

# **Beitrag zur Verankerung von Stahlbauteilen mittels Betondübeln in wandartigen Bauteilen**

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

**DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing.(FH) Manuel Koob M.Eng.**

aus Greifenstein- Beilstein

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. K. Körkemeyer
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Minnert
3. Berichterstatter:	Prof. Dr. M. Schäfer
Tag der mündlichen Prüfung:	13.12.2023

Kaiserslautern 2024

(D 386)



Manuel Koob

**Beitrag zur Verankerung von Stahlbauteilen mittels  
Betondübeln in wandartigen Bauteilen**



# Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Hochschule Mittelhessen am Fachbereich Bauwesen in Gießen von 2012 bis 2023.

An dieser Stelle möchte ich meinem Betreuer von der RPTU Kaiserslautern-Landau, Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz ganz herzlich für das Ermöglichen meiner Promotion, sein Interesse an der Arbeit und die hilfreichen Diskussionen und Hinweise danken.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Jens Minnert für die sehr gute und vertrauensvolle Zusammenarbeit an der TH Mittelhessen. Durch die zahlreichen und intensiven Gespräche im Rahmen dieser Arbeit sowie den bearbeiteten Forschungsprojekten in Verbindung mit dem mir entgegengebrachten Vertrauen wurde mir erst der Weg zur Promotion bereitet.

Ebenfalls möchte ich Herrn Prof. Dr. Markus Schäfer für die Übernahme des zweiten Berichterstatters danken sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Bei meinen Kollegen Markus Blatt, Daniel Wolff, Marcel Walther, Niklas Lingner sowie Prof. Jens Minnert danke ich von Herzen für die wunderbare und freundschaftliche Zusammenarbeit im Fachgebiet sowie im Institut für Konstruktion und Tragwerk. Es war eine wundervolle Zeit und ich freue mich auch in Zukunft gemeinsam mit Euch an der TH Mittelhessen zusammenarbeiten zu dürfen. Ein weiterer Dank geht an Franziska Mertsch, Edgar Weber und Manfred Erhard aus dem Labor.

Den studentischen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sowie allen Studierenden, die ihre Bachelor- und Masterarbeit im Rahmen dieses Forschungsprojektes gemacht haben, sei an dieser Stelle ebenfalls herzlichst gedankt. Jede Arbeit, egal ob es sich um die numerischen Untersuchungen handelte oder die vielen im Labor für die Herstellung und Prüfung der Experimente verbrachten Stunden, hat mir geholfen diese Arbeit fertig zu schreiben.

Weiterhin danke ich der Geschäftsführung und den Mitarbeitern der Adolf Lupp GmbH und Co. KG, insbesondere dem geschäftsführenden Gesellschafter Thomas Lupp, dem Geschäftsführer Michael Fuchs sowie dem leitenden Mitarbeiter Tobias Ufer vom Tochterunternehmen Oberhessisches Spannbetonwerk (OSW). Den Mitarbeitern Marco Geyer, Markus Wirth, Hagen Weber, Reiner Rack und Michael Rack danke ich für die Unterstützung bei den Schosserarbeiten sowie beim Schalen, Bewehren und Betonieren der experimentellen Prüfkörper.

Zuletzt möchte ich mich von Herzen bei meiner Familie, insbesondere meinen Eltern Martin und Regina Koob bedanken, die ein Vorbild für mich sind und mich auf meinem Weg immer gefördert und unterstützt haben, sowie meinen Freunden, die mir zuverlässig zur Seite stehen. Meiner Frau Isabell und unserem Sohn Clemens danke ich herzlich für ihre Geduld, die unermüdliche Unterstützung sowie die benötigten Freiräume zur Fertigstellung dieser Arbeit, aber auch dafür, dass sie mir immer die wesentlichen Dinge des Lebens vor Augen führen.



***„Wege entstehen dadurch, dass man sie geht“***

Franz Kafka (1883 – 1924), deutschsprachiger Schriftsteller



**Inhalt**

<b>Inhalt</b>	<b>vii</b>
<b>Zusammenfassung</b>	<b>xiv</b>
<b>Abstract</b>	<b>xv</b>
<b>Formelzeichen</b>	<b>xvi</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung und Motivation	1
1.2 Zielsetzung und Forschungsbedarf	2
1.3 Vorgehensweise	4
<b>2 Stand der Forschung</b>	<b>5</b>
2.1 Allgemeine Entwicklung der Verbindungsmittel im Verbundbau	5
2.2 Detaillierte Beschreibung der verschiedenen Verbundmittel	12
2.2.1 Entwicklung der PerFOBondleiste an der Uni Stuttgart	12
2.2.2 Untersuchungen an der TU Kaiserslautern	14
2.2.2.1 Entwicklung der Kombidübelleiste von Bode und Brendel 1988	14
2.2.2.2 Untersuchungen von Abramski, Friedrich, Kurz, Schnell 2010	14
2.2.2.3 Untersuchungen von Gajda	15
2.2.2.4 Untersuchungen von Wiese 2013	16
2.2.2.5 Untersuchungen von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen	17
2.2.2.6 Untersuchungen von Broschart	17
2.2.3 Untersuchungen an der Universität der Bundeswehr in München	19
2.2.3.1 Allgemeines	19
2.2.3.2 Untersuchungen von Wurzer 1997	19
2.2.3.3 Untersuchungen von Zapfe 2001	20
2.2.3.4 Untersuchungen von Burger 2009	21
2.2.4 Untersuchungen von Lorenc, Berthelley, Seidl	22
2.2.5 Untersuchungen an der RWTH Aachen	26
2.2.5.1 Allgemeines	26
2.2.5.2 Untersuchungen von Heinemeyer 2011	27
2.2.5.3 Untersuchungen von Gallwoszus 2015	28
2.2.5.4 Weiterentwicklung des Single-Push-Out-Versuchs an der RWTH Aachen	30
2.2.5.5 Untersuchungen von Claßen 2016	31
2.2.5.6 Untersuchungen von Christou	33
2.2.6 Weitere Untersuchungen	35

2.2.6.1 Untersuchungen von Reitz 2003 an der TU Darmstadt	35
2.2.6.2 Untersuchungen von dünnwandigen Konstruktionselementen aus UHPC und Verbunddübelleisten an der TU München	36
2.2.6.3 Untersuchungen von Mensinger, Feldmann und Seidl zur externen Bewehrung mit Verbunddübelleisten	40
2.2.6.4 Untersuchungen der CoSFB- Betondübel von Hechler, Kuhlmann et al. von ArcelorMittal und der Uni Stuttgart	42
2.3 Berechnungsverfahren und Versagensarten für Verbunddübel	43
2.3.1 Allgemeines	43
2.3.2 Dübelabschermodell nach Leonhardt 1987	44
2.3.3 Dübeltragfähigkeit für Perfobond- und Kombidübelleiste nach DIBt-Zulassung	45
2.3.4 Betondübelmodell nach Wurzer 1997	45
2.3.5 Bemessungsmodell nach Zapfe 2001	46
2.3.6 Modifikationsfaktor aus dem Projekt PRECO-Beam	48
2.3.7 Bemessungsmodell nach Reitz 2003	48
2.3.8 Bemessungsmodell nach Hauke 2007 und Gündel 2009	49
2.3.9 Bemessungsmodell nach Seidl 2009	50
2.3.10 Bemessungsmodell nach Heinemeyer 2011	52
2.3.11 Bemessungsmodell nach Wiese 2013	53
2.3.12 Bemessungsmodell nach Claßen 2016	54
2.3.13 Bemessungsmodell nach Broschart 2020	57
2.3.14 Statisches Bemessungskonzept nach abZ [93]	58
2.3.15 Zyklisches Bemessungskonzept nach abZ [93]	59
2.4 Stand der Normung für Verbunddübel	60
2.5 Untersuchungen und Nachweiskonzepte in der Befestigungstechnik	61
2.5.1 Allgemeines	61
2.5.2 Stand der Normung in der Befestigungstechnik	62
2.5.3 DIN EN 1993-1-8: Eurocode 3 und DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4	64
2.5.4 Bemessung nach der DIN EN 1992-4	64
2.5.5 Forschungsprojekt INFASO	68
2.5.6 Dissertation Berger 2015 an der Uni Stuttgart	73
2.5.7 Untersuchungen von Kuhlmann und Rybinski	75
2.5.8 Weitere Untersuchungen	76
2.5.8.1 Untersuchungen von Sawade an der Uni Stuttgart	76
2.6 Zusammenfassung bisheriger Untersuchungen und Schlussfolgerungen für eigenen Forschungsbedarf	77
<b>3 Methodik und Voruntersuchungen</b>	<b>79</b>
3.1 Entwicklung der Versuchskörper	79
3.2 Numerische Parameterstudie zur Voruntersuchung	81

3.3 Zusammenfassung der möglichen Traglastkriterien _____	83
<b>4 Experimentelle statische Untersuchungen _____</b>	<b>87</b>
4.1 Allgemeine Bezeichnungen der Prüfkörper _____	87
4.2 Versuchsablauf _____	89
4.3 Eingesetzte Messsysteme _____	91
4.3.1 Allgemeines _____	91
4.3.2 Induktive Wegaufnehmer _____	91
4.3.3 Digitales Bildkorrelationssystem _____	92
4.3.4 Dehnungsmessstreifen _____	92
4.3.5 Faseroptisches Messsystem _____	94
4.4 Statische Push-Out-Versuche _____	95
4.4.1 Aufbau der Prüfkörper _____	95
4.4.2 Ergebnisse der Materialprüfungen _____	97
4.4.3 Ergebnisse der statischen Druckversuche am Abscherversuch _____	97
4.5 Statische Versuche an dünnwandigen Stahlbetonscheiben _____	105
4.5.1 Aufbau und Einbau der Prüfkörper in die Prüfmaschine _____	105
4.5.2 Ergebnisse der Materialprüfungen _____	109
4.5.3 Ergebnisse der statischen Druckversuche im dünnwandigen Bauteil _____	111
4.5.4 Auswertung der statischen Zugversuche _____	113
4.5.4.1 Allgemeines _____	113
4.5.4.2 Experimente VR2+3-ZV-1 _____	113
4.5.4.3 Experimente VR3-ZV-2 _____	114
4.5.4.4 Experiment VR4-ZV-3.2 _____	115
4.5.4.5 Experiment VR5-ZV-1 _____	116
4.5.4.6 Experiment VR5-ZV-2 _____	117
4.5.4.7 Experiment VR5-ZV-3 _____	118
4.5.4.8 Gegenüberstellung der experimentellen Ergebnisse _____	121
4.5.5 Zusammenstellung der Ergebnisse _____	124
<b>5 Nichtlineare numerische Berechnungen _____</b>	<b>125</b>
5.1 Einführung in die numerischen Berechnungen _____	125
5.2 Materialmodelle in ATENA _____	125
5.2.1 Allgemeines _____	125
5.2.2 Stahlbauteile _____	125
5.2.3 Bewehrung _____	126
5.2.4 Kontaktmaterial _____	128
5.3 Das Fracture Plastic Constitutive Model für Beton _____	130
5.3.1 Allgemeines _____	130
5.3.2 Theoretischer Hintergrund der Materialmodelle _____	130
5.3.2.1 Allgemeines _____	130

5.3.2.2 Fließbedingung	130
5.3.2.3 Verfestigungshypothese	131
5.3.2.4 Fließgesetz bzw. Fließregel mit dem Return Mapping Algorithmus	131
5.3.3 Allgemeine Betonparameter	134
5.3.4 Bruchmodell für die Betonrissbildung	134
5.3.5 Plastizitätsmodell für das Betonversagen unter Druck	138
5.3.6 Verifizierung des Betonmodells	141
5.4 Modellbildung und verwendete Materialparameter für die eigenen Berechnungen	143
5.4.1 Modellbeschreibung	143
5.4.2 Verwendete Materialparameter für die Stahlbauteile	145
5.4.3 Verwendete Federsteifigkeiten für die vertikalen Auflager	147
5.4.4 Verwendete Materialparameter für die Lasteinleitung	148
5.4.5 Verwendete Materialparameter für die Kontaktflächen	148
5.4.6 Verwendete Materialparameter für die Bewehrung	149
5.4.7 Verwendete Materialparameter für den Beton	153
5.5 Berechnungen zum Einfluss unterschiedlicher Materialparameter	154
5.5.1 Allgemeines	154
5.5.2 Einfluss der Betonzugfestigkeit	154
5.5.3 Einfluss der Bruchenergie	156
5.5.4 Einfluss der Verbundspannung der Rückhängebewehrung	157
5.5.5 Einfluss der Verbundspannungen der Ausstanzbewehrung	159
5.6 Vergleich der Experimente mit der FE-Berechnung	162
5.6.1 Allgemeines	162
5.6.2 FE-Berechnung zum Versuchskörper VR4-ZV-3.2	163
5.6.3 FE-Berechnung zum Versuchskörper VR5-ZV-1	168
5.6.4 FE-Berechnung zum Versuchskörper VR5-ZV-3	171
5.7 Erkenntnisse aus den nichtlinearen FE-Berechnungen	176
<b>6 Erkenntnisse aus den Experimenten und den numerischen Berechnungen</b>	<b>179</b>
6.1 Allgemeine Beschreibung der Versagensarten	179
6.2 Ausarbeitung der Spannungstrajektorien aus den experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen	179
6.2.1 Allgemeines	179
6.2.2 Spannungsverläufe bei Biegebeanspruchung	180
6.2.3 Spannungsverläufe infolge von Spaltkräften	180
6.2.4 Spannungsverläufe beim Betonausbruchkegel	181
6.3 Qualitative Darstellung der Kräfteverteilungen in den Zugversuchen	184
6.4 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen	187
6.5 Gegenüberstellung der eigenen Ergebnisse mit dem Betonkantenbruch	189

6.6 Erkenntnisse zum Betonausbruchkegel und Vergleich der Bemessungsansätze	191
6.6.1 Untersuchungen des Betonausbruchkegels ohne Berücksichtigung der Bewehrung	191
6.6.2 Einfluss der Rückhängebewehrung auf den Betonausbruchkegel	193
6.6.2.1 Allgemeines	193
6.6.2.2 Nachweis der Rückhängebewehrung nach DIN EN 1992-4	193
6.6.2.3 Modell nach Schmid	194
6.6.2.4 Modell nach Eligehausen, Sharma und Asmus	195
6.6.2.5 Übertragung der Erkenntnisse auf die eigenen Versuche	196
6.6.2.6 Übertragung von Wirkungsfaktoren $\psi_1$ auf die eigenen Experimente	197
6.6.3 Erkenntnisse zum Druckstrebenbruch	200
6.7 Erkenntnisse über den Spannungsverlauf im Stahldübel	201
6.8 Zusammenfassung der Erkenntnisse	203
<b>7 Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch</b>	<b>205</b>
7.1 Herleitung des primären Betonausbruchs ohne Berücksichtigung der Bewehrung	205
7.1.1 Allgemeines	205
7.1.2 Beschreibung der Lastabtragung	205
7.1.3 Einfluss der Biegezugfestigkeit des Betons	210
7.1.4 Einfluss der Verankerungstiefe	211
7.1.5 Einfluss der Wandstärke	212
7.1.6 Einfluss der Dübelgeometrie	214
7.1.7 Zusammenfassung der unterschiedlichen Einflüsse zur Ermittlung des primären Betonausbruchs	214
7.2 Vorschlag zur Berücksichtigung der Bewehrung beim primären Betonausbruch	217
7.2.1 Erkenntnisse aus dem Prüfkörper VR5-ZV-3	217
7.2.2 Übertragung des Querkraftmodells nach DIN EN 1992-1-1 auf den primären Betonausbruchkegel und Bestimmung der erforderlichen Rückhängebewehrung	219
7.2.3 Bestimmung der erforderlichen Bewehrung aus der Biegebeanspruchung für den primären Betonausbruch	222
7.2.4 Bestimmung der erforderlichen Spaltbewehrung und deren Einfluss auf die Experimente	222
7.3 Einfluss einer Betonlängsspannung	225
7.4 Zusammenfassung der Herleitung des Ingenieurmodells zur Bestimmung des primären Betonausbruchs und der erforderlichen Bewehrung	229

<b>8 Zusammenfassung und weiterer Forschungsbedarf</b>	<b>233</b>
8.1 Zusammenfassung	233
8.2 Weiterer Forschungsbedarf	234
8.3 Danksagung	235
<b>Literatur</b>	<b>237</b>
<b>Anhang</b>	<b>251</b>
<b>A. Ergebnisse der numerischen Parameterstudie zu VR4-ZV-3 als Voruntersuchung im Kapitel 3</b>	<b>251</b>
A.1 Übersicht der numerischen Modelle	251
A.2 Versuchsreihe A – Variation der Wanddicke und der Betonfestigkeit	252
A.3 Versuchsreihe B – Variation der Dübelgeometrie	257
A.4 Versuchsreihe C – Variation der Verankerungstiefe	259
A.5 Versuchsreihe D – Variation der Bewehrung mit Variation der Wanddicke und Verankerungstiefe	261
<b>B. Bewehrungspläne der experimentellen Untersuchungen</b>	<b>267</b>
<b>C. Experimentelle Untersuchungen aus Kapitel 4</b>	<b>281</b>
C.1 Übersicht der experimentellen Untersuchungen	281
C.2 Statische Push- Out Versuche am kompletten Träger	284
C.3 Statische Push- Out Versuche am dünnwandigen Bauteil	302
C.4 Statische Pull- Out Versuche	306
C.5 Dynamische Pull- Out Versuche	328
<b>D. Ergebnisse der validierten numerischen Berechnungen aus Kapitel 5</b>	<b>332</b>
<b>Studentische Abschlussarbeiten mit Bezug zum Promotionsthema</b>	<b>335</b>
<b>Publikationen des Autors</b>	<b>337</b>
<b>Lebenslauf</b>	<b>339</b>



## **Zusammenfassung**

Die vorliegende Arbeit ist aus dem Forschungsprojekt „Hybridfachwerk – Entwicklung eines innovativen Hybridfachwerks durch ressourcenschonenden Materialeinsatz (HYFA)“ entstanden, mit dem Ziel eine ressourcenschonende Fachwerkstruktur zu entwickeln und die Wirtschaftlichkeit und Effizienz eines Hybridturms für Windenergieanlagen zu optimieren. Der an der TH Mittelhessen entwickelte Hybrid<sup>2</sup>-Turm besteht aus viertelkreisförmigen Betonfertigteilelementen, die mit einer Fachwerkkonstruktion zu einem Turmsegment verbunden werden. Mehrere aufeinandergesetzte Turmsegmente bilden den unteren Turmabschnitt. Den oberen Turmabschnitt bildet ein aufgesetzter Stahlrohrturm. An der Spitze des Turms wird schließlich der Rotor der Anlage montiert. Für den Hybrid<sup>2</sup>-Turm wird in dieser Arbeit der Knotenpunkt zwischen dem Stahlfachwerk und dem Betonelement untersucht.

Die Fachwerkstruktur besteht aus herkömmlichen Stahlwalzprofilen, welche mit Hilfe von Verbunddübeln mit den Betonelementen kraftschlüssig verankert werden. Dabei kommen in die Stahlprofile geschnittene klothoidenförmige Ausnehmungen als Betondübel zum Einsatz. Die Klothoidenform ist bei dynamischen Beanspruchungen sehr gut geeignet. Herkömmliche Befestigungen mit Ankerplatten aus Kopfbolzen bieten durch den Schweißvorgang erhebliche Nachteile, insbesondere in ermüdungsbeanspruchten Bauteilen. Bei der Betonage der Betondübel werden die Ausnehmungen mit Beton gefüllt, bilden eine leistungsfähige Verdübelung und sichern den Verbund zwischen Stahlträger und Beton. Durch die Umschnürung des Betons in den Ausnehmungen und der daraus entstehenden Querdehnungsbehinderung kann der Beton hohe Tragfähigkeiten aufweisen. Entgegen aktuellen Forschungsarbeiten, Betondübel als kontinuierliches Verbundmittel in z.B. Brückenbauwerken oder Verbunddecken einzusetzen, wird in dieser Arbeit der Betondübel als punktuelle Verankerung untersucht. Das duktile Tragverhalten dieser Verankerung wird dabei über die Bewehrungsführung sichergestellt.

Der zu untersuchende Knotenpunkt in Kombination mit einer geringen Wandstärke ist nicht Gegenstand europäischer Normen oder bauaufsichtlich zugelassen. Zur Untersuchung der Verankerung von Stahlbauteilen mittels Betondübeln in wandartigen Bauteilen werden in dieser Arbeit zunächst Push-Out-Versuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1 durchgeführt. Um das Tragverhalten am Turm besser abzubilden, werden eigene Pull-Out-Versuche und Push-Out-Versuche an dünnwandigen Bauteilen entwickelt. Durch experimentelle Untersuchungen und numerische Berechnungen stellt sich ein kegelförmiger Betonausbruch als maßgebendes Traglastkriterium heraus. Die ausführlichen Auswertungen in dieser Arbeit dienen der Herleitung eines Ingenieurmodells für den Betonausbruch. Ein auf Basis der durchgeführten Experimente und der validierten numerischen Berechnungen entwickelte empirische Formel ermöglicht es das Traglastniveau beim Betonausbruch ohne Berücksichtigung der Bewehrung zu bestimmen. In Anlehnung an den Querkraftnachweis nach DIN EN 1992-1 wurde ein Vorschlag zur Berücksichtigung der Bewehrung im Ausbruchkegel und eine mögliche Traglaststeigerung der Verankerung vorgestellt. Die hergeleiteten Ingenieurmodelle ermöglichen es die Tragfähigkeit und die erforderliche Bewehrung bei einer unter Zug belasteten Verankerung mit klothoidenförmigen Betondübeln an dünnwandigen Bauteilen zu bestimmen.

## **Abstract**

The present work has arisen from the research project „Hybridfachwerk - development of a hybrid truss by resource-saving use of materials (HYFA)“. The aim of the project is developing a resource-saving truss structure and optimizing the economic viability and efficiency of a hybrid tower for wind power plants. The hybrid<sup>2</sup> tower developed at THM consists of quarter-circular precast concrete elements. These are attached to each other with a truss construction to form a tower segment. Several tower segments placed on top of each other form the lower tower section. The upper tower section is formed by an attached tubular steel tower. At the top of the tower, the rotor of the turbine is finally mounted. In this paper, the connection between the steel truss and the concrete element is investigated for the hybrid<sup>2</sup> tower.

The truss structure consists of conventional rolled steel sections, which are frictionally anchored to the concrete elements by means of composite dowels. Clothoid-shaped recesses cut into the steel sections are used as concrete dowels. The clothoid shape is very suitable for dynamic loads. Conventional fasteners with anchor plates made of head bolts offer considerable disadvantages due to the welding process, especially in structural components subject to fatigue loads. When the concrete dowels are concreted, the recesses are filled with concrete, forming an efficient dowel connection and securing the bond between the steel girder and the concrete. The confinement of the concrete in the recesses and the resulting transverse strain restraint allow the concrete to have high load-bearing capacities. Contrary to current research to use concrete dowels as continuous shear connector in e.g. bridge structures or composite slabs, this work investigates concrete dowels as point anchors. Thereby, the ductile load-bearing behavior of this anchorage is ensured by the reinforcement.

The objective of this work is the development of a point anchorage with concrete dowels in combination with a low wall thickness. The connection to be investigated is not subject to European standards or approved by building authorities. To examine the anchoring of steel components by means of concrete dowels in wall-like components, push-out tests are first carried out in this work in accordance with DIN EN 1994-1. In addition, pull-out tests and push-out tests on thin-walled components are developed in order to better represent the load-bearing behavior on the tower. Through both experimental investigations and numerical calculations, a conical concrete pull-out is found to be the governing load criterion. In this paper, the detailed evaluations are used to derive an engineering model for the concrete pull-out. Based on the experiments performed and the validated numerical calculations, an empirical formula was developed to determine the load level at concrete pull-out without considering reinforcement. According to the shear force check according to DIN EN 1992-1, a proposal for the consideration of the reinforcement in the excavation cone and a possible increase of the load level of the anchorage was introduced. The engineering models allow to determine the load level and the required reinforcement for an anchorage loaded in tension with clothoid-shaped concrete dowels on thin-walled structural members.

