FORSCHUNGSINITIATIVE Zukunft BAU

F 3068

Jürgen Schnell, Fadi Mikdad

Deckensystem mit Doppelverbundtechnik

Bundesinstitut
für Bau-, Stadt- und
Raumforschung
im Bundesamt für Bauwesen
und Raumordnung

Fraunhofer IRB Verlag

F 3068

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2018

ISBN 978-3-7388-0181-1

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00
Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung

BAUINGENIEURWESEN
Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Paul-Ehrlich-Straße
67663 Kaiserslautern
Gebäude 14, Zimmer 515
Telefon (0631) 2 05 - 21 57
Telefax (0631) 2 05 - 35 55
e-mail: juergen.schnell@bauing.uni-kl.de

Abschlussbericht zum Forschungsprojekt:

Deckensystem mit Doppelverbundtechnik

„Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.
(Aktenzeichen: SWD-10.08.18.7-15.45)
Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt beim Autor“

Gefördert durch:

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. Fadi Mikdad

Kaiserslautern, Januar 2018

Dieser Bericht umfasst 54 Seiten.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 4
1.1 Beschreibung des Forschungsvorhabens 4
1.2 Zielsetzung 5
1.3 Begründung des Forschungsvorhabens 5
1.4 Vorarbeiten 5
1.5 Gliederung des Vorhabens 6
2 Push-Out-Versuche 7
2.1 Versuchsprogramm 8
2.2 Herstellung der Probekörper 11
2.3 Werkstoffe 12
2.4 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung 14
2.5 Versuchsergebnisse und Versuchsauswertungen 16
2.6 Zusammenfassung der erzielten Ergebnisse 20
3 FE-Berechnungen 21
3.1 Modell und Randbedingungen 21
3.2 Materialparameter 22
3.3 Kontaktbereiche 22
3.4 Vernetzung 24
3.5 Ergebnisse der FE-Berechnungen 25
4 Modelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Verbundmittels 27
4.1 Ausstanzen 27
4.2 Bemessung der Querbewehrung 29
4.3 Stahlversagen 29
5 Großmaßstäbliche Versuche (3-Punkt-Biegeversuche) 31
5.1 Dimensionierung der Verbundträger 31
5.2 Versuchsprogramm 32
5.3 Berechnungen für die großmaßstäblichen Versuche 36
5.4 Versuchsaufbau und Messtechnik 38
5.5 Auswertung der Biegeversuche 39
5.5.1 Momenten-Durchbiegungs-Verhalten 39
5.5.2 Rissbildung 40
5.5.3 Schlupfverhalten der Verbundfuge 41
5.5.4 Auswertung der gemessenen Dehnungen 43

6 Zusammenfassung und Ausblick 45

7 Literaturverzeichnis 47

Anhang A: Ergebnisse und Rissbilder der Push-Out-Versuche 49

1 Einleitung

Die hier vorgestellte Forschungsarbeit beschäftigt sich mit der Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens eines neuartigen kombinierten Verbundsystems bestehend aus Stahlscharen und Betondübeln. Hierfür wurden Push-Out-Versuche und vergleichende FE-Berechnungen durchgeführt, in denen die Oberflächenrauigkeit der Primärplatte, die Querbewehrung und der Bauzustand variiert wurden. Dabei wurden zwei verschiedene Test-Setups verwendet. Die Versuche zeigten, dass das Verbundmittel ein duktiles Nachbruchverhalten und eine große Tragfähigkeit aufweist. Aufbauend auf den vorgestellten Ergebnissen der Push-Out-Versuche und der dazu vergleichenden FE-Berechnungen wurden Modelle zur Ermittlung der Mindesttragfähigkeit des Verbundmittels abgeleitet. Schließlich wurden die Ergebnisse aus den eben genannten Untersuchungen anhand von großmaßstäblichen Versuchen (3-Punkt-Biegeversuche) überprüft.

1.1 Beschreibung des Forschungsvorhabens

Aus Hochleistungsbetonen und schlanken Stahlträgern lassen sich kostengünstige Halbfertigteile für weitgespannte stützenfreie Dachsysteme und Deckenplatten ohne Brandschutzanforderungen (z. B. Parkhäuser) oder mit feuerhemmenden Unterdecken entwickeln. Eine Ortbetonergänzung sorgt für hohe Tragfähigkeit im Endzustand, Scheibenwirkung, Speichermasse, Schall- sowie verbesserten Brandschutz und beeinflusst positiv das Schwingungsverhalten der Halbfertigteile. Durch einen hohen Vorfertigungsgrad kann der Bauablauf im Vergleich zu einem konventionell hergestellten Deckentragwerk stark beschleunigt und vereinfacht werden.

Die hier vorgeschlagenen Halbfertigteile bestehen aus einem halbierten stählernen I-Profil, das den Untergurt und den Steg bildet (siehe Abbildung 1.1). Der Obergurt wird aus einer 3 cm dünnen Platte aus Hochleistungsbeton (HPC) gebildet. Die Elemente können als PI-Platten vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert, dort zu einem Deckenfeld oder Pultdach ausgelegt und ohne weiteren Schalungsaufwand oder zusätzliche Unterstützung mit Ortbeton ergänzt werden.

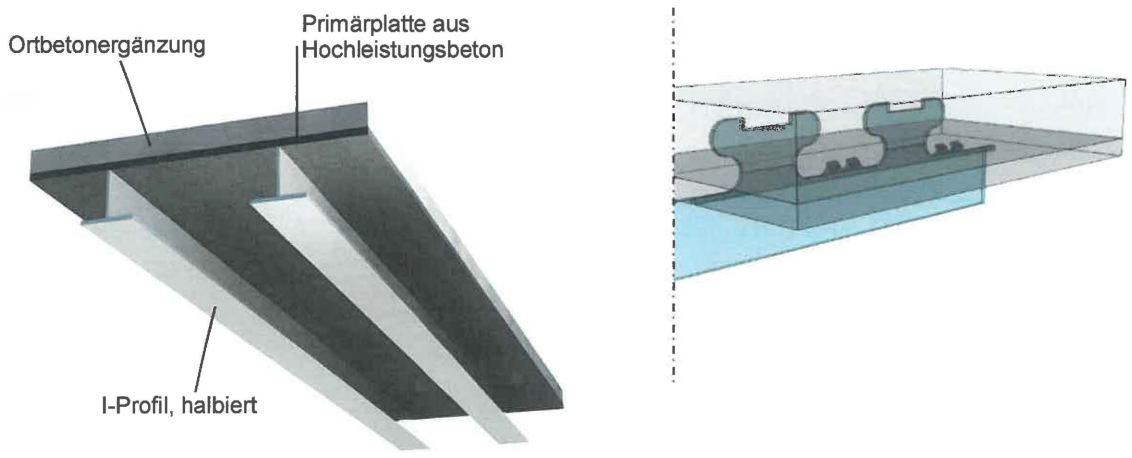


Abbildung 1.1: Darstellung des Deckensystems mit Ortbetonergänzung, Hochleistungsbeton (HPC) und Stahlträgern – baustellengerechte Ausführung als PI-Platte (links) und Ausschnitt aus dem Verbundsystem (rechts)

Die technische Innovation besteht darin, dass hierfür speziell entwickelte Verbundmittel am oberen Stegrand den kraftschlüssigen Verbund sowohl mit der Hochleistungsbetonplatte als auch dem Aufbeton bewirken (siehe Abbildung 1.1, rechts). Die Platte aus Hochleistungsbeton trägt als nicht verlorene Schalung im Endzustand mit. Das Konstruktionsprinzip hat den großen Vorteil, dass die verwendeten Materialien entsprechend ihrer Eigenschaften im Bau- und Endzustand nahezu optimal ausgenutzt werden. Es können mit Konstruktionshöhen von 30–50 cm bei geringem Materialeinsatz schalungsfrei Spannweiten von 8–16,5 m realisiert werden. Dies war bisher vorgespannten Bauteilen wie Spannbetonhohldielen vorbehalten.

Die Hochbaudecke eröffnet zusätzliche Möglichkeiten wie die Leitungsführung zwischen den Stahlstegen und durch Regelöffnungen in den Stahlstegen.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel des Forschungsprojekts war es, eine neue Stahlverbundlösung zu finden, die zweifachen statisch wirksamen Verbund ermöglicht. Für die Doppel-Schubübertragung am oberen Stegrand sollte ein abgesichertes Bemessungskonzept erarbeitet werden. Dabei wurden eine optimale geometrische Form des Verbindungsmittels entwickelt und sein Trag- und Verformungsverhalten experimentell und theoretisch erforscht. Die Ergebnisse werden als Grundlage für ein Ingenieurmodell herangezogen, mit dem eine wirtschaftliche und sichere Berechnung dieses Verbundsystems möglich ist.

Zusätzlich war das Zusammenwirken von HPC und Normalbeton in diesem speziellen Anwendungsumfeld in die Untersuchungen einzubeziehen.

1.3 Begründung des Forschungsvorhabens

Große Spannweiten bei niedriger Bauhöhe ermöglichen eine hohe Flexibilität in der Grundrissplanung - auch in Hinblick auf spätere Umnutzungen. Damit wird dem berechtigten Gedanken der Nachhaltigkeit Rechnung getragen. Zusätzlich ist das System auf eine unterstützungsfreie Montage, kurze Bauzeit und insgesamt niedrige Kosten ausgelegt. Durch die Ortbetonergänzung werden Nachteile wie sie z. B. mit der Fugenausbildung und Durchbruchplanung bei Spannbetonhohldielen verbunden sind, vermieden.

1.4 Vorarbeiten

Das Forschungsprojekt baut auf umfangreiche eigene Vorarbeiten auf, deren Erkenntnisse die Grundlage für das Forschungsprojekt und für die Auswahl bzw. Entwicklung des Verbundmittels für den Doppelverbund bilden [1-14]. Im Rahmen der bereits durchgeführten Forschungsvorhaben wurden jeweils umfangreiche Literaturrecherchen durchgeführt (z.B. [15-24]).

Verbundträger mit Betondübeln als Verbundmittel wurden vom Antragsteller in einem von der AiF geförderten Vorhaben (Entwicklung weitspannender, doppelschaliger Betondeckenelemente mit integrierten Haustechnikkomponenten) erforscht [5].

Die Eignung von HPC-Verbundplatten für Dachflächen ohne zusätzliche Wassersperre wurde im Rahmen eines von der Stiftung Innovation Rheinland-Pfalz finanzierten Forschungsvorhabens (2008–2010) untersucht [6]. Auch hier wurden zur Sicherstellung des Verbundes zwischen Stahlträger und Betongurt Puzzleleisten eingesetzt.

Die Leistungsfähigkeit des neuartigen, speziell für den Verbund mit dünnen HPC-Schichten an der TU Kaiserslautern entwickelten Verbundmittels "Stahlscharen", das für HPC-Platten eine Verbesserung gegenüber Puzzleleisten darstellt, wurde im Rahmen des DFG-

Schwerpunktprogramms 1182 "Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton (UHPC)" experimentell und in der Simulation nachgewiesen [11]. Im Rahmen dieses Vorhabens mit dem Titel "Filigraner Verbundbau unter Einsatz von UHPC und miniaturisiertem Verbundmittel" konnte gezeigt werden, dass die Stahlscharen in der Lage sind, hohe Schub- und Zugkräfte in nur wenige Zentimeter dünne Platten aus HPC zu übertragen.

Große Stegöffnungen in Stahlverbundträgern mit dünnen HPC-Platten wurden zudem umfassend in einem vom BBR gefördertem Forschungsprojekt untersucht [12].

Erfahrungen mit Bauen mit Hochleistungsbetonen wurden darüber hinaus an der TU Kaiserslautern in zahlreichen weiteren Projekten gesammelt. (www.massivbau-kl.de).

1.5 Gliederung des Vorhabens

Das Vorhaben gliedert sich in die folgenden Abschnitte:

1. Push-Out-Versuche zur Untersuchung des erdachten Verbundmittels
2. Nichtlineare Modellierung des Schubverbunds
3. Formulierung eines praxistauglichen Bemessungsmodells
4. Überprüfung des Bemessungsmodells an großmaßstäblichen Versuchen

2 Push-Out-Versuche

Zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens des Verbundsystems (Stahlscharen und Betondübel) wurden Abscherversuche (Push-Out-Versuche) durchgeführt. In den Push-Out-Versuchen wurden die Oberflächenrauigkeit der Primärplatte, die Querbewehrung und der Bauzustand variiert, um deren Effekte auf das Tragverhalten des Verbundmittels zu untersuchen. Dabei wurden zwei verschiedene Test-Setups (siehe Abbildung 2.1) verwendet. Anschließend erfolgt eine Analyse des Last-Verformungsverhaltens.

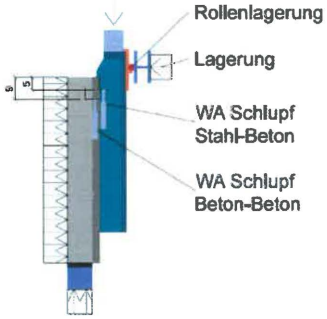
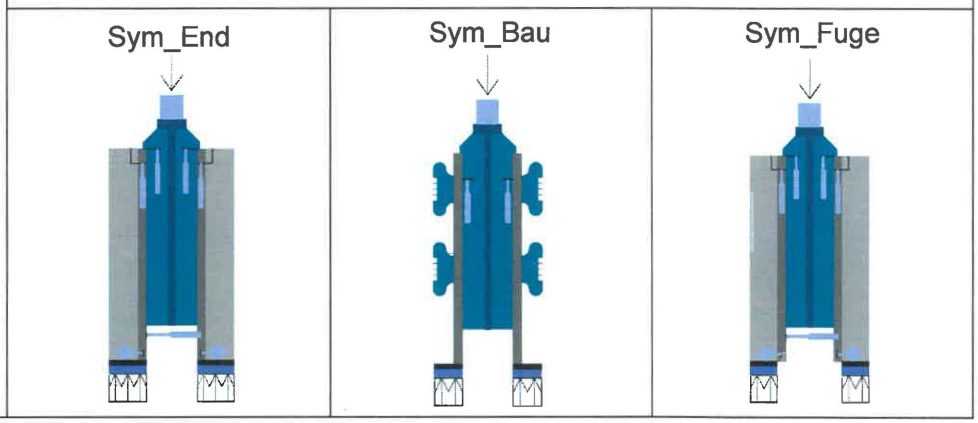
Versuchsart	Test-Setup
a) SPOT: Single Push-Out - Test	Test-Setup für asymmtrische Versuchskörper 
b) POT: „klassischer" Push-Out - Test	Test-Setup für symmtrische Versuchskörper 

Abbildung 2.1: Übersicht der Push-Out-Versuche

2.1 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden 18 Versuche durchgeführt, jeweils drei Versuche für eine bestimmte Parameterkonstellation, siehe Tabelle 2.1.

Tabelle 2.1: Übersicht der Push-Out-Versuche

Versuchskonstellation	Anzahl	Geometrie der Betonplatte				Bewehrung		Test-Setup
		Länge	Breite	Dicke der Primärplatte	Dicke der Betonergänzung	Primärpatte	Betonergänzung	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[-]
V1_Asym_Ref.	3	75	40	3	10	–	4 ø10	a
V1_Asym_Qu	3	75	40	3	10	4 ø10	4 ø10	a
V1_Asym_Qu_Sp	3	75	40	3	10	4 ø10	4 ø10	a
V1_Sym_End	3	75	40	3	10	4 ø8	4 ø10	b
V1_Sym_Bau	3	75	40	3	10	4 ø8	–	b
V1_Sym_Fuge	3	75	40	3	10	–	4 ø10	b

Sym_Symmetrisch; Asym_Asymmetrisch; End_ Endzustand; Bau_Bauzustand; Fuge_Fuge zw. HPC und Betonergänzung
Qu_eingedrückte Querbewehrung, 2 Stäbe pro Scharengruppe; Sp_ HPC Schicht mir Splitt bestreuen

- **Asymmetrische Versuche (V1_Asym)**

Bei diesen Versuchen erfolgte die Auflagerung der asymmetrischen Probekörper immer auf der äußeren Normalbetonplatte. Dabei wurde der Einfluss der Oberflächenrauigkeit der Primärplatte untersucht. Die Versuche „Aysm_Ref" waren als Referenzversuche zu den Versuchen „Sym_Fuge" geplant. Bei den Versuchen „Asym_Qu" wurden Querbewehrungsstäbe (4 ø10) in die Primärplatte so eingedrückt, dass deren Oberfläche zur Hälfte frei bleibt und als zusätzlicher Verbund mit der Betonergänzung wirkt.

Bei den Versuchen „Asym_Qu_Sp" wurden die Oberflächen der Primärplatte zusätzlich zu den eingedrückten Querbewehrungsstäben mit Splitt (d_{sp} = 6-8 mm) bestreut.

Abbildung 2.2 zeigt die Oberfläche der Primärplatten (HPC-Platten) bei jeder Versuchskonstellation.

a) Asym_Ref. b) Asym_Qu c) Asym_Qu_Sp



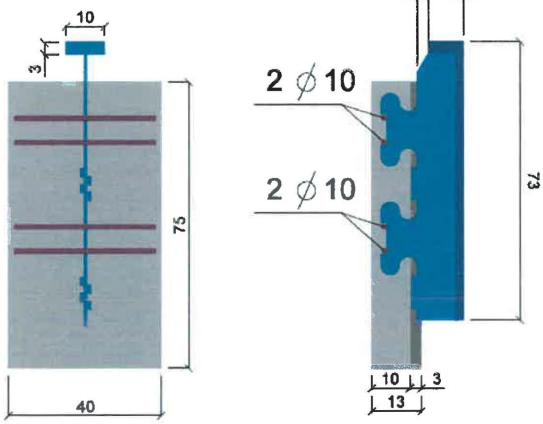
Abbildung 2.2: Oberfläche der Primärplatten bei jeder Versuchskonstellation

- **Symmetrische Versuche (V1_Sym)**

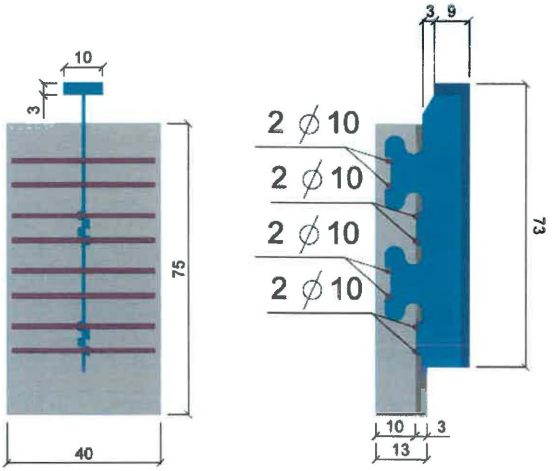
Bei diesen Versuchen handelte es sich um die „klassischen" Push-Out-Versuche (symmetrische Probekörper). Dabei wurden der Endzustand, der Bauzustand und die Fuge zwischen Primärplatte und Betonergänzung simuliert und untersucht. Bei der Konstellation „Sym_End" wurden die Probekörper während des Versuchs auf beiden Betonplatten aufgelagert, während bei der Konstellation „Bauzustand" die Auflagerung nur auf der Primärplatte aus HPC erfolgte. Um die Schubtragfähigkeit der Fuge zwischen beiden Platten untersuchen zu können, wurden die Probekörper bei der Konstellation „Sym_Fuge" nur auf den äußeren Platten (Betonergänzung) aufgelagert (siehe Abbildung 2.1 (b)).

