FORSCHUNGSINITIATIVE Zukunft BAU

F 2994

Jürgen Schnell, Christian Kohlmeyer, Fadi Mikdad

Untersuchung von Schubnocken aus hochfestem Beton zur Schubverbindung in Holzverbundträgern

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

Fraunhofer IRB Verlag

F 2994

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- 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

2016

ISBN 978-3-8167-9754-8

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
Gebäude 14, Zimmer 515
67663 Kaiserslautern
Telefon (0631) 205 – 2157
Telefax (0631) 205 – 3555
e-mail: juergen.schnell@bauing.uni-kl.de

Abschlussbericht zum Forschungsprojekt:

Untersuchung von Schubnocken aus hochfestem Beton zur Schubverbindung in Holzverbundträgern

(II 3-F20-12-1-044/SWD - 10.08.18.7-13.14)

Gefördert durch:

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. Fadi Mikdad

Kaiserslautern, im Januar 2015

Dieser Bericht umfasst 94 Seiten

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 4
1.1 Intention des Forschungsprojekts 4
1.2 Gliederung des Vorhabens 5
2 Vorversuche 5
2.1 Geometrie und Werkstoffe 5
2.2 Versuchsaufbau 6
2.3 Ergebnisse der Vorversuche 7
3 Push-out-Versuche 9
3.1 Versuchsprogramm 9
3.2 Konstruktive Durchbildung der Versuchskörper 9
3.3 Werkstoffe 10
3.4 Herstellung der Probekörper 12
3.5 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung 13
3.6 Versuchsergebnisse und Versuchsauswertung 14
3.7 Zusammenfassung 18
4 Berechnungen für die großmaßstäblichen Versuche 19
4.1 Rechnerische Abschätzung des Vorversuchs 19
4.2 Berechnung mit Stabwerksmodellen 22
5 Großmaßstäbliche Versuche (3-Punkt Biegeversuche) 24
5.1 Idee des Deckensystems 24
5.2 Versuchsprogramm 24
5.3 Dimensionierung der Versuchskörper 25
5.4 Verwendete Materialien und Herstellung der Versuchskörper 27
5.5 Versuchsaufbau und Messtechnik 31
5.6 Auswertung der Biegeversuche 34
5.6.1 Allgemeines Tragverhalten der HBV-Träger 34
5.6.2 Vorversuch 38
5.6.3 Versuch 1 (nur HPC Platte, Bauzustand) 41
5.6.4 Versuch 2 (6 Nocken mit 75 cm Abstand) 44
5.6.5 Versuch 3 (10 cm dicke Platte) 48
5.6.6 Versuch 4 (20 Nocken in 20 cm Abstand) 51
6 Numerische Untersuchungen der Schubnocken und der Verbundträger 54
6.1 Kontaktbereiche 57

6.2 Vernetzung....57
6.3 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen....59
7 Bemessungsansatz für das Verbundmittel Schubnocke....62
8 Fazit....64
9 Literaturverzeichnis....66
Anhang A Konstruktive Durchbildung der Versuchskörper der Push-out Versuche....67
Anhang B Ergebnisse der einzelnen Versuche (Push-Out Versuche)....69
Anhang C Materialkennwerte des Normalbetons....84
Anhang D Zusammenstellung der Ergebnisse der Biegeversuche....85

1 Einleitung

1.1 Intention des Forschungsprojekts

Der Verbundbau hat in den letzten Jahren zunehmend an Bedeutung gewonnen. In diesem Zusammenhang ist in erster Linie der Stahl-Beton-Verbundbau zu nennen, doch auch Holz wird zunehmend in Verbundkonstruktionen eingesetzt. Die Holz-Beton-Verbundbauweise wird seit den 80er Jahren nach längerem Stillstand wieder zunehmend erforscht, hat in Deutschland aber bei Weitem nicht den Stellenwert wie in anderen europäischen Ländern.

In diesem Forschungsvorhaben soll das Trag- und Verformungsverhalten von Schubnocken aus hochfestem Beton als Schubverbindung für Holzverbundträger untersucht werden. Bei diesem Verbundmittel wird der Verbund zwischen Holzbalken und dem Betongurt durch in den Holzbalken einbetonierte „Schubnocken“ aus hochfestem Beton sichergestellt. Um das Abheben der Betonplatte vom Holzbalken zu verhindern, sind die Nocken mit einer seitlichen Neigung von 10° zur vertikalen Achse einbetoniert (siehe Abbildung 1.1).

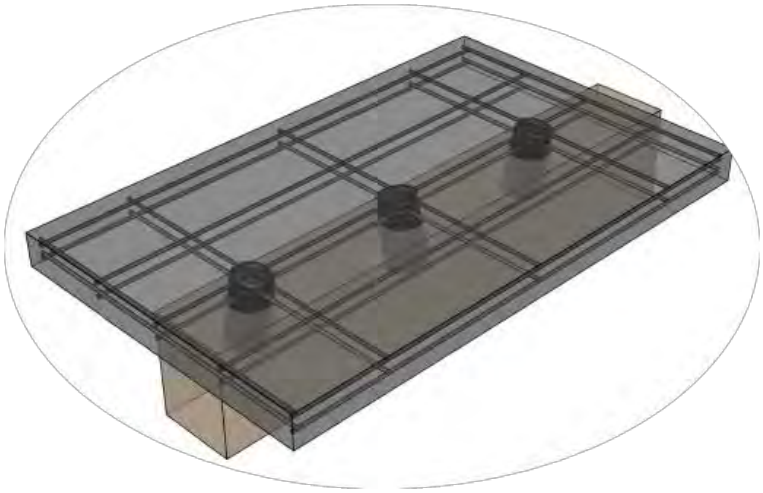


Abbildung 1.1: Holzbetonträger mit Schubnocken aus hochfestem Beton

Mit hochfestem Beton, der sich auch selbstverdichtend herstellen lässt, stehen nun allerdings Werkstoffe zur Verfügung, deren mechanischen Eigenschaften wie Druck- und teilweise auch Zugfestigkeit, die des „Normalbetons“ weit übertreffen. Damit werden neue Möglichkeiten für diese Art der Schubverbindung eröffnet. Es gilt, einen möglichst steifen Verbund im Gebrauchslastbereich, aber dennoch ein duktiles Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erzielen. Die Form und der Abstand der Schubnocken sind dabei so auszulegen, dass keiner der Verbundpartner Holz oder Beton frühzeitig versagt.

Eine solche Schubverbindung eignet sich grundsätzlich sowohl für den Neubau als auch für die Sanierung bestehender Bauten und sollte sich aufgrund seiner Einfachheit und Leistungsfähigkeit gegenüber den anderen Schubverbindungen als wirtschaftlich erweisen.

Auf der Grundlage von klein- und großmaßstäblichen experimentellen Untersuchungen sowie FE-Berechnungen soll letztendlich ein praxistaugliches ingenieurmäßiges Bemessungsmodell abgeleitet werden.

1.2 Gliederung des Vorhabens

Das Vorhaben gliedert sich in die folgenden Abschnitte:

1. Vorversuche zur Ermittlung der Grundkonstellation.
2. Push-out-Versuche
   - Planung der Push-out-Versuche
   - Durchführung und Auswertung der Versuche
   - Begleitende nummerische Untersuchungen
3. Großmaßstäbliche Versuche
   - Planung der großmaßstäblichen Versuche
   - Durchführung und Auswertung der Versuche
   - Begleitende nummerische Untersuchungen
4. Erarbeitung eines Ingenieurmodells und eines Bemessungskonzepts für das neu entwickelte Verbindungssystem.

2 Vorversuche

2.1 Geometrie und Werkstoffe

Um erste Richtwerte zur Festlegung einer Grundkonstellation für die Push-out-Versuche zu erhalten, wurden drei Vorversuche durchgeführt. Die Versuche unterscheiden sich lediglich in der Bewehrung der Schubnocken. Die Geometrie der Versuchskörper ist in Abbildung 2.1 dargestellt.

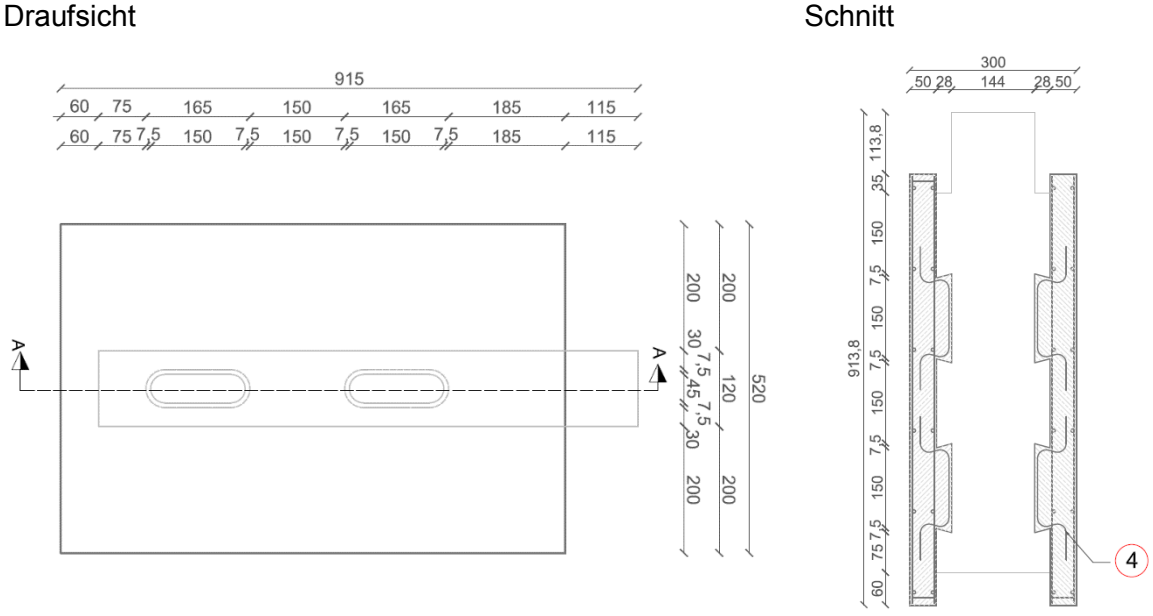


Abbildung 2.1: Konstruktive Durchbildung der Versuchskörper

Für den Holzbalken wurde Konstruktionsvollholz der Festigkeitsklasse C24 verwendet. Die Gurte wurden mit einem selbstverdichtenden, hochfesten Beton hergestellt. Tabelle 2-1 zeigt die Zusammensetzung des verwendeten Betons.

Tabelle 2-1: Zusammensetzung des verwendeten hochfesten Betons

Zement CEM I 42,5 HS	71,52 kg
Wasser	6,35 kg
Sand 0/2	59,68 kg
Sand 0,125/0,5	19,25 kg
Quarzmehl QM 1600	17,66 kg
Silicoll EMSAC	21,46 kg
FM ACE 30	3,08 kg

Zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften wurden je Betonage 4 Würfel mit einer Kantenlänge von 100 mm hergestellt und nach 24 Stunden ausgeschalt. Nach 28 Tagen Trockenlagerung wurde die Druckfestigkeit nach DIN EN 12390 [1] bestimmt. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{c,mean}$ betrug 156 MN/m².

Wie bereits erwähnt wurden die ausgefrästen Taschen jedes Probekörpers unterschiedlich bewehrt. Für die Bewehrung wurde Stabstahl (B500B) mit einem Durchmesser von 6 mm verwendet. Die Stäbe wurden jeweils per Hand gebogen. Abbildung 2.2 zeigt die in die ausgefrästen Taschen eingebauten Bewehrungselemente.

Versuch P01-001 Versuch P01-002 Versuch P01-003

Abbildung 2.2: Bewehrungselemente in den ausgefrästen Taschen der Versuchen P01-001 bis P01-003

2.2 Versuchsaufbau

Die Stirnflächen der Betongurte lagen auf einer Stahlplatte. Die Last wurde von oben über einen hydraulischen Zylinder in den Holzbalken eingeleitet. Die Laststeigerung erfolgte weggeregelt in 5 bis 10 kN Laststufen bis zum Erreichen der Traglast. Der Schlupf zwischen Holz und Beton, in vertikaler sowie in horizontaler Richtung, wurde mit Hilfe von Wegaufnehmern während des Versuchs aufgezeichnet. Um die aufgebrachte Last zu messen, wurde zwischen dem hydraulischen Zylinder und der Traverse eine Kraftmessdose platziert. Der Versuchsaufbau ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

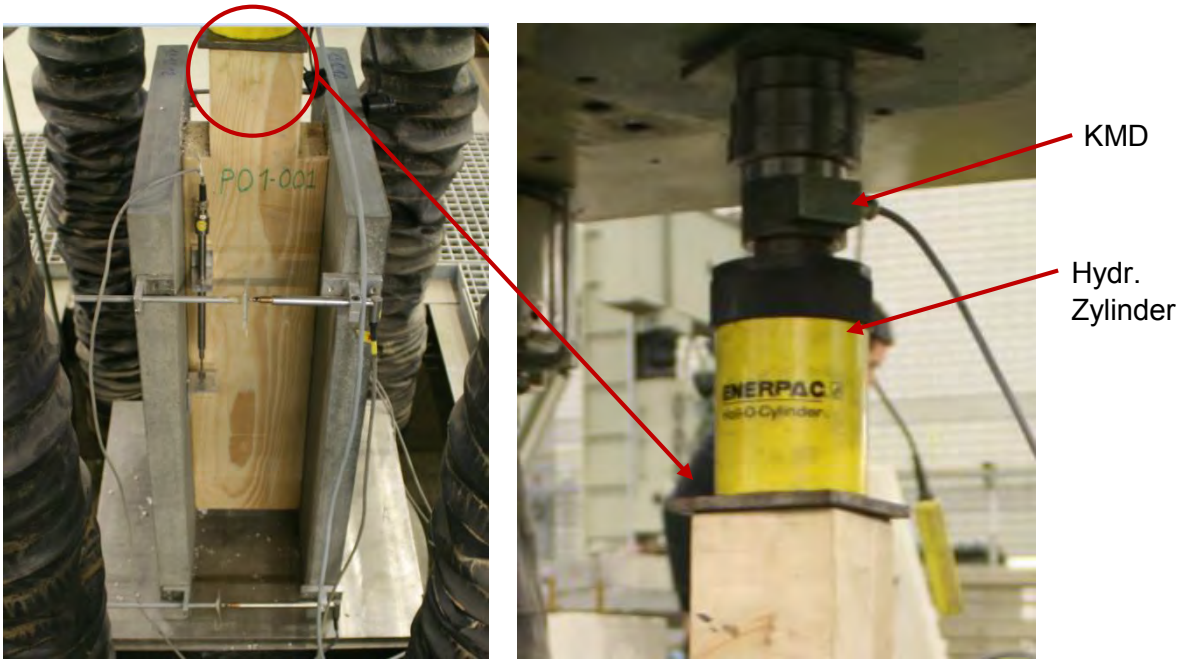


Abbildung 2.3: Versuchsaufbau für die Vorversuche (links); Leisteinleitung (rechts)

2.3 Ergebnisse der Vorversuche

Die Versagensart war bei allen drei Versuchskörpern gleich. Es trat jeweils ein Abscheren des Vorholzes auf. Dabei wurde auf beiden Seiten das Holz in Form der Schubnocken nach oben herausgeschoben. Der Beton blieb unbeschädigt. Der maximale Schlupf in der Verbundfuge bis zum Erreichen der Traglast betrug nur ca. 3 mm, was damit zu begründen ist, dass sich die Betonnocken selbst nahezu nicht verformten. Abbildung 2.4 zeigt das Herausschieben des Vorholzes beim Versuchskörper P01-002.

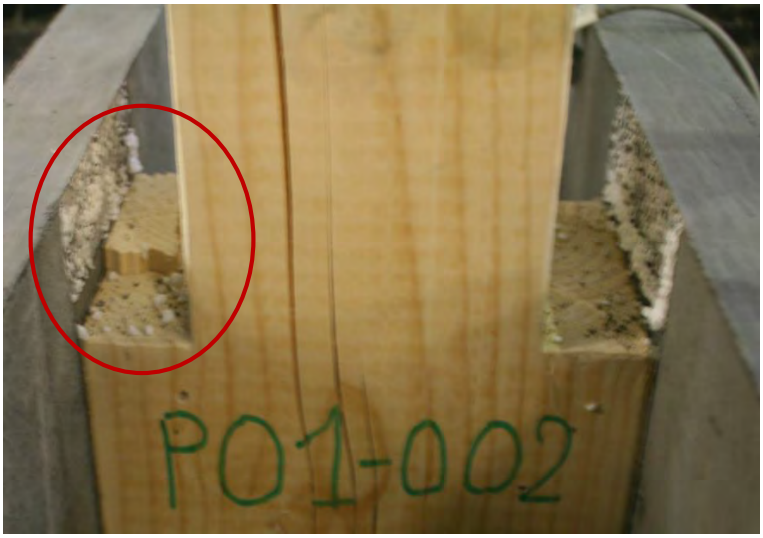


Abbildung 2.4: Beispiel eines Versagens durch Abscheren des Vorholzes

Aus der Versagensart kann geschlossen werden, dass für diese Form der Schubnocken die Vorholzlänge zu gering gewählt wurde. An den nachträglich aus den Balken herausgelösten Schubnocken war äußerlich nichts zu erkennen. Sie waren völlig intakt, sodass anhand dieser Versuche keine Aussage über die Wirksamkeit der unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen getroffen werden konnte. Des Weiteren zeigten die Versuchskörper kein ausgeprägtes duktiles Verhalten. Das Versagen erfolgt ohne nennenswerte Vorankündigung.

In Abbildung 6 ist die aufgebrachte Last über den Schlupf in der Verbundfuge aufgetragen. Die Traglast lag bei allen drei Versuchskörpern zwischen 200 kN und 220 kN.

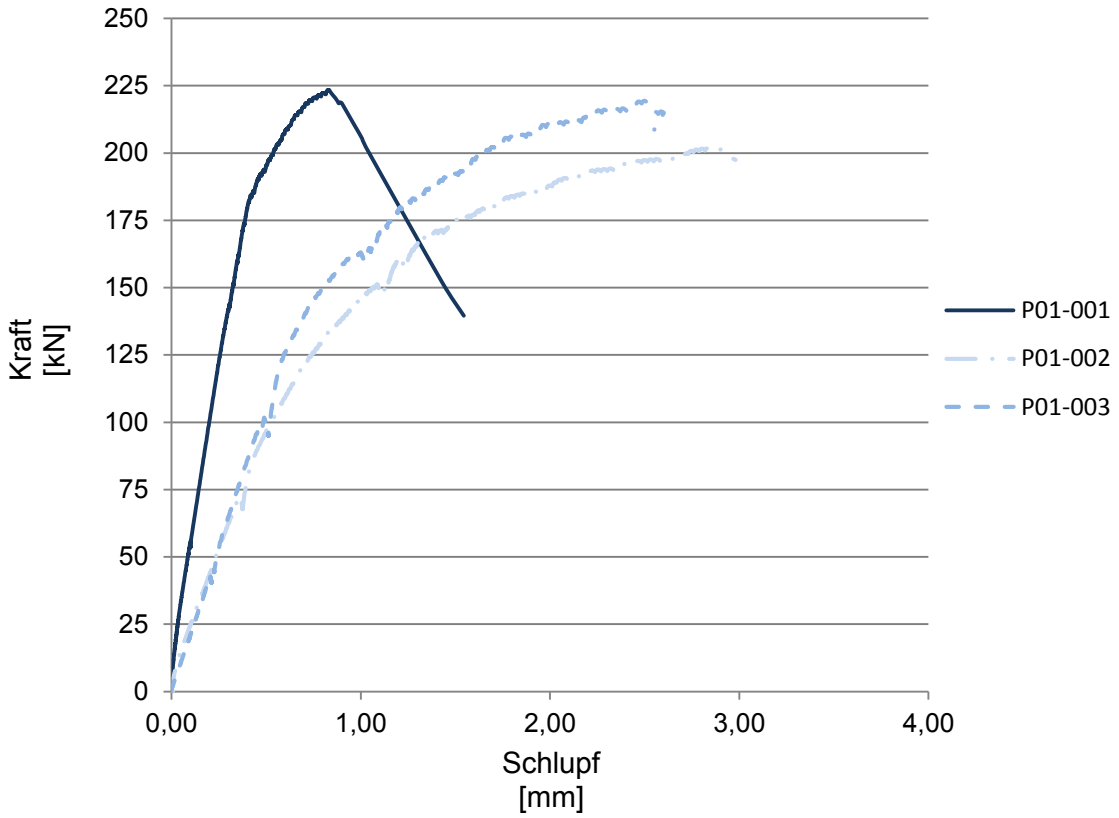


Abbildung 2.5: Kraft-Schlupf-Verhalten der Vorversuche

Als Ergebnis der Vorversuche ist festzuhalten, dass die Scherfestigkeit des Holzes die Traglast begrenzt hat. Die Schubnocken selbst hätten noch höhere Lasten aufnehmen können. Demnach könnten in weiteren Versuchen die Schubnocken schwächer ausgebildet werden, z.B. durch eine Verkleinerung der Geometrie oder eine geringere Betonfestigkeit. Darüber hinaus, könnte die Tragfähigkeit des Balkens erhöht werden, in dem die Abstände der Schubnocken und damit die Vorholzlängen vergrößert werden.

3 Push-out-Versuche

Für die weiterführenden Versuche wurden die Schubnocken so ausgelegt, dass möglichst ein Schubversagen des Betons eintritt. Im Folgenden werden die Konstruktionselemente, der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung beschrieben und anschließend die wesentlichen Ergebnisse dargestellt.

3.1 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden drei Serien (V1 bis V3) mit 10 unterschiedlichen Versuchskonstellationen durchgeführt. Es wurden jeweils drei oder vier Versuchskörper (bei der Serie V3) für jede Parameterkonstellation hergestellt und geprüft. Dabei wurden die Anordnung, die Abstände, die Geometrie und die Bewehrungsart der Schubnocken variiert. Tabelle 3-1 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm.

Tabelle 3-1: Versuchsprogramm für die Push-out-Versuche, Serien V1 bis V3

Versuchs-konstellation	Untersuchte Parameter							
	Geometrie der Schubnocken						Betongurt-dicke [mm]	Bewehrungsart der Nocken
	Tiefe [mm]	Form der Nocken	Durch-messer ∅ [mm]	Vorholzlänge [mm]	Art des Einfräsens	Anordnung der Nocken		
V1 K45	28	zylindrisch	45	100	Konisch	nicht versetzt	50	Mikrobewehrung
V1 S45	30	zylindrisch	45	100	Schräg	nicht versetzt	50	Mikrobewehrung
V1 S60	60	zylindrisch	60	200	Schräg	nicht versetzt	50	Mikrobewehrung
V2 K45	28	zylindrisch	45	145	Konisch	versetzt	50	Mikrobewehrung
V2 S45	30	zylindrisch	45	145	Schräg	versetzt	50	Mikrobewehrung
V2 S60	60	zylindrisch	60	120	Schräg	versetzt	50	Mikrobewehrung
V3_RK28S	28	Rechteckig	135x90	150	Konisch	nicht versetzt	50	Stahlbewehrung
V3_ZS28D	28	zylindrisch	60	90	Schräg	versetzt	50	Mikrobewehrung
V3_ZS28R	28	zylindrisch	60	90	Schräg	versetzt	50	gelochtes Rohr
V3_ZS60A	60	zylindrisch	60	90	Schräg	versetzt	50	Doppelkopfanker

3.2 Konstruktive Durchbildung der Versuchskörper

Die Versuchskörper bestanden jeweils aus einem Balken aus Konstruktionsvollholz, mit entweder konisch oder schräg eingefrästen Taschen, in die die Schubnocken betoniert wurden. Die Höhe und Breite der Versuchskörper waren bei allen Versuchen gleich. Der Holzbalken war jeweils 16 cm hoch und 12 cm breit. Der Betongurt hatte eine Dicke von 5 cm, sowie eine Breite von 50 cm. Die Länge der Versuchskörper hing von den Nocken ab und variierte zwischen rund 90 cm und 120 cm. Die Abbildungen im **Anhang A** zeigen die konstruktive Durchbildung der Versuchskörper, die im Rahmen der Push-out-Versuche untersucht wurden.

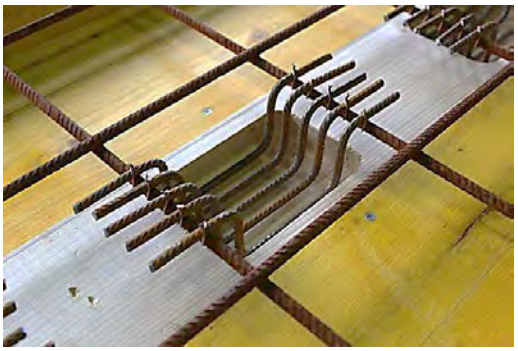
Um zu verhindern, dass sich der Betongurt in Dickenrichtung vom Balken löst, wurden die Einfräsungen entweder konisch oder in Querrichtung mit einer leichten Schrägneigung ausgeführt.

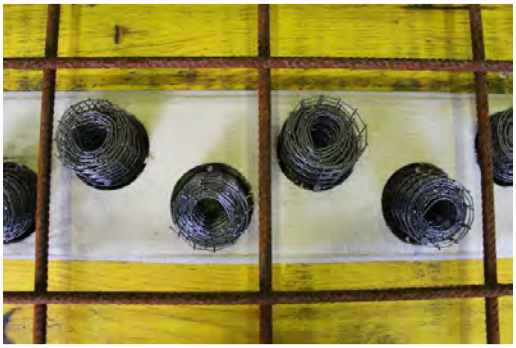
Um die Vorholzlängen zu vergrößern, wurde auch jeweils eine Serie (V2) mit seitlich versetzten Einfräsungen ausgeführt. Dabei wurde die Einfräsung unmittelbar an der Lasteinleitung weder bewehrt noch betoniert, um dort keine geringere Vorholzlänge zu haben, als bei den restlichen Nocken.

Bei der Serie V3 wurden vier unterschiedliche Bewehrungsarten (siehe Abbildung 3.1) hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die Tragfähigkeit und die Duktilität der Schubnocken untersucht. Die Nockengeometrie wurde dabei der Bewehrung entsprechend angepasst. Darüber hinaus wurden die Größen der maßgebenden Scherflächen der beiden Verbundpartner Holz und Beton so dimensioniert, dass deren Schubwiderstand in etwa gleich war.

Insgesamt wurden vier Versuchskörper pro Bewehrungsvariante hergestellt, wovon jeweils einer als Referenz mit unbewehrten Nocken war.

a) b)





c) d)

Abbildung 3.1: In die Ausfräsungen eingebaute Bewehrungselemente: a) gebogene Betonstahlstäbe ø 6 mm; b) gerollte Mikrobewehrung; c) gelochtes Rundrohr aus Baustahl; d) modifizierter Doppelkopfanker.

3.3 Werkstoffe

➢ Holz

Für die Versuchskörper wurde Konstruktionsvollholz aus Fichte verwendet. In Tabelle 3-2 sind die entsprechenden mittleren Materialkennwerte nach DIN 68364 [2] aufgeführt.

Tabelle 3-2: Mittlere Kennwerte von Nadelhölzern aus DIN 68364: 05.2003,Tabelle 1

Nadelhölzer	Rohdichte ρ_N g/cm³	Elastizitäts-modul E_m N/mm²	Festigkeiten N/mm²			
			Zug f_t	Biegung f_m	Druck f_c	Scher f_v
Cedar, Yellow *Chamaecyparis nootkatensis*	0,48	10 000	90	78	45	9
Douglasie, Mitteleuropa *Pseudotsuga menziesii*	0,58	13 000	105	100	54	10
Fichte *Picea abies*	0,46	11 000	95	80	45	10

Die Balken wurden von der Firma OCHS mit den jeweiligen Einfräsungen hergestellt.

- **Beton**

Für die Versuche wurde 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 m^3 ist in Tabelle 3-3 angegeben.

Tabelle 3-3: Mischungszusammensetzung des hochfesten Betons

Stoff	Menge für 1 m³
DUCON-Bindemittel	870 kg
Wasser	220 kg
Sand 0/2	1235 kg
FM ACE 30	16 kg

Angestrebt wurde ein hoch fließfähiger, selbstverdichtender Beton, der in der Lage sein sollte, die Schubnocken mit der engmaschigen Mikrobewehrung vollständig auszufüllen (sieh Abbildung 3.2).

Abbildung 3.2: Selbstverdichtender hochfesten Beton

Gemischt wurde der Beton bei ca. 22 °C in einem Tellermischer vom Typ LIEBHERR ZE 500/750 mit einem Fassungsvermögen von 600 Litern. 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 restliche Mischzeit betrug ca. 5 Minuten. Anschließend erfolgte eine Kontrolle der Frischbetonkonsistenz und ggf. ein Nachdosieren des Fließmittels.

Um die Festbetoneigenschaften zu bestimmen, wurden aus jeder Charge jeweils 7 Würfel (a = 150 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit, 3 Zylinder (d = 150 mm) zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit 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 sind in Tabelle 3-4 zusammengefasst. Weiterhin sind das Betonagedatum der Chargen sowie die damit hergestellten Versuchskörper aufgeführt.

Tabelle 3-4: Materialkennwerte des Betons an den jeweiligen Versuchstagen

Charge	Datum	Versuchskörper	Druckfestigkeit	E-Modul	Biegezugfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
			f_c [N/mm²]	E_c [N/mm²]	$f_{ct,fl}$ [N/mm²]	f_{ctm} [N/mm²]
1	22.07.2014	V1_S60	100,61	35335,81	6,99	3,73
2	22.07.2014	V2_S60	93,27	35188,52	9,20	3,13
3	24.07.2014	V1_S45 u. V2_S45	102,45	38006,93	8,99	3,70
4	28.07.2014	V1_K45 u. V2_K45	96,50	36430,36	8,67	3,43
5	20.01.2015	V3_RK28S	115,64	35145,69	7,70	3,58
6	22.01.2015	V3_ZS28R	101,62	34724,06	10,03	3,69
7	27.01.2015	V3_ZS28D	118,09	37630,01	10,27	3,63
8	29.01.2015	V3_ZS60A	107,08	34839,95	8,67	3,84

3.4 Herstellung der Probekörper

Nach dem Herstellen der Schalung wurde die Bewehrung eingebaut (Abbildung 3.3). Danach wurde der Betongurt horizontal auf den Holzträger betoniert und für einen Tag mit Folie abgedeckt. Am nächsten Tag wurden die Probekörper ausgeschalt. Anschließend wurden sie bis zum Versuchstag bei Raumtemperatur in der Versuchshalle gelagert.

Abbildung 3.3: Schalen und Bewehrungseinbau (links), Betonieren (rechts)

In der folgenden Abbildung ist ein Versuchskörper nach dem Ausschalen dargestellt

Abbildung 3.4: Versuchskörper nach dem Ausschalen

3.5 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Im Gegensatz zu den Vorversuchen, wurde bei den Serien V1 bis V3 ein anderer Aufbau verwendet. Die Versuchskörper hatten nur auf einer Seite den Betongurt, was für die Herstellung einfacher war. Die Last wurde oben auf den Holzbalken aufgebracht und der Betongurt wurde unten auf einem Stahlträger gelagert. Zur Aufnahme des Versatzmoments wurden an der freien Seite des Holzbalkens zwei horizontal gehaltene Rollenlager angebracht (Abbildung 3.5).

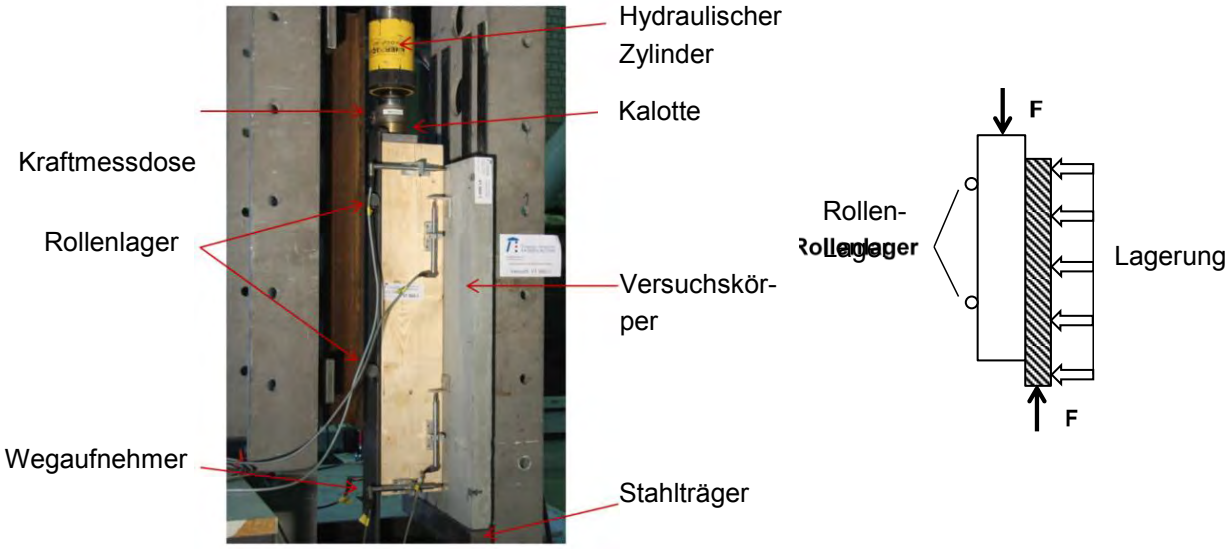


Abbildung 3.5: Versuchsaufbau für die Push-out Versuche (links), statisches System (rechts)

An jedem Versuch wurden insgesamt acht Wegaufnehmer angebracht (siehe Abbildung 3.5), und zwar jeweils zwei links und rechts des Balkens, um den Schlupf in der Verbundfuge zu messen. Die anderen vier wurden rechtwinklig zum Betongurt angebracht, um ein mögliches Abheben zu messen. Das Abheben – so zeigte sich – konnte wie erwartet durch die beiden Rollenlager verhindert werden. Die eingeleitete Kraft wurde mittels einer Kraftmessdose (Maximallast 500 kN) oberhalb der Lasteinleitung gemessen. Zwischen Kraftmessdose und Versuchskörper waren noch eine Kalotte und verschiedenen Stahlplatten zum Höhenausgleich angeordnet.

Die Kraft wurde nur auf den unteren, vom Betongurt entfernten Teil des Balkens eingeleitete, sodass ein Abscheren des Vorholzes möglich war. Die Kraft wurde bis zum Erreichen der Traglast kontinuierlich langsam gesteigert (ca. 15 kN/min).

Das Versagen, was mit dem Erreichen der Traglast gleichgesetzt wird, kündigte sich weder durch Risse im Betongurt noch durch übermäßigen Schlupf an. Als Versagensursache wurde Abscheren der Betonnocken bei den Serien V1 und V2 festgestellt. In der Serie V3 trat ein Abscheren des Vorholzes auf. Dies lag an der großen Anzahl von Schubnocken und daran, dass die für die Berechnung angenommene Holzscherfestigkeit höher als die tatsächliche war. Nach dem Entfernen des Holzes zwischen den Nocken, wurde festgestellt, dass die Betonnocken noch nahezu unversehrt waren. Aufgrund dessen konnte die Traglast der unterschiedlich bewehrten Nocken bei der Serie 3 mit Hilfe des in der folgenden Abbildung dargestellten Versuchsaufbaus ermittelt werden.

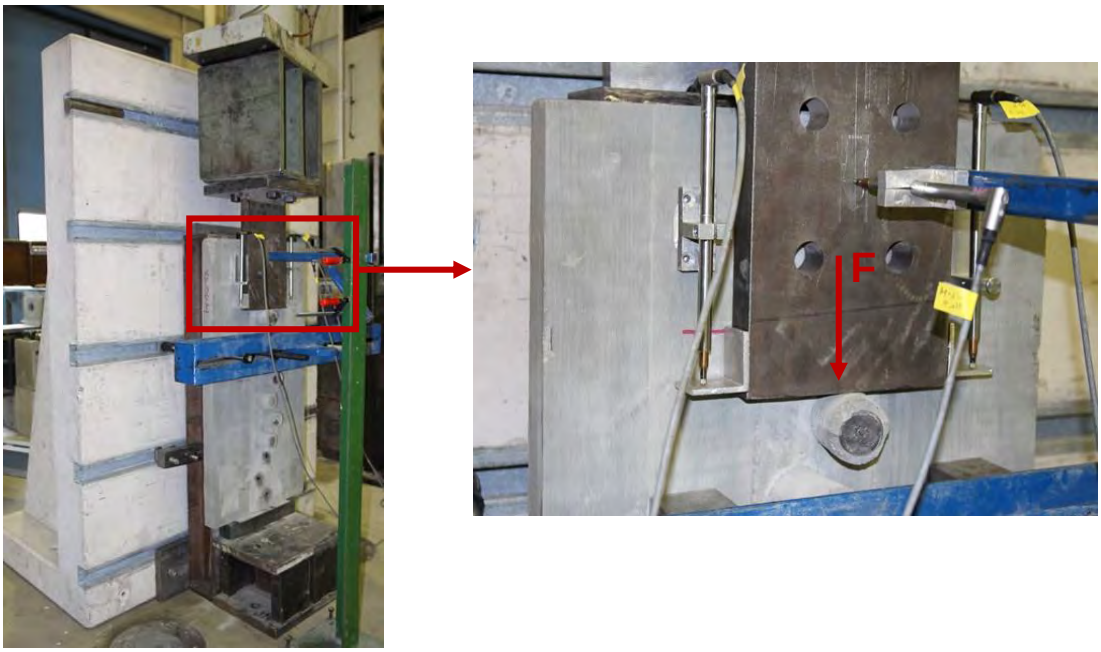


Abbildung 3.6: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Traglast bei Serie V3

3.6 Versuchsergebnisse und Versuchsauswertung

Bei den Serien V1 u. V2 trat immer ein Abscheren der Betonnocken auf (siehe Abbildung 3.7). Somit waren bei diesen Versuchsserien die Schubfestigkeit des Betons und der Nockenbewehrung maßgebend. Die meisten Nocken waren vollständig mit Beton ausgefüllt, trotz der Engenmaschigkeit der Mikrobewehrung.

Abbildung 3.7: Beide Bruchflächen eines abgescherten Betonnockens

In der nächsten Abbildung sind die Last-Schlupf-Kurven der Serien V1 und V2 dargestellt. In den Diagrammen sind nur die mittleren Werte aus jeweils drei Versuchen pro Versuchskonstellation aufgetragen. Wie in den Diagramen zu erkennen ist, haben die Versuche mit den geneigten Nocken (z.B. V2 S60) eine höhere Traglast als die mit konischem Hinterschnitt gezeigt. Das Verschiebungsverhalten war bei allen Versuchen ähnlich und wies keine hohe Duktilität auf. Die Vergrößerung der Nockendurchmesser von 45 mm auf 60 mm hat erwartungsgemäß zu einer Traglaststeigerung geführt.

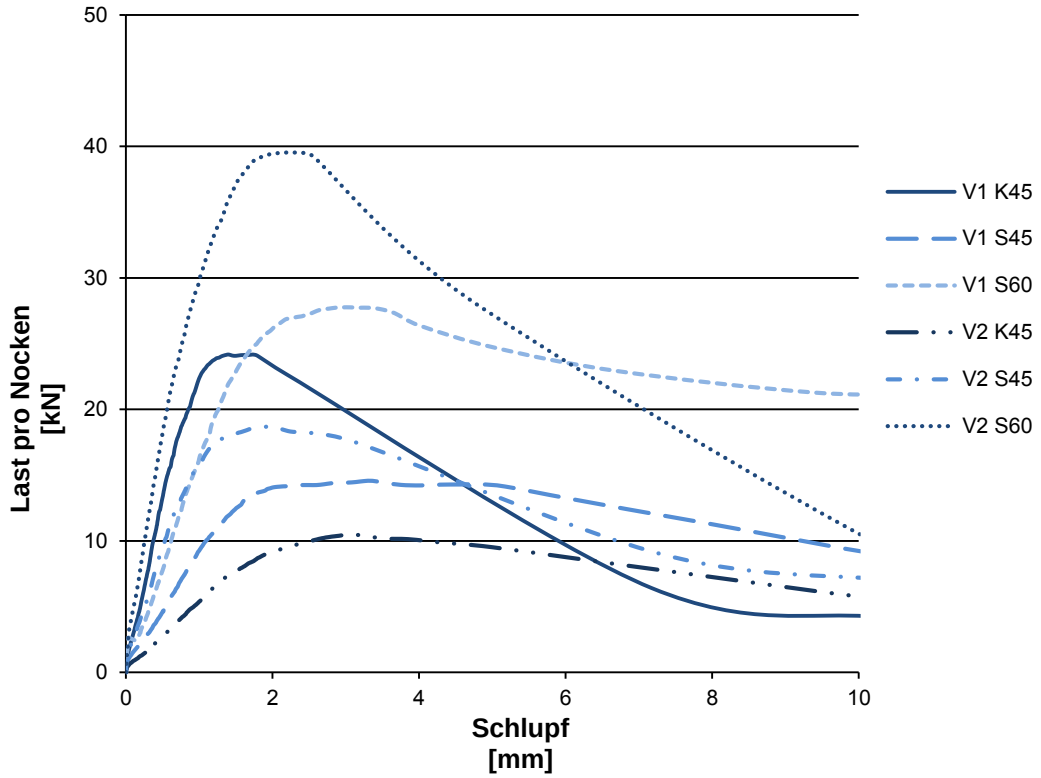


Abbildung 3.8: Last-Schlupf-Verhalten der Serien V1 und V2

Wie bereits im vorherigen Abschnitt (3.5) erwähnt, trat bei der Serie V3 aufgrund der Mehrzahl der Nocken und der überschätzten Scherfestigkeit des verwendeten Holzes ein Abscheren des Vorholzes auf (siehe Abbildung 3.9). Nur bei den Versuchen, deren Nocken unbewehrt waren, kam es zu einem Abscheren der Betonnocken.