## Formelzeichen

Nachfolgend sind die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Abkürzungen, Formelzeichen und Einheiten aufgeführt. Nicht verzeichnete Buchstaben oder Symbole werden im Text erläutert.

## Abkürzungen

DIC	Digital Image Correlation System - Digitales Bildkorrelationssystem
DMS	Dehnungsmessstreifen
DV	Druck-Versuch
FE	Finite Elemente
FPCM	Fracture Plastic Constitutive Model
GiD	Programm für das verwendete Eingabeprogramm für die FE-Berechnungen
Rhb	Rückhängebewehrung
TS	Tast-Serie
VFT	Verbund-Fertigteile-Bauweise
VR- ZV	Versuchsreihe- Zugversuch
WA	Wegaufnehmer
WIB	Walzträger im Beton

## Große lateinische Buchstaben

$A_b$	[cm <sup>2</sup> ]	Querschnitt der Dübelbewehrung
$A_{c,N}$	[mm <sup>2</sup> ]	Vorhandene projizierte Fläche beim Betonausbruch
$A_{c,N}^0$	[mm <sup>2</sup> ]	Bezugswert der projizierten Fläche beim Betonausbruch
$A_{c,V}$	[mm <sup>2</sup> ]	Vorhandene projizierte Fläche beim Betonkantenbruch
$A_{c,V}^0$	[mm <sup>2</sup> ]	Bezugswert der projizierten Fläche beim Betonkantenbruch
$AggS$	[m]	Größtkorndurchmesser im Beton für die FE-Berechnungen
$A_{po}$	[cm <sup>2</sup> ]	Querschnitt der Ausstanzbewehrung
$A_{rhb}$	[cm <sup>2</sup> ]	Querschnitt der Rückhängebewehrung
$A_{sp}$	[cm <sup>2</sup> ]	Querschnitt der Spaltbewehrung
$C_m$	[-]	Empirischer mittlerer Vorfaktor zur Bestimmung des Querkraftwiderstands
$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul des Baustahls
$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons

$E_{ijkl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul aus dem aktuellem Lastschritt einer FE-Berechnung
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul des Betonstahls
$E_p$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verfestigungsmodul des Bau- bzw. Betonstahls
$D_{max}$	[mm]	Größtkorndurchmesser im Beton
$EXC$	[-]	Exzentrizitätswert für die Betonparameter in der FE-Berechnung
$F^{P_{3p}}$	[-]	Festigkeitskriterium im Fließgesetz in der FE-Berechnung
$FIX_{Crack}$	[-]	Variable Rissöffnungsrichtung für die Betonparameter in der FE-Berechnung
$F_t$	[kN]	Spaltzugkraft nach Model Code 1990
$G$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Schermodul
$G_F$	[N/mm]	Bruchenergie des Betons
$I$	[mm <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment
$J_{2\sigma}$	[-]	Zweite (quadratische) Invariante des deviatorischen Spannungstensors
$K_{nn}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	Normal-Steifigkeit der Kontaktvolumen in der FE-Berechnung
$K_{nn,min}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	Min. Normal-Steifigkeit der Kontaktvolumen in der FE-Berechnung
$K_{tt}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	Tangential-Steifigkeit der Kontaktvolumen in der FE-Berechnung
$K_{tt,min}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	Min. Tangential-Steifigkeit der Kontaktvolumen in der FE-Berechnung
$L_c$	[m]	Charakteristische Länge eines Elementes in Druckrichtung in der FE-Berechnung
$L_t$	[m]	Charakteristische Länge eines Elementes in Zugrichtung in der FE-Berechnung
$N_{Rd,Haken}$	[kN]	Bemessungswert der Hakenragwirkung
$N_{Rd,re}$	[kN]	Bemessungswert des Widerstandes der Rückhängebewehrung
$N_{Rd,a}$	[kN]	Bemessungswert des Widerstandes der Zusatzbewehrung im Zusammenhang mit dem Verankerungsbruch
$N_{Rk,c}$	[kN]	Charakteristische Betonausbruchlast einer Verankerung ohne Rückhängebewehrung
$N_{Rk,st}$	[kN]	Charakteristischer Widerstand beim Versagen der Betondruckstrebe
$N_{Rm,a}$	[kN]	Mittelwert des Widerstandes der Zusatzbewehrung im Zusammenhang mit dem Verankerungsbruch (S.202)
$P$	[kN]	Prüfkraft
$P_c$	[kN]	Prüfkraft bei Erstrissbildung

## Formelzeichen

---

$P_{Dübel}$	[kN]	Prüfkraft je Verbunddübel
$P_{FE}$	[kN]	Prüfkraft in der FE-Berechnung
$P_{max}$	[kN]	Maximale Prüfkraft
$P_{max,exp}$	[kN]	Maximale Prüfkraft im Experiment
$P_{m,pol}$	[kN]	Mittelwert der Prüfkraft beim Erreichen des primären Betonausbruchkegels
$P_{m,poll}$	[kN]	Mittelwert der Prüfkraft beim Erreichen des sekundären Betonausbruchkegels
$P_{Rk}$	[kN]	Charakteristische Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion
$P_{sp}/$ $P_{spalt}$	[kN]	Kraftkomponente infolge Spalten/ Spaltzugkraft
$P_{theo}$	[kN]	Theoretische Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion
$\Delta P$	[kN]	Lastschwungbreite
$P_o$	[kN]	Oberlast im Ermüdungsversuch
$P_{pl,k}$	[kN]	Charakteristische Tragfähigkeit eines Verbunddübels
$P_{Po}$	[kN]	Kraftkomponente infolge Biegebeanspruch/ Ausstanzkraft
$P_{pol,Exp.}$	[kN]	Experimentell ermittelte Prüfkraft beim Erreichen des primären Betonausbruchkegels
$P_{poll,Exp.}$	[kN]	Experimentell ermittelte Prüfkraft beim Erreichen des sekundären Betonausbruchkegels
$P_u$	[kN]	Unterlast im Ermüdungsversuch
$ShFa$	[-]	Scherfaktor für die Betonparameter in der FE-Berechnung
$UnFa$	[-]	Risschließrichtung für die Betonparameter in der FE-Berechnung
$V_{m,c}$	[kN]	Mittelwert des Betontraganteils beim Querkraftwiderstand ohne Querkraft- bzw. Rückhängebewehrung
$V_{m,cc}$	[kN]	Mittelwert des Betontraganteils beim Querkraftwiderstand mit Querkraft- bzw. Rückhängebewehrung
$V_{m,cs,eff}$	[kN]	Mittelwert der effektiven Querkrafttragfähigkeit
$V_{m,s,eff}$	[kN]	Mittelwert des effektiven Querkraftwiderstand der Querkraft- bzw. Rückhängebewehrung

## Kleine lateinische Buchstaben

$b_{vd}$	[mm]	Ausbruchkörperlänge pro Dübel
$b_w$	[mm]	Wirksame Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
$b_0$	[mm]	Ausbruchkörperbreite pro Lasteinleitungspunkt

$c$	[-]/ [N/mm <sup>2</sup> ]	Konstante/ Kohäsion
$c_{\text{kont}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Kohäsion des Kontaktvolumen in der FE-Berechnung
$c_{\text{ts}}$	[-]	Tension-Stiffening-Faktor in der FE-Berechnung
$c_{\text{v,rhb}}$	[mm]	Vorhandene Betondeckung der Rückhängebewehrung
$c_1$	[mm]	Seitliche Betondeckung des Verankerungselements
$d$	[mm]	Durchmesser eines Bewehrungselementes/ statische Nutzhöhe
$d_{\text{Apo}}$	[mm]	Statische Nutzhöhe der Ausstanzbewehrung
$d_q$	[mm]	Durchmesser der Querbewehrungsstäbe im Betondübel
$d_{\text{rhb}}$	[mm]	Durchmesser der Rückhängebewehrung
$d_{\text{sp}}$	[mm]	Durchmesser der Spaltbewehrung
$e_x$	[mm]	Verbundmittelgeometrie und Abstand der Betondübel in Längsrichtung
$e_y$	[mm]	Abstand der Betondübel in Querrichtung
$f_{\text{bd}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Verbundspannung des Betonstahls
$f_{\text{bm}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Verbundspannung des Betonstahls
$f_{\text{b,po}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung in der Ausstanzbewehrung
$f_{\text{b,rhb}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung in der Rückhängebewehrung
$f_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Einaxiale Betondruckfestigkeit am Zylinder
$f_{\text{c,dry,cube}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Betondruckfestigkeit eines Würfels in Trockenlagerung
$f_{\text{c,dry,cyl}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Betondruckfestigkeit eines Zylinders in Trockenlagerung
$f_{\text{ck}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristische Betondruckfestigkeit eines Zylinders im Alter von 28 Tagen
$f_{\text{cm}}/$ $f_{\text{cm,cyl}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Betondruckfestigkeit eines Zylinders
$f_{\text{co}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Beginn des nichtlinearen Materialverhaltens unter Druck in der FE-Berechnung
$f_{\text{ct}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Zentrische Betonzugfestigkeit
$f_{\text{ctm,fl}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Betonbiegezugfestigkeit
$f_{\text{ctm,sp}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Betonspaltzugfestigkeit am Zylinder
$f_{\text{ctm}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit
$f_{\text{c,red}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeitsreduzierung in Folge Rissbildung in der FE-Berechnung
$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit des Betons in der FE-Berechnung
$f_{t,\text{kont}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit des Kontaktvolumen in der FE-Berechnung
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Streckgrenze des Betonstahls bzw. des Baustahls

## Formelzeichen

---

$f_{m,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der wirksamen Spannung in der Bewehrung bezogen auf die Betonstahlstreckgrenze
$h$	[mm]	Bauteilhöhe
$h_{d,eff}$	[mm]	Effektive Höhe des hydrostatischen Spannungszustands im Betondübel
$h_{po}$	[mm]	Ausstanzkegelhöhe
$h_{sz}$	[mm]	Verankerungstiefe des Stahlzahns
$k_{Apo}$	[-]	Maßstabsfaktor bezogen auf die Ausstanzbewehrung
$k, k_1, k_9,$ $k_m, k_w$	[-]	Vorfaktoren
$l_{b,min}$	[mm]	Minimale Verankerungslänge von Zugstäben
$l_{vd}$	[mm]	Ausbruchkörperlänge pro Dübel
$l_0$	[mm]	Ausgangsmesslänge
$l_1$	[mm]	vorhandene Verankerungslänge von Zugstäben
$n_s$	[-]	Anzahl von Bewehrungsstäben
$r_c$	[-]	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung Druckfestigkeitsreduzierung infolge Rissbildung in der FE-Berechnung
$s$	[mm]	Schlupf
$s_w$	[mm]	Abstand der Querkraft- bzw. Rückhängebewehrung
$t$	[mm]	Größe des benachbarten Elementes eines Kontaktvolumens in der FE-Berechnung
$t_w$	[mm]	Wandstärke des Stahleinbauteils
$w$	[mm]	Rissöffnung in der FE-Berechnung
$w_c$	[mm]	Rissöffnung in der FE-Berechnung ab dem der Riss Spannungsfrei ist
$w_d$	[mm]	Maximale plastische Verformung unter Druckbeanspruchung in der FE-Berechnung
$z$	[mm]	Hebelarm der inneren Kräfte
$z_{Apo}$	[mm]	Hebelarm der inneren Kräfte bezogen auf die Ausstanzbewehrung

## Kleine griechische Buchstaben

$\beta$	[-]	Faktor für das plastische Fließverhalten/ Ausdehnungsparameter in der FE-Berechnung
$\gamma_{Mc}$	[-]	Materialsicherheitsbeiwert für Betonversagen
$\Delta$	[-]	Differenz

$\bar{\delta}_{\text{Abbruch}}$	[mm]	Verformungsvermögen der Verbundkonstruktion zum Zeitpunkt des Abbruchs
$\bar{\delta}_{\text{max}}$	[mm]	Verformungsvermögen der Verbundkonstruktion bei maximaler Belastung
$\bar{\delta}_u$	[mm]	im Versuch ermittelter maximaler Schlupf unter dem charakteristischen Lastniveau
$\bar{\delta}_{\text{uk}}$	[mm]	charakteristischer Wert des Verformungsvermögens von Dübeln
$\varepsilon$	[-]	Dehnung
$\varepsilon_b$	[-]	Dehnung der Dübelbewehrung
$\varepsilon_{\text{cr}}$	[-]	Bruchdehnung in der FE-Berechnung
$\varepsilon_c$	[-]	Betondehnung
$\varepsilon_{\text{po}}$	[-]	Dehnung der Ausstanzbewehrung
$\varepsilon_{\text{rthb}}$	[-]	Dehnung der Rückhängebewehrung
$\varepsilon_s$	[-]	Dehnung des Betonstahls bzw. Baustahls
$\varepsilon_u$	[-]	Bruchdehnung des Betonstahls bzw. Baustahls
$\varepsilon_y$	[-]	Dehnung beim Erreichen der Streckgrenze von Betonstahl bzw. Baustahl
$\zeta_{\text{CL}}$	[-]	Geometriespezifische wirksame Stahlzahnhöhe (Klothoidenform)
$\eta_s$	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Querbewehrung
$\theta$	[-]	Winkel, Lastausbreitungswinkel
$\mu$	[-]	Reibungskoeffizient
$\mu_{\text{kont}}$	[-]	Reibungskoeffizient des Kontaktvolumen in der FE-Berechnung
$\nu$	[-]	Querdehnzahl
$\rho_{\text{Apo}}$	[-]	Bewehrungsgrad bezogen auf die Austanzbewehrung
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Normalspannung
$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Spannung im Beton
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Spannung im Betonstahl bzw. Baustahl
$\tau$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung/ Schubspannung
$\tau_f$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung nach den Verankerungsbruch in der FE-Berechnung
$\tau_{\text{max}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Maximalwert der Verbundspannung in der FE-Berechnung
$\tau_{\text{RR}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Durch Rissreibung übertragene Schubspannung
$\psi_{\text{cr}}$	[-]	Abminderungsfaktor für die Schub-/ Zugtragfähigkeit infolge von Querrissen
$\psi_{\text{h,v}}$	[-]	Einflussfaktor für die Bauteildicke

## Formelzeichen

---

$\psi_m$	[-]	Linearer Kalibrierungsfaktor auf Mittelwertniveau
$\psi_{re,V}$	[-]	Einflussfaktor für die Randbewehrung
$\psi_{re,N}$	[-]	Schalenabplatzbeiwert
$\psi_{s,N}$	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Nähe eines Randes im Betonbauteil, für den Versagensfall Betonausbruch
$\psi_{st,V}$	[-]	Einflussfaktor für den Widerstand beim Versagen der Betondruckstrebe
$\psi_{s,v}$	[-]	Einflussfaktor für Bauteilränder
$\psi_{support}$	[-]	Erhöhungsfaktor (Abstützungsfaktor) bei Verankerungen beim Betonversagen bzw. Druckstrebenbruch
$\psi_1$	[-]	Wirkungsfaktor für die Bügel der Rückhängebewehrung
$\psi_2$	[-]	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Verankerungslänge und des Bügeldurchmessers
$\psi_3$	[-]	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bügeldurchmesser von Randbewehrung und Rückhängebewehrung

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung und Motivation

Die Entwicklung neuer Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen erfordert auch die Weiterentwicklung und Anwendung neuer Bauteile und Baustoffe. In einem vom Land Hessen geförderten Forschungsprojekt hat die Technische Hochschule Mittelhessen eine wirtschaftliche Lösung für Hybridtürme von Windenergieanlagen mit großen Nabenhöhen entwickelt. Dieser sogenannte Hybrid<sup>2</sup>-Turm besteht aus einer Kombination aus vorgefertigten und vorgespannten Stahlbeton- Eckelementen und einer zwischenliegenden Stahlkonstruktion (Abb. 1-1). Das Konstruktionsprinzip verringert das Eigengewicht des Betonturms und reduziert somit auch Kosten und Zeit für Transport und Montage. Durch den modularen Aufbau und einem aufgesetzten Stahlrohrturm können Nabenhöhen über 140 m erreicht werden.

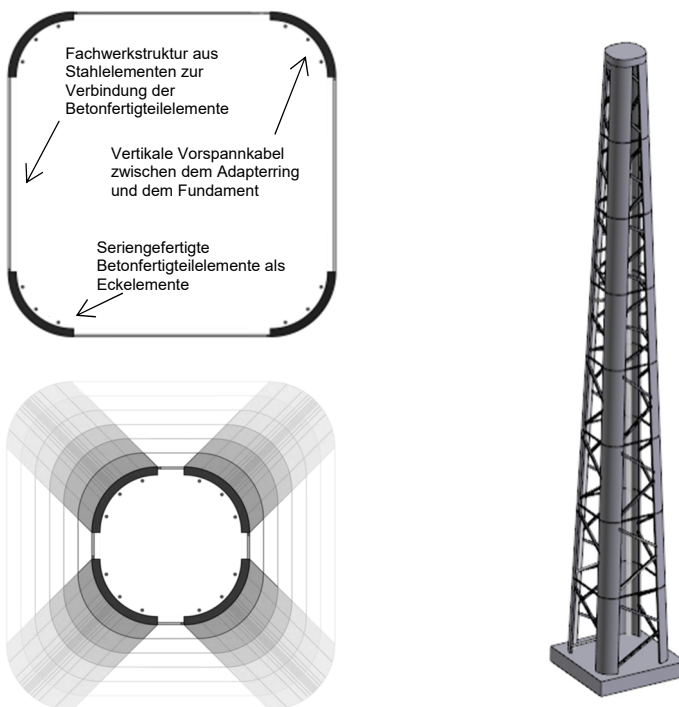


Abb. 1-1: Zeichnungen und Visualisierung des an der Technischen Hochschule Mittelhessen entwickelten Hybrid<sup>2</sup>-Turms mit Betonelementen und einer Fachwerkstruktur [1]

Für dieses Turmprinzip wird eine effizientere, weil ressourcenschonende, Fachwerkstruktur zur Verbindung der Betoneckelemente des Hybrid<sup>2</sup>-Turms über das Forschungsprogramm Ingenieurwissenschaften an Fachhochschulen im Programm „Forschung an Fachhochschulen“ [1] untersucht. Bei den hochgradig dynamischen Beanspruchungen von Windenergieanlagen, mit über 200 Mio. Lastwechseln in einer rechnerischen Lebensdauer von maximal 20 Jahren, kommen herkömmliche Verbindungsdetails und Baustoffe an ihre Grenzen. Dementsprechend stellen die

Ermüdungsnachweise im Unterschied zum Hochbau die bemessungsmaßgebenden Nachweise für die Struktur dar. Der Verbundbau bestehend aus Stahl und Beton wird schon seit vielen Jahren als eine effiziente Bauweise ausgeführt. Als Verbundmittel werden in der Regel Kopfbolzen eingesetzt, welche durch automatische Schweißverfahren auf die Stahlträger angeordnet werden, und in Verbindung mit einer aufbetonierten Stahlbetonplatte eine optimale Schubverbindung für z.B. Decken mit hohen Tragfähigkeiten ermöglichen (Abb. 1-2 links). Seit den 1990er Jahre wird zudem verstärkt an kontinuierlichen Verbundmitteln wie den sogenannten Verbunddübeln (Abb. 1-2 Mitte) bzw. den Verbunddübelleisten geforscht. Verbunddübelleisten sind auf den Stahlträger aufgeschweißte Stahlleisten mit unterschiedlich angeordneten Ausnehmungen (Abb. 1-2 rechts).

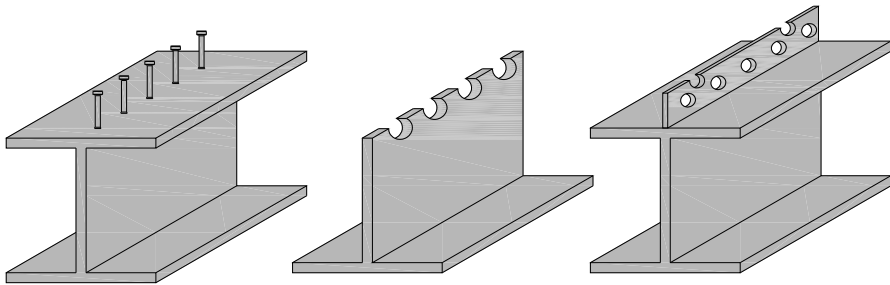


Abb. 1-2: Darstellung verschiedener Verbundmittel: links: Kopfbolzen; Mitte: Verbunddübelausnehmungen im Stahlsteg; rechts: Verbunddübelleiste

Durch die Betonage werden diese Ausnehmungen mit Beton gefüllt und bilden eine leistungsfähige Verdübelung und sichern den Verbund zwischen Stahlträger und Betonplatte. Diese Verbindung wird daher auch Betondübel genannt. Durch die Umschnürung des Betons in den Ausnehmungen und der daraus entstehenden Querdehnungsbehinderung kann der Beton hohe Belastungen aufnehmen. Große Vorteile bieten Betondübel gegenüber Kopfbolzen insbesondere in höherfesten Betonen sowie unter zyklischen Beanspruchungen. Durch eine optimierte Anordnung der Aussparungen im Stahl können die Kerbspannungen reduziert und die Tragfähigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen erhöht werden. Mit dieser Arbeit soll ein Beitrag für eine punktuelle Verankerung von Stahlträgern mittels Betondübeln in dünnwandigen Betonbauteilen geleistet werden.

### 1.2 Zielsetzung und Forschungsbedarf

Das Kernziel dieser Arbeit ist die Entwicklung einer Verbundkonstruktion in Bezug auf die Praxistauglichkeit an dem Hybrid<sup>2</sup>-Turm. Eine mögliche Verankerung sind Betondübel, welche in Kombination mit einer geeigneten Bewehrungsführung in ein Fertigteilelement einbinden (siehe Abb. 1-3). Der Schwerpunkt besteht im Zusammenwirken von Betondübeln, Stahldübeln und der Lasteinleitung in das Fertigteilelement. Dabei gilt es vor allem, den Einfluss auf das Stahleinbauteil und den umgebenen Beton aus dem Druck-Zug-Wechselbereich zu untersuchen, der gerade bei Windkraftanlagen zu Schäden an den Bauteilen führt.