Die folgenden Abbildungen zeigen die konstruktive Durchbildung der Probekörper, die im Rahmen dieser Serie untersucht wurden.

a) V1_Asym_Ref.



b) V1_Asym_Qu



c) V1_Asym_Qu_Sp

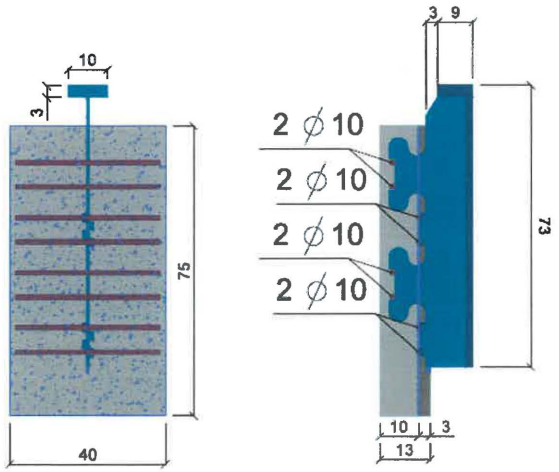
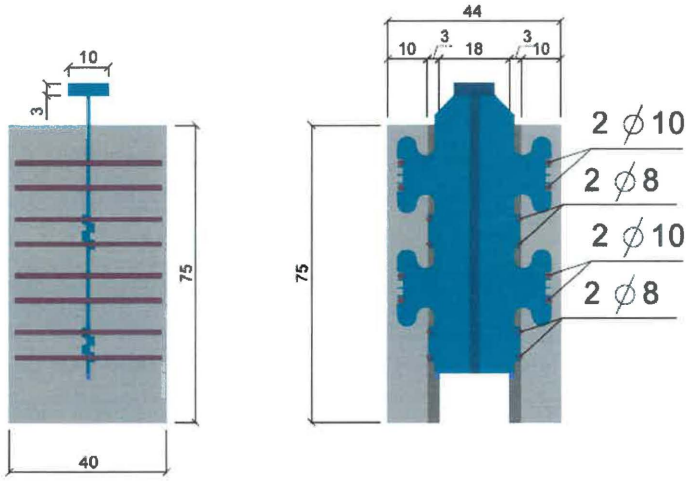
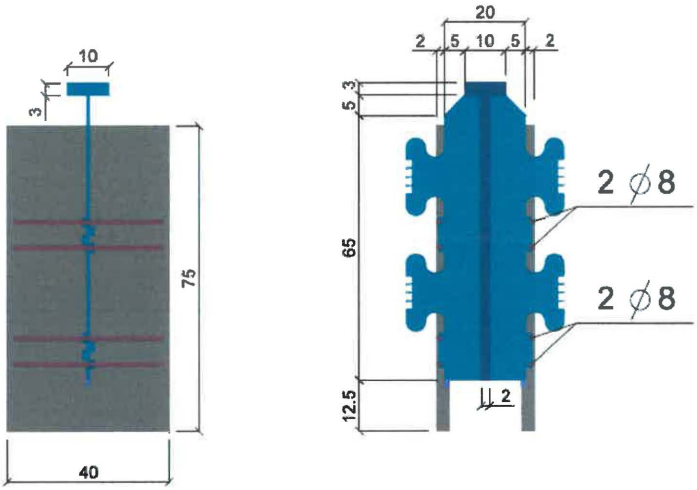


Abbildung 2.3: Übersicht der asymmetrischen Versuchskörper, Bemaßung in [cm]

a) V1_Sym_End.



b) V1_Sym_Bau



c) V1_Sym_Fuge

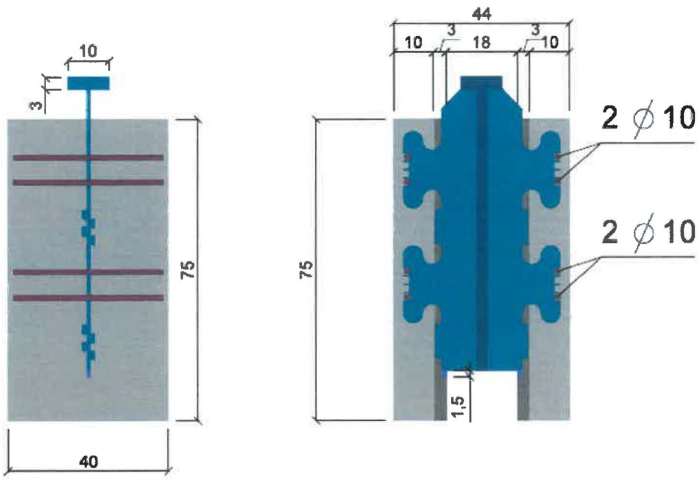


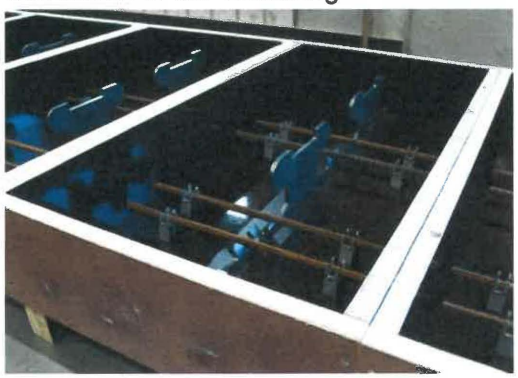
Abbildung 2.4: : Übersicht der symmetrischen Versuchskörper, Bemaßung in [cm]

2.2 Herstellung der Probekörper

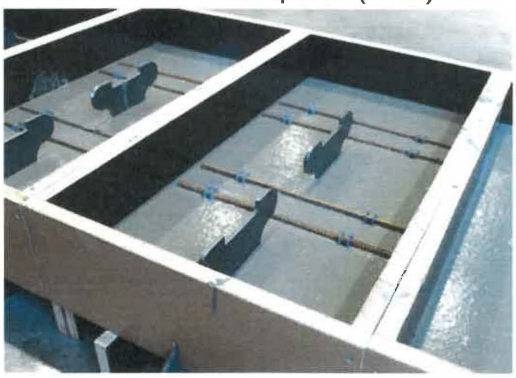
Nach der Herstellung der Schalung wurden die Stahlleisten eingebaut. Danach wurden die Querbewehrungsstäbe verlegt. Vor der Betonage wurde unten an die Stahlleisten ein 15 mm starkes Styroporband aufgeklebt (siehe Abbildung 2.6 (b)). Somit wird verhindert, dass das untere Ende der Stahlleiste bei den Push-Out-Versuchen Kräfte überträgt.

Die symmetrischen Probekörper wurden stehend (in Prüfrichtung) betoniert, damit beide Betongurte die gleiche Betonfestigkeit haben, um den Einfluss unterschiedlicher Betonfestigkeiten auf die Tragfähigkeit der Verbundmittel auszuschließen. Aus demselben Grund wurden alle asymmetrischen Probekörper liegend an einem Tag betoniert. Das Betonieren der Betonergänzung (C20/25) erfolgte zwei Tage nach dem Betonieren der Primärplatten (HPC). Die Nachbehandlung des Betons erfolgte durch Abdeckung mit Folie.

Stahlleiste in der Schalung



Betonieren der Primärplatte (HPC)



Betonergänzung (C20/25)



Betonieren der sym. Probekörper



Abbildung 2.5: Herstellung der Probekörper

2.3 Werkstoffe

- **Beton**

Mit hochfesten Betonen ist es möglich, besondere leichte und filigrane Bauwerke zu entwerfen. Neben der hohen Festigkeit, welche die des Normalbetons weit übertrifft, sorgt das sehr dichte Gefüge des hochfesten Betons für einen hohen Korrosionsschutz und eine hohe Beständigkeit gegenüber Schadstoffen. Dadurch wird die Dauerhaftigkeit von Bauwerken erhöht.
Aus diesem Grund wurde für die Primärplatten ein selbstverdichtender hochfester Feinkornbeton mit einer Zieldruckfestigkeit von 100 N/mm² bis 110 N/mm² verwendet. Das vorgemischte Bindemittel wurde von der Firma DUCON zur Verfügung gestellt. Beim Mischen wurden zu dem Bindemittel lediglich Sand, Wasser und Fließmittel zugegeben. Die Mischungszusammensetzung für 1 m³ ist in Tabelle 2.2 angegeben.

Tabelle 2.2: Mischungszusammensetzung des hochfesten Betons

Stoff	Menge für 1 m³
DUCON-Zementmischung	870 kg
Wasser	220 kg
Sand 0/2	1.235 kg
FM ACE 30	16 kg

Zunächst wurde der Sand zusammen mit der DUCON-Fertigmischung ca. 5 min trocken durchmischt. Danach erfolgte die Zugabe von ungefähr 75 % des Wassers. Nach weiterem Mischen (ca. 2 min) erfolgte die Zugabe des Fließmittels vom Typ Glenium ACE 30 (BASF), welches mit dem restlichen Mischwasser vor der Zugabe vermischt wurde, um das Fließmittel besser verteilen zu können. Die weitere Mischzeit betrug ca. 5 min. Anschließend erfolgte eine Kontrolle der Frischbetonkonsistenz und ggf. ein Nachdosieren des Fließmittels.

Um die Festbetoneigenschaften zu ermitteln, wurden aus jeder Charge jeweils 7 Würfel (d = 150 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit, 3 Zylinder (d = 150 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des E-Moduls sowie 3 Prismen (d = 40 mm, L = 160 mm) zur Bestimmung der Druck- und Biegezugfestigkeit nach DIN EN 12390 hergestellt. Die Probekörper wurden nach der Betonage mit Folie abgedeckt und nach 24 h ausgeschalt. Die jeweiligen Materialkennwerte, und welche Probekörper mit welcher Charge hergestellt wurden, sind in Tabelle 2.3 zusammengefasst.

Tabelle 2.3: Materialkennwerte des Betons

				Hochfester Beton						Betonergänzung	
Probekörper	Betonage	Herstelltag	Prüftag	Betondruckfestigkeit fc N/mm² Würfel		Biegzug-festigkeit N/mm² (Prismen)	Druck-festigkeit N/mm² (Prismen)	Spaltzug-festigkeit N/mm² (Zylinder)	E-Modul N/mm² (Zylinder)	Druckfestigkeit N/mm² (Würfel)	
				n. 2- 4 d	am Prüftag						n. 28 Tagen
V1_Asym	1	15.08.2016	31. Aug	85,61	105,19	9,35	92,86	5,12	35402,92	25,00*	41,28*
V1_Sym_Bau_1+2	2	23.08.2016	08. Sep	93,76	121,20	--	--	--	--	--	--
V1_Sym_Bau_3	3	23.08.2016	08. Sep	94,77	119,91	10,30	103,55	6,17	38329,95	--	--
V1_Sym_Fuge_1+2	4	25.08.2016	08. Sep	100,32	109,51	--	--	--	--	37,10	n
V1_Sym_Fuge_3	5	25.08.2016	08. Sep	110,02	114,94	8,95	113,60	5,64	38265,02	37,11	n
V1_Sym_End_1+2	6	29.08.2016	08. Sep	76,02	102,68	--	--	--	--	37,11	n
V1_Sym_End_3	7	29.08.2016	08. Sep	79,60	94,99	9,52	97,69	5,60	37423,23	37,11	n

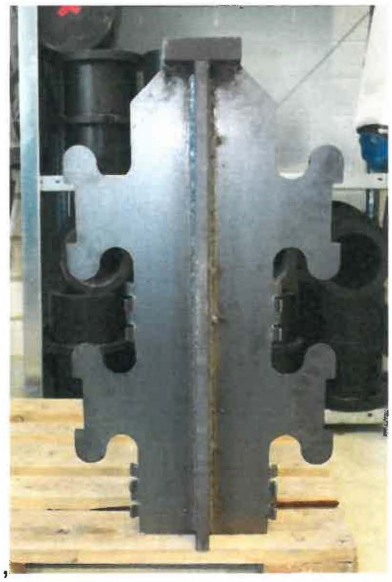
--) wurde nicht geprüft
n) noch nicht geprüft

- **Verbundmittel**

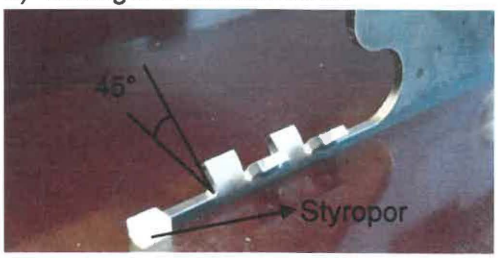
Die zu entwickelnden kombinierten Verbundmittel für den angestrebten Doppelverbund bestehen zum einen aus sogenannten Stahlscharen, mit denen der Verbund zwischen Stahlträger und HPC-Platte hergestellt wird, und zum anderen aus Puzzleleisten, die für den Verbund zwischen Stahlsteg und Betonergänzung sorgen. Zwischen den Puzzleformen entstehen sogenannte Betondübel.

Die verwendeten Verbundmittel wurden aus Blechen S235 (t_W = 6 mm) mittels Brennschneiden erstellt. Dieses besitzt den fertigungstechnischen Vorteil, dass durch einen Brennschnitt gleichzeitig zwei Leisten erzeugt werden können (Positiv und Negativ erhalten jeweils die gleiche Form). Nach dem Brennen der Puzzleleisten wurden die Stahlscharen abwechselnd nach außen um 45° umgebogen (siehe Abbildung 2.6).

a) Puzzleleiste mit Stahlscharen



b) Gebogene Stahlscharen



c) Geometrie des Verbundmittels

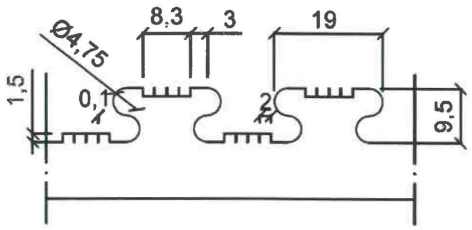


Abbildung 2.6: Eingesetztes Verbundmittel

2.4 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

- Single-Push-Out-Versuche

Die asymmetrischen Probekörper besaßen nur auf einer Seite einen Betongurt, was für die Herstellung einfacher war. Die Last wurde von oben auf den Stempel, der an dem oberen Ende der Stahlleiste angeschweißt ist, aufgebracht, und der Gurt der Betonergänzung wurde unten auf einem Stahllager gelagert, so dass die Fuge zwischen Primärplatte und Betonergänzung abscheren kann. Zur Aufnahme des Versatzmoments wurde an der freien Seite des Stahlstegs ein Rollenlager angebracht (siehe Abbildung 2.7).

An jedem Versuch wurden insgesamt 4 Wegaufnehmer (WA) befestigt und zwar jeweils zwei links und rechts des Stahlstegs, um den Schlupf in der Verbundfuge zwischen Stahlsteg und Primärplatte zu messen, und jeweils zwei links und rechts des Betongurts, um den Schlupf zwischen beiden Betonplatten (Primärplatte und Betonergänzung) aufzeichnen zu können.

Das etwaige Abheben beider Betonplatten wurde mittels Messuhren während des Versuchs beobachtet und dokumentiert. So zeigte sich, dass durch das Rollenlager das Abheben verhindert wurde.

Die eingeleitete Kraft wurde mittels einer Kraftmessdose (KMD, max. 500 kN) oberhalb der Lasteinleitung gemessen. Sie wurde bis zum Erreichen der Traglast kontinuierlich langsam und stufenweise mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/min (weggeregelt) gesteigert.

Zwischen Kraftmessdose und Versuchskörper befand sich eine Kalotte, um Verdrehungen zur ermöglichen. Zusätzlich sorgte die Anordnung von Stahlplatten für einen Höhenausgleich.

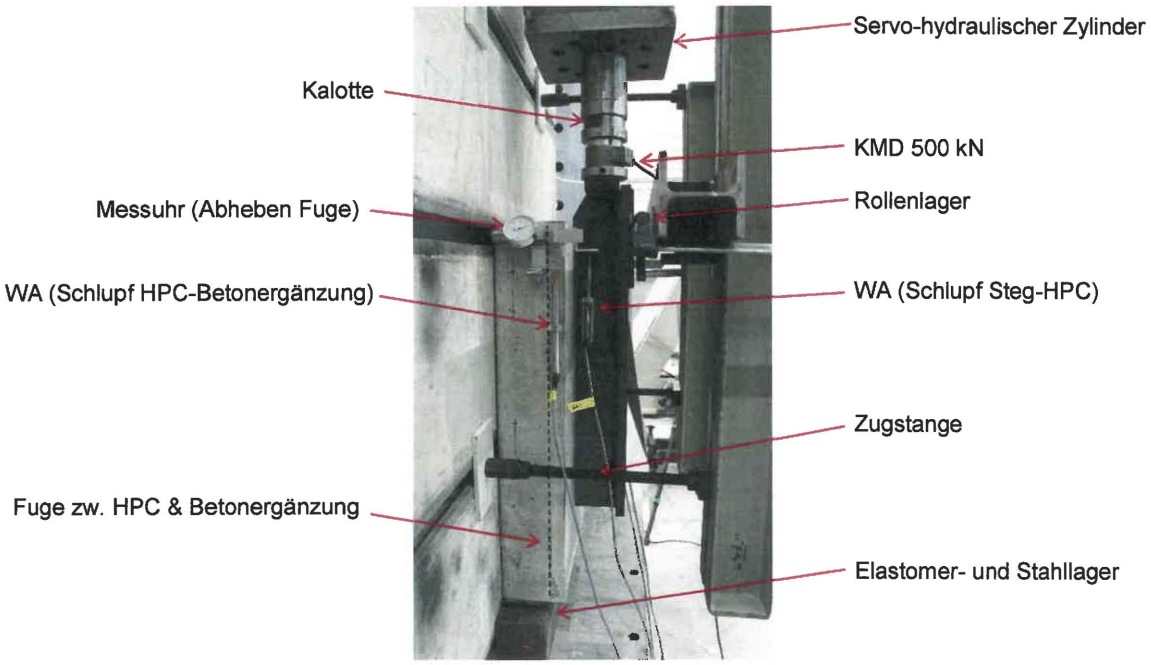


Abbildung 2.7: Versuchsstand und -anordnung für die Single-Push-Out-Versuche

- „Klassisches“ Push-Out-Versuche

Bei diesem Versuchsaufbau handelt es sich um den klassischen Push-Out-Versuch (siehe Abbildung 2.8). Um den Schlupf zwischen Betongurt und Stahlsteg zu messen, wurden auf beiden Seiten je zwei vertikale Wegaufnehmer angebracht. Ein Spreizen der Betongurte wurde durch eine Umfassung an den unteren Rändern der Betongurte verhindert. Die Belastung der Versuche erfolgte weggeregelt. Nach dem Erreichen jeder Laststufe wurden ggf. die im Betongurt entstandenen Risse markiert und mit der jeweils angefahrenen Laststufe beschriftet. Messtechnik und Versuchsablauf waren hier nahezu identisch zu den Single-Push-Out-Versuchen.

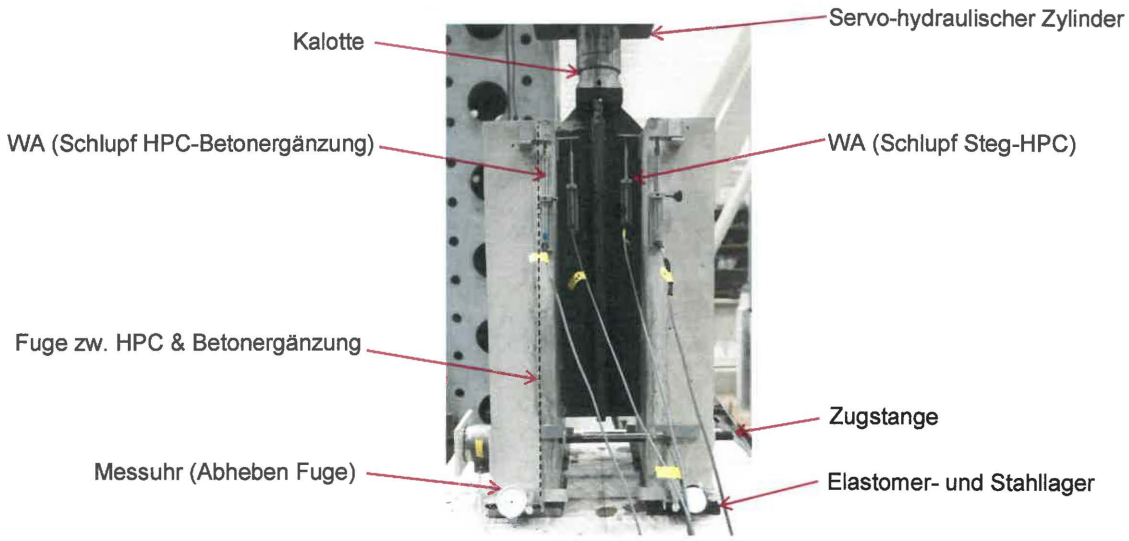


Abbildung 2.8: Versuchsstand und -anordnung für die klassischen Push-Out-Versuche

2.5 Versuchsergebnisse und Versuchsauswertungen

Bevor die Ergebnisse der einzelnen Versuche diskutiert werden, sind nachfolgend die Versuchsergebnisse tabellarisch zusammengefasst. Die dazugehörigen Versuchskurven und Rissbilder können dem Anhang entnommen werden.