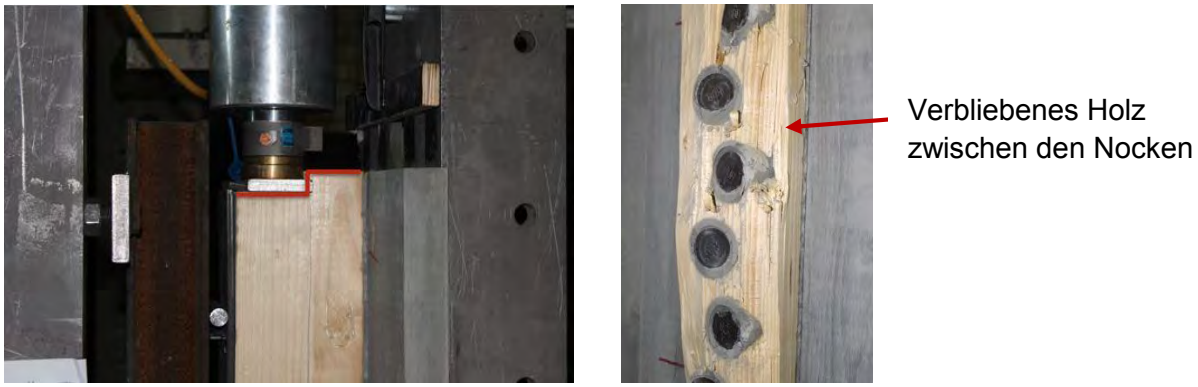
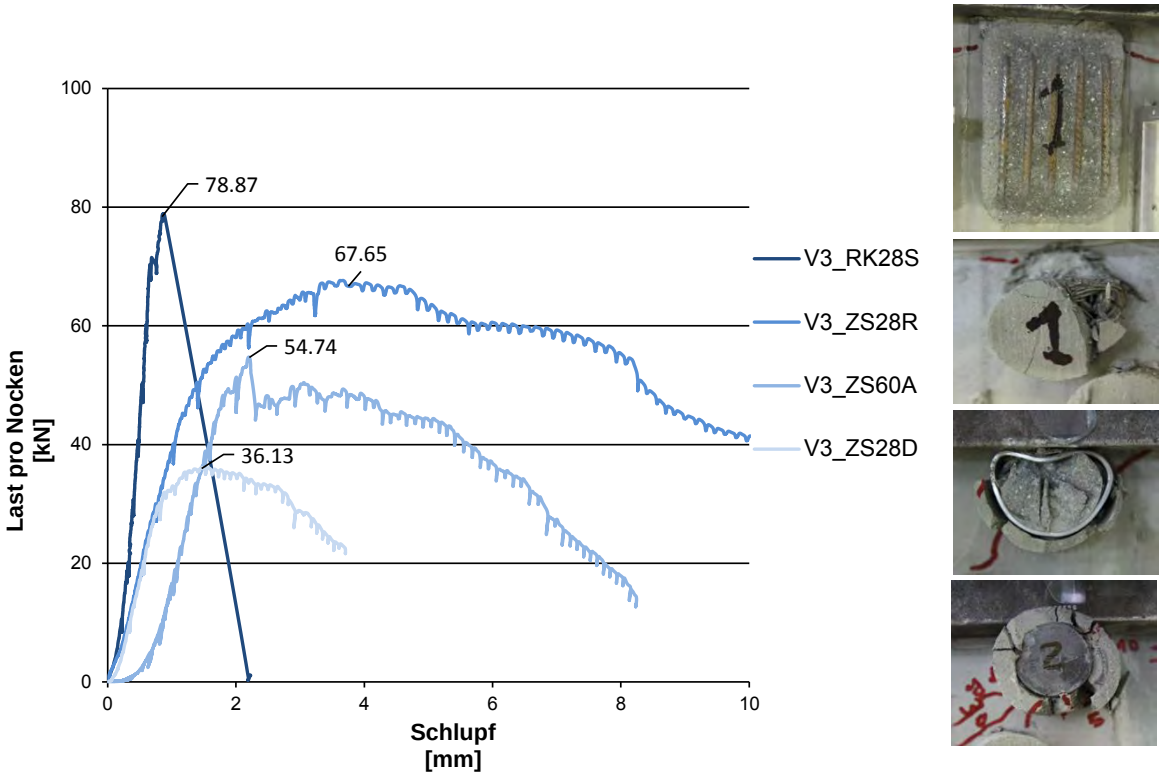


Abbildung 3.9: Versagensbeispiel eines Versuchskörpers der Serie V3; Abscheren des Vorholzes

In dem folgenden Diagramm sind die ermittelten Traglasten der unterschiedlich bewehrten Nocken (Serie V3) und deren Versagensbilder aufgezeigt. Die Lasten wurden mit Hilfe des in der Abbildung 3.6 dargestellten Versuchsaufbaus ermittelt.



Es ist deutlich zu erkennen, dass das Tag- und Schlupfverhalten der Nocken stark von der Art der Nockenbewehrung beeinflusst wird. Während die Nocken mit gebogenen Bewehrungsstäben (V3 RK28S) höhere Traglasten und spröderes Verhalten aufwiesen, zeigten die mit den Doppelkopfankern und gelochten Rundrohren (V3 ZS28R u. V3 ZS60A) bewehrten Nocken eine etwas niedrigere Traglast jedoch ein verbessertes Duktilitätsverhalten auf. Die mit Mikromatten bewehrten Nocken (V3 ZS28D) lieferten ähnliche Ergebnisse wie die Serien V1 und V2.

In Tabelle 3-5 sind die Traglasten der Schubnocken für die zehn verschiedenen Versuchskonstellationen zusammengestellt. Weiterhin sind die auf Grundlage der Ergebnisse berechneten Verschiebungsmodule der Schubnocken aufgelistet.

Das Verschiebungsmodul k_i ist definiert als Sekantenmodul, welches sich als Quotient aus 40% der Traglast F_{est} und der bei dieser Last gemessenen Relativverschiebung v_{04} berechnet.
Die Schubsteifigkeit k wird berechnet, indem der Verschiebungsmodul durch den Achsabstand „e“ der Schubnocken geteilt wird [3]. In Abbildung 3.10 ist das Kraft-Verschiebung-Diagramm eines Verbindungsmittels unter Schubbeanspruchung in allgemeiner Form dargestellt. Der Verlauf ist in drei Bereiche gegliedert, wobei im Bereich II die Schubsteifigkeit als konstant angenommen wird. In den Bereichen I und III nimmt die Verformung je nach betrachtetem Verbindungsmittel überproportional zu. Für die Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ist deshalb der Bereich II entscheidend [3].

Tabelle 3-5:Traglasten und daraus ermittelte Werte der Push-Out-Versuche (Serien V1 bis V3)

Versuchskonstellation	Max. Traglast pro Nocken F_{est} [kN]	Schlupf bei 0.4*max. Traglast v_{04} [mm]	Verschiebungsmodul k_i [kN/mm]
V1 K45	24.17	0.35	27.62
V1 S45	14.56	0.55	10.59
V1 S60	27.76	0.60	18.51
V2 K45	10.50	0.70	6.00
V2 S45	18.67	0.28	26.69
V2 S60	39.53	0.31	51.01
V3 RK28S	78.87	0.42	75.11
V3 ZS28R	67.65	0.67	40.39
V3 ZS60A	54.74	0.98	22.35
V3 ZS28D	36.13	0.44	32.84

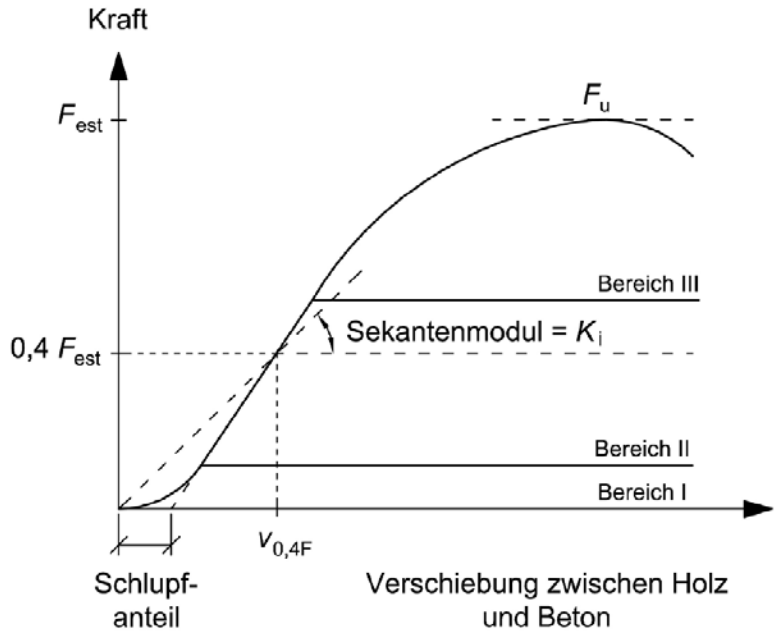


Abbildung 3.10: Schematische Darstellung der Kraft-Schlupf-Beziehung [3]

Anhang B fasst die maßgebenden Werte der einzelnen Push-out Versuche zusammen. Zudem findet sich ein Auszug aus der Fotodokumentation von den nach dem Versuch freigelegten Schubnocken sowie Aussagen zum sogenannten Verfüllungsgrad der Nocken.

3.7 Zusammenfassung

Vor dem Erreichen der Traglast zeigte sich bei allen Versuchen der Serien V1 und V2 keine Vorankündigung des Versagens z.B. durch Risse im Beton oder im Holz. Erst kurz vor dem Erreichen der Traglast stieg der Schlupf leicht überproportional an. Bei diesen Serien kam es nach dem Überschreiten der Traglast zu größeren Verschiebungen zwischen Beton und Holz und zu kleinen Rissen an der Rückseite des Betongurtes, die aber durch ihre geringe Breite (kleiner 0,1 mm) und ihr spätes Auftreten nicht relevant für das eigentliche Versagen des Versuchskörpers sein konnten.

Die höchste Tragfähigkeit bei den ersten zwei Serien wiesen die Versuche der Parameterkonstellation V2_S60 auf. Bei diesen waren auch die Nocken entsprechend gut verfüllt. Die Traglast der Schubnocken war somit von der Fließfähigkeit des frischen Betons abhängig. Dennoch erzielten die Schubnocken hohe Traglasten von rund 24 kN bis 45 kN pro Nocken, was bezogen auf den Nockenquerschnitt Schubspannungen von 15 N/mm² bis 16 N/mm² entspricht.

Aus den Ergebnissen der Serien V1 und V2 lässt sich schließen, dass sowohl ein größerer Durchmesser (60 mm) als auch eine geneigte Einbettung der Nocken im Holz die Tragfähigkeit der Schubnocken steigert. Weiterhin hat sich aus diesen Versuchen ergeben, dass eine versetzte Anordnung der Nocken zu höheren Traglasten führt. Allerdings haben diese Versuche kein besonderes hohes duktiles Verhalten gezeigt. Deshalb wurden die Nocken in den folgenden Versuchen (Serie V3) mit unterschiedlichen Bewehrungsvarianten verstärkt, mit dem Ziel, die Duktilität der Schubnocken zu steigern. Die Versuche der Serie V3 wurden mit den aus den Serien V1 und V2 ermittelten Schubfestigkeiten des Betons und des Holzes derart bemessen, dass die rechnerischen Versagenslasten der beiden Verbundpartner möglichst nahe beieinander liegen.

Bei der Serie V3 wurde festgestellt, dass die Nockenbewehrung nicht nur die Duktilität sondern auch die Traglast der Nocken beeinflusst hat. Die Versuche der Konstellation V3 KR28S bewiesen die höchste Traglast, jedoch zeigten sie ein spröderes Verhalten. Im Vergleich dazu wiesen die Versuche der Konstellationen V3 ZS28R und V3 ZS60A etwas niedrigere Traglasten (ca. 50 kN) auf, dafür aber eine höhere Duktilität.

Bei den Nocken, die mit gerollten Mikromatten bewehrt waren, trat das Problem auf, dass diese Nocken nicht immer vollständig mit Beton ausgefüllt waren. Der Grund dafür ist die engere Maschenweite der Mikrobewehrung durch die Überlappung. Deshalb und wegen der vergleichsweise geringen Tragfähigkeit wurde diese Variante außer Acht gelassen bei der Planung der großmaßstäblichen Versuche ausgeschlossen.

Die Bewehrungsvariante mit dem Doppelkopfanker erwies sich als eine einfache und praktikable Möglichkeit zum Bewehren der Nocken. Darüber hinaus kann im Fall einer Fertigteil Pi-Platte mit Ortbetonergänzung ein Verbund zwischen hochfestem Beton und Normalbeton hergestellt werden. Demzufolge wurde diese Variante für die großmaßstäblichen Versuchen herangezogen.

4 Berechnungen für die großmaßstäblichen Versuche

Bei der Berechnung für die Planung der großmaßstäblichen Versuche wurden keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt. Es wurde direkt mit den Mittelwerten de Werkstoffeigenschaften gerechnet. Die Berechnung soll, wie in Kapitel 5.3 beschrieben, das Ziel haben, ein Versagen des Verbundmittels zu erzwingen. Hierbei wurde iterativ die Belastung ermittelt, mit der eine Schubkraft von mehr als 50 kN auf das Verbindungsmittel wirkt. Dieser Wert stammt aus den kleinteiligen Versuchen, bei denen deutlich wurde, dass sich das Abscheren des Nockens bei dieser Belastung einstellt. Die Berechnungen erfolgten nach dem γ-Verfahren und einem Stabwerksmodell, die beide ähnliche Ergebnisse für den Ansatz einer Gleichstreckenlast lieferten. Dies verdeutlicht die Zuverlässigkeit des Verfahrens bei Linienlasten. Die Bewehrung des Betonträgers, wie auch die Abmessungen des Holzträgers, wurden iterativ mit dem γ-Verfahren ermittelt. Dabei wurde eine VBA-Excel Eingabemaske erstellt, über welche die Kombination einzelner Einflussfaktoren schnell und unkompliziert in das Berechnungsverfahren impliziert werden konnte. Die Ausgabe der Ergebnisse erfolgte anhand einer Excel-Tabelle, aus der zudem die Werte für die anschließende Stabwerksberechnung gewonnen werden konnte. Darüber hinaus berechnet das Programm die notwendige Biegebewehrung für die Betonplatte und die Kenngrößen für die Berechnung mit dem Stabwerksmodell. Das Stabwerksmodell selbst wurde mit dem Programm „RuckZuck“ erstellt.

4.1 Rechnerische Abschätzung des Vorversuchs

Die rechnerische Abschätzung des Vorversuches gestaltete sich sehr komplex, da es im Vorfeld keine Erfahrungen mit vergleichbaren Versuchen gab. Die rechnerische Abschätzung folgt den aufgeführten Schritten:

1. Erzeugen einer Excel-Tabelle mit VBA-Eingabemaske, die es möglich macht, die beeinflussenden Randbedingungen in die Berechnungen des γ-Verfahrens einfließen zu lassen (siehe Abbildung 4.1). Diese ruft zu Beginn der Berechnung die bereits eingegebenen Randbedingungen ab, sodass beim Iterieren nicht immer wieder erneut die gleichbleibenden Randbedingungen eingegeben werden müssen.
2. Das Festlegen der fixen Kenngrößen steht im zweiten Schritt im Mittelpunkt, da sich die Tragfähigkeit des HBV-Systems von vielen Faktoren beeinflussen lässt. In den vorherigen Kapiteln wurde die Entscheidung zur Annahme bestimmter Kenngrößen ausführlich begründet. Um die vermeintlich auftretenden Kräfte zu ermitteln, wurde auf der Widerstandseite des Materials immer mit Mittelwerten der Materialeigenschaften gerechnet. Auf der Einwirkungsseite wurde darauf verzichtet, die Kräfte um die jeweiligen Sicherheitsbeiwerte zu erhöhen.
3. Im nächsten Schritt wird die Excel-Ausgabetabelle erweitert. Die Erweiterung betrifft eine Auflistung von Linienlasten die sich kontinuierlich steigern (siehe Tabelle 4-1). Die Schnittkräfte aus den jeweiligen Laststufen lassen es nun zu, die Ausnutzung des jeweiligen Teilquerschnitts zu berücksichtigen. Durch diese Betrachtung zeigt sich, welche Komponente zuerst versagt. Da das Versagen des Verbindungsmittels erzielt werden soll, kann durch variieren der Unbekannten in der Eingabemaske dieses Versagen rechnerisch iteriert werden.

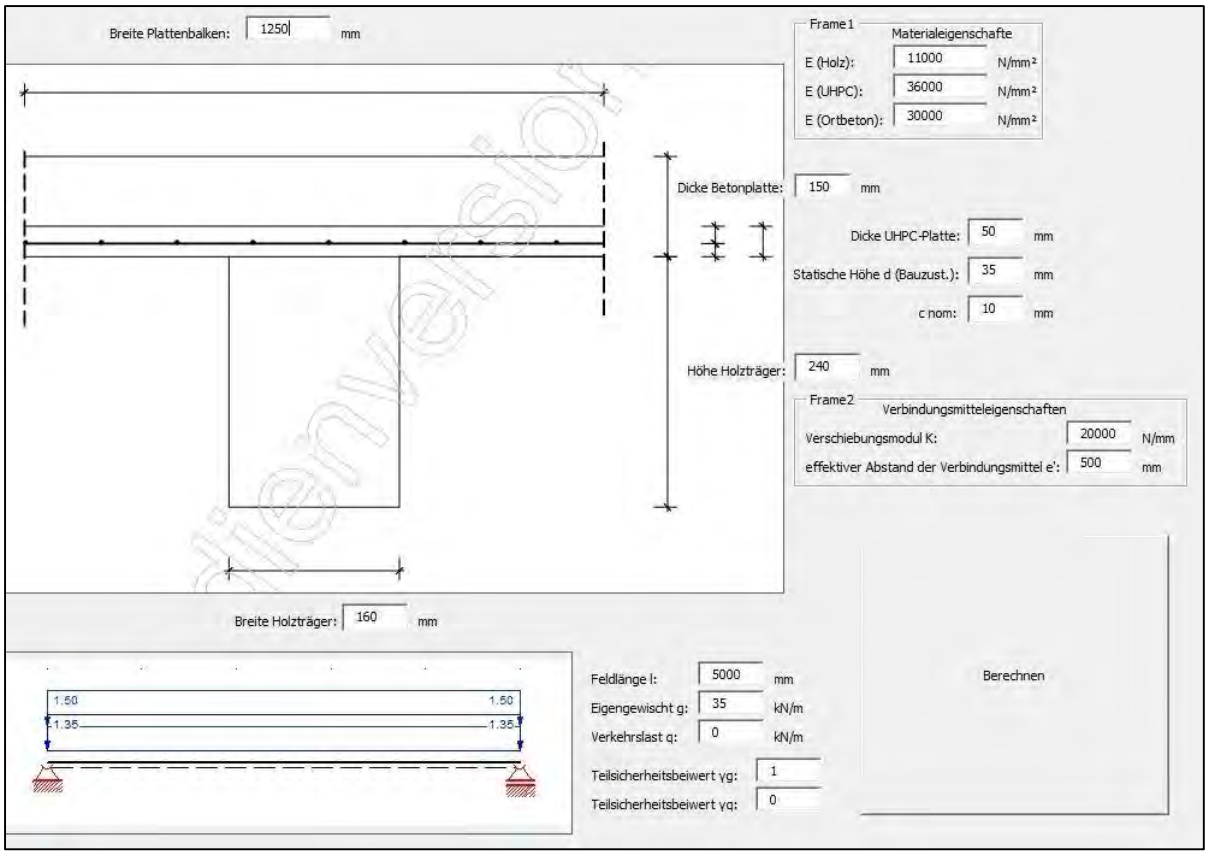


Abbildung 4.1: Eingabemaske für γ-Verfahren

Tabelle 4-1: Ergebnis-Tabelle der Laststufen

	Einheiten							
Linienlast [kN/m]	kN/m	10	15	20	25	30	35	40
Max Moment [Nmm]	Nmm	31250000	46875000	62500000	78125000	93750000	109375000	125000000
Max Querkraft [N]	N	25000	37500	50000	62500	75000	87500	100000
σ Beton [N/mm²]	N/mm²	-0,21	-0,31	-0,42	-0,52	-0,63	-0,73	-0,84
σ Holz [N/mm²]	N/mm²	0,95	1,43	1,91	2,38	2,86	3,34	3,81
σ Beton,m [N/mm²]	N/mm²	4,75	7,12	9,50	11,87	14,24	16,62	18,99
σ Holz,m [N/mm²]	N/mm²	2,98	4,48	5,97	7,46	8,95	10,45	11,94
Schubspannungen Holz [N/mm²]	N/mm²	0,25	0,37	0,49	0,62	0,74	0,86	0,99
Beanspruchung einer Schubnocke [kN]	kN	14,64	21,96	29,28	36,60	43,92	51,24	58,56
Ausnutzungsgrad Normalspannung Holz		0,05	0,07	0,09	0,12	0,14	0,17	0,19
Ausnutzungsgrad Schubspannung Holz		0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,09	0,10
M eds [Nmm]	Nmm	21766607	32649911	43533215	54416519	65299822	76183126	87066430
μ eds		0,03	0,05	0,06	0,08	0,10	0,11	0,13
ω (aus Tabelle 3 -> Index-Funktion)		0,0306	0,0515	0,0515	0,0836	0,1057	0,117	0,1401
As1 erforderlich[cm²]	cm²	2,27	3,95	3,58	6,36	8,16	8,90	10,80
As vorh [cm²]	cm²	4,19	4,19	4,19	4,19	4,19	4,19	4,19
As vorh/As1		0,54	0,94	0,86	1,52	1,95	2,13	2,58
l/300 [mm]	mm	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7
w äußere Last [mm]	mm	5,9	8,8	11,8	14,7	17,7	20,6	23,6
GZG (l/300)/w		0,35	0,53	0,71	0,88	1,06	1,24	1,41
Rechnung ohne effektive Querschnittswerte:	Höhe im Querschnitt:							
Spannung oberer Rand Beton σ [N/mm²]	39	-5,30	-7,94	-10,59	-13,24	-15,89	-18,54	-21,19
Spannung unterer Rand Beton σ [N/mm²]	24	4,88	7,32	9,76	12,19	14,63	17,07	19,51
Spannung oberer Rand Holz σ [N/mm²]	24	-2,03	-3,05	-4,06	-5,08	-6,09	-7,11	-8,13
Spannung unterer Rand Holz σ [N/mm²]	0	3,94	5,91	7,88	9,84	11,81	13,78	15,75

Wie in Tabelle 4-1 zu erkennen ist, werden die Werte grün eingefärbt, sobald die Versagenslast der Verbindungsmittel erreicht ist. Zusätzlich wurde noch ein Schnittkraftverlauf über die

Verbundträgerhöhe generiert, der die Spannungen visuell verdeutlichen soll (siehe Abbildung 4.2).

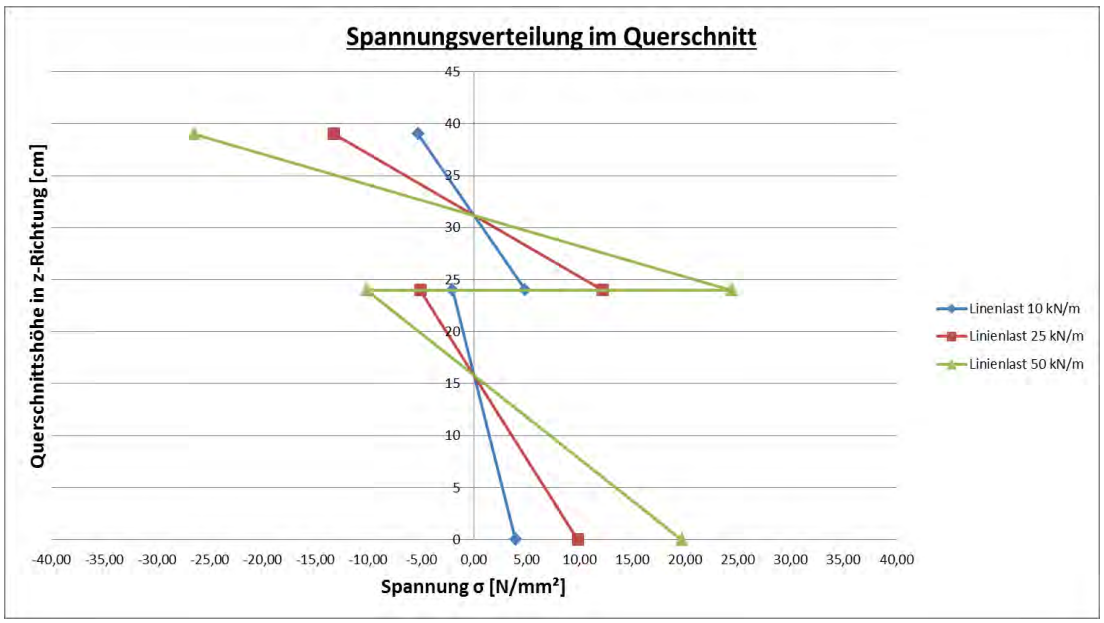


Abbildung 4.2: Innerer Spannungszustand im HBV-Träger

Um ein Betonzugzonenversagen zu vermeiden, wurde unter Verwendung einer Indexfunktion die Bewehrungsbemessung mit dem ω-Verfahren in die Tabelle eingepflegt. Die mit rot markierten Zellen (siehe Tabelle 4-1) zeigen eine überschrittene Ausnutzung der im Vorfeld überschlägig gewählten Q 335 A Bewehrungsmatte. Die erforderliche Bewehrung ist der Laststufe des Versagensfalls anzupassen. Die Entwicklung der Spannungen in den Teilquerschnitten ist in der folgenden Abbildung dargestellt.

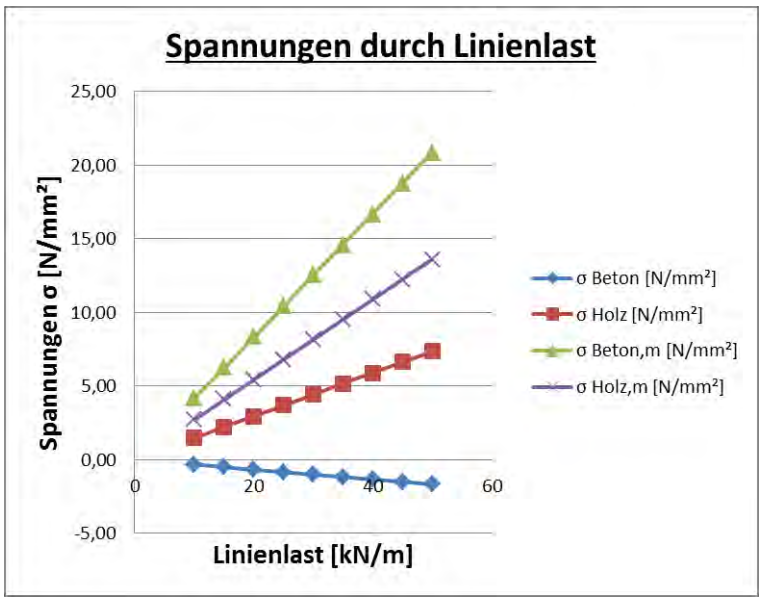


Abbildung 4.3: Spannungsentwicklung des Inneren Kraftzustands

4.2 Berechnung mit Stabwerksmodellen

Das genauste Berechnungsverfahren für die Berechnung von HBV-Systemen ist das EDV gestützte Stabwerksmodell. Mit diesem Modell lassen sich Träger und Platten jeglicher Art berechnen. Die Lagerung, die Belastung oder der Verbindungsmittelabstand sind frei wählbar und wirken sich nicht negativ auf die Genauigkeit des Berechnungsverfahrens aus. Grundlegend für die Modellierung ist das Aufteilen des Trägers in seine Teilquerschnitte (siehe Abbildung 4.4). So entsteht ein Träger, der aus Ober- und Untergurt besteht. Die Gurte sind entweder mit Pendelstäben oder mit Kragarmen miteinander verbunden.

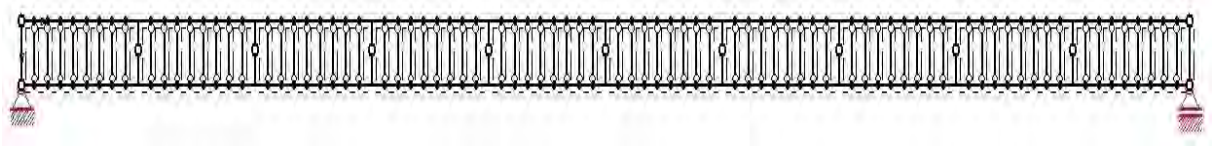


Abbildung 4.4: Verbundträger als Stabwerksmodell

Der Obergurt besitzt die Eigenschaften des Betonquerschnitts. Der Untergurt wird mit den Querschnittseigenschaften des Holzträgers versehen. Um die Verbindungsmittel zu simulieren, können diese entweder als Kragarm oder als Fachwerkdiagonale angenommen werden (siehe Abbildung 4.5).

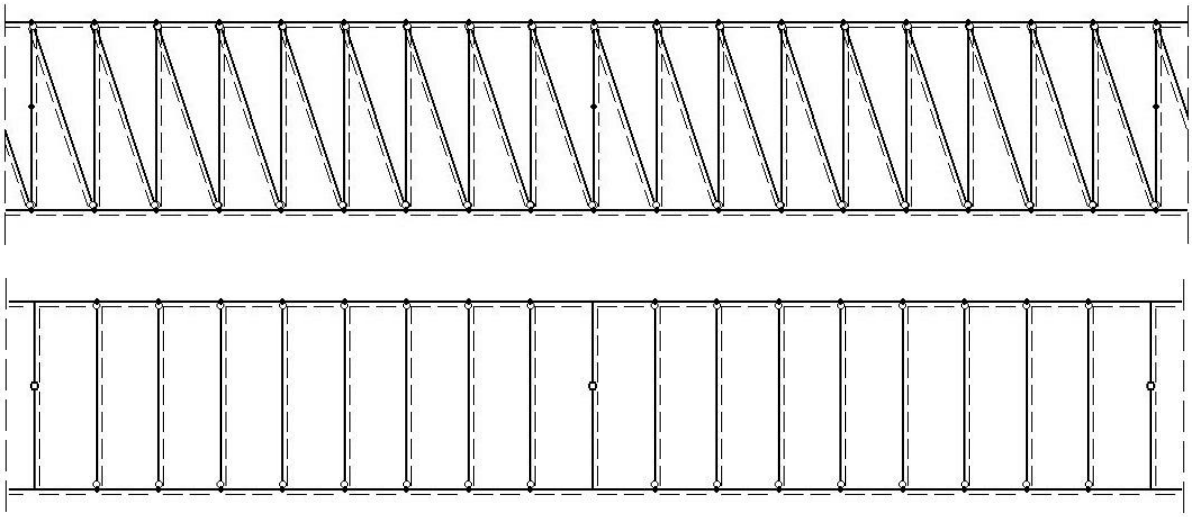


Abbildung 4.5: Möglichkeiten zur Umsetzung des Fachwerksmodells, Fachwerkdiagonale (oben), Kragarm (unten)

Die Verwendung von Fachwerkdiagonalen hat den Nachteil, dass die Querkraftverläufe nicht mehr den real wirkenden Kräften entsprechen. Aus diesem Grund wird in [4] empfohlen, die Simulation mit Hilfe von Kragarmen als Verbindungsmitteln zu benutzen. Bei der Kragarmsimulation werden Pendelstützen eingefügt, um die Verformungsgleichheit der beiden Gurte zu gewährleisten. Werden diese in zu großen Abständen eingefügt, so kommt es zu einer Überschätzung der wirkenden Momente. Ein weiteres Resultat dieser Berechnung ist die Ermittlung der Beanspruchung jedes einzelnen Verbundmittels. Die Querkraft an den Kragarmen kann als abscherende Kraft, welche auf das Verbundmittel wirkt, interpretiert werden. Die Berechnung der Biegesteifigkeit des Kragarmes hängt vom Aufklaffen der Verbundfuge ab. Hierzu kann es durch Verformungen des Obergurts im Bereich der Verbindungsmittel infolge exzentrischer Lasteinleitung zum Aufklaffen der Fuge kommen. Das Stabwerkmodell des Verbindungsmittels kann wie in Abbildung 4.6 dargestellt angenommen werden.

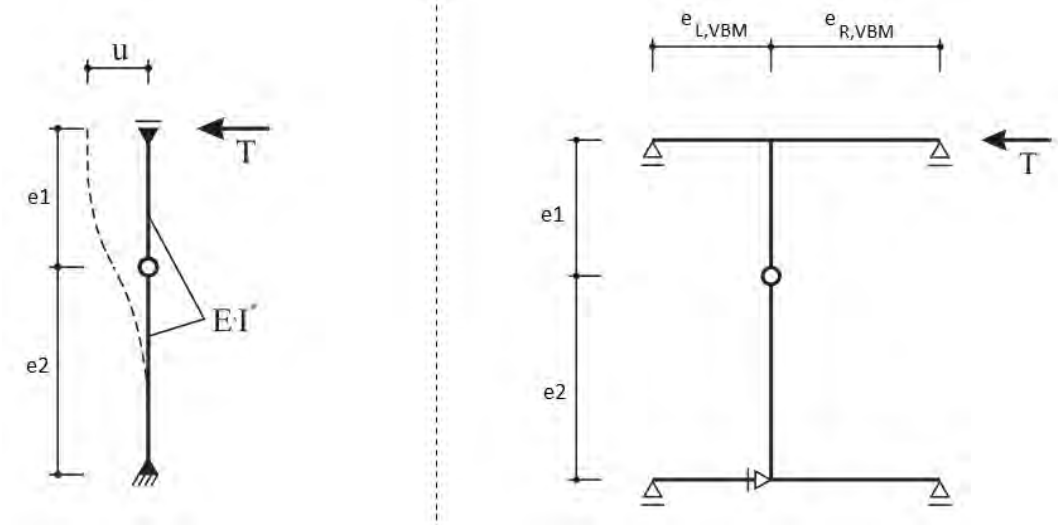


Abbildung 4.6: Modell des Verbindungsmittels mit aufklaffender Verbundfuge (links) und ohne (rechts) [5]

Die Berechnungen nach beiden Ansätzen (γ-Verfahrens und Stabwerksprogramm) wurden bei der Planung und der Dimensionierung der Biegeversuche durchgeführt und miteinander verglichen. Das Stabwerksprogramm liefert vermutlich realistischere Ergebnisse über die Verteilung der Schnittkräfte in den einzelnen Querschnitten und in den Bereichen der Verbindungsmittel. Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden der Vorversuch und die Hauptversuche der großmaßstäblichen Versuche dimensioniert. Das Ziel war, die Versuchskörper so zu dimensionieren, dass während des Versuchs ein Versagen durch das Abscheren der Schubnocken (Verbindungsmittel) auftritt. In der folgenden Abbildung ist ein Beispiel für die mit Hilfe des Stabwerksmodells berechneten Schnittkräfte der Verbundteilquerschnitte dargestellt.

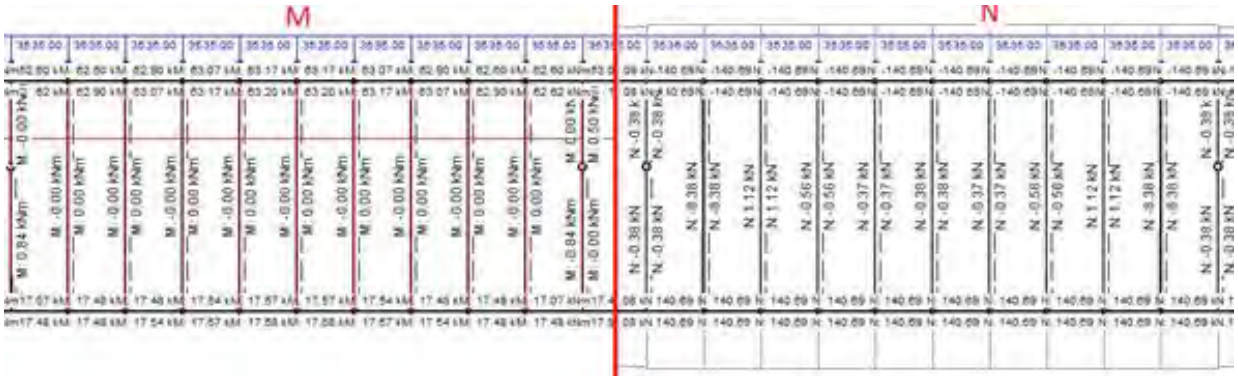


Abbildung 4.7: Mit Hilfe des Stabwerksmodells berechnete Schnittkräfte

5 Großmaßstäbliche Versuche (3-Punkt Biegeversuche)

5.1 Idee des Deckensystems

Die Idee hinter dem Deckensystem ist die Fertigung eines Halbfertigteils in HBV-Bauweise. Dieses soll als PI-Platte erstellt werden. Die beiden Stege der Pi-Platte sollen aus Konstruktionsvollholz gefertigt sein und mit dem Verbundsystem aus hochfestem Betonschubnocken mit der Halbfertigteilplatte, welche ebenfalls aus HPC (hochfester Beton) besteht, verbunden sein. Dieses Halbfertigteil wird dann vom Fertigteilwerk mit einem LKW auf die Baustelle transportiert, dort eingebaut und mit Normalbeton ergänzt (siehe Abbildung 5.1). Somit gewinnt die Transportfähigkeit des Deckensystems besondere Gewichtung, so wie es auch bei Elementdecken gemacht wird.

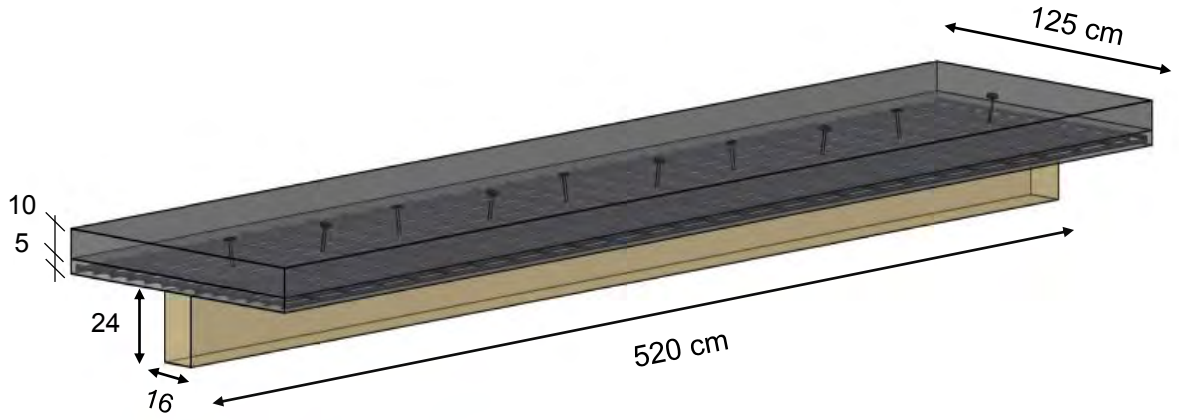


Abbildung 5.1: Darstellung des Plattenbalkens für den Vorversuch (3-Punkt Biegeversuche)

5.2 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden im Rahmen dieses Forschungsprojekts fünf großmaßstäbliche Versuche hergestellt und durchgeführt (3-Punkt Biegeversuche), darunter ein Vorversuch, der als Referenzversuch diente, und vier weitere Versuche mit jeweils einem veränderten Parameter.

Die bei dem Vorversuch festgelegten Randbedingungen und Abmessungen wurden für die folgenden Versuche beibehalten. Es wurde lediglich an einem Parameter Veränderungen durchgeführt, um die daraus resultierenden Auswirkungen auf das Gesamtsystem zu untersuchen.

Die Parameter, die bei den Biegeversuchen nicht verändert wurden, sind:

- Feldspannweite von 5,0 m und Trägerlänge von 5,2 m
- Betonplattenbreite von 1,25 m
- Bewehrungsmatte (B500B)
- Holzquerschnitt b/h = 16/24 cm
- Festigkeitsklasse des Nadelholzes C24
- Betongüte der Ortbetonergänzung C20/25 (UNI11-Mischung der Firma Trapobet)

- HPC C100/115 (Mischung nach Mischentwurf aus Kapitel 3.3)
- Die Bohrungstiefe von 6 cm und Neigung von 10°
- HPC-Deckendicke von 5 cm
- Abstand des ersten Nocken zur Stirnholzseite von 35 cm

Die Versuchsparameter, die verändert wurde sind:

- Dicke der Ortbetonergänzung
- Abstand und Anzahl der Schubnocken

Die folgende Tabelle zeigt eine Übersicht über die durchgeführten Versuche und deren Parameter.

Tabelle 5-1: Versuchsprogramm für die Biegeversuche

Versuch	Abstand / Anzahl der Schubnocken [cm]	Dicke der Betonplatte HPC / Normalbeton [cm]	Herstelltag
Vorversuch (Ref.)	50 / 10	5 / 10	07.08.2015
Versuch 1 (nur HPC)	50 / 10	5 / 0	07.09.2015
Versuch 2 (6 Nocken)	75 / 6	5 / 10	09.09.2015
Versuch 3 (h = 10 cm)	50 / 10	5 / 5	15.09.2015
Versuch 4 (12 Nocken)	25 / 20	5 / 10	17.09.2015

5.3 Dimensionierung der Versuchskörper

➢ Abmessungen der Plattenbalken

Für Holzbalkendecken wird gewöhnlich ein Balkenraster von 62,5 cm gewählt. Da davon auszugehen ist, dass die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Decke durch den Verbund mit hochfesten Beton erhöht werden, wurde das Raster auf 1,25 m vergrößert. So ergibt sich eine Bauteilbreite von 2,5 m für eine Pi-Platte. Die Transportfähigkeit ohne Sonderzulassung ist bis Transporterbreiten von 2,5 m gegeben. Auf die Prüfung eines ganzen Pi-Plattenstreifens wurde auf Grund der Symmetrie verzichtet werden. So wurden die Versuchskörper als Plattenbalken mit einer Breite von 1,25 m gefertigt (siehe Abbildung 5.1). Die HPC-Platte wird in einer Stärke von 5 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 Plattenbalkens wurde auf 5 m Feldspannweite festgelegt, da solche Spannweiten häufig in der Baupraxis vorkommen. Der Überstand betrug 10 cm, womit der Träger eine Gesamtlänge von 5,2 m aufwies. Der Holzbalken hat einen Querschnitt von b/h =16 /24 cm.

➢ Auswahl der Verbindungsmittel

Als Verbindungsmitteln wurden Schubnocken mit Doppelkopfankern ausgewählt (siehe Abbildung 5.2). In den Push-out-Versuchen zeigte diese Schubnockenbewehrung das duktilste Verhalten. Zusätzlich erfüllen die Doppelkopfanker im Halbfertigteil durch das Herausragen aus der HPC-Platte, die Aufgabe als Verbundbewehrung (siehe Abbildung 5.1). Da der HPC selbstverdichtende Eigenschaften besitzt, bildet sich eine annähernd glatte Fuge aus. Auf das Aufrauen der Arbeitsfuge wurde verzichtet, da rechnerisch eine ausreichend Kapazität zur Übertragung von Schubkräften besteht.

