oder gelenkig im Hinblick auf die Steifigkeit klassifiziert werden (Abbildung 7-1). Betrachtet man die Tragfähigkeit, so ist zwischen

volltragfähig, teiltragfähig und gelenkig zu unterscheiden. Ein gelenkiger Anschluss muss in der Lage sein, die auftretenden Schnittkräfte zu übertragen, ohne dass größere Momente erzeugt werden, welche unzulässige Auswirkungen auf die angeschlossenen Bauteile oder das Gesamttragwerk haben könnten. Dabei muss er eine ausreichende Rotationsfähigkeit besitzen, um auftretenden Gelenkverdrehungen infolge der Bemessungslasten auszuführen. Demgegenüber müssen starre Anschlüsse eine ausreichend große Rotationssteifigkeit besitzen, so dass bei der Verformungsberechnung die volle Stetigkeit der Biegelinien angesetzt werden kann. Hinsichtlich der Tragfähigkeit muss ein volltragfähiger Anschluss eine höhere Tragfähigkeit aufweisen als die der angeschlossenen Bauteile. Kann der Anschluss weder der einen noch der anderen Kategorie zugeordnet werden so handelt es sich um einen verformbaren bzw. teiltragfähigen Anschluss.



Zone 1 (starr):

$$S_{j,ini} \geq K_b \cdot \frac{EI_b}{L_b}$$

Zone 2 (verformbar):

In Zone 2 sind alle Anschlüsse als verformbar anzusehen. Die Anschlüsse in den Zonen 1 oder 3 können bei Bedarf auch als verformbar behandelt werden.

Zone 3 (gelenkig):

$$S_{j,ini} \geq 0,5 \cdot \frac{EI_b}{L_b}$$

- $M_{j,Rd}$ Bemessungswert der Momententragfähigkeit eines Anschlusses
- Φ Rotationswinkel eines Anschlusses
- $S_{j,ini}$ Anfangs-Rotationssteifigkeit eines Anschlusses
- S_j Rotationssteifigkeit eines Anschlusses
- K_b Mittelwert aller I_b/L_b für alle Deckenträger eines Geschosses
- I_b Flächenträgheitsmoment zweiter Ordnung eines Trägers
- L_b Spannweite eines Trägers (von Stützenachse zu Stützenachse)

Abbildung 7-1: Klassifizierung von Anschlüssen nach der Steifigkeit [EN1993b]

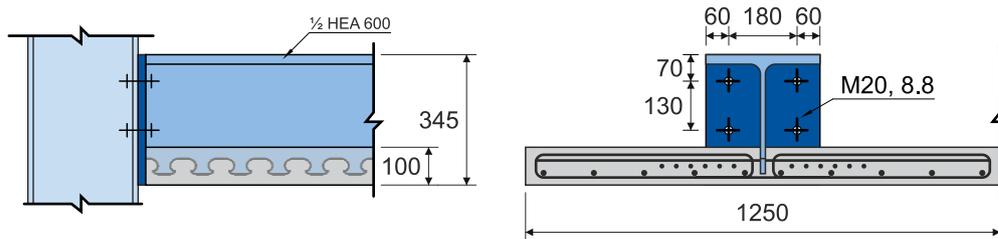
Figure 7-1: Classification of joints due to stiffness [EN1993b]

Mithilfe der Komponentenmethode können Anschlüsse klassifiziert (siehe Kap. 7.3) werden und verformbare und teiltragfähige Anschlüsse konzipiert und nachgewiesen werden. Die Berechnungsmethode ermöglicht es neben der Tragfähigkeit eines Anschlusses auch die Steifigkeit und Rotationsfähigkeit zu berechnen. Hierdurch ist es möglich das Anschlussverhalten in der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen, wodurch eine wirtschaftlich optimierte Konstruktion von Anschlüssen und Profilen erreicht wird.

7.3 Bemessungsbeispiel eines geschraubten Anschlusses ohne Steifen

Design example of bolted joint without stiffeners

In diesem Abschnitt wird an einem Anschlussbeispiel die Klassifizierung und Bemessung anhand der Komponentenmethode nach [EN1993b] vorgestellt. Hierdurch soll dem Anwender das Vorgehen aufgezeigt werden und eine Überführung zu anderen Anschlusslösungen ermöglicht werden.



$L_{\text{Träger}} = 16,0 \text{ m}$

Einwirkungen ohne Zwischenelemente:

$V_{\text{Ed}} = 145,3 \text{ kN}$ (je Anschluss)

$M_{\text{Ed}} = 581,3 \text{ kNm}$ (Feldmitte)

Stahl S 355
Beton C 35/45

$V_{\text{pl,Rd}} = 897,3 \text{ kN}$ (nur auf Stahlsteg bezogen)

$M_{\text{pl,b,Rd}} = 853,9 \text{ kNm}$ (Verbundträger)

$M_{\text{pl,c,Rd}} = 491,0 \text{ kNm}$ (Stütze)

Abbildung 7-2: Bemessungsbeispiel eines geschraubten Anschlusses ohne Steifen

Figure 7-2: Design example of bolted joint without stiffeners

Der Anschluss wird sowohl hinsichtlich seiner Tragfähigkeit als auch seine Steifigkeit klassifiziert.

Momententragfähigkeit des Anschlusses

(1) Tragfähigkeit im Zugbereich

Stirnblech mit Biegebeanspruchung

$$m = \frac{180}{2} - \frac{13}{2} - 0,8 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} = 80,1 \text{ mm} \quad (7-1)$$

$$e = 60 \text{ mm} \quad (7-2)$$

$$m_2 = 70 - 25 - 0,8 \cdot 5 \cdot \sqrt{2} = 39,3 \text{ mm} \quad (7-3)$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{80,1 \text{ mm}}{80,1 \text{ mm} + 60 \text{ mm}} = 0,57 \quad (7-4)$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} = \frac{39,3 \text{ mm}}{80,1 \text{ mm} + 60 \text{ mm}} = 0,28 \quad (7-5)$$

$$\Rightarrow \alpha = 6,1 \quad \text{nach [EN1993b], Bild 6.11} \quad (7-6)$$

$$l_{\text{eff,cp}} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot \pi \cdot 80,1 \text{ mm} = 503,3 \text{ mm} \quad (7-7)$$

$$l_{\text{eff,nc}} = \alpha \cdot m = 6,1 \cdot 80,1 \text{ mm} = 488,6 \text{ mm} \quad (7-8)$$

Wirksame Länge des T-Stummels

$$l_{\text{eff,1}} = l_{\text{eff,nc}} = 488,6 \text{ mm} \leq l_{\text{eff,cp}} = 503,3 \text{ mm} \quad (\text{Modus 1}) \quad (7-9)$$

$$l_{\text{eff,2}} = l_{\text{eff,nc}} = 488,6 \text{ mm} \quad (\text{Modus 2}) \quad (7-10)$$

$$n = e_{\text{min}} = 60 \text{ mm} \leq 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 80,1 = 100 \text{ mm} \quad (7-11)$$

$$\Rightarrow n = 60 \text{ mm} \quad (7-12)$$

Grenzzugkraft des T-Stummels

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{1}{4} \cdot l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}} \quad (7-13)$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 48,89 \text{ cm} \cdot 2,0^2 \cdot \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 1734,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{1}{4} \cdot l_{eff,2} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}} = 1734,5 \text{ kNcm} \quad (7-14)$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1734,5}{8,01} = 866,2 \text{ kN} \quad (7-15)$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad (7-16)$$

$$= \frac{2 \cdot 1734,5 \text{ kNcm} + 6,0 \cdot 2 \cdot 141 \text{ kN}}{8,01 \text{ cm} + 6,0} = 368,4 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 141 \text{ kN} = \mathbf{282 \text{ kN}} \quad (\text{maßgebend}) \quad (7-17)$$

Trägersteg mit Zugbeanspruchung

$$b_{eff,t,wb} = l_{eff,1} = 488,6 \text{ mm} \quad (7-18)$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot \frac{f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} = 48,86 \text{ cm} \cdot 1,3 \text{ cm} \cdot \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} \quad (7-19)$$

$$= 2254,9 \text{ kN}$$

$$F_{w,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot \sum a_w \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{2}} \quad (7-20)$$

$$= 48,86 \text{ cm} \cdot 2 \cdot 0,4 \text{ cm} \cdot \frac{49,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,9 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{2}}$$

$$= \mathbf{1203,8 \text{ kN}}$$

Stützenflansch mit Biegebeanspruchung

$$m = \frac{180 \text{ mm}}{2} - \frac{8,5 \text{ mm}}{2} - 0,8 \cdot 27 \text{ mm} = 64,2 \text{ mm} \quad (7-21)$$

$$e = 60 \text{ mm} \quad (7-22)$$

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot \pi \cdot 64,2 \text{ mm} = 403,4 \text{ mm} \quad (7-23)$$

$$l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e = 4 \cdot 64,2 \text{ mm} + 1,25 \cdot 60 \text{ mm} = 331,8 \text{ mm} \quad (7-24)$$

Wirksame Länge des T-Stummels

$$l_{eff,1} = 331,8 \text{ mm} \leq 403,4 \text{ mm} \quad (\text{Modus 1}) \quad (7-25)$$

$$l_{eff,2} = 331,8 \text{ mm} \quad (\text{Modus 2}) \quad (7-26)$$

$$n = e_{min} = 60 \text{ mm} \leq 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 64,2 = 80,3 \text{ mm} \quad (7-27)$$

$$\Rightarrow n = 60 \text{ mm} \quad (7-28)$$

Grenzzugkraft des T-Stummels

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{1}{4} \cdot l_{eff,1} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_{y,c}}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{4} * 33,2 \text{ cm} \cdot 1,4^2 \cdot \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 577,5 \text{ kNcm} \quad (7-29)$$

$$M_{pl,2,Rd} = 577,5 \text{ kNcm} \quad (7-30)$$

$$F_{T,1,Rd} = 4 \cdot \frac{M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 577,5 \text{ kNcm}}{6,42 \text{ cm}} = 359,8 \text{ kN} \quad (7-31)$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 577,5 \text{ kNcm} + 6,0 \text{ cm} \cdot 2 \cdot 141 \text{ kN}}{6,42 \text{ cm} + 6,0 \text{ cm}} = 229,2 \text{ kN} \quad (7-32)$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 141 \text{ kN} = 282 \text{ kN} \quad (7-33)$$

Stützensteg mit Querzugbeanspruchung

$$b_{eff,t,wc} = l_{eff,min} = 331,8 \text{ mm} \quad (7-34)$$

$$\beta = 1 \Rightarrow \omega = \omega_1 \quad (7-35)$$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(b_{eff,t,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(33,2 \text{ cm} \cdot \frac{0,85 \text{ cm}}{37,8 \text{ cm}^2} \right)^2}} = 0,761 \quad (7-36)$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,761 \cdot 33,2 \text{ cm} \cdot 0,85 \text{ cm} \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 762,4 \text{ kN} \quad (7-37)$$

Für den Zugbereich ergibt sich eine Tragfähigkeit der 1. Schraubenreihe von:

$$F_{t,1,Rd} = 229,2 \text{ kN} \quad (\text{Stützenflansch mit Biegebeanspruchung}) \quad (7-38)$$

(2) Tragfähigkeit im Druckbereich

Stützensteg mit Schubbeanspruchung

$$\frac{d_{wc}}{t_{wc}} = \frac{208 \text{ mm}}{8,5 \text{ mm}} = 24,5 \leq 69 \cdot \varepsilon = 96 \cdot 0,814 = 56,2 \quad (7-39)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 37,8 \text{ cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 697,3 \text{ kN} \quad (7-40)$$

Stützensteg mit Querdruckbeanspruchung

$$b_{eff,c,wc} = h_c + s_p + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) = 100 + 20 + 5 \cdot (14 + 27) = 325 \text{ mm} \quad (7-41)$$

$$\beta = 1 \Rightarrow \omega = \omega_1 \quad (7-42)$$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 * \left(b_{eff,c,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 * \left(32,5 \text{ cm} \cdot \frac{1,4 \text{ cm}}{37,8 \text{ cm}^2} \right)^2}} = 0,589 \quad (7-43)$$

$$k_{wc} = 1,0 \quad (7-44)$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 * \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0,932 * \sqrt{\frac{32,5 \cdot 20,8 \cdot 35,5}{21000 \cdot 0,85^2}} = 1,17 \geq 0,72 \quad (7-45)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p} = \frac{1,17 - 0,2}{1,17} = 0,709 \quad (7-46)$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot h_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,589 \cdot 1,0 \cdot 0,709 \cdot 32,5 \cdot 0,85 \cdot 35,5}{1,1} = 372,3 \text{ kN} \quad (7-47)$$

Verbundträger mit Druckbeanspruchung (Betonpressung):

$$F_{c,Beton,Rd} = 0,85 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2,333 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 595 \text{ kN} \quad (7-48)$$

$$F_{c,min,Rd} = 372,3 \text{ kN} \quad (\text{Stützensteg mit Querdruck}) \quad (7-49)$$

$$F_{t,1,Rd} = 229,2 \text{ kN} \leq F_{c,min,Rd} = 372,3 \text{ kN} \quad (7-50)$$

→ Keine Abminderung erforderlich!

(3) Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ um den Druckpunkt

(Annahme: Druckpunkt bei halber Betongurthöhe)

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} = \left(0,345 \text{ m} - \frac{0,1 \text{ m}}{2} - 0,07 \text{ m} \right) \cdot 229,2 \text{ kN} = 51,57 \text{ kNm} \quad (7-51)$$

Klassifizierung nach der Tragfähigkeit

$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,b,Rd}} = \frac{51,57 \text{ kNm}}{853,9 \text{ kNm}} = 0,06 \leq 0,25 \quad (7-52)$$

$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,c,Rd}} = \frac{51,57 \text{ kNm}}{490,97 \text{ kNm}} = 0,11 \leq 0,25 \quad (7-53)$$

→ Der Anschluss ist als gelenkig anzunehmen!