Tabelle 2.4: Auswertung der Versuchsergebnisse

Set- Up	Test	$P_{test,m}$	$P_{max,m}$	$\delta_{u,max}$	min. $P_{max,i}$	P_{RK}	δ_{uk} (0,9 δu)	δ_u	δ_{el}	δ_{pl}	C (bei 0,5 $P_{max,m}$)
	[-]	kN	kN	mm	kN	kN	mm	mm	mm	mm	kN/cm
SPOT (asymmetrische Versuchskörper)	V1_Asym_Ref	347,57	173,78	0,59	161,28	145,15	0,50	0,55	0,31	0,24	17907,20
	V1_Asym_Qu	379,73	195,21	1,39	185,14	166,63	3,08	3,42	0,39	3,03	13888,54
	V1_Asym_Qu_Sp	376,43	188,23	1,50	181,26	163,13	2,57	2,85	0,24	2,61	8175,21
POT (symmetrische Versuchskörper)	V1_Sym_End	585,33	146,25	3,37	144,35	129,92	7,88	8,76	0,16	8,60	12066,67
	V1_Sym_Bau	246,80	61,70	0,38	59,40	53,46	1,02	1,13	0,18	0,95	3090,50
	V1_Sym_Fuge	370,41	95,10	9,16	91,53	82,38	12,83	14,26	0,37	13,89	2884,42

Beziehungen:

P_{test}	Max. Traglast je Versuch
$P_{test,m}$	Mittelwert der max. Traglasten je Versuchskonstellation
S	Standardabweichung der Versuchstraglasten
P_{max}	Max. Schubkraft je Verbundmittel = P_{test} / Anzahl der Verbundmittel
P_{RK}	Charakteristische Schubkraft je Konstellation = $0{,}9 \cdot P_{max,min}$
δ_u	Schlupf beim Wiedererreichen des Schubkraftniveau P_{RK}
δ_{uk}	$= 0{,}9 \cdot \delta_u$
C	Anfangssteifigkeit des Verbundmittels bei $0{,}9 \cdot P_{max,m}$

- Single-Push-Out-Versuche (asymmetrische Versuchskörper)

Bei diesen Versuchen trat immer ein Betonversagen in Form von Spalten, Betonausbruch oder kombiniertem Versagen aus Spalten und Betonausbruch auf. Während bei den Versuchen „V1_Asym_Ref“ sich ein wesentlicher Spaltriss längs der Puzzleleiste bildete, traten bei den Versuchen „V1_Asym_Qu“ und „V1_Asym_Qu_sp“ mehrere deutlich erkennbarere Versagensrisse auf, zwischen denen der Beton ausgebrochen war (siehe Abbildung 2.9).

a) Spaltriss (V1_Asym_Ref_2)

b) Spaltriss und Ausbruchkegel (V1_Asym_Qu_2)



Abbildung 2.9: Vergleich der Rissbilder

Weiterhin waren Ausbrüche auf der Innenseite entlang des Steges zu sehen. Diese Ausbrüche werden vermutlich durch ein Überschreiten der Teilflächenpressung des Betons verursacht (siehe Abbildung 2.10).

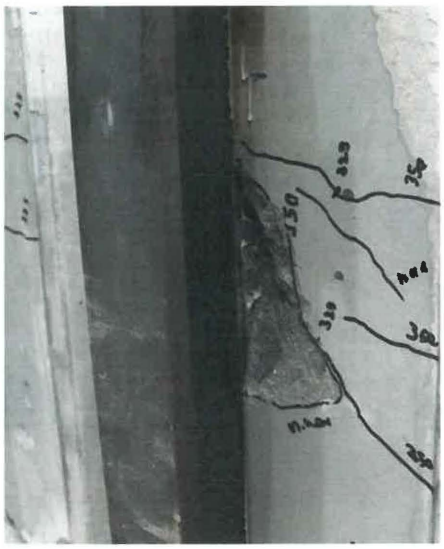


Abbildung 2.10: Betonausbruch auf der Innenseite des Betongurts (V1_Asym_Qu_2)

Der Einbau der Querbewehrung bei den Versuchen „V1_Asym_Qu“ und „V1_Asym_Qu_Sp“ führte im Vergleich zu den Referenzversuchen zu einem deutlich besseren duktilen Nachbruchverhalten und zu einer kleinen Tragfähigkeitssteigerung der Verbundmittel (siehe Anhang).

Da bei allen drei Versuchskonstellationen des Single-Push-Out-Versuche kaum relative Verschiebungen (< 0,1 mm) in der Verbundfuge zwischen Primärplatte und Betonergänzung aufgetreten sind, konnten keine Aussagen über den Einfluss der eingedrückten Querbewehrungsstäbe bzw. des Bestreuens der Primärplattenoberfläche mit Splitt auf das Schubtragverhalten der Verbundfuge getroffen werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass durch die Aufnahme des Versatzmoments eine horizontale Kraft am Rollenauflager entsteht (siehe Abbildung 2.7), die beide Betonplatten gegeneinander drückt und den Verbund in der Fuge massiv verstärkt.

Nach dem Schneiden der Versuchskörper wiesen sowohl die Puzzleleiste als auch die gebogenen Stahlscharen keine erkennbaren plastischen Verformungen auf (siehe Abbildung 2.11).

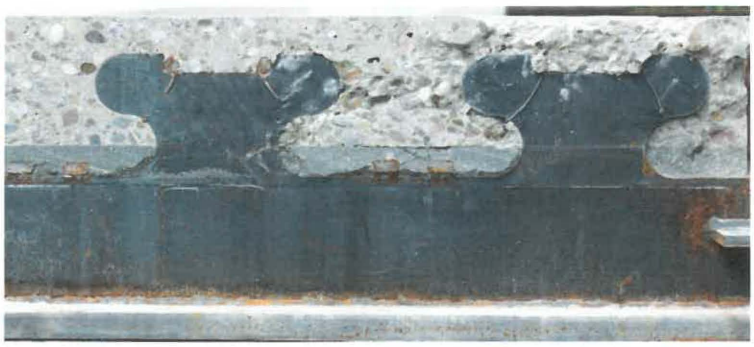


Abbildung 2.11: Schnitt entlang der Puzzleleiste (V1_Asym_Ref_1)

- klassische Push-Out-Versuche (symmetrische Versuchskörper)

Bei allen Versuchskonstellationen trat auch hier ein kombiniertes Versagen aus Spalten und Betonausbruch auf. Infolge der hohen Beanspruchung wird der Beton lokal vor der Puzzleleiste bzw. den Stahlscharen zusammengedrückt. Es bildet sich ein Betonkegel aus, der dem Druck standhalten kann, bis die Querdehnungen zu groß werden und Risse entstehen bzw. ein Ausstanzen auftritt (sieh Abbildung 2.12). Mit weiterer Laststeigerung kann das hohe Lastniveau nicht mehr aufrechterhalten werden und die Traglastkurve fängt an zu fallen.



Abbildung 2.12: Ausbruchkegel auf der Außenseite (links) und auf der Innenseite (rechts)

Bei einem Versuch der Konstellation „V1_Sym_Bau" trat aufgrund der schmalen Auflagerbreite der Primärplatten (d = 3 cm) ein Versagen infolge Abplatzung des Betons über der Auflagerfläche auf.



Abbildung 2.13: Abplatzung des Betons über der Auflagerfläche (V1_Sym_Bau_1)

Die Versuche „V1_Sym_End" (Endzustand) haben ein deutlich besseres duktiles Nachbruchverhalten als die Versuche „V1_Sym_Bau" (Bauzustand) gezeigt (siehe Anhang).

Bei dem symmetrischen Versuchsaufbau traten bei den Versuchen „Sym_End" und besonders bei den Versuchen „Sym_Fuge" große relative Verschiebungen in der Verbundfuge zwischen beiden Betonplatten (Primärplatte und Betonergänzung) auf. Das ist dadurch zu begründen, dass die Primärplatten nach innen ausweichen können und sich von den Betonergänzungsplatten trennen, so dass relative Verschiebungen bei hohen Laststufen in der Verbundfuge auftreten können (siehe Abbildung 2.14).

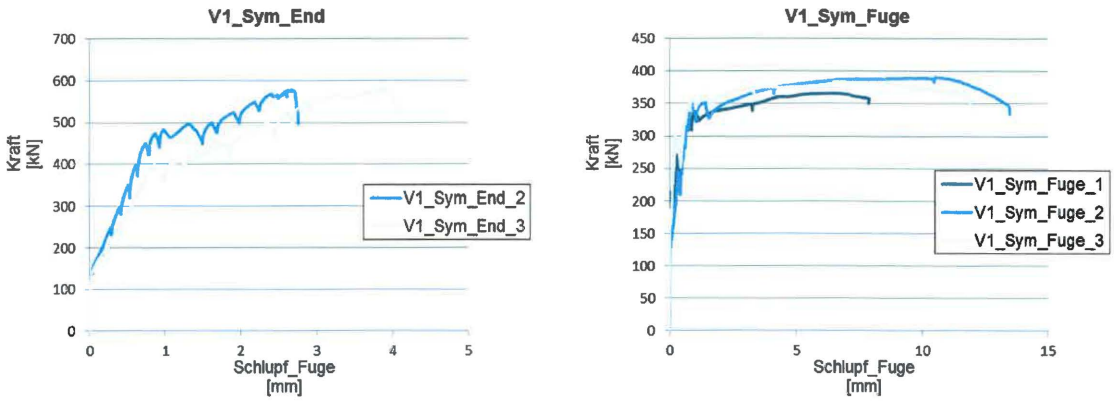


Abbildung 2.14: Relative Verschiebungen in der Verbundfuge

2.6 Zusammenfassung der erzielten Ergebnisse

In den Versuchen wurden folgende Versagensarten beobachtet:

- Spalten
- Ausstanzen und
- kombiniertes Versagen aus Spalten und Ausstanzen

Ein Versagen infolge Spaltens trat nur bei den Versuchskörpern ohne Querbewehrung auf. Mit Querbewehrung sind Ausstanzen oder kombiniertes Versagen aufgetreten. Die Anordnung von Querbewehrung führte zu einem besseren duktilen Nachbruchverhalten und zu einer kleinen Steigerung der Tragfähigkeit der Verbundmittel. Das Single-Test-Setup eignete sich nicht für die Prüfung der Verbundfuge zwischen Primärplatte und Betonergänzung, da die entstehende horizontale Kraft am Rollenauflager die Haftverbindung der beiden Platten erhöht.

3 FE-Berechnungen

Um das Tragverhalten des entwickelten Verbundsystems besser untersuchen und weiter optimieren zu können, wurden mit Hilfe eines Finite-Elemente-Programms (Programmsystem ANSYS) [25] nichtlineare numerische Simulationen durchgeführt.

Das Ziel der FE-Berechnungen war es, die Push-Out-Versuche im Detail abzubilden und weitere Erkenntnisse über die Beanspruchung in dem Verbundmittel und den Lastabtrag zu erhalten. Dabei standen zunächst die Spannungsverteilungen und die plastischen Dehnungen im Vordergrund. Insgesamt wurden bei den Simulationen drei Serien der symmetrischen Push-Out-Versuche durchgeführt, bei denen der Endzustand, der Bauzustand und die Fuge zwischen Primärplatte und Betonergänzung untersucht wurden.

Die Geometrie des Verbundmittels und die Querschnitte der Verbundpartner Stahl und Beton bzw. HPC entsprechen denen, die in den Push-Out-Versuchen festgelegt wurden. Die Ausformulierung der Kontaktbereiche, der Randbedingungen wie auch die Vernetzung erfolgte bei allen Modellen auf die gleiche Weise. Unter den Abschnitten 3.3 Kontaktbereiche und 3.4 Vernetzung sind die wichtigsten Einstellungen aufgeführt.

3.1 Modell und Randbedingungen

Unter der Ausnutzung der Doppelsymmetrie der Push-Out-Versuchskörper wurde nur ein Viertel des Versuchskörpers abgebildet und simuliert. Somit wurde der Rechenaufwand der FE-Berechnungen eingeschränkt. Die in Abbildung 3.1 dargestellten Lagerungsbedingungen wurden bei den FE-Berechnungen so gewählt, dass sie den Lagerungen der experimentellen Push-Out-Versuchen entsprachen (vergleiche hierzu Abbildung 2.1, unten).

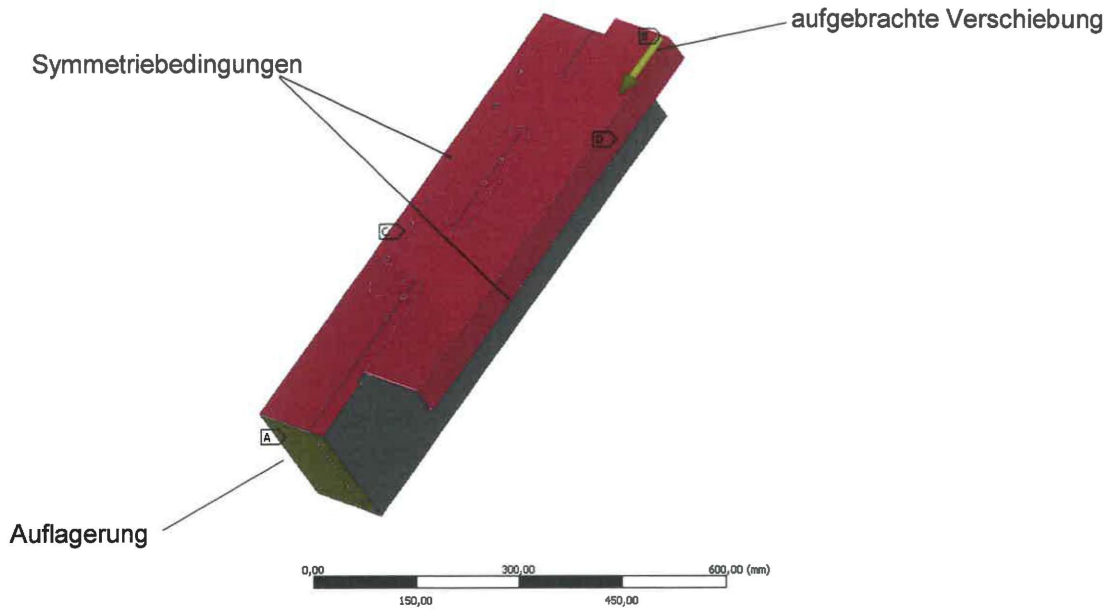


Abbildung 3.1: 3D Modell und Lagerbedingungen am Beispiel des Versuchs „Sym_End“

3.2 Materialparameter

Bei den verwendeten Materialmodellen für Stahl und Beton bzw. HPC wurden zusätzlich zu den elastischen Materialeigenschaften (E-Modul, Schubmodul und Querkontraktionszahl) eine bilineare isotrope Verfestigung bei Stahl bzw. eine multilinear isotrope Verfestigung bei Beton (im Druckbereich) eingebaut (siehe Abbildung 3.2). Mit diesen Einstellungen wurde das nichtlineare Materialverhalten der Verbundpartner berücksichtigt.

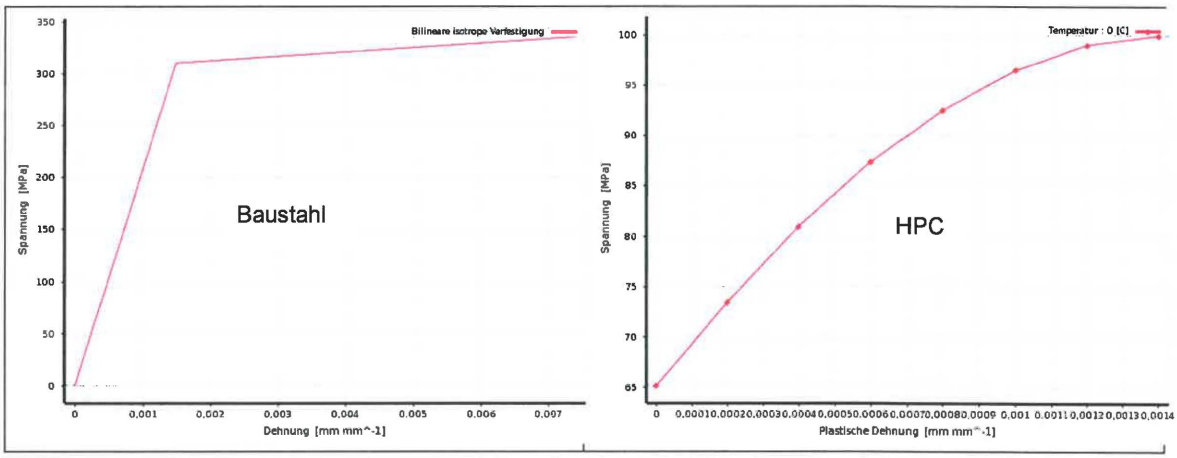


Abbildung 3.2: Implementierte isotrope Verfestigung am Beispiel des Baustahls (links) und des HPC (rechts)

3.3 Kontaktbereiche

Bei der Modellierung der Kontaktbereiche wird in „Zielkörper" und „Kontaktkörper" unterschieden, wobei das Material mit der höheren Steifigkeit der „Zielkörper" ist. Die in Tabelle 3.1 aufgelisteten Kontaktbereiche werden in allen 3D-Modellen jeder Simulationsserie verwendet. Der Kontakttyp „Verbund" überträgt Druckkräfte, Zugkräfte sowie Schubkräfte. Der passende Algorithmus zum Verbundkontakt ist das MPC-Verfahren (Multi-Point-Constraint-Verfahren). Bei dem Kontakttyp „reibungsbehaftet" werden Druckkräfte übertragen, jedoch keine Zugkräfte. Schubkräfte werden nach dem Reibungsgesetz übertragen. Das Pure-Penalty-Verfahren ist hierfür der geeignete Algorithmus. Durch das Verfahren werden im Kontaktbereich des Kontaktpaares Federn ausgebildet, um der gegenseitigen Durchdringung entgegenzuwirken.

Tabelle 3.1: Verwendung und Eigenschaft der Kontaktfläche

Material	Abkürzung	Kontakt			
		Kontaktkörper	Zielkörper	Art	Algorithmus
Verbundmittel	VM	HPC u. NB	VM	Reibungs-behaftet	Pure-Penalty
Betonbewehrung	BW	HPC u. NB	BW	Verbund	MPC
Hochfester Beton und Normalbeton	HPC u. NB	NB	HPC	Reibungs-behaftet	Pure-Penalty

In der nächsten Abbildung sind die festgelegten Kontaktbereiche dargestellt.

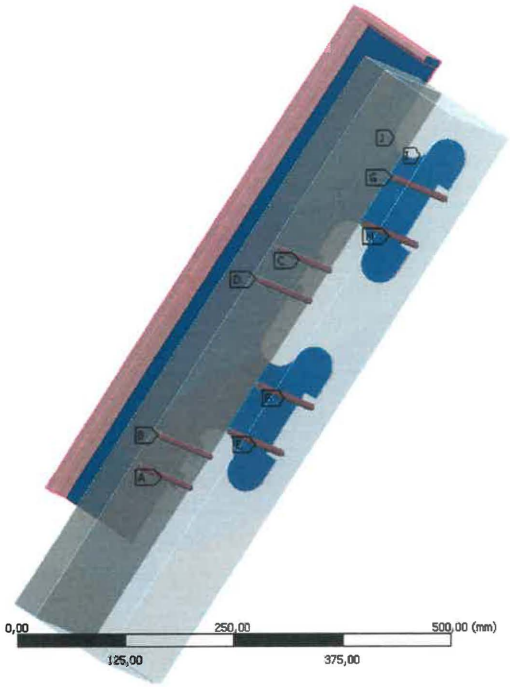


Abbildung 3.3: Darstellung der Kontaktbereiche am Beispiel des simulierten Versuchs „Sym_End“

3.4 Vernetzung

Für die Vernetzung gilt allgemein: je feiner das Netz, desto „genauer" die Ergebnisse. Jedoch verlängert sich mit dem Feinheitsgrad die Rechenzeit und der Speicherbedarf steigt immens. Um den Rechenaufwand der FE-Berechnungen weiter einzuschränken, wurde hier ein Mittelweg gefunden, indem die signifikanten Stellen (Verbundmittelbereich) feiner als der Rest des Modells vernetzt wurden. In diesem Bereich treten die größten Verzerrungen auf und somit liefert die Verfeinerung hier genauere Ergebnisse über die Beanspruchung des Verbundmittels.

Abbildung 3.4 zeigt die lokal verfeinerte Vernetzung des Verbundmittelbereichs. Dieses Prinzip wurde bei allen Simulationen angewendet, um möglichst differenzierte Resultate zu erzielen.