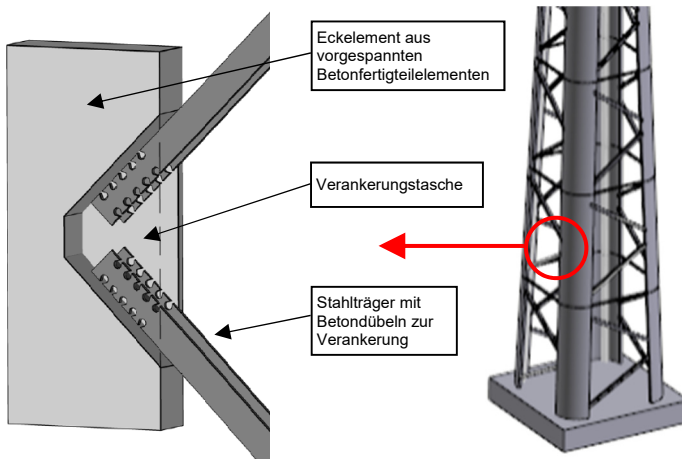


Abb. 1-3: Detail des Hybrid<sup>2</sup>-Turms mit der Verankerung des Stahlfachwerks

In bisherigen Untersuchungen mit Betondübeln als Verbundmittel wurden für die Schubübertragung überwiegend Aussparungen in den Stegen der Stahlträger angeordnet, oder als aufgeschweißte Verbunddübelleiste auf dem Stahlflansch ausgeführt. Eingesetzt wird diese Konstruktion in der Regel bei Trägern in Verbunddecken. Bei dem hier beschriebenen Vorhaben werden die Aussparungen jedoch in den Flanschen der Stahlträger angeordnet und dienen der Verankerung eines Stahlträgers. Welche Auswirkungen die Anordnung in den Flanschen auf die statische Tragfähigkeit und besonders auf die Ermüdungsfestigkeit besitzt, wurde bisher noch nicht untersucht. Hinzu kommt, dass diese Verankerung in schlanken Betonbauteilen eingesetzt wird, für die keine Bemessungsmodelle existieren. Die bisher entwickelten Lastmodelle nehmen einen starken Bezug zur Befestigungstechnik. Das Ziel dieser Arbeit ist die Herleitung eines Ingenieurmodells zur Verankerung von Stahlbauteilen mittels Betondübeln in dünnwandigen Bauteilen. Dabei ist nachzuweisen, dass die Verankerung mit Betondübeln ein duktiler Tragverhalten sicherstellt, welches erreicht werden kann, wenn kein plötzliches Versagen eintritt. Dies kann beispielsweise beim Betonversagen durch die Aktivierung der Bewehrung sichergestellt werden. Da die Betondübel an einem Hybridturm für Windenergieanlagen zum Einsatz kommen, ist ebenfalls die Ermüdungsfestigkeit ein wichtiges Kriterium. Dieses Kriterium wird bei der Entwicklung der Verankerungslösung berücksichtigt, indem zunächst Verbindungen mit einer hohen Kerbfallklasse konstruiert werden. Zur endgültigen Bewertung der Ermüdungsfestigkeit sind umfangreiche dynamische Experimente sowie die Ausarbeitung einer Wöhlerlinie erforderlich. Diese Wöhlerlinie erfordert grundlegende statische Experimente, eine ausführliche Interpretation der Tragmechanismen im statischen Zustand sowie eine hohe Anzahl an dynamischen Experimenten. Im Rahmen dieses Vorhabens werden daher Prüfkörper entwickelt, mit denen das statische Tragverhalten detailliert analysiert werden kann. Mit Hilfe der durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen wird ein Ingenieurmodell für das statische Tragverhalten hergeleitet. Die in diesem Vorhaben gewonnenen Erkenntnisse bilden daher die Grundlage für weitere Forschungsarbeiten, bei denen dynamische Experimente durchzuführen sind und eine Wöhlerlinie zu erstellen ist.

### **1.3 Vorgehensweise**

Im Rahmen dieser Arbeit wurde zunächst eine ausführliche Literaturrecherche über Verbunddübel insbesondere den Betondübel ausgearbeitet und eine chronologische Entwicklung dieser Bauweise dargestellt. Auf Grund der Einbausituation der Verbunddübel im Verankerungsbereich wurde ein Bezug zu den Traglast- und Versagensmodellen der Befestigungstechnik hergestellt und die Literaturrecherche erweitert. Im Kapitel 2 werden die Forschungsarbeiten und Ingenieurmodelle aus den Bereichen der Verbunddübel und Befestigungstechnik beschrieben.

In Kapitel 3 wird die Entwicklung der Versuchskörper vorgestellt und erste numerische Studien durchgeführt. Dies dient zum einen der Unterscheidung der Versagensarten, zum anderen der Vorhersage der Traglasten für die weiteren Experimente. Für die durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurde die Dübelgeometrie nicht variiert und so ausgelegt, dass sich das Versagen auf die Stahlbetonscheiben beschränkt.

Die Experimente wurden in statische Push-Out-Versuche und Pull-Out-Versuche unterteilt, welche im 4. Kapitel vorgestellt werden. Da ein eigener Versuchsaufbau ausgearbeitet wurde, werden zunächst die allgemeinen Bezeichnungen der Versuchskörper, welche für die spätere Auswertung wichtig sind, der Versuchsablauf und die eingesetzten Messsysteme vorgestellt.

Mit Hilfe der nichtlinearen Finiten-Element-Berechnungen in Kapitel 5 wird das Tragverhalten der Experimente detailliert untersucht und der innere Spannungsverlauf visualisiert. Die Grundlage für verlässliche Ergebnisse ist ein validiertes FE-Modell, weshalb in diesem Kapitel zunächst die theoretische Grundlage der verwendeten Software beschrieben wird. Um ein validiertes FE-Modell aufzubauen sind Parameterstudien insbesondere bezüglich der verwendeten Materialmodelle sowie der Einstellung der Randbedingungen notwendig. Die verwendeten Messsysteme in den durchgeführten Experimenten bilden die Grundlage für die Validierung, sodass es möglich ist, die festgelegten Eigenschaften und Randbedingungen auf weitere Experimente zu übertragen.

Das 6. Kapitel beinhaltet die theoretischen Überlegungen zu den experimentellen Untersuchungen und den numerischen Simulationen. Die Ergebnisse aus den vorherigen Kapiteln werden in diesem Teil zusammengeführt, eigene Lastabtragungsmodelle entwickelt und mit den bereits in Kapitel 2 beschriebenen Modellen verglichen. Diese Überlegungen dienen im Kapitel 7 der Herleitung von Ingenieurmodellen zur Tragfähigkeitsanalyse der Bauteile und der Nachweisführung der Bewehrung. Weiterführend durchgeführte numerische Parameterstudien dienen der Herleitung und Genauigkeit dieser Ingenieurmodelle.

Im Kapitel 8 werden die Ergebnisse zusammengefasst und der weitere Forschungsbedarf für die Verankerung mit Betondübeln vorgestellt.

## 2 Stand der Forschung

### 2.1 Allgemeine Entwicklung der Verbindungsmittel im Verbundbau

Das Einsatzgebiet von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton befindet sich überwiegend im Brückenbau, bei Parkhäusern sowie im Geschoss- und Industriebau. Auf Grund einer schubfesten Verbindung von Stahlprofilen und Betonquerschnitten entstehen Verbundkonstruktionen für Decken, Träger und Stützen, welche sich durch ihre hohe Tragfähigkeit bei geringen Bauteilabmessungen und großen Stützweiten auszeichnen. [2]

Zu Anfang des Verbundbaus wurden aufgeschweißte Schrägeisen, Knaggen, Schlaufen, Haken, Winkel oder Stahlprofilstummel als Verbundmittel verwendet. Die Anfänge des Verbundbaus gehen bis etwa ins Jahr 1904 zurück, wobei das aufwendige Schweißen per Hand sehr Kosten- und Zeitintensiv war. [3] Das heutige Anbringen von Kopfbolzen auf Stahlprofilen erfolgt durch das Lichtbogen-Bolzenschweißverfahren (engl. „stud welding“). Erste Versuche dazu wurden schon in den 1910er Jahren durchgeführt. In den frühen 1940er Jahren wurde das Bolzenschweißverfahren von Ted Nelson weiter verbessert und mit Hilfe einer Vorrichtung zum maschinellen Anschweißen der Kopfbolzen patentiert. Eine Übersicht der ersten Verbundmittel ist in Abb. 2-1 dargestellt.

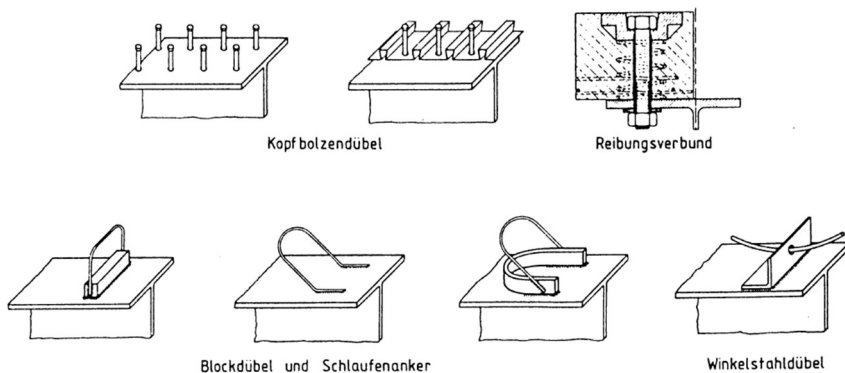


Abb. 2-1: Übersicht der in der Regelwerken ersten behandelten Verbundmittel aus [4]

Der moderne Verbundbau im Hochbau wurde in Deutschland in den 1960er Jahren eingeleitet. Mit dem Bau der Emil-Schulz-Brücke wurde 1965 die erste Stahlverbundbrücke mit Kopfbolzendübeln fertiggestellt. Nach dem erfolgreichen Einsatz von Kopfbolzendübeln im Brückenbau wurde diese Bauweise auf den Hochbau übertragen. Es folgte eine stetige Weiterentwicklung des Verbundbaus sowie die Anwendung von Verbundträgern, -stützen und -decken. Auch an dem Thema Brandschutz für Verbundtragwerke wurden weitere Forschungsprojekte in den 1970er und frühen 1980er durchgeführt. Weitere Informationen zur Entwicklung des Verbundbaus können aus [3] entnommen werden.

In den 1980er Jahren wurde von Andrä [5] und Leonhardt et al. [6] ein neuartiges Verbundmittel als Alternative zu den Kopfbolzendübeln entwickelt. Die sogenannte

Perfobondleiste bestand aus einem auf das Stahlprofil aufgeschweißten Stahlblech mit kleineren Ausnehmungen. Durch die Betonage in den Ausnehmungen und die Ausbildung einer Verdübelung des Betons (der sogenannte „Betondübel“) können Längsschubkräfte kontinuierlich von der Stahlbetondecke in den Stahlträger übertragen werden. Etwa zeitgleich wurden an der Universität Kaiserslautern Untersuchungen an einer sogenannten Kombidübelleiste ausgeführt. Im Jahre 1989 bekam Brendel [7] ein Patent auf diese Dübelleiste. Bei der Kombidübelleiste handelt es sich um nach oben hin offene Ausnehmungen in trapez- oder tropfenform, welche in einem ebenfalls aufgeschweißten Stahlblech oder alternativ in einem Stegblech eines obergurtlosen Stahlprofils eingebracht werden. Erste Untersuchungen zur Kombidübelleiste wurden in [8] dokumentiert. Die Perfobondleiste sowie die Kombidübelleiste sind in Abb. 2-2 dargestellt. In den folgenden Jahren konnte das Bolzenschweißverfahren für die Kopfbolzendübel weiter verbessert werden und die Kosten der Kopfbolzenverdübelung wurden gesenkt. Dies führte dazu, dass die Weiterentwicklung von Betondübel bis in die 2000er Jahre etwas einbrach. An der Universität der Bundeswehr in München wurden 1992 Untersuchung von Kraus und Wurzer an der Perfobond- sowie der Kombidübelleiste [9] veröffentlicht. Doch erst ab den 2000er Jahren wurden weitere Untersuchung zu Betondübeln unterschiedlicher Varianten in verschiedenen Universitäten durchgeführt. In dieser Arbeit werden nur die gängigsten Ausführungen der Stahlausnehmungen vorgestellt.

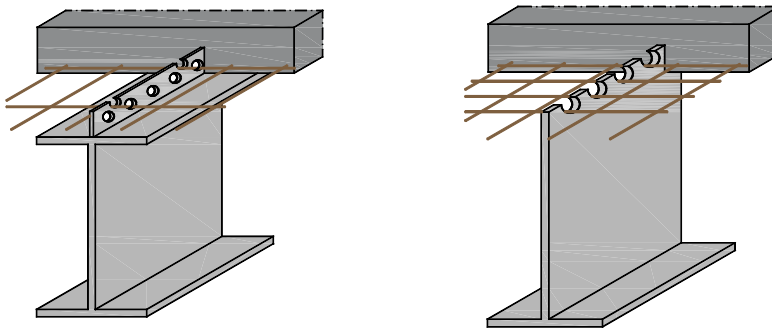


Abb. 2-2: Vergleich Perfobondleiste (links) und Kombi-Dübel (rechts)

Die wesentlichen Vorteile dieser „kontinuierlichen Verbundmittel“ oder auch „Betondübel“ gegenüber den Kopfbolzendübeln sind:

- die einfache und automatisierte Herstellung durch die Verwendung von Plasma-, Laser- oder autogene Brennschneidverfahren,
- dass durch die Schnittführung im Steg kein Schweißvorgang erforderlich ist,
- dass höhere Steifigkeiten, Tragfähigkeiten und ein verbessertes Verformungsvermögen erreicht werden,
- dass durch die optimierten Ausnehmungen im Stahl höhere Ermüdungsfestigkeiten erreicht werden.

Verbundkonstruktionen werden überwiegend bei Verkehrswegebriicken eingesetzt. Beispiele von Brückenkonstruktionen mit Verbunddübelleisten sind in Abb. 2-3 dargestellt und werden im Forschungsbericht „*Neue Systeme für Stahlverbundbrücken*“

- Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln“ [10] oder im Forschungsbericht „Brücken mit Verbunddübeln – Leitfaden“ [11] beschrieben.

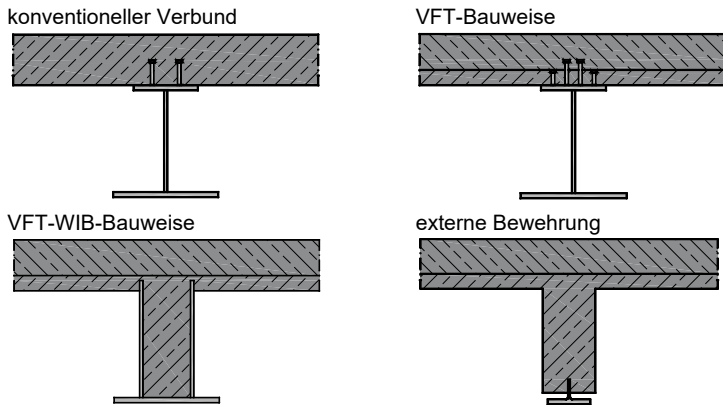
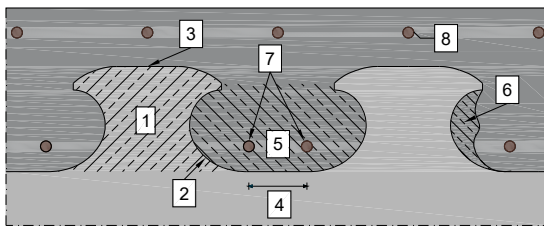


Abb. 2-3: Konstruktionsquerschnitte von Verbundfertigteilen nach [10; 11]

In Abb. 2-4 sind die Bezeichnungen der Komponenten am Verbunddübel dargestellt. In dieser Arbeit wird sich auf diese Bezeichnungen bezogen.



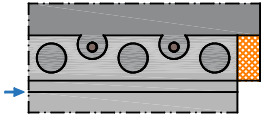


- Bezeichnungen am  
Verbunddübel
- 1 Stahlzahn
  - 2 Dübelfuß
  - 3 Dübelkopf
  - 4 Dübelgrund
  - 5 Betondübel
  - 6 Dübelkernbereich
  - 7 Bewehrung Betondübel
  - 8 Oberflächenbewehrung

Abb. 2-4: Bezeichnungen am Verbunddübel in Anlehnung an [10]

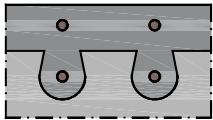
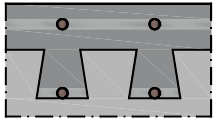
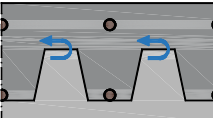
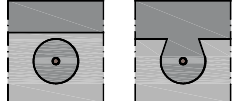
In der Literatur wurden bisher viele unterschiedliche Dübelformen entwickelt. In den folgenden Tab. 2-1 bis Tab. 2-3 sind die unterschiedlich durchgeführten Versuche sowie die Entwicklungen der Dübelformen chronologisch aufgeführt. In Tab. 2-1 sind die aufgeschweißten Dübelleisten, wie z.B. die Perfobondleiste, aufgelistet. Die Tab. 2-2 zeigt die Untersuchungen an Stegausehungen, wie Sie z.B. bei der Kombi-Verdübelung vorkommen. Ab den 2000er Jahren wurden die Dübelformen teilweise sowohl für Dübelleisten als auch für Stegausehungen entwickelt. Diese Formen sind in Tab. 2-3 dargestellt.

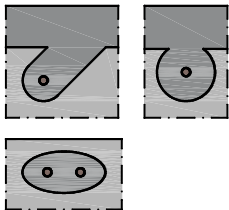
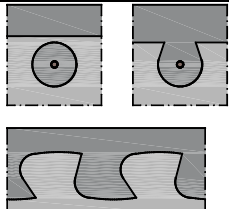
Tab. 2-1: Zusammenfassung bisheriger Untersuchungen zu aufgeschweißten Leisten (z.B. Perfbond- Leiste)

Institution	Jahr/ Quelle	Forscher	Versuche	Darstellung der Versuche/ bzw. der Dübelform
Otto-Graf-Institut, Stuttgart	1985 [5]	H.-P. Andrä	3 Versuche mit Lochleiste/ 1 Aus-ziehversuch mit aufgeschweißten Lochleisten (Perfbondleiste)	
Otto-Graf-Institut, Stuttgart	1987 [6]	F. Leonhardt, W. Andrä, H.-P. Andrä, W. Harre	3 Push-Out-Versuche bei statischer und dynamischer Belastung (Perfbondleiste)	
Otto-Graf-Institut, Stuttgart	1988 [12]	G. Völkel, W. Harre	4 Push-Out Versuche mit offener Ausführung in jedem 3. Loch (Perfbondleiste)	
	1985-1988 [13]	H. Johne, S. Kind, W. Wapenhans	Verbundträger mit Kastenprofil	
TU Prag	1999 [14; 15]	J. Macháček, J. Studnička	64 Push-Out- und 3 Träger-Versuche	
TU Darmstadt	2002 [16]	J. Song	5 dynamische Versuche mit Stahlversagen an Leisten mit Bewehrung in jedem 2. Loch	

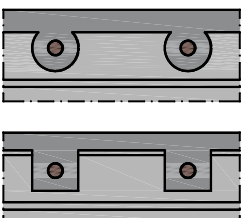
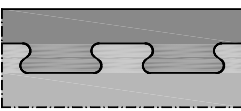
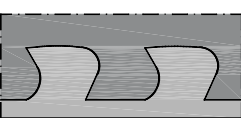
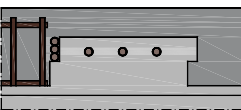
RWTH Aachen	2003 [17]	D. Reitz	4 Vor- und 16 Push-Out-Versuche an Leisten mit Bewehrung in jedem 2. Loch	
Federal University of Viçosa (Brasilien)	2006 [18]	Verissimo, G.S., Paes, J.L.R., Valente, I., Cruz, P.J.S., Fakury, R.H.	26 Push-Out Versuche an Leisten mit CR-Verbindungen	
RWTH Aachen	2009 [19]	M. Gündel, A. Dürr, B. Hauke, O. Hechler	30 Push-Out-Versuche von Lochleisten in O-, C- und S-Form	


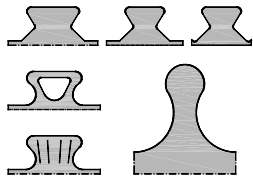
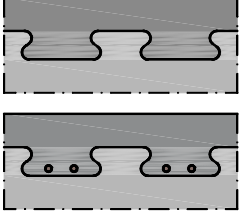
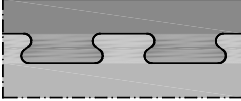
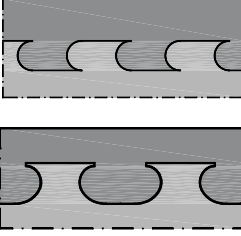
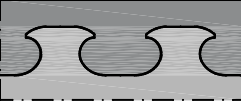
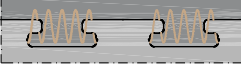
Tab. 2-2: Zusammenfassung bisheriger Untersuchungen zu Stegausehnungen (z.B. Kombidübel)

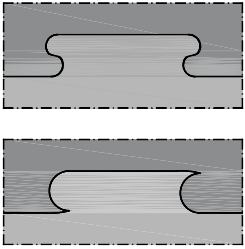
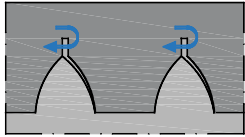
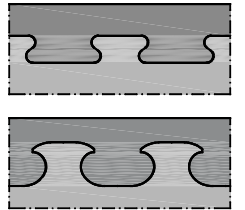
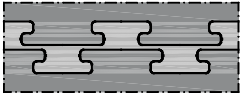
Institution	Jahr/Quelle	Forscher	Versuche	Darstellung der Versuche/ bzw. der Dübelform
	1985 [20]	I. Brendel	Stahlverbundträger (Kombi-Verdübelung)	
	1989 [7]	I. Brendel		
Universität Kaiserslautern	1987-1989 [21] [22]	H. Bode R. Künzel J. Schanzenschbach	Push-Out- Versuche mit schwalbenschwanz- und tropfenförmigen Ausnehmungen (Kombi-Verdübelung)	
				
	1988 [23] [24]	H. Bode N. Sauerborn		Push-Out- Versuche mit sägezahnartig ausgeschnittenem und an den Zahnsitzen tordiertem Steg
Universität der Bundeswehr München	1997 [4]	O. Wurzer	42 Push-Out-Versuche von Stegausehnungen in O-, und C- Form	

Universität der Bundeswehr München	2001 [25]	C. Zapfe	32 statische Push-Out- Versuche mit unterschiedlichen Ausnehmungen und 17 Push-Out-Versuche zum Ermüdungsverhalten	
Universität der Bundeswehr München	2009 [26]	S. Burger	Erweiterung der Ermüdungsversuche von C. Zapfe mit weiteren Dübelvariationen	

Tab. 2-3: Zusammenfassung bisheriger Untersuchungen weiterer Dübelformen

Institution	Jahr/Quelle	Forscher	Versuche	Darstellung der Versuche/ bzw. der Dübelform
RWTH Aachen	2000 [27; 28]	J. Hegger, G. Sedlacek, P. Dönighaus, H. Trumpf	6 Push-Out Versuche mit Kombidübel- und T-Bulb-Dübelleiste	
Universität der Bundeswehr München	2003 [29–31]	I. Mangerig, C. Zapfe, R. Nothaft, G. Seidl	2 statische und 1 dynamischer Push-Out Versuch mit Puzzleform	
Universität der Bundeswehr München	2004 [31; 32]	I. Mangerig, G. Seidl	2 statische und 1 dynamischer Push-Out Versuch mit Sägezahnleiste (Finnendübel)	
Universität Straßburg	2005 [33]	B. Jurkiewicz, J. M. Hottier	3 Push-Out Versuche an einer Verdübelung mit horizontalen Ausnehmungen	

TU Wien	2006 [31; 34; 35]	G.Seidl J. Fink T. Petraschek	8 statische und 1 dynamischer Push-Out Versuch mit Sägezahnleiste (Finnendübel)	
TU Wien	2007 [36; 37]	J. Fink T. Petraschek	21 Push-Out-Versuche mit unterschiedlichen Dübelformen; Entwicklung der Kronendübel	
RWTH Aachen	2007 [38]	M. Feldmann, J. Hegger, O. Hechler, S. Rauscher	7 statische Push-Out- Versuche und 3 Push-Out-Versuche zum Ermüdungsverhalten	
Technische Universität in Breslau	2007-2011 [39–45]	J. Berthelley W. Lorenc G. Seidl	Entwicklung der Klothoidenform durch Push-Out Versuche und Trägerversuche	
Technische Universität München	2010-2019 [46–48]	M. Mensinger, G. Seidl,	Entwicklung der VFT-WIB Brücke mit Externer Bewehrung aus klothoidenförmigen Betondübeln	
	2008-2013 [49; 50]	G. Seidl O. Hechler et al. (PRECO-BEAM)	50 stat. und 15 dyn. Push-Out und Pull-Out Versuche von Puzzle-, Sägezahn,- und Klothoidenform	
Technische Universität Kaiserslautern	2010 [51]	M. Abramski, T. Friedrich, W. Kurz, J. Schnell,	7 Push-Out-Versuche an Puzzleleisten mit Wendelbewehrung	

RWTH Aachen	2011 [52]	S. Heinemeyer	49 Push- Out Versuche an Puzzleleisten und Sägezahnleisten	
Technische Universität Kaiserslautern	2013 [53]	S. Wiese	38 Push-Out-Versuche zur Stahlschare	
RWTH Aachen	2014-2015 [54; 10]	M. Feldmann et al. J. Gallwoszus	18 stat. und 26 dyn. Push-Out und Single-Push-Out Versuche von Puzzle- und mod. Klothoidenleisten	
Technische Universität Kaiserslautern	2018 [55]	Y. Broschart, J. Gajda, W. Kurz	Push-Out Versuche an alternierend abgekanteten Stahlzähnen teilw. mit Wendelbewehrung	

## 2.2 Detaillierte Beschreibung der verschiedenen Verbundmittel

### 2.2.1 Entwicklung der PerFOBondleiste an der Uni Stuttgart

H.-P. Andrä untersuchte 1985 am Otto- Graf- Institut in Stuttgart eine Weiterentwicklung von Verbundmitteln für den Anschluss von Ortbetonplatten an Stahlträger [5]. Das alternative Verbundmittel von Andrä bestand aus gelochten Flachstahlprofilen, die hochkant auf den Obergurt eines Stahlprofils aufgeschweißt und einbetoniert wurden. Ein Beispiel der untersuchten Lochleisten ist in Abb. 2-5 dargestellt.