Anfangsrotationsfähigkeit des Anschlusses

(1) Stützenstegfeld mit Schubbeanspruchung

$$k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z} = \frac{0,38 \cdot 37,8 \text{ cm}^2}{1,0 \cdot 22,5 \text{ cm}} = 0,638 \text{ cm} \quad (7-54)$$

(2) Stützenstegfeld mit Querdrukbeanspruchung

$$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \cdot 32,5 \text{ cm} \cdot 0,085 \text{ cm}}{20,8 \text{ cm}} = 0,093 \text{ cm} \quad (7-55)$$

(3) Stützenstegfeld mit Querkzugbeanspruchung

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \cdot 33,2 \text{ cm} \cdot 0,085 \text{ cm}}{20,8 \text{ cm}} = 0,095 \text{ cm} \quad (7-56)$$

(4) Stützenflansch mit Biegebeanspruchung

$$k_4 = \frac{0,9 \cdot l_{eff} \cdot t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \cdot 33,2 \text{ cm} \cdot (1,4 \text{ cm})^3}{(6,42 \text{ cm})^3} = 0,310 \text{ cm} \quad (7-57)$$

(5) Stirnblech mit Biegebeanspruchung

$$k_5 = \frac{0,9 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \cdot 45,7 \text{ cm} \cdot (2,0 \text{ cm})^3}{(8,01 \text{ cm})^3} = 0,640 \text{ cm} \quad (7-58)$$

(6) Schrauben mit Zugbeanspruchung (ohne Vorspannung)

$$k_{10} = 1,6 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 1,6 \cdot \frac{2,45 \text{ cm}^2}{6,6 \text{ cm}} = 0,590 \text{ cm} \quad (7-59)$$

Effektiver Steifigkeitskoeffizient:

$$\frac{1}{k_{eff}} = \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}} = \frac{1}{0,095 \text{ cm}} + \frac{1}{0,310 \text{ cm}} + \frac{1}{0,640 \text{ cm}} + \frac{1}{0,590 \text{ cm}} = 17,01 \frac{1}{\text{cm}} \quad (7-60)$$

$$k_{eff} = 0,0588 \text{ cm} \quad (7-61)$$

Anfangsrotationsfähigkeit

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot (22,5 \text{ cm})^2}{\frac{1}{0,638 \text{ cm}} + \frac{1}{0,093 \text{ cm}} + \frac{1}{0,059 \text{ cm}}} = 363222,64 \frac{\text{kNcm}}{\text{rad}} \quad (7-62)$$

Klassifizierung nach der Steifigkeit

$$\begin{aligned}
 S_{j,ini} &\leq 0,5 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_b} \\
 &\leq \frac{0,5 \cdot \left(210000 \frac{MN}{m^2} \cdot 7,34 \cdot 10^{-4} m^4 \right)}{16,0 m} = 4,82 MNm
 \end{aligned}
 \tag{7-63}$$

→ Der Anschluss ist als gelenkig anzunehmen!

7.4 Stahlbauanschlüsse für das Deckensystem InaDeck Steel joints for the slab system InaDeck

Die Untersuchungen und das Bemessungsbeispiel zeigen, dass es durch die erhöhte Momenten­tragfähigkeit eines Verbundträgers, im Vergleich zum reinen Stahlträger, nur mit groß dimensionierten Anschlüssen möglich ist diese als teiltragfähig bzw. volltragfähig zu klassifizieren. Aus diesem Grund werden nachfolgend zwei gelenkige Anschlüsse (Abbildung 7-3) vorgestellt, um das Verbunddeckensystem in das Haupttragwerk zu integrieren. Gelenkige Anschlüsse übertragen ausschließlich Querkräfte, sodass sie sowohl für Stützenanschlüsse als auch in Kombination mit Zwischenträgern gut geeignet sind. Vor allem beim Anschluss an einen Zwischenträger ist es angebracht nur vertikale Kräfte und keine Momente weiterzuleiten, da Momente eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung des Zwischenträgers darstellen. Sinnvoll die weiterleitenden Kräfte aus diesem Grund werden im folgenden Abschnitt zwei gelenkige Anschlüsse gezeigt, die es ermöglichen die Verbunddecke an eine Stütze oder Wechselträger anzuschließen.

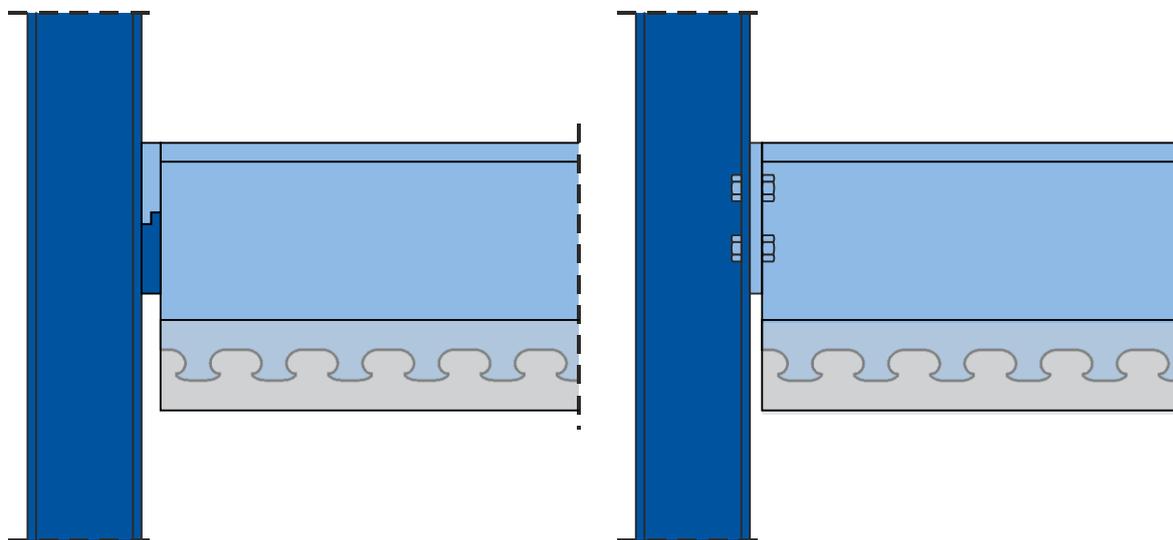


Abbildung 7-3: Gelenkige Anschlüsse für das Deckensystem InaDeck

Figure 7-3: Simple joints for slab system InaDeck

In Abbildung 7-3 sind zwei gelenkige Anschlüsse dargestellt, die es ermöglichen die Querkräfte der Deckenelemente abzutragen. Beim Anschluss in Abbildung 7-3 (a) handelt es sich um eine abgewandelte Form aus [INFA] mit Schubknaggen. Dieser Anschluss ermöglicht einen schnellen Ablauf während der Bauphase, da die Deckenelemente ohne weitere Montage eingebaut werden können. Die Schubknaggen sind dabei

so zu bemessen, dass der Anschluss ausreichend rotieren kann, um zusätzliche horizontale Kräfte zu vermeiden, die den Anschluss zusätzlich beanspruchen. Dieser Anschluss kann, wie in [INFA], ebenfalls dazu genutzt werden das Deckenelement mittels Kopfbolzendübeln an eine Betonwand, z.B. eines Aussteifungskerns, anzuschließen. In Abbildung 7-3 (b) ist ein gelenkiger Anschluss aus [WEY13] dargestellt. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die bereits vorhandenen typisierten Anschlüsse auch auf das Deckensystem InaDeck anwendbar sind. Für diesen Anschluss sind in Tabelle 7-1 Abmessungen und Tragfähigkeiten als Bemessungshilfe zusammengestellt. Mit Hilfe dieser Anschlüsse lassen sich Deckenlängen von 10,0 m (HEA 400) bis 16,0 m (HEA 600) realisieren, wobei der Verbundträger maßgebend ist.

Tabelle 7-1: Gelenkiger Anschluss mit angeschweißter Stirnplatte

Table 7-1: Simple connection with welded end-plate

Ausführungsmöglichkeit (Beispiel mit n = 4 Schrauben)				$V_{j,Rd}$: Anschluss Tragfähigkeit		h_p : Stirnplattenhöhe						
	n: Gesamtanzahl der Schrauben		t_p : Stirnplattendicke		Schraubenfestigkeitsklasse 4.6 $t_p = 10$ mm							
	t _u : Erforderliche Dicke des lastanzunehmenden Bauteils (Stütze / Zwischenträger)				Schraubenfestigkeitsklasse 10.9 M16 und M20 $t_p = 10$ mm M24 $t_p = 12$ mm							
	a: Dicke der Doppelkehlnaht am Trägersteg											
Maßgebende Versagensformen (Abkürzungen)												
Betroffenes Bauteil						Ursache						
B: Träger						b: Lochleibung						
BT: Schraube						s: Schub bzw. Abscheren						
EP: Stirnplatte						bd: Biegung						
						st: Scherbruch						
Abmessungen und Tragfähigkeit												
Abmessungen				S 235					S 355			
Trägerprofil	Schraube	n	h_p [mm]	$V_{j,Rd}$ [kN]	t_u [mm]	a [mm]	Vers.-form	$V_{j,Rd}$ [kN]	t_u [mm]	a [mm]	Vers.-form	
HEA 400	M 16	4.6	4	123,53	5,2	3	BT s	123,53	3,8	3	BT s	
	M 24	4.6	2	138,97	4,1	4	BT s	138,97	3,7	3	BT s	
	M 16	10.9	2	100	149,25	6,5	4	B s	154,41	5,0	4	BT s
		10.9	4	125	164,17	6,9	4	B s	248,00	7,6	5	B s
	M 20	10.9	2	100	149,25	5,2	4	B s	225,46	5,8	5	B s
	M 24	10.9	2	100	149,25	4,4	4	B s	225,46	4,8	5	B s
HEA 500	M 20	4.6	4	174,21	6,0	4	B s	193,01	4,9	4	BT s	
	M 16	10.9	4	125	174,21	7,3	4	B s	263,17	8,1	5	B s
		10.9	4	150	174,21	5,6	4	B s	263,17	6,3	5	B s
	M 20	10.9	2	100	162,81	5,7	4	B s	241,27	6,2	5	BT s
		10.9	4	150	174,21	6,0	4	B s	263,17	6,7	5	B s
	M 24	10.9	2	100	162,81	4,8	4	B s	245,95	5,3	5	B s
HEA 600	M 16	4.6	6	185,29	5,5	3	BT s	185,29	4,1	3	BT s	
	M 20	4.6	4	160	193,01	6,1	3	BT s	193,01	4,5	3	BT s
		4.6	6	220	289,52	5,8	5	BT s	289,52	4,3	4	BT s
	M 24	4.6	4	190	277,94	7,2	4	BT s	277,94	5,3	4	BT s
		10.9	4	160	282,21	8,4	5	B s	308,83	6,7	4	BT s
	M 16	10.9	6	160	282,21	8,4	5	B s	426,32	9,3	6	B s
		10.9	2	160	241,27	8,4	4	BT s	241,27	6,2	3	BT s
	M 20	10.9	4	160	282,21	8,8	5	B s	426,32	9,8	6	B s
		10.9	6	220	298,08	6,0	5	B s	450,30	6,6	6	B s
	M 24	10.9	2	160	282,21	8,2	5	B s	347,43	7,4	5	BT s
10.9		4	190	298,08	7,7	5	B s	450,30	8,6	6	B s	

Bei beiden Anschlüssen ist eine horizontale Verschiebung des Betongurts von maximal 5 mm (bei 16,0 m Spannweite) zu gewährleisten, sodass der Beton nicht auf Druck beansprucht wird.

7.5 Zusammenfassung

Summary

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass vor allem gelenkige Anschlüsse genutzt werden sollten, um die Deckenelemente an das Tragwerk anzuschließen. Vor allem im Bereich der filigranen deckengleichen Zwischenträger ist ein teil- bzw. volltragfähiger Anschluss nur schwer realisierbar, da die Zwischenträger vor allem bei großen Deckenspannweiten bereits hohe Querkräfte abtragen müssen. Aus diesem Grund wurde der Fokus auf gelenkige Anschlüsse gelegt. Es wurde ein Anschluss mit Schubknaggen vorgestellt, der sich auch für den Anschluss an Betonwände eignet. Der zweite Anschluss ist ein gelenkiger Schraubanschluss in Anlehnung an die vorhandenen typisierten Anschlüsse für Stahlbauten [WEY13] für die eine Bemessungstafel zur Verfügung gestellt wurde.

8 Ingenieurmodelle Engineering models

Kurzfassung

In diesem Kapitel werden Ingenieurmodelle für integrierte Verbunddecken zusammengestellt. Zunächst werden die wesentlichen Berechnungsschritte zur Bemessung von Stegöffnungen beschrieben. Hierzu wird ein im Rahmen von [CLA16a] entwickeltes Modell verwendet. Anschließend werden die Grundlagen zur Ermittlung der Schnittgrößen in segmentierten Deckenscheiben beschrieben und die Bemessung von Vergussfugen vorgestellt.

The following chapter presents engineering models for integrated floor slabs. First, the stepwise procedure for the design of web openings is presented. Therefore, a model developed in [CLA16a] is used. Furthermore, the basic principles for the determination of the internal forces in segmented floor slab elements are described and the design of grouted joints is presented and explained.

8.1 Allgemeines General

In diesem Kapitel werden aus den Ergebnissen der experimentellen und numerischen Untersuchungen Ingenieurmodelle zur Beschreibung des Tragverhaltens hergeleitet. Die Berechnung der stahlbaumäßigen Anschlüsse ist mit den bekannten Methoden des Stahlbaus möglich und wird daher hier nicht gesondert beschrieben.

Einen Schwerpunkt des Kapitels bildet die Beschreibung eines praxisgerechten Ingenieurmodells zum Nachweis der Stegöffnungen in integrierten Deckensystemen. Der vorgestellte Ansatz wurde im Rahmen von [CLA16a] erarbeitet und ist in der Lage die im Versuch beobachteten Versagensarten (Biegeversagen Teilträger, Verbundmittelversagen, Querkraftversagen Betongurt) zu erfassen. Er basiert auf der Idealisierung des Öffnungsbereiches als Stabwerk, in dem jede Versagensart durch eine korrespondierende Fessel abgebildet wird. Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit für eine Versagensart wird die jeweilige Fessel gelöst und durch ihre Beanspruchbarkeit ersetzt. Das Modell ist auf den Öffnungsbereich von Verbundträgern mit beliebigen M/V-Verhältnissen sowohl im positiven als auch negativen Momentenbereich anwendbar. Neben den vom statischen System abhängigen Parametern, können alle Einflüsse aus der Öffnungs- (Öffnungslänge, -höhe, Reststeghöhe) und Querschnittsgeometrie (Stahlprofiltyp, Betongurtabmessungen, Bewehrungsmenge und -anordnung) sowie die Anordnung unterschiedlicher Verbundmittel berücksichtigt werden.

Darüber hinaus werden Berechnungsansätze für die Bemessung von Verbundfugen zusammengestellt. Neben den Grundlagen zur Ermittlung der Schnittgrößen in segmentierten Deckenscheiben wird die Bemessung anhand von Regelwerken beschrieben und erläutert.

Der Antrag sah weiterhin die experimentelle Ermittlung von Interaktionsbeziehungen für die gleichzeitige Wirkung von Längsbiegung und Querbiegung aus den eingehängten Zwischenelementen sowie die Aufbereitung dieser Interaktionszusammenhänge in Planungstools und Bemessungshilfen vor. Allerdings führten die in Absprache mit dem PbA aufgebrachten Querbiegebeanspruchungen (1,5-facher Wert der realen Beanspruchung, Abschnitt 4.8) weder zu einer Beeinträchtigung der Biegetragfähigkeit in Längsrichtung noch zu einer Herabsetzung der Querkrafttragfähigkeit im Öffnungsbereich. Die experimentelle Erstellung der $M_L - M_q$ - Interaktionszusammenhänge war aufgrund des unerwartet positiven Tragverhaltens der integrierten Verbunddecken daher nicht möglich. Die Versuchsergebnisse zeigen aber deutlich, dass die Berücksichtigung der Querbiegung aus eingehängten Zwischenelementen in der Bemessung entbehrlich ist.