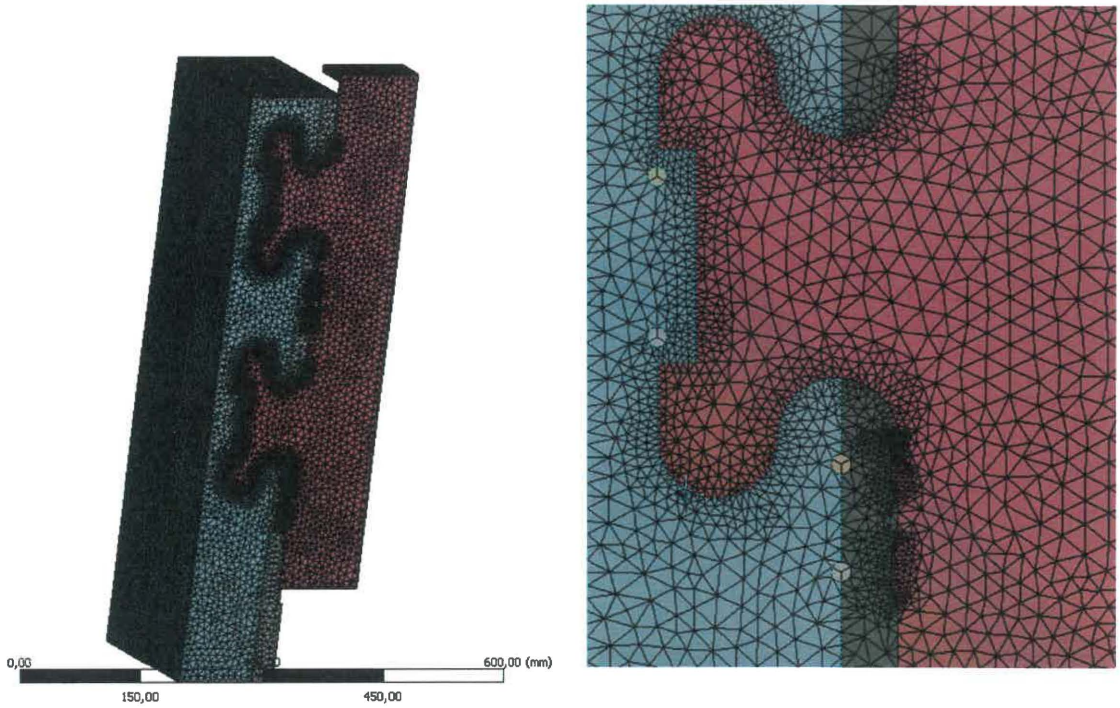


Abbildung 3.4: verfeinerte Vernetzung des Verbundmittelbereichs

3.5 Ergebnisse der FE-Berechnungen

Mit den vorliegenden Berechnungen kann eine Aussage über die in den Bauteilen herrschenden Spannungen bzw. Dehnungen getroffen werden. Im Folgenden werden qualitativ die Vergleichsspannungs- bzw. die plastischen Vergleichsdehnungsverteilungen an den verformten Modellen der drei Serien miteinander verglichen. Alle drei Modelle wurden mit einer Verschiebung von 6 mm des Stahlstegs berechnet, um die Duktilität des Verbundmittels nach EC 4 [24] beurteilen zu können.

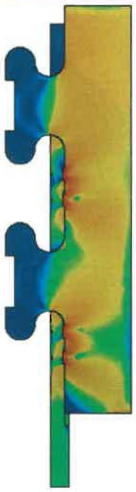
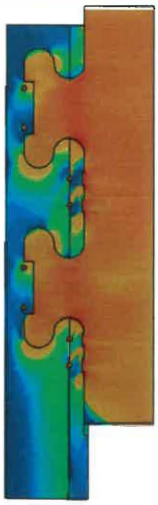
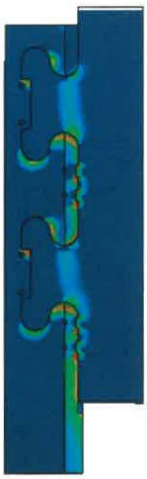
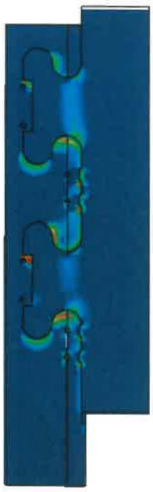
Serie	Endzustand	Bauzustand	Fuge
Vergleichsspannungen			
Plastische Vergleichsdehnungen			

Abbildung 3.5:Auftretende Vergleichsspannungen und plastische Vergleichsdehnungen

Es ist zu erkennen, dass die größten Beanspruchungen im Bereich des Verbundmittels vor den Stahlscharen bzw. vor den Stahlpuzzlezähnen auftreten. In diesen Bereichen und im Bereich der kürzesten Scherlänge der Stahlpuzzlezähne sind auch die größten plastischen Dehnungen zu erkennen.

Die qualitativen Spannungsverteilungen und Verformungen aus den FE-Berechnungen sind plausibel und konnten teilweise auch so bei den Push-Out-Versuchen beobachtet werden. In Abbildung 3.6 ist ein Vergleich der Rissbilder zwischen Versuch und Simulation dargestellt.



Abbildung 3.6: Vergleich der Rissbilder an der Betonaußenseite des Versuchs „Sym_End“

Ein quantitativer Vergleich der Versuchstragfähigkeiten mit den Modellen ist noch nicht sehr aussagekräftig, da die Materialeigenschaften der FE-Modelle noch angepasst werden müssen. Jedoch stimmen das Verformungsverhalten und die Anfangssteifigkeit der Versuche mit denen in simulierten Modellen überein. In weiteren Schritten werden die Materialeigenschaften an den Versuchen kalibriert und angepasst, mit dem Ziel, eine Parameterstudie durchzuführen.

4 Modelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Verbundmittels

Aufbauend auf eigenen Versuchen und Vorarbeiten [1-14] wurden Berechnungsmodelle für die Versagensformen Ausstanzen und Stahlversagen abgeleitet. Durch die Anordnung von Querbewehrung kann das Versagen infolge Spalten vermieden werden, da dieses nur bei unbewehrten Versuchskörper auftrat.

Die Versagensformen Teilflächenpressung und Abscheren des Betondübels werden nicht betrachtet, da diese aufgrund der Umschnürung des Betons vor dem Puzzlezahn bzw. der großen Betondübelfläche nicht maßgebend sind [26].

4.1 Ausstanzen

Der Ausstanzwiderstand hängt von der Betonzugfestigkeit und der Mantelfläche des Ausbruchskegels ab. Die Mantelfläche wird in Abhängigkeit der Kegelhöhe h_{tc} ermittelt.

Bei den durchgeführten Versuchskörpern zeigte sich ein schollenartiges Ausbrechen des Betons, das als Ausstanzen bezeichnet wird. Im Sägeschnitt entlang der Puzzleleiste ist der kegelförmige Körper und der komprimierte Beton im Bereich vor der Puzzleaussparung zu erkennen (siehe Abbildung 4.1).

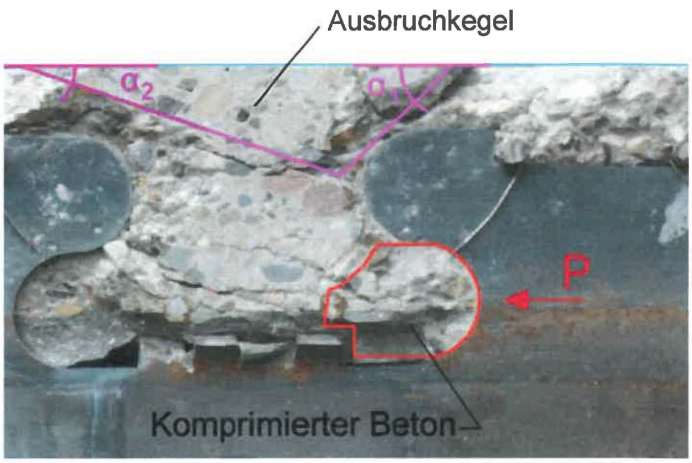


Abbildung 4.1: Ausbruchkegel am Sägeschnitt, gemessene Winkel: $\alpha_1 = 38°$ und $\alpha_2 = 19$

Der Beton vor der Puzzleleiste wird durch die einwirkende Schubkraft P belastet. Aufgrund der Umschnürung durch den umgebenden Beton und der Leistenwandung unterhalb der Aussparung baut sich ein mehraxialer Spannungszustand auf. Hierbei wird eine Abtriebskraft A hervorgerufen, die senkrecht zur einwirkenden Schubkraft P wirkt. Bei weiter steigender Last bricht der Kegel aus. Aufgrund der fehlenden Umschnürung kann der komprimierte Betonkörper vor der Puzzleleiste den hohen Druck nicht mehr aufnehmen und versagt. Dies wird als sekundäres Versagen der Teilflächenpressung bezeichnet [26].

In [27] wurde für die Herleitung eines Modells ein idealer Ersatzkegel verwendet (siehe Abbildung 4.2). Eine ähnliche Vorgehensweise wird in [28] vorgestellt, worin das Blow-Out-Versagen von randnahen Befestigungselementen in Beton beschrieben und mittels dem CC-Verfahren berechnet wird. Der Ausbreitungswinkel wird hierbei zu ca. 20° angenommen und die abtreibende Kraft wird über den Faktor bestimmt, der den mehraxialen Spannungszustand im Beton berücksichtigt [26].

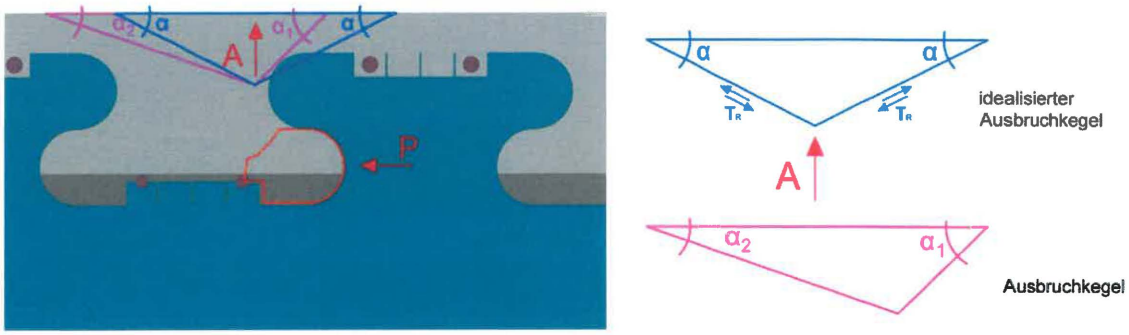


Abbildung 4.2: Tragmodell beim Ausstanzen

Das in den eigenen Versuchen aufgetretene Ausstanzen ist dem Blow-out-Versagen bei randnahen Befestigungselementen ähnlich. Der Ausbruchkegel bildete sich ausgehend vom oberen Scheitel der Puzzleleiste. Der Widerstand der Abtriebskraft kann wie folgt bestimmt werden (siehe Gleichung (4.1)):

$$A = A_M \cdot \tau_c \tag{4.1}$$

mit:

$$A_M = \pi \cdot \frac{h_{tc}^2}{tan\alpha \cdot sin\alpha}$$

A_M Mantelfläche des Ersatzkegels

τ_c Schubfestigkeit des Betons

α Ausbreitungswinkel

Heinemeyer [26] trifft bei der Herleitung eines Bemessungsmodells für die Versagensform Ausstanzen folgende Annahmen:

- Der Faktor η zur Berücksichtigung der bezogenen Betonpressung wurde anhand Datenbankauswertung empirisch bestimmt.
  $\eta = 0{,}4 - 0{,}001 \cdot f_c$
- Die Scherfestigkeit des Betons τ_c ist proportional zur Betonzugfestigkeit f_{ct} und die Betonzugfestigkeit f_{ct} ist proportional zu $f_c^{\frac{1}{2}}$.
- Der mittlere Ausbreitungswinkel α wird analog zu [28] zu 20° angenommen.

Damit ergibt sich für das Ausstanzen ohne Berücksichtigung der Querbewehrung die folgende allgemeine Formulierung:

$$P_{aus} = \frac{1}{0{,}4 - 0{,}001 \cdot f_c} \cdot \pi \cdot \frac{h_{tc}^2}{tan\alpha \cdot sin\alpha} \cdot f_c^{0{,}5} \tag{4.2}$$

Durch statistische Auswertung gilt dieses Modell nach Heinemeyer [26] für andere kontinuierliche Verbundmittel, solange sie im experimentellen abgesicherten Grenzbereich liegen. Aus diesem Grund kann das vorgestellte Modell für das entwickelte Verbundmittel

(Puzzleleiste mit Stahlscharen) für Doppelverbundtechnik zur Ermittlung der Tragfähigkeit für Ausstanzen herangezogen werden. Für Ausstanzen im Bauzustand kann analog vorgegangen werden.

$$P_{aus} = \frac{1}{0{,}4 - 0{,}001 \cdot f_c} \cdot k \cdot \pi \cdot \frac{h_{tc}^2}{tan\alpha \cdot sin\alpha} \cdot f_c^{0{,}5} \cdot (1 + \rho_{D,i}) \qquad (4.3)$$

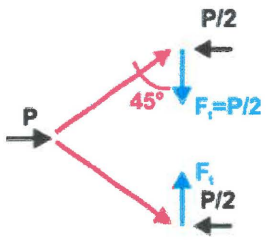
P_{aus} : Tragfähigkeit bei Stahlausstanzen

$\rho_{D,i} = \frac{E_s \cdot A_s}{E_{cm} \cdot A_{D,i}}$: Erhöhungsfaktor zur Berücksichtigung Querbewehrung

$k = \frac{k_2}{h_{tc}^{0{,}5}}$: Anpassungsfaktor für den Maßstabseinfluss (Annahme: k_2 = 1,0) [26]

4.2 Bemessung der Querbewehrung

Beim bewehrten Beton bilden sich Druckstreben unter einem Winkel von ca. 45° (siehe Abbildung 4.3). Wegen des Einflusses der Betondruckbeanspruchung im Feld stellt sich die Neigung der Druckstrebe im Feld flacher als im Auflagerbereich ein. Jedoch werden die Schubkräfte in erster Linie an den Auflagern und an konzentrierten Lasteinleitungspunkten hervorgerufen. Die Bewehrung wird aufgrund dessen, dass sie üblicherweise über die Trägerlänge regelmäßig verlegt werden, einheitlich mit einem 45°-Fachwerk bemessen. Die einwirkende Schubkraft wird aus der Trägerbemessung und den Geometriebedingungen des Verbundmittels ermittelt [26].



$$\text{erf}\, A_{sq} = \frac{F_t}{f_{yd}} = 0.5 \cdot \frac{P}{f_{yd}}$$

A_{sq} Erforderliche Querbewehrung

f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

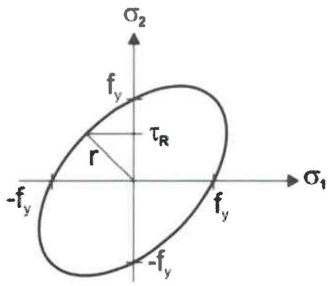
P Schubkraft je Verbundmittel

Abbildung 4.3: Fachwerkmodell für die Ermittlung der Querbewehrung [26]

Die Querbewehrung kann in der Aussparung oberhalb der Puzzleformen sowie in den Ausnehmungen dazwischen angeordnet werden.

4.3 Stahlversagen

Basierend auf der Fließbedingung nach „von Mises“ kann die Beanspruchbarkeit des Puzzlezahns infolge Schub und Biegung berechnet werden. Bei einem ebenen Spannungszustand ergibt sich als Fließbedingung eine Ellipse. Zur Beurteilung der gleichzeitigen Wirkung von Schub und Biegung wird das Vergleichsspannungskriterium verwendet (siehe Abbildung 4.4) [26].



$$\sigma_v = \sqrt{{\sigma_y}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq f_y$$

σ_v	Vergleichsspannung
σ_y	Spannungen in y-Richtung
τ_{xy}	Schubspannungen
f_y	Streckgrenze des Stahls

Abbildung 4.4: Vergleichsspannungskriterium [26]

Die Stelle mit der geringsten Breite b_a wird als maßgebender Schnitt betrachtet, und die Belastung des Puzzles wird vereinfachend konstant über 3/4 der Puzzlehöhe h_d angenommen. Die Beanspruchung des Puzzles ist in Abbildung 4.5 dargestellt.

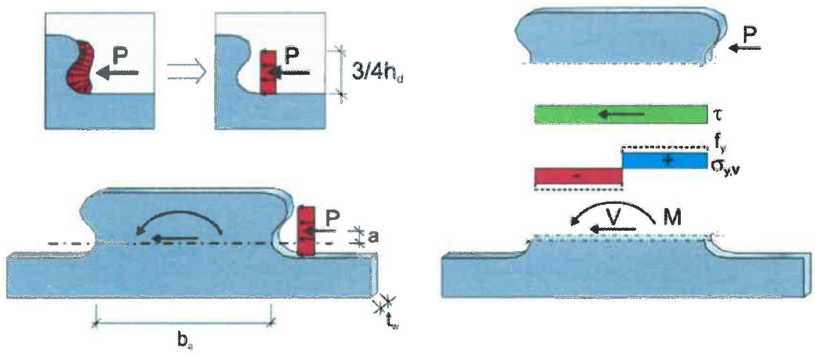


Abbildung 4.5: Beanspruchung des Puzzlezahns [26]

Das Abschermodell für Stahlversagen unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft-Interaktion kann ohne weitere statistische Auswertungen für kontinuierliche Verbundmittel angewendet werden. Somit kann das Stahlabscherkriterium in Anlehnung an [26] wie folgt ermittelt werden:

$$P_{y,Stahl} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \Gamma \cdot t_w \cdot b_a \cdot f_y \qquad (4.4)$$

Dabei ist:

$P_{y,Stahl}$	Tragfähigkeit bei Stahlabscheren
Γ	Abminderungsfaktor bei Momenten-Querkraft-Interaktion

$$\Gamma = \begin{cases} 1{,}0 & \text{für } 0 \leq {}^{M}/_{M_{pl}} \leq 0{,}6 \\ 1{,}6 - {}^{M}/_{M_{pl}} & \text{für } {}^{M}/_{M_{pl}} \leq 0{,}6 \end{cases}$$

t_w	Blechdicke
b_a	Effektive Breite des Stahlzahns
f_y	Streckgrenze des Stahls

5 Großmaßstäbliche Versuche (3-Punkt-Biegeversuche)

Die Idee hinter dem Deckensystem ist die Fertigung eines Halbfertigteils in Stahlbetonverbund-Bauweise. Dieses soll als PI-Platte erstellt werden, und wird dann vom Fertigteilwerk mit einem LKW auf die Baustelle transportiert, dort verlegt und mit Normalbeton ergänzt (siehe Abbildung 5.1). Somit gewinnt die Transportfähigkeit des Deckensystems besondere Bedeutung, so wie es auch bei Elementdecken der Fall ist. Die beiden Stege und der unteren Flansch sollen aus halbierten stählernen I-Profil gefertigt sein und durch das kombinierte Verbundsystem aus Puzzleleiste mit Stahlscharen sowohl mit der Primärplatte aus HPC als auch mit der Betonergänzung verbunden sein.

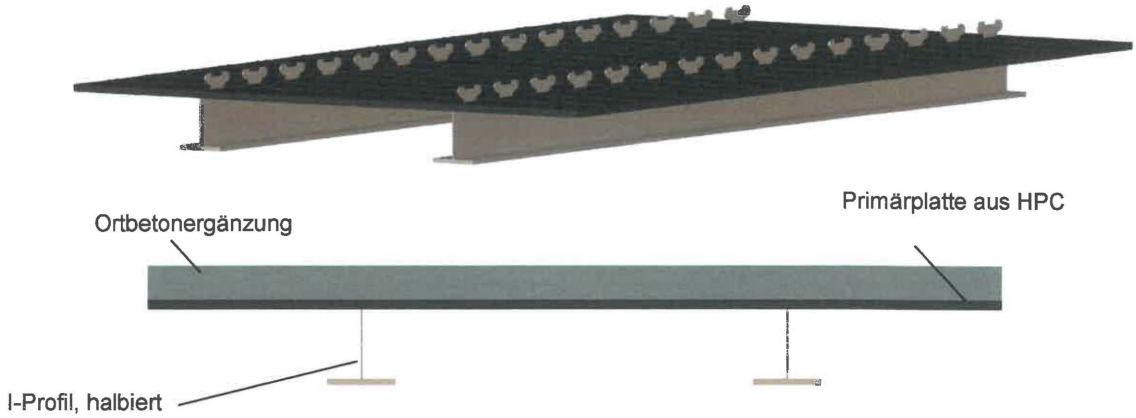


Abbildung 5.1: Räumliche Darstellung des Deckensystems mit Doppelverbundtechnik, Darstellung des Bauzustands (oben) und des Endzustands als Querschnitt (unten)

5.1 Dimensionierung der Verbundträger

Für die PI-Platte wurde ein gewöhnliches Balkenraster von 1,25 m gewählt. So ergibt sich eine Bauteilbreite von 2,5 m. Die Transportierbarkeit ohne Sonderzulassung ist bis Transporterbreiten von 2,5 m gegeben. Auf die Prüfung eines ganzen PI-Plattenstreifens konnte aufgrund der Symmetrie verzichtet werden. So wurden die Versuchsträger als Plattenbalken mit einer Breite von 1,25 m gefertigt (siehe Abbildung 5.1). Die HPC-Platte wird in einer Stärke von 3 cm gefertigt. Die Berechnungen für den Bauzustand zeigen, dass dies ausreichend ist. In die HPC-Platte wird die notwendige Bewehrung für die Beanspruchungen im Endzustand eingelegt. Nach dem Betonieren der HPC-Platte wird eine Normalbetonschicht (d =10 cm) als Ortbetonergänzung aufgebracht. Die Länge des Versuchsträgers wurde auf 4 m Feldspannweite festgelegt. Der Überstand betrug 12,5 cm, womit die Träger eine Gesamtlänge von 4,25 m aufwiesen.