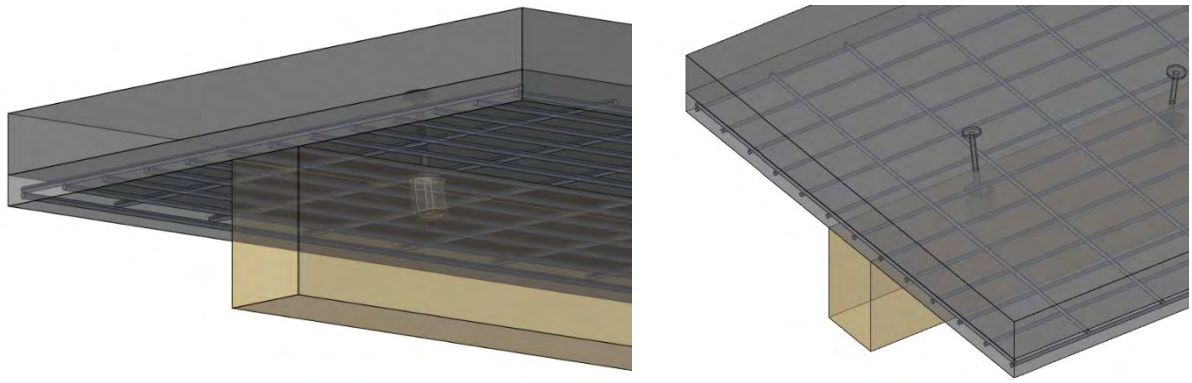


Abbildung 5.2: Schubnocken mit Doppelkopfanker als Verbindungsmittel

➢ Angestrebtes Versagen

Die Dimensionierung der Versuchskörper orientiert sich an den Versuchsergebnissen der Push-out-Versuche. Ziel ist es, das Verbundmittel zum Versagen zu bringen, um über eine Rückrechnung den realen k-Wert (Verschiebungsmodul) zu ermitteln. Dieser Wert könnte als Grundlage für ein Ingenieurmodell herangezogen werden, mit dem eine wirtschaftliche und sichere Berechnung dieses HBV-Systems möglich wäre. Der Versagenszustand wurde mit dem γ-Verfahren iterativ ermittelt. Grundlage hierfür waren die Versuchsergebnisse aus der Serie V3, bei dem die Belastbarkeit der reinen Nocke untersucht wurde. Bei den verwendeten Nocken ergab sich eine Versagenslast von ca. 50 kN pro Nocken (siehe Kapitel 3.6). Diese Versagenslast wurde rechnerisch mit dem γ-Verfahren erreicht, ohne ein Versagen der anderen am Lastabtrag beteiligten Komponenten zu bewirken. Die Eckdaten dieser iterativen Näherung wurden mit dem Stabwerksmodell nachgebildet und bestätigt. Es zeigt sich, dass aufgrund der vermeintlich genaueren Berechnung des Stabwerksmodells sich die Beanspruchungen der Verbindungsmittel erwartungsgemäß so umverteilen, dass die Schubnocken 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.

5.4 Verwendete Materialien und Herstellung der Versuchskörper

➢ Hochfester Beton (HPC)

Bei dem verwendeten HPC handelt es sich um einen selbstverdichtenden Beton der Firma DUCON, welcher nur mit Zuschlägen ≤ 2 mm hergestellt wird (siehe Tabelle 3-3 in Abschnitt 3.3). Die Festigkeitsklasse des Betons entspricht etwa C100/115.

Um die Festbetoneigenschaften zu bestimmen, wurden aus jeder Charge jeweils 7 Würfel (a = 150 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit, 6 Zylinder (d = 150 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit 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 sind in Tabelle 3-4 zusammengefasst. Darüber hinaus sind die Betonagedaten und die dazugehörigen Versuchskörper aufgelistet

Abbildung 5.3 zeigt das Ausbetonieren der Nockeneinfräsung. Durch die Fließfähigkeit des HPCs ist dies problemlos möglich.

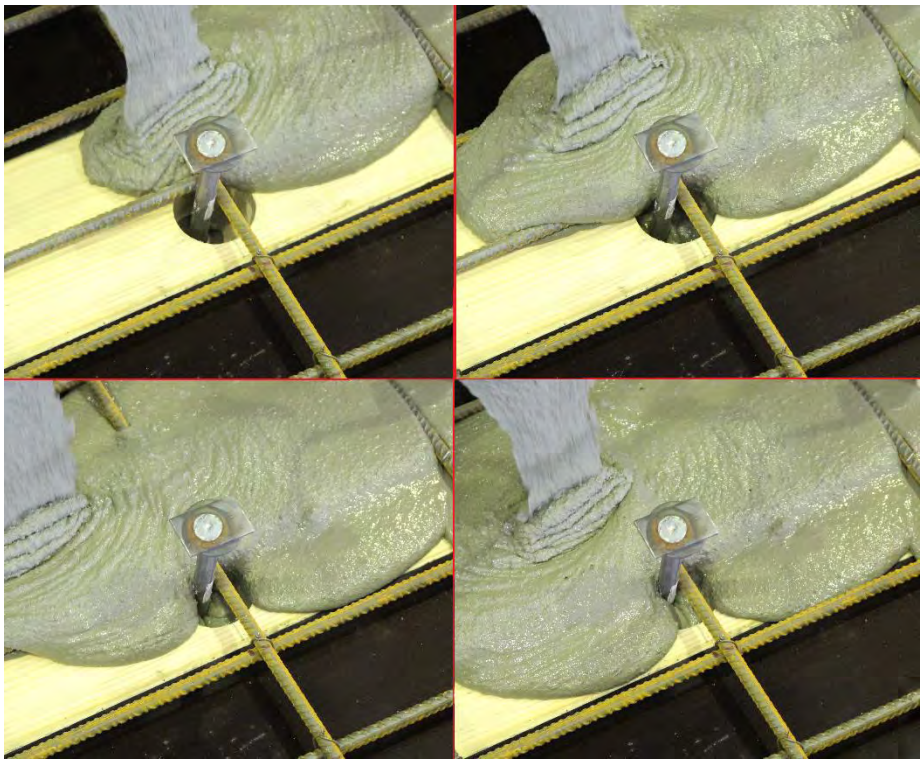


Abbildung 5.3: Ausbetonieren der Schubnocken mit Doppelkopfanker

Tabelle 5-2: Materialkennwerte des verwendeten hochfesten- und Normalbetons für die jeweiligen Versuchskörper

				Hochfester Beton								Betonergänzung	
Versuchs-bezeichnung	Betonage	Herstelltag	Prüftag	Betondruckfestigkeit fc N/mm²				Biegzug-festigkeit N/mm² (Prismen)	Druck-festigkeit N/mm² (Prismen)	Spaltzug-festigkeit N/mm² (Zylinder)	E-Modul N/mm² (Zylinder)	Druckfestigkeit N/mm² (Würfel)	
				Würfel			Zylinder						
				n. 2 d	n. 28 d	am Prüftag						n. 28 Tagen	
Ref. 10 VM	Vorversuch	07.08.2015	25. Aug	76,89	94,46	89,17	87,37	8,75	96,01	5,03	31160,41	30,33*	38,50*
Nur HPC	Versuch 1	07.09.2015	30. Sep	68,60	98,35	99,80	91,01	9,34	94,30	4,45	32925,67	keine	keine
6 VM	Versuch 2	09.09.2015	02. Okt	78,97	105,37	110,61	112,62	8,97	96,00	4,90	34976,44	48,58	51,52
Dicke 10 cm	Versuch 3	15.09.2015	05. Okt	81,73	106,86	98,89	99,15	8,19	95,61	5,23	33507,23	42,10	45,69
20 VM	Versuch 4	17.09.2015	06. Okt	74,71	104,74	93,42	99,11	7,30	84,65	5,25	--	37,27	42,27

* **Probenform: Zylinder**
VM Verbundmittel
-- wurde nicht gemacht
Der Prüftag entspricht dem Versuchstag ± 2 Tag

- Normalbeton

Als Ortbetonergänzung wurde Beton der Festigkeitsklasse C20/25 verwendet. Der Beton wurde von der Firma TBG Westpfalz aus Pirmasens geliefert. Die Mischungsberechnung ist im **Anhang C** beigefügt. Zur Überprüfung der Betoneigenschaften wurden pro Betonage mindestens sechs Probewürfel erstellt. Die Prüfergebnisse sind der Tabelle 5-2 zu entnehmen.

- Holz

Für den Vorversuch wurde ein Holzträger von der Firma Ochs aus Kirchberg bereitgestellt. Der Holzträger wurde schon mit den fertigen Einfräsungen an die TU geliefert. Bekannt war bis dahin nur, dass die Festigkeitsklasse des Holzes sich auf C24 belief und es sich um Konstruktionsvollholz handelt. Es stellte sich heraus, dass der Träger ein Duo-Balken nach Z-9.1-440 mit der oben genannten Festigkeitsklasse war. Duo-Balken sind eine Art Konstruktionsvollholz (KVH), welche aus zwei Balken zusammen geleimt wurden. Durch diese Verbindung wird die Trockenrissentwicklung verringert. Das Verwinden des Holzträgers ist durch diese Art der Fertigung ebenfalls geringer (siehe Abbildung 5.4).

Abbildung 5.4: Vergleich Duo-Balken (links) und normaler KVH-Balken (rechts)

Der E-Modul dieser Träger darf von den charakteristischen Werten der DIN EN 338 abweichen. So steigt dieser von 11.000 N/mm² auf 11600 N/mm² laut Zulassung. Bei den anderen Versuchskörpern (V1-V4) wurden Holzträger aus Konstruktionsvollholz der Sortierklasse S10 nach DIN 4074 mit einer Holzfeuchte von 15% ±3% nach technischer Trocknung verwendet. Nach DIN 1052 entspricht die Sortierklasse S10 der Festigkeitsklasse C24. Diese sind gehobelt und gefast. Das Holz stammte von Fichten oder Tannen. Die Holzbalken wurden aus 13 m langen Trägern auf 5,2 m Länge geschnitten. Die Abmessungen des Querschnitts sind wie in den vorherigen Kapiteln beschrieben auf 16 cm Breite und 24 cm Höhe festgelegt.

- Bewehrung

Die Bewehrung besteht aus handelsüblichem gerippten B500B Bewehrungsstabstahl nach DIN 488-2. Die Streckgrenze beträgt 500 N/mm². Der Elastizitätsmodul ist mit 210.000 N/mm² anzusetzen. Der verwendete Bewehrungsstahldurchmesser beträgt 10 mm. Die Bewehrungsstäbe wurden in 12 m langen Stäben geliefert und händisch auf die notwendige Länge zugeschnitten. Die Längsbewehrung der Betonplatte wurde mit 5,18 m langen Stäben pro 10 cm Bauteilbreite ausgeführt. Die Querbewehrung besteht aus 1,2 m langen Stäben und wurde alle 20 cm verlegt. Die Bewehrungsstäbe wurden händisch zusammen geknüpft.

- Verbindungsmittel

Das Verbindungsmittel des Holz-Beton-Verbunds ist bei diesen Versuchen eine zylindrische Schubnocke aus HPC. In den Holzbalken wird mit einer modernen Abbundmaschine eine zylindrische Bohrung eingefräst. Diese Art der Produktion wurde nur bei dem Vorversuch verwendet. Alle anderen Träger wurden im Labor mit einer handelsüblichen Bohrmaschinenführung und einem Forsterbohrer vorbereitet. Die Bohrung misst entlang der Schwerachse des Zylinders sechs Zentimeter. Der Durchmesser der Bohrung beträgt 60 mm. Die Bohrung ist um 10° zur horizontalen Achse geneigt (siehe Abbildung 5.5). Der Randabstand der Bohrung zur Holzaußenkante beträgt bei allen Versuchen zwei Zentimeter. In diese Bohrung wird ein HBV Doppelkopfanker der Firma Halfen eingesetzt. Der Doppelkopfanker hat eine Länge von 185 mm und einen Schaftdurchmesser von 14 mm. Er dient zur Bewehrung der Schubnocke und wird mit seiner ganzen Länge in die Betonplatte einbetoniert. Die Dübel wurden vor dem Betonieren der Versuchskörper mit Heißkleber oder Zweikomponentenkleber festgeklebt.

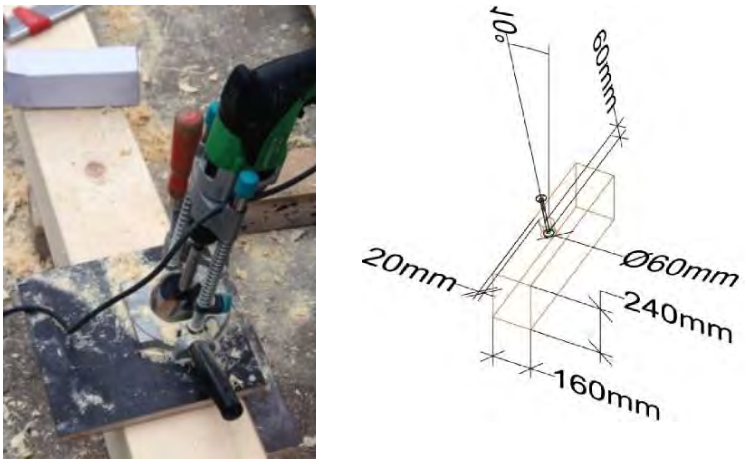


Abbildung 5.5: Herstellung und Abmessungen der Schubnocke

Durch das Ausbetonieren der Einfräsungen mit dem hoch fließfähigen, selbstverdichtenden Beton wird der monolithische Verbund zwischen Nocke und Betonplatte hergestellt.

5.5 Versuchsaufbau und Messtechnik

Der Versuch wird an einem mit realistischen Abmessungen gefahren. Hierbei wird der Träger auf zwei Rollenlagern aufgelegt. Um ein Eindrücken der Rollen in das Holz zu verhindern, wird die Lasteinleitungsfläche durch Stahlplatten zwischen Holz und Rollenlager erhöht. Der Aufbau ist ein 3-Punkt Biegeversuch. Die Belastung wird mit einem weggesteuerten Hydraulikzylinder in Feldmitte aufgebracht. In Abbildung 5.6 ist der Versuchsaufbau mit der angebrachten Messtechnik dargestellt.

Abbildung 5.6: Versuchsaufbau und Messtechnik, 3-Punkt Biegeversuche

- Lastaufbringung

Die Last wird weggesteuert mit einem servohydraulischen Zylinder aufgebracht. Eine integrierte Kraftmessdose misst die Zylinderkraft. Die Last wurde in Stufen von 10 kN oder 5 kN aufgebracht. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,8 mm/min. Beim Erreichen der mutmaßlichen Gebrauchslast (50 kN) wurde der Träger wieder entlastet. Darauf folgt eine erneute Belastung. Dies wurde fünfmal wiederholt. Danach wurde der Träger bis zum Versagen weiterbelastet.

- Anordnung der Messtechnik

Für die Messung der Durchbiegung und der gegenseitigen Verschiebung (Schlupf) zwischen Betongurt und Holzbalken wurden induktive Wegaufnehmer mit Messlängen zwischen 10 und 50 mm verwendet. Die Wegaufnehmer wurden so angebracht, dass die Durchbiegung sowohl des Holzbalkens als auch des Betongurts an drei Stellen entlang des Trägers gemessen wurden. Der Schlupf in der Verbundfuge an den Stellen der Verbindungsmittel wurde wegen der Symmetrie nur an einer Seite des Trägers aufgezeichnet und zwar an den äußeren vier Verbindungsmitteln (siehe Abbildung 5.7).

An der Längsbewehrung in der Betonplatte und an der Vorder- und Rückseite der Doppelkopfanker wurden Dehnmesstreifen (DMS) angebracht.

Die DMS wurden auf den Doppelkopfankern so befestigt, dass sie genau in der Schubfuge liegen. An dieser Stelle wurden die größten Verformungen erwartet. Es wurde jeweils ein DMS auf die Vorder- und Rückseite des Schafts geklebt um die Biegung zu verdeutlichen. Wegen

der Symmetrie wurden auch hier nur die Dehnung der äußeren vier Verbindungsmittel (siehe Abbildung 5.7), gemessen.

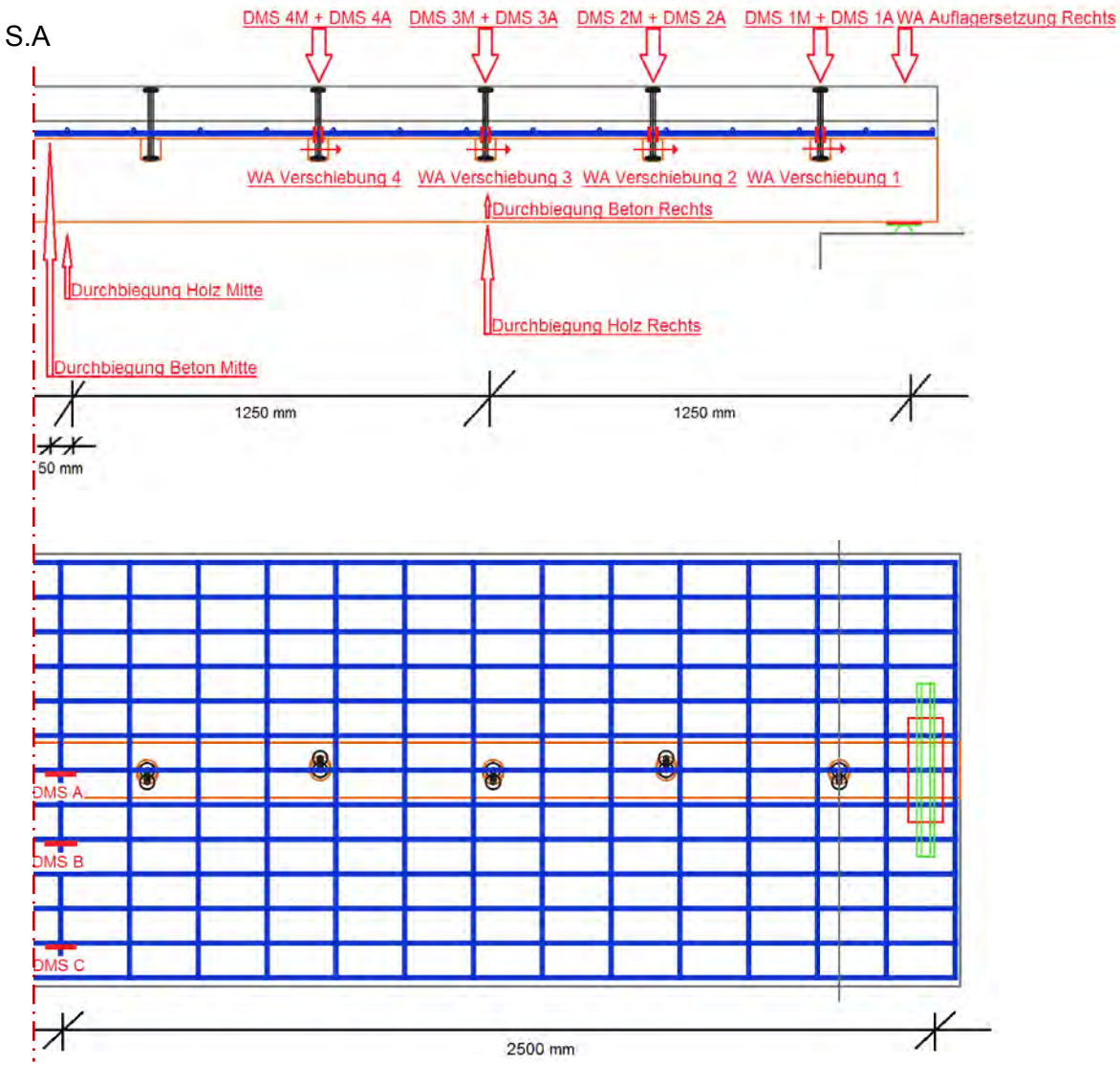


Abbildung 5.7: Anordnung der Messtechnik

Vor dem Aufbringen der DMS wurden an den Längsbewehrungsstäben zuerst die Rippen grob entfernt und danach der Bereich mit Schmirgelpapier der Körnung 400 glatt geschliffen. Abbildung 5.8 zeigt einen auf einen Doppelkopfanker aufgeklebten DMS. Die verwendeten DMS hatten eine Gitterlänge von 6 mm.

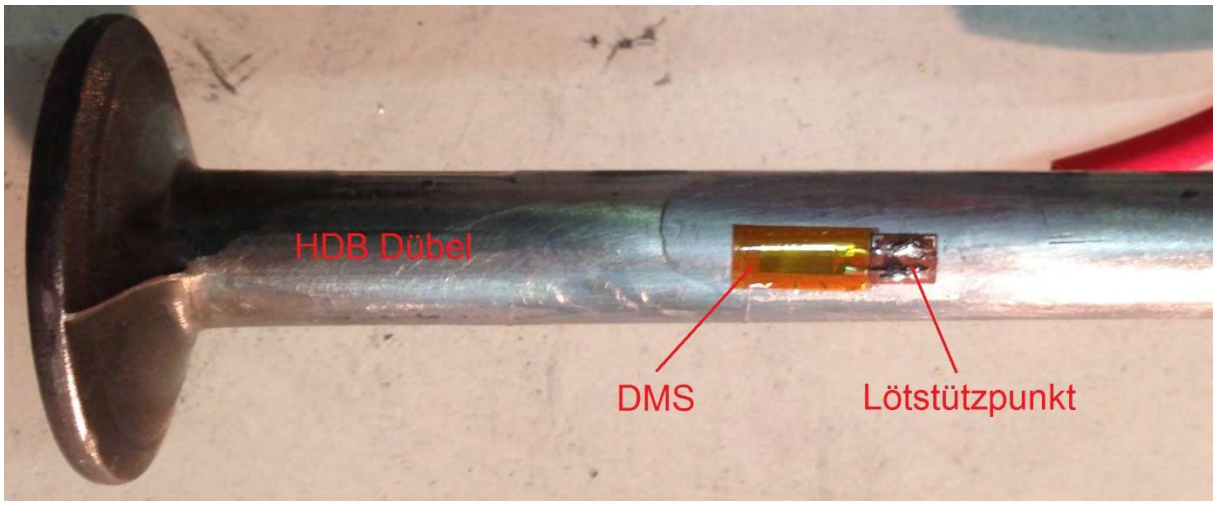


Abbildung 5.8: Anbringung der DMS auf dem Doppelkopfanker

Die Anordnung der Messtechnik hat sich im Verlauf der Versuche etwas verändert. So wurden beim Tastversuch, wie in Abbildung 5.7 gezeigt, die Messtechnik am Träger angebracht. Nach Auswertung der gemessenen Werte zeigte sich, dass die Auflagerverformungen so gering waren, dass sie vernachlässigt werden konnten. So wurde bei der Durchführung der Hauptversuche dieser Wegaufnehmer weggelassen. Bei allen Hauptversuchen wurde außerdem auf beiden Seiten der Schlupf am Trägerende gemessen.

5.6 Auswertung der Biegeversuche

Um eine umfassende Beurteilung der Ergebnisse vorzunehmen, wurden die während der Versuche aufgezeichneten Daten ausgewertet. Wichtige Kenngrößen sind die Last und die zugehörige, Durchbiegung, sowie die erreichte Traglast. Zur Veranschaulichung werden Kraft-Weg-Diagramme erstellt.

5.6.1 Allgemeines Tragverhalten der HBV-Träger

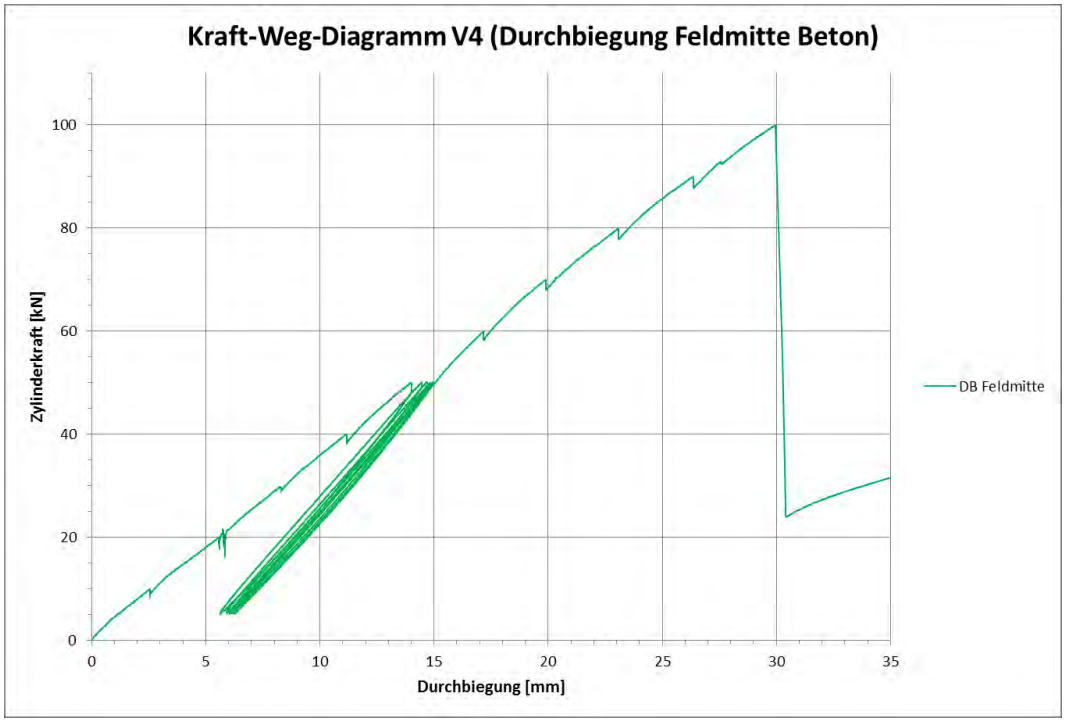


Abbildung 5.9: Kraft-Weg-Diagramm für Versuch V4 (Durchbiegung Betongurt in Feldmitte)

Der Versuchsablauf lässt sich aus den aufgezeichneten Daten gut nachvollziehen. Bei diesen weggeregelt gefahrenen Versuchen ist deutlich zu erkennen, dass nach dem Erreichen einer Laststufe ein geringer Abfall der aufgebrachten Kraft stattfindet (siehe Abbildung 5.9). Nach dem fünfmalige Anfahren der Gebrauchslast (50 kN) mit darauffolgender Entlastung auf 5 kN lässt sich eine verbleibende Verformung erkennen. Im Beispiel des Versuchs 4 sind es ca. fünf Millimeter bleibende Verformung im entlasteten Zustand. Es ist auch ein leichter Abfall der Steifigkeit infolge dieser Lastwechsel zu erkennen. Danach steigt die Last-Verformungskurve wieder annähernd linear an, bis die Zylinderkraft abrupt abfällt, was mit einem Biegeversagen des Holzträgers einhergeht. Die Durchbiegungen wurden separat an dem Holz- und dem Betonquerschnitt ermittelt. Dabei sind die Durchbiegungen der Betonplatte im Schnitt um 0,7 mm größer als die des Holzes. Dies hängt damit zusammen, dass die Messung an der Betonplatte an den auskragenden Plattenteilen vorgenommen wurde und sich der Träger während des Versuchs womöglich leicht verdreht hat

Die gegenseitige horizontale Verschiebung (Schlupf) zwischen Betonplatte und Holzträger ist ein wichtiges Zeichen, wie steif oder wie nachgiebig der Verbund durch die Schubnocken ist. Die Verschiebung wird in Abhängigkeit zur aufgebrachten Zylinderkraft betrachtet.

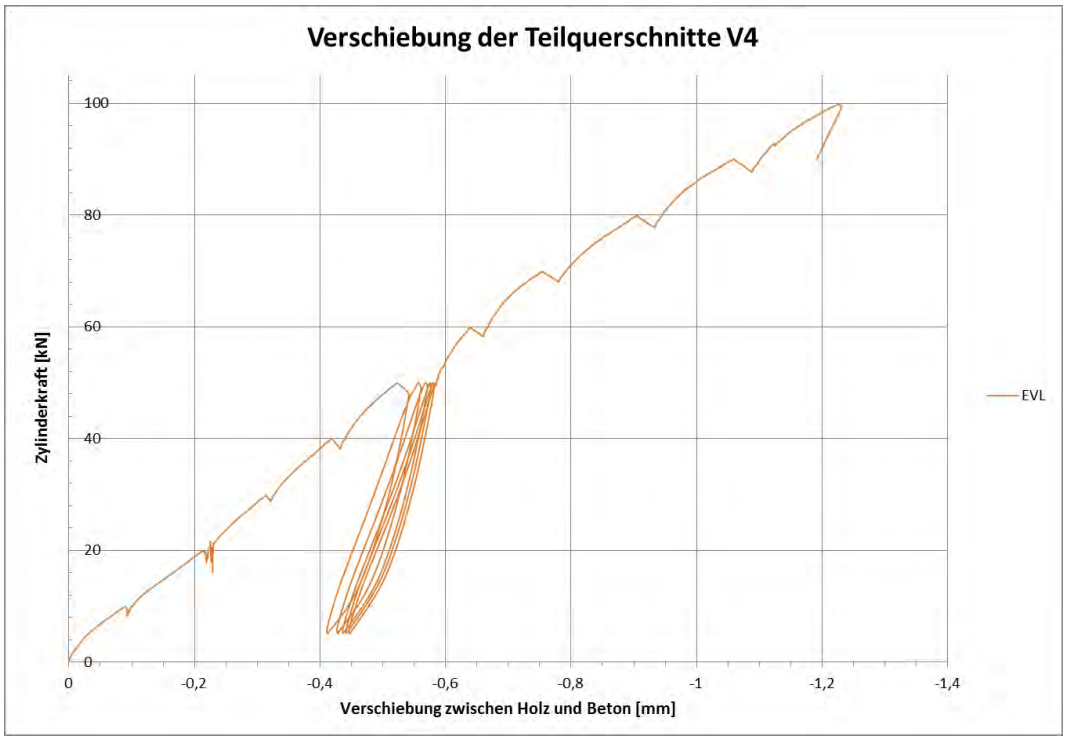


Abbildung 5.10: Verschiebung (Schlupf) zwischen den Teilquerschnitten, Versuch 4

In Abbildung 5.10 ist wieder ein leichter Lastabfall nach Erreichen jeder einzelnen Laststufe zu erkennen. Das wiederholte Aufbringen der Gebrauchslast bewirkt auch eine bleibende gegenseitige Verschiebung von ca. 0,4 mm im nahezu entlasteten Zustand (5 kN). Danach verläuft die Kurve nahezu mit der gleichen Steigung wie vor den Lastwechseln. Ab 80 kN Zylinderlast ist ein leichtes Abflachen der Steigung zu erkennen. Kurz nach Erreichen der 100 kN Grenze versagt der Holzträger und die gegenseitige Verschiebung nimmt etwas ab.

Die Messwerte der Dehnungsmessstreifen werden in Kraft-Dehnungs-Diagrammen ausgewertet. In Abbildung 5.11 sind die Dehnungen der Längsbewehrung in der HPC Platte dargestellt. Die Kurve steigt erst steil an, dann bei 16 kN ist ein Abflachen der Steigung zu beobachten. Danach bleibt die Steigung bis zur Gebrauchslast konstant. Auch hier ist nach dem Erreichen der einzelnen Laststufen wieder ein minimaler Abfall der Dehnungen zu beobachten. Nach dem nahezu vollständigen Entlasten bleibt eine Restdehnung in den Bewehrungsstäben von etwa 280 µm/m, was 0,28 ‰ entspricht. Nach den Lastwechseln steigt die Dehnung kontinuierlich weiter an bis der Träger versagt. Die Dehnungen in der Bewehrung bleiben unterhalb der mutmaßlichen Fließgrenze von 2,5 ‰.

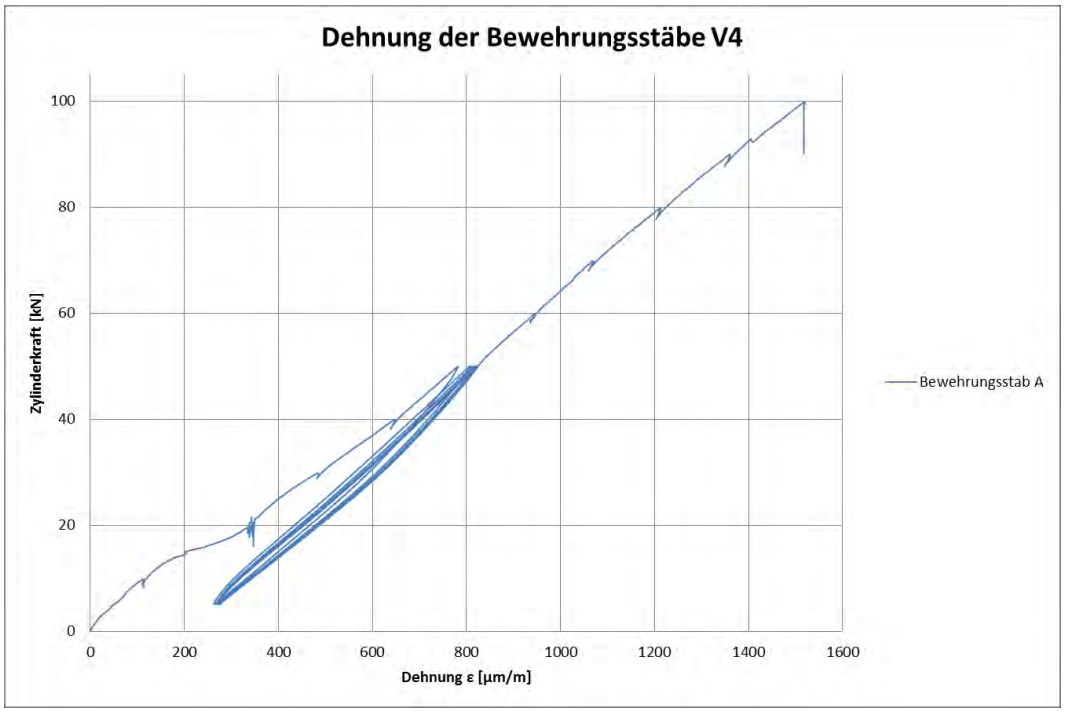


Abbildung 5.11: Dehnung der Längsbewehrung, Versuch 4

In Abbildung 5.13 sind die auf der Vorder- und Rückseite des Schafts des äußersten Schubnockens gemessenen Dehnungen des Versuchs 4 als Beispiel dargestellt. Es wurde deutlich, dass die Dehnungen der äußeren, auflagernahen Schubnocken tendenziell größer waren, als die der inneren, lastnahen. Aus dem Verformungsdiagramm in Abbildung 5.13 lässt sich ableiten, dass sich die Doppelkopfanker wie in Abbildung 5.12 - idealisiert dargestellt - verformen.

Abbildung 5.12: Links: Verformter Doppelkopfanker des Vorversuchs. Rechts: überhöhte, idealisierte Darstellung

Die Dehnung der zum Auflager zeigenden Seite des Dübels ist in dem Messbereich positiv, die der zum Mittelpunkt zeigenden ist negativ. Die Dehnungen auf der gezogenen Seite steigen nahezu linear an. Durch das Be- und Entlasten stellt sich eine bleibende Verformung von rund 0,4 ‰ ein. Nach den Lastwechseln bleibt die Steigung nahezu konstant bis eine Zylinderkraft von ca. 70 kN erreicht ist. Danach ist ein leichter Abfall der Kurve zu erkennen. Beim

Versagen ist in diesem Versuch (Versuch 4) die Nockenbewehrung noch nicht ins Fließen gekommen. Die Dehnung an der zur Mitte gewandten Seite des Doppelkopfankers steigt zu Beginn des Versuchs etwas flacher an und dann auch mit zunehmender Last immer weniger, bis sie beim Erreichen der Gebrauchslast von 50 kN nahezu konstant bleibt (Kurve verläuft senkrecht nach oben). Nach dem Entlasten verbleibt eine Reststauchung von rund 0,3 ‰. Nach den Lastzyklen bleibt die Spannung bis zum Bruch nahezu konstant. Dieses Verhalten lässt sich wie folgt erklären: durch den inneren Hebelarm zwischen der Druckkraft im Betongurt und der Zugkraft im Holzbalken entstehen neben der Längsschubkraft auch vertikale Kräfte in der Verbundfuge, die auch ein Abheben des Betongurts bewirken wollen. Dieses Abheben erzeugt vertikal gerichtete Zugkräfte in den – deshalb - geneigt eingebauten Schubnocken. Somit werden die Nocken nicht nur auf Abscheren beansprucht, sondern auch auf Herausziehen. Dadurch überlagern sich auf den jeweiligen Seiten des Schafts die Dehnungen bzw. Stauchungen infolge Biegung und die Dehnungen infolge der Zugkraft (sieh Abbildung 5.13). Auf der zur Last hin gewandten Seite vermindern die Dehnungen infolge der Zugkraft die Stauchungen infolge Biegung und auf der zum Auflager hin gewandten Seite addieren sich die Dehnungen aus der Zugkraft und der Biegung.

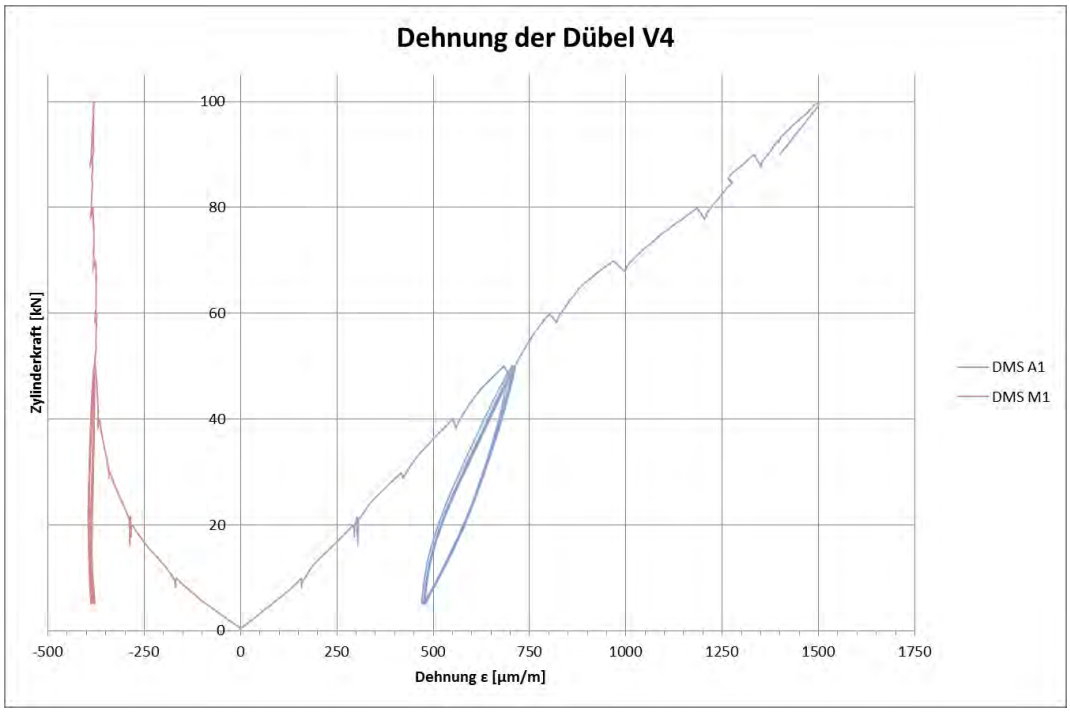


Abbildung 5.13: Dehnungen gemessen an dem Doppelkopfankers des ersten Schubnockens, Versuch 4

Im Folgenden werden die Ergebnisse der einzelnen 3-Punkt Biegeversuche in Form von Diagrammen, Tabellen und Fotos dargestellt und näher erläutert. Die Ergebnisse der Hauptversuche (Versuch 1-4) werden dabei mit denen des Vorversuchs verglichen, um den Einfluss des veränderten Parameters zu ermitteln.

5.6.2 Vorversuch

Der Vorversuch wurde zur Schaffung einer Vergleichsgrundlage durchgeführt. Die festgelegten Parameter dieses Versuches sind die Ausgangswerte von denen aus die weitere Planung erfolgte. Im Vorversuch wurden keine zyklischen Belastungen aufgebracht. Darin weicht die Versuchsdurchführung gegenüber den restlichen Versuchen ab. Es wurden lediglich die Laststufen gesteigert bis das Versagen des Trägers erfolgte. Bei diesem Versuch trat ein Biegeversagen des Holzträgers auf. Dies ist anhand des Bruchbildes zu erkennen (siehe Abbildung 5.14).

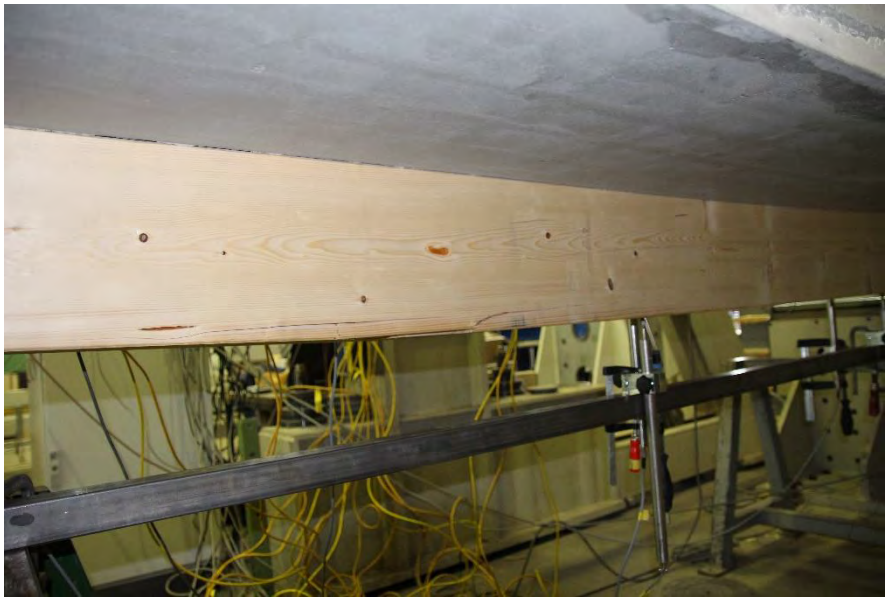


Abbildung 5.14: Biegeversagen des Holzträgers im Vorversuch

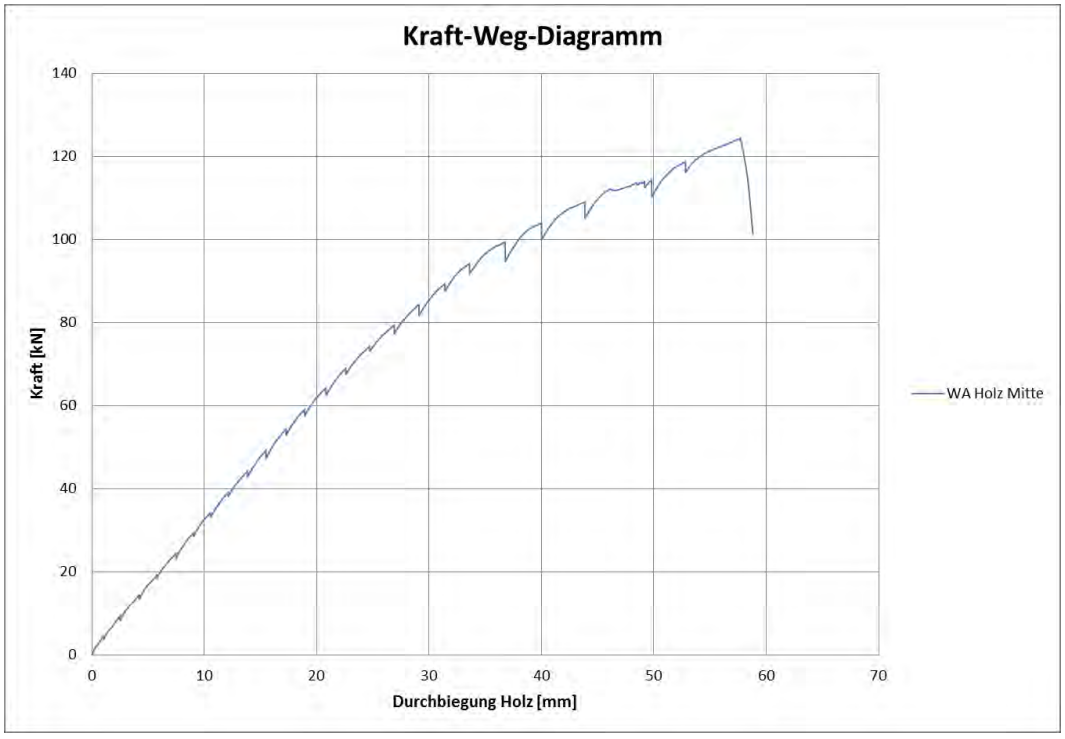


Abbildung 5.15: Kraft-Weg-Diagramm des Vorversuchs

Die Biegesteifigkeit des Gesamtträgers blieb bis zum Erreichen der 100 kN Laststufe nahezu konstant. Danach flachte die Last-Verformungs-Kurve leicht ab, bis der Bruch des Holzes einsetzte. Beim Erreichen jeder Laststufe ist ein leichter Abfall der Last zu erkennen. Dieser resultiert aus den inneren Umlagerungen. Unter einer Last von 50 kN, was in etwa der Gebrauchslast entspricht, beträgt die Durchbiegung in Feldmitte rund 17 mm was in etwa dem Grenzwert für die zulässige Durchbiegung von l/300 (16,7 mm) entspricht (siehe Abbildung 5.15).