8.2 Querkrafttragfähigkeit von Verbundträgern mit Stegöffnungen **Shear resistance of composite beams with web openings**

8.2.1 Voraussetzungen zur Anwendung

Für die Anwendbarkeit des Modells wird vorausgesetzt, dass es sich um eine Einzelöffnung handelt, deren Abstand zur nächsten Öffnung größer als die doppelte Öffnungslänge ist. Weiterhin ist sicherzustellen, dass die Stahlrestquerschnitte der Querschnittsklasse 2 oder höher entsprechen und kein Stegbeulen am druckbeanspruchten Öffnungsrand auftritt. Zusätzlich müssen zwischen dem auflagnahen Öffnungsrand und dem Auflager ausreichend viele Verbundmittel vorhanden sein, um die aus der globalen und lokalen Biegebeanspruchung entstehenden Schubkräfte aufzunehmen. Im Bereich der Stegöffnungen wird überdies eine ausreichende Verformungsfähigkeit aller Teilträger vorausgesetzt.

8.2.2 Vorgehen zum Nachweis einer Stegöffnung

Schritt 1: Bestimmung der Normalkräfte in den Teilträgern

Zunächst sind die einwirkenden Normalkräfte im oberen und unteren Teilträger zu bestimmen. Hierzu wird das anhand der Bemessungslasten berechnete Biegemoment M_{Ed} in der Mitte der Stegöffnung verwendet. Dieses wird über den Abstand der Schwerlinien von Ober- und Untergurt aufgeteilt (8-1).

$$N_{Ed,UG} = -N_{Ed,OG} = M_{Ed}/z_0 \quad (8-1)$$

Vereinfachend kann angenommen werden, dass die aus der Zerlegung des globalen Momentes resultierende Normalkraft im unteren Teilträger ausschließlich vom Betongurt aufgenommen wird. Lediglich bei Trägern mit einem ausgeprägten Stahlrestträger und einem vergleichsweise kleinen Betongurt sollte die Normalkraft genauer anhand der Dehnsteifigkeiten von Stahlrestträger und Betongurt aufgeteilt werden, ggfs. sind Effekte aus der Rissbildung im Beton zu berücksichtigen [CLA16a].

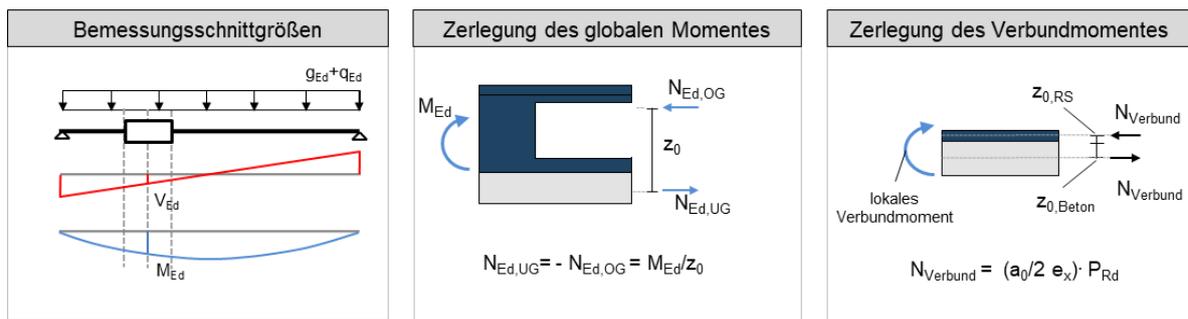


Abbildung 8-1: Normalkräfte in den Teilträgern
Figure 8-1: normal forces in the remaining beams

Darüber hinaus sind im Betongurt und Stahlrestträger die aus dem lokalen Verbundmoment des unteren Teilträgers resultierenden Normalkräfte zu berücksichtigen (Abbildung 8-1). Hierbei wird angenommen, dass es sich beim Untergurt grundsätzlich um einen teilverdübelt Verbundträger handelt, bei dem die Schubtragfähigkeit P_{Rd} der Verbundmittel innerhalb der Öffnung ausgenutzt wird. Bei Verwendung von Verbunddübelleisten sind für die Schubtragfähigkeit die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [DIB13] und ergänzende Regelungen zum Risseinfluss [CLA17c] zu verwenden (8-2).

$$P_{Rd(VDL)} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\chi_x \cdot \chi_y \cdot 90 \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_{D,i})}{\gamma_V} \\ \frac{0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_V} \end{array} \right. \quad (8-2)$$

Im Betongurt ergibt sich folglich die Normalkraft $N_{Ed,Beton}$ nach Gleichung (8-3) als Summe aus globalen und lokalen Normalkraftanteilen, während im unteren Reststeg lediglich die Normalkraft aus Verbundtragwirkung wirkt (8-4).

$$N_{Ed,Beton,A} = \frac{M_{Ed}}{z_0} - P_{Rd} \cdot \frac{a_0}{2e_x} \quad \text{und} \quad N_{Ed,Beton,B} = \frac{M_{Ed}}{z_0} + P_{Rd} \cdot \frac{a_0}{2e_x} \quad (8-3)$$

$$N_{Ed,RS,A} = P_{Rd} \cdot \frac{a_0}{2e_x} \quad \text{und} \quad N_{Ed,RS,B} = -P_{Rd} \cdot \frac{a_0}{2e_x} \quad (8-4)$$

Schritt 2: Querkrafttraganteil des Betongurtes

Das Versagen des Stegöffnungsbereiches wird stets durch ein Versagen des Betongurtes oder der Verbundmittel initiiert. Daher wird davon ausgegangen, dass sich der Betongurt grundsätzlich bis zum Erreichen seiner Tragfähigkeit an der Abtragung der einwirkenden Querkraft beteiligt. Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes werden die unterschiedlichen Bruchkriterien (Biegeversagen am Öffnungsrand, Verbundmittelversagen in Form von Ausreißen bzw. Durchstanzen und

Querkraftversagen des Betongurtes) einzeln ausgewertet und für jedes Kriterium die potenzielle Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes ($V_{Rd,Beton,Biege}$, $V_{Rd,Beton,VM}$, $V_{Rd,Beton,Quer}$) berechnet. Die kleinste rechnerische Querkrafttragfähigkeit ist maßgebend und kennzeichnet zudem die Versagensart (8-5).

$$V_{Rd,Beton} = \min(V_{Rd,Beton,Biege}; V_{Rd,Beton,Quer}; V_{Rd,Beton,VM}) \quad (8-5)$$

Die Zusammenhänge zur Berechnung der Querkrafttraganteile für die unterschiedlichen Szenarien werden nachfolgend im Detail beschrieben.

Biegeversagen des Betongurtes an den Öffnungsrändern

Der unterhalb der Stegöffnung liegende Betongurt wird durch kombiniert wirkende Normalkräfte und Biegemomente beansprucht. Experimentelle Untersuchungen [P197], [P879] zeigen, dass die Biegetragfähigkeit der Betonplatte an den Öffnungsrändern in hohem Maße von der gleichzeitig wirkenden Betongurt-Normalkraft abhängt. Zudem ist in der Bemessung zu berücksichtigen, dass es sich beim unterhalb der Öffnung liegenden Teilträger in vielen Fällen um einen teilweise verdübelten Verbundträger handelt. Hierbei reicht die Schubtragfähigkeit der Verbundmittel innerhalb der Öffnung nicht aus, um die plastische Normalkraft des Betongurtes bzw. des verbleibenden Reststeges zu übertragen.

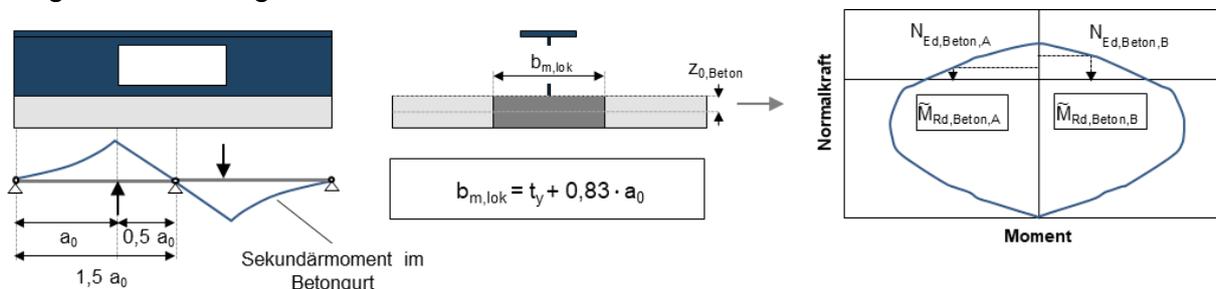


Abbildung 8-2: Mitwirkende Breite des Betongurtes und Bestimmung des Querkrafttraganteils für das Biegeversagen des Betongurtes

Figure 8-2: activated width of the concrete slab and shear capacity for Vierendeel failure

Um die Biegetragfähigkeit des Betongurtes an den Öffnungsrändern zu quantifizieren, muss zunächst die lokale mitwirkende Breite des Betongurtes ermittelt werden. Hierzu wird das Modell für die mitwirkende Breite von Stahlbetonplatten unter Einzellast aus Heft 240 des deutschen Ausschusses für Stahlbeton [GRA91] verwendet (linker Teil von Gleichung (8-6)) und auf die Randbedingungen des Öffnungsbereiches angepasst. Ein vergleichbares Vorgehen wird auch in [KOH07] vorgeschlagen. Hierbei ist t_y die Lasteintragungsbreite rechtwinklig zur Stützweite, l die Spannweite der Platte und x der Abstand der Last zum Momentennullpunkt. Im Bereich von Stegöffnungen weist das Sekundärmoment des Betongurtes einen linearen Verlauf zwischen den Öffnungsrändern und einen Momentennullpunkt in Öffnungsmitte auf. Von den Öffnungsrändern bauen sich die lokalen Biegemomente über die Länge a_0 nach außen ab (Abbildung 8-2). Wird der Bereich zwischen dem Momentennullpunkt in Öffnungsmitte und

dem Momentennullpunkt im Abstand a_0 neben dem Öffnungsrand als Einfeldträger mit der Länge $l = 1,5 \cdot a_0$ angesehen, der durch eine Einzellast in seinem Drittelpunkt (Öffnungsrand) $x = a_0/2$ belastet wird, so ergibt sich der rechte Teil von Gleichung (8-6).

Hierbei ist für oberflanschlose Träger mit Verbunddübelleisten die Lasteintragungsbreite $t_y = 7,5 \cdot d_{quer}$ (mit d_{quer} als Durchmesser der Querbewehrung) [CLA14b].

$$b_{m,lok} = t_y + 2,5 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) = t_y + 0,83 \cdot a_0 \quad (8-6)$$

Anhand der lokalen mitwirkenden Breite $b_{m,lok}$ wird anschließend eine Momenten-Normalkraft-Interaktionsbeziehung ermittelt (Abbildung 8-2). Diese kann entweder in ausgewählten Punkten von Hand berechnet und multilinear approximiert werden oder mithilfe von Querschnittsprogrammen bzw. Tabellenkalkulation bestimmt werden. Für symmetrisch bewehrte Gurte ist zudem die Verwendung von Bemessungshilfen (z.B. [GOR04]) möglich. Die in den Gleichungen (8-3) berechneten Normalkräfte $N_{Ed,Beton,A}$ und $N_{Ed,Beton,B}$ werden als Eingangsgrößen für die Bestimmung der Biegetragfähigkeiten im M - N -Interaktionsdiagramm benötigt. In Abbildung 8-2 ist die Ablesung der aufnehmbaren Biegemomente an den Öffnungsrändern $\tilde{M}_{R,Beton,A}$, $\tilde{M}_{R,Beton,B}$ dargestellt. Auf der sicheren Seite liegend kann stets auch ein linearer Interaktionszusammenhang zwischen der Biegetragfähigkeit (ohne Normalkraft) und der Normalkrafttragfähigkeit (ohne Moment) angenommen werden.

Gleichzeitig tritt im unteren Teilträger ein Verbundtragmoment auf. Dieses resultiert aus der von den Verbundmitteln übertragenen Verbundnormalkraft und dem Abstand der Betongurtschwerlinie zur Verbundfuge $z_{0,Beton}$. Unter der Annahme, dass es sich beim unteren Teilträger um einen teilverdübelt Verbundträger handelt, bei dem die Verbundmitteltragfähigkeit P_{Rd} die aufnehmbaren Biegemomente bestimmt, ergibt sich der zugehörige Querkrafttraganteil des Betongurtes aus Gleichung (8-7).

$$V_{Rd,Beton,Biege} = \frac{\tilde{M}_{Rd,Beton,B} - \tilde{M}_{Rd,Beton,A}}{a_0} + P_{Rd} \cdot \frac{z_{0,Beton}}{e_x} \quad (8-7)$$

Vertikales Verbundmittelversagen an den Öffnungsrändern

Der Querkrafttraganteil des Betongurtes wird durch die Zug- und Drucktragfähigkeiten der Verbundmittelgruppen an den Öffnungsrändern begrenzt. Zur Bestimmung der Querkraft im Betongurt werden daher Informationen über die Anzahl der mitwirkenden Verbundmittel an den Öffnungsrändern und über deren Tragfähigkeiten benötigt.

An der Ein- bzw. Ausleitung der Querkraft am Öffnungsrand beteiligen sich mehrere Verbundmittel. Die Dübelgruppe eines Öffnungsrandes setzt sich aus Verbundmitteln innerhalb und neben der Öffnung zusammen. Während die Anzahl m_i der in der Öffnung aktivierten Verbundmittel von ihrer Tragfähigkeit $P_{Z,Rd}$ bzw. $P_{D,Rd}$, den Abmessungen des oberen Reststahlträgers (h_{RS} , b_f , t_f , t_s) und seinem Widerstand gegenüber

einer Fließgelenkbildung am Öffnungsrand abhängt, wird die Anzahl m_a der neben dem Öffnungsrand mitwirkenden Verbundmittel durch die Geometrie der Stegöffnung und das Verhältnis der Biegesteifigkeiten der Stahlträger zur Biegesteifigkeit des Betongurtes gesteuert [CLA16a].