Die Dimensionierung der Verbundträger orientiert sich an den Versuchsergebnissen der Push-Out-Versuche. Ziel ist es, das Verbundmittel zum Versagen zu bringen, um die in den Push-Out-Versuchen ermittelten Kennwerte anhand von großmaßstäblichen Versuchen zu überprüfen. Dies könnte als Grundlage für ein Ingenieurmodell herangezogen werden, mit dem eine wirtschaftliche und sichere Berechnung dieses Verbundsystems möglich wäre.

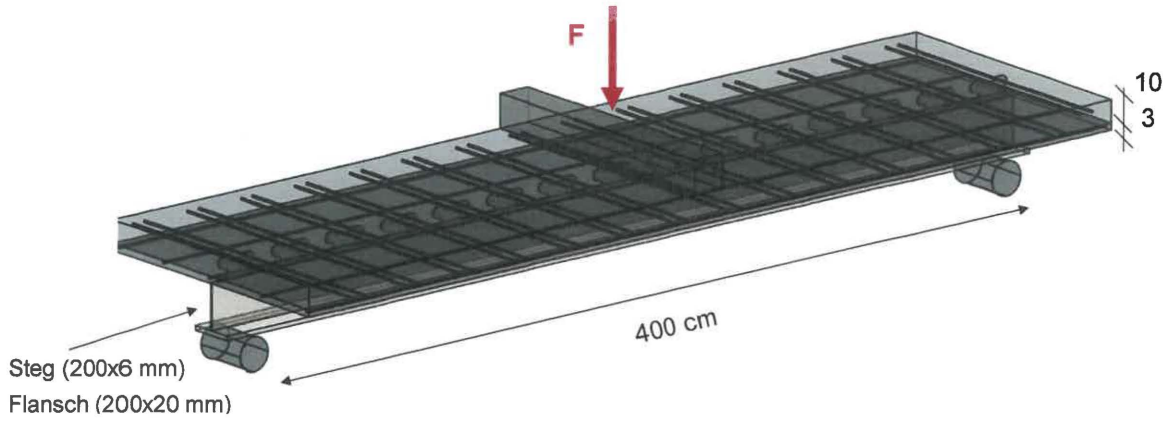


Abbildung 5.2: Darstellung des Verbundträgers für die 3-Punkt-Biegeversuche

5.2 Versuchsprogramm

Insgesamt werden im Rahmen dieses Forschungsprojekts zwei großmaßstäbliche Versuche hergestellt und durchgeführt (3-Punkt-Biegeversuche), bei denen sowohl der Bauzustand als auch der Endzustand von dem Deckensystem generiert und untersucht werden.

Folgende Parameter für die Biegeversuche wurden durch iterativen Berechnungen festgelegt, mit dem Ziel, ein Versagen in der Verbundfuge zu generieren:

- Feldspannweite von 4 m und Trägerlänge von 4,25 m
- Betonplattenbreite von 1,25 m
- Bewehrung (B500B)
- Zielfestigkeitsklasse des HPC 100 N/mm²
- Betongüte des Aufbetons C20/25
- Dicke der Primärplatte (HPC) von 3 cm
- Dicke des Aufbetons von 10 cm

➢ Auswahl der Verbindungsmittel

Das in den Push-Out-Versuchen eingesetzte Verbundmittel, das zum einen aus sogenannten Stahlscharen, mit denen der Verbund zwischen Stahlträger und HPC-Platte hergestellt wird, und zum anderen aus Puzzleleisten, die für den Verbund zwischen Stahlsteg und Betonergänzung sorgen, wurde auch bei den Biegeversuchen eingesetzt.

Das verwendete Verbundmittel wurde aus Blechen S235 (t_W = 6 mm) mittels Hochdruckwasserstrahl erstellt. Nach dem Schneiden der Puzzleleisten wurden die Stahlscharen abwechselnd nach außen um 45° umgebogen. Anschließend wurde die Stahlleiste an einen Breitflachstahl (200x20 mm) angeschweißt (siehe Abbildung 5.3).

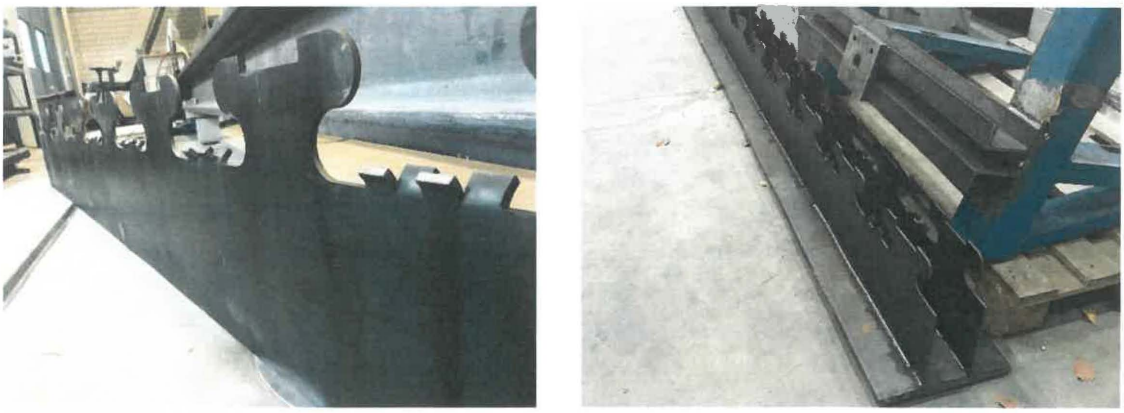


Abbildung 5.3: Puzzleleiste mit Stahlscharen (links) und Steg mit dem angeschweißten unteren Flansch (rechts)

➢ Werkstoffe

Bei den großmaßstäblichen Versuchen wurden die gleichen Werkstoffe verwendet, die bei der Herstellung der Push-Out-Versuche gewählt wurden (siehe Abschnitt 2.3).

Um die Festbetoneigenschaften zu ermitteln, werden aus jeder Charge jeweils 7 Würfel (d = 150 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit, 3 Zylinder (d = 150 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des E-Moduls sowie 3 Prismen (d = 40 mm, L = 160 mm) zur Bestimmung der Druck- und Biegezugfestigkeit nach DIN EN 12390 hergestellt. Danach werden die Probekörper zusammen mit den Versuchsträgern unter Laborbedingungen gelagert und am Versuchstag geprüft (siehe Tabelle 5.1).

Tabelle 5.1: Betonfestigkeiten

Probekörper	Betonalter [Tage]	Betondruck-festigkeit N/mm² (Zylinder)	Betondruck-festigkeit N/mm² (Würfel)	Biegzug-festigkeit N/mm² (Prismen)	Druck-festigkeit N/mm² (Prismen)	Spaltzug-festigkeit N/mm² (Zylinder)	E-Modul N/mm² (Zylinder)
		am Versuchstag					
HPC_Endzustand	53,0	98,0	118,9	9,0	104,0	4,0	67800,0
Normalbeton_Endzustand	53,0	35,1	36,4	3,9	29,2	2,9	27100,0
HPC_Bauzustand	50,0	109,3	121,8	8,5	94,8	4,0	60466,7

Die Bewehrung besteht aus handelsüblichem gerippten B500B Betonstabstahl nach DIN 488-2. Die Streckgrenze beträgt 500 N/mm². Der Elastizitätsmodul ist mit 210.000 N/mm² anzusetzen. Der verwendete Betonstahldurchmesser beträgt 10 mm. Die Bewehrungsstäbe wurden in 12 m langen Stäben geliefert und händisch auf die notwendige Länge zugeschnitten. In der nächsten Abbildung ist die Bewehrung nach dem Einbauen in der Schalung dargestellt.



Abbildung 5.4: Eingebaute Bewehrung in der Schalung eines Versuchsträgers

In der Längsrichtung wurden die Versuchsträger mit sechs Bewehrungsstäbe Ø10 in Abstand von 28 cm bewehrt. Als Querbewehrung wurden jeweils in der Aussparung der Puzzlezähne und über die Stahlscharen zwei Bewehrungsstäbe Ø10 im Abstand von 4 cm eingebaut (siehe Abbildung 5.5).

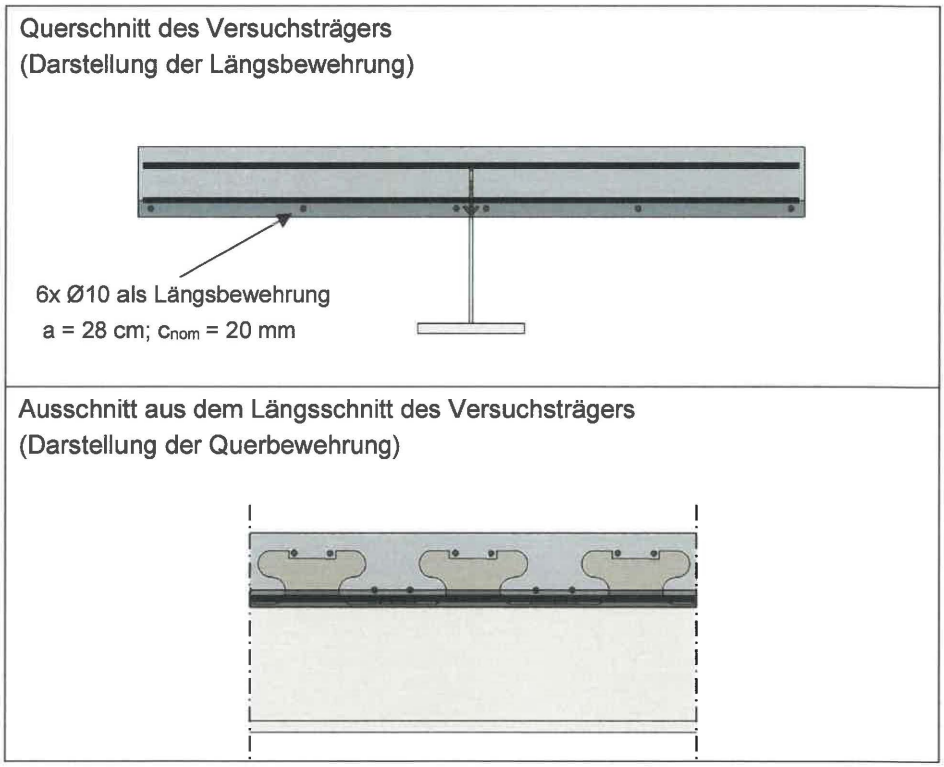


Abbildung 5.5: Darstellung der Längsbewehrung (oben) und der Querbewehrung (unten)

Abbildung 5.6 zeigt den Versuchsträger „Endzustand“ nach dem Betonieren der Primärschicht aus HPC.



Abbildung 5.6: Versuchsträger nach dem Betonieren der Primärschicht aus HPC

5.3 Berechnungen für die großmaßstäblichen Versuche

Bei der Berechnung für die Planung der großmaßstäblichen Versuche wurden keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt. Es wurde direkt mit den Mittelwerten der Werkstoffeigenschaften gerechnet. Die Berechnung sollte das Ziel haben, ein Versagen des Verbundmittels zu erzielen, so dass die Ergebnisse der Biegeversuche mit denen der Push-Out-Versuche verglichen werden können.

Der Versagenszustand wurde iterativ nach EC 4 ermittelt. Die Querschnitte der Verbundpartner wurden so berechnet und dimensioniert, dass ein Versagen in der Verbundfuge auftreten kann, ohne ein Versagen der anderen am Lastabtrag beteiligten Komponenten zu bewirken. In Tabelle 5.2 sind die berechneten Schnittgrößen sowie die Schubkräfte in der Verbundfuge abhängig von der Zylinderkraft aufgeführt. Die rot gekennzeichneten Zellen geben an, wann die plastischen Querschnittswerte des Stahlprofils bzw. die in den Push-Out-Versuchen ermittelte Tragfähigkeit des Verbundmittels überschritten wird. Es ist zu erkennen, dass gemäß der Berechnung das Versagen erst in der Verbundfuge auftreten wird.

Tabelle 5.2: Iterative Berechnung der Versagenslast nach EC 4

Zylinderkraft [kN]	Moment [kNm]	Normalkraft [kN]	Querkraft [kN]	Schubkraft pro Verbundmittel [kN]
50,00	49,88	178,05	25,00	29,68
100,00	99,75	356,11	50,00	59,35
150,00	149,63	534,16	75,00	89,03
200,00	199,50	712,22	100,00	118,70
250,00	249,38	890,27	125,00	148,38
300,00	299,25	1068,32	150,00	178,05
350,00	349,13	1246,38	175,00	207,73
400,00	399,00	1424,43	200,00	237,41
450,00	448,88	1602,48	225,00	267,08

Um die Ergebnisse dieser iterativen Berechnung zu überprüfen, wurde der Versuchsträger mit dem Stabwerksmodell nach [29] nachgebildet. Grundlegend für die Modellierung ist das Aufteilen des Trägers in seine Teilquerschnitte (siehe Abbildung 5.7). So entsteht ein Träger, der aus Ober- und Untergurt besteht. Die Gurte werden entweder mit Pendelstäben oder mit Kragarmen miteinander verbunden. Der Obergurt besitzt die Eigenschaften des Betonquerschnitts – hier wurden beide Betonschichten als eine Schicht betrachtet. Der Untergurt wird mit den Querschnittseigenschaften des Stahlprofils versehen. Um die Verbindungsmittel zu simulieren, werden diese als Kragarme angenommen. Die Biegesteifigkeit dieser Kragarme wird in Anhängigkeit der Anfangssteifigkeit des Verbundmittels, die aus den Push-Out-Versuchen gewonnen wurde, ermittelt.

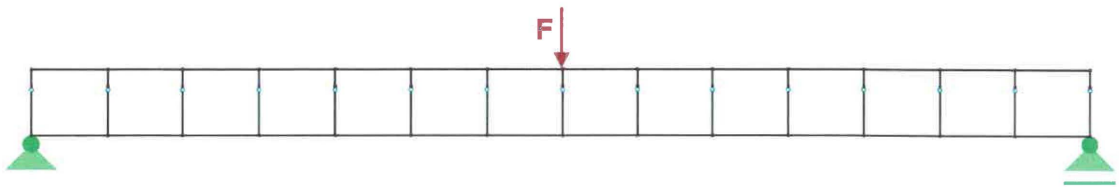


Abbildung 5.7: Verbundträger als Stabwerksmodell

Die Querkraft an den Kragarmen kann als abscherende Kraft, welche auf das Verbundmittel wirkt, interpretiert werden. Die Stabwerksberechnung zeigt, dass diese Kraft bei einer Last von 300 kN die Tragfähigkeit des Verbundmittels (ca. 130 KN) überschreitet. Die bei dieser Last ermittelten Spannungen im Beton- bzw. Stahlquerschnitt liegen unter dem maximalen Bereich. Die Ergebnisse der Stabwerksberechnungen bezüglich der Schubkraft in der Verbundfuge zeigen eine Übereinstimmung mit denen aus der Berechnungen nach EC 4. Weiterhin zeigt sich, dass aufgrund der genaueren Berechnung des Stabwerksmodells sich die Beanspruchungen der Verbundmittel erwartungsgemäß so umverteilen, dass die Verbundmittel in Auflagernähe höhere Schubkräfte erhalten als die in Feldmitte. Dies lässt sich auch durch die über die Länge unterschiedlichen Relativverschiebungen zwischen den beiden Verbundquerschnitten erklären (siehe Abbildung 5.8).

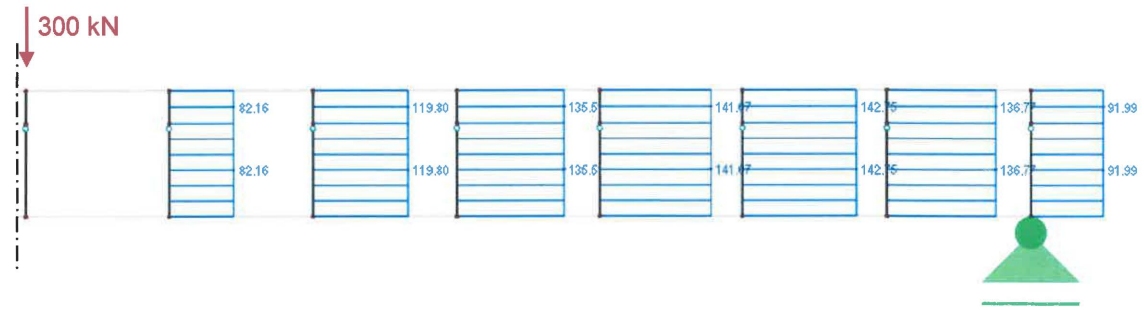


Abbildung 5.8: Mit Hilfe des Stabwerksmodells berechnete Schubkräfte in der Verbundfuge (aufgrund der Symmetrie ist nur die Hälfte des Stabwerksmodells dargestellt)

In der nachfolgenden Abbildung ist die Ausnutzung (Sigma gesamt) des Stahlquerschnitts bei einer Last von 300 kN dargestellt. Der maximale Wert liegt bei 0,95 [-].

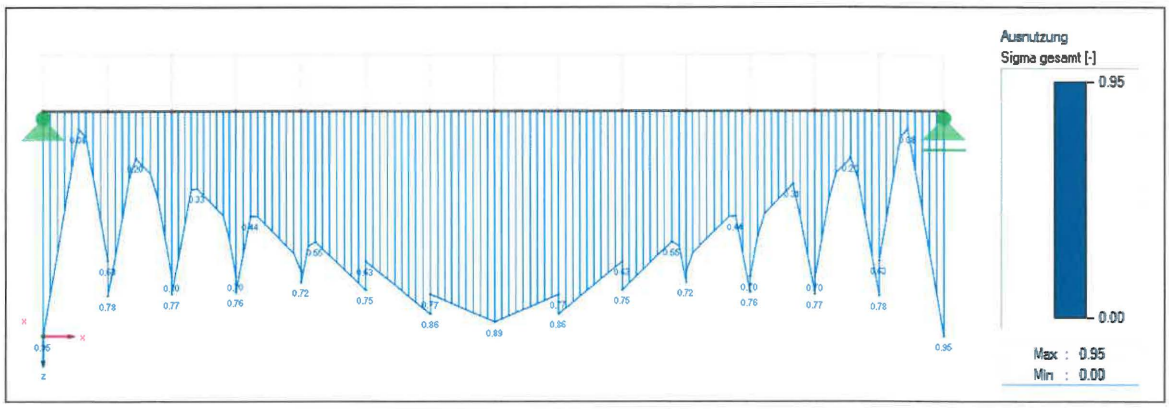


Abbildung 5.9: Ausnutzung des Stahlquerschnitts (Sigma gesamt)

5.4 Versuchsaufbau und Messtechnik

Der Versuchstand wurde für einen 3-Punkt-Biegeversuch konzipiert: Der Versuchsträger wird auf zwei Rollenlager aufgelegt und die Belastung wird mit einem weggesteuerten Hydraulikzylinder in Feldmitte aufgebracht. Eine integrierte Kraftmessdose misst die Zylinderkraft. Die Laststeigerung erfolgte in Stufen von 5 kN oder 10 kN. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 1 mm/min.

In Abbildung 5.10 ist der Versuchsaufbau mit der angebrachten Messtechnik dargestellt.