Die Gegenseitige Verschiebung der Teilquerschnitte ist nach dem folgenden Diagramm an dem äußersten Nocken (am Auflager) erwartungsgemäß am größten.

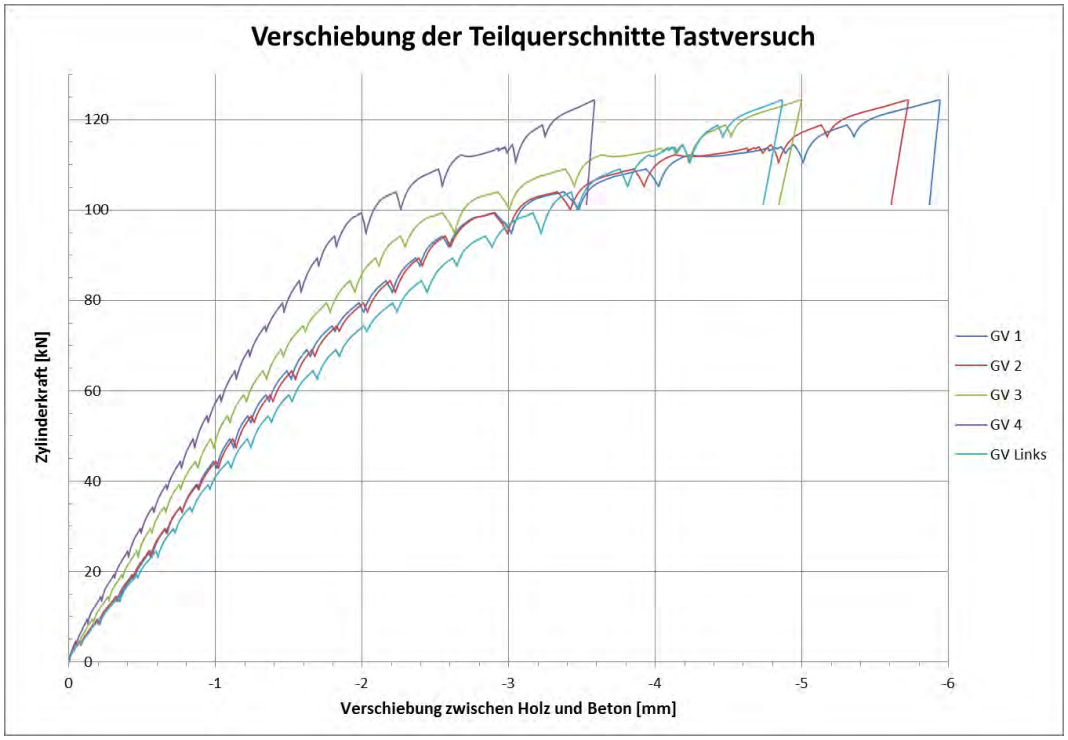


Abbildung 5.16: Gegenseitige Verschiebung der Teilquerschnitte

In Abbildung 5.17 sind die Dehnungen der Dübelschäfte in Höhe der Verbundfuge über die Last aufgetragen. Dabei werden wie bereits erläutert an jedem Dübel die Dehnungen an der lastzugewandten Seite („innen“) und an der auflagerzugewandten Seite („außen“) gemessen. Die im Vorversuch gemachten Beobachtungen spiegeln sich auch bei diesem Versuch wider.

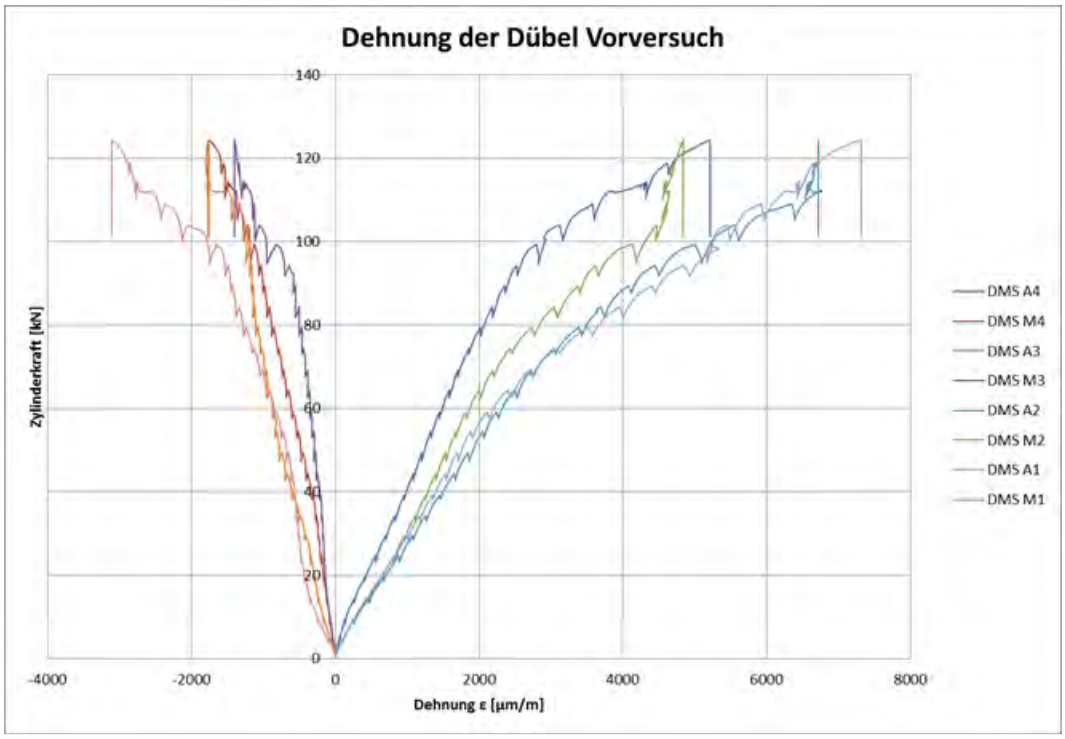


Abbildung 5.17: Dehnungen der Dübelschäfte in Höhe der Verbundfuge.

Die Auswertung der DMS an der Längsbewehrung zeigt, dass beim Erreichen der 100 kN Laststufe das Fließen der Bewehrung beginnt. Bei einer Last von rund 10 kN beginnt der Betongurt auf der Unterseite zu reißen und die Bewehrung wird aktiviert (siehe Abbildung 5.18).

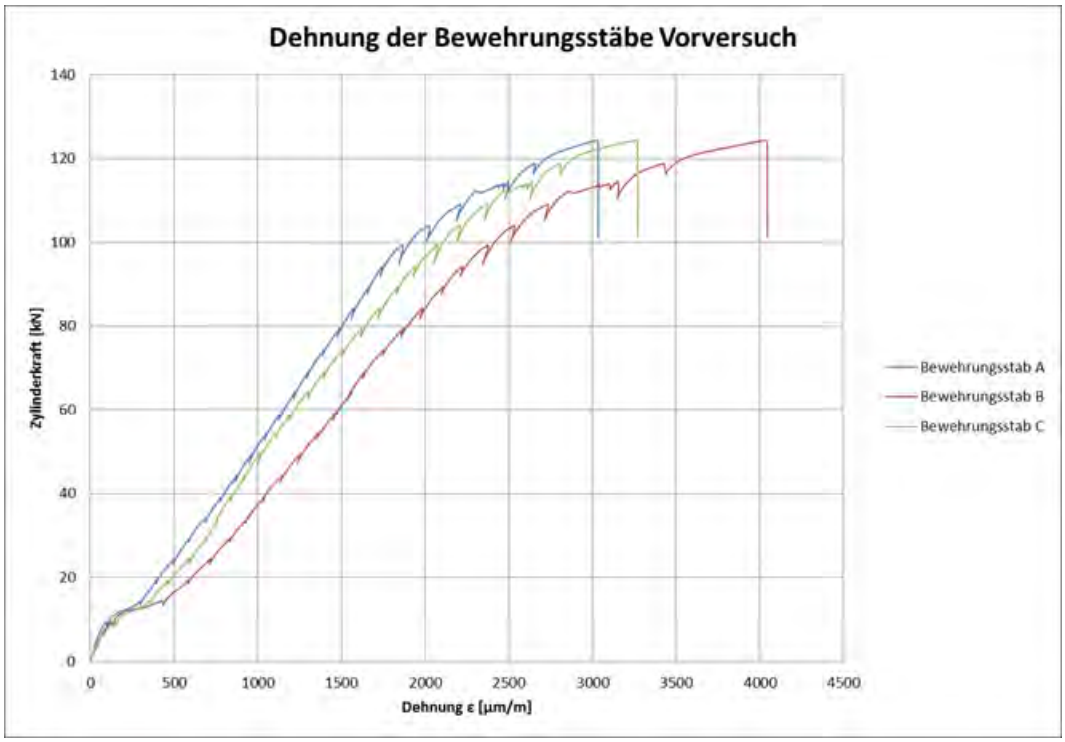


Abbildung 5.18: Dehnungen der Längsbewehrung

5.6.3 Versuch 1 (nur HPC Platte, Bauzustand)

Mit diesem Versuch wurde der Bauzustand betrachtet. Dabei wurde nur der Balken mit der 5 cm dicken HPC-Platte, also ohne die Ortbetonergänzung, untersucht. Durch den Vergleich dieses Versuchs (Versuch V1) mit dem Vorversuch (siehe Tabelle 5-3 unten) zeigt sich, dass – wie zu erwarten war - der Bauzustand des HBV-Deckensystems wesentlich weniger Lasten aufnehmen kann. Die Tragfähigkeit im Bauzustand beträgt nur rund 27% im Vergleich zum Vorversuch.

Tabelle 5-3: Vergleich der Traglasten und Durchbiegungen

Versuchbezeichnung	max. Traglast [kN]	max. w Feldmitte [mm]
Tastversuch	124,43	58,17
V1 (nur UHPC)	33,73	37,04
V2 (6 Nocken)	102,04	66,95
V3 (h = 10cm)	103,00	92,19
V4 (12 Nocken)	99,87	29,95

Vergleicht man das Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abbildung 5.20) der beiden Träger, so ist ersichtlich, dass auch die Biegesteifigkeit deutlich geringer ist. Dies begründet sich einerseits durch das geringere Flächenträgheitsmoments (fehlende Ortbetonergänzung) aber auch durch eine deutlich schlechtere Verankerung der Doppelkopfanker in der Betonplatte. Wie die nächste Abbildung verdeutlicht, ragen die Dübel aus der Betonplatte heraus, was zu einer weniger steifen Verbund führt.

Abbildung 5.19: Versuch 1 mit aus der HPC Platte herausragender Nockenbewehrung

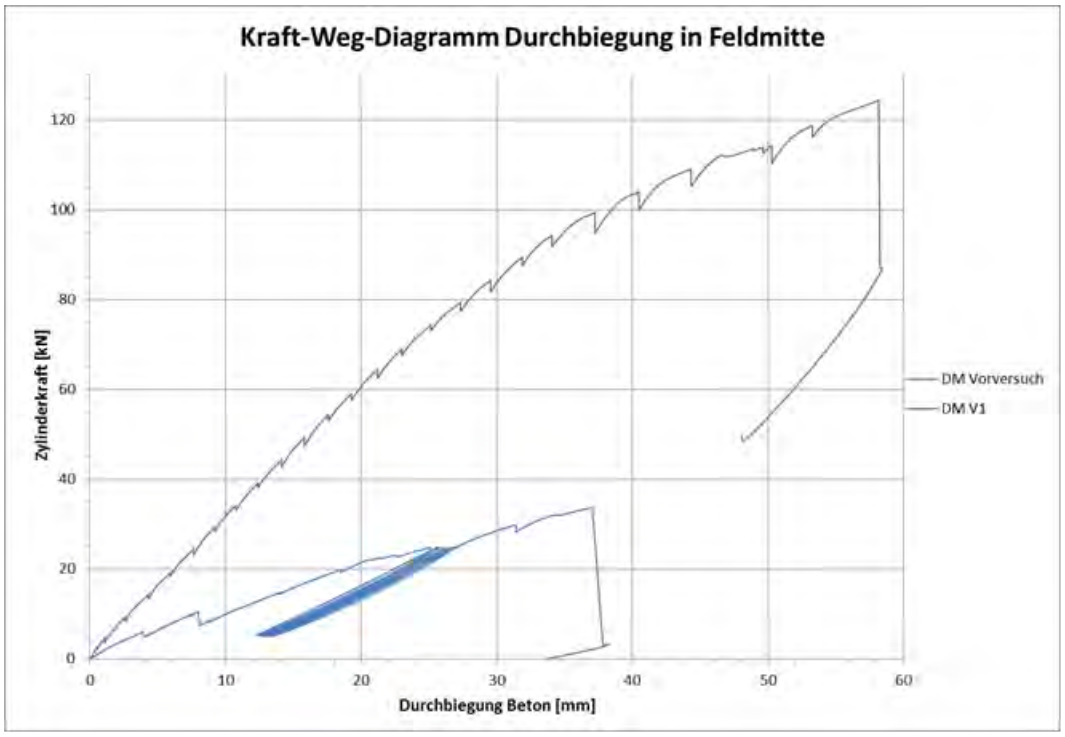


Abbildung 5.20: Kraft-Weg-Diagramm in Feldmitte (Vorversuch und V1)

Dies zeigt sich deutlich beim Vergleich der horizontalen Verschiebungen in der Verbundfuge mit dem Vorversuch in Tabelle 5-4. So sind bei einer Last von 30 kN die Verschiebungen auf Höhe der beiden äußeren Nocken beim Vorversuch zwischen 26% und 76% geringer.

Tabelle 5-4: Vergleich der gegenseitigen Verschiebung bei der Laststufe 30 kN.

Versuchbezeichnung	Traglast [kN]	WA V1 L	WA V1 R
Vorversuch	30,00	0,72	0,66
V1 (nur UHPC)	30,00	0,97	2,74
Veränderungsprozentsatz:		-26%	-76%

Die Längsbewehrung wurden beim Versuch 1 kaum beansprucht, wie in Abbildung 5.21 deutlich zu sehen ist.

Die Nockenbewehrung wurde ebenso kaum beansprucht (siehe Abbildung 5.22). Dies liegt an der bereits erläuterten unzureichenden Einspannung in den Betongurt.

Schließlich trat ein Biegeversagen des Holzbalkens ein (siehe Abbildung 5.23).

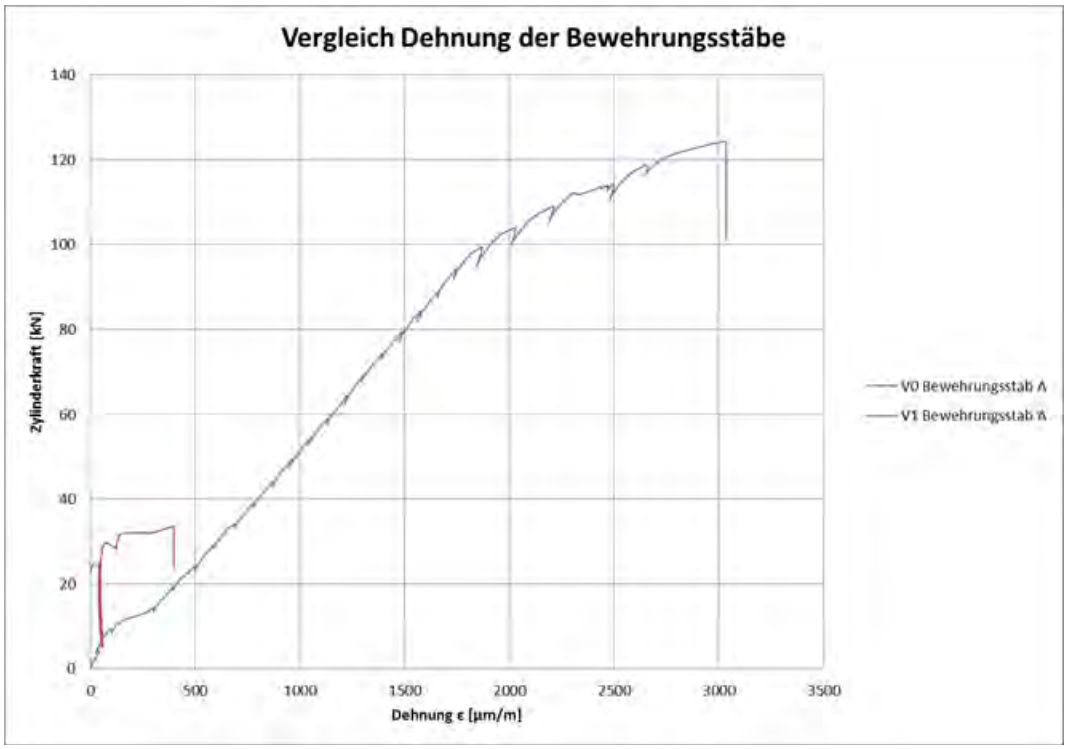


Abbildung 5.21: Vergleich der Dehnung der Längsbewehrung, Vorversuch mit Versuch 1

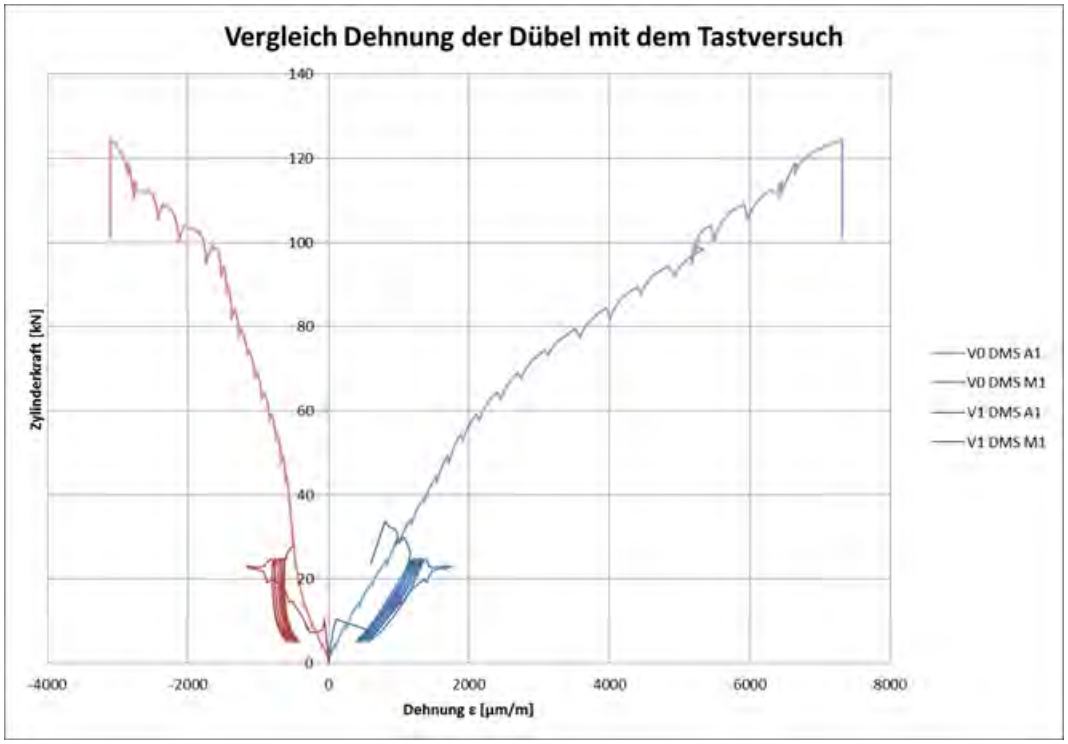


Abbildung 5.22: Vergleich der Dehnungen der äußersten Nockenbewehrung, Vorversuch mit Versuch 1

Abbildung 5.23: Biegeversagen des Holzbalkens im Versuch 1

5.6.4 Versuch 2 (6 Nocken mit 75 cm Abstand)

Versuch 2 erreicht nur 82% der Traglast des Vorversuchs, allerdings hat Versuch 2 auch nur 6 Nocken (im Abstand von 75 cm) im Vergleich zum Vorversuch, der 10 Nocken (im Abstand von 50 cm) hat (siehe Tabelle 5-5).

Der Vergleich der Traglasten aller Versuche lässt erkennen, dass - bis auf Versuch 2 - die Traglast immer bei rund 100 kN lag. Außerdem versagte bei allen Trägern der Holzbalken auf Biegung. Diese Erkenntnis führt zu dem Schluss, dass die Festigkeit des Holzes eine entscheidende Auswirkung auf die Versuchsergebnisse hat. Jedoch liefern die Versuche auch Ergebnisse über das Verhalten des Verbindungssystems und die Auswirkung der Veränderung der Parameter auf dieses Verhalten.

Tabelle 5-5: Vergleich der Traglasten und der zugehörigen Durchbiegungen in Feldmitte

Versuchbezeichnung	max. Traglast [kN]	max. w Feldmitte [mm]
Vorversuch	124,43	58,17
V1 (nur UHPC)	33,73	37,04
V2 (6 Nocken)	102,04	66,95
V3 (h = 10cm)	103,00	92,19
V4 (12 Nocken)	99,87	29,95

Die Steifigkeit der Verbundträger wird - abgesehen von den verwendeten Werkstoffen - auch von der Anzahl der Schubnocken beeinflusst. In Abbildung 5.24 sind die Last-Verformungs-Kurven der beiden Versuche Vorversuch und Versuch V2 aufgetragen. Zu Beginn der Versuche sind die Steifigkeiten annähernd gleich. Vor dem Erreichen der Gebrauchslast flacht die Kurve von Versuch 2 allerdings leicht ab. Danach verringert sich die Steifigkeit weiter. Der Abfall der Zylinderlast bei 60 kN wurde durch ein lautes Knacken des Holzes begleitet. Das Knacken und der Lastabfall sind durch innere Umlagerung zu erklären.

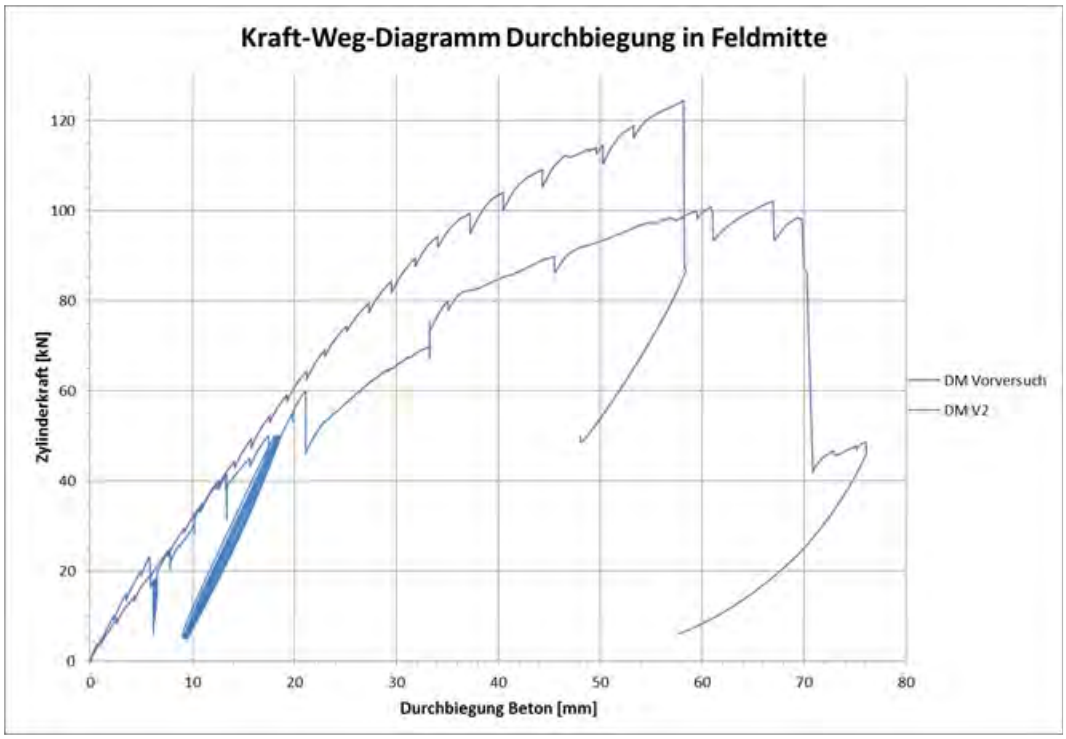


Abbildung 5.24: Kraft-Weg-Diagramm Durchbiegung in Feldmitte (Vorversuch und Versuch 2)

Die gegenseitige Verschiebung der Querschnitte war bei sechs Nocken erwartungsgemäß höher als bei zehn Nocken (siehe Tabelle 5-6).

Tabelle 5-6: Vergleich der gegenseitigen Verschiebung von Vorversuch und V2

Versuchbezeichnung	Traglast [kN]	WA V1 L	WA V1 R
Vorversuch	100,00	3,17	2,9
V2 (6 Nocken)	100,00	4,44	6,99
Veränderungsprozentsatz:		-29%	-59%

Bei Versuch 2 wurde nach dem Erreichen der Traglast (Biegeversagen) die Belastung weiterhin gesteigert. Die Verbundfuge zwischen HPC und Betonergänzung war auf der rechten Seite des Trägers schon in Teilen vor Versuchsbeginn aufgespalten (siehe Abbildung 5.25). Im späteren Verlauf des Versuches klaffte die Verbundfuge über weitere Bereiche auf. Das Versagen stellte sich bei einer gegenseitigen Verschiebung von 7,5 mm ein (siehe Diagramm „Verschiebung der Teilquerschnitte V2 in **Anhang D**). Durch die wenigen Nocken, war die Fuge nicht so stark bewehrt wie bei allen anderen Versuchen. Ein ähnliches Versagen konnte bei keinem der anderen Versuche beobachtet werden.

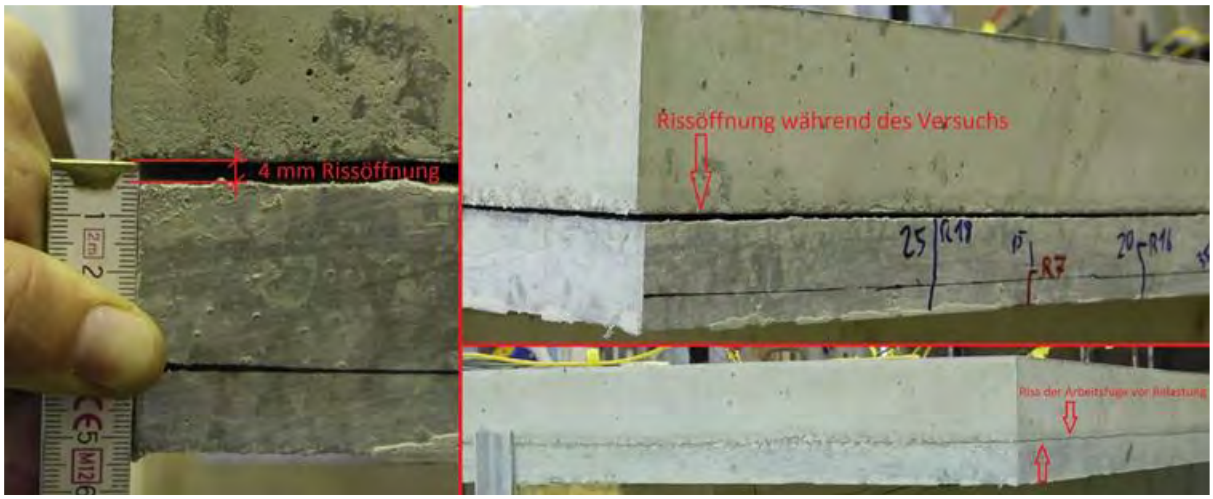


Abbildung 5.25: Aufklaffen der Verbundfuge beim Versuch 2

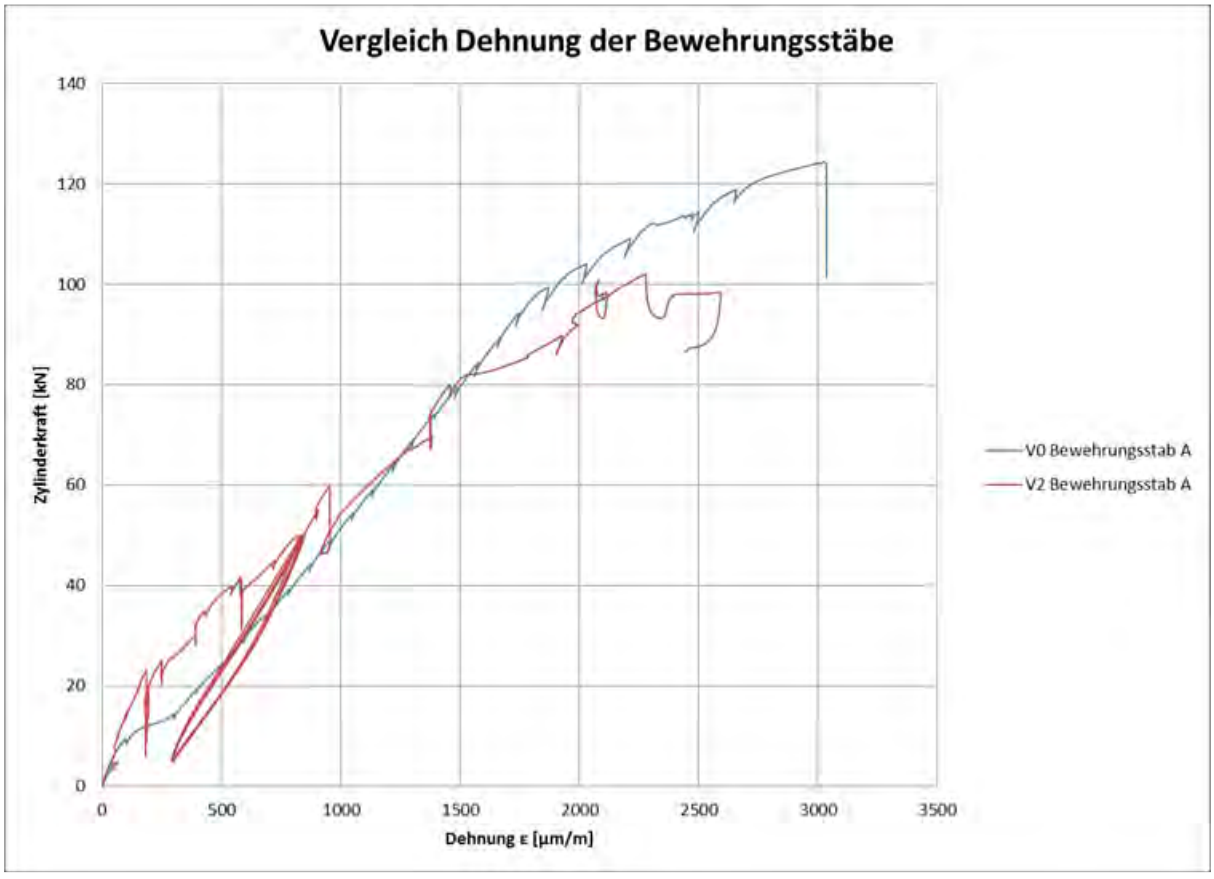


Abbildung 5.26: Vergleich der Dehnungen der Längsbewehrung, Vorversuch mit Versuch 2

Die Längsbewehrung wird ähnlich hoch beansprucht wie beim Vorversuch (Abbildung 5.26). Die DMS zeigten Störungen auf, die nicht zu erklären waren.

Die Dehnungsmessung an den Doppelkopfankern zeigte ebenfalls Störungen auf.

Die Dübel werden wegen ihrer geringeren Anzahl erwartungsgemäß höher beansprucht, als die im Vorversuch (siehe Abbildung 5.27).

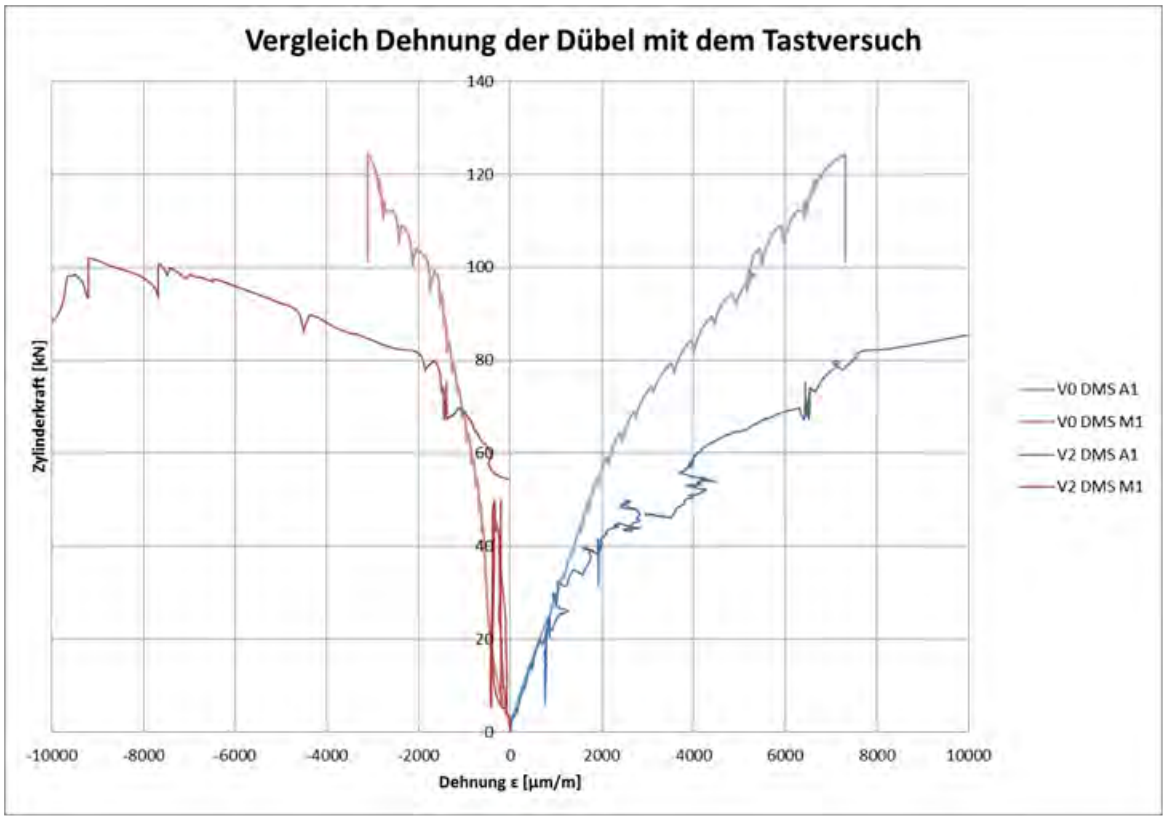


Abbildung 5.27: Dehnung der Nockenbewehrung im Vergleich, Vorversuch mit dem Versuch 2

In der folgenden Abbildung lässt sich das Biegeversagen des Holzträgers erkennen. Die Fasern auf der Unterseite des Trägers reißen.

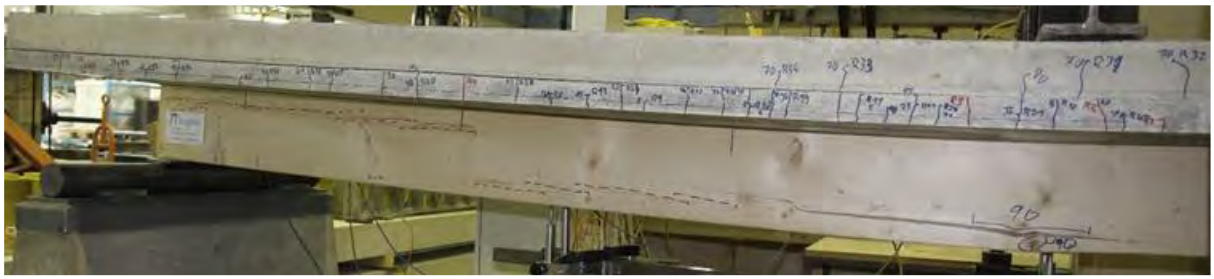


Abbildung 5.28: Biegeversagen des Holzträgers im Versuch 2

5.6.5 Versuch 3 (10 cm dicke Platte)

Bei diesem Versuch war die Plattendicke von 15 auf 10 cm reduziert. Die Traglast beträgt gegenüber dem Vorversuch nur 83% (siehe Tabelle 5-7).

Tabelle 5-7: Vergleich der Traglasten, Vorversuch mit Versuch 3

Versuchbezeichnung	max. Traglast [kN]	max. w Feldmitte [mm]
Tastversuch	124,43	58,17
V1 (nur UHPC)	33,73	37,04
V2 (6 Nocken)	102,04	66,95
V3 (h = 10cm)	103,00	92,19
V4 (12 Nocken)	99,87	29,95

Entsprechend der geringeren Betongurtdicke, ist die Steifigkeit auch geringer. Nach Erreichen der Gebrauchslast und den zyklischen Lastwechseln stellte sich ein Abflachen der Last-Verformung-Kurve ein. Das Versagen des Holzes trat schlagartig ein. Bis auf das vermehrte Knacken des Holzes, deutete nichts auf das Versagen hin. Die Durchbiegung des Trägers war bei diesem Versuch am größten. Dieser Versuch zeigt, die Abhängigkeit des Verformungsverhaltens des HBV-Systems von der Steifigkeit der Betonplatte.

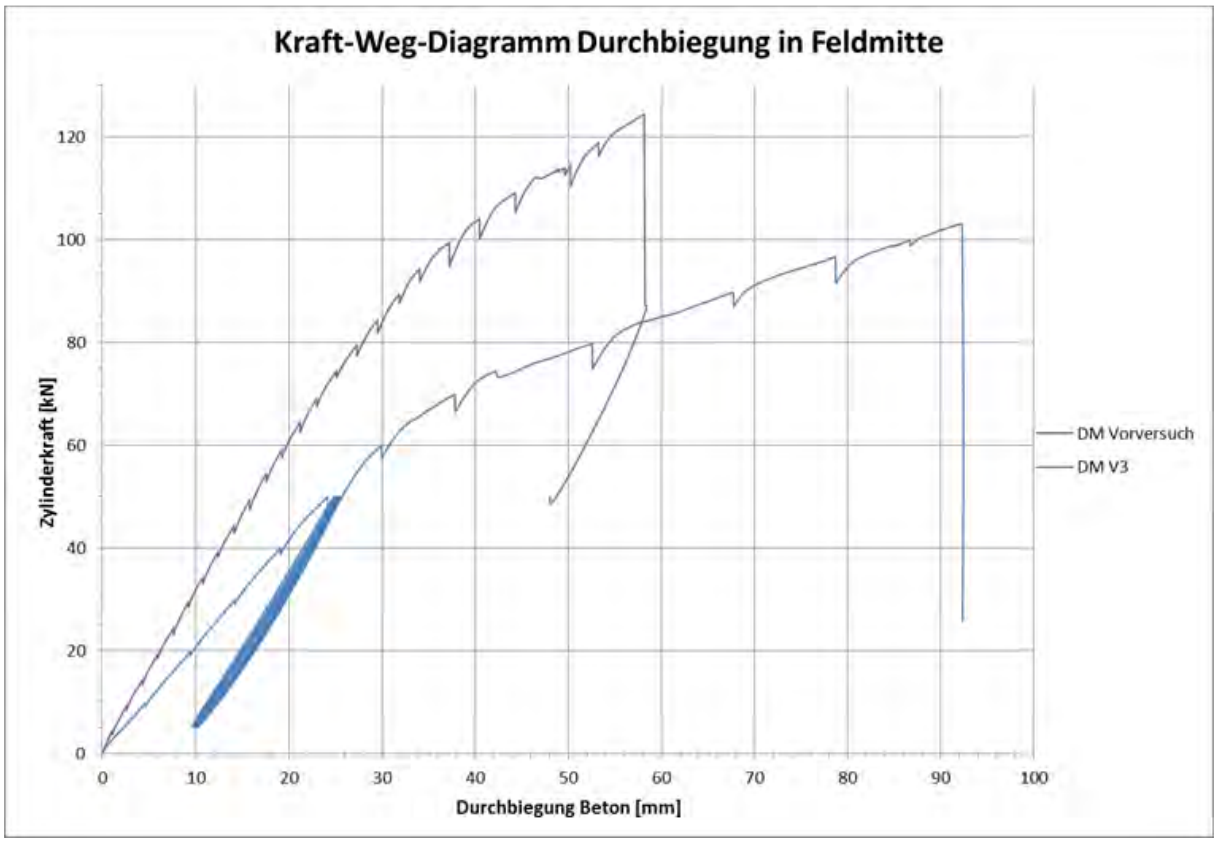


Abbildung 5.29: Kraft-Weg-Diagramm Durchbiegung in Feldmitte (Vorversuch und V3)

Der Schlupf in der Verbundfuge war bei diesem Versuch vergleichsweise groß. Die primäre Versagensart des Trägers war im Versuch 3 wie bei allen anderen Versuchen auch das Versagen des Holzbalkens auf Biegung, jedoch war nach dem Erreichen der Traglast eine Schädigung der Schubnocken zu erkennen (siehe Abbildung 5.30).