Für Verbundträger ohne Oberflansch und mit Verbunddübelleiste kann die Anzahl m der aktivierten Verbundmittel für den druck- und den zugbeanspruchten Öffnungsrand in Abhängigkeit von der Öffnungslänge a_0 bzw. der Stahlträgerhöhe h_s bestimmt werden (8-8). Vereinfachend bleiben die innerhalb der Öffnungslänge liegenden Verbundmittel unberücksichtigt.

$$m = \frac{\min(0,5 \cdot a_0; 1,5 \cdot h_s)}{e_x} \quad (8-8)$$

Die Berechnung der Zug- bzw. Drucktragfähigkeit der aus m Verbundmitteln bestehenden Dübelgruppe erfolgt anhand von Gleichung (8-9). Hierin bezeichnen $P_{Z,Rk}^0$ und $P_{D,Rk}^0$ die charakteristischen Zug- und Drucktragfähigkeiten eines einzelnen Verbundmittels (8-10), (8-11). Gleichung (8-12) beschreibt die Länge des sich ausbildenden Betonausbruchkörpers. Die geometrischen Eingangsgrößen sind [CLA16a], [CLA16b] zu entnehmen.

$$P_{D,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M,c}} \cdot \frac{l_{(mVD)}}{l_0} \cdot P_{D,Rk}^0 \quad \text{bzw.} \quad P_{Z,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M,c}} \cdot \frac{l_{(mVD)}}{l_0} \cdot P_{Z,Rk}^0 \quad (8-9)$$

$$P_{Z,Rk}^0 = 1,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{h_{ef,Z}^2}{\sqrt{1 + \frac{h_{ef,Z}^2}{100}}} \cdot \frac{l_{VD}}{l_0} \cdot \frac{b_{VD}}{b_0} \cdot \psi_{cr} \quad (8-10)$$

$$P_{D,Rk}^0 = 1,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{h_{ef,D}^2}{\sqrt{1 + \frac{h_{ef,D}^2}{100}}} \cdot \frac{l_{VD}}{l_0} \cdot \frac{b_{VD}}{b_0} \cdot \psi_{cr} \quad (8-11)$$

$$+ 1,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{c_u^2}{\sqrt{1 + \frac{c_u^2}{100}}} \cdot \frac{e_x/2 + 3 \cdot c_u}{3 \cdot c_u} \cdot \frac{3 \cdot c_u + 7,5 d_{q,Bügel}}{3 \cdot c_u} \cdot \psi_{cr}$$

$$l_{(mVD)} = \min\left(3 \cdot h_{ef} + 7,5 \cdot d_q + \frac{e_x}{2} \cdot (2m - 1); m \cdot l_{VD}\right) \quad (8-12)$$

Die Tragfähigkeiten der Dübelgruppen $P_{Z,Rd}$ und $P_{D,Rd}$ entsprechen den im Bruchzustand übertragbaren Vertikalkräften zwischen Betongurt und Stahlträger. Folglich stimmen sie mit den Querkraftsprüngen des Betongurtes an den Öffnungsändern überein. Mit (8-13) bzw. (8-14) können hieraus die Querkrafttraganteile des Betongurtes für ein Verbundmittelversagen durch Ausreißen bzw. Durchstanzen berechnet werden. Das kleinere der beiden Kriterien ist maßgebend (8-15).

$$V_{Rd,Beton,Z} = \frac{P_{Z,Rd}}{\left(1 + 2 \cdot \frac{a_{0,B}}{a_0}\right)} \quad (8-13)$$

$$V_{Rd,Beton,D} = \frac{P_{D,Rd}}{\left(1 + 2 \cdot \frac{a_{0,A}}{a_0}\right)} \quad (8-14)$$

$$V_{Rd,Beton,VM} = \min(V_{Rd,Beton,D}; V_{Rd,Beton,Z}) \quad (8-15)$$

Querkräftversagen des Betongurtes

Im Bereich der Öffnung übernimmt der Betongurt einen wesentlichen Anteil der Querkraft. Daher ist die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes im Öffnungsbereich nachzuweisen. Aus der Anordnung von Stegöffnungen ergeben sich besondere Randbedingungen, die den Querkraftabtrag in der Stahlbetonplatte des Verbundträgers beeinflussen und im Modell zu berücksichtigen sind. Diese sind in Abbildung 8-3 dargestellt und werden nachfolgend stichpunktartig erläutert.

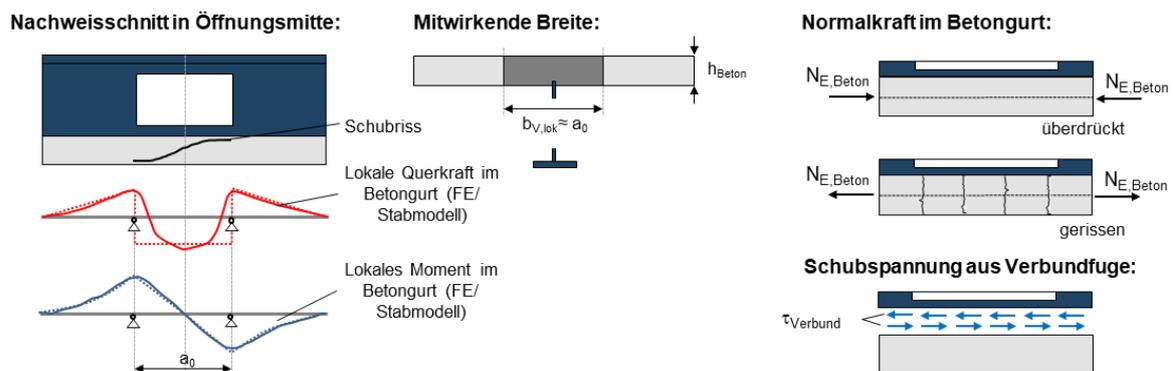


Abbildung 8-3: Randbedingungen des Querkraftabtrags von Betongurten im Stegöffnungsbereich

Figure 8-3: Constraints of the shear mechanisms in concrete slabs with web openings

- Durch die Stegöffnung wird dem Stahlbetongurt das statische System eines Einfeldträgers mit gegenseitig wirkenden Randmomenten vorgegeben. Der hieraus resultierende Querkraftverlauf innerhalb der Öffnung kann als annähernd konstant angesehen werden. Dieser Idealisierung liegt die Modellvorstellung zugrunde, dass die Ein- bzw. Ausleitung der Querkraft vom Steg des Stahlprofils in den Betongurt und umgekehrt durch konzentrierte Vertikalkräfte an den Öffnungsrändern erfolgt. In der Realität beteiligen sich allerdings mehrere, teilweise innerhalb der Öffnung liegende Verbundmittel an der Übertragung des Querkraftsprungs, so dass die maximale Querkraft des Betongurtes erst in der Öffnungsmitte vollständig erreicht ist. Daher liegt auch der maßgebende Nachweisschnitt für die Querkraft des Betongurtes in der Öffnungsmitte.
- Der Verlauf des lokalen Biegemomentes weist in der Öffnungsmitte einen Momentennulldurchgang auf. Anders als beim klassischen Biegeschubversagen, bei dem das Biegemoment im Nachweisschnitt eine Rotation des kritischen Schubrisses hervorruft, treten daher im maßgebenden Nachweisschnitt für die

Querkraft keine Biege- bzw. Biegeschubrisse auf. Die Modelle für das Biegeschubversagen (z.B. aus [EN1992]) lassen sich daher nicht sinnvoll auf Betongurte im Stegöffnungsbereich von Verbundträgern anwenden.

- Numerische Untersuchungen [CLA16a] zeigen, dass die mitwirkende Querkraftbreite $b_{V,lok}$ im Nachweisschnitt annähernd identisch ist mit der Öffnungslänge a_0 . Zudem wird durch die Verbundmittel über die gesamte Öffnungslänge eine Längsschubkraft entlang der Verbundfuge in den Betongurt eingeleitet. Daher ist die Schubspannung an der Betongurtoberseite anders als bei reinen Stahlbetonbalken nicht Null. Die Größe der an der Betongurtoberseite eingeleiteten Schubspannung $\tau_{Verbund}$ hängt vom lokalen Verdübelungsgrad η innerhalb der Öffnung ab. Auf der sicheren Seite liegend kann der günstige Einfluss der Verdübelung allerdings in den Modellen vernachlässigt werden.
- Der Stahlbetongurt ist im Öffnungsbereich, neben lokalen Querkraften, großen Normalkräften ausgesetzt, die aus der Übertragung des globalen Biegemomentes resultieren. Hierdurch bleiben Betondruckgurte von Verbundträgern (in der Öffnungsmitte) bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit ungerissen. In Betonzuggurten entstehen hingegen je nach Zugkraft und Bewehrungsgrad mitunter breite Trennrisse. Bei der Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit der Betongurte im Öffnungsbereich von Verbundträgern ist daher zwischen dem Querkraftabtrag im gerissenen und ungerissenen Beton zu unterscheiden.

In Betonzuggurten reißt der Beton hingegen in der Regel auf. Über den in der Öffnungsmitte liegenden Trennriß wird die Betongurtquerkraft durch die Tragmechanismen Rissverzahnung und Dübelwirkung der Längsbewehrung übertragen (Abbildung 8-4, rechts). Die maximal im Riß übertragbare Schubspannung τ_{RR} , kann mit dem Ansatz von VECCHIO und COLLINS [VEC86] in Abhängigkeit von der Rißbreite w_r bestimmt werden. Die aktivierte Rißfläche A_{RR} entspricht dem Produkt aus mitwirkender Breite $b_{V,lok}$ und dem Abstand zwischen den beiden äußeren Bewehrungslagen. Die Dübelwirkung der Längsbewehrung versagt entweder durch ein Abplatzen der Betondeckung [BAU70] oder durch die Tragfähigkeitsüberschreitung des Bewehrungsstabes [MAR01]. Da die beiden Traganteile Rissreibung und Dübelwirkung parallel wirken, können sie im Bruchzustand zur Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes addiert werden (8-16).

$$V_{Rd,Beton,Quer} = \frac{1}{\gamma_c} \cdot (V_{friction} + \min(V_{spalling}; V_{kinking})) \quad (8-16)$$

für $\sigma_c \geq f_{ct}$

Im Betondruckgurt bleibt der Beton aufgrund der äußeren Drucknormalkraft und dem Verschwinden des Biegemomentes (in Öffnungsmitte $M = 0$) in der Regel bis zum Bruch ungerissen. Der homogene, ungerissene Querschnitt befindet sich außerhalb der Diskontinuitätsbereiche (Öffnungsränder), so dass senkrecht zur Stabachse gerichtete Spannungen vernachlässigt werden können. Die Querkrafttragfähigkeit kann daher anhand des Hauptzugspannungskriteriums nach [EN1992] berechnet werden (Abbildung 8-4, links).

Im Gegensatz zu Kopfbolzendübeln können Verbunddübeln grundsätzlich nicht als vertikale Zugstreben angesehen werden. Der Betongurt wird daher auf der sicheren Seite liegend stets als Bauteil ohne Querkraftbewehrung betrachtet.

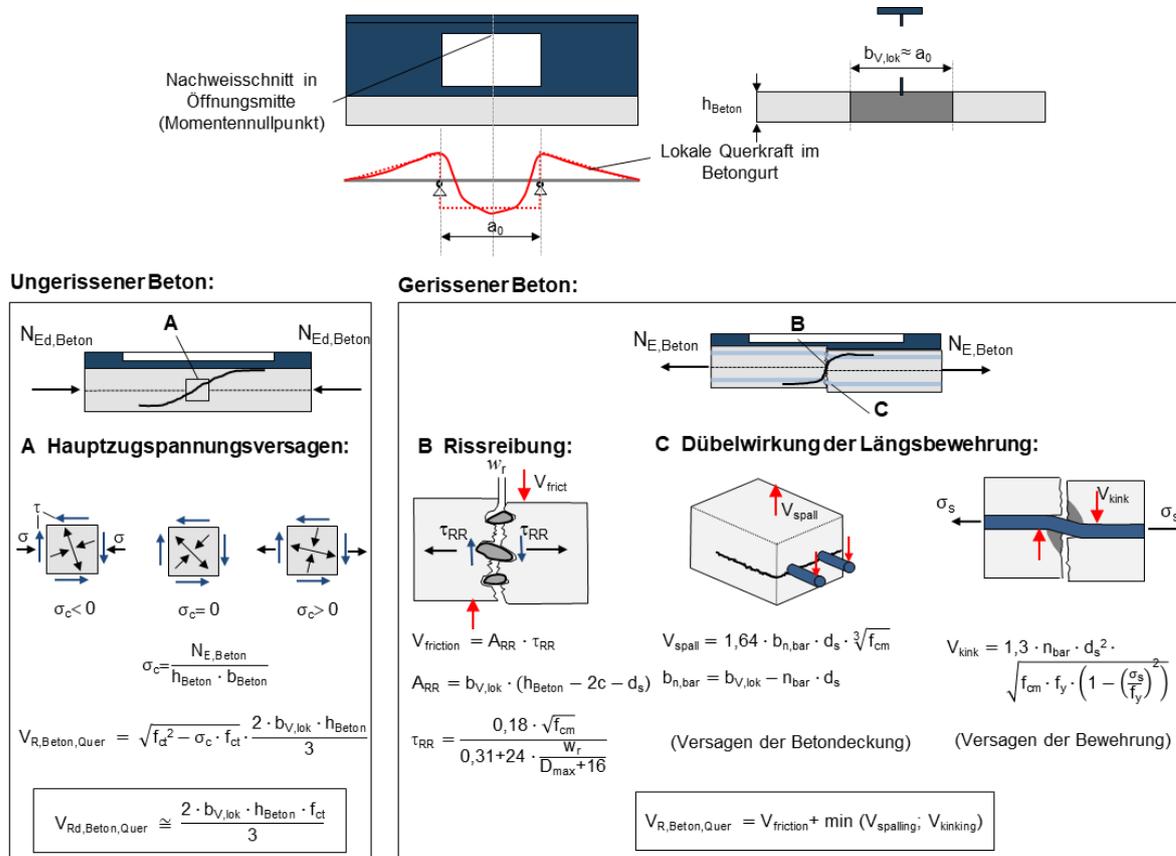


Abbildung 8-4: Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes in Öffnungsmitte

Figure 8-4: Shear capacity of the concrete slab below the opening

Schritt 3: Querkraftwiderstände des unteren Reststeges und des Stahlobergurtes

Nachdem in Schritt 2 der Querkrafttraganteil des Betongurtes bestimmt wurde, müssen nun die Querkraftwiderstände des unteren Reststeges und des Stahlobergurtes ermittelt werden. Hierbei ist neben der Momenten-Normalkraft-Interaktion auch der Einfluss der gleichzeitig einwirkenden Querkraft zu berücksichtigen. In Abbildung 8-5 ist das Vorgehen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit zusammengestellt. Zunächst werden die *M-N*-Interaktionsbeziehungen für die Querschnitte erstellt. Hierzu können neben genauen Verfahren die Interaktionsgleichungen (8-17), (8-18) nach [EN1993a] für rechteckige Querschnitte verwendet werden, in die die plastisch berechneten Biege- und Normalkrafttragfähigkeiten der Teilquerschnitte eingehen. Die Bestimmung der plastischen Biegetragfähigkeit für den T-förmigen Obergurt erfolgt mit (8-19).

$$\tilde{M}_{Rd, RS} = M_{pl, Rd, RS} \cdot \left[1 - \left(N_{Ed, RS} / N_{pl, Rd, RS} \right)^2 \right] \quad (8-17)$$

$$M_{Rd,OG} = M_{pl,Rd,OG} \cdot \left[1 - (N_{Ed,OG}/N_{pl,Rd,OG})^2 \right] \quad (8-18)$$

$$M_{pl,Rd,i} = A_{s,i} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_{s,i}}{2} + t_f - z_{pl} \right) + A_f \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{t_f}{2} - z_{pl} + \frac{z_{pl}^2}{t_f} \right) \quad (8-19)$$