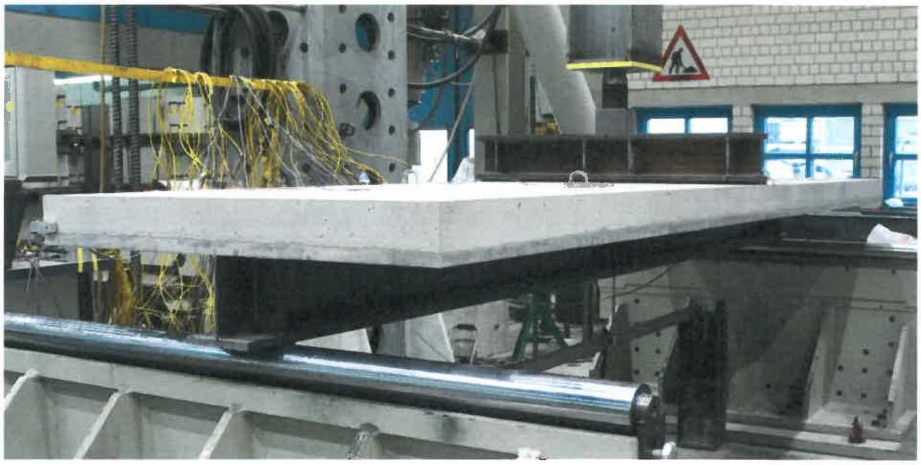


Abbildung 5.10: Versuchsaufbau, 3-Punkt-Biegeversuche

Für die Messung der Durchbiegung und der gegenseitigen Verschiebung (Schlupf) zur Beurteilung des Verbundverhaltens zwischen Betongurt und Stahlsteg wurden induktive Wegaufnehmer (WA) mit Messlängen zwischen 20 und 100 mm verwendet. Die Wegaufnehmer wurden so angebracht, dass sowohl die Durchbiegung in Feldmitte als auch der Schlupf an drei Stellen pro Trägerhälfte im Abstand 25, 125 und 190 cm von der Lasteinleitung gemessen wurden. Darüber hinaus wurden mit Hilfe von Dehnmesstreifen (DMS) die Dehnungen über die Querschnittshöhe der Verbundträger im Abstand von 60 cm und 170 cm von der Lasteileitung aufgezeichnet (siehe Abbildung 5.11). Mit Hilfe der Dehnungsmessungen ist es möglich, die Beanspruchung der Teilquerschnitte sowie die Lage der plastischen Nulllinie zu bestimmen und die Bereiche zu identifizieren, in denen der Stahl seine Streckgrenze erreicht hat. Weiterhin wurden die Dehnungen der Längsbewehrung in Feldmitte sowie die Dehnungen der Querbewehrung eines Verbundmittels in Auflagernähe gemessen. Während der Versuche wurde bei ausgewählten Lastniveaus das Rissbild nachgezeichnet und dokumentiert.

In Abbildung 5.11 ist eine Übersicht der Messtechnikanordnung für den Verbundträger „Endzustand" exemplarisch dargestellt. Aufgrund der Symmetrie wurde nur die Hälfte des Versuchsträgers abgebildet.

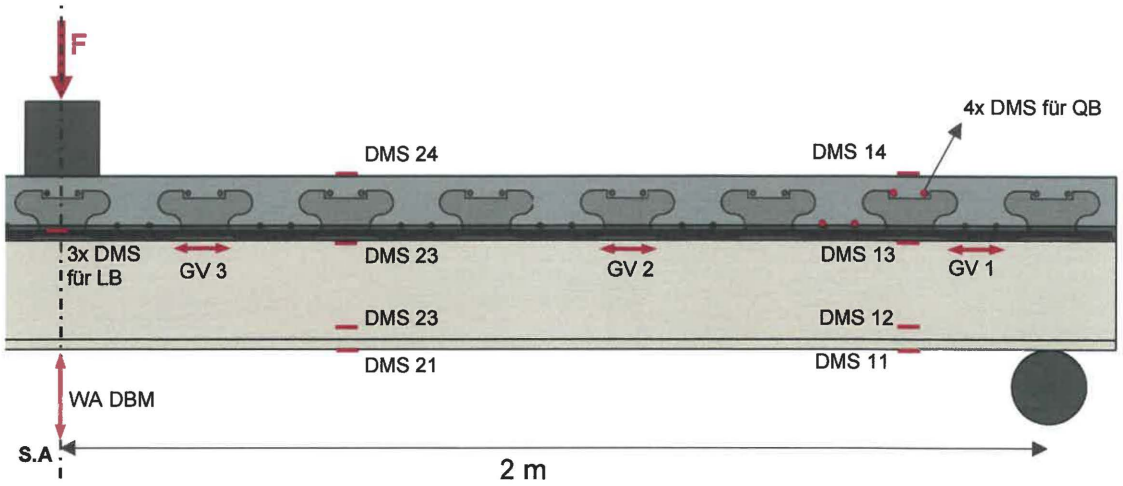


Abbildung 5.11: Darstellung der Messtechnik für den Versuchsträger "Endzustand"

5.5 Auswertung der Biegeversuche

Um eine umfassende Beurteilung der Ergebnisse vorzunehmen, wurden die während der Versuche aufgezeichneten Daten hinsichtlich des Tragverhaltens der Versuche sowie des Verbundverhaltens der Fuge ausgewertet. Zur Veranschaulichung werden die Ergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.

5.5.1 Momenten-Durchbiegungs-Verhalten

Anhand der Momenten-Durchbiegungsbeziehung ist deutlich zu erkennen, dass beim Versuchsträger „Endzustand" erwartungsgemäß sowohl die Tragfähigkeit als auch die Anfangssteifigkeit ca. dreifach höher als beim „Bauzustand" waren (siehe Abbildung 5.12). Das Verhalten des Versuchsträgers „Endzustand" war bis ca. 300 kNm nahezu linearelastisch. Ab diesem Moment fing die Steifigkeit an, abzufallen, bis das Versagen auftrat. Während bei dem Versuch „Endzustand" unmittelbar nacheinander ein Versagen infolge der Betondruckzone und der Verbundfuge in Form von Betonausbrüchen im Bereich der Verbundmittel auftrat (siehe Abbildung 5.13), war bei dem Versuch „Bauzustand" nur ein schlagartiges Versagen infolge Betondruckzonenbruch im Lasteinleitungsbereich festzustellen.

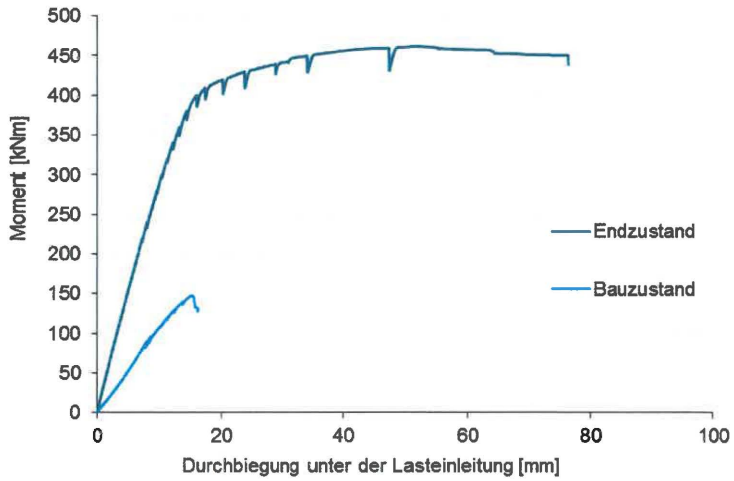


Abbildung 5.12: Vergleich der Last-Verformungskurven

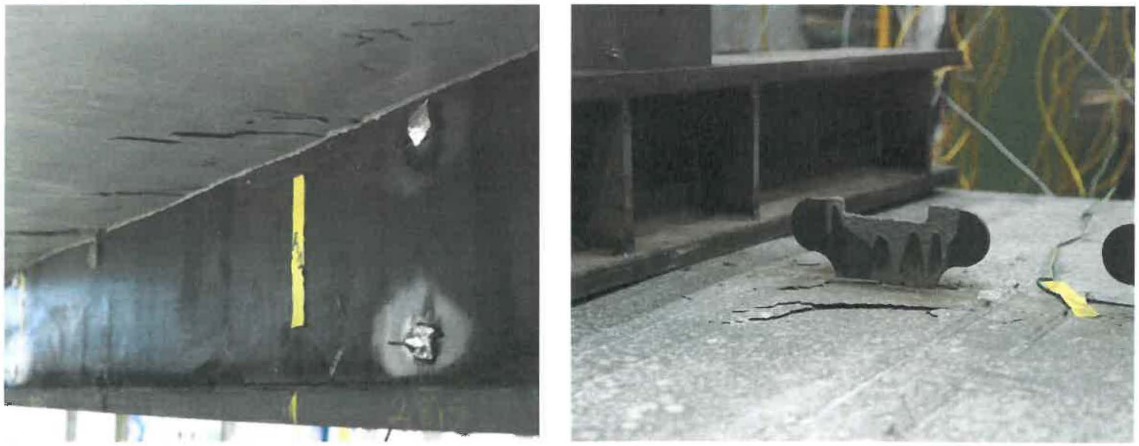


Abbildung 5.13: Betonausbrüche im Verbundmittelbereich an der Betonunterseite des Versuchsträges „Endzustand" (links) und Versagen der Betondruckzone bei „Bauzustand" (rechts)

5.5.2 Rissbildung

Vor dem Versuch waren feine Schwindrisse infolge der behinderten Verkürzung des Betongurts durch den Verbund mit dem Stahlsteg festzustellen. Diese wurden vor der Durchführung der Versuche mit blauer Farbe angezeichnet. Beim Versuchsträger „Bauzustand" traten keine zusätzliche Biegerisse auf und die vorhandenen Schwindrisse ließen sich mit Laststeigerung durch positive Biegung (HPC-Platte lag komplett in der Druckzone) überdrücken und hatten somit keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit oder die Anfangssteifigkeit.

Im Vergleich zum „Bauzustand" bildeten sich beim Versuchsträger „Endzustand" die ersten Biegerisse zusätzlich zu den vorhandenen Schwindrissen bei ca. 80 % der Traglast. Die Rissbreite erreichte hier maximal 0,15 mm bei einem mittleren Rissabstand von ca. 5 cm. Kurz vor dem Erreichen der maximalen Last traten keine weiteren Biegerisse auf (siehe Abbildung 5.14).

Darüber hinaus trat bei ca. 50% der Traglast ein Spaltriss an der Betonoberseite entlang der Längsachse auf, der mit zunehmender Last breiter wurde (siehe Abbildung 5.15).

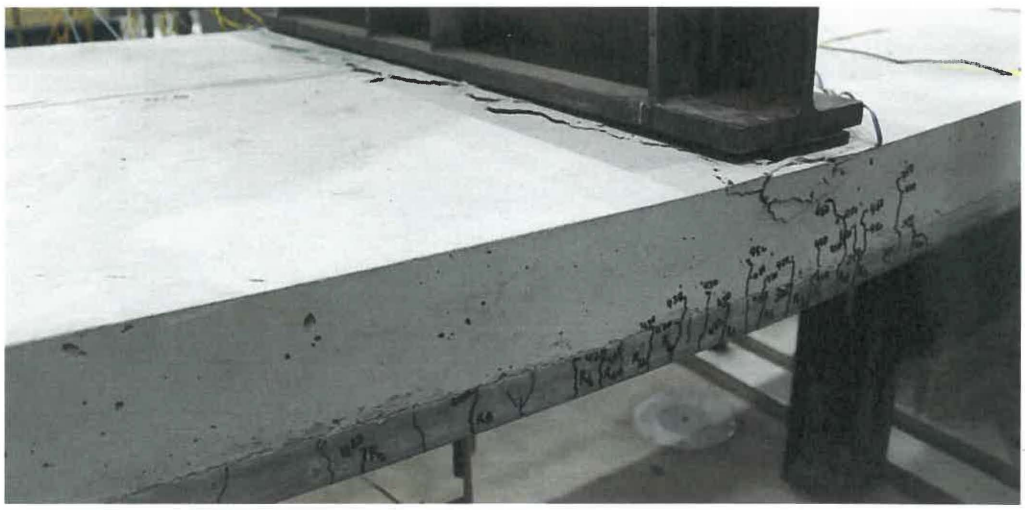


Abbildung 5.14: Rissbild des Versuchsträgeres „Endzustand"

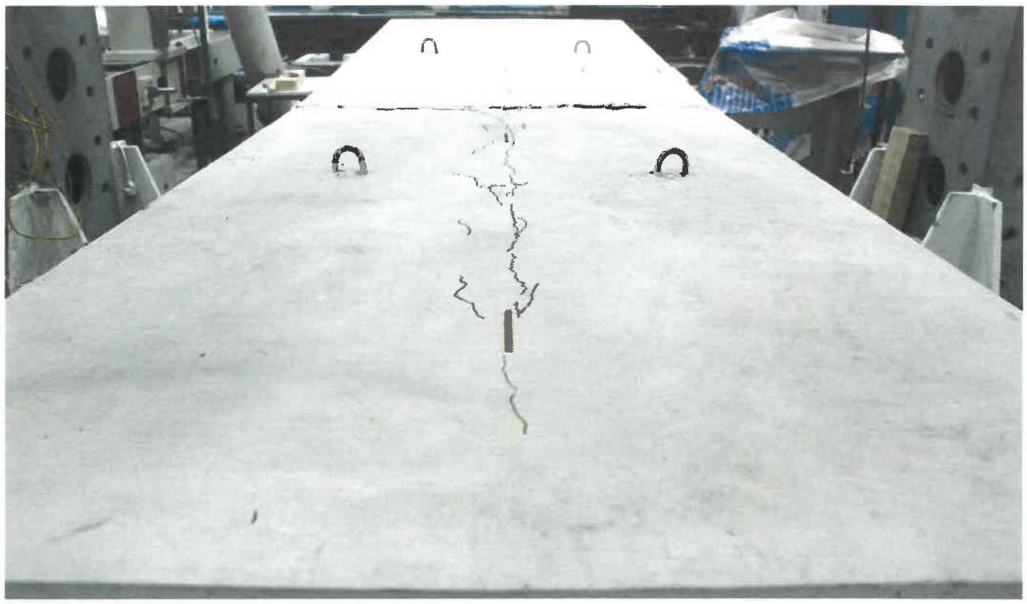


Abbildung 5.15: Spaltriss entlang der Längsachse des Versuchsträgers „Endzustand"

5.5.3 Schlupfverhalten der Verbundfuge

Die Schlupfmessungen zeigten, dass beim Versuchsträger „Endzustand" bis ca. 50% der Traglast der Schlupfverlauf zwischen Lasteinleitung und Auflager annähernd gleich war. Dies zeigt eine Affinität zu dem äquidistanten Querkraftverlauf beim 3-Punkt-Biegeversuch. Bei höheren Lastniveaus und nach dem Übergang in dem plastischen Bereich nahm der Schlupf deutlich zu und die Schlupfwerte waren entlang der Trägerlänge nicht mehr konstant. Beim Versagen erreichte der Schlupf am Rand des Verbundträgers „Endzustand" einen maximalen Wert von ca. 8 mm (siehe Abbildung 5.16) und ist somit vergleichbar mit den ermittelten Schlupf bei der Push-Out-Serie „V1_Sym_End" (vergl. hierzu δ_u in Tabelle 2.4, Zeile 4).



Abbildung 5.16: Der Schlupf in Trägerlängsrichtung am Rand des Versuchsträgers „Endzustand"

In Abbildung 5.17 ist der Schlupf an den drei gemessenen Stellen (GV 1 bis GV 3, vergl. Abbildung 5.10) beim Versuch „Endzustand" in Abhängigkeit von der Belastung dargestellt. Der allgemeine Schlupfverhalten beim Versuch „Bauzustand" war ähnlich wie beim „Endzustand", jedoch waren die Schlupfwerte deutlich geringer und erreichten einen maximalen Wert von 1,4 mm am Trägerende.

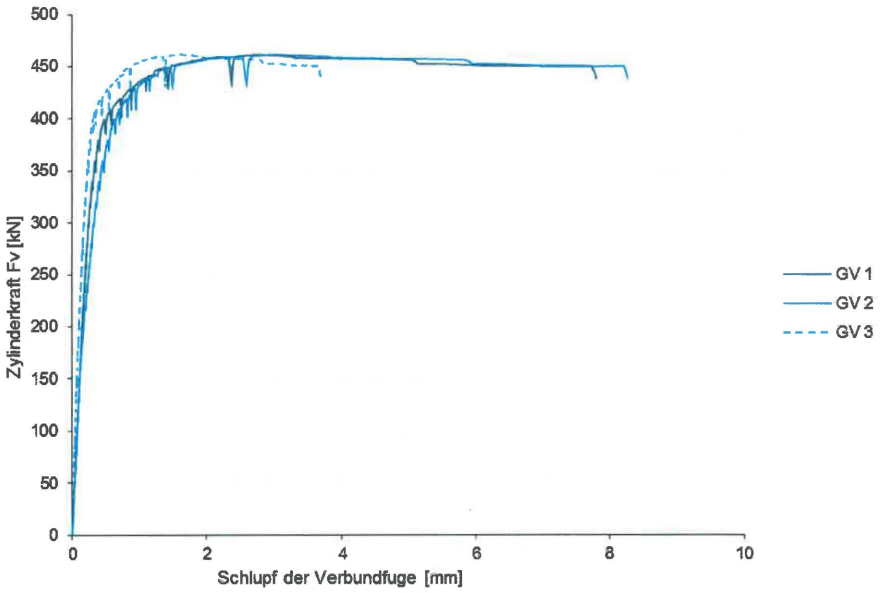


Abbildung 5.17: Schlupf zwischen der Teilquerschnitten beim Versuch „Endzustand"

Um den Zustand der Verbundfuge nach dem Versuch beurteilen zu können, wurde der Versuchsträger „Endzustand" entlang der Längsachse bis zur Mitte aufgesägt (siehe Abbildung 5.18). Dadurch waren die Beanspruchungen in der Verbundfuge sichtbar. Es konnte festgestellt werden, dass der Beton vor den Puzzlezähnen bzw. den Stahlscharen stark komprimiert wurde und dass sich ein kegelförmiges Rissbild im Beton oberhalb der Puzzlezähne einstellte. Diese Beobachtungen sind mit den Push-Out-Versuchen bei Versagen infolge Austanzen vergleichbar.

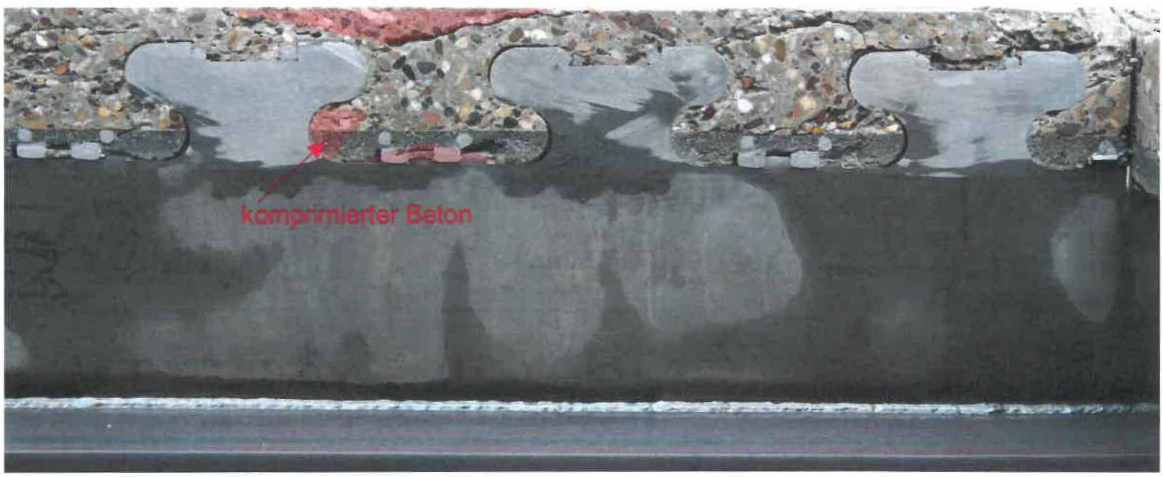


Abbildung 5.18: Schnitt entlang der Verbundfuge nach dem Versuch beim Versuchsträger „Endzustand"

5.5.4 Auswertung der gemessenen Dehnungen

In Abbildung 5.19 sind die Dehnungen über die Querschnittshöhe für verschiedene Lastniveaus dargestellt. Die Werte an der Betonunterseite wurden anhand der gemessenen Werte (vergl. hierzu Abbildung 5.11) unter der Annahme eines parallelen Dehnungsverlaufs in den Teilquerschnitten nach der Balkentheorie ermittelt. Aufgrund der Symmetrie wurden die Ergebnisse der Dehnungen nur für eine Trägerhälfte vorgestellt.