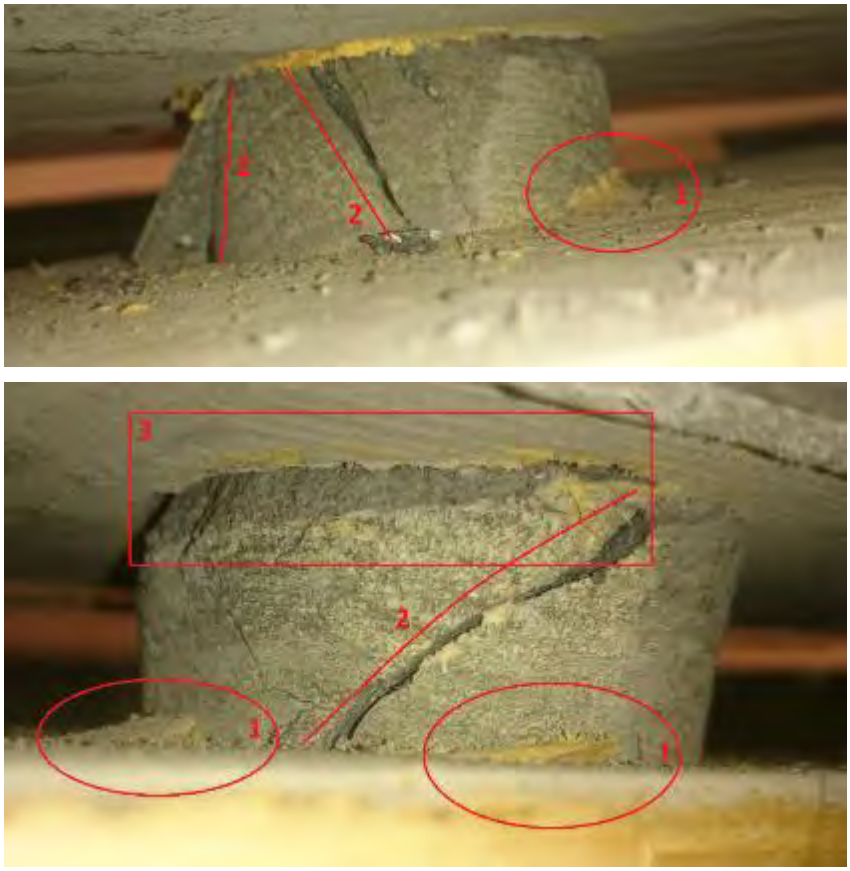


Abbildung 5.30: Schädigung der Schubnocken

In Abbildung 5.30 ist zu erkennen, dass in den mit 1 markierten Bereichen sich lokal das Holz abgespalten hat. Die Ziffer 2 markiert den schrägen Riss in der Schubnocke. Die Ziffer 3 kennzeichnet den Bereich, in dem die Schubnocke aus dem Betongurt ausbricht, der mit 10 cm dicke dünner ist als in den anderen Versuchen.

Die Längsbewehrung wird bis zu einer Laststufe von 75 kN weniger in Anspruch genommen, wie die des Vorversuchs. Danach nimmt die Dehnung stärker zu, als die des Vorversuchs (siehe Abbildung 5.31). Das Abflachen der Kraft-Dehnungskurve dieses Versuchsträgers trat früher ein.

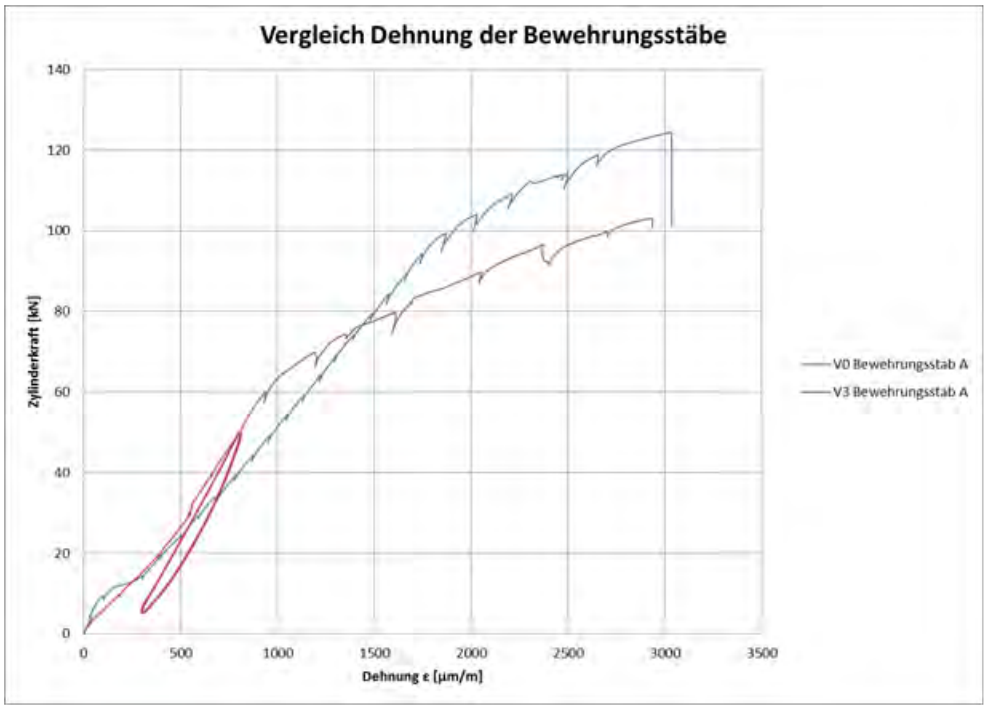


Abbildung 5.31: Vergleich der Dehnung der Längsbewehrung, Vorversuch V0 und V3

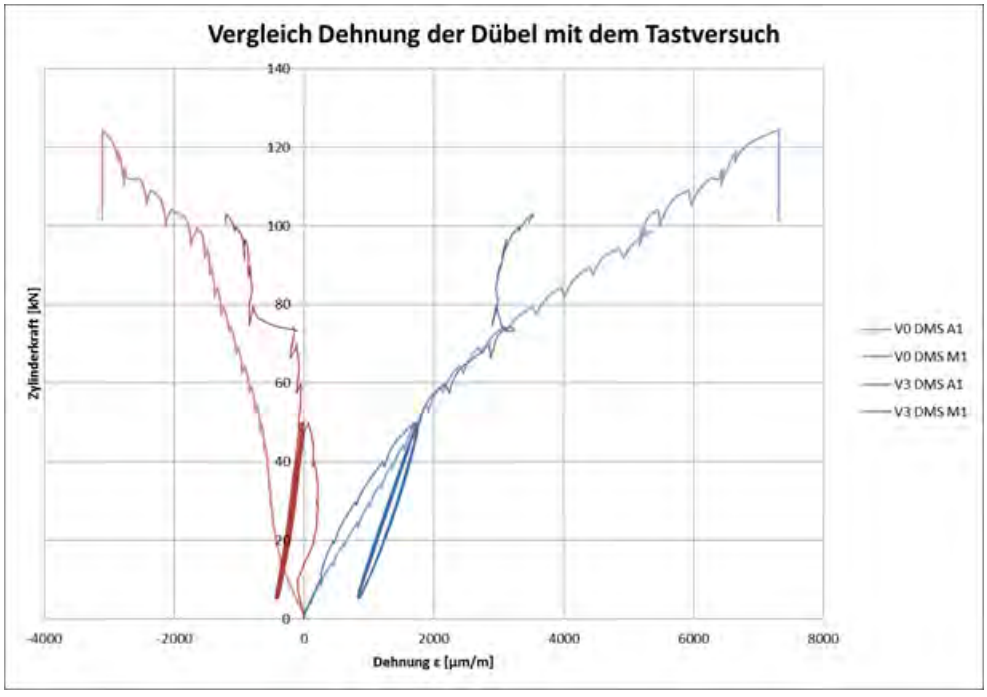


Abbildung 5.32: Dehnung der Nockenbewehrung, Versuch 3 im Vergleich zu dem Vorversuch

Der Biegeriss ist bei diesem Versuch an der Keilverzinkung aufgetreten (siehe Abbildung 5.33).

Abbildung 5.33: Biegeversagensart des Versuchs 3

5.6.6 Versuch 4 (20 Nocken in 20 cm Abstand)

Im Vergleich zu dem Vorversuch gab es beim Versuch 4 eine Reduktion der Traglast um ca. 20% (siehe Abbildung 5.35), obwohl bei diesem Versuch die doppelte Anzahl von Nocken vorhanden war. Der Grund dafür ist, dass die Eigenschaften des Holzbalkens und dessen lokale Schwächungen für diese Versagensart (Biegebruch des Holzträgers) maßgebend sind (siehe Abbildung 5.34). Jedoch konnte festgestellt werden, dass die Durchbiegung bei diesem Versuch geringer war als beim Vorversuch. Darüber hinaus war der Schlupf aufgrund der Mehrzahl der Nocken auch geringer als beim Vorversuch und dementsprechend auch die Biegesteifigkeit.

Die Verhalten der beiden Versuche ähneln sich sehr stark. Die Kurven verlaufen ähnlich. Jedoch nimmt der Versuchsträger 4 weniger Kräfte über die Längsbewehrung auf (siehe Abbildung 5.36). Dies ist ein weiteres Indiz für den steiferen Verbund durch die erhöhte Verbindungsmittelanzahl.

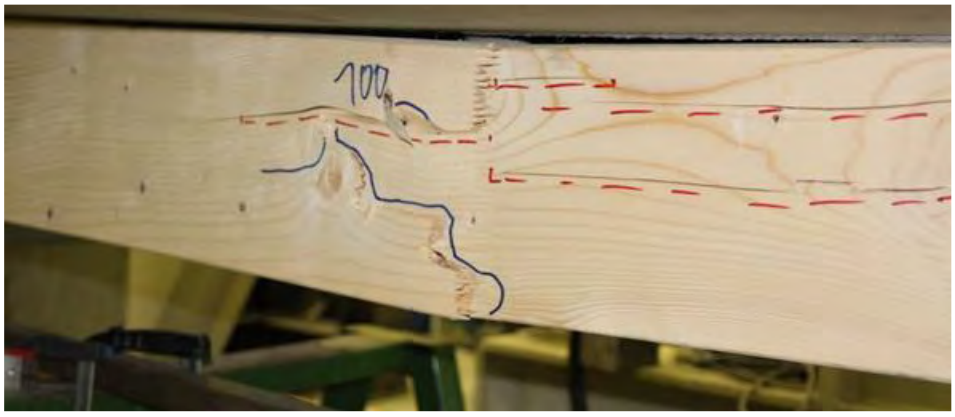


Abbildung 5.34: Versagen des Versuchs 4

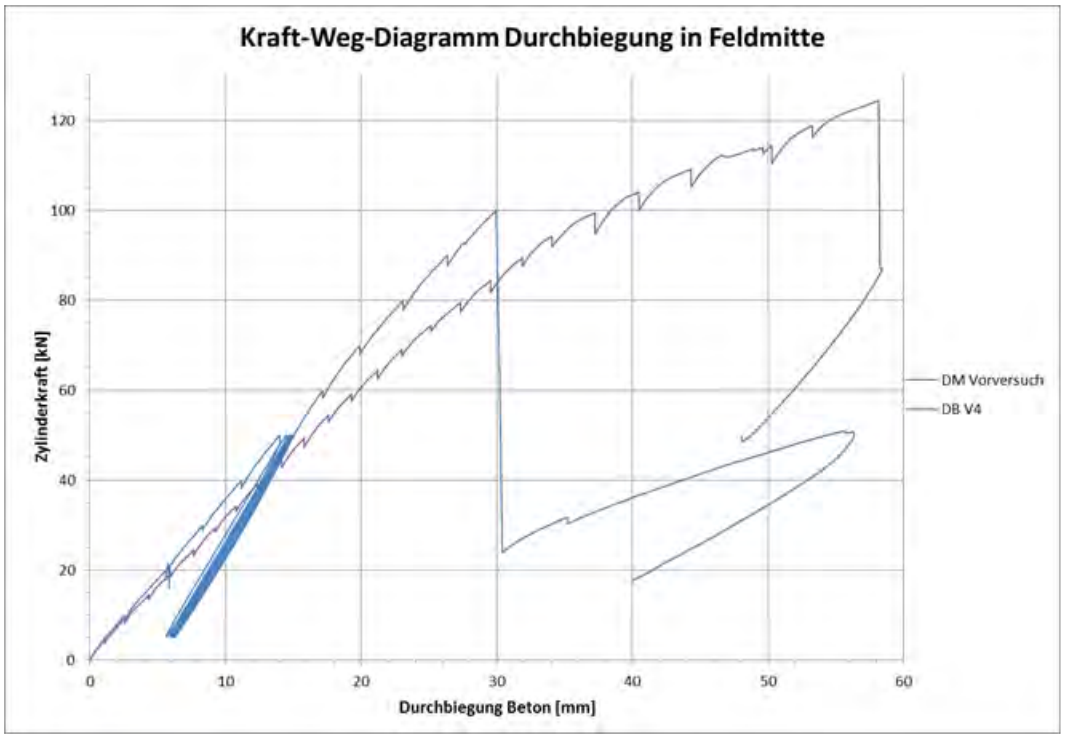


Abbildung 5.35: Kraft-Weg-Diagramm Durchbiegung in Feldmitte (Vorversuch und V4)

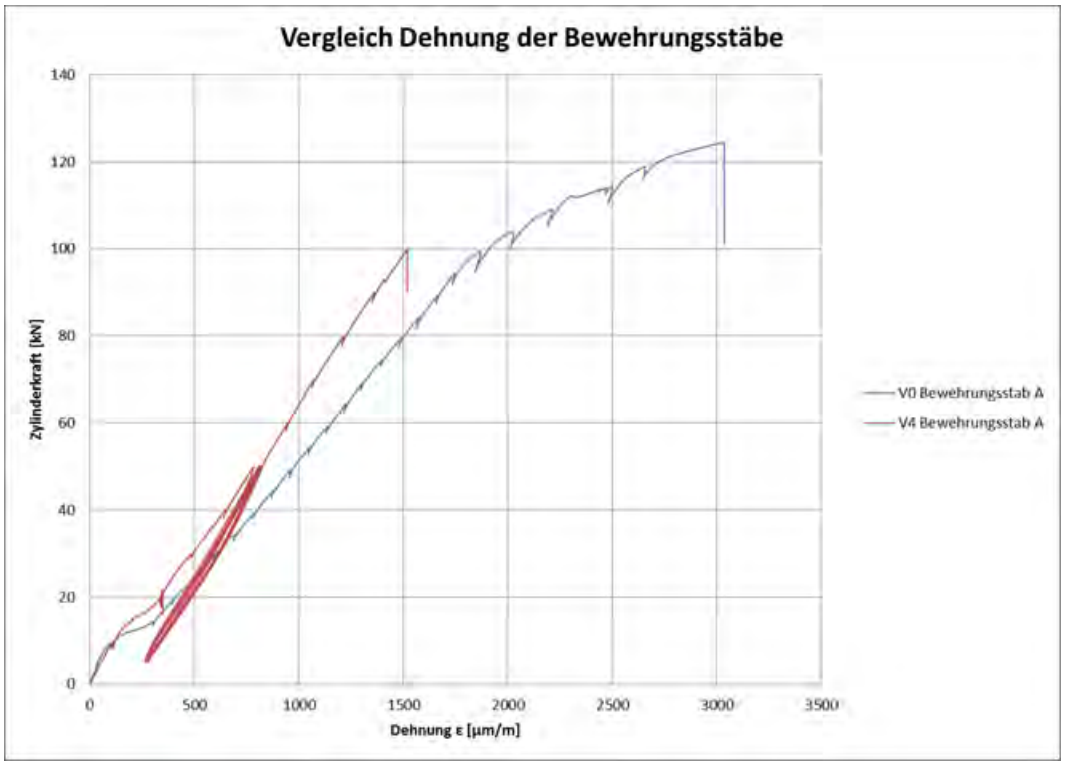


Abbildung 5.36: Vergleich der Dehnung der Längsbewehrung zwischen dem Vorversuch und V4

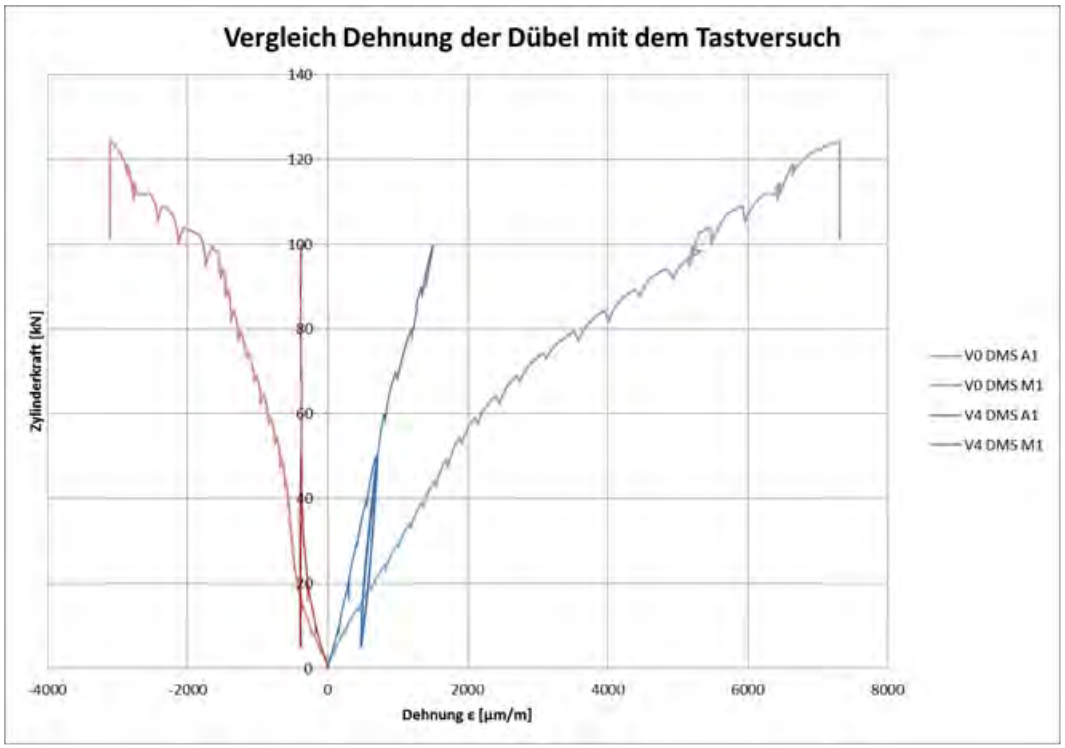


Abbildung 5.37: Dehnung der Nockenbewehrung im Vorversuch im Vergleich zu Versuch 4

Nach dem obigen Diagramm ist zu erkennen, dass die Beanspruchung der Nocken beim Versuch 4 im Vergleich zum Vorversuch erheblich geringer ist.

6 Numerische Untersuchungen der Schubnocken und der Verbundträger

Um das Tragverhalten der Träger und insbesondere das des entwickelten Verbundsystems besser untersuchen und weiter optimieren zu können, wurden mit Hilfe eines Finite-Elemente-Programms (Programmsystem ANSYS) bisher lineare numerische Simulation durchgeführt.

Ziel der nummerischen Untersuchungen war es, die Push-Out-Versuche im Detail abzubilden und nachzuvollziehen und um weitere Erkenntnisse über die Beanspruchungen in den Nocken und den Lastabtrag zu erhalten. Dabei standen zunächst die Spannungsverteilungen im Vordergrund. Insgesamt wurden bei den Simulationen zwei Serien durchgeführt.

In der ersten Serie wurden die Push-Out-Versuche mit jeweils einer einzelnen Nocke simuliert. Dabei wurden die in Abbildung 6.1 dargestellten Nocken- und Bewehrungsarten mit dem CAD Programm AutoCAD modelliert und in ANSYS importiert. Die Mikrobewehrung (Modell 4) erzielte in den Laborversuchen nicht die gewünschte Tragfähigkeit. Außerdem erwiesen sich der Einbau und das Ausbetonieren der Mikrobewehrung als problematisch. Deshalb wurde diese Art der Nockenbewehrung bei den folgenden Berechnungen nicht weiter betrachtet.

Die Geometrie der Nocken und die Querschnitte der Verbundpartner Holz und Beton entsprechen denen, die in den Push-out Versuchen festgelegt wurden. Die Ausformulierung der Kontaktbereiche, der Randbedingungen, wie auch die Vernetzung (bis auf die unterschiedlichen Nockenbewehrungsarten) erfolgte bei allen Modellen auf die gleiche Weise. Unter dem Absatz „Kontakte“ und „Netz“ sind die wichtigsten Einstellungen aufgeführt.

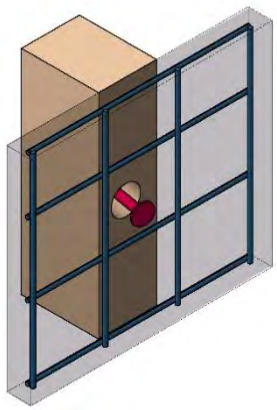
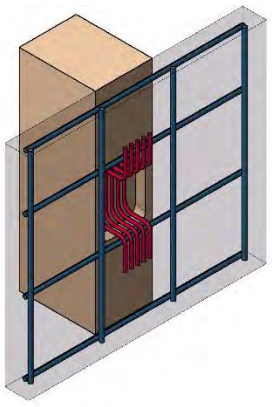
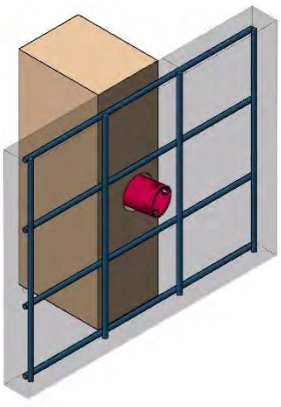
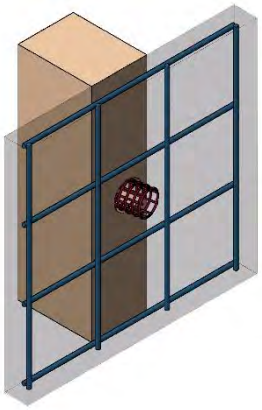
Modell 1: Doppelkopfanker als Nockenbewehrung	Modell 2: rechteckiger Nocken mit Stabstahlbewehrung	Modell 3: gelochtes Rundrohr als Nockenbewehrung	Modell 4: Nocken mit gerollter Mikrobewehrung
			

Abbildung 6.1: 3D Modelle der verschiedenen Nockenbewehrungsarten (der Beton ist transparent dargestellt)

Die in Abbildung 6.2 dargestellten Lagerungsbedingungen wurden bei der ersten Serie der numerischen Untersuchungen so gewählt, dass sie den Lagerungen der experimentellen Push-out Versuche entsprachen.

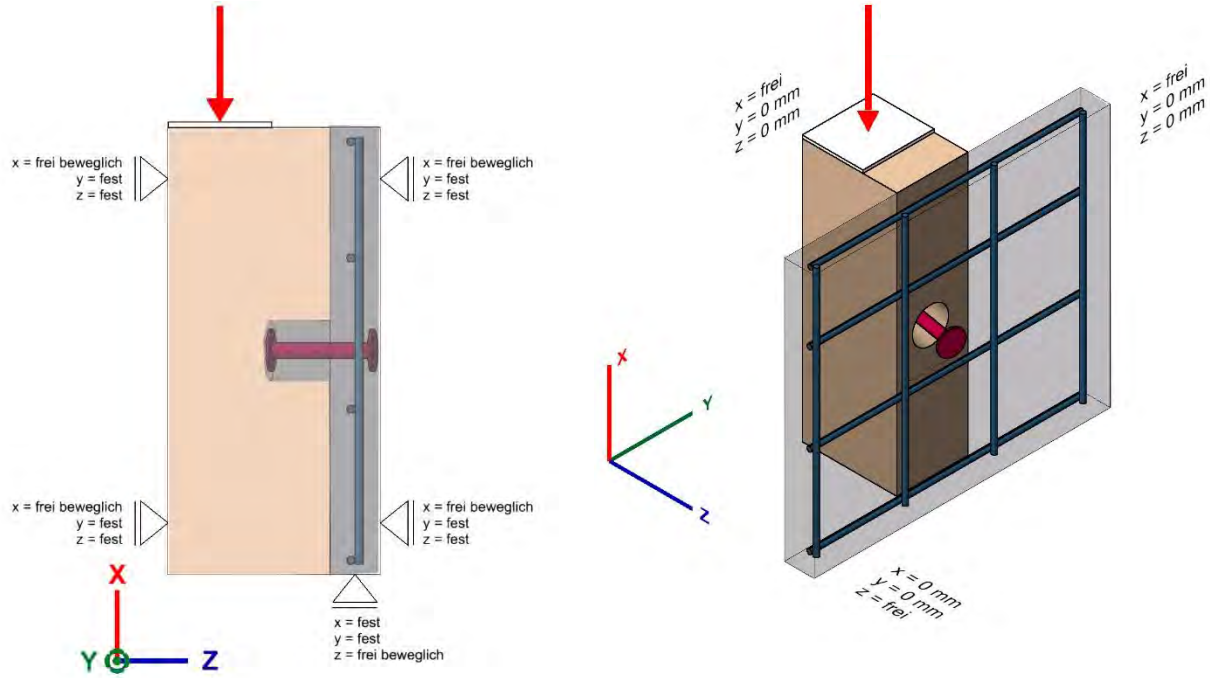


Abbildung 6.2: Lagerungsbedingungen der ersten Serie in der Seitenansicht und als Axonometrie

In der zweiten Simulationsserie wurde der Vorversuch der großmaßstäblichen Versuche (siehe Abschnitt 5.6.2) numerisch untersucht. Die dazu implementierten Materialmodelle unterscheiden sich nicht von denen der ersten Serie. Die Lagerungsbedingungen für das großmaßstäbliche Modell sind in der folgenden Abbildung dargestellt. Die Last von 125 kN entspricht der im Vorversuch erreichten Traglast.

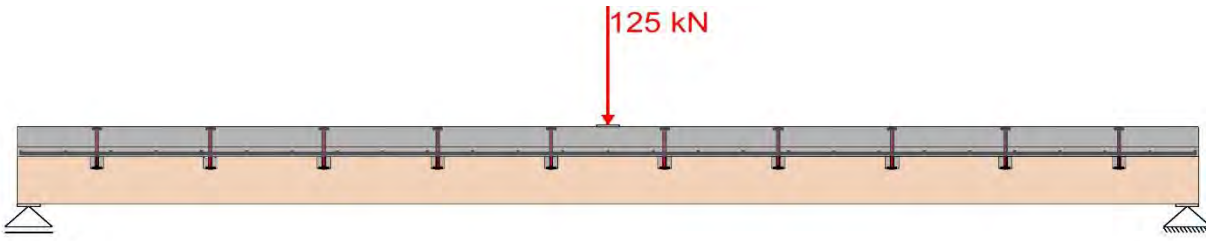


Abbildung 6.3: Lagerungsbedingungen für das großmaßstäbliche Modell.

Die Abmessungen des Trägermodells sind erheblich größer als die der Push-out-Versuche, weshalb hier die Vernetzung in einigen Bereichen gröber gewählt wurde. Auch wurde die Symmetrie ausgenutzt, wodurch nur die „Hälfte“ des Modells zu berechnen war. Abbildung 6.5 zeigt das dreidimensionale Modell und die gewählten Randbedingungen, die der Lagerung und der Belastung in den Laborversuchen am nächsten kommen.

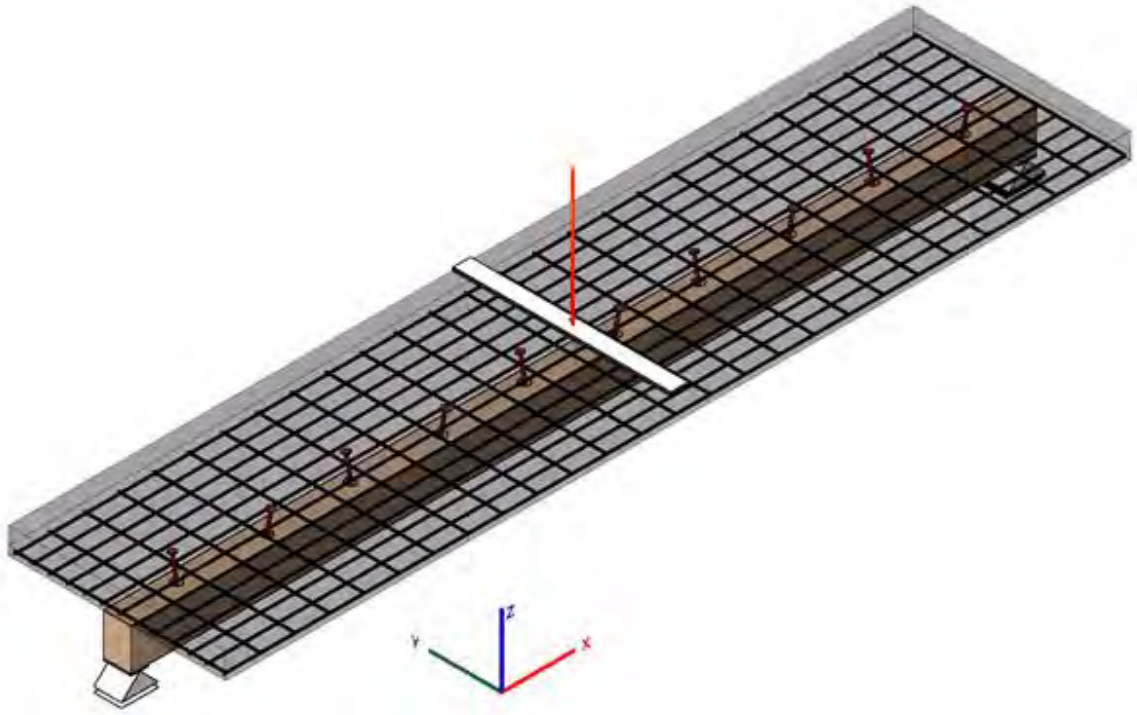


Abbildung 6.4: Dreidimensionales Modell der 3-Punkt Biegeversuche mit Lagerungsbedingungen

➢ Materialparameter

Vorerst wurden nur lineare Materialmodelle verwendet, um in diesem ersten Schritt linear-elastische Berechnungen durchzuführen, die Erkenntnisse über das Tragverhalten sowie die Spannungsverteilungen innerhalb des Verbundsystems liefern sollen. Darüber hinaus sollen mit dieser vereinfachten Einstellung der Materialmodelle die zu untersuchenden Modelle auf ihre Funktionsfähigkeit geprüft werden. Alle Parameter zu den verwendeten Materialen sind in Tabelle 6-1 zusammengefasst.

Tabelle 6-1: In dem Programm ANSYS eingestellte Materialparameter

Material		E-Modul	Querkontraktionszahl ν	Zugfestigkeit	Druckfestigkeit
		[N/mm²]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
isotrop	UHPC	35000 [1]	0,2	3,33 [2]	100 [3]
isotrop	Baustahl [4]	210000	0,3	460	-
Material X=L, Y=T, Z=R		E_X [5]	ν_{XY} [6]	$f_{t,x,k}$ [5]	$f_{c,x,k}$ [5]
		E_Y [6]	ν_{YZ} [6]	$f_{t,y,k}$ [7]	$f_{c,y,k}$ [7]
		E_Z [6]	ν_{XZ} [6]	$f_{t,z,k}$ [7]	$f_{c,z,k}$ [7]
		[N/mm²]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
orthotrop	Fichtenholz	11000	0,436	95	45
orthotrop	Fichtenholz	790	0,613	0,4	2,5
orthotrop	Fichtenholz	404	0,629	0,4	2,5

1 Mittelwert der Festigkeiten in Tab. 3-4
2 EC 2, aus Zugfestigkeit in Tab. 3-4
3 Mittelwert der Festigkeiten in Tab. 3-4
4 aus ANSYS Datenbank
5 aus DIN 68364: 05.2003,Tabelle 1
6 F.-H. Neuhaus: „Elastizitätszahlen von Fichtenholz in Abhängigkeit von der Holzfeuchtigkeit", 1981, 1. Index: Richtung der Kraft, 2. Index: Richtung der Dehnung
7 Charakteristische Rechenwerte nach DIN EN 338,

6.1 Kontaktbereiche

Bei der Modellierung der Kontaktbereiche wird in „Zielkörper“ (in Tabelle 6-2 blau gekennzeichnet) und „Kontaktkörper“ (rot gekennzeichnet) unterschieden, wobei das Material mit der höheren Steifigkeit der „Zielkörper“ ist.

Die in Tabelle 6-2 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. 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 6-2: Verwendung und Eigenschaft der Kontaktflächen

3D-Modell	Geometrie	Abkürzung	Material	Kontakt			
				Kontaktkörper	Zielkörper	Art	Algorithmus
Einstellungen gelten für alle Modelle	Nockenbewehrung	NB	"Baustahl"	UHPC	NB	Verbund	MCP
	Flächenbewehrung	FB	"Baustahl"	UHPC	FB	Verbund	MCP
	Betonplatte	UHPC	"UHPC"	H	UHPC	reibungsbehaftet	Pure-Penalty
	Holz	H	"Fichte"	H	NB	reibungsbehaftet	Pure-Penalty

6.2 Vernetzung

Allgemein gilt für die Vernetzung, je feiner das Netz, desto „genauer“ sind die Ergebnisse. Jedoch verlängert sich mit dem Feinheitsgrad die Rechenzeit und der Speicherbedarf steigt immens. Hier wurde ein Mittelweg gefunden, indem die signifikanten Stellen (Nockenbereiche) feiner als der Rest des Modells vernetzt wurden.

Abbildung 6.5 zeigt die lokal verfeinerte Vernetzung des Nockenbereichs. Dieses Prinzip wurde für alle Nocken und die entsprechende Bewehrung angewendet, um möglichst differenzierte Resultate zu erzielen.

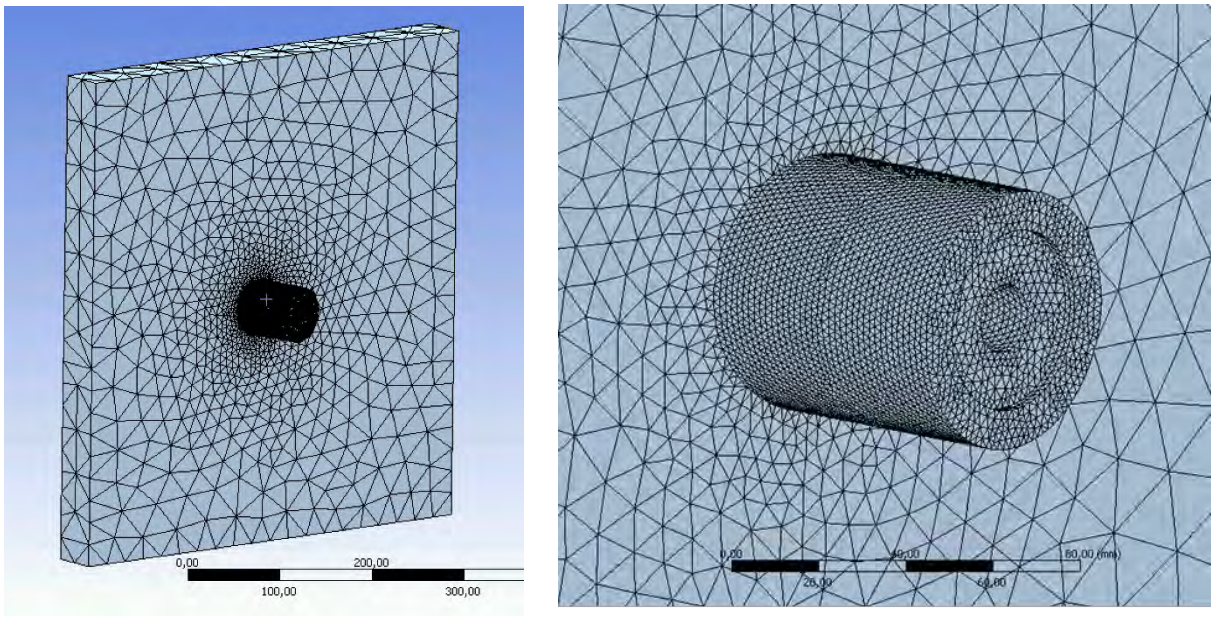


Abbildung 6.5: verfeinerte Vernetzung des Nockenbereichs

6.3 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

➢ Vergleich der Nocken mit unterschiedlichen Bewehrungsarten (erste Serie)

Aufgrund der vereinfachten Annahme der Materialienparameter (linear-elastisch) kann mit den vorliegenden Berechnungen nur eine erste Aussage über die in den Bauteilen herrschenden Spannungen getroffen werden. Im Folgenden werden die Spannungsverteilungen für die einzelnen Schubnocken miteinander verglichen. Alle drei Modelle wurden mit der gleichen Last von 70 kN belastet. Bei der Betrachtung der Spannungs- und Verformungsbilder (siehe Abbildung 6.6) ist zu erkennen, wie durch die Nocken lokal konzentriert die Last in die Betonplatte eingeleitet wird und sich von dort nach unten hin seitlich ausbreitet.

a) Doppelkopfanker b) Gebogene Stabbewehrung c) Gelochtes Rundrohr

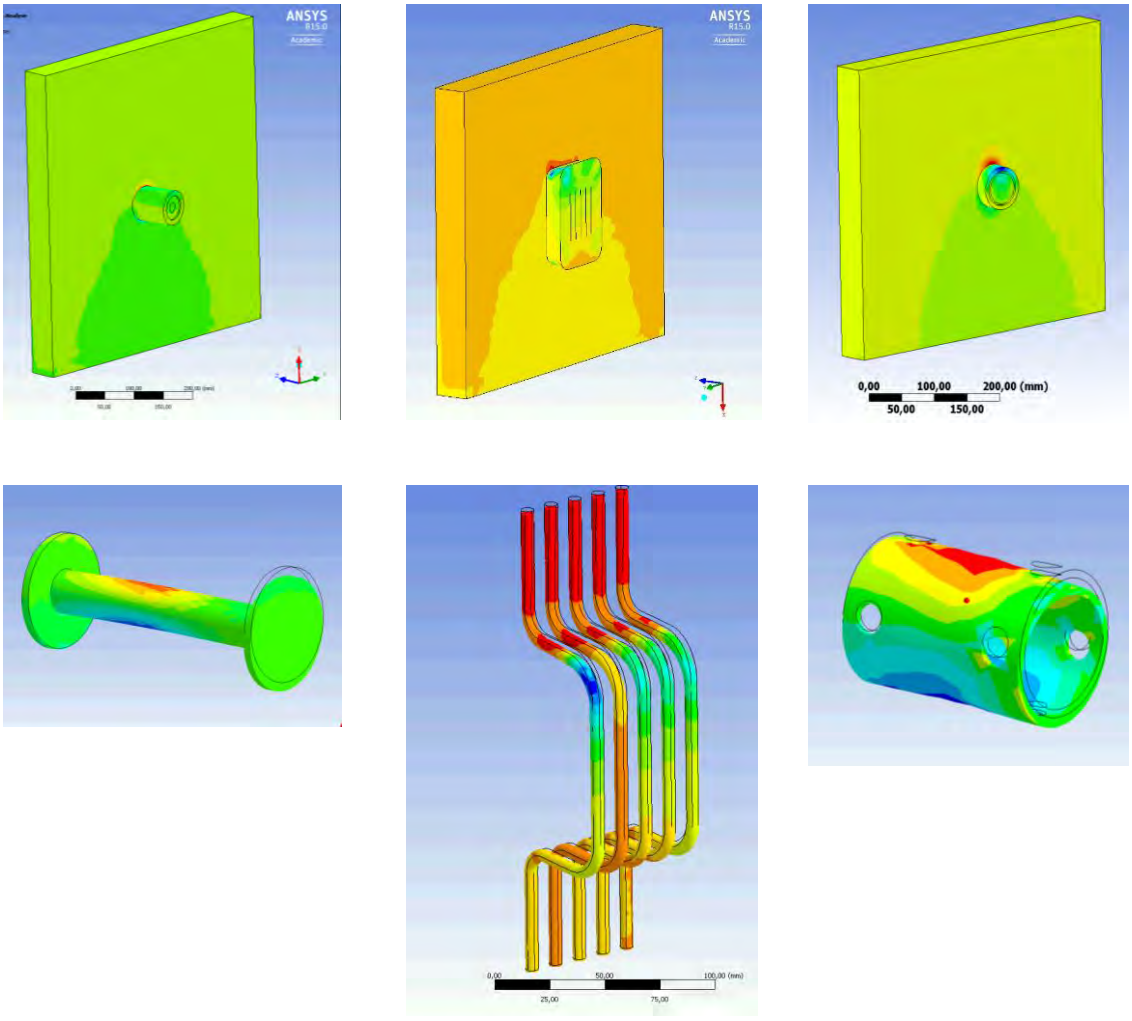


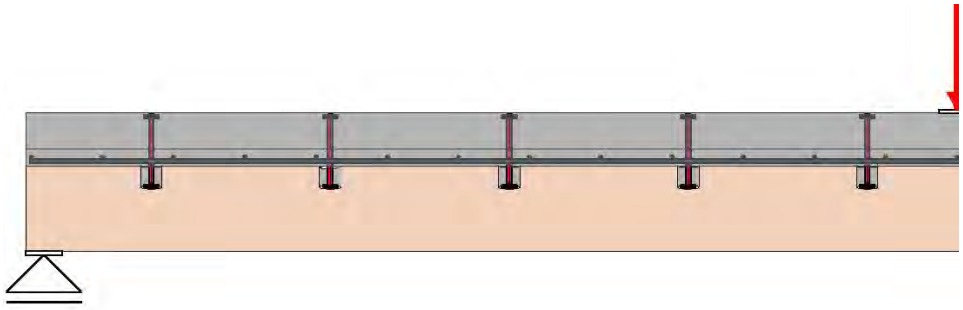
Abbildung 6.6: Auftretende Normalspannungen und Verformungen der Betonplatten samt Nocken und Normalspannungen und Verformungen der Nockenbewehrungen

Die qualitativen Spannungsverteilungen und Verformungen aus den FE-Berechnungen sind plausibel. Die Verformungen konnten teilweise auch so bei den Laborversuchen beobachtet werden.

➢ FE-Berechnung des Vorversuchs

Durch die Simulation des Vorversuchs mit einer FE-Berechnung können die im Versuch gemachten Beobachtungen nachvollzogen werden. So werden auch in der FE-Berechnung die Nocken, die näher am Auflager liegen, höher beansprucht, als die in Feldmitte. Auch die gegenseitige Verschiebung der Teilquerschnitte in der Verbundfuge (siehe Abbildung 6.8) wird durch die FE-Berechnung gut abgebildet. Mit der FE-Berechnung ist es auch möglich, die Spannungen in den einzelnen Querschnitten darzustellen und hieraus Rückschlüsse auf das Tragverhalten zu ziehen. In Abbildung 6.7 ist z.B. gut zu erkennen, dass in den Nocken, dort wo sie an die Betonplatte anschließen, infolge der Biegung die größten Normalspannungen auftreten.