Anhand der Normalkräfte $N_{Ed,UG,A}$, $N_{Ed,UG,B}$ (8-1) bzw. $N_{Ed,RS,A}$, $N_{Ed,RS,B}$ (8-4) als Eingangsgrößen für die M - N -Beziehungen werden die aufnehmbaren Biegemomente an den Öffnungsrändern A und B abgelesen oder mit (8-17), (8-18) berechnet. Für den unteren Teilträger kann die aufnehmbare Querkraft bei Erreichen der Biegetragfähigkeit an den Öffnungsrändern unmittelbar aus der Differenz der aufnehmbaren Biegemomente dividiert durch die Öffnungslänge berechnet werden. Gleichzeitig ist sicherzustellen, dass die plastische Querkraftbeanspruchbarkeit des unteren Teilträgers nicht überschritten wird. Das Minimum beider Kriterien ist maßgebend (8-20):

$$V_{Rd,UG} = \min \left(\frac{M_{Rd,UG,B} - M_{Rd,UG,A}}{a_0}; A_{V,UG} \cdot f_{yd}/\sqrt{3} \right) \quad (8-20)$$

$$t_{s,UG,red} = t_{s,UG} \cdot \left(1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Rd,UG}}{A_{V,UG} \cdot f_{yd}/\sqrt{3}} - 1 \right)^2 \right) \quad (8-21)$$

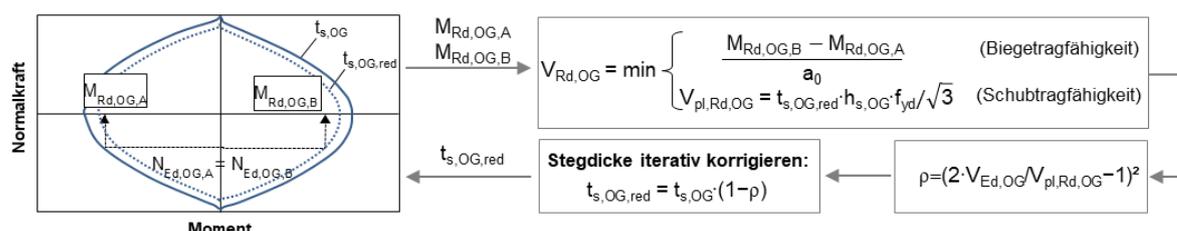
Falls der Querkraftwiderstand des unteren Teilträgers durch die Biegetragfähigkeit an den Öffnungsrändern bestimmt wird und größer als die Hälfte der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit ist, sieht der Eurocode3 [EN1993a] eine Abminderung der Momententragfähigkeiten vor. In der Regel wird diese Abminderung dadurch berücksichtigt, dass für die schubbeanspruchten Querschnittsteile eine abgeminderte Streckgrenze angesetzt wird. Im hier vorgeschlagenen Modell wird stattdessen die Stegdicke abgemindert, was zu rechnerisch identischen Ergebnissen führt. Mit der abgeminderten Stegdicke (8-21) wird die Momenten-Normalkraft-Interaktionsbeziehung des unteren Teilträgers neu erstellt und die Biegetragfähigkeiten iterativ korrigiert.

Für die Bestimmung des Querkraftwiderstands im oberen Reststahlträger ist das Vorgehen grundsätzlich identisch (Abbildung 8-5, unten). Allerdings sind die im M - N -Diagramm abgelesenen Biegetragfähigkeiten an beiden Öffnungsrändern $\tilde{M}_{Rd,RS,A}$ und $\tilde{M}_{Rd,RS,B}$ zusätzlich um das Verbundträgermoment zu erhöhen. Dieses setzt sich aus der Verbundnormalkraft und dem Abstand der Reststahlträger-Schwerlinie zur Verbundfuge zusammen (8-22). Alle weiteren Schritte erfolgen analog zum Vorgehen beim unteren Teilträger (8-22), (8-23):

$$V_{Rd,RS} = \min \left(\frac{\tilde{M}_{Rd,RS,B} - \tilde{M}_{Rd,RS,A}}{a_0} + P_{Rd} \cdot \frac{z_{0,RS}}{e_x}; A_{V,RS} \cdot f_{yd}/\sqrt{3} \right) \quad (8-22)$$

$$t_{s,RS,red} = t_{s,RS} \cdot \left(1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Rd,RS}}{A_{V,RS} \cdot f_{yd}/\sqrt{3}} - 1 \right)^2 \right) \quad (8-23)$$

Querkrafttragfähigkeit des oberen Teilträgers:



Querkrafttragfähigkeit des Reststeges:

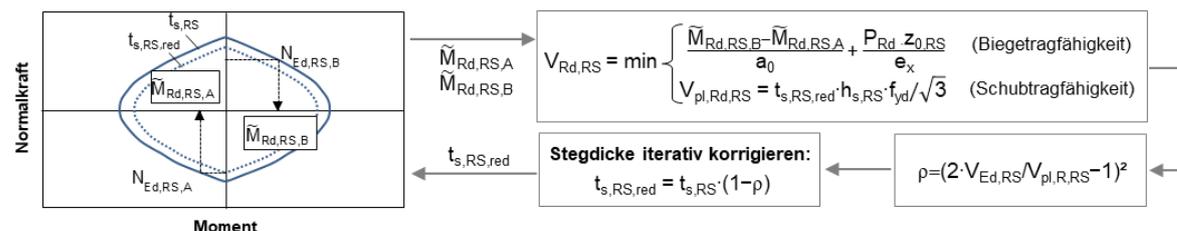


Abbildung 8-5: Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von unterem Stahlrestträger und Stahlobergurt
Figure 8-5: calculation of the Shear capacity of the concrete slab below the opening

Schritt 4: Nachweise

Der Betongurt wird im Öffnungsbereich stets vollständig bis zu seiner Querkrafttragfähigkeit (Minimum aus Vierendeel-, Verbundmittel- und Querkraftversagen) ausgenutzt (8-5). Wenn die einwirkende globale Querkraft V_{Ed} die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes $V_{Rd,Beton}$ überschreitet, muss der verbleibende Querkraftanteil ΔV_{Ed} (8-24) von den Stahlrestträgern ober- und unterhalb der Öffnung aufgenommen werden. Die Querkrafttragfähigkeiten beider Stahlquerschnittsteile $V_{Rd,UG}$ und $V_{Rd,RS}$ wurden zuvor mit den Gleichungen (8-20) bis (8-23) bestimmt. Um nachzuweisen, dass die verbleibende Querkraft ΔV_{Ed} von den Stahlrestträgern aufgenommen werden kann, muss ΔV_{Ed} auf den Reststeg und den unteren Teilträger aufgeteilt werden. Diese Aufteilung wird anhand des Verhältnisses der Querkrafttragfähigkeiten von $V_{Rd,OG}$ und $V_{Rd,RS}$ vorgenommen (8-25).

$$\Delta V_{Ed} = V_{Ed} - V_{Rd,Beton} \quad (8-24)$$

$$V_{Ed,OG} = \Delta V_{Ed} \cdot \frac{V_{Rd,OG}}{V_{Rd,OG} + V_{Rd,RS}} \quad \text{und} \quad V_{Ed,RS} = \Delta V_{Ed} - V_{Ed,UG} \quad (8-25)$$

Anschließend können die Querkraftnachweise für den unteren Reststeg und den oberen Teilträger geführt werden (8-26):

$$V_{Ed,OG} \stackrel{!}{<} V_{Rd,OG} \quad \text{und} \quad V_{Ed,RS} \stackrel{!}{<} V_{Rd,RS} \quad (8-26)$$

Wenn beide Nachweise eingehalten sind, ist die Öffnung ausreichend dimensioniert um die einwirkende Schnittgrößenkombination aus Querkraft und Biegemoment aufzunehmen.

8.2.3 Zusammenfassung und Schlussbemerkungen zur Bemessung des Öffnungsbereichs

In diesem Kapitel wurde ein Bemessungsmodell für die Querkrafttragfähigkeit von Verbundträgern mit Stegöffnung vorgestellt.

Im Modell wird berücksichtigt, dass die Beanspruchbarkeiten (Querschnitts- und Verbundmitteltragfähigkeiten) von den einwirkenden Teilschnittgrößen abhängen. Zur Berücksichtigung der Momenten-Normalkraftinteraktion werden daher zunächst die lokalen Normalkräfte in den Querschnittsteilen bestimmt (Schritt 1). Anschließend wird die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes infolge von Vierendeel-, Verbundmittel- oder Querkraftversagen berechnet (Schritt 2). Die kleinste rechnerische Querkrafttragfähigkeit ist maßgebend und kennzeichnet die Versagensart. Weiterhin werden die Querkrafttragfähigkeiten der Stahlrestträger ermittelt (Schritt 3). Dem Nachweiskonzept liegen die Annahmen zugrunde, dass der Betongurt stets vollständig bis zu seiner Querkrafttragfähigkeit ausgenutzt wird und dass sich die verbleibende Querkraft auf die Stahlrestträger entsprechend der aufnehmbaren Querkraftanteile verteilt. Daher wird in Schritt 4 nachgewiesen, dass die Stahlrestträger in der Lage sind, den Teil der einwirkenden Querkraft aufzunehmen, der die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes übersteigt. Die Anwendung des Modells wird anhand eines detaillierten Bemessungsbeispiels in [CLA16a] veranschaulicht.

Von bisher bekannten Modellen unterscheidet sich das entwickelte Bemessungskonzept insbesondere durch die getrennte Betrachtung von Betongurt und Reststeg. Die Modelle aus [BOD94], [ZHO98] bilden den oberen Teilträger als zusammenhängenden, vollverdübelt Verbundquerschnitt ab. Zwar kann für diesen Verbundquerschnitt die beim Vierendeel-Versagen aufgenommene Gesamtquerkraft bestimmt werden, aber die tatsächliche Verteilung der Querkraft auf den Betongurt und den Reststeg bleibt unklar. In [BOD94] wird die Querkraft für die Einzelnachweise des Betongurtes und des Reststeges empirisch anhand der plastischen Querkrafttragfähigkeiten bei Schubversagen aufgeteilt, in [KOH07] erfolgt dies anhand der Biegesteifigkeiten. Im hier vorgestellten Modell werden Betongurt und Reststeg stattdessen getrennt voneinander betrachtet, indem das Verbundtragmoment über die Abstände der Schwerlinien zur Verbundfuge auf beide Querschnitte aufgeteilt wird. Hierdurch ist sowohl eine Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung im Öffnungsbereich als auch eine mechanisch sinnvolle Differenzierung zwischen den vom Betongurt und Stahlreststeg aufgenommenen Querkraftanteilen möglich. Das Modell setzt ebenso wie die Ansätze aus [BOD94], [ZHO98] ausreichende Verformungsfähigkeiten aller Teilquerschnitte und Verbundmittel voraus, damit die angenommene plastische Querschnittsausnutzung im Bruchzustand erreicht werden kann.

Das hier vorgeschlagene Verfahren ist auf den Öffnungsbereich von Verbundträgern mit beliebigen M/V -Verhältnissen sowohl im positiven als auch negativen Momentenbereich anwendbar. Neben den vom statischen System abhängigen Parametern, kön-

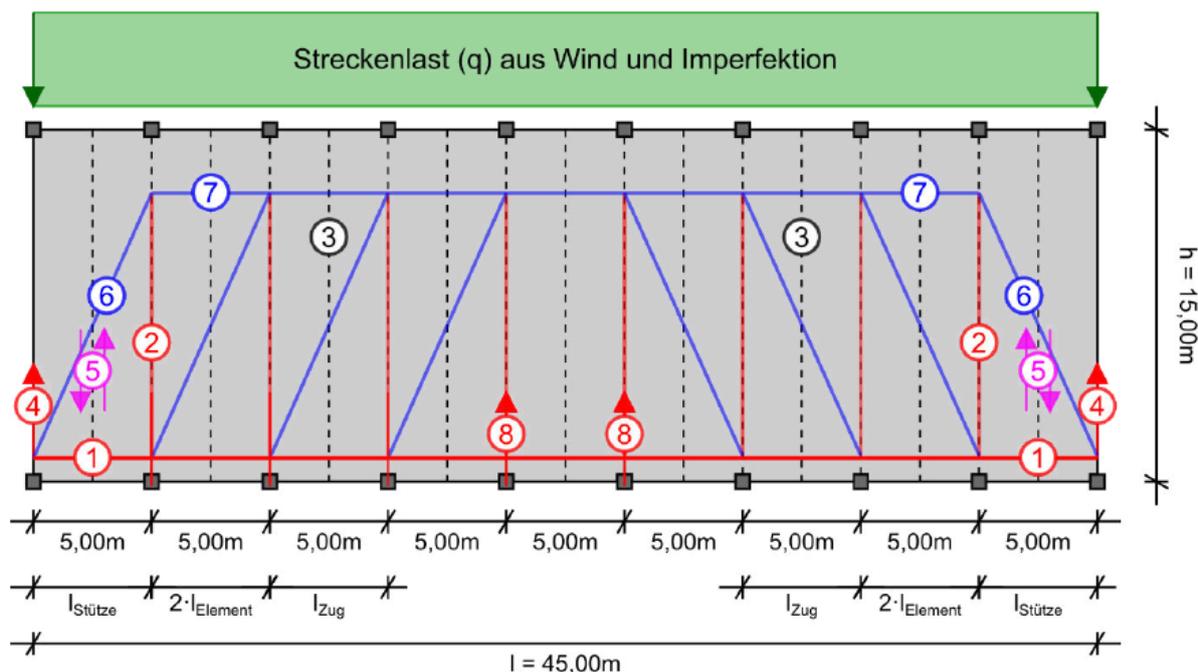
nen alle Einflüsse aus der Öffnungs- (Öffnungslänge, -höhe, Reststeghöhe) und Querschnittsgeometrie (Stahlprofiltyp, Betongurtabmessungen, Bewehrungsmenge und -anordnung) sowie die Anordnung unterschiedlicher Verbundmittel berücksichtigt werden. Damit stellt das Modell ein praxistaugliches Bemessungs- und Planungstool für Tragwerksplaner dar.

8.3 Bemessung von Vergussfugen Dimensioning of grouted joints

8.3.1 Ermittlung der Einwirkungen auf die Deckenscheibe Calculation of membrane forces in the slab

Bei der Bemessung von Deckenscheiben sind zwei Einwirkungen zu beachten: Zum einen Windkräfte, die von der Gebäudehülle in die Deckenscheibe und von dieser in die aussteifenden Wände und Kerne geleitet werden und zum anderen Lasten aus einer Imperfektion der vertikalen Bauteile. Beide Lasten sind vereinfachend als Streckenlast auf den Rand der Deckenscheibe anzusetzen. Die Ermittlung der einwirkenden Kräfte auf Stahlbetonbauteile erfolgt auf Grundlage des Eurocodes 1 [EN1991a] beziehungsweise Eurocodes 2 [EN1992] und wird nachfolgend näher erläutert. Der Verlauf der Kräfte innerhalb einer Scheibe kann mit einem Fachwerkmodell beschrieben werden.