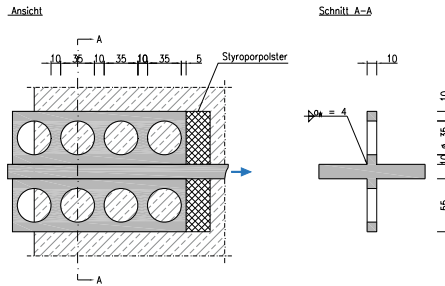


Abb. 2-5: Untersuchte Perfo-Bondleiste von Andrä [5]

Mit dem untersuchten Verbundmittel konnte Andrä eine hohe Anfangssteifigkeit sicherstellen und somit eine starre Verbindung unter Gebrauchslasten erreichen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erwies sich die Verbindung ebenfalls als vorteilhaft, da ein hohes Lastniveau bei größeren Verformungen sichergestellt werden konnte.

Leonhardt et al. erweiterte 1987 die Versuche zur Lochleiste und machte erste Untersuchungen unter Dauerschwingbelastungen [6]. Die Anordnung der Löcher in der Perfo-Bondleiste sowie die Ergebnisse der Dauerschwingversuche sind in Abb. 2-6 dargestellt.

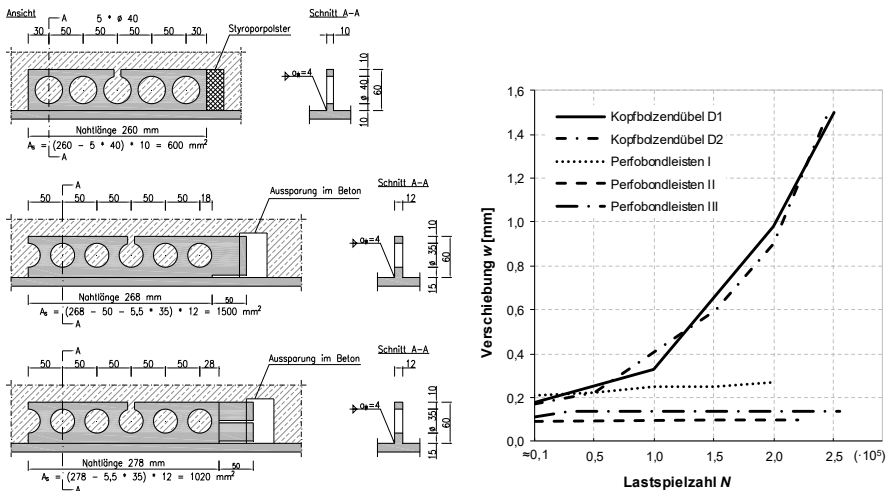


Abb. 2-6: Abmessungen der Perfo-Bondleiste (links) und Auswertung der Dauerschwingversuche (rechts) nach [6] (eigene schematische Darstellung)

In den Dauerschwingversuchen zeigte sich ein praktisch konstantes Verhalten der Schlupfentwicklung der Perfo-Bondleiste. Im Gegensatz dazu kam es bei den Kopfbolzendübeln nach wenigen Lastwechseln schon zu einer deutlichen Schlupfzunahme, welche auf ein fortschreitendes Zerbröseln des Betons am Dübelfuß zurückzuführen war. Erstmals leitete Leonhardt ein Bemessungsmodell für das Abscheren des Betondübel her. Auf Grundlage weiterer Untersuchungen von Harre und Völkel von 1986 bis 1988 konnte im Jahre 1991 eine bauaufsichtliche Zulassung für zwei Perfo-Bondleisten erteilt werden [56], welche im Jahr 2000 erneuert wurde [57].

## 2.2.2 Untersuchungen an der TU Kaiserslautern

### 2.2.2.1 Entwicklung der Kombidübelleiste von Bode und Brendel 1988

Etwa zeitgleich zu den Untersuchungen an der Perfobondleiste wurden 1988/ 1989 an der Universität Kaiserslautern Träger- und Abscherversuche von Bode und Künzel mit der Kombidübelleiste durchgeführt [21], [58]. Die Kombidübelleiste besteht aus nach oben offenen trapez- oder tropfenförmigen Ausnehmungen auf einem aufgeschweißten Blech oder in einem obergurtlosen Stegblech. Des Weiteren wurden unterschiedliche Versuche mit schwalbenschwanzförmigen Aussparungen sowie der Einsatz an Schwertauflagern untersucht. Brendel konnte 1989 ein Patent auf dieses Verbundmittel anmelden [6]. Die Untersuchungen dienten außerdem dem Entwurf einer bauaufsichtlichen Zulassung in 1990 und 1992, sowie der Einführung einer bauaufsichtlichen Zulassung im Jahr 2000 [59]. In Abb. 2-7 sind die Formen der Kombidübelleiste mit tropfenförmigen und trapezförmigen Ausnehmungen dargestellt.

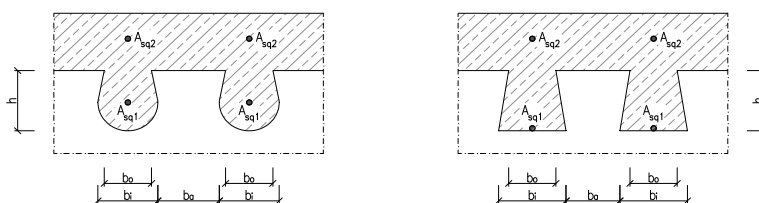


Abb. 2-7: Kombidübelleiste mit tropfenförmigen Ausnehmungen (links) und trapezförmigen Ausnehmungen (rechts) [60]

### 2.2.2.2 Untersuchungen von Abramski, Friedrich, Kurz, Schnell 2010

Abramski et al. führten 2010 im Rahmen eines AiF Forschungsvorhaben an der TU Kaiserslautern experimentelle Untersuchungen zur Entwicklung von Sandwich-Verbunddecken durch [51]. Die Sandwichelementdecken hatten Spannweiten bis zu 16 m bei einer Breite von 3 m. Haustechnikkomponenten waren bereits in das Deckensystem integriert (siehe Abb. 2-8). In den Elementen liegt eine Vorspannung ohne Verbund. Zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Stahl und Beton wurden puzzelförmige Betondübel mit und ohne Wendelbewehrung untersucht.

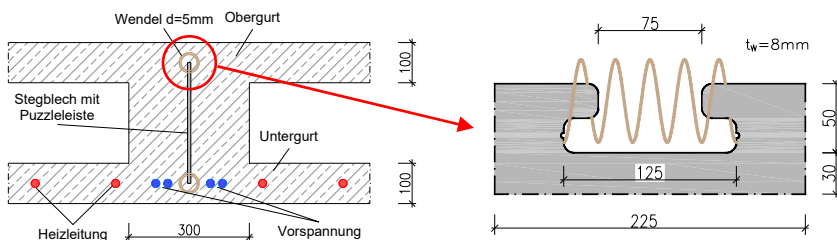


Abb. 2-8: Darstellung der Sandwich- Verbunddecken von Abramski et al. [51]

Insgesamt wurden 6 Abscherversuche und 6 Ausziehversuche durchgeführt. Die Wendelbewehrung, welche als Umschnürung des Betondübeln wirkte, wurde in den

Versuchen variiert. Im Abscherversuch konnte die Tragfähigkeit durch die Wendel um 20 % gesteigert werden und das Verformungsvermögen nahm um 30 % zu. Außerdem trat bei den Versuchen ohne Wendelbewehrung Stahlversagen auf, während bei denen mit Wendelbewehrung ein Ausstanzversagen festgestellt wurde. Auch in den Ausziehversuchen konnte eine Traglaststeigerung von 30 % auf Grund der Wendelbewehrung festgestellt werden. Diese Elementbauweise in Kombination mit der Wendelbewehrung als Druckverteilungskörper sind in einem Patent von Friedrich [61] geschützt.

### **2.2.2.3 Untersuchungen von Gajda**

Die Untersuchungen von Gajda aus den Jahren 2012 und 2013 beschreiben das Tragverhalten von randnahen Betondübel unter Längsschubbeanspruchungen [62; 63]. Die Untersuchungen wurden in Kooperation mit Friedrich et al. [64] durchgeführt mit dem Ziel, ein weitgespanntes Sandwichdeckensystem mit integrierter Haustechnik in Verbundbauweise zu entwickeln. Gajda untersucht eine liegende Anordnung der Betondübel, wodurch die Betonplatten auf Grund der geringeren Betondeckung weiter reduziert werden können. Die Fa. Innogration realisierte bereits Sandwich-Verbunddecken mit liegenden Kopfbolzen oder stehenden Betondübeln. Die drei beschriebenen Varianten sind in der Abb. 2-9 dargestellt.

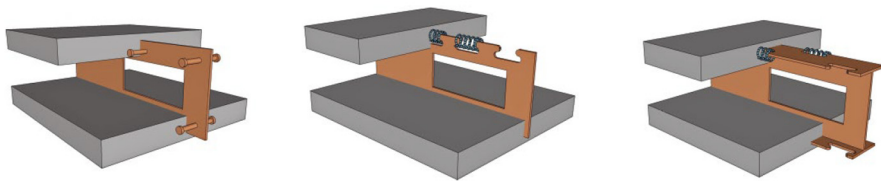


Abb. 2-9: Sandwichkonstruktionen der Fa. Innogration (Darstellung aus [63]) [64]

Die experimentellen Untersuchungen von Gajda umfassen insgesamt 34 Abscherversuche bei denen der Einfluss der Betondübelform (Puzzle und Klothoide), die Bewehrungsart (Wendelbewehrung und Bügelbewehrung), die Stahlstegdicke und die Betonfestigkeitsklasse untersucht werden. In Abb. 2-10 ist die Geometrie der Push-Out Versuche sowie der Einfluss der Bewehrungsführung dargestellt.

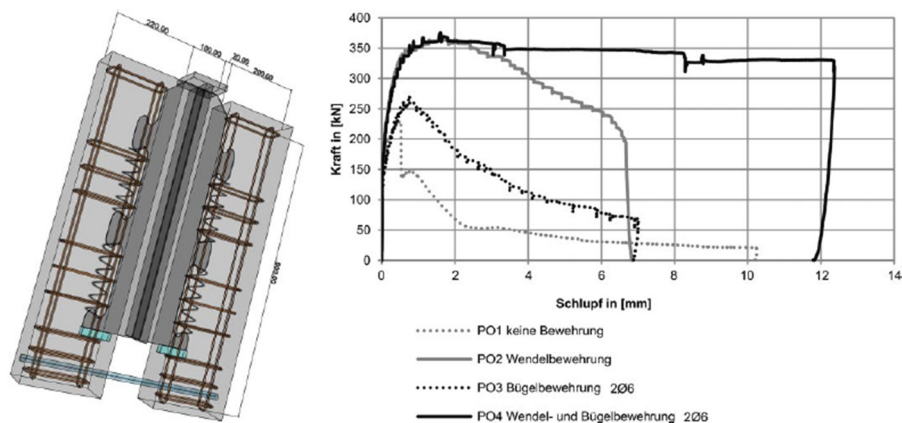


Abb. 2-10: Geometrie und Ergebnisse der Push-Out Versuche von Gajda [63]

Wie schon in den Untersuchungen von Abramski et al. [51] beschrieben, konnte auch in diesen Versuchen eine deutliche Laststeigerung und Verbesserung der Duktilität durch die Wendelbewehrung festgestellt werden. In Abb. 2-10 sind die aufgeschnittenen Versuchskörper dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die durch die Wendel- oder Bügelbewehrung umschnürten Betonbereiche noch in Takt sind und somit weiter Druckbelastungen aufnehmen können.

Betondübel ohne  
Bewehrung

Betondübel mit  
Bügelbewehrung

Betondübel mit  
Wendelbewehrung

Betondübel mit  
Wendel- und  
Bügelbewehrung

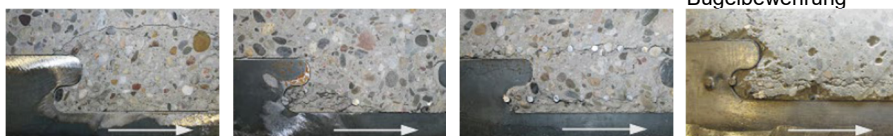


Abb. 2-11: Darstellung der Rissentwicklung im ersten Betondübel von oben in den Push-Out Versuchen von Gajda nach dem Aufschneiden [63]

Durch die Konstruktion mit liegenden Betondübeln wurde in den Experimenten ein Aufspalten der Betonplatten festgestellt, was auf eine hohe Querkzugbeanspruchung in Scheibenebene zurückgeführt werden kann. Eine Messung der Dickenänderung zeigt, dass erste Spaltrisse bereits auf einem niedrigen Lastniveau auftreten. Das Ergebnisse der Untersuchungen ist, dass die randnahen Betondübel mit den untersuchten Variationen die Anforderungen an ein duktiles Verbundmittel erfüllen.

#### 2.2.2.4 Untersuchungen von Wiese 2013

An der TU Kaiserslautern wurde in einem Teilprojekt des von der DFG geförderten Schwerpunktprogramms „SPP 1182: Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)“ die sogenannte „Stahlschare“ als ein Verbundmittel entwickelt, welches aus rechteckigen Stahlzähnen an der Blechoberkante besteht und an der Spitze um 90° verdreht wird. Die „Stahlschare“ (Abb. 2-12) soll als neuartiges Verbundmittel in miniaturisierten Verbundkonstruktionen mit dünnen Betongurten aus UHPC eingesetzt

werden. In der Doktorarbeit von Wiese aus 2013 [53] werden 6 Push-Out Versuchsserien mit 38 Einzelversuchen vorgestellt. Auf Grundlage der Parametervariation zusammen mit FE-Ergebnissen und theoretischen Überlegungen wurde ein Bemessungskonzept für Längsschub entwickelt. Des Weiteren wurde das Zugtragverhalten in Pull-Out Versuchen sowie das Verhalten des Verbundmittels in Verbundträgern untersucht.

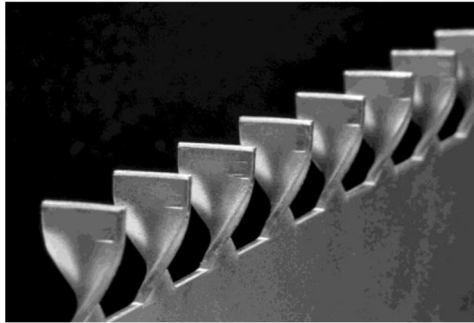


Abb. 2-12: Abbildung des Verbundmittels „Stahlschare“ [53]

#### **2.2.2.5 Untersuchungen von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen**

In einem im Jahr 2014 veröffentlichtem Forschungsprojekt zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen untersuchten Schnell, Kohlmeier und Wolbring Pi-Platten mit Verbunddübelleisten und puzzelförmigen Ausnehmungen [65]. In diesem Vorhaben wurden Stahlbetonverbundträger mit dünnen Betongurten von 3 und 5 cm Dicke untersucht. Neben den Verbundträgerversuchen wurden ebenfalls Push- und Pull-Out Versuchskörper untersucht, mit dem Ziel, die Schub- und Drucktragfähigkeit der gewählten Puzzlegeometrie zu ermitteln und eine Interaktionsbeziehung herzuleiten. Das Versuchsprogramm umfasst insgesamt 17 Push-Out und Push-Pull Versuchskörper sowie 10 Verbundträgerversuche, welche zur Entwicklung eines Bemessungskonzeptes dienen.

#### **2.2.2.6 Untersuchungen von Broschart**

An der Technischen Universität Kaiserslautern und an der RWTH Aachen werden im Rahmen eines gemeinsamen durch die AiF geförderten Forschungsprojektes Untersuchungen zum Tragverhalten randnaher Betondübel bearbeitet. In diesem Forschungsvorhaben werden Push-Out Versuche und Verbundträgerversuche durchgeführt, um das Tragverhalten von Verbunddübelleisten in randnahen Einbaupositionen zu untersuchen. Die Untersuchungen von Broschart bauen teilweise auf den zuvor beschriebenen Ergebnissen von Abramski und Gajda auf. Broschart untersucht das Tragverhalten mit Hilfe von experimentellen Versuchen und numerischen Simulationen [55]. Er beschreibt, dass neben den üblichen Versagensbildern von Verbunddübelleisten bei randnaher Anordnung auch ein seitliches Abplatzen der Betondeckung (Betonkantenbruch) oder das Ausstanzen eines halben Betonkegels als weitere Versagensformen auftreten können. Außerdem werden im Rahmen der Untersuchungen Verbunddübelleisten mit alternierend

abgekanteten Stahlzähnen untersucht (siehe Abb. 2-13). Auch der Einsatz einer Wendelbewehrung wurde in den durchgeführten Versuchen dokumentiert.

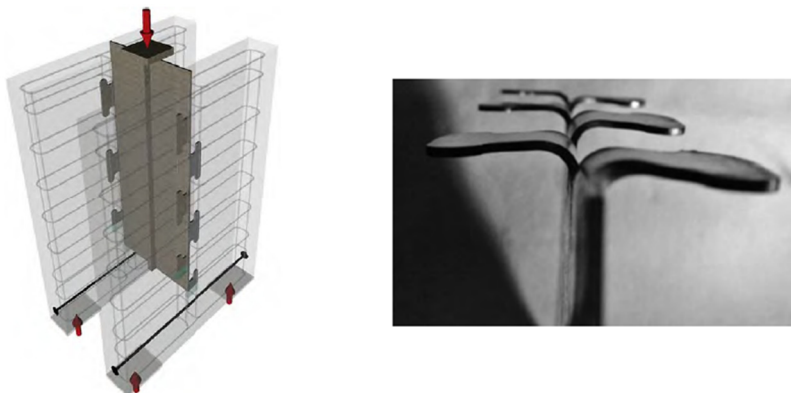


Abb. 2-13: Schematische Darstellung eines Push-Out Versuchs (links) und Abbildung (rechts) mit alternierend abgekanteten Stahlzähnen [55]

Auf Grundlage der Untersuchungen entwickelte Broschart ein Lastabtragungsmodell sowie einen Bemessungsvorschlag. In Abb. 2-14 ist der Versagensmechanismus durch drei Versagenskriterien sowie den resultierenden Rissflächen dargestellt. Zunächst wird der Beton im Lastübertragungsbereich unmittelbar vor dem Stahlzahn durch eine mehraxiale Beanspruchung in einen lokalen quasi-hydrostatischen Spannungszustand versetzt. Die hohe Lastübertragung in der kleinen Kontaktfläche führt zu einer Zerstörung des Betongefüges. Diese Stelle ist der Ausgangspunkt von Betondruckstreben, die sich in der Querbewehrung abstützen und vom umgebenen Beton weitergeleitet werden. Ein Überschreiten der Betonzugfestigkeit in der Verbundübelebene führt zur primären Rissfläche und einer Zunahme der Betonplattendicke. Die sekundäre Rissfläche entsteht, sobald die Zugspannungen am Übergang des überdrückten Betons vor dem Stahlzahn zum dahinter liegenden Teil der Betonplatte die Betonzugfestigkeit erreicht. Durch eine weitere Relativverschiebung entsteht eine Kraftkomponente in z-Richtung und zerstörtes Material wird in diese Richtung verdrängt. Diese beiden Effekte führen zur tertiären Rissfläche und initiieren den Betonkantenbruch.

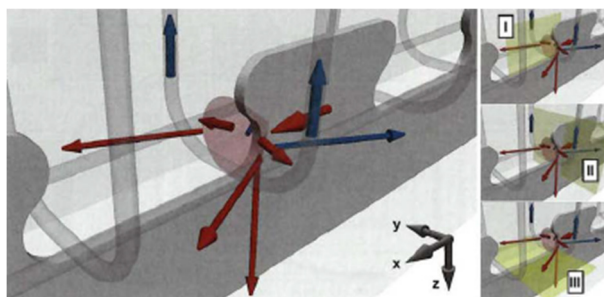


Abb. 2-14: Visualisierung des Lastabtragungsmechanismus (links) und resultierende Rissflächen (rechts) [66]

Eine Übertragung der durchgeführten Abscherversuche auf weitere an der TU Kaiserslautern durchgeführten Verbundträgerversuche ist in [67] dargestellt. Das komplette Versuchsprogramm wurde 2020 in der Dissertation von Broschart [68] veröffentlicht.

## 2.2.3 Untersuchungen an der Universität der Bundeswehr in München

### 2.2.3.1 Allgemeines

Eine Weiterentwicklung der Perfobondleiste und der Kombidübel ist der Einsatz von größeren Aussparungen. Neben den Untersuchungen an der Uni Kaiserslautern wurden ab 1992 in der Universität der Bundeswehr München ebenfalls Versuche mit verschiedenen Verbundmittelvarianten, aufbauend auf den Untersuchungen von Leonhardt und Andrä [6], durchgeführt. In [69] werden die Versuchsberichte von Kraus und Wurzer aus 1992 [9] beschrieben. Demnach wurden zwei Standard Push-Out Versuche mit kreisrunden Ausnehmungen und 100 mm Lochdurchmessern durchgeführt. In 1994 [70] folgten zwei weitere Versuche an Stützenfüßen mit offenen Betondübeln, welche jeweils in die gegenüberliegenden Flansche eingebracht wurden (Abb. 2-15).

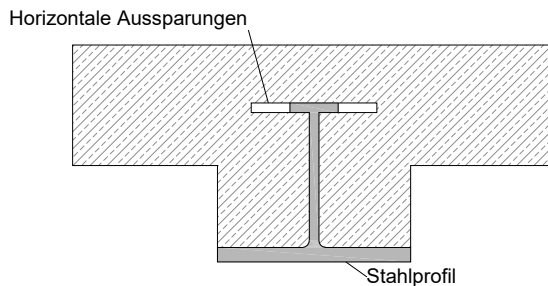


Abb. 2-15: Anordnungen von Betondübeln im Flansch eines Stahlprofils (Darstellung aus [69])

### 2.2.3.2 Untersuchungen von Wurzer 1997

In den folgenden Jahren wurden an der Universität der Bundeswehr in München die Betondübel weiterentwickelt. Wurzer veröffentlichte 1997 [4] 42 weitere Push-Out Versuche mit denen er den Beton im Bereich der Ausnehmungen näher untersuchte. Die Versuche umfassten fünf unterschiedliche Größen von Ausnehmungen, wobei er bei einem Versuch die Stegdicke variierte. Die grundlegenden Typen dieser Ausnehmungen sind in Abb. 2-16 dargestellt. Weiter untersuchte Wurzer die Anordnung einer Querbewehrung in diesen Ausnehmungen (Abb. 2-17). Die Versuche von Wurzer wurden so ausgelegt, dass ein Versagen des Stahls ausgeschlossen werden konnte und seine Ergebnisse ausschließlich das Versagen des Betondübeln beschreiben.