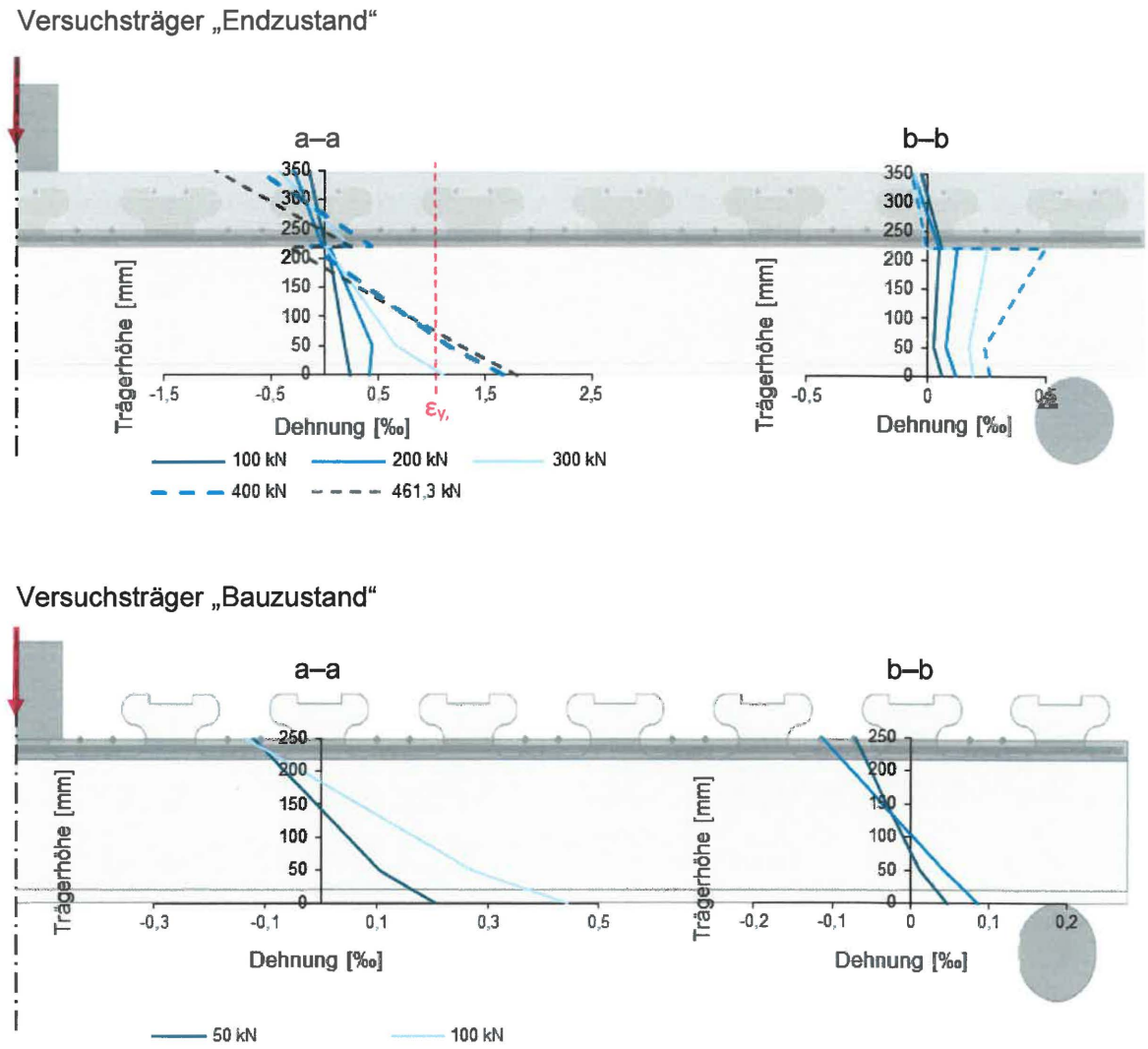


Abbildung 5.19: Verteilung der Dehnungen über die Querschnittshöhe für Verschiedenen Lastniveaus

Die Dehnungen im Verbundträger „Endzustand“ waren erwartungsgemäß deutlich höher als im „Bauzustand“. Bei „Endzustand“ erreichten die Dehnungen im Flansch und im unteren Bereich des Stegs (im Schnitt a–a, siehe Abbildung 5.19) ab einer Last von 300 kN die Fließgrenze des Stahls. Ab dieser Last war einen Dehnungssprung im Bereich der Verbundfuge festzustellen, der mit steigender Belastung größer wurde. Dieser Dehnungssprung deutet daraufhin, dass sich hier der nachgiebige Zustand einstellte und der Beton Zugdehnungen erfahren hat.

Die Dehnungen im Schnitt b–b „Endzustand“ waren aufgrund dessen, dass die Messstellen in Auflagernähe angeordnet waren und in einem Diskontinuitätsbereich (kein Ebenbleiben der Querschnitte) lagen, nicht aussagekräftig (siehe Abbildung 5.19 Schnitt b–b).

Die Dehnungen beim Versuchsträger „Bauzustand“ zeigten, dass der Betonquerschnitt währen des Versuchs komplett in der Druckzone lag. Es ergab sich ein sehr geringer Schlupf in der Verbundfuge, so dass sich der nachgiebiger Zustand bei diesem Träger nicht einstellen konnte. Mit steigender Belastung verschob sich die Nulllinie im Querschnitt nach oben und die Druckspannungen im Beton wurden größer, bis ein Versagen infolge der Betondruckzone im Lasteinleitungsbereich auftrat.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Idee hinter des im Rahmen dieses Forschungsprojekts vorgeschlagenen Deckensystems ist die Fertigung eines Halbfertigteils in Stahlverbund-Bauweise. Dieses soll aus einem halbierten stählernen I-Profil, das den Untergurt und den Steg bildet, sowie aus einer 30 mm dünnen Platte aus Hochleistungsbeton (HPC) als Obergurt bestehen. Die Elemente können als PI-Platten vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert, dort zu einem Deckenfeld oder Pultdach ausgelegt und mit Ortbeton ergänzt werden. Durch einen hohen Vorfertigungsgrad kann der Bauablauf im Vergleich zu einem konventionell hergestellten Deckentragwerk stark beschleunigt und vereinfacht werden. Für den angestrebten Doppelverbund wurde ein neuartiges Verbundmittel entwickelt, das zum einen aus sogenannten Stahlscharen, mit denen der Verbund zwischen Stahlträger und HPC-Platte hergestellt wird, und zum anderen aus einer Puzzleleiste, die für den Verbund zwischen Stahlsteg und Betonergänzung sorgt, besteht. Zwischen den Puzzleformen entstehen sogenannte Betondübel.

In einem ersten Schritt wurden die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten des Verbundmittels in Push-Out-Versuchen untersucht, in denen die Oberflächenrauigkeit der Primärplatte, die Menge der Querbewehrung und der Herstellzustand variiert wurden. Dabei wurden zwei verschiedene Test-Setups verwendet. Bei den Versuchskörpern ohne Querbewehrung trat das Versagen nur infolge Spaltens auf. Mit Querbewehrung sind Ausstanzen oder kombiniertes Versagen (Spalten und Ausstanzen) erreicht worden. Weiterhin zeigten die Versuche, dass das Verbundmittel ein duktiles Nachbruchverhalten und eine große Tragfähigkeit im Endzustand aufweist.

Um weitere Erkenntnisse über die Beanspruchung in dem Verbundmittel und den Lastabtrag zu erhalten, wurden im zweiten Schritt vergleichende FE-Berechnungen durchgeführt, bei denen die symmetrischen Push-Out-Versuche im Detail abgebildet und simuliert wurden. Dabei standen zunächst die Spannungsverteilungen und die plastischen Dehnungen im Vordergrund. Insgesamt wurden bei den Simulationen die drei Serien der symmetrischen Push-Out-Versuche abgebildet. Die qualitativen Spannungsverteilungen und Verformungen aus den FE-Berechnungen waren plausibel und konnten teilweise auch so bei den Push-Out-Versuchen beobachtet werden. Es war zu erkennen, dass die größten Beanspruchungen im Bereich des Verbundmittels vor den Stahlscharen bzw. vor den Stahlpuzzlezähnen auftraten. In diesen Bereichen und im Bereich der kürzesten Scherlänge der Stahlpuzzlezähne traten auch die größten plastischen Dehnungen auf. Ein quantitativer Vergleich der Versuchstragfähigkeiten mit den Modellen ist noch nicht sehr aussagekräftig, da die Materialeigenschaften der FE-Modelle noch angepasst werden müssen. Jedoch stimmen das Verformungsverhalten und die Anfangssteifigkeit der Versuche mit denen in simulierten Modellen überein.

Im Anschluss an die FE-Berechnungen wurden zwei großmaßstäbliche Versuche hergestellt und durchgeführt (3-Punkt-Biegeversuche), bei denen sowohl der Bauzustand als auch der Endzustand des Deckensystems untersucht wurden. Die Dimensionierung der Verbundträger orientierte sich an den Versuchsergebnissen der Push-Out-Versuche mit dem Ziel, das Verbundmittel zum Versagen zu bringen, um die in den Push-Out-Versuchen ermittelten Kennwerte anhand der großmaßstäblichen Versuchen zu überprüfen.

Erwartungsgemäß waren sowohl die Tragfähigkeit als auch die Anfangssteifigkeit beim Versuch „Endzustand“ ca. dreifach höher als beim „Bauzustand“. Währen bei dem Versuch „Endzustand“ unmittelbar nacheinander ein Versagen infolge der Betondruckzone und der Verbundfuge in Form von Betonausbrüchen im Bereich der Verbundmittel auftrat, war bei dem Versuch „Bauzustand“ ein schlagartiges Versagen infolge Betondruckzonenbruch im Lasteinleitungsbereich festzustellen. Beim Versagen erreichte der Schlupf am Rand des

Verbundträgers „Endzustand" einen maximalen Wert von ca. 8 mm und bestätigte somit das große Verformungskapazität des Verbundmittels. Die Auswertung der gemessenen Dehnungen zeigte, dass sich beim Versuchsträger „Endzustand" bei hohen Lastniveaus der nachgiebige Verbundzustand einstellen konnte und einen großen Schlupf in der Verbundfuge auftrat, während beim Versuchsträger „Bauzustand" kaum Schlupf auftrat und der Beton vollständig in der Druckzone lag. Aufgrund des dünnen HPC-Gurts (30 mm) versagte dieser Träger infolge Bruchs der Betondruckzone im Lasteinleitungsbereich.

Ausblick

In weiteren Schritten können bei den FE-Modellen die Materialeigenschaften an den Versuchen kalibriert und angepasst werden, mit dem Ziel, eine Parameterstudie durchzuführen. Die experimentellen und nummerischen Ergebnisse können als Grundlage für ein Ingenieurmodell herangezogen werden, mit dem eine wirtschaftliche und sichere Berechnung dieses Verbundsystems möglich wäre.

Die Ergebnisse der Push-Out-Versuche zeigten, dass die Tragfähigkeit des Verbundmittels im Bauzustand ausreichend ist, jedoch besitzt das Verbundmittel in diesem Zustand eine geringe Duktilität. In künftigen Forschungsarbeiten sollte untersucht werden, wie die Duktilität im Bauzustand verbessert werden könnte. Eventuell könnten alternative Geometrien des Verbundmittels untersucht werden. Das Verbundmittel könnte aus einer Puzzleleiste mit kleinen und großen Puzzlezähnen, mit denen der Verbund zwischen Stahlträger und HPC-platte bzw. Betonergänzung hergestellt wird, bestehen. Auch bei einem solchen Verbundmittel würden in einem Schnitt gleichzeitig zwei Leisten erzeugt (Positiv und Negativ erhalten jeweils die gleiche Form, siehe Abbildung 6.1).

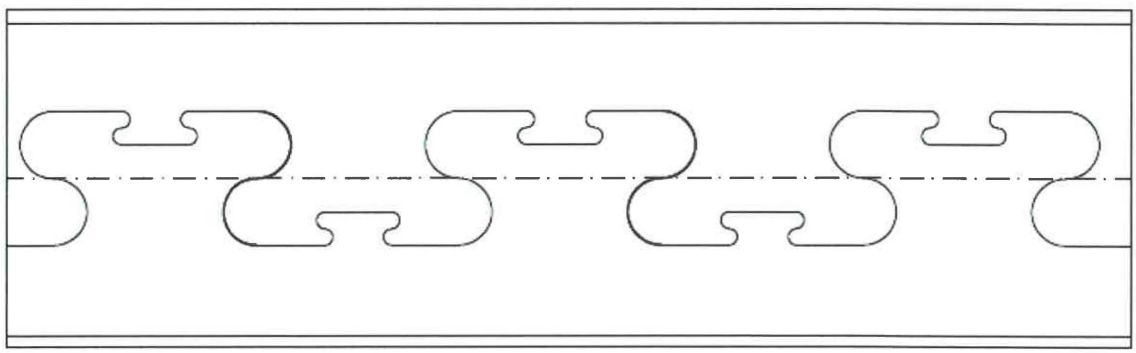


Abbildung 6.1: Alternative Geometrie des Verbundmittels für den Doppelverbund

7 Literaturverzeichnis

[1] Schnell, J.: Steigerung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurtes von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen durch den Einsatz von Dübelleisten. DFG-Forschungsvorhaben Schn 771/4-1.

[2] Weil, T. und Schnell, J.: Ein Bemessungsmodell für durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen. Stahlbau 76 (2007), S. 495-502.

[3] Schnell, J., Weil, T.: Anwendung der Fließgelenktheorie auf durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen. Forschungsbericht zum DFG-Forschungsprojekt SCHN 771/1-1 und SCHN 771/1-2. Technische Universität Kaiserslautern, Juni 2007.

[4] Schnell, J.; Kohlmeyer, C.: Steigerung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlverbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen durch Querkraftbewehrung, Festschrift Prof. Zilch, TU München, Springer-Verlag 2005.

[5] Schnell, J.: Entwicklung weitspannender, doppelschaliger Betondeckenelemente mit integrierten Haustechnikkomponenten. Abschlussbericht. Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsgemeinschaften (AiF). Förderkennzeichen: KF0440201ES6.

[6] Abramski, M.; Friedrich, T.; Kurz, W.; Schnell, J.: Tragwirkung von Betondübeln für Sandwich-Verbunddecken mit großen Stegöffnungen. Stahlbau 79 (2010) Heft 4, S. 248 bis 258. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2010.

[7] Kurz, W.; Schnell, J.; Wiese, S.; Gajda, J.: Verbundmittel im miniaturisierten Verbundbau, in: Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig, Gebbeken, N.; et. al. (Hrsg.), München, 2010, S. 297–304.

[8] Balzer C.: Zum Einfluss von Dübelleisten auf das Querkraftverhalten des Stahlbetongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen, ISBN 978-3-943995-12-1, Kaiserslautern 2012.

[9] Schnell, J.; Kohlmeyer, C.; Bayer, D.; Müller, F Werkstoffgerechtes Konstruieren mit Hochleistungsbetonen, in: Beton- und Stahlbetonbau 108, Heft 6, 2013, S. 404–413.

[10] Friedrich, T.; Schnell, J.; Kurz, W.: Case Study: Composite Constructions for flat slabs with integrated Building Services, in: VII. International Conference on Composite Construction in Steel and ConcretePalm Cove, Queensland, Australia, 2013.

[11] Wiese S.: Zum Tragverhalten der neuartigen Verbundmittel "Stahlschare" für den filigranen Stahl-Beton-Verbundbau, Dissertation, Kaiserslautern 2013.

[12] Schnell, J.; Kohlmeyer, C.; Wolbring, M.: Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen, Abschlussbericht zum BBR-Forschungsauftrag, Kaiserslautern, 2014.

[13] Wolbring, M.; Kohlmeyer, C.; Schnell, J.: Filigree Composite Beams with Large Web Openings, in: Current Scientific Challenges in Concrete and Steel Structures, Material Technology and Structural Fire Protection, 4. German - Polish PhD Symposium, Schriftenreihe der Fachgebiete Massivbau und Baukonstruktion, Stahlbau, Werkstoffe im Bauwesen des Studienganges Bauingenieurwesen, Band 18, Breit, W.; Kohlmeyer, C., et al. (Hrsg.), Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, 2014, S. 169–176.

[14] Wolbring, M.; Kohlmeyer, C.; Schnell, J.: Load bearing behavior of filigree composite beams with integrated web openings, in: ACF 2014, ISBN 978-89-89499-09-1, Seoul 2014.

[15] Mangerig, I. et al. Zum Einsatz von Betondübeln im Verbundbau (Teil1) – Ruhende Beanspruchung. Stahlbau 80 (2011). H. 12, S.885-893.

[16] Mangerig, I. et al. Zum Einsatz von Betondübeln im Verbundbau (Teil2) – Nichtruhende Beanspruchung. Stahlbau 81 (2012). H. 1, S.26-31.

[17] Gündel, M. et al. Die Bemessung von Verbunddübelleisten nach neuer Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung. Stahlbau 83 (2014) H. 2, S. 112-121.

[18] Kurz, W.; Schnell, J. Novel shear connectors in micro-composite structures. Eurosteel 2011.

[19] Hegger, J.; Tue, N.V. Zur Wirkungsweise von Verbundmitteln in Verbundkonstruktionen aus ultrahochfestem Beton. Teilprojekt 2637/9-1 zum DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltig Bauen mit UHPC". RWTH Aachen, 2007.

[20] Hegger, J.; Tue, N.V. Zur Wirkungsweise von Verbundmitteln in Verbundkonstruktionen aus ultrahochfestem Beton. Teilprojekt 2637/9-2 zum DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltig Bauen mit UHPC". RWTH Aachen, 2009.

[21] Heinemeyer, S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Dissertation, RWTH Aachen, 2011.

[22] Feldmann, M.; Hegger, J. Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe. Bericht P621 zum AiF-Forschungsprojekt 13867 N. RWTH Aachen, 2007.

[23] Gündel, M.; Dürr, A. Zur Bemessung von Lochleisten als duktile Verbundmittel in Verbundträgern aus höherfesten Materialien. Stahlbau, Ernst und Sohn Verlag, 2009, S. 916-924.

[24] Gallwoszus, J. Zur Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübelleisten, Dissertation, Aachen 2014.

[24] DIN EN 1994-1-1 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2010.

[25] C. Gebhardt Praxisbuch FEM mit ANSYS Workbench. Einführung in die lineare und nichtlineare Mechanik, München: Hanser, 2014.

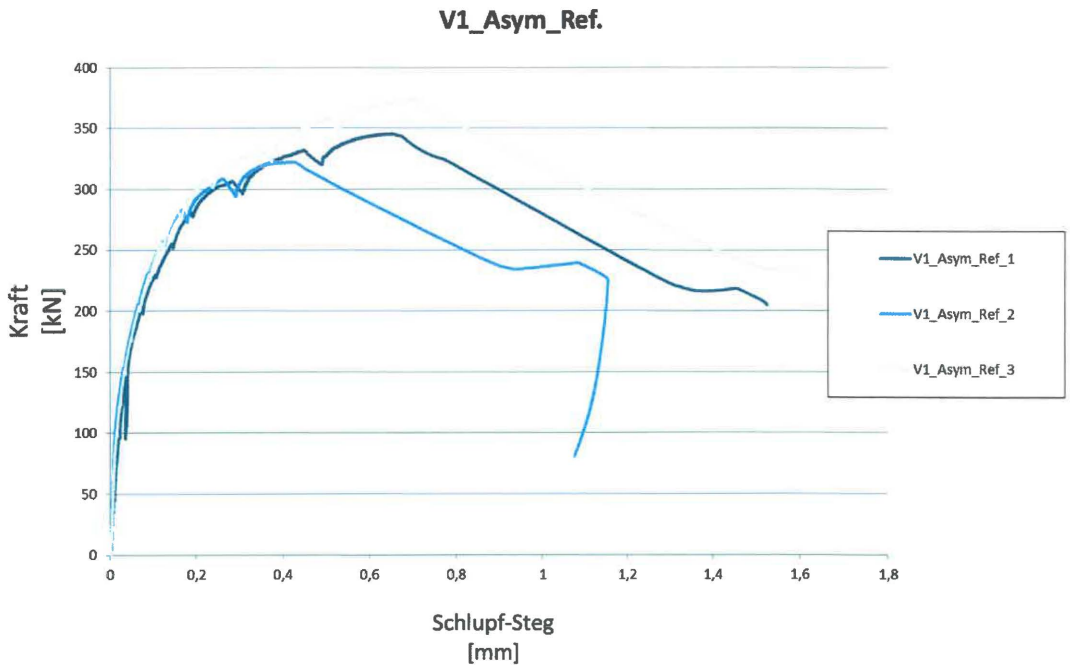
[26] S. Heinemeyer Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten, Aachen, 2011.