Um den Ablauf der Fugenbemessung anschaulich zu verdeutlichen, werden die Einwirkungen für ein fiktives Bürogebäude mit rechteckigem Grundriss, 15 m Breite und 45 m Länge dargestellt. Hierbei wird ein Stützenraster von 5 m angenommen, bei dem jeweils zwei benachbarte InaDeck-Elemente das Raster ausfüllen. Die Decke spannt über 15 m ohne Zwischenunterstützung. Das sich in der Deckenscheibe einstellende Fachwerksystem ist in der Abbildung 8-6 dargestellt.



- | | |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| (1) Ringanker | (5) Längsschub in der Fuge |
| (2) innerer Zuganker | (6) Druckstrebe |
| (3) Fuge zwischen den Deckenelementen | (7) Druckgurt |
| (4) Anschlusskraft zur Aussteifung | (8) horizontale Stützenszuganker |

Abbildung 8-6: Fachwerkmodell zur Bemessung der Deckenscheibe

Figure 8-6: strut and tie model for the design of the slab

Zur Ermittlung der Kräfte in den Druck- und Zugstreben des Fachwerks ist der innere Hebelarm z des Fachwerks festzulegen. Dieser kann nach Heft 240 des deutschen Ausschusses für Stahlbeton in Abhängigkeit der Höhe und Breite der Deckenscheibe für einen Einfeldträger mit den folgenden Formeln abgeschätzt werden [GRA91]:

$$z = 0,75 \cdot h \quad \text{für } \frac{h}{l} < 0,5 \quad (8-27)$$

$$z = 0,3 \cdot h \cdot \left(3 - \frac{h}{l}\right) \quad \text{für } 0,5 < \frac{h}{l} < 1 \quad (8-28)$$

$$z = 0,6 \cdot h \quad \text{für } 1 < \frac{h}{l} \quad (8-29)$$

Anschließend werden das Biegemoment und die Querkraft am Ersatzsystem des Einfeldträgers berechnet:

$$M = ql^2/8 \quad (8-30)$$

$$V = ql/2 \quad (8-31)$$

Über eine Division des Moments durch den inneren Hebelarm, wird die Kraft im Zugband (1) und im Druckgurt (8) bestimmt. Die Neigung der Druckstreben berechnet sich über den Abstand der innenliegenden Zuganker (2) und den inneren Hebelarm. Ist die Neigung bekannt, können die Kräfte im innenliegenden Zuganker (2), den Fugen (3) und der Aussteifung (4) über die Gleichungen (8-33) bis (8-35) berechnet werden. Hierbei ist l_{zug} der Abstand der innenliegenden Zuganker und $l_{Element}$ die Breite eines Deckenelementes. Die Schubkraft parallel zur Fugenlängsrichtung (5) ergibt sich aus Division der maximalen Querkraft durch den inneren Hebelarm.

$$F_{(1)} = -F_{(7)} = \frac{M}{z} \quad (8-32)$$

$$F_{(2)} = V - ql_{zug}/2 \quad (8-33)$$

$$F_{(3)} = ql_{Element} \quad (8-34)$$

$$F_{(4)} = V \quad (8-35)$$

$$F_{(5)} = V/z \quad (8-36)$$

$$\cot(\theta) = l_{zug}/z \quad (8-37)$$

$$F_{(6)} = V/\sin \theta \quad (8-38)$$

Des Weiteren sind nach [EN1992] die im Folgenden aufgeführten Mindestlasten zu berücksichtigen. Hierbei ist l_i die wirksame Stützweite des größten Endfelds und $l_{Stütze}$ der Stützenabstand. Der Index (8) steht für die horizontalen Stützenszuganker.

$$F_{(1)min} = l_i \cdot \frac{10kN}{m} \geq 70kN \quad (8-39)$$

$$F_{(2)min} = \frac{l_{zug,li} + l_{zug,re}}{2} \cdot 20kN/m \geq 70kN \quad (8-40)$$

$$F_{(3)min} = 20kN \cdot l_{Element} \quad (8-41)$$

$$F_{(8)min} = \frac{l_{stütze,li} + l_{stütze,re}}{2} \cdot 10kN/m \leq 150kN \quad (8-42)$$

Ermittlung der Windlasten

Die Windlasten auf ein Gebäude werden nach DIN EN 1991-1-4 [EN1991b] ermittelt. In dieser Arbeit wird angenommen, dass das Gebäude sich in Windzone 2 befindet und im Binnenland liegt. Des Weiteren beträgt die Gebäudehöhe weniger Wert 25 m, so-

dass ein vereinfachter Geschwindigkeitsdruck von $q_p = 0,90 \text{ kN/m}^2$ angenommen werden darf. Um den Winddruck auf die Oberfläche zu erhalten, ist dieser Wert mit dem Außendruckbeiwert $c_{pe,10}$ zu multiplizieren. Der ungünstigste Fall ergibt sich, wenn eine Längsseite des Gebäudes eine Winddruck- und die gegenüberliegende Seite eine Sogbeanspruchung erfährt. Die Außendruckbeiwerte liegen im untersuchten Fall bei $c_{pe,10} = 0,8$ für die Luvseite und $c_{pe,10} = 0,5$ für die Leeseite. Der Winddruck auf die Gebäudeoberfläche berechnet sich zu $1,17 \text{ kN/m}^2$. Bei einer Geschosshöhe von $3,50 \text{ m}$ ergibt sich eine Streckenlast von $4,20 \text{ kN/m}$.

Ermittlung der Lasten aus Imperfektion

Des Weiteren ist nach [EN1992] eine Schiefstellung der nicht aussteifenden, vertikalen Bauteile zu berücksichtigen. Diese berechnet sich zu

$$\theta = 0,008/\sqrt{2m} \quad \text{Mit } m = \text{Anzahl der auszusteifenden Tragwerksteile} \quad (8-43)$$

Über eine Multiplikation dieser Schiefstellung mit der Normalkraft im vertikalen, nicht aussteifenden Bauteil, wird die aus der Imperfektion resultierende Horizontalkraft in der Deckenscheibe berechnet. Hierbei sind sowohl Elemente oberhalb als auch unterhalb der Decke zu beachten. Die Horizontalkraft ergibt sich folglich zu:

$$H = N \cdot \theta \quad (8-44)$$

Da dieses Verfahren sehr aufwendig ist und je nach betrachtetem Punkt verschieden große Einwirkungen entstehen, wird im Folgenden ein vereinfachtes Verfahren verwendet. Bei der Ermittlung der auszusteifenden Tragwerksteile sind nur solche zu berücksichtigen, die nicht in der Achse der aussteifenden Wände liegen. Vereinfachend werden im Folgenden aber alle vertikalen, nicht ausgesteiften Elemente berücksichtigt. Gleichzeitig wird vereinfachend eine Horizontallast, die sich aus dem Produkt der Summe aller vertikalen Lasten und der Schiefstellung ergibt, berechnet. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da sowohl die Kräfte in den auszusteifenden, als auch in den nicht-aussteifenden Bauteilen berücksichtigt werden und findet auch in der Praxis Anwendung [DWS15]. Da ein gleichmäßiges Stützenraster vorliegt, wird die Last über die Längsseite der Deckenscheibe verteilt und als Linienlast angesetzt. Hierbei sind G_{Oberhalb} und G_{Decke} die Summen aller vertikalen Bemessungslasten oberhalb bzw. in der betrachteten Deckenebene.

$$q = \left[\frac{0,008}{\sqrt{2m}} \cdot (2 \cdot G_{\text{Oberhalb}} + G_{\text{Decke}}) \right] / l \quad (8-45)$$

8.3.2 Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit einer Vergussfuge

Die Längsschubtragfähigkeit einer Vergussfuge berechnet sich nach DIN EN 1992-1-1 [48] über die folgenden Gleichungen:

$$v_{Rd,\parallel} = v_{Rdi,c} + v_{Rdi,s} \leq v_{Rdi,max} \quad (8-46)$$

$$v_{Rdi,c} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \quad (8-47)$$

$$v_{Rdi,s} = \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \quad (8-48)$$

$$v_{Rdi,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (8-49)$$

mit:

C	Beiwert für Haftreibung
f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
μ	Beiwert für die Schubreibung
σ_n	Spannung quer zur Fuge
$\rho = A_s/A_i$	Querbewehrungsgrad, hierbei ist A_s der Querschnitt der Querbewehrung und A_i die Verbundfläche der Fuge
f_{yd}	Bemessungswert der Fließgrenze des Bewehrungsstahls
α	Winkel zwischen Fuge und Bewehrung
v	Beiwert in Abhängigkeit der Oberflächenbeschaffenheit
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

8.3.3 Bestimmung der Querschubtragfähigkeit einer Vergussfuge

Die maximale Querschubtragfähigkeit einer unbewehrten Fuge berechnet sich nach [DAfStb12] über Gleichung (8-50). Für eine bewehrte Fuge wird die Tragfähigkeit über Diagramme aus [FDB15] ermittelt.

$$v_{Rd,\perp} = 7,5 \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{ck,cube}}{45}} \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{1,44} \quad (8-50)$$

mit:

H	Höhe der Fuge in cm
$f_{ck,cube}$	Charakteristische Betonwürfeldruckfestigkeit

8.3.4 Zusammenfassung und Schlussbemerkungen zur Bemessung der Vergussfuge

In diesem Kapitel wurden die Grundlagen zur Ermittlung der Schnittgrößen in segmentierten Deckenscheiben beschrieben und die Bemessung von Vergussfugen vorgestellt. Hierzu wurden Bemessungsmodelle für die Längs- und Querschubtragfähigkeit von Vergussfugen zusammengestellt. Mit den hier angegebenen Gleichungen kann der Tragwerksplaner die Vergussfugen zwischen verschiedenen Deckenelementen der integrierten Verbunddecke berechnen und die aussteifende Wirkung der Deckenscheibe sicherstellen.

9 Analyse und Bewertung Analysis and Evaluation

Kurzfassung

Im Rahmen dieses Kapitels werden die erzielten Ergebnisse des Projektes den Zielen gegenübergestellt.

Abstract

The following chapter evaluates the results of the current project and compares these results to the aims of the proposal.

Die durch die Förderung erzielten Ergebnisse wurden in den vorherigen Kapiteln ausführlich beschrieben und werden nachfolgend den vorgegebenen (Teil-) Zielen im Einzelnen gegenübergestellt. Hierzu wird angegeben inwiefern diese vollständig oder teilweise erfüllt wurden und welche Änderungen von Teilzeilen (TZ) im Projektverlauf durch den projektbegleitenden Ausschuss vorgenommen wurden.

9.1 Ergebniseinschätzung Profit estimate

9.1.1 Teilziele (laut Antrag) Sub-goals (acc. to proposal)

Die angestrebten Teilziele des Forschungsprojektes gliedern sich gemäß Antrag wie folgt:

- **TZ1:** Neue Systemvarianten von modularen, integrierten Verbunddecken für weitspannende Tragstrukturen und Flexibilisierung des Gebäuderastermaßes;
→ **Das TZ1 wurde vollständig im Sinne des Antrags erreicht. Alle zur Erreichung des Teilziels durchgeführten Arbeiten waren notwendig und angemessen.**
- **TZ2:** Analyse des Deckentragverhaltens im Öffnungsbereich und Entwicklung von Ingenieurmodellen für filigrane Verbundträger mit Verbunddübelleisten und Öffnungen;
→ **Das TZ2 wurde vollständig im Sinne des Antrags erreicht. Alle zur Erreichung des Teilziels durchgeführten Arbeiten waren notwendig und angemessen.**
- **TZ3:** Sicherstellung des Schwingungskomforts vor dem Hintergrund großer Spannweiten;
→ **Das TZ3 wurde vollständig im Sinne des Antrags erreicht. Alle zur Erreichung des Teilziels durchgeführten Arbeiten waren notwendig und angemessen.**

- **TZ4:** Entwicklung innovativer Fugenausbildungen zwischen benachbarten Deckenelementen zur Ausbildung einer Scheibentragwirkung (kraftschlüssig, lösbar, ästhetisch ansprechend, dicht, wirtschaftlich, montagefreundlich).
In der Sitzung des projektbegleitenden Ausschusses am 13.06.2016 in Hannover wurde festgestellt, dass eine Vergussfuge am besten geeignet ist, um die Raumdichtheit zu gewährleisten und Toleranzen auszugleichen. Zudem ist diese in der Bemessungs- und Baupraxis bestens bekannt. Daher beschloss der PbA, dass keine experimentellen und numerischen Untersuchungen zu lösbaaren Fugenkonstruktionen durchgeführt werden sollen. Stattdessen soll auf vorhandene Konzepte für die Dimensionierung von Vergussfugen zurückgegriffen werden, die in der Literatur ausführlich beschrieben sind. Das Teilziel TZ3 wurde dahingehend geändert, dass für den Bericht die Anforderungen und Konzepte für Vergussfugen zusammengefasst und die Grundlagen zur Bemessung von Vergussfugen beschrieben werden sollen.
→ Das durch den projektbegleitenden Ausschuss geänderte Teilziel TZ4 wurde vollständig erreicht. Alle zur Erreichung des Teilziels durchgeführten Arbeiten waren notwendig und angemessen.

- **TZ5:** Bereitstellung von stahlbaummäßigen Knotendetails für integrierte Deckensysteme zum Anschluss an Träger und Stützen.
→ Das TZ5 wurde vollständig im Sinne des Antrags erreicht. Alle zur Erreichung des Teilziels durchgeführten Arbeiten waren notwendig und angemessen.

9.1.2 Gesamtziel (laut Antrag) Overall goal (acc. to proposal)

Das angestrebte Gesamtziel des Forschungsprojektes war die Bereitstellung praxisreifer, integrierter Verbunddeckensysteme einschließlich der Ingenieurmodelle zum Tragverhalten. Alle im Rahmen des Antrags formulierten Teilziele wurden unter konsequenter Orientierung am Gesamtziel des Antrags erfolgreich gelöst. Die Projektergebnisse bilden die Grundlage zur Planung und Bemessung integrierter Verbunddecken. Damit sind alle theoretischen Grundlagen zur baupraktischen Umsetzung von integrierten Verbunddecken vorhanden.

- Das Gesamtziel wurde damit vollständig im Sinne des Antrags erreicht. Die Verwendung der Zuwendung erfolgte im Sinne des Antrags. Alle zur Erreichung des Gesamtziels durchgeführten Arbeiten waren notwendig und angemessen.**

9.2 Verwendung der Zuwendung Use of allowance

Nachfolgend ist eine Übersicht der geleisteten Arbeit dargestellt und diese dem Personalaufwand gegenübergestellt. Zur Bearbeitung des Projektes wurden im insgesamt 46,00 Mannmonate wissenschaftlicher Mitarbeiter (A1) eingesetzt.