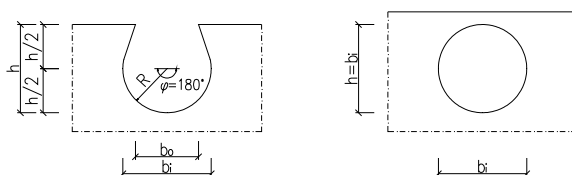


Abb. 2-16: Untersuchte Ausnehmungsvarianten von Wurzer [4]

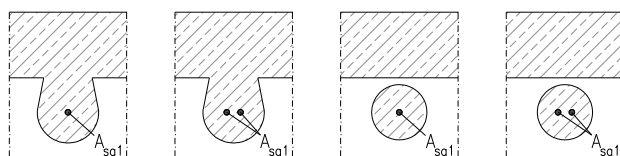


Abb. 2-17: Untersuchte Querbewehrung in den unterschiedlichen Ausnehmungstypen von Wurzer [4]

Wurzer entwickelte auf Grundlage seiner umfangreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen ein Bemessungsmodell, mit welchem das Tragverhalten des in den Ausnehmungen beanspruchten Betons beschrieben werden kann. Im Gegensatz zu vorherigen Untersuchungen schließt sein Tragmodell auch die Mechanismen und Schädigungsprozesse mit ein, welche entscheidend für das Verformungsverhalten sind und das Tragverhalten beeinflussen.

### 2.2.3.3 Untersuchungen von Zapfe 2001

Aufbauend auf den Untersuchungen von Wurzer berichtet Zapfe in seiner Dissertation von 2001 [25] von 32 weiteren statischen Push-Out Versuchen mit unterschiedlichen Dübelgeometrien. Dabei erweitert er die untersuchten Varianten von Wurzer mit dem Einsatz von Leichtbeton und Hochleistungsbeton sowie mit weiteren Ausnehmungsformen wie sie in Abb. 2-18 dargestellt sind.

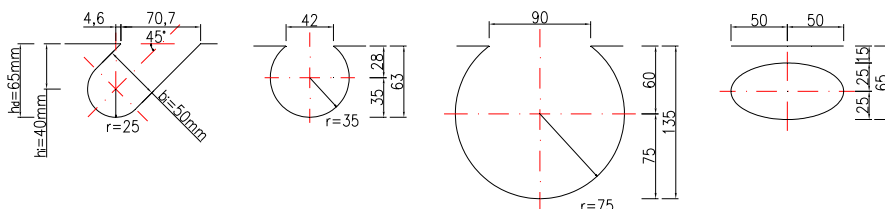


Abb. 2-18: Untersuchte Ausnehmungsformen von Zapfe [25]

Zusätzlich zu den Versuchen unter vorwiegend ruhenden Beanspruchungen führte Zapfe ebenfalls experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln durch. Dieses Versuchsprogramm bestand aus 17 Push-Out Körpern. In den Ergebnissen hat sich gezeigt, dass bei den geschlossenen Ausnehmungen unter zyklischen Einwirkungen bis 90 % der quasi-statischen Bruchlasten im Druckschwellenbereich bis zu  $2 \times 10^6$  Lastwechseln kein Versagen im Betonbereich zu erwarten ist. Für die untersuchten offenen Betondübel wurde ein ungünstigeres

Ermüdungsverhalten festgestellt. Zapfe beschrieb jedoch, dass für ein Oberlastniveau von 70 % der quasistatischen Bruchlast ein zuverlässiges Tragvermögen unter Druckschwellenbelastung belegt werden kann. Durch die abgerundeten Ausnehmungen lag für die Stahlteile kein Ermüdungsbruch im Gebrauchslastniveau vor. Lediglich bei einem Versuch mit Sägezahnausnehmungen kam es zu einem Stahlversagen. Zapfe schreibt zudem, dass der Bruchnachweis nur eine untergeordnete Rolle spielt und viel eher eine Überprüfung der Verträglichkeit der Verformungen untersucht werden muss. Bei seinen zyklischen Versuchen kam es zu keiner nennenswerten Rissbildung und auch das statische Resttragvermögen nach der dynamischen Belastung wies keine Einschränkungen gegenüber den statischen Versuchen auf.

Weitere Untersuchungen von Zapfe dienten nun zur Überprüfung der Übertragbarkeit der Abscherversuche auf Verbundträgerversuche, wozu 6 statische Trägerversuche bestehend aus filigranen Verbundträgern mit Ausnehmungen in obergurtlosen Stahlprofilen durchgeführt wurden.

### 2.2.3.4 Untersuchungen von Burger 2009

Die Untersuchungen von Burger aus seiner Dissertation von 2009 [26] beschreiben das Ermüdungsverhalten von zyklisch beanspruchten Versuchskörpern mit Betondübeln. Seine Experimente und Auswertungen bauen auf die statischen Untersuchung von Wurzer [4] und Zapfe [25] auf und sollen den gezielten Einsatz von Betondübeln im Hoch- und Brückenbau erweitern. Die experimentellen Untersuchungen von Burger umfassen Push-Out- und Trägerversuche, aus deren Ergebnisse die Ermüdungsfestigkeit ermittelt wurde, welche in Verformungs-Lastspielzahldiagrammen dargestellt und mit Hilfe statistischer Methoden ausgewertet wurden. Burger beschreibt 43 zyklische Push-Out-Tests in 7 unterschiedlichen Serien, welche zur Untersuchung der lokalen Effekte dienen. Weitere 8 Trägerversuche wurden zur Beurteilung der Betondübel im globalen Tragsystem herangezogen. Da sich der Lastabtrag zwischen den Push-Out Versuchen und dem Trägertest unterscheiden, wurden FE-Berechnungen zur Analyse der Übertragbarkeit der unterschiedlichen Versuchsergebnisse herangezogen. Für seine Untersuchungen an den Push-Out Versuchskörpern verwendete Burger folgende Ausnehmungsformen:

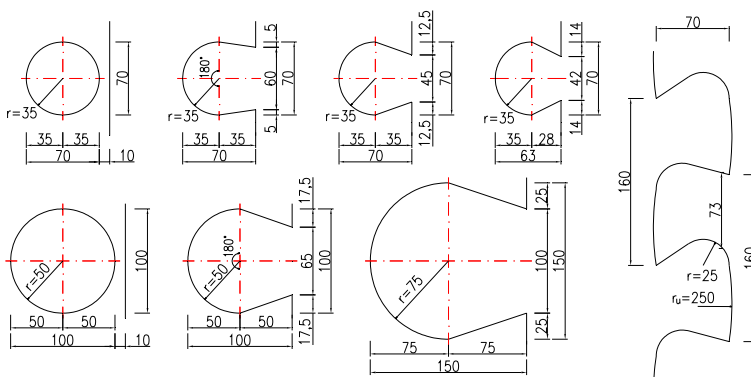


Abb. 2-19: Untersuchte Ausnehmungsformen in den Push-Out Versuchen von Burger [26]

Burger gliederte die Push-Out-Versuche in drei Phasen. In der Erstbelastung wurden die Prüfkörper schrittweise auf Unter-, Mittel-, und Oberlastniveau erhöht. Auf diesen Niveaus wurden zusätzlich Haltepunkte eingelegt, bis kein zusätzlicher Schlupf aufgezeichnet wurde. In der zweiten Phase erfolgte der Ermüdungsversuch, wobei die Versuche mit maximal fünf Millionen Lastwechseln beaufschlagt wurden. Ist in dieser Phase die endgültige Schädigung noch nicht eingetreten, wurde der Prüfkörper entlastet und in einer weiteren Prüfmaschine die Resttragfähigkeit ermittelt. Das Ergebnis seiner Untersuchungen war die Entwicklung der Dübelkennlinien mit Hilfe der verwendeten Einstufen- und Mehrstufenkollektiven.

## 2.2.4 Untersuchungen von Lorenc, Berthelley, Seidl

Seidl machte mit seinen Untersuchungen einen wesentlichen Schritt für die Entwicklung der Verbundfertigteil- (VFT-) Bauweise. Sie wurde als ein wirtschaftliches und gegenüber anderen Bauweisen als konkurrenzfähiges System entwickelt. In Deutschland wurde die VFT-Bauweise erstmalig 1998 angewendet [31].

Als Pilotprojekt mit Verbunddübelleisten entstand 2003 die Brücke Pöcking, welche als erste ihrer Art mit halbierten Walzträgern in VFT-WIB-Bauweise hergestellt wurde [30]. Zum Einsatz kamen die in Abb. 2-20 a dargestellten Puzzleleisten. In 2008 wurde die VFT-WIB-Brücke bei Viagun [34] gebaut. Diesmal wurde die Brücke mit der in Abb. 2-20 b dargestellten Finnenform hergestellt. Zur Zulassung der Verbundmittel wurden Push-Out Versuche durchgeführt, welche in der Dissertation von Seidl [31] dargestellt und ausgewertet wurden. Teilweise wurde Versuchsserien auch an der TU München [46] durchgeführt. In dem Forschungsvorhaben PrecoBeam [49] wurden umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit der unterschiedlichen Dübelgeometrien aufgeführt. Des Weiteren wurden in [31] und [49] auch die von Berthelley entworfene Grundform der Klothoidengeometrie [39] und die von Lorenc weiter entwickelte modifizierte Klothoidenform [41; 71] untersucht (Abb. 2-20 c).

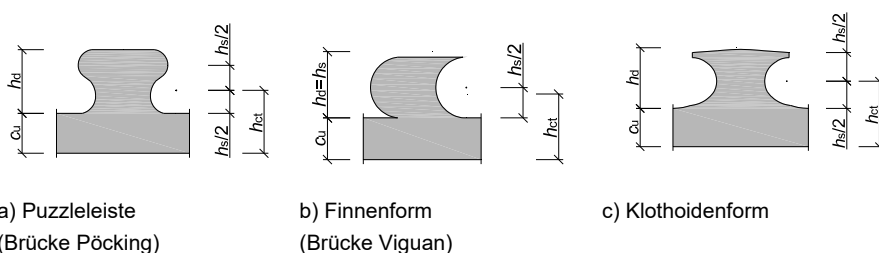


Abb. 2-20: Stahldübelformen aus Dissertation Seidl [31]

In Abb. 2-21 sind die Last-Verformungskurven der untersuchten Dübelformen dargestellt. Die Puzzle- (PZ) und Klothoidenform (CL) verhalten sich krafrichtungsneutral, während die Finnenform (SA) für Schubbeanspruchungen in eine Richtung ausgelegt ist. In diese Richtung kann die Finnenform die größte statische Belastung aufnehmen. Die Puzzle- und Klothoidenform haben ihre Vorteile unter Ermüdungsbeanspruchungen.

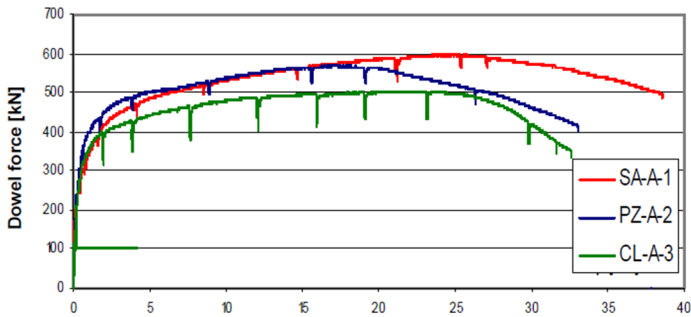


Abb. 2-21: Vergleich der Last-Schlupf-Kurven verschiedener Verbunddübelleisten im Push-Out Versuch (SA-Finnenform; PZ-Puzzleform; CL-Klothoidenform) aus [49] bzw. [45]

Die finale modifizierte Klothoidenform (MCL) wurde erstmals im Jahr 2009 in Polen für den Bau der „Wiarna Rzeki Bridge“, einer Eisenbahnüberführung über den Łososina Fluss [72], eingesetzt. Untersuchungen zur Festigkeit, Steifigkeit und der Duktilität sind in [73] beschrieben. Die modifizierte Klothoidenform wurde im Forschungsprojekt „*Composite bridges with prefabricated decks (ELEM)*“ [74] angewandt und durch weitere Push-Out Versuche ergänzt. Da dieses Projekt jedoch hauptsächlich die Verbindung von Elementdecken für Brückenbauwerke betrachtet, werden die Ergebnisse hier nicht weiter aufgeführt.

Seidl untersuchte in seiner Dissertation [31] neben den bis dahin ausschließlich durchgeführten plattenartigen Push-Out Versuchskörper auch plattenbalkenartige Versuchskörper. Es stellte sich heraus, dass für die Entwicklung der Brückenträger weitere Versuche zur Beschreibung des Randeinflusses durch eine begrenzte Breite des Betonsteges erforderlich sind. In Abb. 2-22 sind die Last-Verformungskurven sowie die Querschnitte der Versuche dargestellt. In diesen Versuchskörpern wurde die Finnenform verwendet.

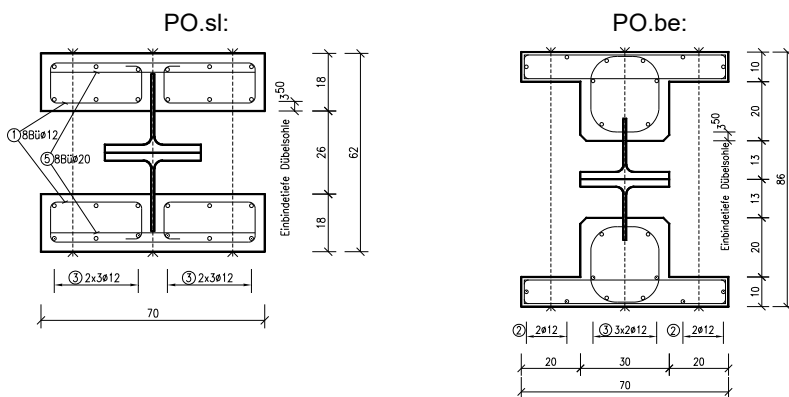
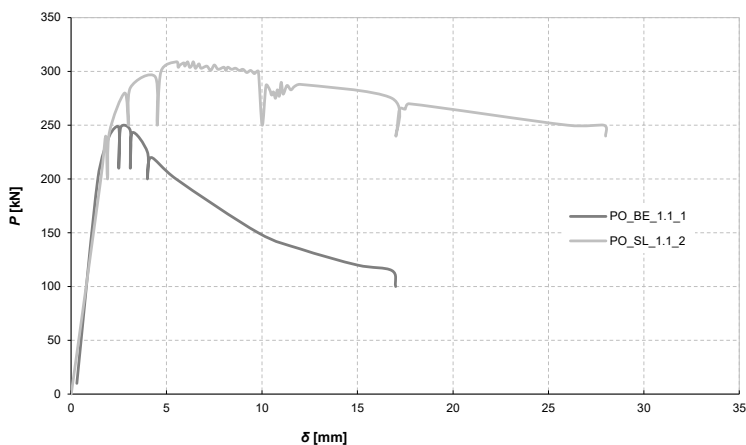


Abb. 2-22: Vergleich der Last-Verformungskurven (oben) mit den Querschnitten eines plattenartigen Push-Out Versuchs (PO.sl; links) und eines plattenbalkenartigen Push-Out Versuchs (PO.be; rechts) [31] (eigene schematische Darstellung des Diagramms)

Die Untersuchungen zeigen, dass die dickere Platte eine bessere Umschnürung des Betondübelkernbereichs erzeugt und damit den Abscherwiderstand des Betondübel erhöht. Bei dem Plattenbalkenartigen Versuchskörper kommt es zu einem Abbruch der Betondeckung unterhalb der Betondübel und daher zu einem stärker abfallenden Nachbruchverhalten gegenüber dem plattenartigen Versuchskörper. Der Ausbruchkörper reißt direkt unter der Bügelbewehrung ab, wodurch der allseitige Druckzustand im Betondübelkern nicht mehr vorhanden ist und der Stahldübel ohne erhöhten Widerstand abschert. Um für den gewählten Querschnitt ein Betonversagen durch Ausbruchkegel oder Abplatzen der Betondeckung zu vermeiden, wurde ein zusätzlicher Bewehrungsbügel unmittelbar neben der Verbunddübelleiste angebracht (roter Einfassbügel in Abb. 2-23). Die Einfassbügel umschnüren das Betonsegment unmittelbar neben bzw. unterhalb des Dübelgrunds und tragen somit einen wesentlichen Teil zur Tragfähigkeit bei.

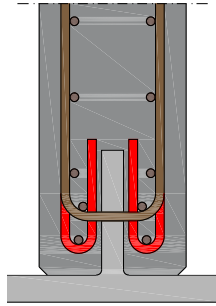


Abb. 2-23: zusätzliche Einfassbügel (rot) zur Erhöhung der Tragfähigkeit [45]

Gemäß den Untersuchungen von Seidl [31] und Berthelley et al. [45] wurde das Tragverhalten des Betondübels in die in Abb. 2-24 dargestellten 3 Bereiche unterteilt. Bereich 1 zeigt die lineare Last-Schlupf-Beziehung bis zum Eintreten eines ersten Risses, welches in der Regel über der Dübelleiste auftritt. Durch fortschreitende Risse wird die Traglast der Verbindung erreicht (Lastbereich 2). Der Lastbereich 3 widerspiegelt den Nachbruchbereich. Dabei wird unterschieden zwischen einer weitestgehend horizontalen Last-Verformungskurve, welche bei einem ausgeprägtem duktilen Bauteilverhalten, wie z.B. bei Stahlversagen auftritt oder einem betonseitigem Versagen mit einem stärkeren Abfall der Last-Verformungskurve.

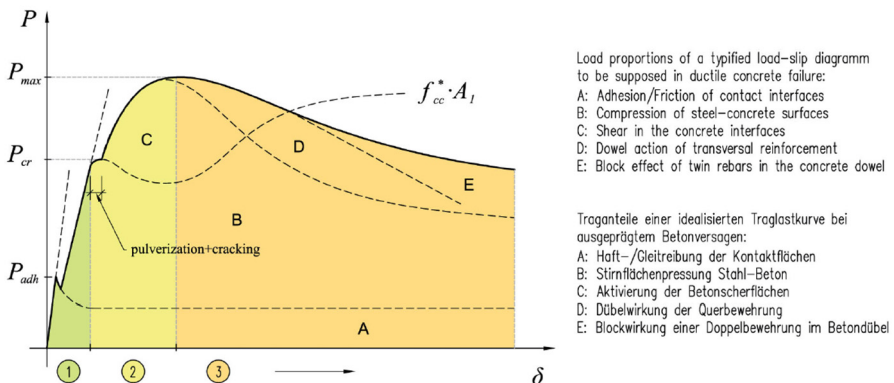


Abb. 2-24: Idealisierte Last-Verformungskurve von Verbunddübeln im Push-Out Versuch aus [31] bzw. [45]

Berthelley et al. veröffentlichten in 2011 Untersuchungen an Verbundträgern aus Verbunddübelleisten [44; 45] für den Einsatz von Verbundbrücken mit externer Bewehrung. In dem aus zwei Teilen bestehende Veröffentlichung wurde im ersten Teil das Tragverhalten unter statischer Belastung dargestellt. Die statischen Modelle nehmen Bezug auf die Dissertation von Heinemeyer [52], sowie auf das Forschungsvorhaben Precobeam [49] und erweiterten diese für plattenbalkenförmige Querschnitte. Im zweiten Teil wurde das Ermüdungsverhalten von zyklisch belasteten Biegeträgern untersucht und mit numerischen Simulationen verglichen. Zum Einsatz kam ausschließlich die modifizierte Klothoidenform. In den Untersuchungen wurde das vorgeschlagene Bemessungskonzept an einem Pilotträger mit 12,0 m Spannweite und

an optimierten Trägern mit 4,90 m Spannweite analysiert. Auf Grundlage des vorgestellten Bemessungskonzeptes wurde eine Anzahl von Lastwechseln unter Einordnung der Dübelleiste in die Kerbfallklasse 125 festgelegt. Bei allen Versuchen konnte kein Anriss in der Dübellfläche festgestellt werden, sodass das angewandte Bemessungskonzept bestätigt werden konnte, jedoch ohne eine Aussage über die Traglastreserven machen zu können. Auf dieser Grundlage konnte für den Stahldübel mit Klothoidenform und einer Stegdicke  $t_w$  zwischen 18 mm und 36 mm die Anwendung eines einfachen Konzeptes zur Bestimmung der schadenäquivalenten Schwingbreite im Dübellfuß sowie die Einordnung in den Kerbfall 125 bestätigt werden. Jedoch spielen bei der Bestimmung der maximalen Spannungsschwingbreite am Hot-Spot der Zustand des Betons, die Abmessungen des Dübels und das Zusammenspiel zwischen lokalem und globalem Tragverhalten eine Rolle, welches noch näher zu untersuchen ist. In 2020 veröffentlichte Lorenc [71] zyklische Untersuchungen an einem Einfeld-Brückenträger mit einer Verbunddübelleiste. In seinen Beobachtungen stellte er Risse im Betondübel durch eine zyklische Belastung nach 100.000 Lastwechseln fest. Er beobachtete ein Schubversagen am Dübel, welches durch unter Zug stehenden gerissenen Beton im Betondübel eingeleitet wurde. Lorenc stellte fest, dass dieses Versagen in der Literatur noch nicht beobachtet wurde und weitere Untersuchungen notwendig sind.

### 2.2.5 Untersuchungen an der RWTH Aachen

#### 2.2.5.1 Allgemeines

Die RWTH Aachen entwickelt und optimiert in verschiedenen Forschungsarbeiten (Fosta Forschungsberichte P879 [75] und P1097 [76]) ein integriertes Deckensystem für den Stahl und Verbundbau mit dem Kürzel „InaDeck“. Das Deckensystem als umgedrehter Stahl-Verbundquerschnitt besteht aus halbierten Walzprofilen, die durch einen vorgespannten Betonzuggurt an der Querschnittsunterseite ergänzt werden. Eine Zusammenfassung der Forschungsarbeiten wird in Kopp et al. 2018 [77] beschrieben. Ein Beispiel des Deckensystems ist in Abb. 2-25 dargestellt. Die Übertragung der Schubkräfte in der Verbundfuge erfolgt über Verbunddübel, die in den Stahlsteg eingebraut werden. Das System zeichnet sich nach [77] durch eine große Spannweite und die im Deckenhohlraum integrierte Gebäudetechnik aus.

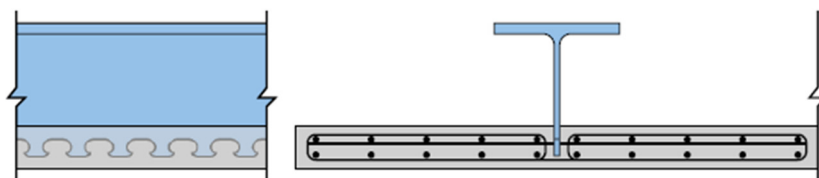


Abb. 2-25: Modell aus den Untersuchungen der RWTH Aachen zu einem integrierten Deckensystem für den Stahl- und Verbundbau [77]

In weiteren Forschungsarbeiten sowie durchgeführten Dissertationen wurde das Tragverhalten der Deckenelemente in experimentellen und theoretischen Untersuchungen erforscht. In den folgenden Abschnitten sind beispielhaft

Untersuchungen der RWTH Aachen zusammengefasst. So wurden unter anderem die lokalen Tragmechanismen der Verbundmittel im Stegöffnungsbereich oder die kombinierten Quer- und Längsbiegebeanspruchungen im Deckenelement untersucht.