Statisches System



Verformtes System

Normalspannungen in den Nocken und dem Betongurt

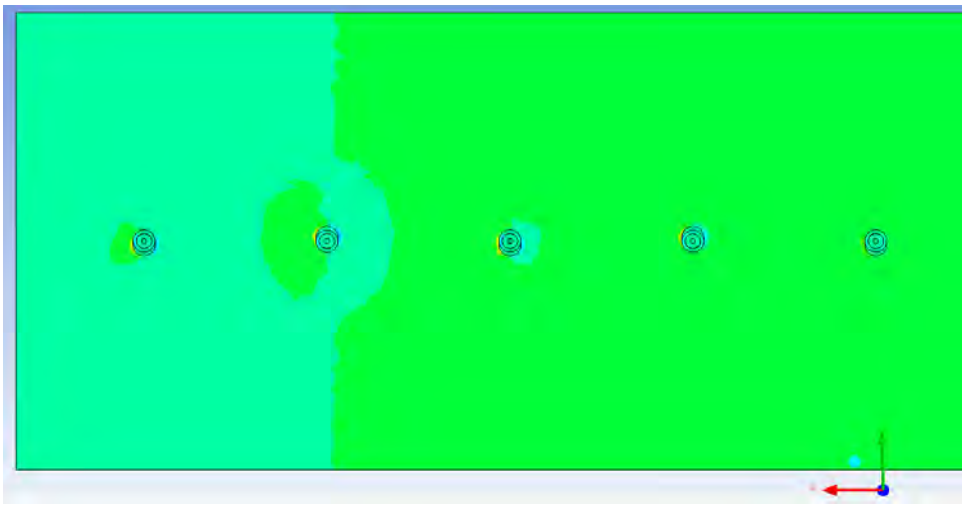


Abbildung 6.7: Verformtes System sowie Normalspannungen im Betongurt und den Nocken unter einer Einzellast von 125 kN

Ein quantitativer Vergleich der Durchbiegung ist aufgrund der vereinfachten Annahme der Materialparameter noch nicht sehr aussagekräftig. Jedoch stimmt das Verformungsverhalten des Vorversuchs mit dem im simulierten Modell gut überein. In weiteren Schritten werden die Materialeigenschaften angepasst (nicht-lineare Eigenschaften) und die entsprechenden Schädigungsmodelle implementiert.

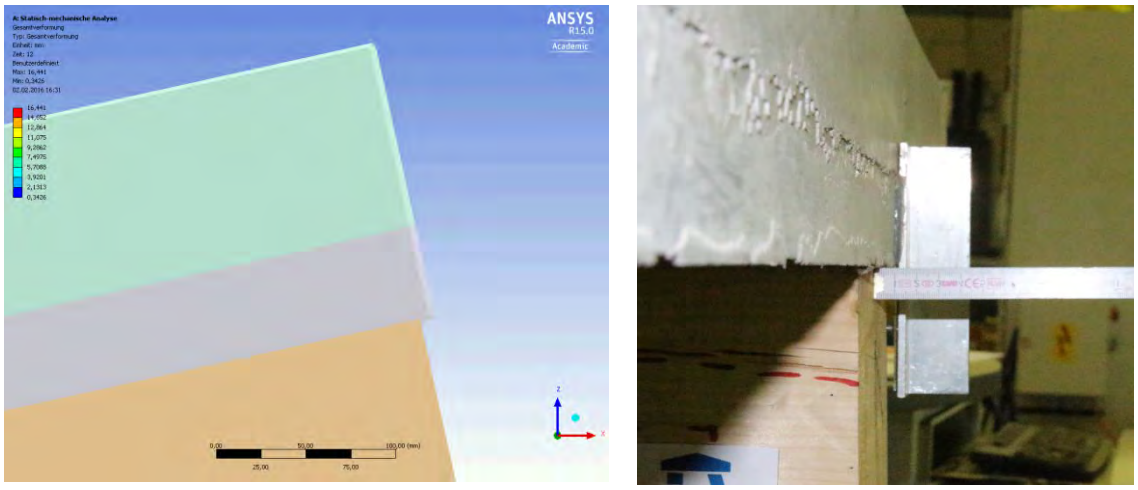


Abbildung 6.8: Gegenseitige Verschiebung der Teilquerschnitt in der Simulation (links) und im Versuch (rechts)

7 Bemessungsansatz für das Verbundmittel Schubnocke

Während Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton im Eurocode 4 [9] normativ geregelt sind, existiert für Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton kein allgemeingültiges Regelwerk. In einigen nationalen Vorschriften finden sich allenfalls Hinweise für die Ausführung [7]. Für die bekannten Verbundmittel werden jeweils individuelle Bemessungskonzepte erstellt, so auch für das untersuchte System. Dafür wird folgendes, schrittweises Vorgehen vorgeschlagen:

1. Vorbemessung

Zunächst wird mit Hilfe des γ-Verfahrens [5] der verschmierte Schubfluss in der Verbundfuge mit Gleichung (7.1) ermittelt.

$$eff\ \mathrm{t} = \frac{\max Q}{I_{eff}} \cdot n_1 \cdot \gamma_1 \cdot S_1 \ \text{[kN/m]} \tag{7.1}$$

Um den Rechenaufwand bei der Vorbemessung des Verbundträgers möglichst gering zu halten, wurde ein auf Excel basierendes Programm mit einer entsprechenden VBA-Eingabemaske (siehe Abbildung 4.1) geschrieben.

Mit diesem Programm lässt sich der verschmierte Schubfluss in der Verbundfuge ermitteln. Hierzu werden zuerst die Querschnittsabmessungen, die Materialeigenschaften sowie die Belastung und die Stützweite eingegeben.

Als Ergebnis werden neben dem Schubfluss auch die Randspannungen der beiden Teilquerschnitte ausgegeben. Damit können nun die Querschnittswerte und die Anzahl der Schubnocken entsprechend angepasst werden.

2. Festlegung der Nockenanzahl und der Nockenanordnung

In den Push-Out-Versuche wurden die Verschiebungsmodule und die maximal aufnehmbaren Schubspannungen sowie die Traglasten der Schubnocken ermittelt (siehe Abschnitt 3.6). Dadurch kann mit den Ergebnissen aus dem ersten Schritt die erforderliche Anzahl der Schubnocken berechnet werden. Darüber hinaus kann der Abstand der Schubnocken in Längsrichtung auch den Beanspruchungen entsprechend angepasst werden.

3. Berechnung der erforderlichen Schnittgrößen

Nachdem die Querschnittsabmessungen sowie die Anzahl und die Anordnung der Schubnocken festgelegt wurden, wird der Verbundträger in einem beliebigen Stabwerksprogramm durch einzelne Stäbe abgebildet und die für die Nachweise erforderlichen Schnittgrößen in den beiden Verbundpartnern, Holzbalken und Betongurt, sowie die Beanspruchungen in der Verbundfuge ermittelt (siehe Abbildung 4.7).

4. Nachweise

Anschließend ist der Betongurt entsprechend Eurocode 2 [8] zu bemessen und nachzuweisen. Die Nachweise für den Holzbalken sind nach Eurocode 5 [6] zu führen.

Beim Nachweis der Längsschubtragfähigkeit ist zu unterscheiden zwischen den Nachweisen für die Schubnocke aus bewehrtem Beton und den lokalen Nachweisen für den Holbalken.

Im Einzelnen werden für das „Schubverbindungsmittel“ die folgenden Nachweise nötig sein:

- Biegenachweis für die Schubnocke, wobei der maßgebende Querschnitt an der Plattenunterseite liegt (Schnitt 1-1 in Abb. 7.1),

- Schubnachweis für die Schubnocke, ebenfalls im Anschnitt an die Platte (Schnitt 1-1 in Abb. 7.1),
- Nachweis der Holzdruckspannungen in der Kontaktfläche zwischen Holz und Betonnocke (Schnitt 2-2 in Abb. 7.1)
- Schubnachweis (Nachweis des Abscherens) des Holzes im Schnitt 3-3 (Abb. 7.1)

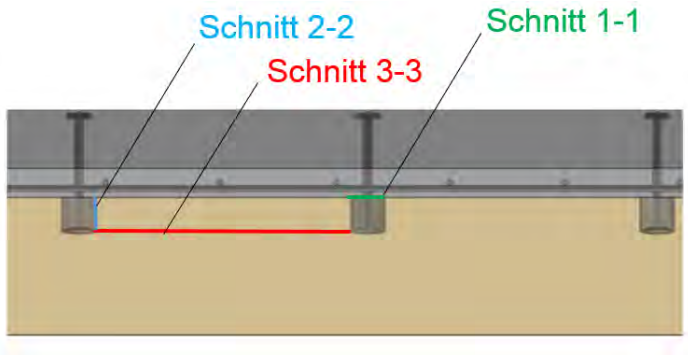


Abbildung 7.1: mögliche Versagensarten und Nachweisschnitte im Nockenbereich

Falls der Betongurt als Halbfertigteil mit Ortbetonergänzung hergestellt wurde, ist noch der Nachweis der Schubtragfähigkeit für die „Betonierfuge“ zu führen.

Hinzu kommen noch der Durchbiegungsnachweis und die Untersuchung des Schwingungsverhaltens.

Die detaillierte Ausarbeitung des Nachweiskonzepts und das Verifizieren des Bemessungsmodells durch die Versuche erfolgt im Weiteren im Rahmen der Dissertation des Sachbearbeiters.

8 Fazit

Untersucht wurden neuartige Verbundmittel für Holz-Beton-Verbundträger, die auf dem Prinzip beruhen, dass in den Holzbalken Aussparungen eingebracht werden, die dann beim Betonieren des Betongurts mit hochfestem, selbstverdichtendem Feinkornbeton verfüllt werden. Diese sogenannten Schubnocken wurden auf unterschiedliche Art und Weise bewehrt.

Es ist vorgesehen, mit diesem System Halbfertigteile, ähnlich wie Filigranplatten, herzustellen und diese auf der Baustelle mit Ortbeton zu einer Deckenplatte zu ergänzen. In einem ersten Schritt wurden die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten der unterschiedlich bewehrten Schubnocken mit Push-out-Versuche untersucht. Danach folgten großmaßstäbliche Versuche an Verbundträgern. Im Anschluss an die Versuche soll aus den Ergebnissen ein Ingenieurmodell erstellt werden, das zur Bemessung solcher Verbundträger herangezogen werden kann.

Die Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Untersuchungen wurden in Kapitel 3.7 zusammengefasst.

Die großmaßstäblichen Versuche wurden mit den bekannten Berechnungsverfahren dimensioniert. Der erste Versuch, der sogenannte Vorversuch, dient als Referenzversuch für die nachfolgenden Versuche.

In den 4 nachfolgenden Versuchen wurde dann immer nur einer der im Referenzversuch festgelegten Parameter wie Betongurtdicke oder Anzahl und Abstand der Schubnocken variiert, um zu ergründen, welchen Einfluss der jeweilige Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten der Träger hat.

Mit Versuchskörper 1 wurde der Bauzustand untersucht. Der Verbundträger besteht in diesem Fall nur aus dem Holzträger und der HPC-Platte (d = 5 cm) aus der die Doppelkopfanker, mit der die Schubnocken bewehrt sind, noch herausstehen. Im Bauzustand wird der Träger sinnvollerweise mindestens mit einem Joch in der Mitte unterstützt werden müssen. Versuch 2 wurde mit einer verringerten Zahl von Schubnocken produziert um die Zusammenhänge zwischen Anzahl der Schubnocken und der erreichten Traglast sowie der Durchbiegung zu ergründen. Die Traglast reduzierte sich im Vergleich zu allen anderen Versuchen nicht, jedoch war das Gesamtsystem erwartungsgemäß biegeweicher.

Bei Versuch 3 wurde die Betongurtdicke um 5 cm von 15 auf 10 cm verringert. Auch dadurch verringerte sich die Traglast kaum, allerdings nahm die Biegesteifigkeit ab. Hier zeigte sich auch, dass bei abnehmender Plattendicke die Verankerung der Doppelkopfanker in der Betonplatte maßgebend werden kann. Hierauf ist bei der Bemessung ebenfalls zu achten.

Im Versuch 4 waren mehr Schubnocken als im Referenzversuch angeordnet. Auch hier blieb die Traglast nahezu gleich. Die Biegesteifigkeit wurde allerdings dadurch gesteigert. Dass bei den Versuchen 2, 3, und 4 die Traglast immer etwa gleich groß war, liegt daran, dass dort immer der Holzbalken auf Biegung versagte. Die Traglast wurde also nicht unmittelbar durch die Dimension des Betongurts und die Anzahl und Anordnung der Schubnocken begrenzt, sondern durch den Holzbalken. Es war aber gut zu erkennen, wie sich die Änderung des jeweiligen Parameters auf das Verformungsverhalten auswirkt.

Die Versuchskörper zwei, drei und vier erreichten in der Versuchsdurchführung alle eine Versagenslast von rund 100 kN. Ein Zusammenhang zwischen Anzahl der Nocken und der Versagenslast ließ sich aus diesen Versuchsreihen somit nicht ableiten, da wie bereits erwähnt bei allen Versuchen die Biegezugfestigkeit des verwendeten Holzes für das Versagen maßgebend war. Aus demselben Grund hat die Reduktion der Ortbetonergänzung nicht zu einer Verringerung der Bruchlast beigetragen. Die Anzahl der Schubnocken wirkt sich jedoch signifikant auf die Steifigkeit des Gesamtsystems aus. Bei Versuch 4 wurden wesentlich geringere Verformungen festgestellt als bei Versuch 2. Dies zeigt, dass mit zunehmender Anzahl der

Schubnocken auch die Steifigkeit des Verbundträgers zunimmt. Durch die Reduktion der Ortbetonschicht wurde das System wesentlich weicher.

Die höhere Traglast des Referenzversuchs ist der höheren Festigkeit des Holzbalkens geschuldet. In zukünftigen Versuchen sollte daher die Holzgüte verbessert werden.

Ausblick

Momentan laufen die nummerischen Untersuchungen an dem Verbindungssystem mit dem Ziel, deren Ergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen zu vergleichen und weitere Erkenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten der Schubnocken zu gewinnen. Es werden einzelne Nocken mit verschieden Bewehrungsarten moduliert und berechnet, um die Verteilung der Spannungen im Inneren der Nocken untersuchen zu können. Weitere Simulationen sollen die großen Verbundträger beinhalten, um das Tag- und Verformungsverhalten der praxisnahen Verbundträger untersuchen zu können. Es werden verschiedene Parameter (Dicke der Betonplatte, Anzahl und Anordnung der Nocken sowie Höhe des Holzquerschnitt) bei den Untersuchungen verändert, um deren Auswirkung auf das Verbundsystem zu erforschen.

Aufbauend auf den numerischen und den experimentellen Ergebnissen soll ein einfach anzuwendendes Bemessungskonzept, das auf einem leicht verständlichen Ingenieurmodell beruht, entwickelt und bereitgestellt werden.

9 Literaturverzeichnis

[1] **DIN, Deutsches Institut für Normung.** *DIN EN 12390-1 Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. Berlin : Beuth Verlag, Dezember 2012.*

[2] **DIN 68364,** *Kennwerte von Holzarten* - Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten. Berlin : Beuth Verlag, Mai 2003.

[3] **Glaser, R.,** *Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*, Dissertation. Technische Universität Cottbus : s.n., 2005.

[4] **DIN 1052:** *Holzbauwerke T.1. Berechnung und Ausführung und T. 2.Mechanische Verbindungsmittel mit Ergänzungen A1 und A2 (1996).* 1988.

[5] **König, Holschemacher und Dehn.,** *Holz-Beton-Verbund.* 1. Berlin : Bauwerk Verlag, 2004.

[6] **DIN EN 1995-1-1:2010-12,** *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*: Teil 1-1: Allgemeines; Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH. 2010.

[7] **DIN EN 1995-2:2010-12,** *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 2: Brücken*. Berlin: Beuth Verlag GmbH. 2010.

[8] **DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010,** *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 01.2011.*

[9] **DIN EN 1994-1-1:2010-12,** *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.*

Anhang A Konstruktive Durchbildung der Versuchskörper der Push-out Versuche

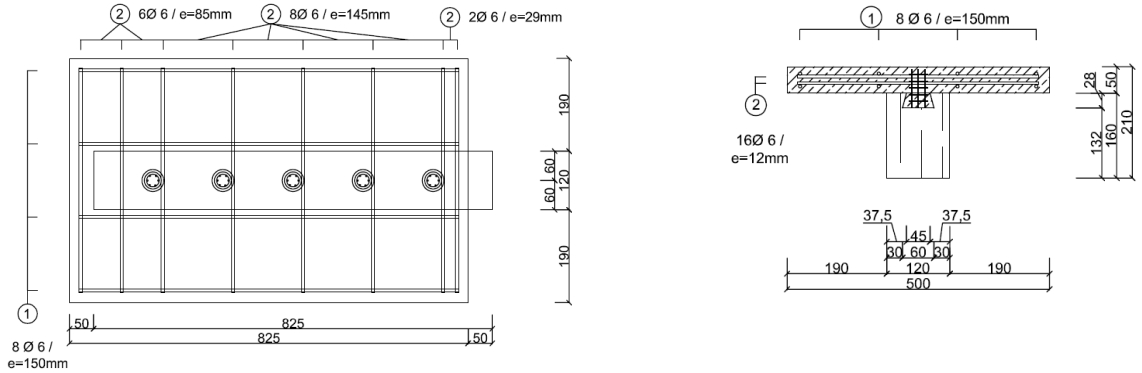


Abbildung 1: Versuchskörper V1-K45: links Draufsicht, rechts Schnitt

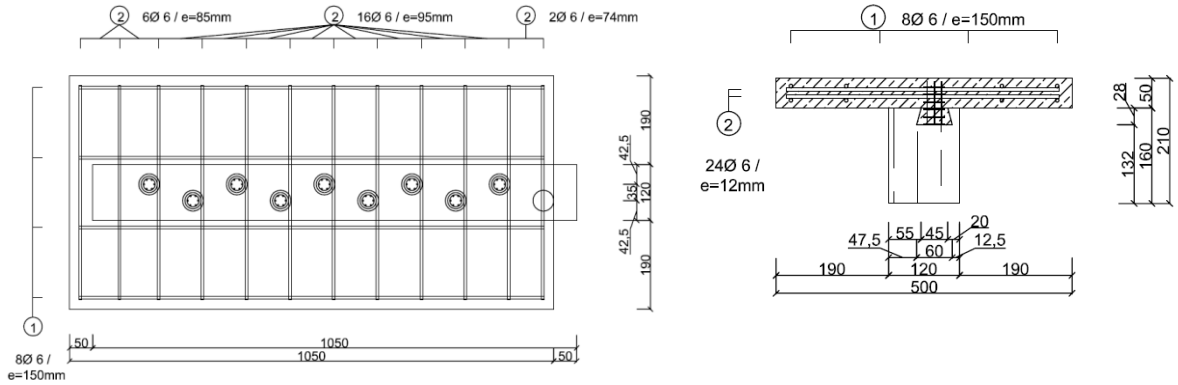


Abbildung 2: Versuchskörper V2-K45: links Draufsicht, rechts Schnitt

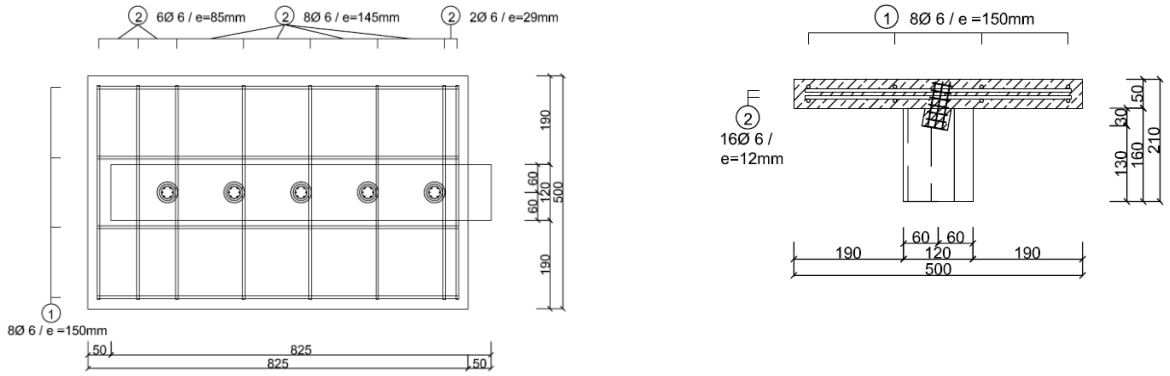


Abbildung 3: Versuchskörper V1-S45: links Draufsicht, rechts Schnitt

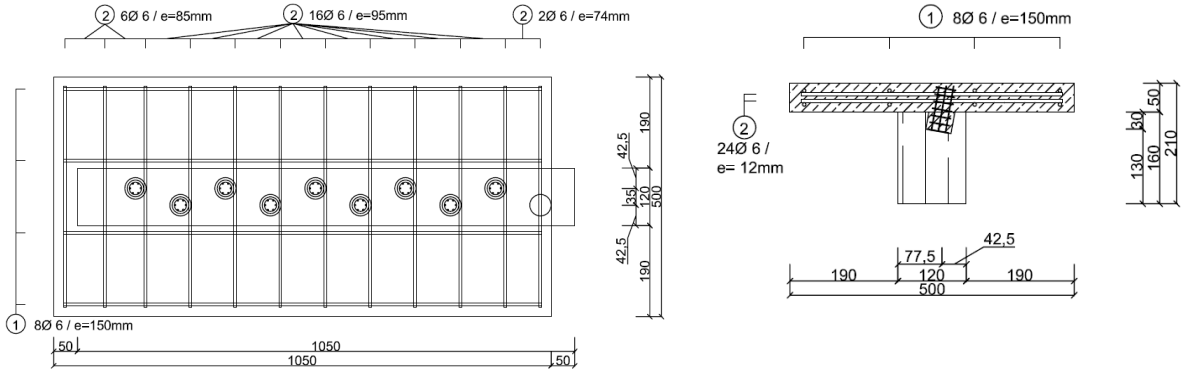


Abbildung 4: Versuchskörper V2-S45: links Draufsicht, rechts Schnitt

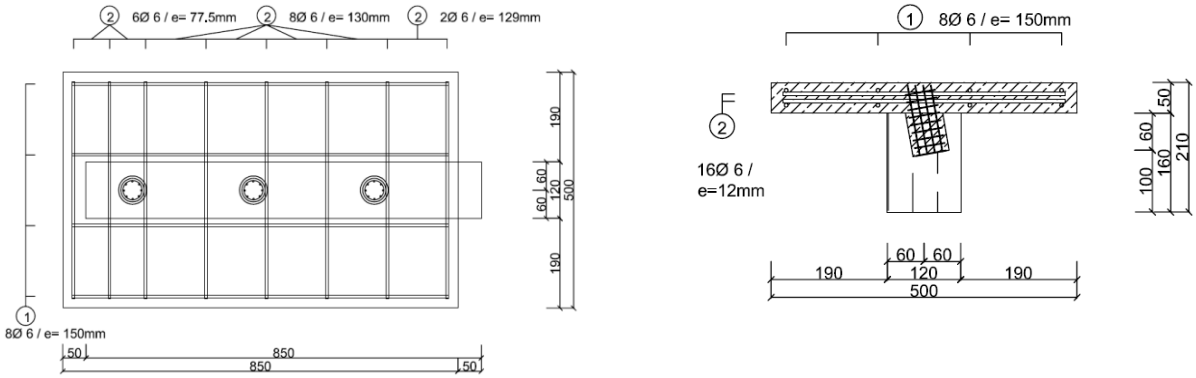


Abbildung 5: Versuchskörper V1-S60: links Draufsicht, rechts Schnitt

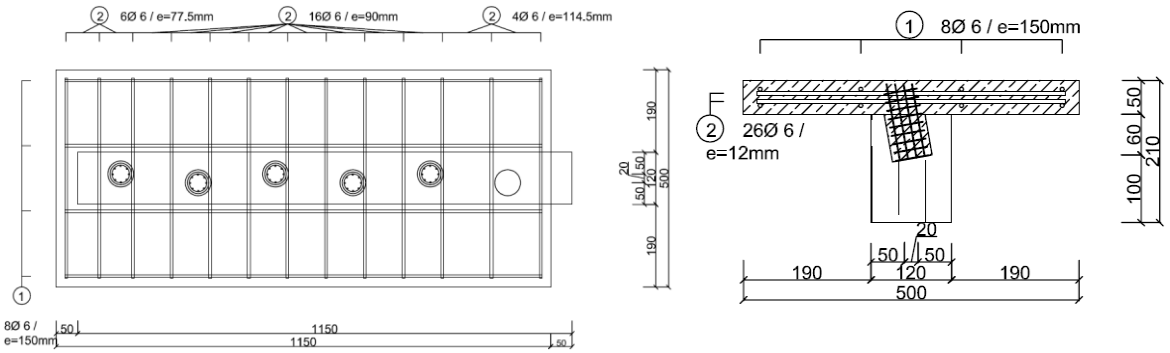
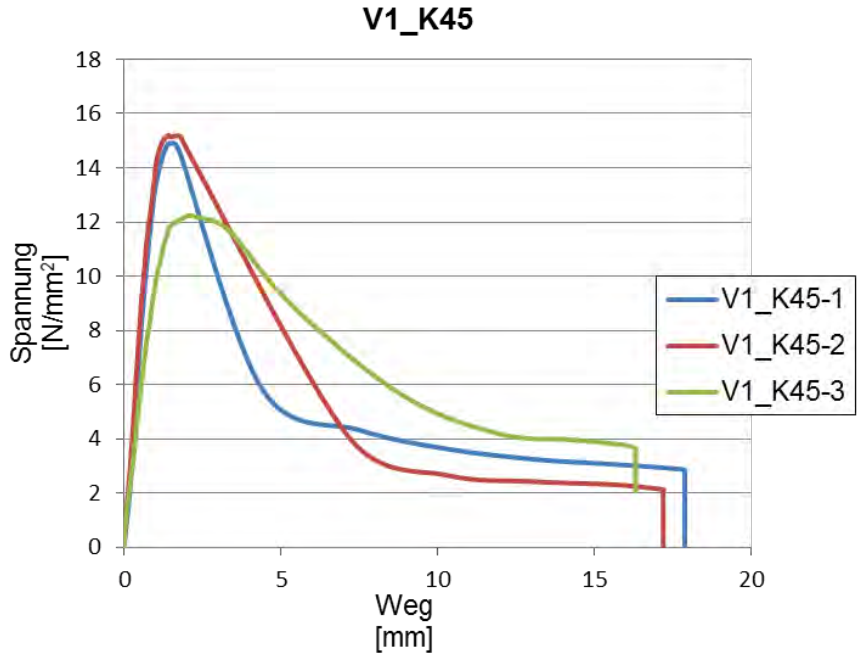


Abbildung 6: Versuchskörper V2-S60: links Draufsicht, rechts Schnitt

Anhang B Ergebnisse der einzelnen Versuche (Push-Out Versuche)

- V1_K45

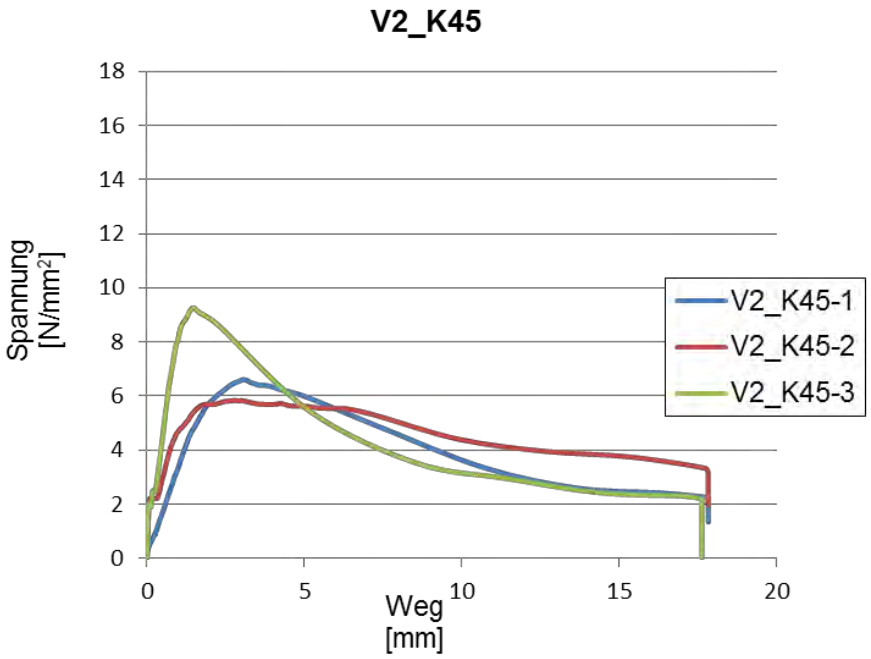
Hochfester Beton		Betonnocken	
f_c = 95,21 [N/mm²]	Alter: 17 d	∅= 45 [mm]	Anzahl: 5
Konsistenz: F6 (sehr fließfähig)		l_v = 100 mm	t_v= 28 mm
E-Modul: 36430,3 [N/mm²]		A_s=23,56mm²	Konisch



Alle Nocken bei allen Versuchskörpern waren gut betoniert, bis auf eine Nocke bei V1 K45-1. Sie war nur bis zu etwa 70% betoniert. Die maximal aufnehmbare Schubkraft einer Schubnocke betrug 24,18 kN.

- V2_K45

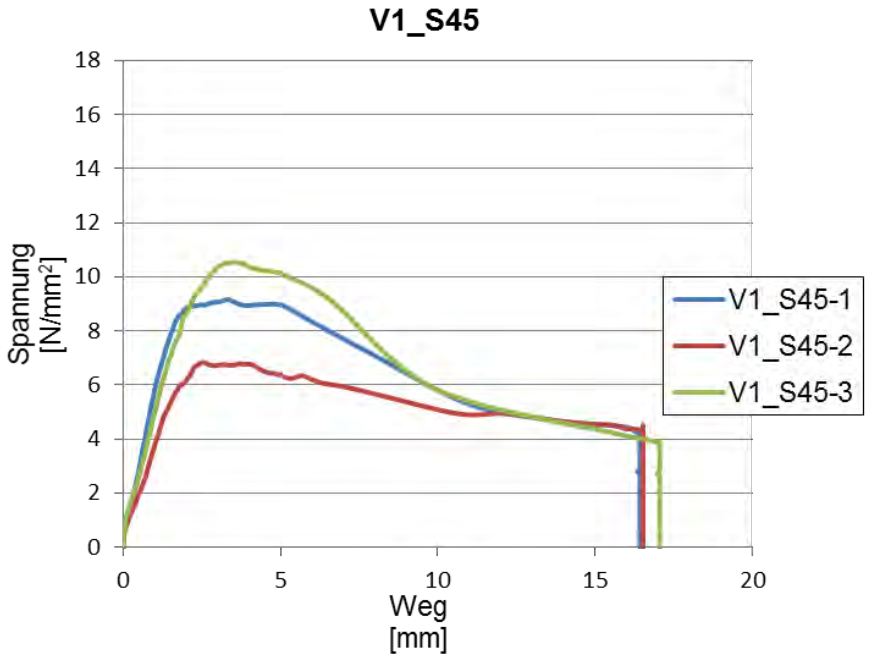
Hochfester Beton		Betonnocken	
f_c = 95,21 [N/mm²]	Alter: 17 d	∅= 45 [mm]	Anzahl: 9
Konsistenz: F6 (sehr fließfähig)		l_v = 145 mm	t_v= 28 mm
E-Modul: 36430,3 [N/mm²]		A_s=23,56mm²	Konisch



Bei V2 K45-3 waren die Nocken gut betoniert. Im Vergleich dazu waren die Nocken bei V2 K45-2 u. 3 teilweise nicht gut betoniert. Die maximal aufnehmbare Schubkraft einer Schubnocke betrug 14,72 kN.

- V1_S45

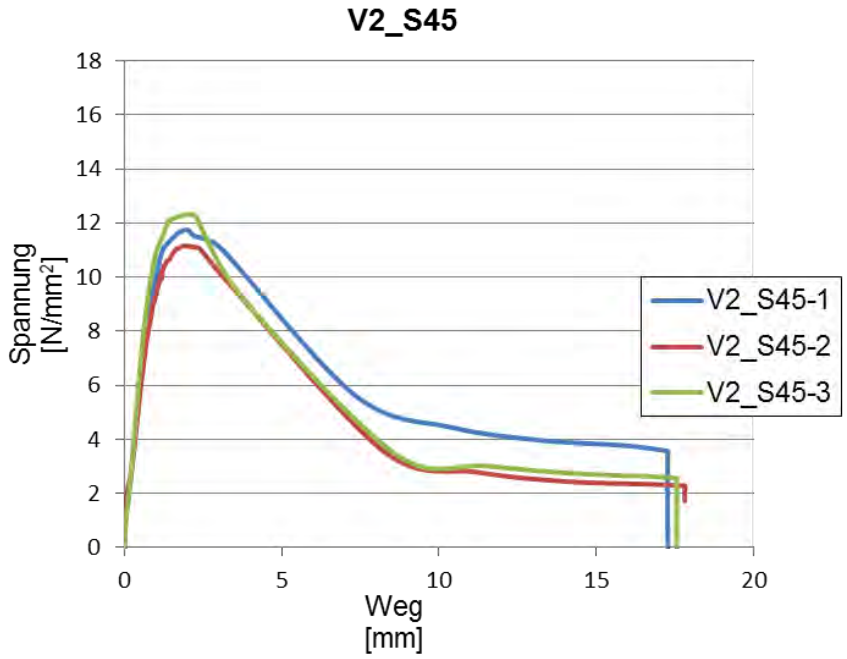
Hochfester Beton		Betonnocken	
f_c = 108,9 [N/mm²]	Alter: 21 d	∅= 45 [mm]	Anzahl: 5
Konsistenz: F5 (fließfähig)		l_v = 100 mm	t_v= 30 mm
E-Modul: 38006,9 [N/mm²]		A_s=23,56mm²	Schräg



Die Nocken bei V2 S45-2 waren nicht gut betoniert. 3 Nocken von 5 waren bis zu 80% mit Beton ausgefüllt. Die maximal aufnehmbare Schubkraft einer Schubnocke betrug 16,75 kN.

- V2_S45

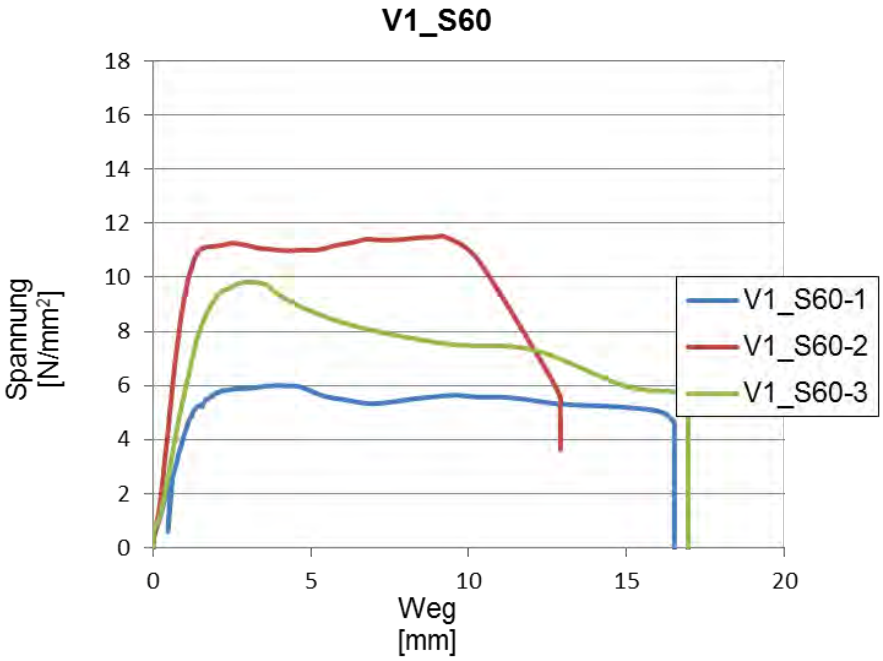
Hochfester Beton		Betonnocken	
f_c = 108,9 [N/mm²]	Alter: 21 d	∅= 45 [mm]	Anzahl: 9
Konsistenz: F5 (fließfähig)		l_v = 145 mm	t_v= 30 mm
E-Modul: 38006,9 [N/mm²]		A_s=23,56mm²	Schräg

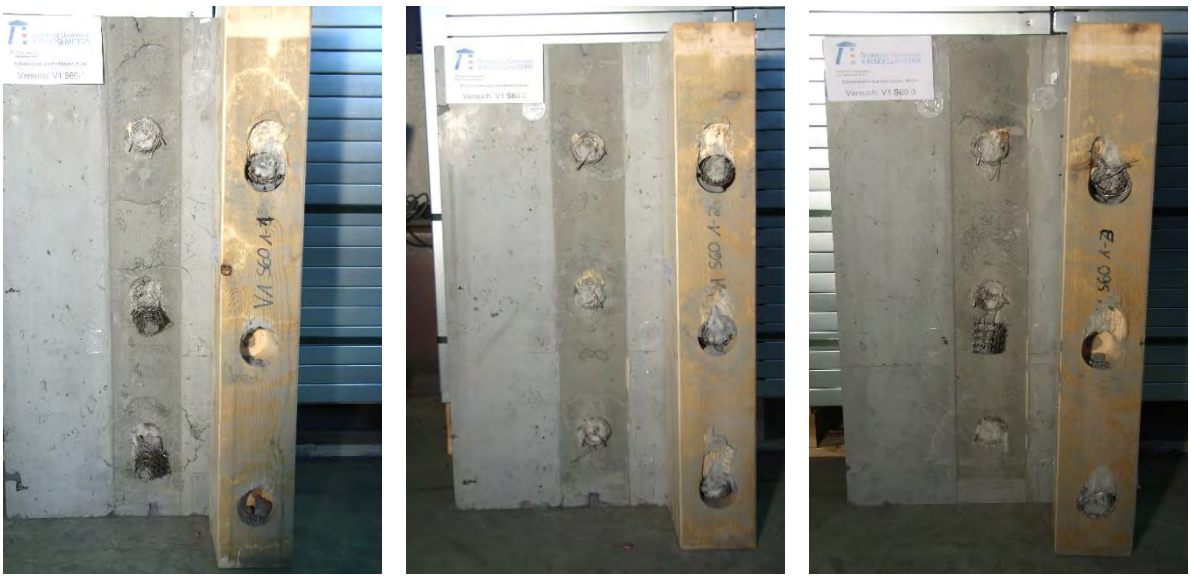


Die Nocken bei allen drei Versuchskörpern waren gut mit Beton ausgefüllt. Die maximal aufnehmbare Schubkraft einer Schubnocke betrug 19,60 kN.

- V1_S60

Hochfester Beton		Betonnocken	
f_c = 93,45 [N/mm²]	Alter: 21 d	∅= 60 [mm]	Anzahl: 3
Konsistenz: F4 (sehr weich)		l_v = 200 mm	t_v= 60 mm
E-Modul: 35335,8 [N/mm²]		A_s=48,69mm²	Schräg

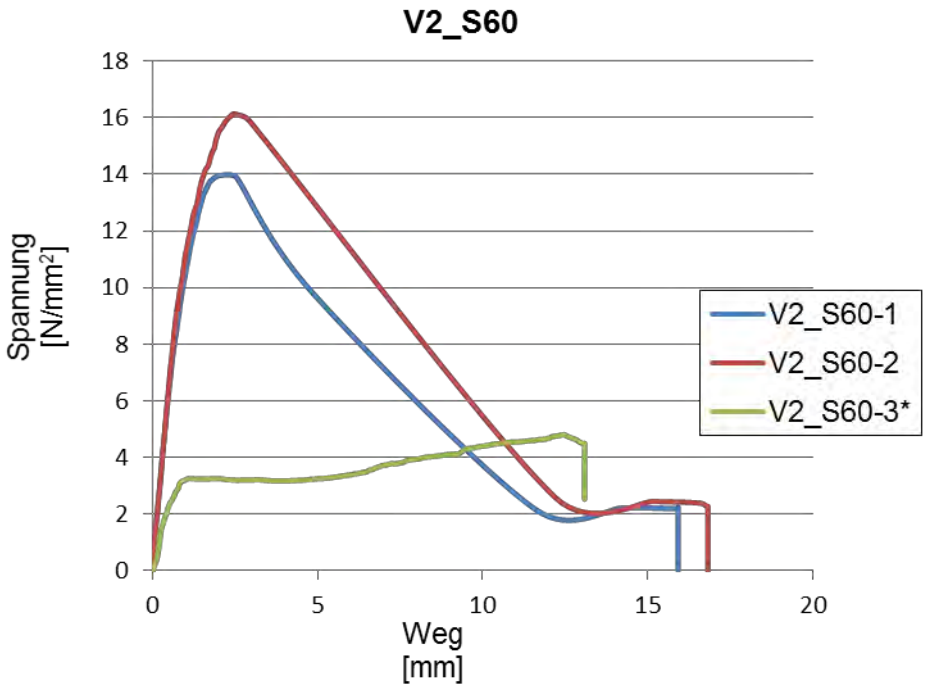




Bei den Versuchskörpern 1 u. 3 waren die Nocken wie auf den oben zu sehenden Bildern teilweise schlecht betoniert. Die maximal aufnehmbare Schubkraft einer Schubnocke betrug 32,46 kN.

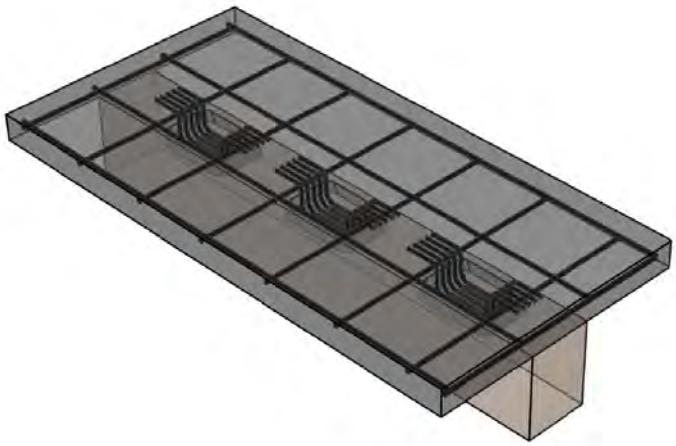
- V2_S60

Hochfester Beton		Betonnocken	
f_c = 101 [N/mm²]	Alter: 21 d	∅= 60 [mm]	Anzahl: 5
Konsistenz: SVB		l_v = 120 mm	t_v= 60 mm
E-Modul: 35188,5 [N/mm²]		A_s=48,69mm²	Schräg



Die Nocken bei den Versuchskörper Nr. 3, der mit den Versuchskörpern der Reihe V1_S60 zusammen betoniert wurde, waren sehr schlecht betoniert. Die maximal aufnehmbare Schubkraft einer Schubnocke betrug 45,63 kN.