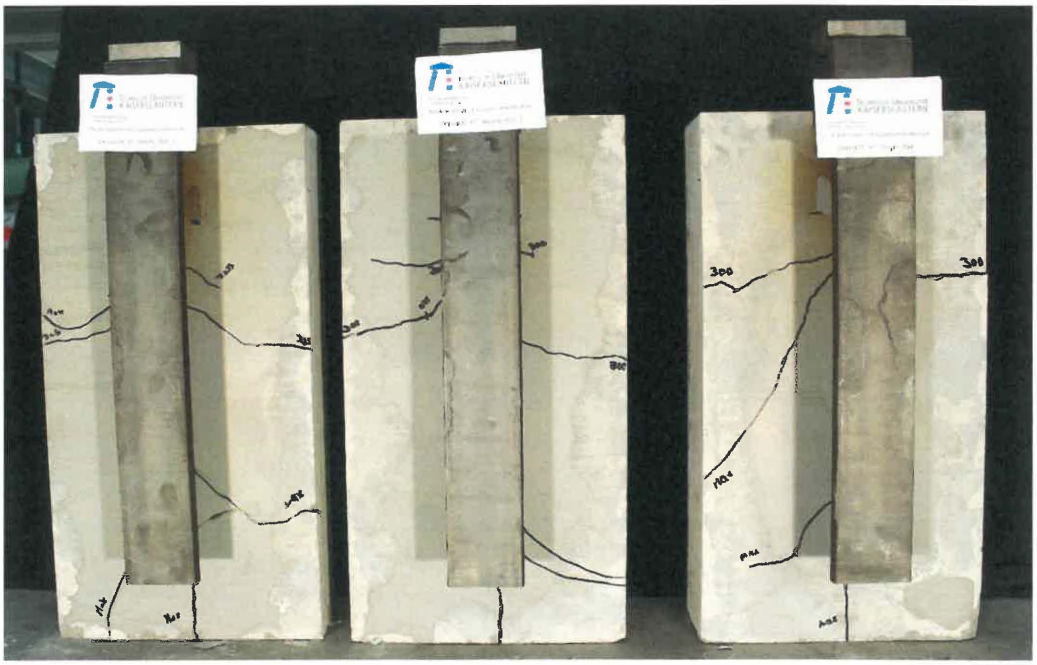
[27] C. Zapfe Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, München, 1997.

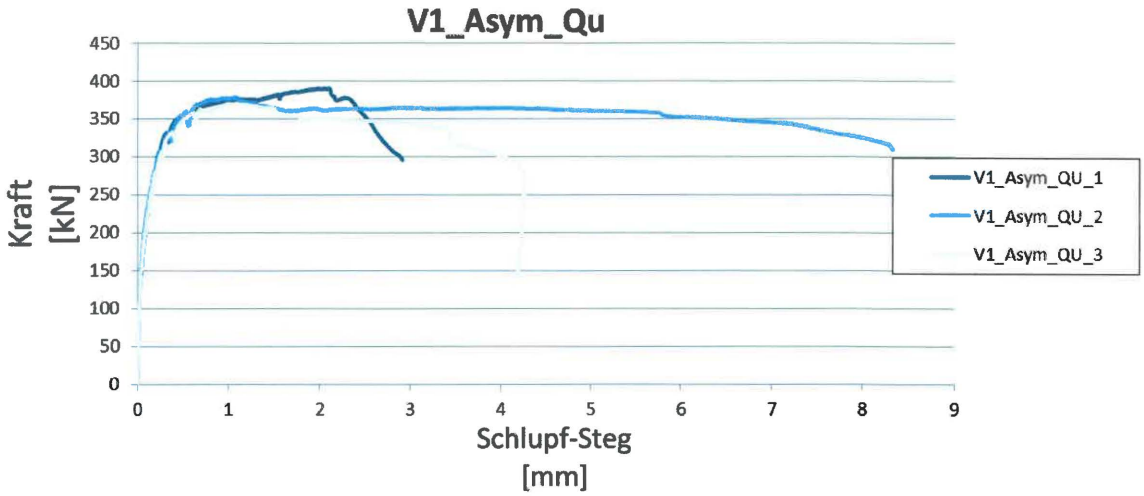
[28] R. Eligehausen und R. Mallée Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau, Ernst & Sohn Verlag, 2000.

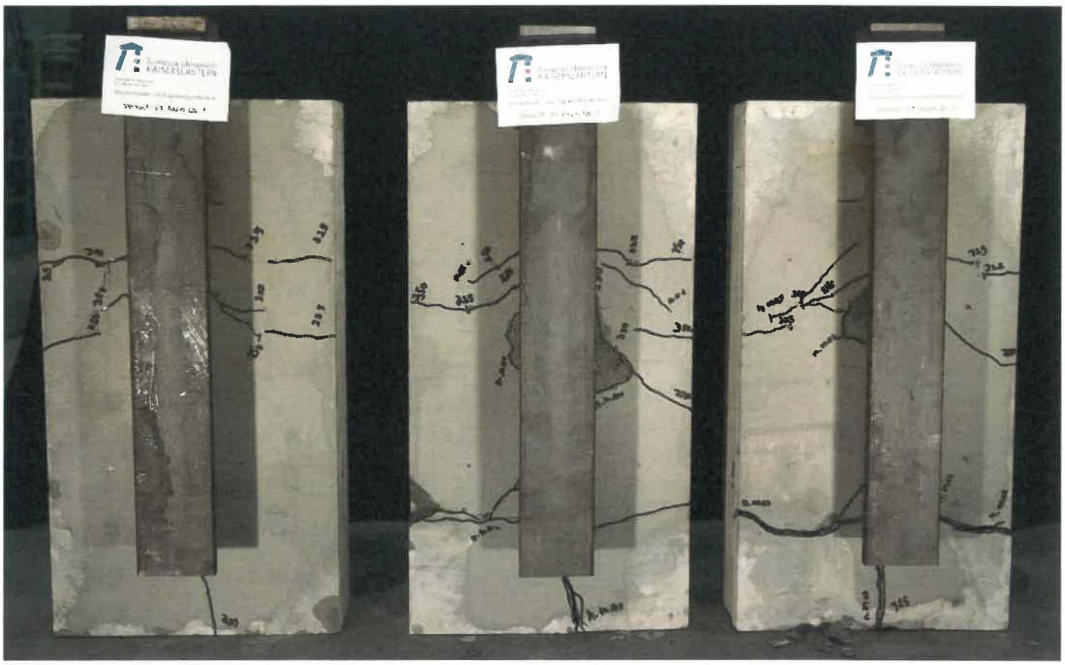
[29] M. Grosse, R. Hartnack, S. Lehmann und K. Rautenstrauch, Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen / Teil 1: Kurzzeittragverhalten, Bautechnik, pp. 534-541, 2003.

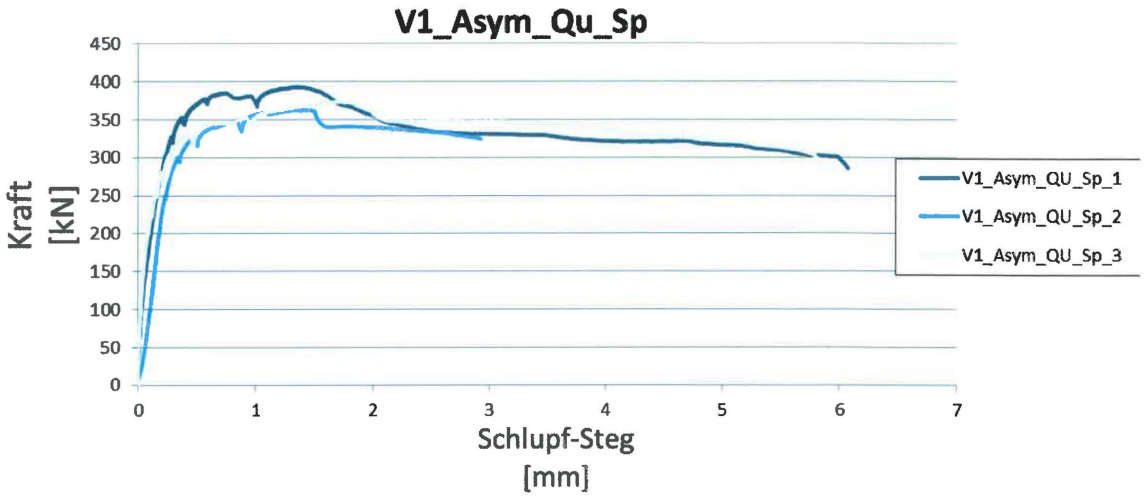
Anhang A: Ergebnisse und Rissbilder der Push-Out-Versuche

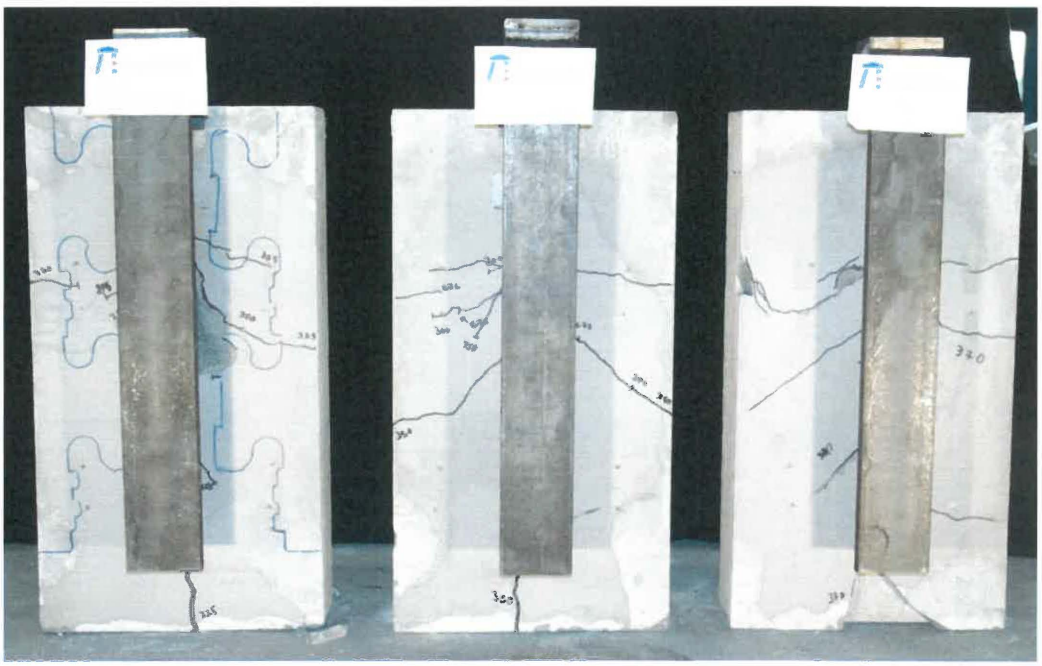


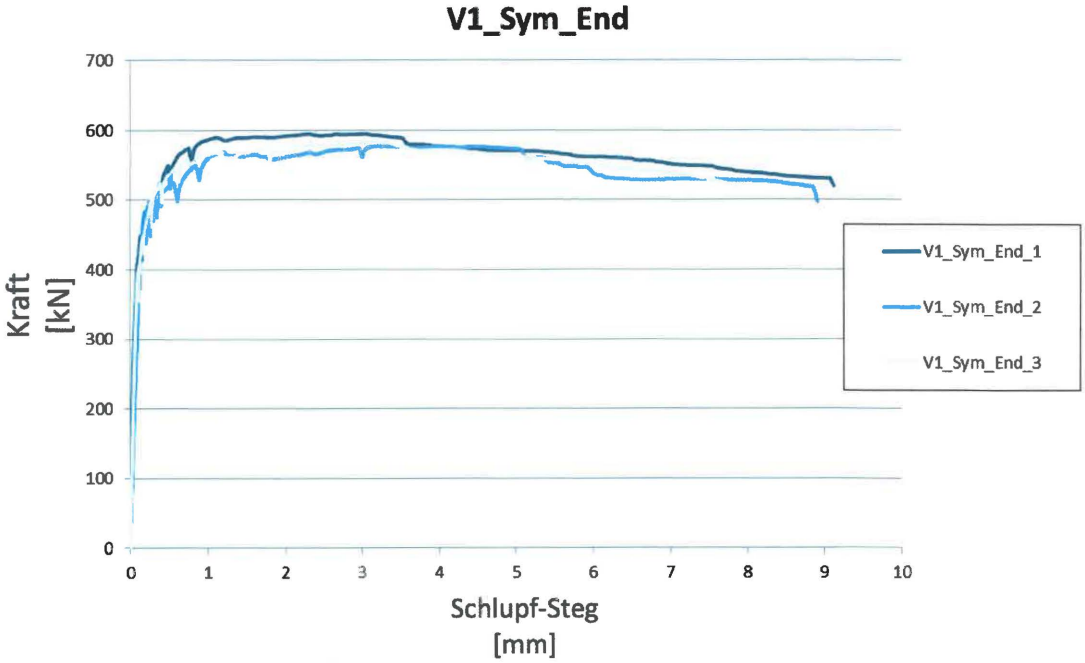



V1_Asym_Qu
Kraft [kN]
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
Schlupf-Steg [mm]
V1_Asym_QU_1
V1_Asym_QU_2
V1_Asym_QU_3

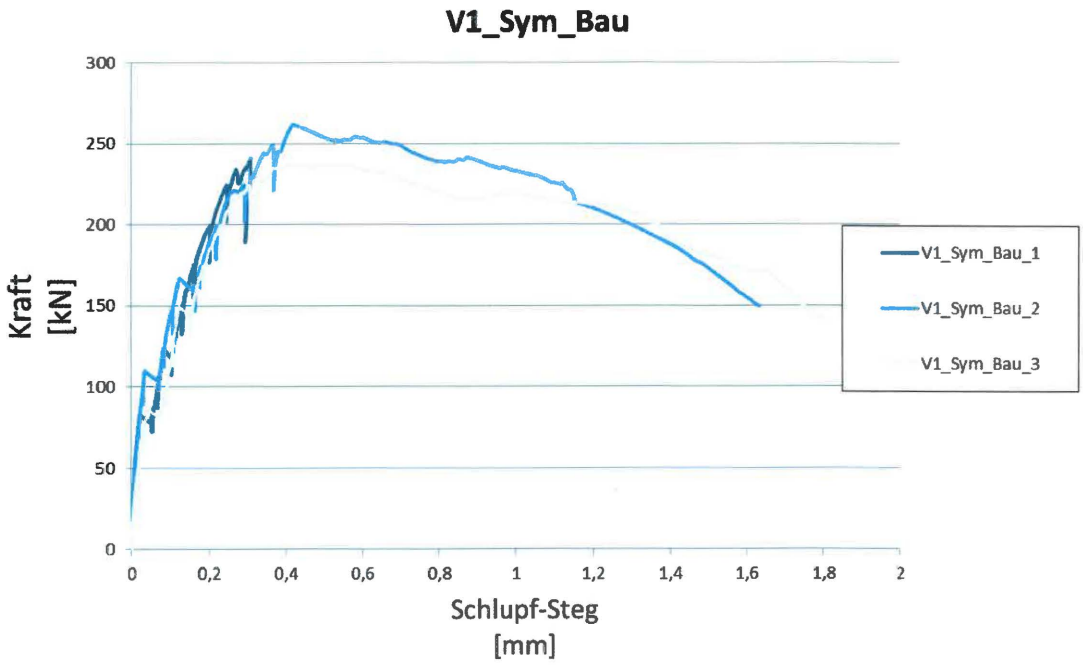


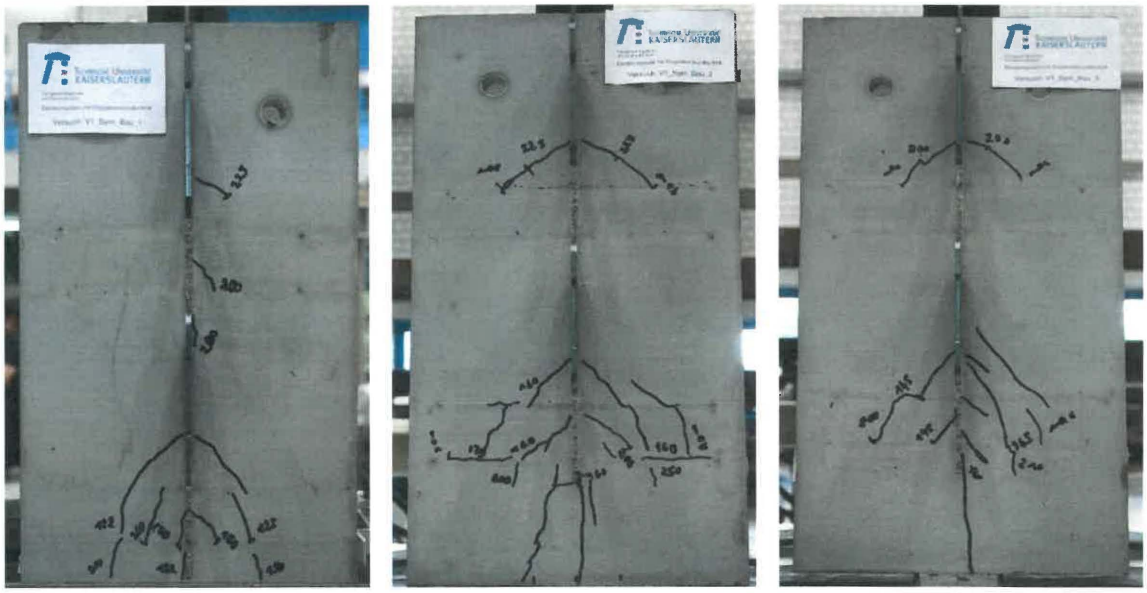

V1_Asym_Qu_Sp
Kraft [kN]
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0
1
2
3
4
5
6
7
Schlupf-Steg [mm]
V1_Asym_QU_Sp_1
V1_Asym_QU_Sp_2
V1_Asym_QU_Sp_3

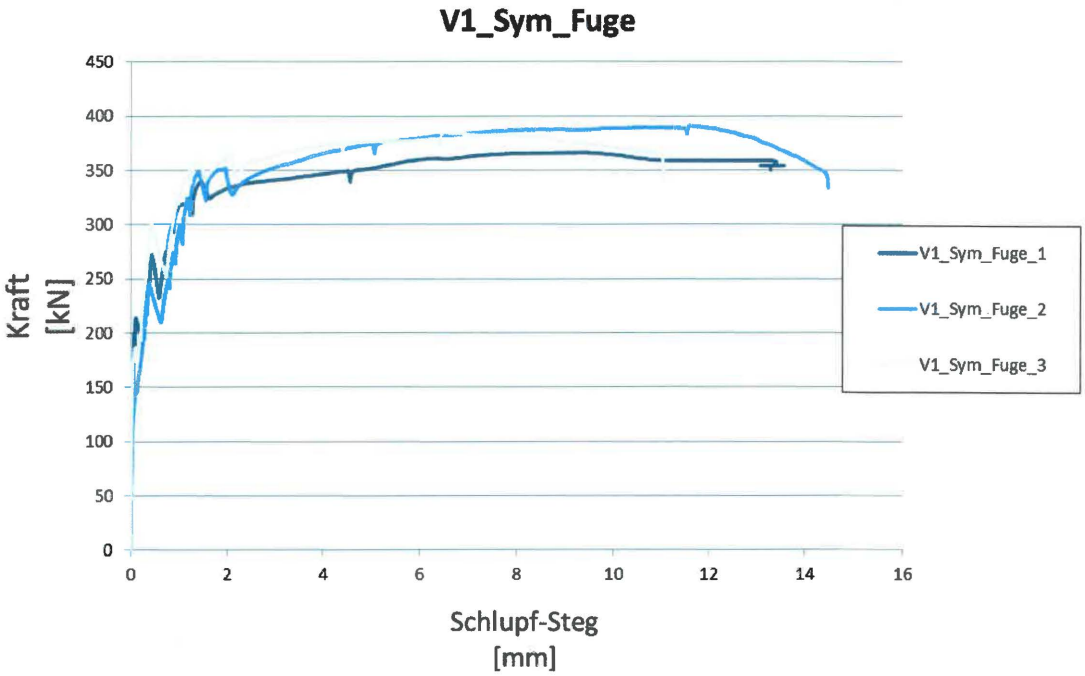



V1_Sym_End
Kraft [kN]
700
600
500
400
300
200
100
0
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Schlupf-Steg [mm]
V1_Sym_End_1
V1_Sym_End_2
V1_Sym_End_3




V1_Sym_Bau
Kraft [kN]
300
250
200
150
100
50
0
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1
1,2
1,4
1,6
1,8
2
Schlupf-Steg [mm]
V1_Sym_Bau_1
V1_Sym_Bau_2
V1_Sym_Bau_3




V1_Sym_Fuge
Kraft [kN]
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0
2
4
6
8
10
12
14
16
Schlupf-Steg [mm]
V1_Sym_Fuge_1
V1_Sym_Fuge_2
V1_Sym_Fuge_3