### 2.2.5.2 Untersuchungen von Heinemeyer 2011

Die Untersuchungen von Frau Heinemeyer [52] beziehen sich auf die Entwicklung von Modellen zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Puzzleleisten unter Verwendung von ultrahochfestem Beton (UHPC) und hochfesten Stahl. Sie führte insgesamt 49 Push-Out Versuche durch. Dabei untersuchte sie neben der Puzzleleiste auch eine Sägezahnleiste (siehe Abb. 2-26) und variierte verschiedene Einflussfaktoren wie Fasergehalt und -ausrichtung, Verbundmitteldicke, Querbewehrung, Betonfestigkeit und -deckung sowie die Beanspruchung des Versuchskörpers. Außerdem beschreibt Heinemeyer einen geänderten Versuchsaufbau für Push-Out Versuche am einzelnen Dübel, welche zu genaueren Ergebnissen und einer genaueren Aussage über die Duktilität der Verbundmittel führen soll. In den sogenannten Single-Push-Out Versuchen wurden die Versagensarten Spalten, Ausstanzen und Stahlversagen beobachtet, wobei das Versagen des Spaltens nur bei Versuchen ohne Querbewehrung aufgetreten ist. Weiter untersuchte Heinemeyer die Puzzleleiste an fünf Trägerversuchen mit dem Ziel die plastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts und die Schubkraftübertragung entlang der Verbundfuge zu ermitteln. Unter Berücksichtigung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von UHPC und hochfestem Stahl wurde aus den Erkenntnissen der Versuche und den numerischen Berechnungen ein Bemessungskonzept für die plastische Bemessung sowie die Lage der plastischen Nulllinie abgeleitet und ein numerisches Verfahren zur Ermittlung des Mindestverdübelungsgrades entwickelt.

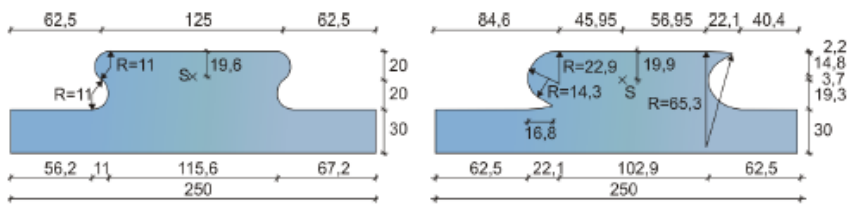


Abb. 2-26: Eingesetzte Verbundmittel Puzzleleiste (links) und Sägezahnleiste (rechts) von Heinemeyer [52]

Der Single-Push-Out Versuch (siehe Abb. 2-27) wurde im Rahmen des FOSTA-Forschungsprojektes P486 [28] an der RWTH Aachen entwickelt, um die Tragfähigkeit eines einzelnen Dübels unter nahezu reiner Schubbeanspruchung zu testen. Die Versuchskörper für diesen Versuchsaufbau sind einfacher herzustellen, können von einer Person eingebaut werden und es ist möglich eine kleinere Prüfmaschine im Vergleich zum Standard- Abscherversuch zu verwenden. Die Eignung des Versuchsaufbaus wurde von Heinemeyer durch einen Vergleich mit dem Standard-Abscherversuch geprüft.

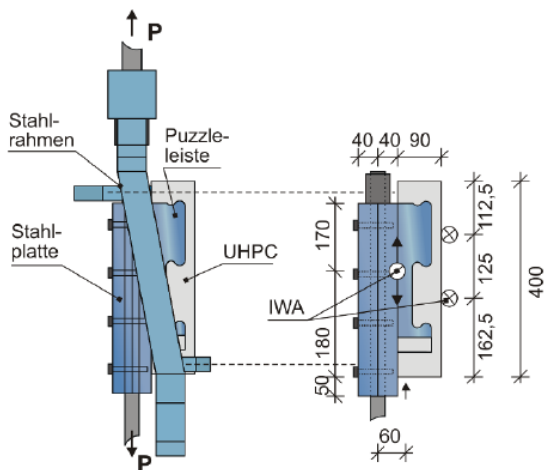


Abb. 2-27: Single-Push-Out Versuch nach Heinemeyer [52] und [28]

### 2.2.5.3 Untersuchungen von Gallwoszus 2015

In der Dissertation von Gallwoszus [54] wird der Einsatz von Verbunddübeln in Betongurten aus Normalbeton und ultrahochfestem Beton (UHPC) untersucht, welcher als Grundlage für ein Ingenieurmodell zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens dient. Gallwoszus beschreibt in seiner Arbeit das Bemessungsverfahren nach der „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung“ [78] und erweitert dieses um einen neuen Ansatz zur Sicherstellung einer schubstarran Verbundfuge mit Hilfe einer expliziten Berücksichtigung der Schlupfzunahme infolge von Betonermüdung. Ähnlich wie der Versuchsaufbau von Heinemeyer [52] untersuchte Gallwoszus das lokale Ermüdungsverhalten von Verbunddübeln unter zyklischen Schubbeanspruchungen mit Hilfe eines eigens entwickelten Abscherversuchs am Einzeldübel sowie dem Push-Out Versuch nach EC 4 [79]. Relevante Einflussgrößen zur Ermittlung der Dübelsteifigkeiten, welche in seinem Versuchsaufbau nicht untersucht werden konnten, wurden mit Hilfe von nichtlinearen Finiten-Element-Berechnungen bestimmt. Aus den Erkenntnissen seiner Untersuchungen wurde ein mechanisches Federmodell entwickelt, welches die Steifigkeit einer Verbunddübeln darstellt. Weiterführend werden zwei Berechnungsverfahren auf Basis der hergeleiteten Dübelkennlinie vorgestellt.

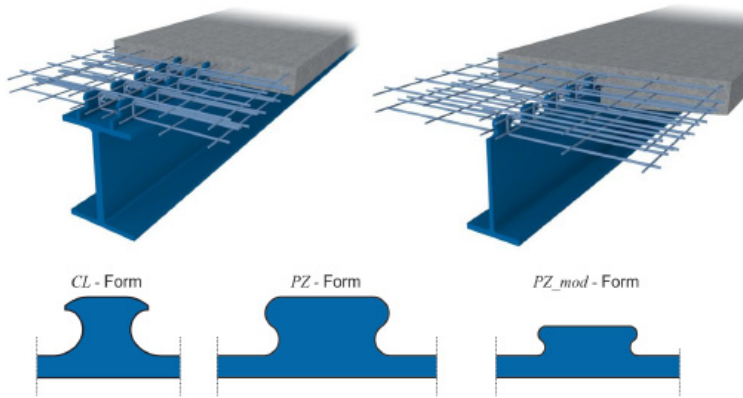


Abb. 2-28: Anwendung der Verbunddübelleiste im Verbundträger (oben) sowie die von Gallwoszus untersuchten Dübelleisten-Geometrien [54]

Zunächst untersuchte Gallwoszus Zugversuche am Einzelzahn mit einer modifizierten Puzzleform in ultrahochfestem Beton. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 2-29 dargestellt. Er untersuchte 8 statische und 16 zyklische Versuche und variierte in seinen Versuchen die Einbindetiefe des Einzelzahns sowie die Anordnung einer Bewehrung im Ausbruchbereich. Ziel war es, die Verankerung von Verbunddübeln in UHPC zu untersuchen, wenn diese in Betongurtdicken  $< 10$  cm eingesetzt werden. Bei den zyklischen Versuchen stellt sich heraus, dass bei Oberlasten kleiner als 80 % und Unterlasten um 25 % der statischen Maximallast kein Versagen durch Betonausbruch innerhalb der angesetzten 2,5 Mio. Lastwechsel auftrat.



Abb. 2-29: Statische und zyklische Zugversuche am Einzelzahn nach Gallwoszus [54]

In einer weiteren Versuchsreihe untersuchte Gallwoszus die Klothoidenform und die Puzzleform in Push-Out Versuchen unter zyklischer Belastung. Als Referenzlast für den normalfesten Beton verwendete er die rechnerische Traglast nach der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [78]. Dazu führte er sechs Versuchskörper im Push-Out Versuch nach EC 4 [79] und acht weitere Versuchskörper mit einem eigens entwickelten Push-Out Versuch am Einzelzahn durch.

Die Untersuchungen mit UHPC wurden für eine modifizierte Puzzleform optimiert, wobei diese nur eine Gurtdicke von 10 cm aufwies. Gallwoszus untersuchte das Ermüdungsverhalten an zwölf zyklischen Versuchen am genormten Push-Out Versuch mit zwei unterschiedlichen Anordnungen der Verbundleisten. Für diese Versuche ermittelte er die maximale statische Traglast mit Hilfe von Referenzversuchen. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 2-30 dargestellt.

Des Weiteren führte Gallwoszus fünf zyklische Verbundträgerversuche durch, um die Übertragbarkeit der Modellversuche auf den Verbundträger zu überprüfen und die lokalen und globalen Tragmechanismen zu untersuchen.

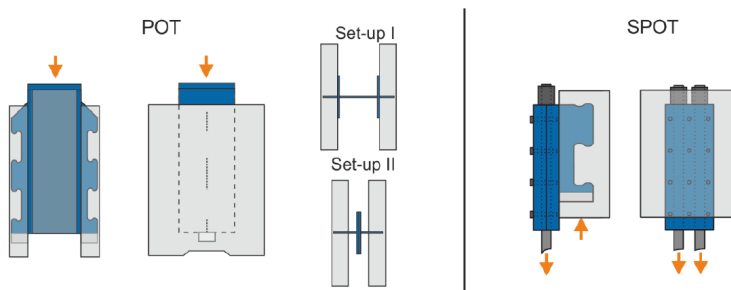


Abb. 2-30: Statische und zyklische Push-Out Versuche am Modell nach EC 4 (links) und am einzelnen Dübel (rechts) nach Gallwoszus [54]

Es hat sich herausgestellt, dass die zyklischen Versuche im Push-Out Test auf Grund von Herstellungs- und Einbauungenauigkeiten zu unterschiedlichen Ergebnissen führten. Ein großer Streubereich der Messergebnisse erschwert daher die Interpretation der Ergebnisse. Der Push-Out Test am Einzeldübel war geeigneter für die Untersuchungen des Ermüdungsverhaltens. Es zeigte sich, dass der größte Einfluss auf das Ermüdungsverhalten von der aufgetragenen Oberlast ausgeht. Der Schlupf ist abhängig von der Oberlast und wurde nicht von der Schwingbreite beeinflusst. Bei der modifizierten Puzzleform zeigte sich, dass der kleiner gewählte Ausrundungsradius eine Schwachstelle für die Ermüdungsbeanspruchungen ist und es bei den UHPC-Versuchen zu Anrissen im Verbunddübel kam.

### 2.2.5.4 Weiterentwicklung des Single-Push-Out-Versuchs an der RWTH Aachen

In einem von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) finanzierten Forschungsprojekt wird an der RWTH ein neuer Single-Push-Out-Versuchsstand entwickelt (siehe Wolters et. al. 2017 [80]). Das Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung eines Konzeptes zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Verbunddübeln in Klothoidenform. Mit dem neuen Versuchsstand sollen das Ermüdungsverhalten des Betondübeln sowie die Rissinitiations- und Rissfortschrittsphase der Stahleiste experimentell und mit Hilfe von Finiten-Element-Programmen geklärt werden. Der Versuchsstand ist in Abb. 2-31 dargestellt. Durch die Schrägstellung des Prüfkörpers liegen die Lasteinleitung, die resultierende Kraftübertragung zwischen dem Stahlzahn und dem Beton sowie die Auflagerkraft in einer Wirkungslinie.

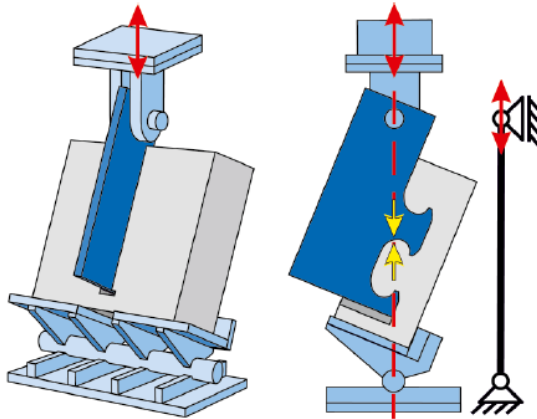


Abb. 2-31: Entwurf eines Single-Push-Out-Versuchsstands mit einheitlicher Wirkungslinie der Lasteinleitung, Kraftübertragung und Auflagerung nach [80]

Der neue Versuchsaufbau baut auf den Grundlagen der Untersuchungen von Heinemeyer [52] und Gallwoszus [54] auf. Der Versuchsaufbau wurde bei Heinemeyer so gewählt, dass die Wirkungslinien der äußeren Kräfte identisch sind. Durch die Ausmitte der Lasteinleitung und der Lagerung ergab sich ein inneres Moment, welches von den Stahlrahmen aufgenommen wurde (vgl. Abb. 2-27). Dies ergab jedoch Nachteile, sodass es zu Ermüdungsproblemen in der Stahlkonstruktion kam und schon kleine Schiefstellungen der Probe die Ergebnisse erheblich beeinflussten. Außerdem spiegelte dieser Versuchstand nicht die realen Bedingungen im Verbundträger wider. Der Versuchskörper wurde rein auf Schub beansprucht, wodurch sich vor allem die Lage der maximalen Zugspannungen im Stahlzahn gegenüber den Trägerversuchen unterschieden.

Der neue Single-Push-Out-Versuch sollte eine bessere Vergleichbarkeit zwischen Kleinteilversuch und Trägerversuch schaffen. Zum aktuellen Zeitpunkt liegen lediglich Finite-Element-Untersuchungen vor. Laut Wolters et. al [80] können die Verhältnisse der Trägerverbundfuge zufriedenstellend mit dem neuen Versuchsstand nachgebildet werden. Demnach soll zukünftig das Ermüdungsversagen einer Verbunddübelleiste mit diesem Versuchsstand untersucht werden.

### 2.2.5.5 Untersuchungen von Claßen 2016

Zur Weiterentwicklung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübelleisten untersuchte Claßen in seiner Dissertation an der RWTH Aachen aus 2016 [81] das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen und entwickelte Ingenieur- und Bemessungsmodelle. Den Schwerpunkt seiner Untersuchungen von Verbunddübelleisten legte er auf:

- das Schubtragverhalten im quergelassenen Beton,
- das Tragverhalten unter Zug-, Druck- und kombinierten Schub-Zug-Beanspruchungen,

- das nichtlineare Verformungsverhalten und die Duktilität unter Schubbeanspruchungen,
- den Mindestverdübelungsgrad von Verbundträgern mit oberflanschen Stahlprofilen,
- das Querkraftverhalten im Bereich großer Stegöffnungen.

In Abb. 2-32 sind die untersuchten Themenschwerpunkte an einem Verbundträger mit Verbunddübeln dargestellt. Die Geometrie der Ausnehmungen bestand ausschließlich aus Puzzleformen gem. der abZ für Verbunddübeln [82].

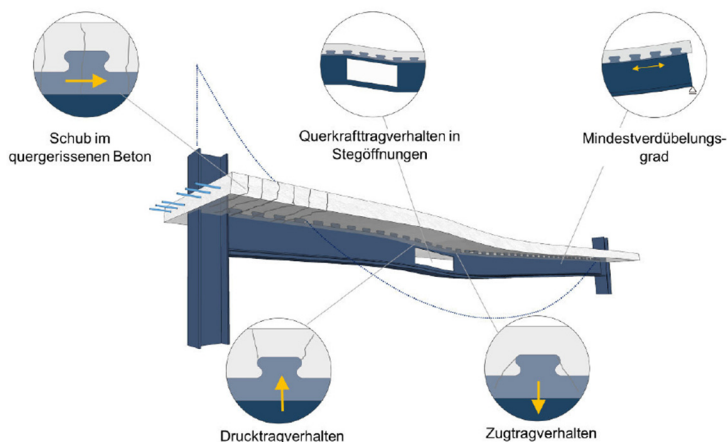


Abb. 2-32: Untersuchte Fragestellungen in der Dissertation von Claßen 2016 [81]

Claßen beschreibt in seiner Arbeit die Probleme des Standard-Abscherversuchs nach DIN EN 1994-1-1 [79] sowie das Auftreten eines ungewollten Versatzmomentes im Single-Push-Out Versuch. Durch den von Claßen optimierten Versuchsaufbau (siehe Abb. 2-33) soll eine eindeutige Zuordnung von Prüfkraft und Schubkraft im Verbundmittel bestehen. Die Prüfkraft wird in dem Versuchsaufbau über eine beigesteifte Umlenkkonstruktion in den Prüfkörper eingeleitet, wodurch die Krafteinleitung in der Wirkungslinie der Schubkraftübertragung zwischen Stahl und Beton erfolgt. Der Prüfzylinder stützt sich gegen die Stirnseite der Betonplatte ab, wodurch die Kraft im Versuchsstand kurzgeschlossen wird.

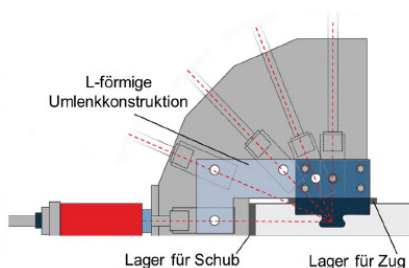


Abb. 2-33: Aufbau der Zug-Schubversuche nach Claßen für unterschiedliche Lastangriffswinkel [81]

Die systematischen Untersuchungen von Claßen wurden auf das Verankerungsverhalten von Verbunddübelleisten in schlanken Betongurten ausgelegt. Die Ergebnisse seiner Untersuchungen wurden ebenfalls in [83–87] veröffentlicht.

Des Weiteren beschreibt Claßen die experimentellen und theoretischen Untersuchungen an Stegöffnungen in Verbundträgern mit Einzelflansch und einer Verbunddübelleiste. Diese Versuche wurden im Rahmen der FOSTA-Forschungsprojekte P879 [75] und P1097 [76] durchgeführt. Bei diesen Untersuchungen wurden neben der Puzzleleiste auch Verbundträger mit einer Verbunddübelleiste in Klothoidenform untersucht.

#### **2.2.5.6 Untersuchungen von Christou**

Zur Untersuchung der zyklischen Schlupfzunahme bei Verbunddübelleisten werden an der RWTH Aachen zyklische Abscherversuche durchgeführt. Dafür wurde der in den vorherigen Kapiteln beschriebene Single-Push-Out Versuch von Christou et al. [88] weiterentwickelt. Das Ziel des neuen Versuchstandes ist, mit Hilfe einer weiterentwickelten Rahmenkonstruktion eine möglichst reine Schubbeanspruchung auf den Betondübel übertragen zu können. Es wurden zyklische Versuche mit Verbunddübelleisten in zwei unterschiedlichen Versuchsständen geprüft. Der Push-Out-Standard-Versuch nach DIN EN 1994-1-1 [79] stellt einen Verbundträgerausschnitt unter Schubbeanspruchung dar, bei dem die (gemittelte) Dübelkraft- Schlupfbeziehung der Verbundmittel gemessen wird. Nach [88] kann die Kraftverteilung auf die Dübel sowie auf die beiden Betonplatten infolge ungewollter Schiefstellung während einer zyklischen Belastung verfälscht werden, sodass an der RWTH Aachen zusätzliche Abscherversuche an einzelnen Verbundmittel durchgeführt werden.

Ein anderes Problem entstand bei dem Versuchstand nach Heinemeyer (Abb. 2-27). Der Aufbau der Single-Push-Out-Versuchs wurde zwar so konzipiert, dass die Wirkungslinien der äußeren Kräfte möglichst nah aneinander liegen. Jedoch war die Exzentrizität der Wirkungslinien zwischen der Kraft aus dem Prüfzylinder und der Kraft zwischen Verbundmittel und Beton noch so groß, dass ungewollte Rotationsbewegungen hervorgerufen wurden. Dadurch erfahren die Verbundmittel insbesondere die Verbunddübelleisten zusätzlich zu der Schubkraft Zugkräfte, wodurch es ebenfalls zu fehlerhaften Ergebnissen kam.

Die Exzentrizität bei Kopfbolzendübeln ist im Gegensatz zu den Verbunddübelleisten deutlich kleiner, sodass die entstehende Rotation keinen größeren Einfluss auf die Ergebnisse hat (vgl. Abb. 2-34 b). In Anlehnung an Claßen [83] wurde unter der Berücksichtigung eines reinen Schubes ein neuer Versuchstand entwickelt bei dem die Exzentrizität der einleitenden Belastung aus dem Prüfzylinder zu der Kraftübertragung zwischen Verbundmittel und Beton möglichst gering bleibt (vgl. Abb. 2-34 c). Der Versuchstand weist im Bereich des Blechs eine sehr große Steifigkeit auf, sodass das Moment, welches infolge der Umleitung der Kräfte entsteht, zu keiner bedeutenden Rotation führen kann. Dies konnte bei den durchgeführten Untersuchungen mit Hilfe von Wegaufnehmern zur Messung des Abstandes zwischen Beton und Stahlblech bestätigt werden. [88]

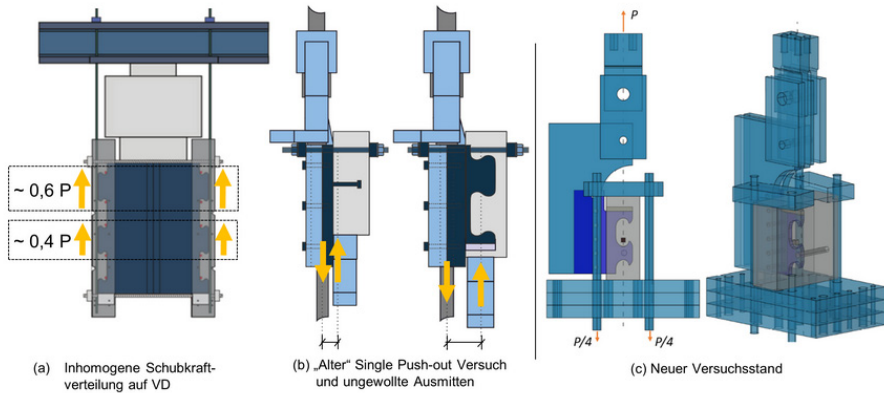
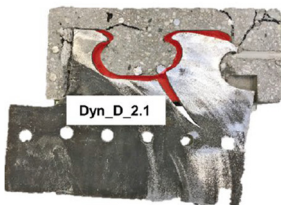


Abb. 2-34: Entwicklungen der Single-Push-Out Versuche an der RWTH Aachen [88]

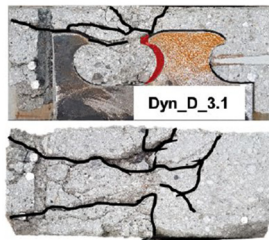
Der Spannungsfluss im modifizierten Single-Push-Out-Versuch sollte allerdings noch genauer untersucht werden. Auf Grund der stark exzentrischen Krafteinleitung in den Betondübel ist die Übertragbarkeit fraglich. Der Peak der maximalen Hauptzugspannungen in den Ausrundungen wird durch die exzentrische Aufhängung der Lasteinleitung umgelenkt und somit nicht realitätsnah auf den Betondübel übertragen, was weiterhin zu fehlerhaft einzuschätzenden Tragfähigkeiten führen kann.

Im Rahmen eines von der DFG geförderten Projektes wurden 14 zyklische Abscherversuche am modifizierten Single-Push-Out Versuchsstand durchgeführt [89]. Für die Versuche wurde die Klothoidengeometrie ausgewählt, welche unter Ermüdungsbeanspruchungen Vorteile gegenüber den Puzzlegeometrien bietet. Im Rahmen der durchgeführten Versuche konnten drei Versagensbilder festgestellt werden. Dies sind die reine Stahlermüdung, ein zyklisches Ausstanzen und ein kombiniertes Stahlriss- und Betonausstanzenversagen (siehe Abb. 2-35).