➢ V3_RK28S



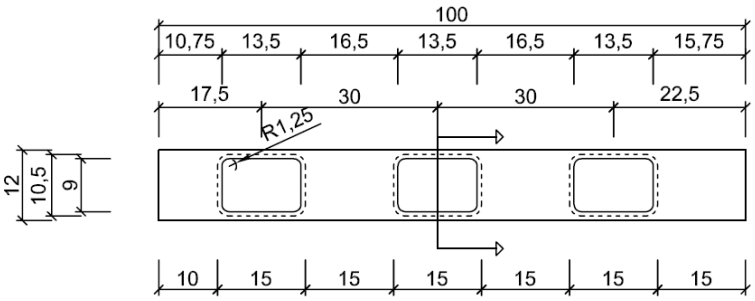
Maximale Last:

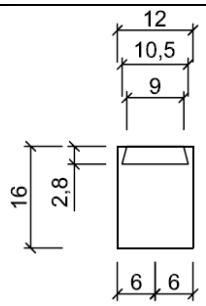
V1 76,95 kN

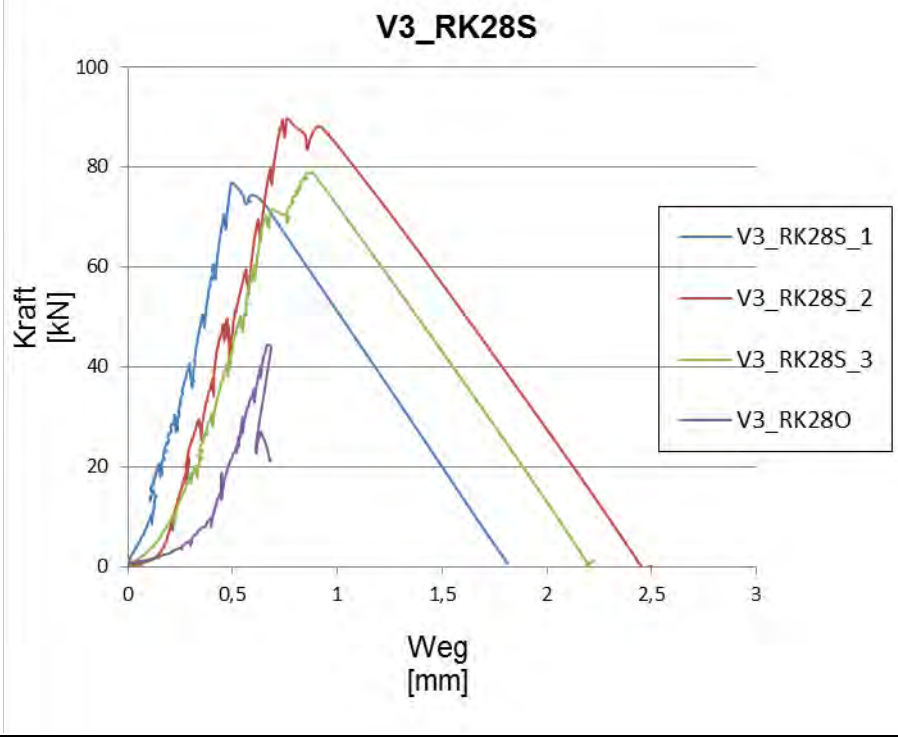
V2 89,82 kN

V3 78,87 kN

V_O 44,37 kN



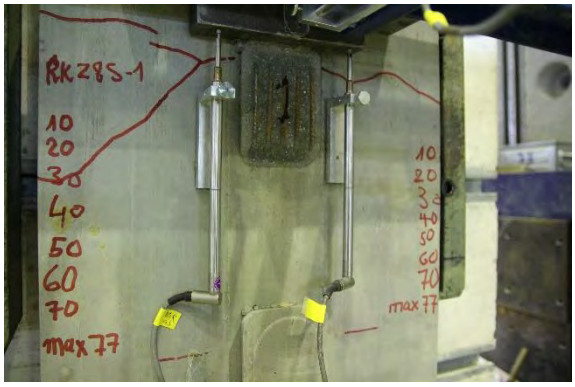




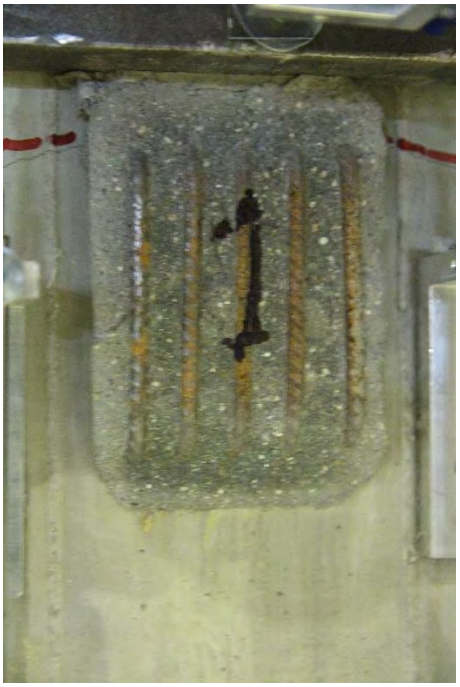
➢ Versagensbilder: V3_RK28S

1

2



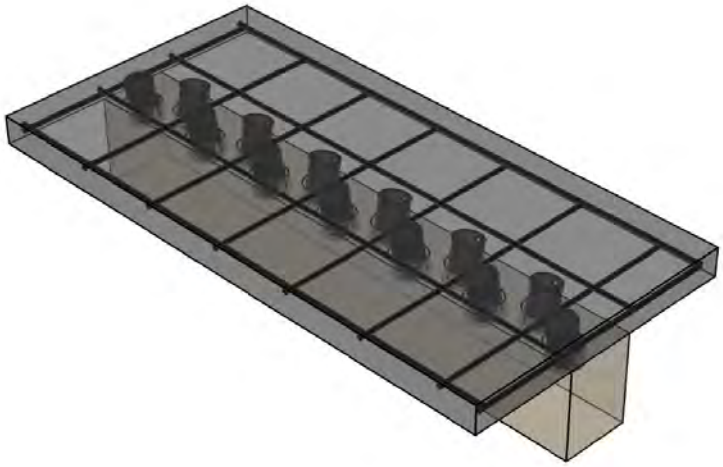
3



O

	Verschiebungsmodul				
	maxA	maxE	maxH	maxK ohne	
0,4*max	30,78	35,928	31,548	17,748	
	0,239884041	0,410572	0,41593338	0,46276614	
	mittelwert Weg	0,35546314	mm		
	Mittelweg Kraft	32,752	kN		
	mit Bewehrung	Kser	92,14	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,31	kN/mm2	Schubsteifigkeit
	Ohne Bewehrung	Kser	38,35	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,13	kN/mm2	Schubsteifigkeit

➢ V3_ZS28R



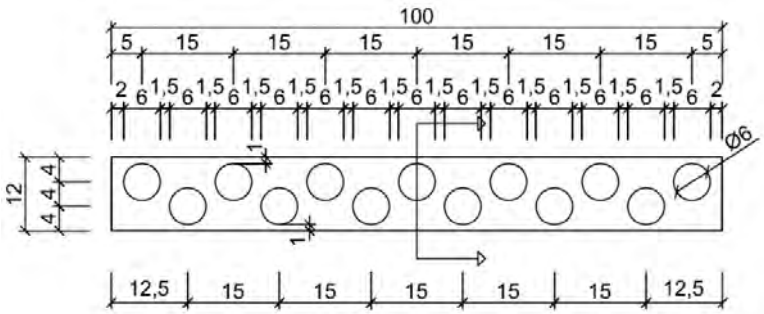
Maximale Last:

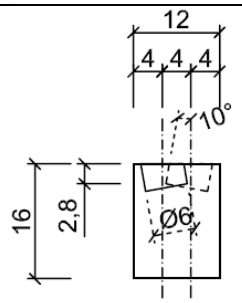
V1 65,44 kN

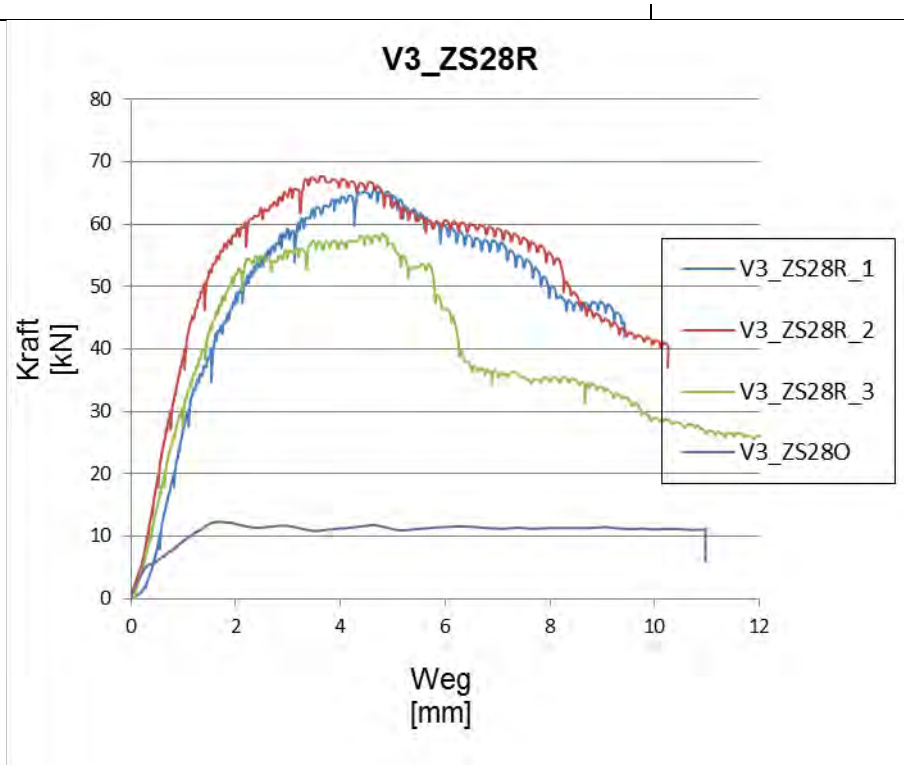
V2 67,65 kN

V3 58,42 kN

V_O 12,29 kN







➢ Versagensbilder: V3_ZS28R

1

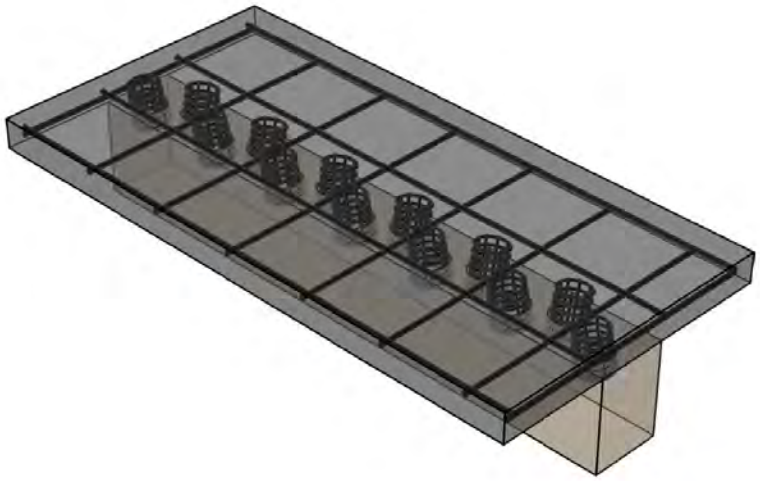
2

3

O

	Verschiebungsmodul				
	maxA	maxE	maxH	maxK ohne	
0,4*max	26,176	27,06	23,368	4,9192152	
	0,974479435	0,67483432	0,71964184	0,27395631	
	mittelwert Weg	0,78965186	mm		
	Mittelweg Kraft	25,5346667	kN		
	mit Bewehrung	Kser	32,34	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,11	kN/mm2	Schubsteifigkeit
	Ohne Bewehrung	Kser	17,96	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,06	kN/mm2	Schubsteifigkeit

➢ V3_ZS28D



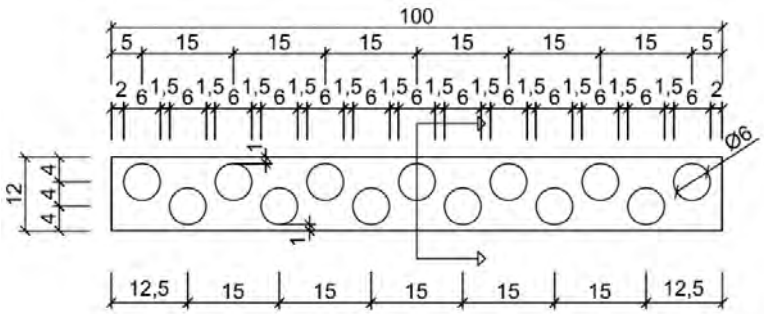
Maximale Last:

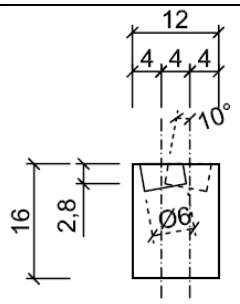
V1 38,5 kN

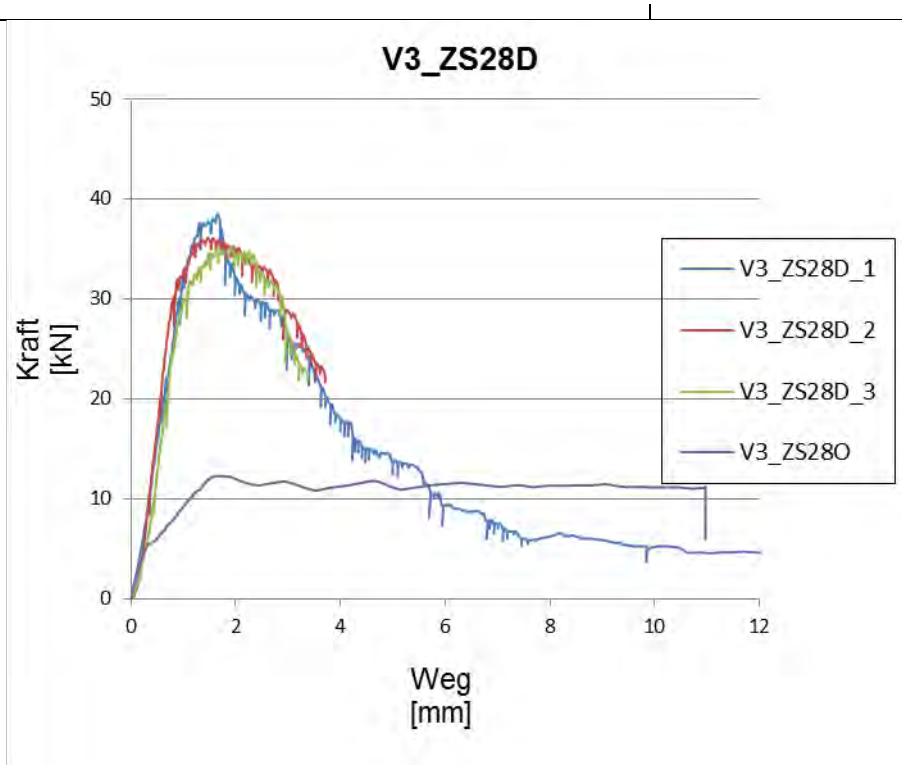
V2 36,13 kN

V3 35,07 kN

V_O 12,29 kN

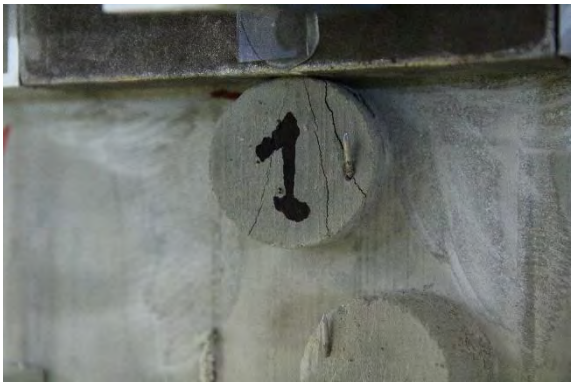




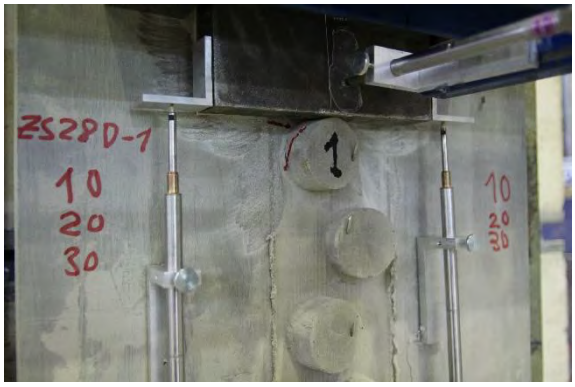


➢ Versagensbilder: V3_ZS28D

1



2

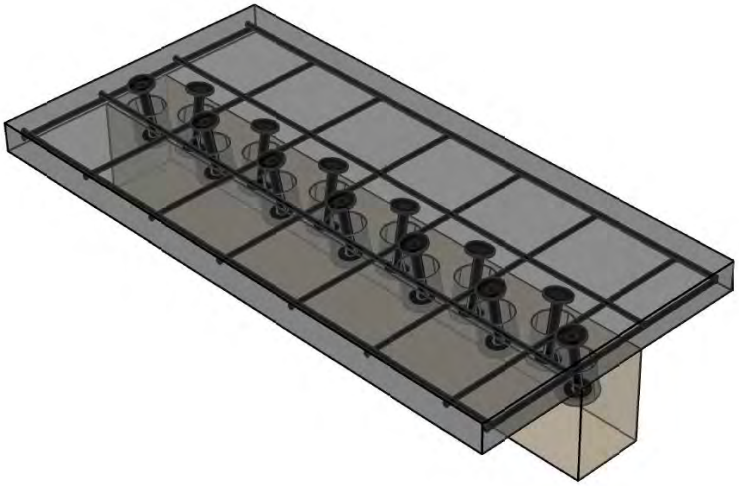


3

O

	Verschiebungsmodul				
	maxA	maxE	maxH	maxK ohne	
0,4*max	15,4	14,452	14,028	4,9192152	
	0,480104975	0,44363244	0,52825145	0,27395631	
	mittelwert Weg	0,48399629	mm		
	Mittelweg Kraft	14,6266667	kN		
	mit Bewehrung	Kser	30,22	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,10	kN/mm2	Schubsteifigkeit
	Ohne Bewehrung	Kser	17,96	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,06	kN/mm2	Schubsteifigkeit

➢ V3_ZS60A



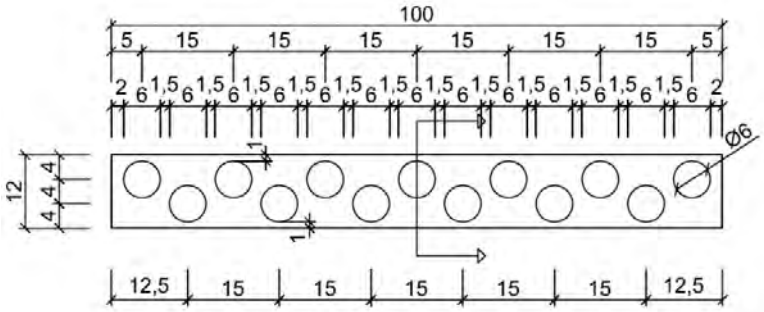
Maximale Last:

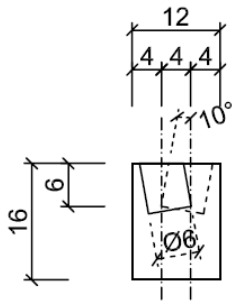
V1 55,08 kN

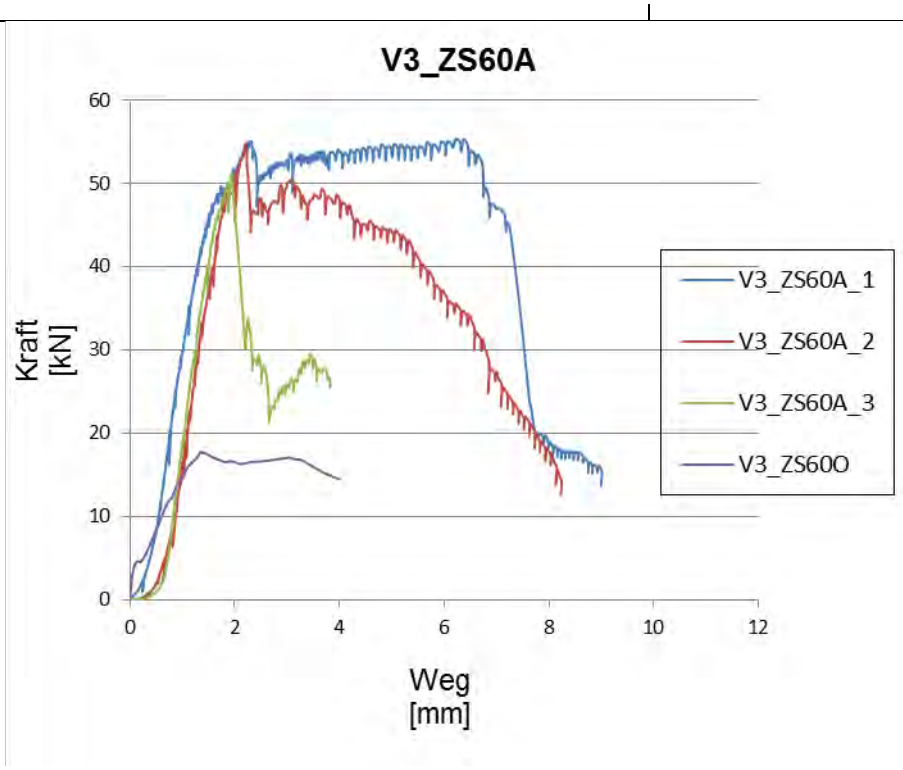
V2 54,74 kN

V3 51,07 kN

V_O 17,80 kN







➢ Versagensbilder: V3_ZS60A

1

2

3

O

	Verschiebungsmodul				
	maxA	maxE	maxH	maxK ohne	
0,4*max	22,032	21,896	20,43	7,12165978	
	0,804457255	0,98285082	1,04524504	0,41688811	
	mittelwert Weg	0,94418437	mm		
	Mittelweg Kraft	21,452	kN		
	mit Bewehrung	Kser	22,72	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,08	kN/mm2	Schubsteifigkeit
	Ohne Bewehrung	Kser	17,08	kN/mm	Verschiebungsmodul
		Ki	0,06	kN/mm2	Schubsteifigkeit

- Vergleich Kser

RK28S	ZS28R	ZS28D	ZS60A
92,14 kN/mm	32,34 kN/mm	30,22 kN/mm	22,72 kN/mm

- Betonfestigkeiten:

Betonage	Datum	Betondruckfestigkeit fc N/mm²					Biegzug-festigkeit N/mm²	Druck-festigkeit N/mm²	Spaltzug-festigkeit N/mm²	E-Modul N/mm²
		n. 2 Tage	n. 28 Tage	ca. am Versuchstag		Betonalter				
1	20.01.2015	69,14	115,64	18. Feb	115,64	29	7,70	86,70	3,58	35145,69
2	22.01.2015	76,88	103,88	18. Feb	101,62	27	10,03	88,52	3,69	34724,06
3	27.01.2015	82,76	122,07	19. Feb	118,09	23	10,27	76,41	3,63	37630,01
4	29.01.2015	83,80	110,02	19. Feb	107,08	21	8,67	96,50	3,84	34839,95

Versuchskörber	Betoncharge	Betonage
V3_RK28S_1-4	20.01.2015 13:00	1
V3_ZS28R_1-4	22.01.2015 10:00	2
V3_ZS28D_1-3	27.01.2015 10:00	3
V3_ZS60A_1-4	29.01.2015 10:00	4

Anhang C Materialkennwerte des Normalbetons

TRAPOBET
Transportbetongesellschaft mbH Kaiserslautern KG

Mischungsberechnung

Firma	TBG Westpfalz
Werk	Pirmasens

Sorte	11UNI	C20/25	F 3
SL / Gk:	3234	32	
Eignung / bes. Eigenschaften			
Exp.- Klassen	XC4, XF1, WF		

Ausgangsstoffe		Art	Hersteller	Gehalt kg/m³	Dichte kg/dm³	Volumen dm³
Zuschlag	34,0 %	Rheinsand	Kuhn	638	2,630	242,5
	16,0 %	Rheinkies 2/8	HSK	299	2,620	114,1
	23,0 %	Rheinkies 8/16	HSK	431	2,630	164,0
	27,0 %	Rheinkies 16/32	HSK	507	2,630	192,6
Zement	300,0 kg	CEM II AS 52,5 N	Calcia (SZG)	300	3,100	96,8
Wasser	180,0 kg	Trinkwasser	Trinkwasser	180	1,000	180,0
Luft						10,0

Ausgangsstoffe ges.	2355	2,36	1000,0
Mehlkorngehalt	301		
Feinstsandgehalt [1]	394		
Mörtelgehalt			513,0
w/z	0,60		
$w/z_{(eq)}$ [2]	0,60		

1) incl. Mehlkornanteil

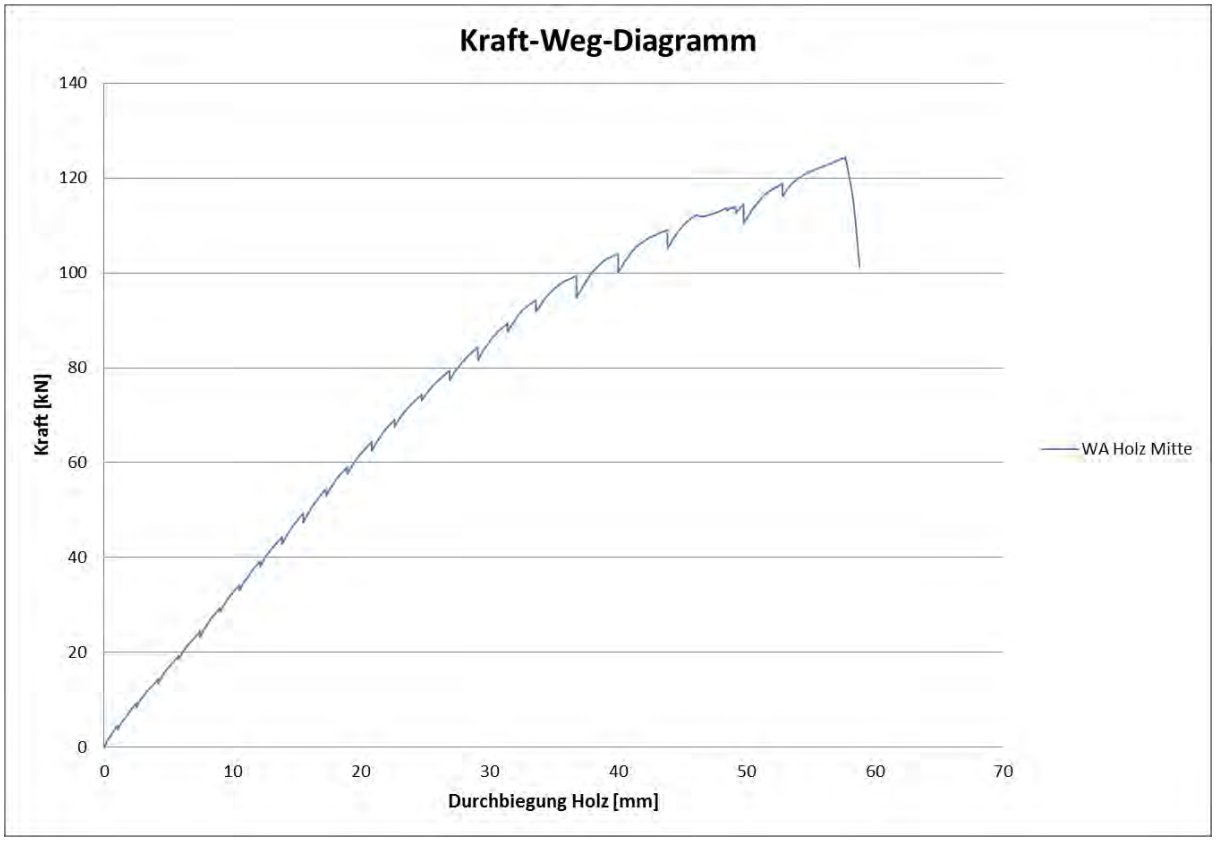
2) bei Anrechnung von Flugasche: w/z(eq)-Wert = w/(z+k*f)
wobei der Flugascheanteil f höchstens mit 0,33z angerechnet wird.
Konstante k laut Prüfbescheid für Steinkohleflugaschen

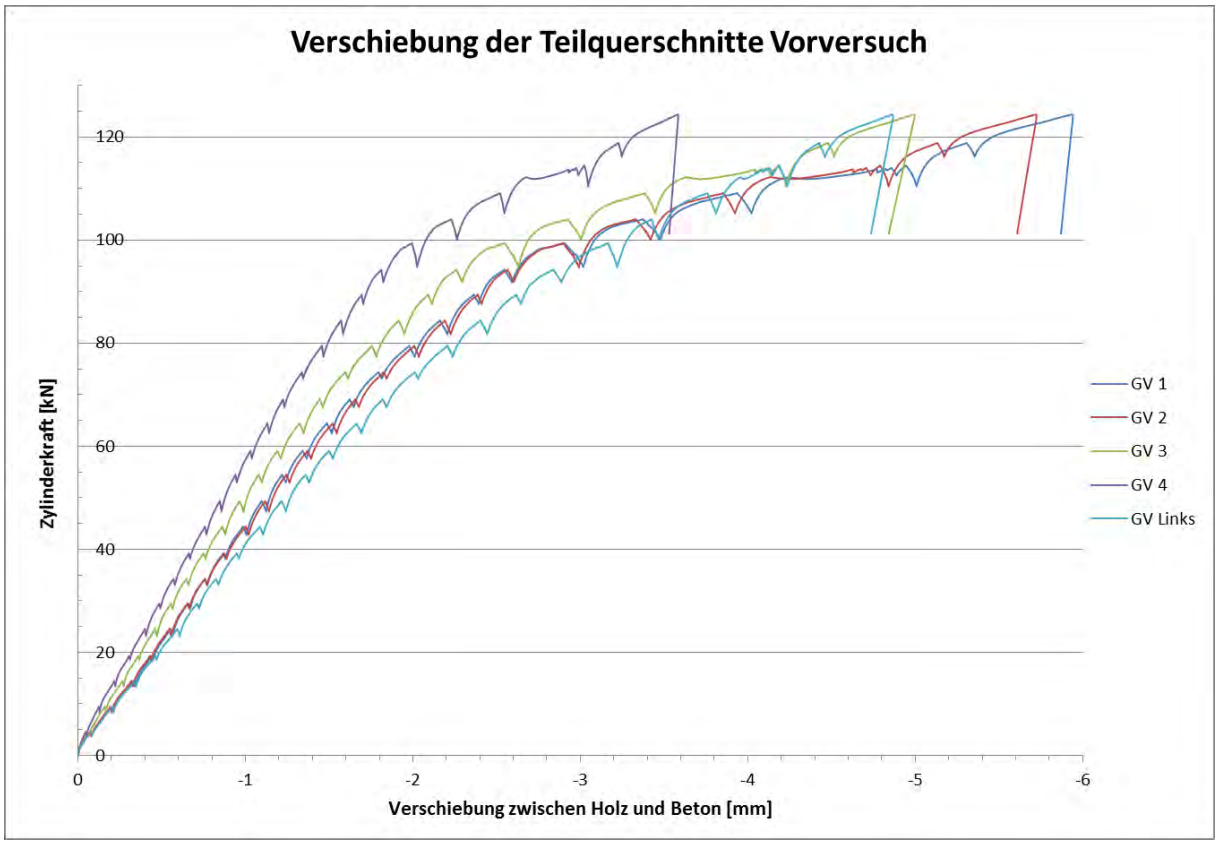
KAISERSLAUTERN, am 13.10.2015

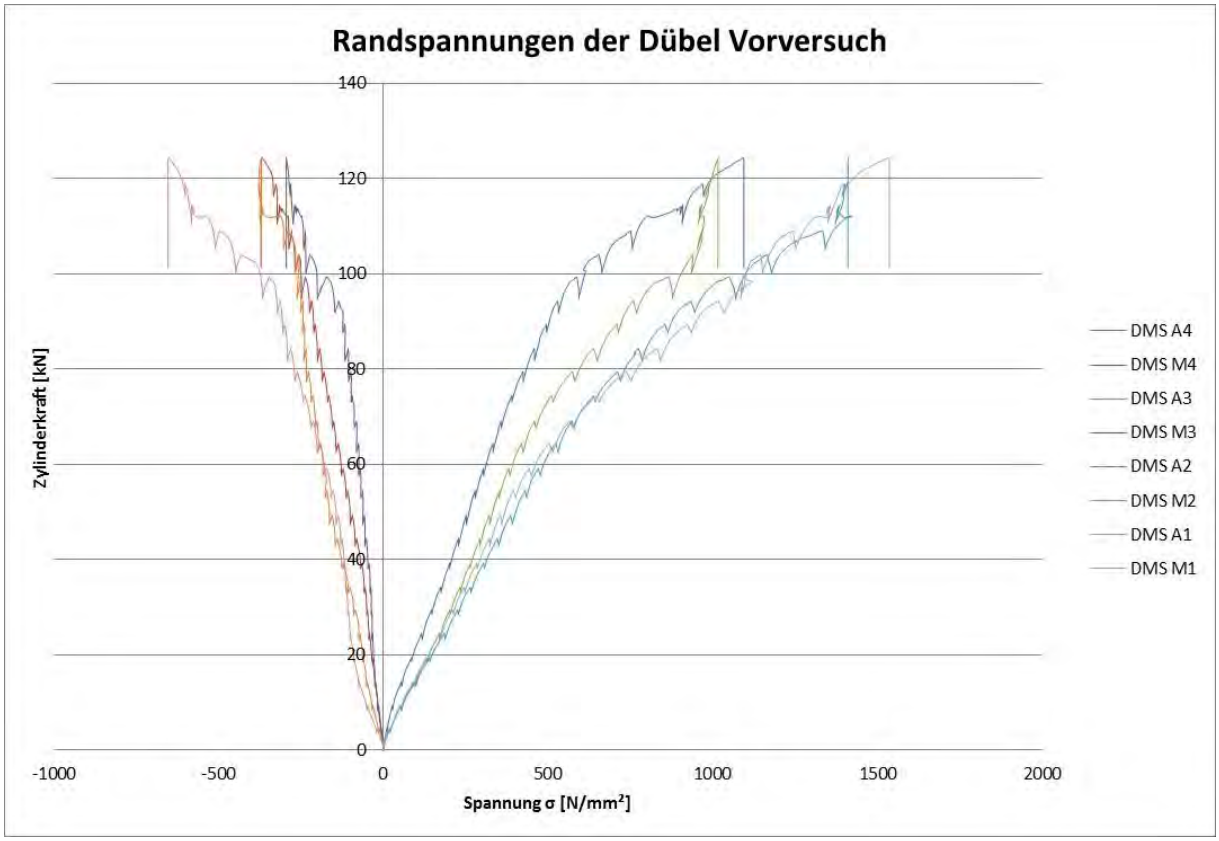
(Prüfstellenleiter)

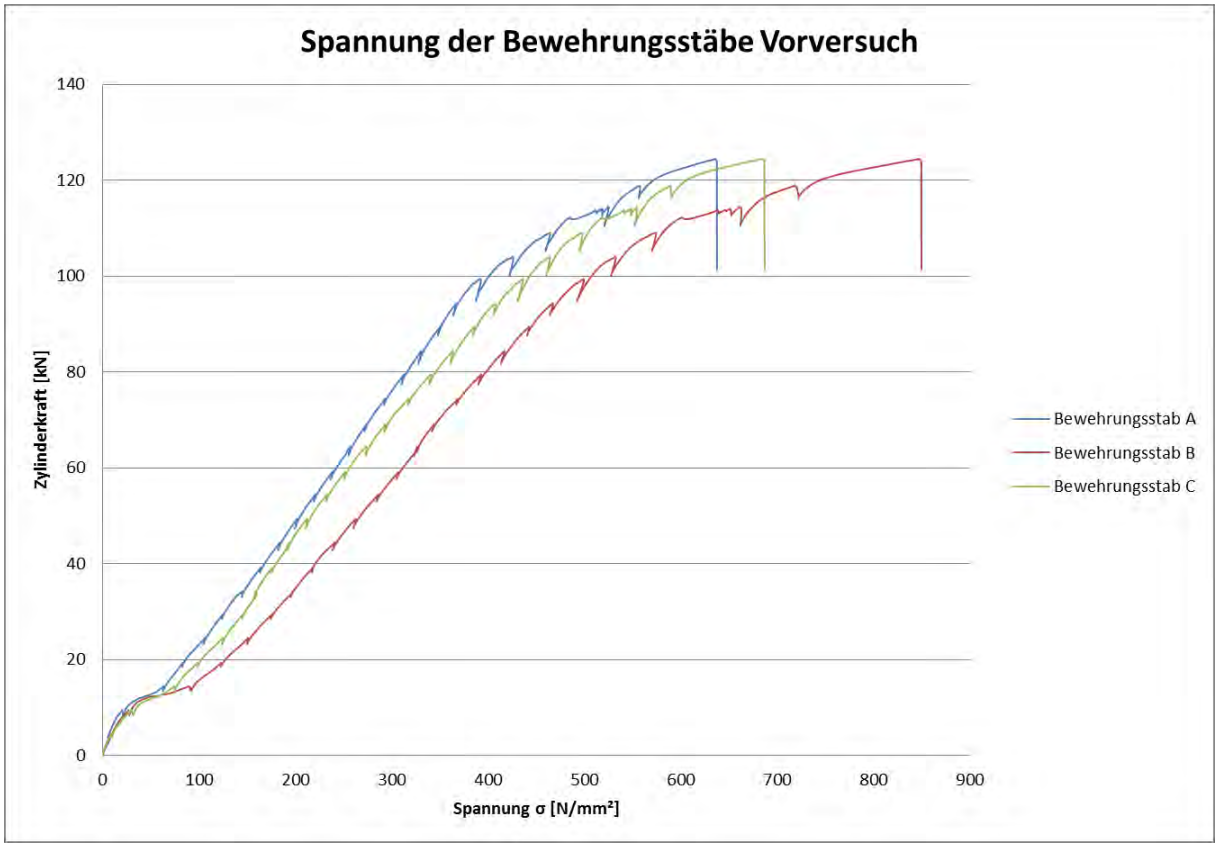
Anhang D Zusammenstellung der Ergebnisse der Biegeversuche