2016: 3,00 MM wissenschaftlicher Mitarbeiter

AP6: Modelle

Arbeitsaufwand **STB:** 2016: 1,00 MM wissenschaftlicher Mitarbeiter

Arbeitsaufwand **IMB:** 2016: 4,00 MM wissenschaftlicher Mitarbeiter

2017: 0,50 MM wissenschaftlicher Mitarbeiter

2017: 2,00 MM wissenschaftlicher Mitarbeiter (kostenneutral)

AP7: Analyse und Bewertung

Arbeitsaufwand **STB:** 2017: 0,50 MM wissenschaftlicher Mitarbeiter

Arbeitsaufwand **IMB:** 2017: 0,50 MM wissenschaftlicher Mitarbeiter

Die durchgeführten Arbeiten in den Haushaltsjahren 2015 und 2016 sind den Zwischenberichten zu entnehmen.

10 Zusammenfassung Summary

Kurzfassung

Durch die erfolgreiche Zusammenarbeit der Forschungsstellen konnten die definierten Projektziele erreicht werden. Dieses Kapitel fasst die durchgeführten Arbeiten zusammen, die wesentliche Schritte hin zur praxisreife des Verbunddeckensystems darstellen.

Abstract

By the successful collaboration of the research institutions the goals of the project were reached. This chapter summarizes the performed research work, which is an essential step to the practical use of the composite slab system.

Adaptive Tragstrukturen, die unterschiedliche Nutzungszyklen (Büro- Wohn-, sowie Mischnutzung) in zeitlich beliebiger Reihenfolge ermöglichen, sind wesentlicher Bestandteil der Umsetzung von Multifunktionalität im Bauwesen. Neben einer Tragstruktur, die eine hohe räumliche Flexibilität ermöglicht, sind die Zugänglichkeit und Austauschbarkeit gebäudetechnischer Anlagen und Installationen wichtige Merkmale multifunktionaler Gebäude. Im Bauprozess ist aus ökonomischen und ökologischen Gründen außerdem der Einsatz von vorgefertigten Bauelementen anzustreben.

Mit einem Anteil von mehr als 60 % des Rohbauvolumens stellen Decken das zentrale Tragelement des Geschossbaus dar. Baustoffbedarf, Herstellung und Rückbau von Deckenkonstruktionen bergen ein großes Ressourceneinsparpotenzial. Darüber hinaus beeinflusst die Planung der Deckenkonstruktion (Spannweite, Auflagerung, Rastermaß) die Flexibilität des Gebäudes in entscheidender Weise. Insbesondere Deckenkonstruktionen in Stahl- und Stahlverbundbauweise können aufgrund ihrer filigranen Querschnitte, ihrer hohen Tragfähigkeiten und der realisierbaren Spannweiten einen wichtigen Beitrag zum Bau flexibler Geschossbauten leisten.

Integrierte Verbunddecken wie das im Projekt ZN 371 [P879] konzipierte Stahl-Verbunddeckensystem InaDeck, stellen hierzu einen vielversprechenden konzeptionellen Lösungsansatz dar. Hierzu bedarf es allerdings einer konsequenten Weiterentwicklung sowie des Angebotes verschiedener Varianten, um das flexible, funktionsintegrierende Deckensystem zur Praxisreife zu führen. Damit wird nicht nur ein wesentlicher Beitrag zur Umsetzung nachhaltiger und wirtschaftlicher Geschossbauten im Stahl- und Verbundbau geleistet, sondern auch dem Stahl- und Verbundbau ein Marktvorteil durch ein innovatives Baukonzept verschafft.

Ziel dieses Forschungsvorhaben war daher die Weiterentwicklung integrierter Verbunddeckensysteme auf Basis des InaDeck-Systems zur Praxisreife. Hierzu wurden folgende Themenstellungen adressiert und die offenen Fragen geklärt:

- **Neue Systemvarianten:** Es wurden neue Systemvarianten von modularen, integrierten Verbunddecken für weitspannende Tragstrukturen entwickelt. Hierzu wurde neben den Querschnittsformen des Projektes P879 ($\frac{1}{2}$ HEM900 mit 14

cm Betongurt; ½ HEA600 mit 10 cm Betongurt) eine Querschnittsvariante etabliert, die aus einem ½ HEA600 mit 12 cm Betongurt bestand. Neben der Verwendung puzzelförmiger Verbundmittel wurden Träger mit klothoidenförmigen Verbundmitteln getestet; es wurden sowohl vorgespannte als auch nicht vorgespannte Deckenelemente untersucht. Durch den Entwurf veränderter Querschnittsformen mit optimiertem Trag- und Verformungsverhalten und die Auswahl alternativer Verbundmittel wurde gezeigt, dass die integrierte Verbunddecke InaDeck in einem weiteren Parameterbereich variable einsetzbar ist. Durch die Reduzierung der Stahlträgerabmessungen konnte das Deckensystem in Hinblick auf Wirtschaftlichkeit und Ressourceneinsatz weiter verbessert werden.

- **Flexibilisierung des Gebäuderastermaßes:** Zur Flexibilisierung der Stützenstellung im Gebäude und des Rastermaßes wurden im Projekt verschiedene Strategien verfolgt. Zum einen können die Deckenelemente mit einem auf bis zu 2,50 m verbreiterten Betonuntergurt pro Stahlträger versehen werden (Variation der Trägerabstände und der Betongurtbreiten), zum anderen ist die Verwendung von eingehängten (in Hauptrichtung nicht tragenden) Zwischenelementen möglich. Die aus beiden Flexibilisierungsmöglichkeiten resultierenden Querbiegemomente wurden in den Untersuchungen zum Deckentragverhalten intensiv erforscht.
- **Analyse des Deckentragverhaltens im Öffnungsbereich:** Anhand umfangreicher experimenteller Untersuchungen wurde das Tragverhalten der Verbundträger im Öffnungsbereich untersucht. Hierbei wurde neben dem globalen Tragverhalten der Bauteile auch das lokale Tragverhalten der unterschiedlichen Verbunddübelformen unter Zug-, Schub- und kombinierter Zug-Schubbeanspruchung im gerissenen und ungerissenen Beton analysiert. Weiterhin wurden die Effekte aus der Querbiegebeanspruchung erforscht. Anhand der erzielten Ergebnisse konnten anschließend entsprechende Modelle zur Bemessung des Stegöffnungsbereiches von integrierten Verbunddecken entwickelt werden.
- **Schwingungsverhalten der Deckenelemente:** Zur Analyse des Schwingungsverhaltens der leichten Verbunddeckenelemente wurden Schwingungsversuche an einem Deckenelement (10,5 m) im Maßstab 1:1 durchgeführt, wobei zunächst die dynamischen Kenngrößen Eigenfrequenz, Eigenform und Dämpfung bestimmt wurden. In einem weiteren Schritt wurde das Deckenelement infolge realistischer Beanspruchungen mit gehenden Personen untersucht. Die Untersuchungen wurden für unterschiedliche Anzahlen von Stegöffnungen und zwei verschiedenen Spannweiten wiederholt. Anschließend wurde der Schwingungskomfort anhand der Hivoss-Modelle [HIVO] analysiert und bewertet.
- **Fugenausbildung zwischen Deckenelementen:** Der PbA legte im Projektverlauf fest, dass für die integrierte Verbunddecke konventionelle Vergussfugen verwendet werden sollen und keine Untersuchungen zu lösbaren Fugenkonstruktionen durchgeführt werden sollten. Daher wurden lediglich bestehende Konzepte lösbare Fugen beschrieben und die wesentlichen Anforderungen an eine Fugenkonstruktion herausgearbeitet. Zudem wurde ein theoretischer Vorschlag für eine neue lösbare Fugenkonstruktion beschrieben. Anschließend

wurden die Modellansätze für Vergussfugen zusammengestellt und Parameterstudien zu verschiedenen Einflussgrößen auf die Fugentragfähigkeit durchgeführt.

- **Bereitstellung von stahlbaummäßigen Anschlüssen:** Ausgehend von den Anforderungen wurden zunächst bestehende Auflager- und Anschlusskonstruktionen sowohl für typisierte, stahlbaummäßige Anschlüsse als auch für bereits vorhandene Stahl-Verbundanschlüsse überprüft. Hierzu wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, um die Verwendbarkeit unterschiedlicher Anschlusslösungen im integrierten Deckensystem zu klären. Weiterhin wurden mögliche Anschlusslösungen im Dialog mit der Praxis erarbeitet bzw. weiterentwickelt. Dabei standen vor allem deckengleiche Anschlusslösungen im Fokus.
- **Entwicklung von Modellen für den Stegöffnungsbereich:** Anhand der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden Modelle zur Bemessung des Stegöffnungsbereiches von integrierten Verbunddecken erstellt bzw. hierauf angepasst. Diese ermöglichen eine einfache und praxistaugliche Bemessung des integrierten Verbunddeckensystems.

Alle im Rahmen des Antrags formulierten Aufgabenstellungen wurden unter konsequenter Orientierung am Gesamtziel des Antrags erfolgreich gelöst. Zusammen mit den Forschungsergebnissen aus [CLA16a] bilden die Projektergebnisse die Grundlage zur Planung und Bemessung integrierter Verbunddecken. Damit sind alle theoretischen Grundlagen zur baupraktischen Umsetzung von integrierten Verbunddecken vorhanden. Aus baurechtlicher Sicht fehlt bisher allerdings die bauaufsichtliche Zulassung für Verbunddübelleisten unter Lasten orthogonal zur Verbundfuge. Zukünftig ist hierzu das in [CLA16a] hergeleitete Bemessungsmodell unter Zug- und Druckbeanspruchung in eine bauaufsichtliche Zulassung zu überführen bzw. zu integrieren.

11 Ausblick Perspective

Kurzfassung

In diesem Kapitel wird der weitere Forschungsbedarf, der sich aus den durchgeführten Untersuchungen ergab, beschrieben.

Abstract

This chapter gives an outlook to new questions, which arose from the performed investigations.

Wie bereits in Kap. 9 erläutert bilden die Projektergebnisse gemeinsam mit den Forschungsergebnissen aus [CLA16a] die Grundlage zur Planung und Bemessung integrierter Verbunddecken mit Stegöffnungen. Damit sind alle theoretischen Grundlagen zur baupraktischen Umsetzung von integrierten Verbunddecken vorhanden. Aus rechtlicher Sicht fehlt bisher allerdings die bauaufsichtliche Zulassung für Verbunddübelleisten unter Lasten orthogonal zur Verbundfuge. Zukünftig ist hierzu das in [CLA16a] hergeleitete Bemessungsmodell unter Zug- und Druckbeanspruchung in eine bauaufsichtliche Zulassung zu überführen, um die integrierten Verbunddecken in Deutschland bauen zu dürfen und damit das große Potenzial dieser neuen Bauweise am Markt auszuschöpfen.

Neben der Klärung dieser baurechtlichen Frage sind im Rahmen der Projektbearbeitung die folgenden „neuen“ offenen Fragestellungen aufgetreten:

Zum lokalen Tragverhalten (Verbundmittel):

- Welchen Einfluss hat die Ausbildung von Quer- und Längsrissen im Beton auf die Schub- und Zugtragfähigkeit von Verbunddübelleisten? Bei welchen Verbunddübelformen und Versagensarten ist mit einer Beeinträchtigung zu rechnen? Wie beeinflussen die konstruktiven Parameter (z.B. Brennschnittgeometrie, Einbindetiefe, Betonfestigkeit, Dübelabmessungen) die Tragfähigkeitsreduktion im gerissenen Beton?
- Mit welchen Versuchsständen lassen sich die identifizierten konstruktiven Parameter sinnvoll untersuchen? Wie wirken sich vom Rissbild abhängige Parameter (z.B. Rissbreite, Rissanordnung, Rissabstand) auf die Tragfähigkeit von Verbunddübelleisten aus?
- Mit welchen Modellen lassen sich die Auswirkungen von Rissbildungen im Beton beschreiben und berücksichtigen?
- Welchen Einfluss haben schräg angreifende Lasten auf die Tragfähigkeit? Welche Versuchsstände ermöglichen eine experimentelle Untersuchung schräg angreifende Lasten (Schub-Zug-Interaktion)? Welche theoretischen Modelle können zur Berücksichtigung der Schub-Zug-Interaktion angegeben werden?

Zum globalen Tragverhalten (Bauteil):

- Wie verhalten sich Träger mit zahlreichen nahe beieinanderliegenden Öffnungen?

- Welcher Mindestverdübelungsgrad muss für Verbundträger mit Einzelflansch und Verbunddübelleiste eingehalten werden? Inwiefern sind die aus dem EC4 in die abZ übernommenen Regelungen zum Mindestverdübelungsgrad ausreichend?
- Welchen Einfluss haben sehr hohe Querbiegebeanspruchungen wie sie ggfs. im Brückenbau auftreten auf die Tragfähigkeit der Verbundträger mit Einzelflansch und Verbunddübelleiste?

12 Zusammenstellung aller Veröffentlichungen zum Projekt List of publications related to the project

Bereits veröffentlichte Dokumente:

- [CLA15a] Claßen, M.; Herbrand, M.: Shear behavior of composite dowels in transversely cracked concrete. *Structural Concrete* 16, Heft 2, S. 195-206, 2015. DOI: 10.1002/suco.201400100
- [CLA15b] Claßen, M.; Stark, A.: Steel composite dowels in cracked concrete. Conference: *Nordic Steel Construction Conference 2015*, Tampere, Finland, 2015.
- [CLA16b] Claßen, M.; Hegger, J.: Anchorage of composite dowels. *Steel Construction* 9, H. 2, S.138-150, 2016. DOI:10.1002/stco.201610011
- [CLA17a] Claßen, M.; Hegger, J.: Ausstanzmodell mit Rissreibung für Verbunddübelleisten im gerissenen Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 112, Heft 3, S. 155-166, 2017.
- [CLA17b] Claßen, M.; Hegger, J.: Ausstanzen von Verbunddübelleisten im gerissenen Beton. *Stahlbau* 86, Heft 3, S. 256-268, 2017. DOI: 10.1002/stab.201710470
- [CLA17c] Claßen, M. et al. Zug-Schub-Interaktion von puzzelförmigen Verbunddübelleisten. *Beton- und Stahlbetonbau* 112, Heft 6, S. 334-345, 2017. DOI: 10.1002/best.201700018

Studien- und Abschlussarbeiten:

- [WEN15] Carolin Wendelborn, BA: Verbunddübelleisten unter Schub- und Zugbeanspruchung im gerissenen Beton, 2015, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [DEU16] Andreas Deußen, Praktikumsbericht: Verbundträger mit großen Öffnungen, 2016, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [KLI16] Karsten Kling, MA: Numerische Untersuchung filigraner Verbundträger mit Verbunddübelleisten und Stegöffnungen, 2016, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [KUH16] Martin Kuhlmann, BA: Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten filigraner Verbundträger mit großen Stegöffnungen, 2016, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [SKO16a] Sven Skowronek, Studienarbeit: Tragverhalten von Verbunddübelleisten im Bereich von Stegöffnungen, 2016, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- [SKO16b] Sven Skowronek, MA: Tragverhalten von Verbunddübelleisten im Stegöffnungsbereich von Verbundträgern, 2016, Institut für Massivbau, RWTH Aachen.