Stahlversagen:



Ausstanzenversagen:



Kombiniertes Stahl- und Ausstanzenversagen:

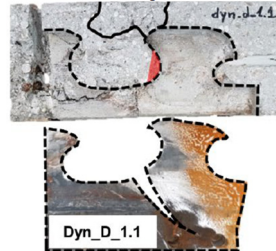


Abb. 2-35: Versagensbilder der zyklischen Single-Push-Out Versuche von Christou et al. [90]

Aufbauend auf diesen Ergebnisse wird in [90] ein Modell zur Abschätzung der Lebensdauer von Verbunddübeln vorgeschlagen mit dem Ziel, eine zyklische Schlupfzunahme zur Vermeidung unkontrollierter Schrittgrößenumlagerungen in das ermüdungskritische Stahlbauteil sowie auftretende Durchbiegungen zu begrenzen. Das Modell basiert auf der Aussage, dass sowohl unter statischen als auch unter

zyklischen Beanspruchungen ein Ausstanzversagen bei Erreichen der Verformungskapazität  $\delta_u$  der Verbundmittel auftritt. Durch den Vergleich der zyklischen Schlupfentwicklung und dem statischem Verformungsvermögen kann eine Vorhersage der Lebensdauer der Verbundmittel getroffen werden.

## 2.2.6 Weitere Untersuchungen

### 2.2.6.1 Untersuchungen von Reitz 2003 an der TU Darmstadt

Reitz führte 2003 [17] 22 Push-Out-Versuche mit 3 unterschiedlichen Dübelgeometrien durch, welche in Abb. 2-36 dargestellt sind. Dabei variierte er an seinen Versuchskörpern die Blechdicken, Öffnungsdurchmesser, Lochabstände und Festigkeitsklassen. Bei seinen Versuchen traten sowohl Beton-, Stahl- und ein kombiniertes Beton- und Stahlversagen auf.

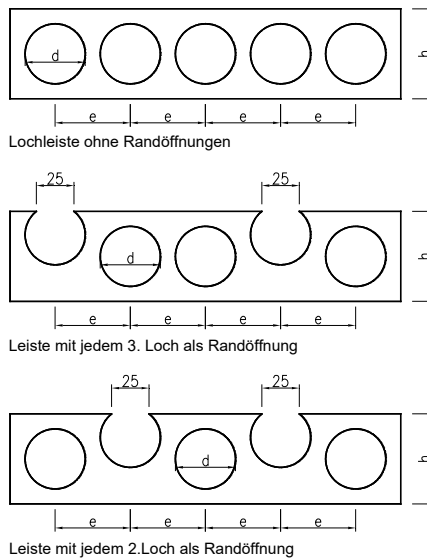


Abb. 2-36: Untersuchte Lochleistenformen von Reitz [17]

Reitz interpretiert seine Versuche mithilfe der drei Versagenskriterien Betonversagen, Stahlversagen oder ein kombiniertes Versagen. Wie auch aus der folgenden Abb. 2-37 entnommen werden kann, ist das Betonversagen durch eine hohe Anfangssteifigkeit und einem starken Abfall nach Erreichen der Grenztraglast gekennzeichnet. Beim Stahlversagen tritt ein duktileres Versagen auf und es kommt zu einem langen Plateau bis bei größerer Verschiebung die Stahlleiste komplett abschert. Der dritte Fall ohne ein eindeutiges Versagenskriterium zeigt bei einer großen Relativverschiebung noch ein hohes Traglastniveau auf.

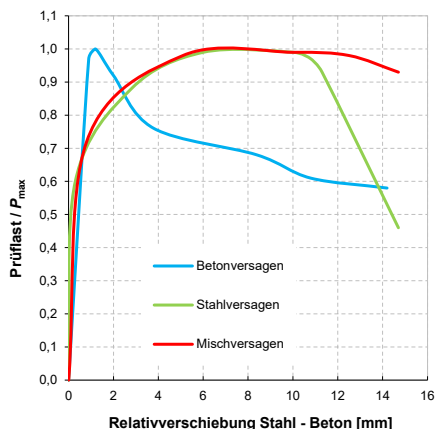


Abb. 2-37: Versagensformen nach Reitz [17] (eigene schematische Darstellung)

Weitere Untersuchungen von Reitz behandelten den Einfluss der Querbewehrung in den Ausnehmungen der Lochleisten. Er beobachtete eine Steigerung der Traglasten um 10 % sowie eine deutliche Zunahme der Duktilität.

### 2.2.6.2 Untersuchungen von dünnwandigen Konstruktionselementen aus UHPC und Verbundübelleisten an der TU München

Im Hinblick auf eine leichte und weitspannende Konstruktion wurden in einem Forschungsprojekt an der TU München Wandelemente aus UHPC und eine an den Rändern einbetonierte Verbundübelleiste entwickelt (siehe Abb. 2-38) [91]. Die Anwendungsgebiete dieser Konstruktionen sollen vor allem Aufstockungen von Bestandsgebäuden, der Neubau von Wohn- und Geschäftsgebäuden sowie der Industriebau sein. Die untersuchten Wandelemente haben eine Wanddicke von 6 cm. Der Lastabtrag der scheibenartigen Bauteile erfolgt über einen Druckbogen im UHPC. Das Stahlprofil im Fußbereich übernimmt die Zugspannungen. Mit Hilfe der Verbundübelleiste wird die Schubfestigkeit des Stahlprofils mit der Wandscheibe sichergestellt.

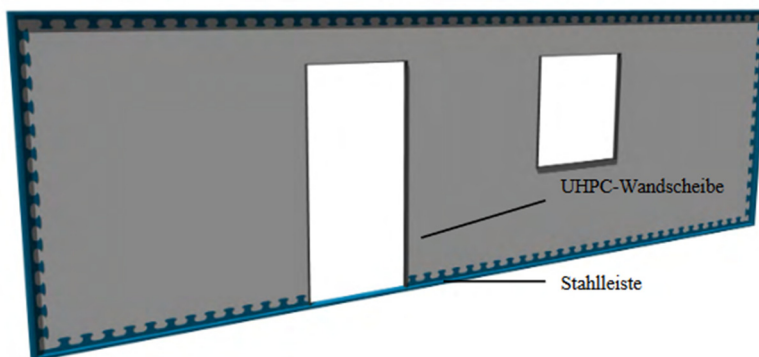


Abb. 2-38: Prinzip einer Wandscheibe aus den Forschungen der TU München [91]

In der Dissertation von Lechner aus dem Jahre 2018 [26] werden Push-Out Versuchskörper zur Entwicklung von Verbundträgern (Abb. 2-39) untersucht. Lechner geht in seinen Untersuchungen auf die Entwicklung von klothoidenförmig ausgeschnittenen Verbunddübeln in Walzprofilen ein. Das Ziel seiner Arbeit ist die Entwicklung von Anwendungsregeln für schlanke Verbundträger aus UHPC mit externer Bewehrung und der Verbunddübelleiste als Verbundmittel.

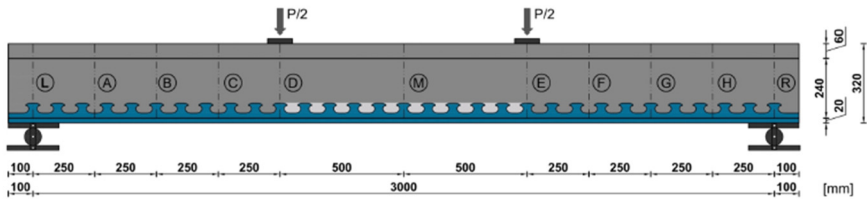


Abb. 2-39: Prüfaufbau für die Untersuchungen von Verbundträgern an der TU München [26]

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Verbunddübelleisten in dünnen Wandscheiben aus UHPC unter Schubbelastung, wurden an der TU München Push-Out Versuche durchgeführt. Der Versuchsaufbau aus einem vorgefertigtem Stahlelement und den beiden Wandscheiben aus UHPC ist in Abb. 2-40 dargestellt.

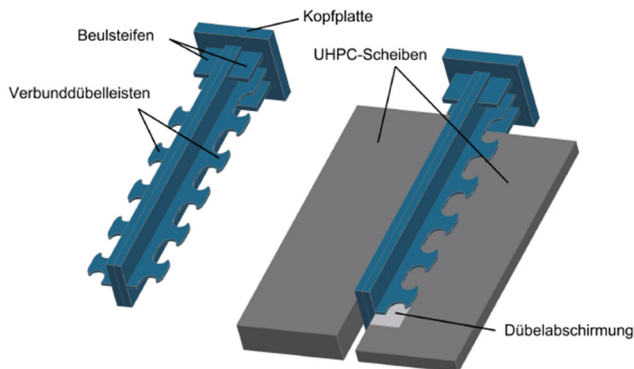


Abb. 2-40: Push-Out Prüfkörper mit dünnen Wandscheiben aus den Untersuchungen der TU München [26]

Die in den dargestellten Versuchen verwendeten klothoidenförmigen Ausnehmungen entsprechen von der Form der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [82]. Der Abstand der Verbunddübel in Längsrichtung  $e_x$  beträgt 100 mm. Mit der verwendeten Betonmischung und der Zugabe von Stahlfasern wurden Würfeldruckfestigkeiten  $f_{c,cube,100}$  von bis zu 200 N/mm<sup>2</sup> erreicht.

In folgender Tabelle (Tab. 2-4) sowie im Diagramm (Abb. 2-42) sollen ausgewählte Versuchskörper aus [91] bzw. [26] miteinander verglichen werden. In der schwarzen Kurve in Abb. 2-42 ist der Einfluss der Bewehrung anhand der Versuchskörper POCL-5 und POCL-6 dargestellt. Die grüne Kurve beschreibt den Einfluss der Betondicke unter der Berücksichtigung, dass die Betondruckfestigkeit zwischen diesen beiden

Probekörpern unterschiedlich ist. Die Rote Kurve zeigt einen Probekörper mit Randeinfassung. In allen Versuchen wurde die Relativverschiebung  $\delta_o$  zwischen Stahl und Beton mit Hilfe induktiver Wegaufnehmer oder einem Bildkorrelationssystem gemessen. Eine Anordnung der Wegaufnehmer ist in [26] beschrieben.

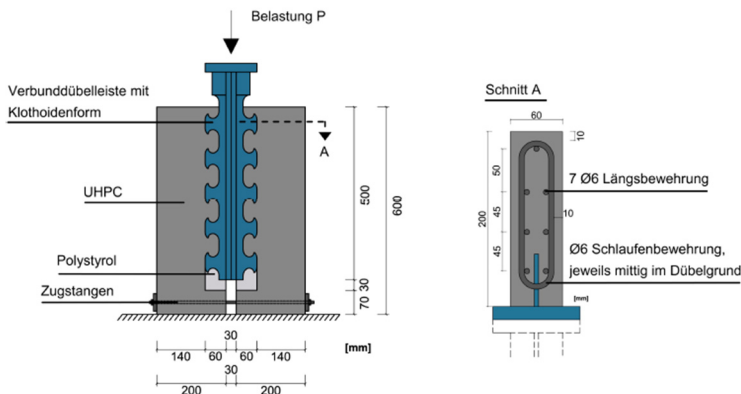


Abb. 2-41: Push-Out Versuchskörper mit Bewehrung [26]

Zur Begrenzung des Spaltversagens wurde das seitliche Ausweichen der Betonscheiben bei den Prüfkörpern PORE durch zusätzliche seitliche Stahlelemente verhindert.

Tab. 2-4: Übersicht von ausgewählten Push-Out Versuchen nach [91]

Prüfkörper	POCL-5	POCL-6	POCL-8	POCL-10	PORE-1
Betondicke [mm]	60	60	40	60	60
Betondruckfestigkeit am Versuchstag $f_{ck,cube,150}$	136,30	142,83	138,33	180,00	180,00
E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	48.645	48.645	48.645	53.182	53.182
Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	29,23	29,23	29,23	33,81	33,81
Zugfestigkeit $f_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	-	6,49	6,49
Stahlfasergehalt [%]	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Bewehrung	mit	ohne	ohne	ohne	ohne
Stahlgüte	S355	S355	S355	S355	S355
Stahldicke $t_w$ [mm]	10	10	10	10	10
Versagensart	Beton (kombiniert)	Beton	Beton	Beton	Beton (Schub)

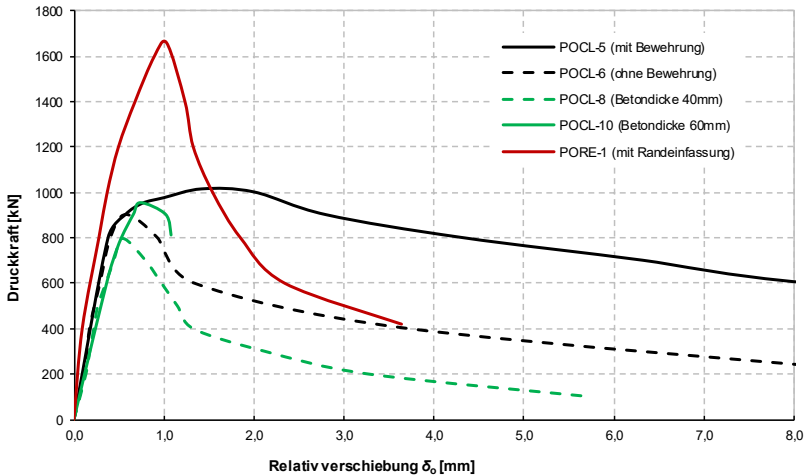


Abb. 2-42: Vergleich von ausgewählten Prüfkörpern aus [91] bzw. [26] (eigene Darstellung mit grafisch ermittelten Messwerten)

Wie in Abb. 2-42 zu erkennen ist, lieferten die Versuchskörper mit Bewehrung eine relativ geringfügige Erhöhung der Tragfähigkeit. Die Duktilität nahm dagegen wie zu erwarten deutlich zu. Der Unterschied der Betondicken unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten ergab eine Laststeigerung von ca. 13 %. Die Versuchskörper mit der Randeinfassung lieferten eine stark erhöhte Tragfähigkeit gegenüber den zuvor beschriebenen Versuchen. Eine signifikante Erhöhung der Duktilität blieb jedoch aus, da der Beton entlang der Randeinfassung auf Schub bzw. auf Abscheren versagte.

Die dargestellten Untersuchungen dienen der Grundlage zur Entwicklung eines modularen Leichtbau-Systems aus UHPC-Elementen für eine nachhaltige Bauweise. In weiteren Schritten sind nach [91] auf die Wandelemente abgestimmte Konstruktionselemente wie Unterzüge, Stützen und Decken zu entwickeln. In Abb. 2-43 ist ein solches modulares System dargestellt. Die in den Rändern einbetonierten Verbunddübelleisten sind das Verbindungsmittel der einzelnen Elemente.

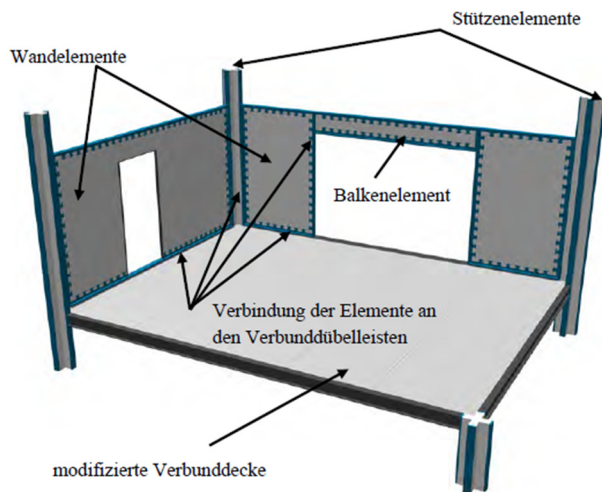


Abb. 2-43: Vorschlag eines modularen Leichtbau-Systems aus UHPC-Elementen entwickelt in einem Forschungsprojekt an der TU München [91]

### 2.2.6.3 Untersuchungen von Mensinger, Feldmann und Seidl zur externen Bewehrung mit Verbunddübelleisten

In dem im Jahr 2019 veröffentlichten Forschungsprojekt P967 [48] von der TU München, RWTH Aachen und SSF Ingenieure wurden Bemessungsmodelle für den Nachweis des externen Bewehrungselementes gegen das Auszugsversagen entwickelt. Der sogenannte Pull-Out-Effekt bezieht sich in diesem Vorhaben auf die Auszugskraft, die senkrecht zur Verbundfuge auf einen einzelnen Dübel wirkt. Die zu untersuchende Auszugskraft ist in Abb. 2-44 durch ein „Kragarmmodell“ (links) und einem „Einfeldträgermodell“ (rechts) dargestellt und bezieht sich auf Verformungen, die bei Brücken mit externer Bewehrung auftreten. Das Ziel der Untersuchungen ist das bestehende Bemessungsmodell, um den Pull-Out-Effekt zu erweitern und Anwendungsgrenzen zu erarbeiten. Als dritten Fall wurde die Einspannung in einer starren Wand, wie sie bei Rahmenbrücken vorkommt, mit Hilfe eines elastisch gebetteten Balkens untersucht.

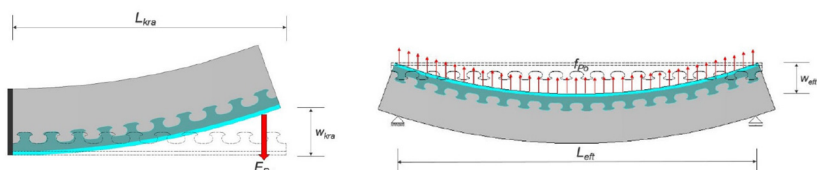


Abb. 2-44: Darstellung des Pull-Out-Effekts aus dem Forschungsprojekt P967 [48]

In dem Forschungsprojekt wurden sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen durchgeführt. Zu den experimentellen Untersuchungen gehören statische Einfeldträgerversuche, Abscherversuche und Pull-Out-Versuche. Des Weiteren wurden zyklische Durchlaufträgerversuche und Abscherversuche unter

Querzugbeanspruchung durchgeführt. Bei den Trägerversuchen zeigte sich, dass der Beton im Bereich der Verbunddübel zerbröckelte und infolgedessen die Stahldübel aus dem Betonquerschnitt herausgezogen wurden (siehe Abb. 2-45). Durch den Pull-Out-Effekt wurde die Verbundfuge mit zunehmender Last in horizontaler Richtung immer nachgiebiger, wodurch die Verdübelung nicht mehr in der Lage war den Schub zwischen dem Betonteil und der externen Bewehrung zu übertragen.

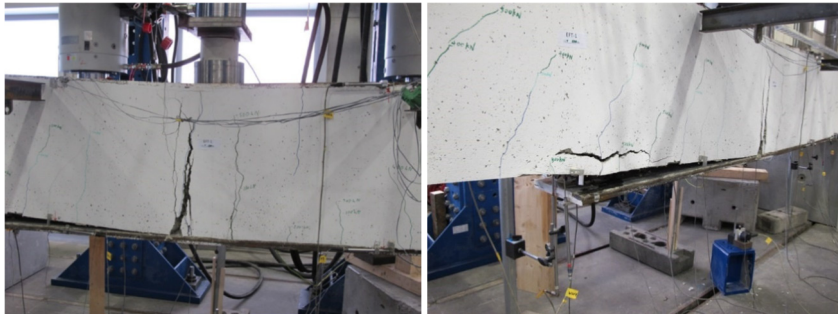


Abb. 2-45: Darstellung der Pull-Out-Effekte aus den Trägerversuchen im Forschungsprojekt P967 [48]

Es stellte sich heraus, dass der Pull-Out-Effekt am Ende der externen Bewehrung einen starken Einfluss auf die Tragfähigkeit des Verbundträgers hat, weshalb zur weiteren Untersuchung der in Abb. 2-46 dargestellte Auszugsversuch entwickelt wurde.

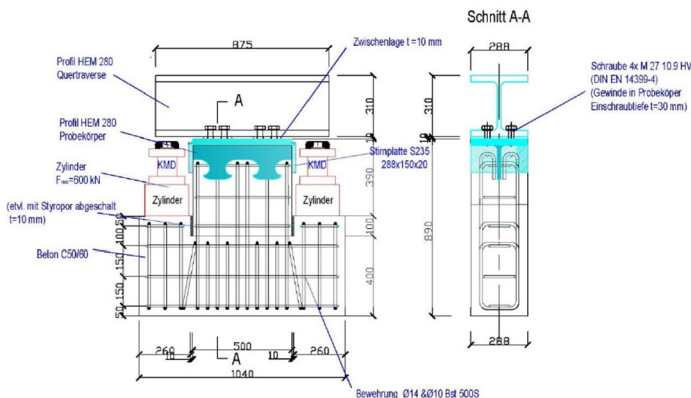


Abb. 2-46: Konstruktionszeichnung des Pull-Out-Versuchs aus dem Forschungsprojekt P967 [48]

Eine ausreichende Dimensionierung der Bügelbewehrung ist notwendig, um hohe Tragfähigkeiten zu erzielen. Dies kann nach [48] nicht mit den bekannten Methoden des Massivbaus allein erfolgen, da die Verbügelung die externe Bewehrung nicht umschnürt. Stattdessen muss die Verbügelung zusammen mit dem umgebenden Beton eine vertikale Längsrisssbildung in der Verbundfuge verhindern, um eine Aufnahme der entstehenden Auszugskräfte und somit die Tragfähigkeit des Verbundträgers sicherzustellen.

### 2.2.6.4 Untersuchungen der CoSFB- Betondübel von Hechler, Kuhlmann et al. von ArcelorMittal und der Uni Stuttgart

Aufbauend auf den Entwicklungen der Perfobondleiste entwickelte ArcelorMittal die Anwendbarkeit von Betondübeln für Verbund-Slim-Floor-Träger (CoSFB – Composite Slim-Floor Beam). Bei diesem Tragsystem handelt es sich um in Decken einbetonierte Walzprofile, wodurch die Bauteildicke auch bei weitgespannten Decken geringgehalten werden kann. Um die Slim-Floor Träger möglichst wirtschaftlich auszubilden, erwiesen sich die Betondübel als optimale Lösung. Mit Hilfe von Betondübeln und einem in der Aussparung durchgeführten Bewehrungsstab konnte der Verbund zwischen einem einbetonierten Walzprofil und dem umgebenden Beton ohne erhebliche Mehrkosten und ohne Vergrößerung der Konstruktionshöhe gesichert werden. ArcelorMittal wollte durch die CoSFB- Dübel die Verwendung von tiefliegenden Betondübeln im Bereich von ausbetonierten Kammern von Walzprofilen sicherstellen.

Die ersten Push-Out Versuche wurden im Jahr 2009 durch ArcelorMittal und der Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart durchgeführt. In weiteren 21 Push-Out Versuchen aus 2011 wurden unterschiedliche Parameter wie die Blechdicke, der Bewehrungsdurchmesser, die Stegdicke sowie die Betonfestigkeit variiert, um die Auswirkungen auf die maximale Tragfähigkeit mit Hilfe der Versuche zu ermitteln. [92]

Die folgenden Abb. 2-47 und Abb. 2-48 zeigen den Versuchsaufbau der Push-Out Versuche sowie die Ergebnisinterpretation der Last-Schlupf- Kurven.