➢ Vorversuch

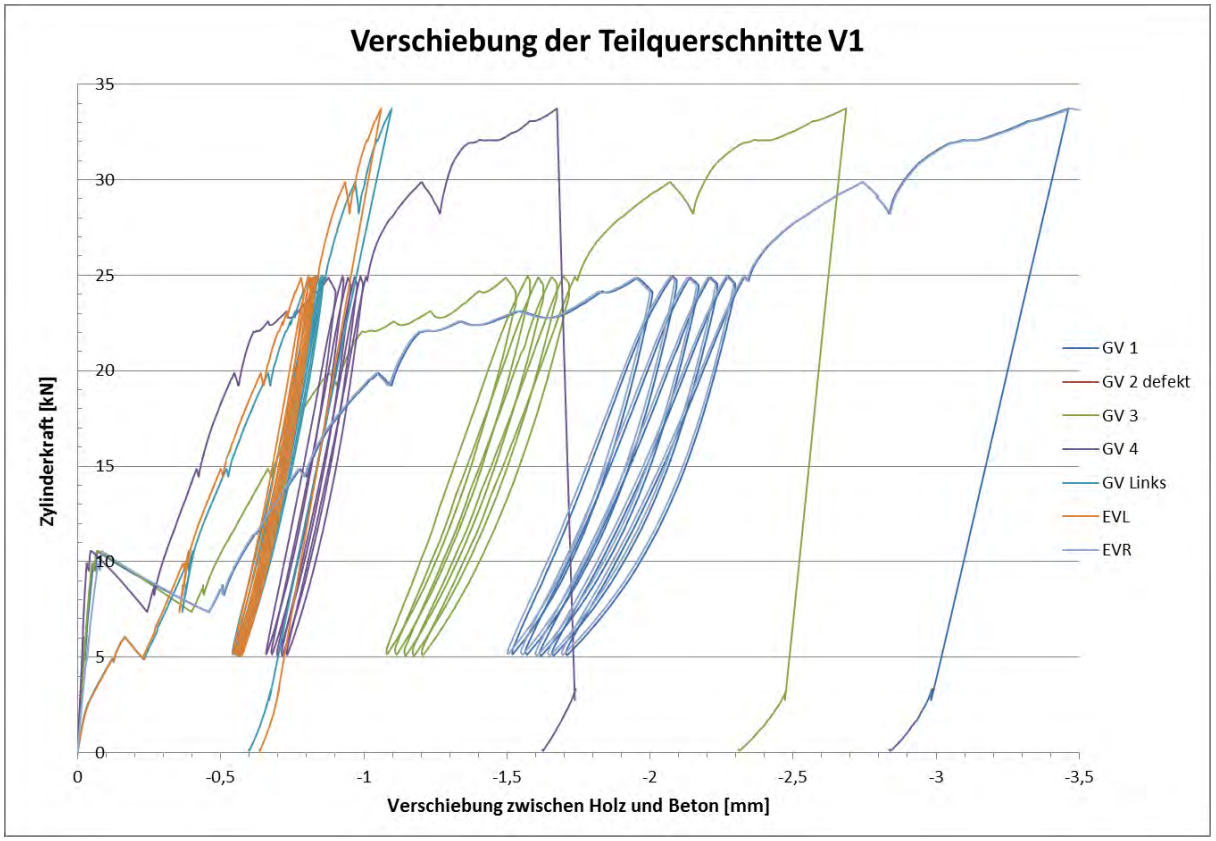


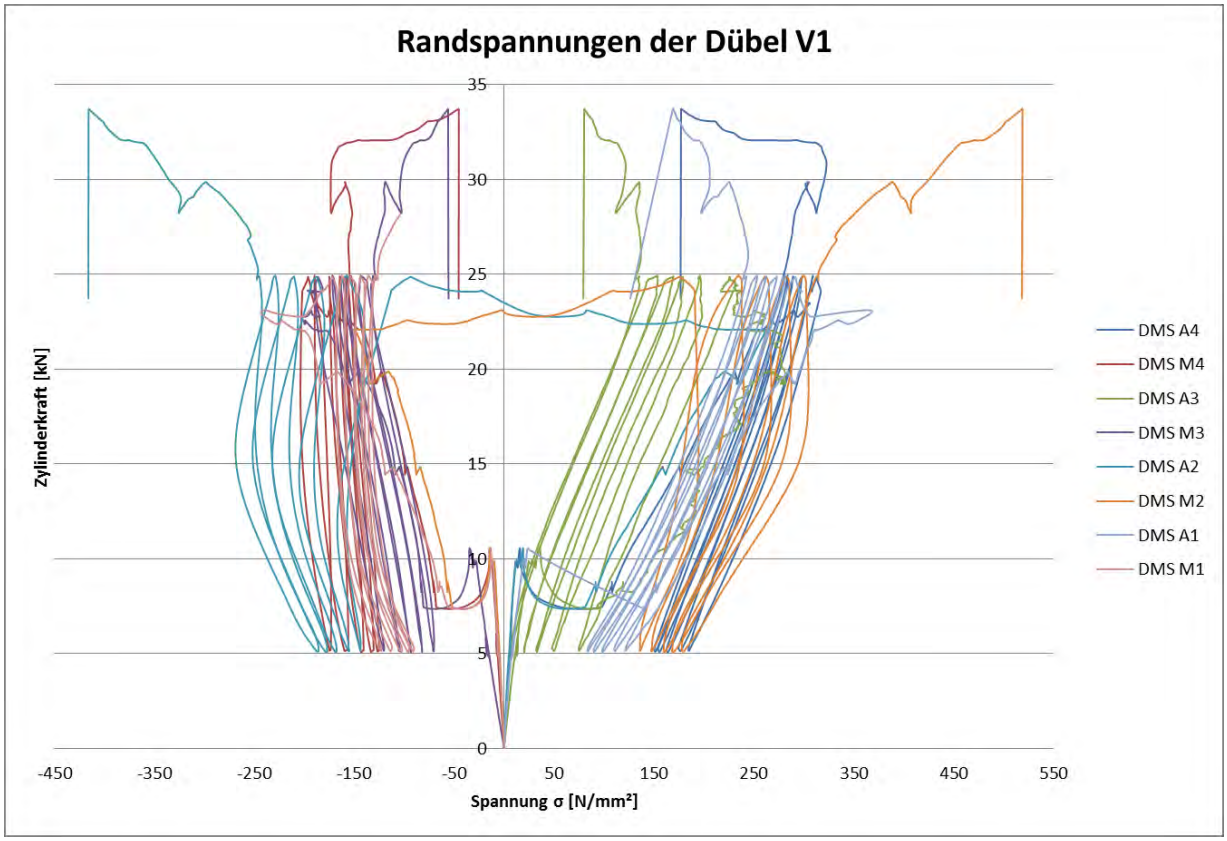


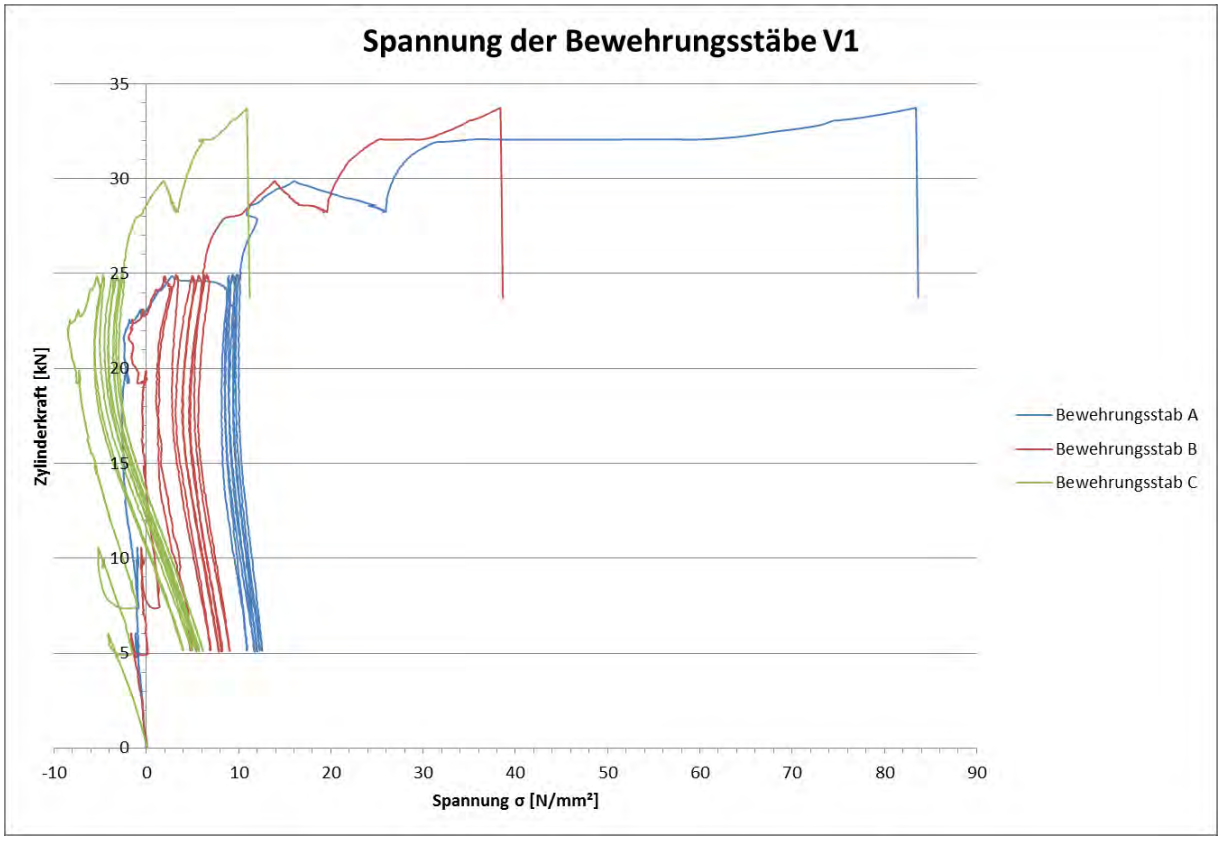

Randspannungen der Dübel Vorversuch
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
DMS A4
DMS M4
DMS A3
DMS M3
DMS A2
DMS M2
DMS A1
DMS M1


Spannung der Bewehrungsstäbe Vorversuch
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
Bewehrungsstab A
Bewehrungsstab B
Bewehrungsstab C

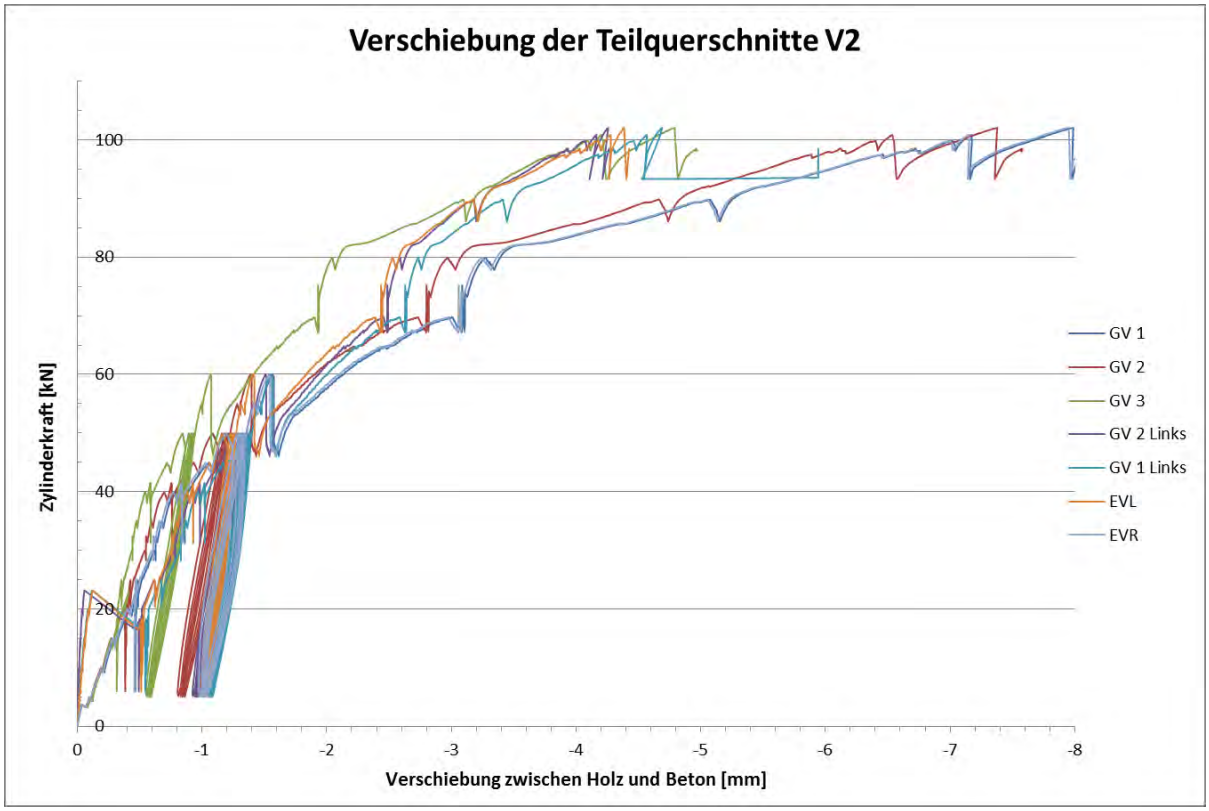
➢ Versuch 1 (Nur UHPC Platte)

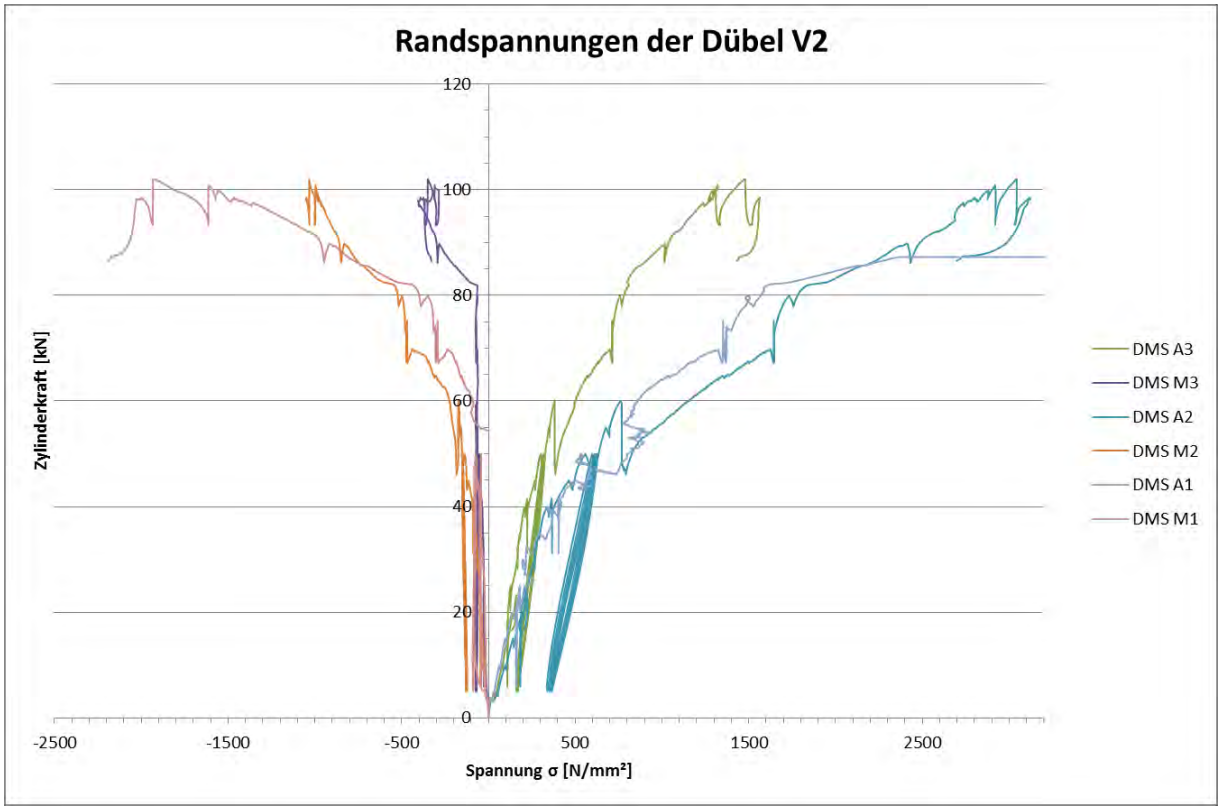


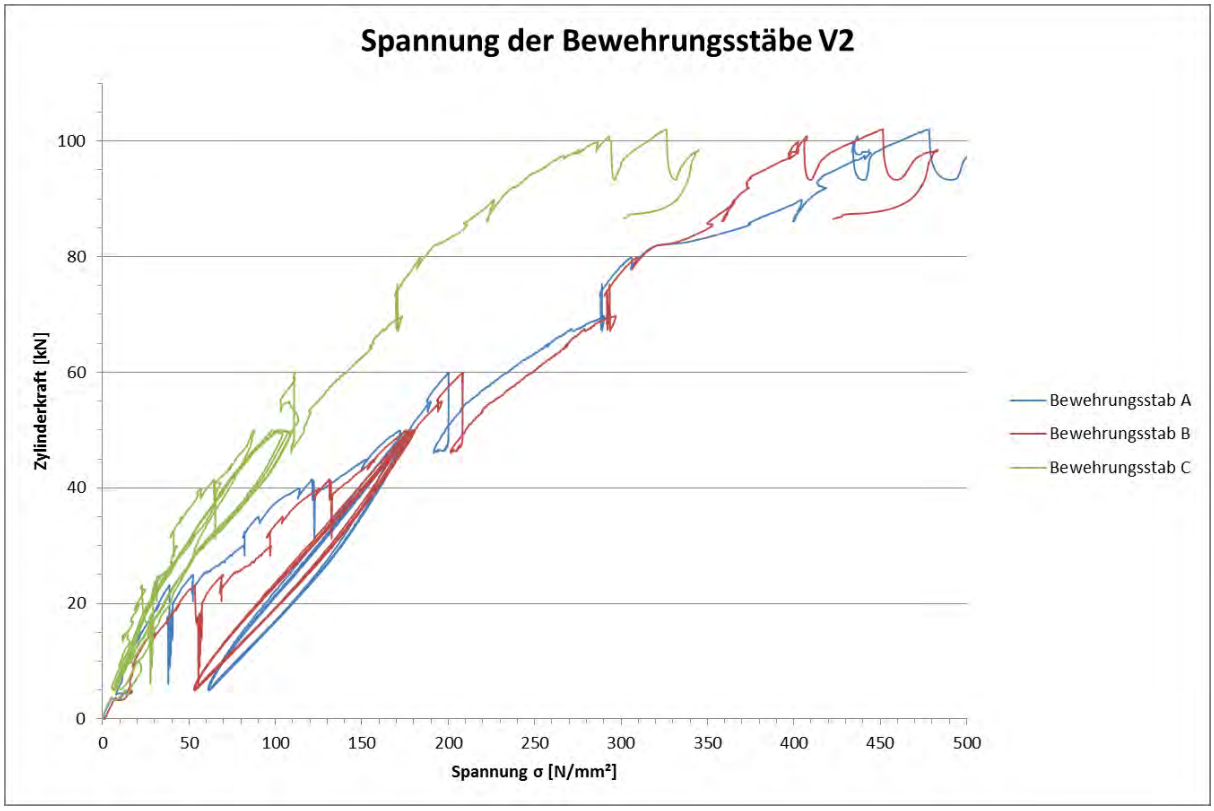

Randspannungen der Dübel V1
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
DMS A4
DMS M4
DMS A3
DMS M3
DMS A2
DMS M2
DMS A1
DMS M1


Spannung der Bewehrungsstäbe V1
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
Bewehrungsstab A
Bewehrungsstab B
Bewehrungsstab C

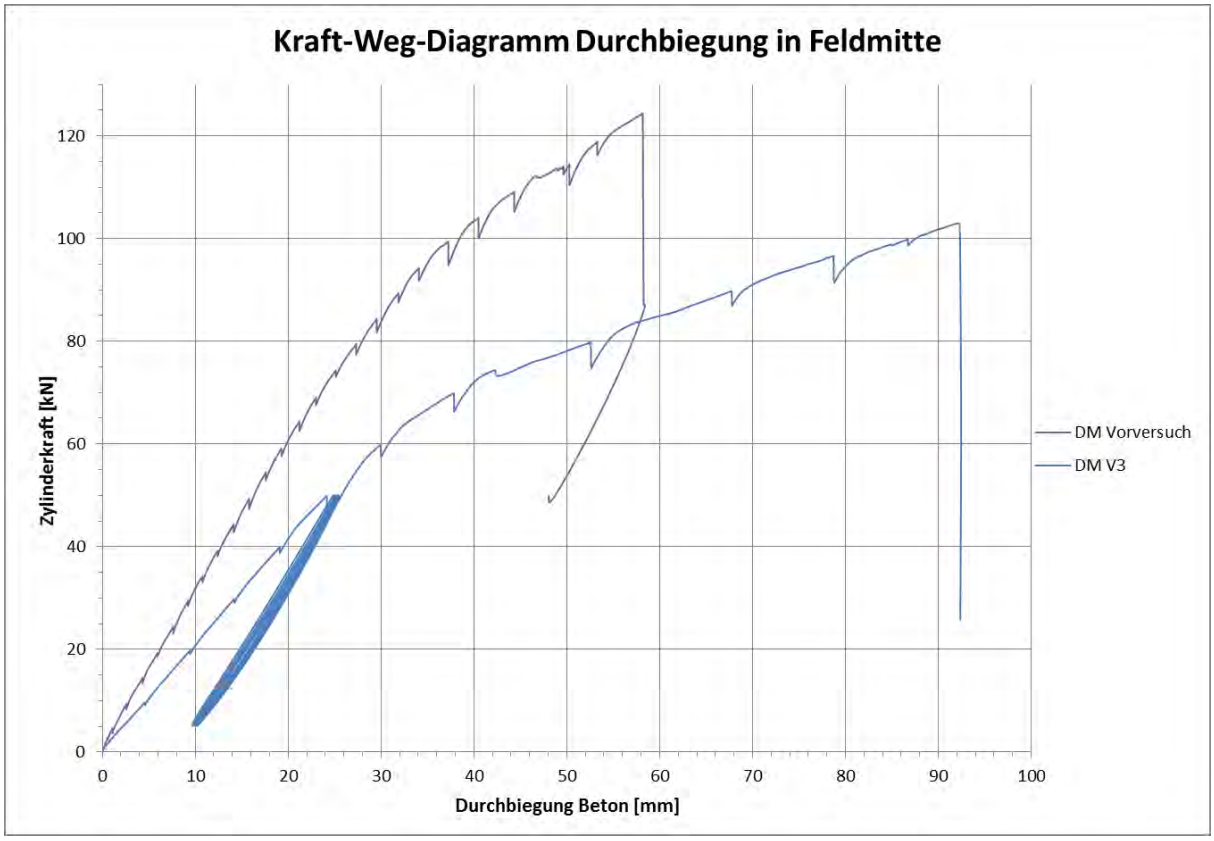
➢ Versuch 2 (a=75 cm)

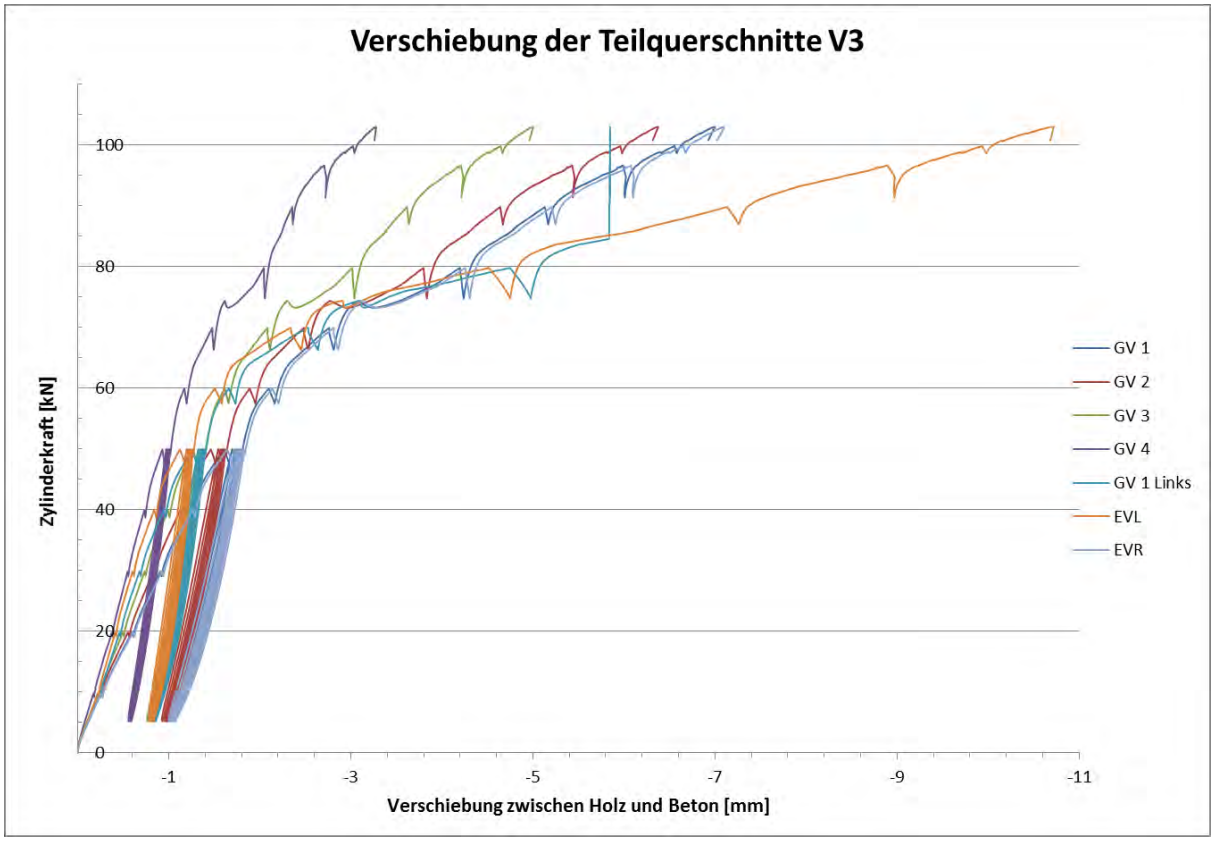


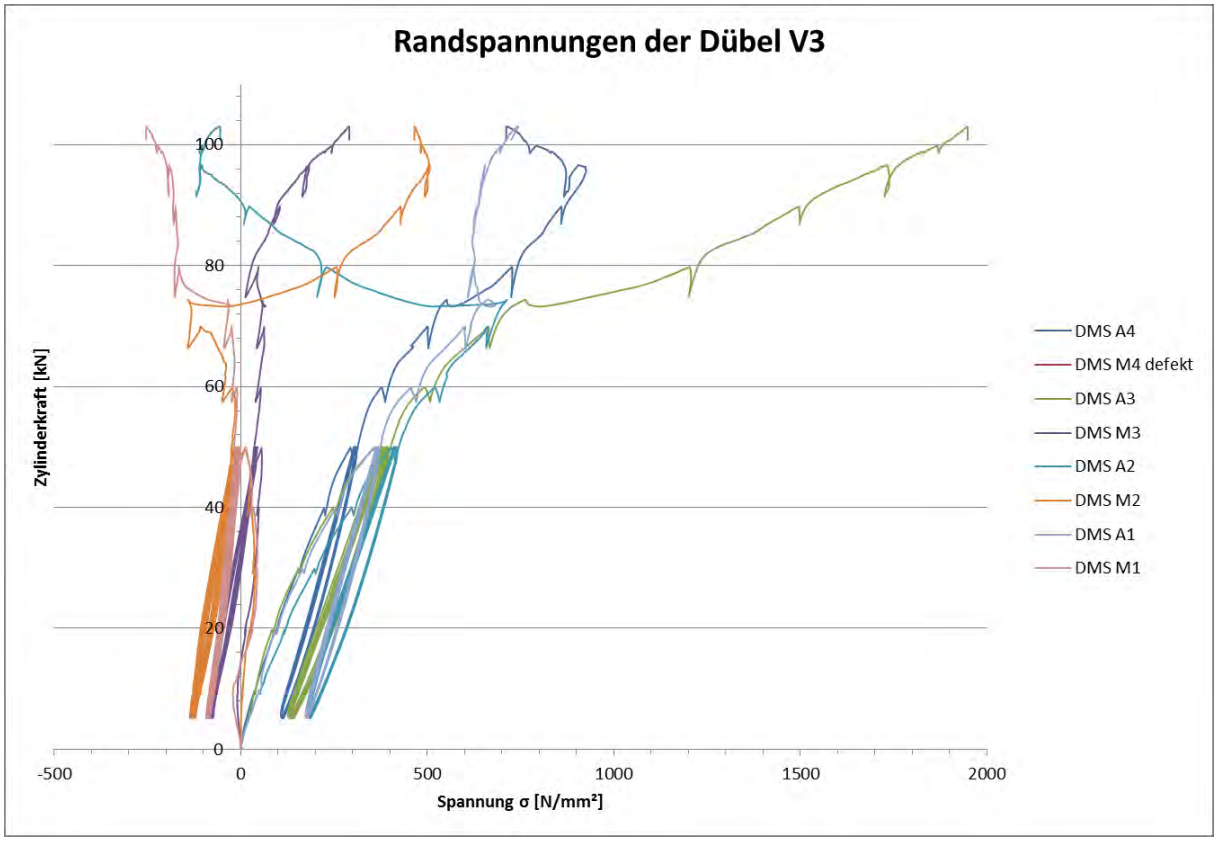

Randspannungen der Dübel V2
Zylinderkraft [kN]
120
100
80
60
40
20
0
-2500
-1500
-500
500
1500
2500
Spannung σ [N/mm²]
DMS A3
DMS M3
DMS A2
DMS M2
DMS A1
DMS M1

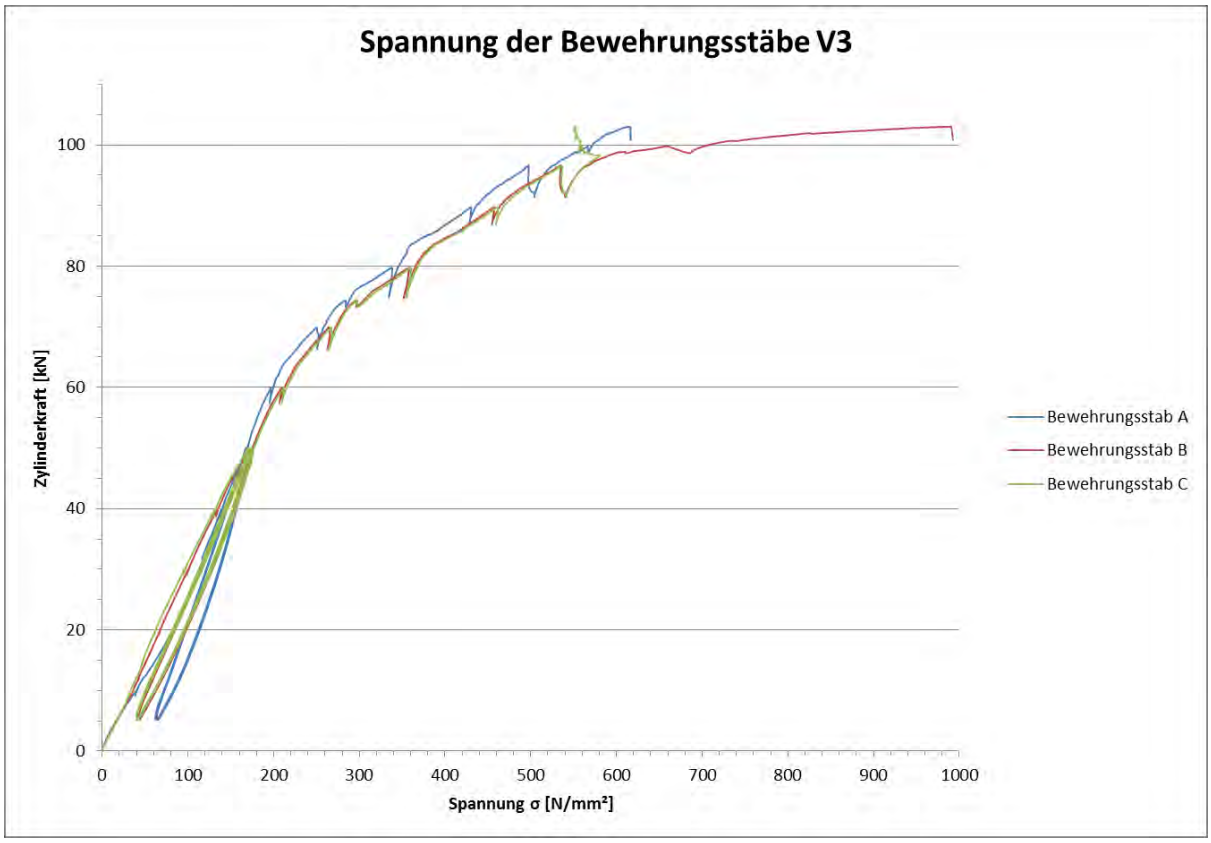

Spannung der Bewehrungsstäbe V2
Zylinderkraft [kN]
100
80
60
40
20
0
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
Spannung σ [N/mm²]
Bewehrungsstab A
Bewehrungsstab B
Bewehrungsstab C

➢ Versuch 3 (d=10cm)

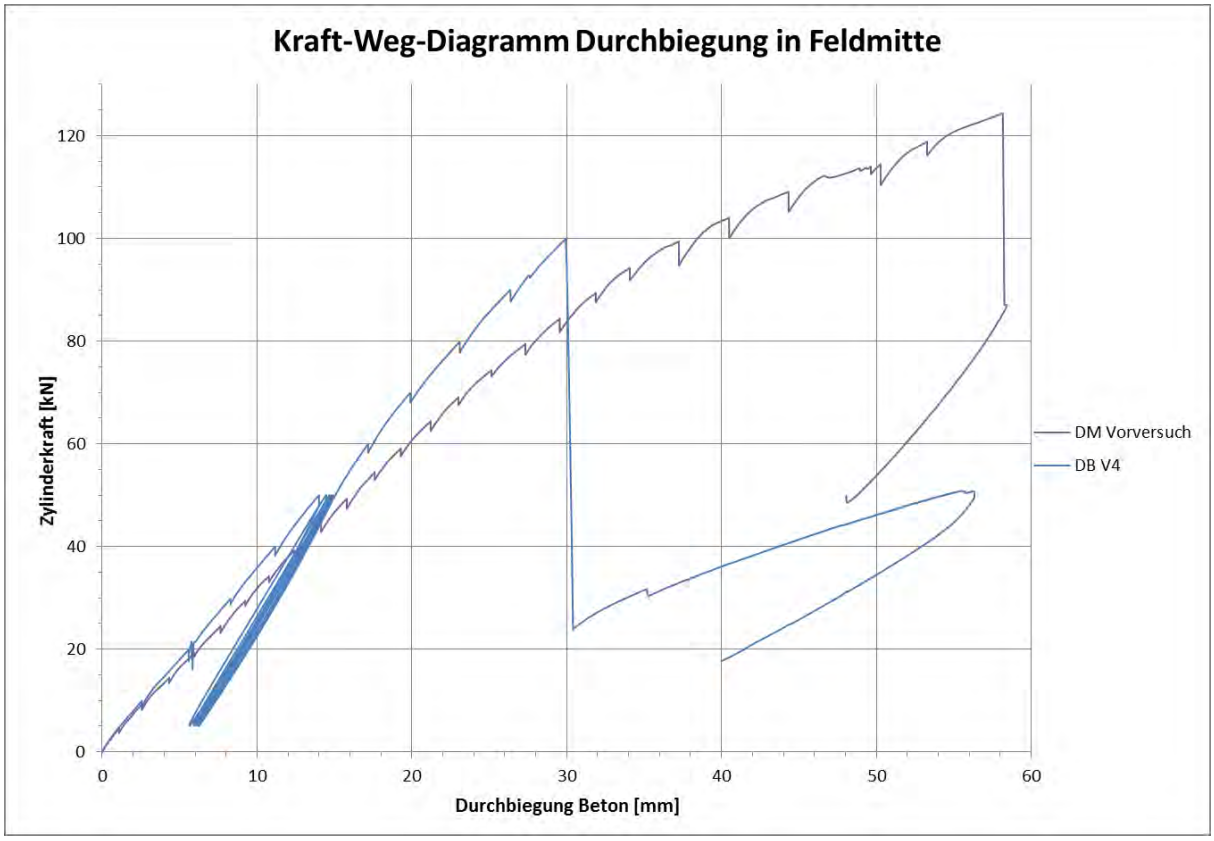


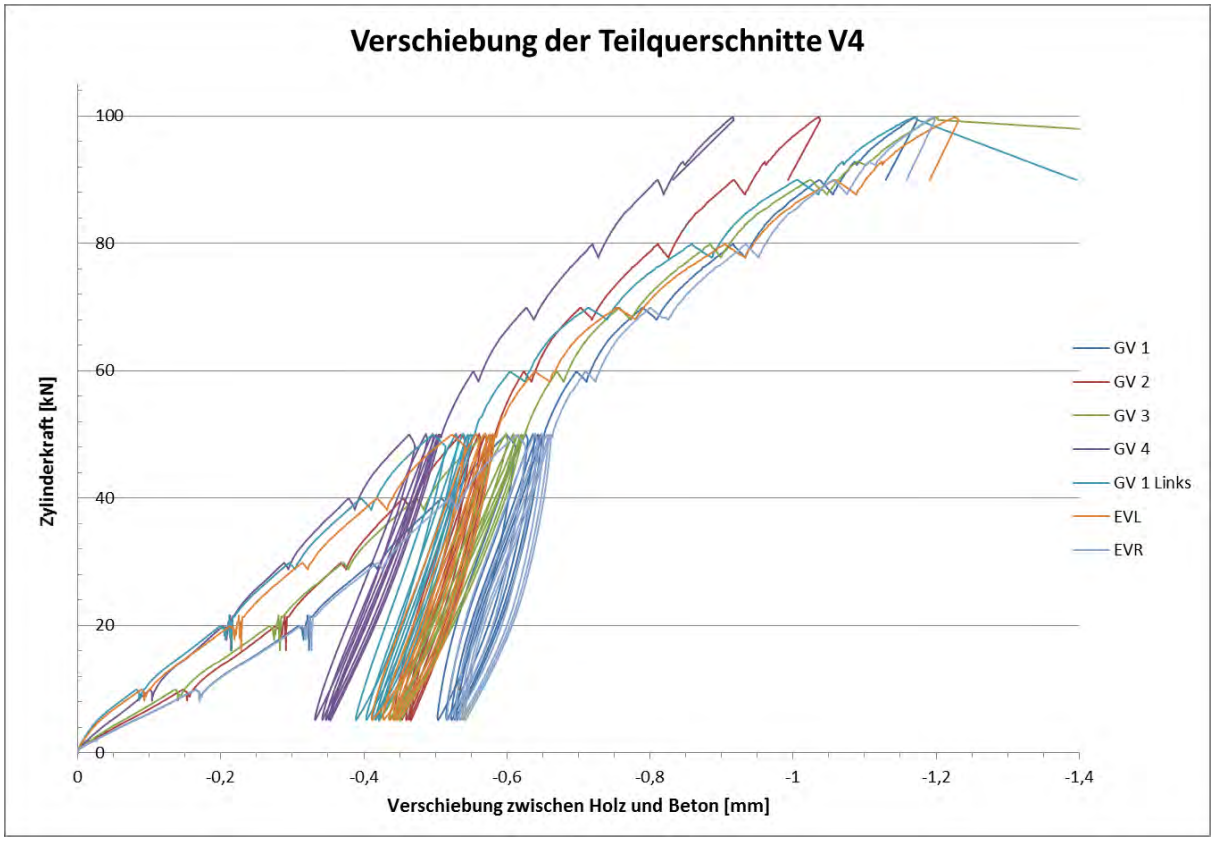


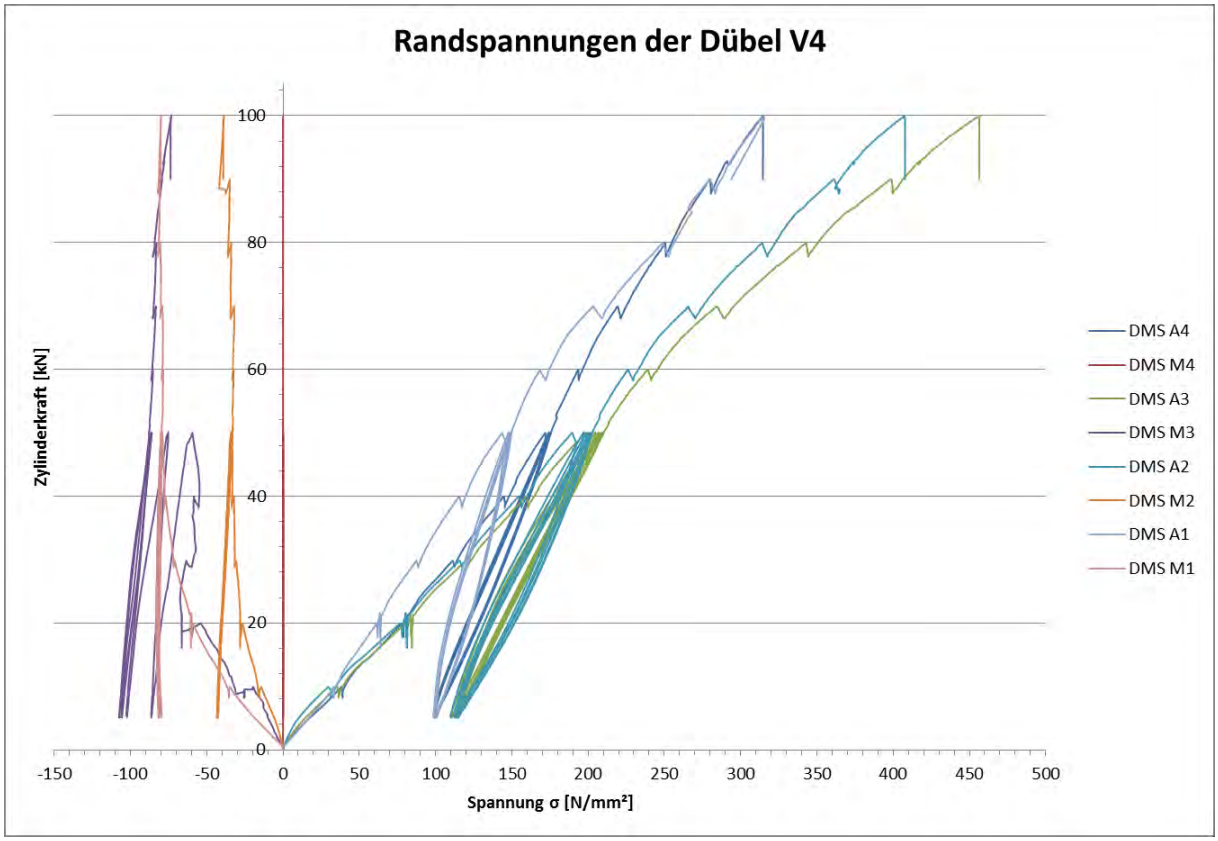

Randspannungen der Dübel V3
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
DMS A4
DMS M4 defekt
DMS A3
DMS M3
DMS A2
DMS M2
DMS A1
DMS M1

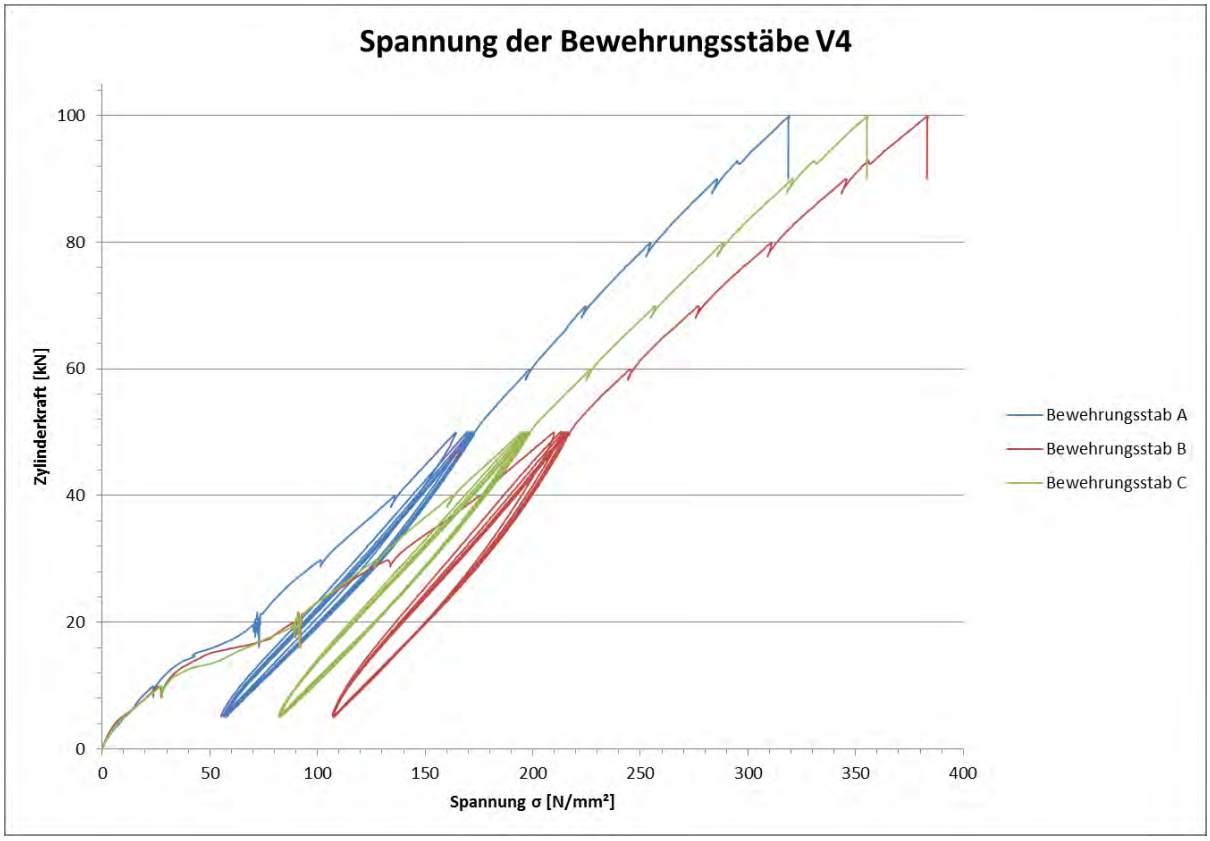

Spannung der Bewehrungsstäbe V3
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
Bewehrungsstab A
Bewehrungsstab B
Bewehrungsstab C

➢ Versuch 4 (a=25 cm)






Randspannungen der Dübel V4
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
DMS A4
DMS M4
DMS A3
DMS M3
DMS A2
DMS M2
DMS A1
DMS M1


Spannung der Bewehrungsstäbe V4
Zylinderkraft [kN]
Spannung σ [N/mm²]
Bewehrungsstab A
Bewehrungsstab B
Bewehrungsstab C