Vorgesehene Veröffentlichungen:

- Veröffentlichung der Projektergebnisse in der Fachzeitschrift Stahlbau (voraussichtlich Ausgabe 11/2017)

13 Literaturverzeichnis List of references

Normen und Anwendungsrichtlinien

- [DAfStb12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), DAfStb - Heft 600, Berlin: Beuth Verlag, 1. Auflage, 2012.
- [DIB10] DIBt, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-14.4-599: BT Spannschlösser M16/M29, Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 2010.
- [DIB13] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Verbunddübelleisten, Zulassungsnummer Z-26.4-56, Berlin, 2013.
- [DIB16] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung PFEIFER VS®-ISI-System^{3D}, Zulassungsnummer Z-21.8-1929, Berlin, 2016.
- [DPM02a] Deutsches Patent- und Markenamt, Patentschrift DE 100 60 527 B4 - Querkraftverbindung im Fertigteilbau, München, 2002.
- [DPM02b] Deutsches Patent- und Markenamt, Patentschrift DE 100 60 528 B4 - Schubkraft-Verbindung im Fertigteilbau, München, 2002.
- [EN1991a] DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, 2010.
- [EN1991b] DIN EN 1991-1-4: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, 2010.
- [EN1992] 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.
- [EN1993a] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2010.
- [EN1993b] DIN EN 1993-1-8: Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen, 2010.
- [EN1994] DIN EN 1994 1-1: Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Grundregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, 2010.
- [ENV1992] DIN V ENV 1992 1-3: Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-3: Allgemeine Regeln; Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen, 1994.
- [ETA11] Europäische Technische Zulassung ETA-05/0123: DYWIAG -Stabspannverfahren, Wien: Österreichisches Institut für Bautechnik, 2011.

Forschungsberichte und –vorhaben

- [HIVO] Feldmann, M., et al.: HIVOSS: Human induced vibration of steel structures. Final Report RFS2-CT-2007-00033, Research Fund for Coal and Steel, Brussels, 2010.
- [INFA] Kuhlmann, U., et al.: INFASO: New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete. Final Report RFSR-CT-2007-00051, Research Fund for Coal and Steel, Brussels, 2012
- [LWO+] Feldmann, M.; et al.: LWO+: Large web openings for service integration in composite floors. Final Report RFS2-CT-2005, Research Fund for Coal and Steel, Brussels, 2006.
- [PROM] Künzel, E; Kott, M.: Produktionsintegrierter Umweltschutz im Bereich des Hochbaus der Beton- und Fertigteileindustrie - Projekt PROMODO – Zusammenfassender Schlussbericht, Institut für Fertigteilebau und Fertigtbau Weimar e.V., Weimar, 2010.
- [P197] Bode, H.; Stengel, J.: P197-Stahlverbundträger für den Industriebau mit großen Stegöffnungen. Abschlussbericht FOSTA Forschungsvorhaben P 197, Kaiserslautern, 1994.
- [P804] Feldmann, M.; et al.: Neue Systeme für Stahlverbundbrücken - Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln. Abschlussbericht FOSTA Forschungsvorhaben P 804, 2012.
- [P879] Hegger, J.; Feldmann, M.; Schaumann, P.; Bohne, D.: Integrierte und nachhaltigkeitsorientierte Deckensysteme im Stahl- und Verbundbau. Abschlussbericht FOSTA Forschungsvorhaben P 879 –Teilprojekt des NASTA-Forschungsverbundes; November 2013.
- [P967] Mensinger, M.; et al.: VFT-WIB – Externe Bewehrungselemente für Brücken in Verbundbauweise. Abschlussbericht FOSTA Forschungsvorhaben P 967, *bisher nicht veröffentlicht*.
- [PRE10] Seidl, G. et al.: PRECO-BEAM: Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission. Final Report RFSR-CT-2006-00030, Research Fund for Coal and Steel, 2013.
- [SCH13] Schnell, J.; Kohlmeyer, C.; Wolbring, M.: Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen. Forschungsinitiative Zukunft Bau, Abschlussbericht TU Kaiserslautern, 2013.

Veröffentlichungen

- [ABA15] D. Hibbit, B. Karlsson und P. Sorensen, ABAQUS 6.14 Documentation, 2015.
- [ABR10] Abramski, M.; et al.: Tragwirkung von Betondübeln für Sandwich-Verbunddecken mit großen Stegöffnungen. Stahlbau 79, Heft 4, 2010.
- [ARC08] ArcelorMittal Commercial Sections: „Slim Floor – Das innovative Konzept für Flachdecken“, Produktbroschüre, 2008.

- [ARI92] Aribert, J.: Application and recent development of a numerical model for composite beams with partial shear connection. Composite Construction in Steel and Concrete II, Engineering Foundation Conference, Potosi, Missouri, USA, 1992.
- [BAL14] Balzer, C.; Schnell, J.: Ein Nachweiskonzept für die Querkrafttragfähigkeit verstärkter Stahlbetongurte von Verbundträgern im Bereich großer Stegöffnungen. Beton und Stahlbetonbau (2014), Heft 3, 2014.
- [BAU70] Baumann, T.; Rüscher, H.: Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung. Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. DAFStb-Heft 210; 1970
- [BER11] Berthelmy, J.; et al.: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung. Stahlbau 80, H. 3, S. 172–184, 2011.
- [BOD85] Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung. Bauingenieur 60, Heft 9, S. 361-367, 1985.
- [BOD94] Bode, H.; Stengel, J.; Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten (Teil 1+2). Stahlbau 63 (1994), Heft 1+2, 1994.
- [BOD95] Bode, H.; Stengel, J.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Dokumentation der Bauberatung Stahl, Düsseldorf 1995.
- [BRA93] Brandt, J.; Rösel, W.; Schwerm, D.; Stöffler, J.: Betonfertigteile im Geschoss- und Hallenbau, Bonn: FDB - Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V., 1993.
- [CLA14a] Claßen, M.; Gallwoszus, J.; Hegger, J.: Einfluss von Querrissen auf das Schubtragverhalten von Verbunddübelleisten in schlanken Betongurten. Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 12, S. 882-894, 2014.
- [CLA14b] Claßen, M.; Hegger, J.: Verankerungsverhalten von Verbunddübelleisten in schlanken Betongurten. Bautechnik 91, Heft. 12, S. 869-883, 2014.
- [CLA15a] Claßen, M., Herbrand, M.: Shear behavior of composite dowels in transversely cracked concrete. Structural Concrete 16, Heft 2, S. 195-206, 2015.
- [CLA15b] Claßen, M.; Stark, A.: Steel composite dowels in cracked concrete. Conference: Nordic Steel Construction Conference 2015, Tampere, Finland, 2015.
- [CLA16a] Claßen, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen. Dissertation, Aachen, 2016.
- [CLA16b] Claßen, M.; Hegger, J.: Anchorage of composite dowels. Steel Construction 9, Heft 2, S.138–150, 2016.
- [CLA17a] Claßen, M.; Hegger, J.: Ausstanzmodell mit Rissreibung für Verbunddübelleisten im gerissenen Beton. Stahlbau 86, Heft 3, S. 256-268, 2017.
- [CLA17b] Claßen, M.; Hegger, J.: Ausstanzen von Verbunddübelleisten im gerissenen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 112, Heft 3, S. 155-166, 2017.

- [CLA17c] Claßen, M.; Hegger, J.: Assessing the pry-out resistance of open rib shear connectors in cracked concrete – Engineering model with aggregate interlock. *Engineering Structures* 148, S. 254-262, 2017.
- [DWS15] DW Systembau GmbH, Technische Broschüre über Brespa®-Decken, Schneverdingen: DW Systembau GmbH, 2015.
- [DYW13] DYWIDAG-Systems, DYWIDAG Stabspannsysteme - Produktinformation, Nauen: DYWIDAG-Systems, 2013.
- [ELI00] Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst & Sohn Verlag, 2000.
- [FDB15] FDB, Bauwerke aus Betonfertigteilen, Bonn: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteiltbau e.V.
- [FIB94] fib, Planning and design handbook on precast building structures, Lausanne: fib - Fédération internationale du béton, 1994.
- [GAT99] Gattesco, N.: Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection. *Journal of Constructional Steel Research* 52, Heft 2, S. 195-218, 1999.
- [GOR04] Goris, A.; Schmitz, U.: Bemessungstabellen nach DIN1045-1. Ergänzte Auflage 2004, Werner Verlag, Neuwied, 2004.
- [GRA91] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. DAFStb Heft 240, Berlin; Beuth, 1991.
- [GÜN14] Gündel, M.; Feldmann, M. et al.: Die Bemessung von Verbunddübelleisten nach neuer Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung. *Stahlbau* (2014), Heft 2, S. 112-121, 2014.
- [HAN05] Hanswille, G.: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN 18800-5 und Berechnungsbeispiele, *Stahlbau-Kalender* 2005.
- [HEG09] Hegger, J.; Gallwoszus, J.; Rauscher, S.: Load-Carrying Behaviour of Connectors under Shear, Tension and Compression in Ultra High Performance Concrete, NSCC2009.
- [HEG11] Hegger, J.; Feldmann, M.; Schaumann, P.; Bohne, D.: Integrierte und nachhaltigkeitsorientierte Deckensysteme im Stahl- und Verbundbau. *Stahlbau* 80, Heft 10, 2011.
- [HEG13] Hegger, J.: *Massivbau II - Bauelemente, Vorlesungsskript*, RWTH Aachen: Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2013.
- [HEG14] Hegger, J.; Claßen, M.; Gallwoszus, J.: Zum Tragverhalten eines integrierten Verbunddeckensystems In: *Bauingenieur* 89, Nr. 3, S.91-101; 2014.
- [HEI12] Heinemeyer, S.; Gallwoszus, J.; Hegger, J.: Verbundträger mit Puzzleleisten und hochfesten Werkstoffen. *Stahlbau* 81, Heft 8, S. 595-603, 2012.

- [HER16] Herbrand, M. et al.: Numerische Simulation von balken- und plattenförmigen Bauteilen aus Stahlbeton und UHPC mit einem plastischen Schädigungsmodell. Bauingenieur 91, Heft 2, S. 46-56, 2016.
- [HIL76] Hillerborg, A.; Modéer M.; Peterson, P.-E.: Analysis of Crack Formation and Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete 6, Heft 6, S. 773-781, 1976.
- [HUB12] Hub, A.: Integriertes Konzept zur nachhaltigen Errichtung von Gebäuden in massiver Elementbauweise, Dissertation, Stuttgart, 2012.
- [KOH07] Kohlmeyer, C.: Beitrag zum Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen unter besonderer Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurtes. Dissertaion, Kaiserslautern, 2007.
- [KOP16] Kopp, M.; Pak, D., Feldmann, M.: Effects of transverse tension load on the static capacity and fatigue resistance of composite dowels. Steel Construction 9, Heft 2, S. 115-121, 2016.
- [KUE15] Kueres, D. et al.: Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell – Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC. Bauingenieur 90, Heft 6, S. 252-264, 2015.
- [LEE98] Lee, J.; Fenves, G.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. Journal of Engineering Mechanics 124, Heft 8, S. 892-900, 1998.
- [LIN07] V. Lindig, Tragwerkssimulation von Verbundkonstruktionen aus Stahlbeton, Weimar: Ernst & Sohn Verlag, 2007.
- [LUB89] Lubliner, J.; Oliver, J.; Oller, S.; Onate, E.: A Plastic-Damage Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures 25, Heft 3, S. 299-326, 1989.
- [MAN03] Mangerig, I.: Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln mit neuartiger, herstellungsfreundlicher Ausnehmungsgeometrie, Universität der Bundeswehr, München, Juli 2003.
- [MAR01] Martin-Perez B.; S.J. Pantazopoulou: Effect of bond, aggregate interlock and dowel action on the shear strength degradation of reinforced concrete. Engineering Structures 23, Heft 2, S. 214-227, 2001.
- [MEN10] Mensinger, M.; Fontana, M.; Frangi, A.: Entwicklung eines multifunktionalen Deckensystems mit erhöhter Ressourceneffizienz. Stahlbau 79, Heft 4, S. 282-297, 2010.
- [MUN16] munitec gmbh, munitec gmbh, Reutlingen.
- [PEI16] Peikko, Peikko® Deutschland GmbH, Brinker Weg 15, Waldeck.
- [PET07] Petraschek, T.; Fink J.: Weitere neue Dübelformen für Verbundbau und numerische Simulation von Push-Out Versuchen mit ABAQUS, Institutsbericht TU Wien, 2007.

- [RAM06] Ramm, W.; Kohlmeyer, C.: Schubtragverhalten des Stahlbetongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen, Forschungsbericht zum DFG-Forschungsvorhaben RA 353/7-1 und RA 353/7-2, Kaiserslautern, 2006.
- [ROI99] Roik, K. et. al.: Verbundkonstruktionen, Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1. Sonderdruck aus dem Betonkalender, Ernst&Sohn, 1999.
- [SAR71] Sargin, M.: Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections. Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1971.
- [SCH14] Schaumann, P.; Sothmann, J.; Weisheim, W.: Untersuchungen zum Tragverhalten eines integrierten und nachhaltigkeitsorientierten Verbunddeckensystems im Brandfall. Bauingenieur 89, Heft 3, S.102-115, 2014.
- [SHI04] Shin, H. S.: Beitrag zur numerischen Untersuchung des Tragverhaltens von Verbundträgern mit hochfestem Stahl und hochfestem Beton, Dissertation, RWTH Aachen, 2004.
- [STE91] Steinle A.; Hahn, V.: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. Überarbeiteter Sonderdruck aus: Beton-Kalender 1988, Berlin: Ernst Verlag, 1991.
- [UNG11] Ungermann, D.; Schmitt, V.; Seidl, G.; Hoyer, O.; Schneider, S.: Converse Composite Elements. Eurosteel 2011, Budapest, 2011.
- [VEC86] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Journal 83, Heft 2, S. 219-231, 1986.
- [WEI03] Weiß, C.: Zu Deckenscheiben: Zusammengespannte Stahlbetonfertigteile für demontable Gebäude, DAfStb - Heft 549, Berlin: Beuth Verlag, 1. Auflage, 2003.
- [WEY13] Weynand, K.; Oerder, R.: Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau nach DIN EN 1993-1-8, Neuauflage, Stahlbau-Verlag, DSTV Deutscher Stahlbau-Verband, Düsseldorf, 2013.
- [WUR98] Wurzer, O.: Zur Tragfähigkeit von Betondübel, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 1998.
- [ZHA95] Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch. DAfStb-Heft 454, Beuth-Verlag, Berlin, 1995.
- [ZHO98] Zhou, D.: Beitrag zum Tragverhalten und zur Entwicklung der Rechenmodelle von Verbundträgern mit Stegöffnungen. Dissertation, Kaiserslautern, 1998.

Websites

- [CON13] <http://www.con4.ag/index.php>, 2013
[SLI13] <http://www.slimlinebuildings.com/NL>, 2013
[TOP13] <http://www.topfloorintegral.ch/>, 2013