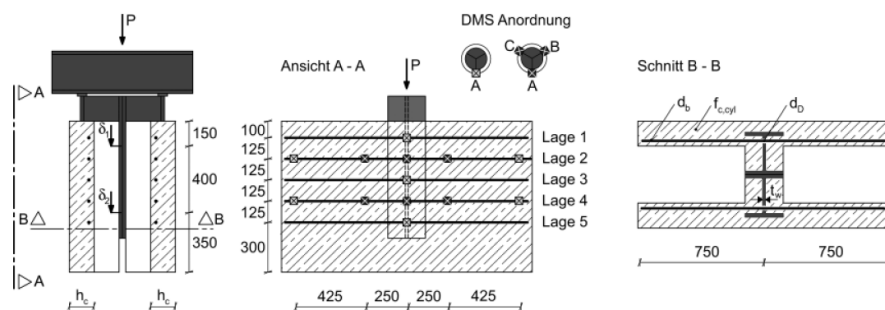


Abb. 2-47: Schematische Darstellung der Push-out-Versuche [92]

Die Abb. 2-48 zeigt exemplarisch den Last-Schlupf-Verlauf eines Push-Out Versuches aus [92]. Die Versuche wurden in Anlehnung an den Eurocode 4 Anhang B [79] durchgeführt. Dem abgebildeten Diagramm kann entnommen werden, dass es sich auf Grund der höheren Steifigkeit im Bereich zwischen Punkt A und Punkt B um den elastischen Bereich handelt. Im Punkt B ist die Beanspruchung der Bewehrung so groß, dass die Streckgrenze des Materials erreicht wird. Es folgt der nicht-lineare Bereich zwischen den Punkten B und C bis schließlich im Punkt C gemäß der Auswertung der Dehnungsmessstreifen alle Bewehrungslagen ihre Streckgrenze erreicht haben. Eine weitere Laststeigerung ist noch möglich, da die Bewehrungsstäbe im nicht-linearen Bereich noch nicht vollständig plastifiziert sind, bis schließlich im Punkt D keine Steigerung der Last mehr möglich ist. Das Versagen erfolgt im Punkt E durch Überschreiten der Bruchdehnung der Dübelbewehrung.

Die Untersuchungen dieser Versuchsreihen führten nach [92] zur Erkenntnis, dass sich die Traglast im Wesentlichen aus den Anteilen einer in den Dübeln laufenden Betondruckstrebe, der Tragfähigkeit der Dübelbewehrung und aus der Reibung zusammensetzen lässt.

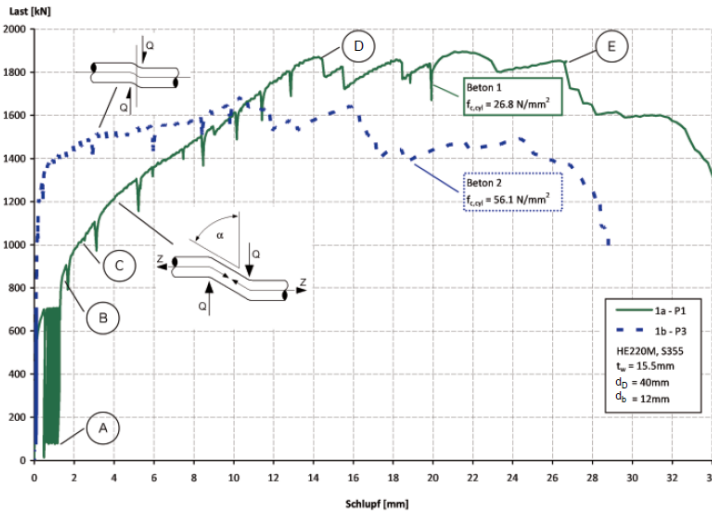


Abb. 2-48: Last-Schlupf-Kurven nach [92]

## 2.3 Berechnungsverfahren und Versagensarten für Verbunddübel

### 2.3.1 Allgemeines

Vorgaben zur Bemessung von Verbunddübeln sowie die Anwendungsgrenzen werden zurzeit nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-26.4-56 [93] (gültig bis 14. Mai 2023) geregelt. In dieser Zulassung werden die Dübelgeometrien Puzzleform sowie Klothoidenform aufgeführt, welche um den Dübelabstand  $e_x$  in den vorgegebenen Anwendungsgrenzen skalierbar sind. Insgesamt wird bei einer Schubbeanspruchung der Verbunddübel zwischen insgesamt acht unterschiedlichen Versagensarten unterschieden, welche in statische oder zyklische sowie in Beton- oder Stahlversagen unterteilt werden. Die Versagensarten sind in der folgenden Abb. 2-49 dargestellt.

In den folgenden Abschnitten sollen die wichtigsten in der Literatur aufgeführten Ingenieur- bzw. Bemessungsmodelle vorgestellt werden. Ein gute Übersicht der Modelle ist ebenfalls in den Arbeiten von Heinemeyer [52] und Wiese [53] gegeben. In der Abb. 2-50 sind die Bezeichnungen und Abmessungen der Verbunddübeln zur Entwicklung von Ingenieurmodellen in Anlehnung an die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [93] dargestellt. Diese Bezeichnungen werden in den vorgestellten Bemessungsmodellen verwendet, teilweise jedoch mit unterschiedlichen Abkürzungen.

	statische Versagensformen		zyklische Versagensformen	
Betonversagen	Abscheren		zyklisches Ausstanzen	
	Ausstanzen		mehraxiale Betonschädigung im gerissenen Beton	
	vertikales Spalten		zyklische Schlupfzunahme	
Stahlversagen	Scher-Biegeversagen		Stahlermüdung	

Abb. 2-49: Versagensformen von Verbunddübeln

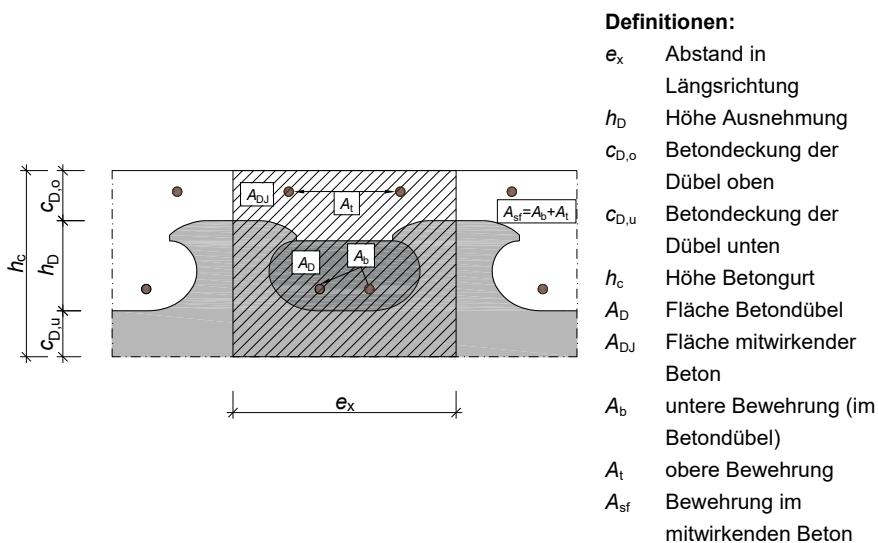


Abb. 2-50: Definitionen und Abmessungen der Verbunddübeln zur Entwicklung von Ingenieurmodellen in Anlehnung an die abZ [93]

### 2.3.2 Dübelabschermodell nach Leonhardt 1987

Der erste Bemessungsansatz für Verbunddübel wurde 1987 von Leonhardt et al. [6] entwickelt. In Abb. 2-51 ist das nach den Autoren benannte Dübelabschermodell dargestellt. Das Modell basiert auf dem Abscherensversagen des Betons in den Öffnungen. In Abhängigkeit vom Durchmesser der Öffnungen sowie der Betondruckfestigkeit wurde ein Bemessungsansatz angegeben, welcher durch eine

erforderliche Querbewehrung und Mindestabmessungen der Stahlfläche ergänzt wurde, um ein Stahlversagen oder ein Überschreiten der Teilflächenpressung im Beton auszuschließen.

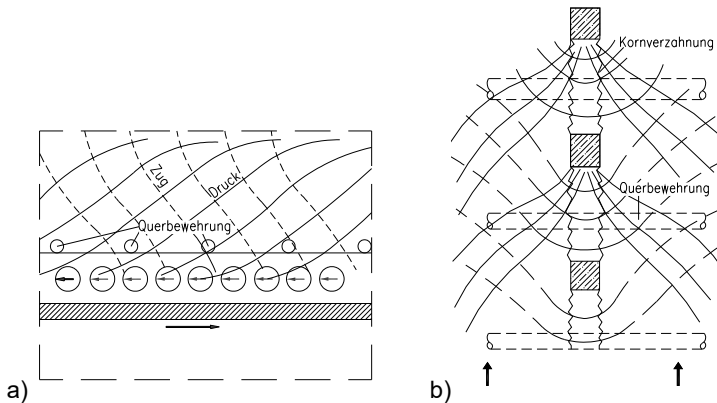


Abb. 2-51: Verlauf der Druck- und Zugtrajektorien in der Betonplatte am Anschluss an die PerFOBond-Leiste a) im Schnitt, b) in der Draufsicht [6]

### 2.3.3 Dübeltragfähigkeit für PerFOBond- und Kombidübelleiste nach DIBt-Zulassung

Basierend auf dem zuvor beschriebenen Dübelabschermodell sowie der Richtlinie für Stahlverbundträger 1981 [94] wurden in den Zulassungen DIBt 1991 [95], DIBt 2000 [57] Dübeltragfähigkeiten für die PerFOBondleiste und die Kombidübelleiste angegeben, wobei ein zweischnittiges Abscheren des Betons in den Öffnungen vorausgesetzt wird. Die Bemessungsansätze beziehen sich auf vorgegebene Geometrien. Durch die Zulage einer Querbewehrung dürfen die Tragfähigkeiten um 25 % erhöht werden.

### 2.3.4 Betondübelmodell nach Wurzer 1997

Auf Grundlage weiterer Experimente entwickelte Wurzer 1997 in seiner Dissertation an der Universität der Bundeswehr München [4] ein alternatives Bemessungsmodell, welches auf die aufnehmbare Teilflächenpressung des Betons innerhalb der Betondübel aufbaut. Wurzer teilte das Tragverhalten eines Betondübels in zwei Zonen ein (siehe Abb. 2-52).

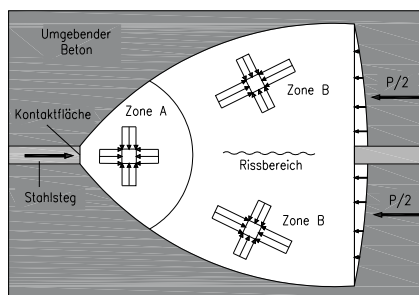


Abb. 2-52: Modell zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln nach Wurzer 1997 [4]

In der Lasteinleitungszone A kommt es durch die Querdehnungsbehinderung des umliegenden Betons und dessen Umschnürungswirkung zu einem nahezu hydrostatischen Spannungszustand. In der Zone B findet die Lastausbreitung statt, wo sich nach dem Verlauf der Spannungstrajektorien Zugspannungen senkrecht zur Dübelachse einstellen. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons stellen sich dort Längsrisse ein. Bei einer Überschreitung der maximal ertragbaren Teilflächenpressung kommt es zu einer Zerstörung der Betonmatrix. Die Einflussfaktoren zur Ermittlung der Traglast für Betonversagen sind nach Wurzer die Betonfestigkeit, die Verbundmittelgeometrie und die Querbewehrung. Mit Hilfe eines empirisch ermittelten Faktors wird die Teilflächenpressung in Abhängigkeit der Dübelgeometrie berücksichtigt. Durch eine ausreichende Querbewehrung darf auch nach Wurzer die Tragfähigkeit um 20 % erhöht werden.

### 2.3.5 Bemessungsmodell nach Zapfe 2001

In 2001 führte Zapfe in seiner Dissertation an der Universität der Bundeswehr München [25] die Versuche von Wurzer fort und stellte fest, dass das Versagen des Betons in die drei Versagensformen Teilflächenpressung, Abscherkriterium und Ausbruchkriterium weiter zu differenzieren ist. Die Bemessungsansätze von Zapfe wurden mit Hilfe der Versuchsergebnisse statistisch ausgewertet und in einem Bemessungskonzept zusammengefasst. Die Versagensform der Teilflächenpressung wurde gegenüber des Vorschlages von Wurzer nur geringfügig durch den Anpassungsfaktor modifiziert.

Teilflächenpressung:

$$P_{Rd1} = 72,7 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot 1 / \gamma_v \quad (2.1)$$

mit:  $\gamma_v = 1,25$

Das Versagen infolge eines kegelförmigen Betonausbruchs tritt vor allem bei Versuchen mit randnahen Dübeln auf (siehe Abb. 2-53). Für den Bemessungsansatz wählt Zapfe einen Ersatzquerschnitt, welcher wie das beobachtete Versagensbild aus dem Schwerpunkt des Betondübels ausgeht und durch die gesamte Dübelkraft belastet wird. Aus der Schubbeanspruchbarkeit der Mantelfläche ergibt sich der Widerstand des Kegels. Der Winkel des Ausbruchkegels wurde statistisch ermittelt und

die traglaststeigernde Wirkung einer Querbewehrung wurde durch die Multiplikation mit einem ideellen Querschnitt berücksichtigt.

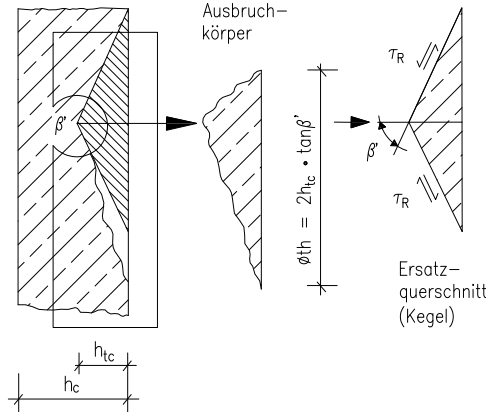


Abb. 2-53: Idealisierung des Ausbruchkörpers nach Zapfe 2001 [25]

Ausbruchkriterium:

$$P_{Rd2} = 25,6 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot \varphi_1 \cdot 1 / \gamma_v \quad (2.2)$$

mit:

$$\rho_1 = 1 + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot \frac{A_{sq1}}{A_d} \quad (2.3)$$

mit:  $h_{tc}$       Höhe des Ausbruchkegels  
 $A_{sq1}$       Bewehrung in der Öffnung

Bei tiefliegenden Dübeln beobachtet Zapfe ein Scherversagen der Dübel durch ein zweischnittiges Abscheren. Zur Modellbildung wird angenommen, dass die Scherflächen nicht parallel zueinander laufen, sondern sich zur Dübellängsachse orientieren, was bei größeren Ausnehmungen zu einer Vereinigung der Scherflächen führt (siehe Abb. 2-54).

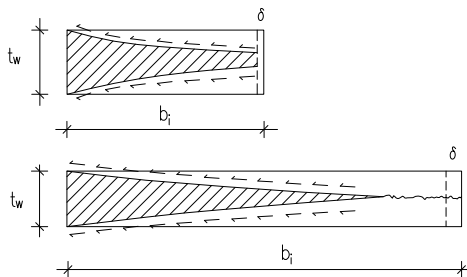


Abb. 2-54: Idealisierte Scherfläche nach Zapfe 2001 [25] für Ausnehmungen mit  $d=35$  mm oben und  $d=70$  mm unten

Abscherkriterium:

$$P_{Rd3} = 23,4 \cdot A_d \cdot f_{ctk} \cdot \varphi_1 \cdot f_h \cdot 1 / \gamma_v \quad (2.4)$$

mit:

$$f_h = \left( 1,2 - \frac{h_d}{180} \right) \quad (2.5)$$

mit:  $A_d$       Querschnittsfläche einer Öffnung  
 $f_h$         Formfaktor

Das Versagenskriterien durch Stahlversagen wurde auch von Zapfe nicht näher untersucht.

### 2.3.6 Modifikationsfaktor aus dem Projekt PRECO-Beam

Mit Hilfe weiterer experimenteller und numerischer Untersuchungen, welche im Rahmen des PRECO-Beam Projektes [49] durchgeführt wurden, wurde das bestehende Modell von Zapfe um einen blechdickenabhängigen Formfaktor von Wagner [96] und Mangerig [97] erweitert. Bei den durchgeführten Untersuchungen stellte sich ein direkter Einfluss der Stegdicke auf die Tragfähigkeit ein. Dünnere Stahlstege fördern ein Mischversagen aus Plastifizieren des Stahlzahns und Schädigungen der Betonmatrix im Lasteinleitungsbereich. Bei dickeren Blechstärken führte ein schollenartiger Betonausbruch zu einer Traglastminderung. Der Formfaktor berücksichtigt die Abweichung der Ausnehmungsgometrie zur Urform sowie eine gegenseitige Beeinflussung durch Überlappung der Lasteinleitungsbereiche.

$$P_{Rd1} = 87,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot 1 / \gamma_v \quad (2.6)$$

$$P_{Rd2} = 30,7 \cdot h_{lc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot \varphi_1 \cdot 1 / \gamma_v \quad (2.7)$$

$$P_{Rd3} = 28,1 \cdot s \cdot A_d \cdot f_{ctk} \cdot \varphi_1 \cdot f_h \cdot 1 / \gamma_v \quad (2.8)$$

mit:

$$s = 0,0012 \cdot t_w^2 - 0,0537 \cdot t_w + 1,29 \leq 1,0 \quad (2.9)$$

mit:  $\gamma_v = 1,25$

### 2.3.7 Bemessungsmodell nach Reitz 2003

In seiner Dissertation aus 2003 [17] an der Technischen Universität Darmstadt leitete Reitz sein Bemessungskonzept auf Grundlage von Stahlbaunachweise mit Hilfe von Versuchen an Perfobondleisten her. Er unterteilte sein Bemessungskonzept in ein Abscherkriterium für den Betondübel, ein Kriterium zur Grenzlochleibung und ein Abscherkriterium für Stahl. Zur Ermittlung des Betonabscherkriteriums wurden Nachweise in Anlehnung an ein zweischnittiges Abscheren einer Schraube formuliert.

Ein Lochleibungsversagen trat in seinen Versuchen nicht auf, jedoch wurde ein Bemessungsansatz vorgeschlagen. Das Abscherkriterium für den Stahl wird über den Schubnachweis des maßgebenden Stahlquerschnitts dargestellt.

### 2.3.8 Bemessungsmodell nach Hauke 2007 und Gündel 2009

Auf Grundlage von 30 statischen Abscherversuchen mit Lochleisten in O-, C- und S-Form wurde in Hauke 2007 [98] sowie in Gündel 2009 [19] die Steifigkeit, Tragfähigkeit und Duktilität der gewählten Verbundmittel ermittelt und ein Bemessungskonzept durch Einführung eines Formfaktors vorgestellt. In den durchgeführten Untersuchungen wurde zwischen den drei Versagensformen: Betonpressung durch Überschreiten der Teilflächenpressung vor der Lochleiste, Betonabscheren durch Überschreiten der Schubtragfähigkeit der Betondübel sowie dem Stahlversagen am Stahlzahn unterschieden. Das Versagenskriterium Betonausbruch konnte in den durchgeführten Versuchen nicht festgestellt werden. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch das Anordnen einer Querbewehrung wurde ebenfalls nicht untersucht. Im Folgenden ist das Bemessungskonzept nach [19] dargestellt:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,cp}; P_{Rd,cs}; P_{Rd,ay}) \quad (2.10)$$

Betonpressung:

$$P_{Rd,cp} = 58 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \Gamma_x / \gamma_v \quad (2.11)$$

mit:

$$\Gamma_x = \frac{1}{h_d} \cdot \int_0^{h_d} n_x(y) \cdot d_y \quad (\text{Formfaktor für die Öffnungsform}) \quad (2.12)$$

Betonabscheren:

$$P_{Rd,cs} = 1,54 \cdot A_d \cdot f_{ck} \cdot \sqrt{t_w / 10} / \gamma_v \quad (2.13)$$

Stahlversagen:

$$P_{Rd,ay} = f_y \cdot (b_a - 0,13 \cdot h_d) \cdot t_w / \gamma_v \quad (2.14)$$

Mit folgenden Anwendungsgrenzen:

- Betonfestigkeitsklasse: C20/25 bis C50/60 in [N/mm<sup>2</sup>]
- Stahlgüte S235 bis S460 in [N/mm<sup>2</sup>]
- Ausnehmungsformen in O-, C- und S-Form nach [19]
- Ausnehmungsbreiten zwischen 70 und 100 mm
- $8 \leq t_w \leq 25$  mm
- $5/8 \leq b_a/h_d \leq 9/8$
- $\gamma_v = 1,25$

### 2.3.9 Bemessungsmodell nach Seidl 2009

In seiner Dissertation aus 2009 hat Seidl [31] ein umfangreiches Bemessungskonzept unter Berücksichtigung einer statistischen Auswertung von Fremdversuchen veröffentlicht. Er untersuchte ebenfalls die Anordnung einer Querbewehrung in den Betondübeln und unterschied die Bemessungsgleichungen für das Abscheren in die Fälle ohne und mit Querbewehrung. Ein Versagen durch das Überschreiten der aufnehmbaren Teilflächenpressung wurde von Seidl ausgeschlossen. Das Bemessungskonzept wird im Folgenden vorgestellt:

Abscheren des Betons ohne Querbewehrung:

$$P_{sh,0,k} = A_d \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot f_{yk}^{1/3} \quad (2.15)$$

Abscheren des Betons mit Querbewehrung:

$$P_{sh,re,k} = \left( 0,9 \cdot A_d \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot (\rho \cdot f_{yk})^{1/3} + 1,5 \cdot (d_{s1}^2 + d_{s2}^2) \cdot \left( \sqrt{1 + (1,3 \cdot \varepsilon)^2} - 1,3 \cdot \varepsilon \right) \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \right) \quad (2.16)$$

mit:

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot t_w}{2 \cdot (d_{s1} + d_{s2})} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (2.17)$$

$$\rho = \frac{A_{sq}}{A_d} \quad (2.18)$$

Vertikales Spalten bei fehlender Bewehrung

$$P_{cr,v,k} = 4,25 \cdot f_{ctk} \cdot \left( \frac{c_o \cdot e_x + A_d}{1 - \frac{t_w}{b_w}} \right) \quad (2.19)$$

Seidl [31] setzte außerdem für das Versagenskriterium Betonausbruch einen schiefen Kegel mit elliptischer Grundfläche im Gegensatz zu einem geraden Kreiskegel wie bei Zapfe 2001 [25] an. Die folgenden Bemessungsgleichungen enthalten zudem Reduktionsfaktoren für die Überlappung von Ausbruchkörpern bei geringen Dübelabständen. Außerdem wurden die Bemessungsgleichungen unterschieden in eine Anordnung ohne bzw. mit einem Stab pro Öffnung sowie einer Doppelbewehrung.

Betonausbruch ohne bzw. mit einem Bewehrungsstab je Öffnung:

$$P_{po,k} = 16,1 \cdot (2,15 \cdot \chi \cdot h_{po}^2 \cdot f_{ctk}) \quad (2.20)$$

mit:

$$\chi = \chi_1 \cdot \chi_q \quad (2.21)$$

$$\chi_l = 1 - \frac{1}{\pi} \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{e_x}{2 \cdot a} \right) - \frac{e_x}{a} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{e_x}{2 \cdot a} \right)^2} \right) \quad (2.22)$$

$$\chi_q = 1 - \frac{1}{\pi} \cdot \frac{(n-1)}{n} \cdot \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{e_y}{2 \cdot b} \right) - \frac{e_y}{b} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{e_y}{2 \cdot b} \right)^2} \right) \quad (2.23)$$

für:  $e_x < 2 \cdot a$ ,  $e_y < 2 \cdot b$

$$a = 3,263 \cdot h_{po} \quad (2.24)$$

$$b = 4,834 \cdot h_{po} \quad (2.25)$$

mit:  $\chi, \chi_l, \chi_q$  Reduktionsfaktoren für die Überlappung der Ausbruchkegel in Längs- und Querrichtung  
 $h_{po}$  Höhe des Ausbruchkegels  
 $e_x, e_y$  Dübelabstand  
 $a, b$  Ellipsenhalmmesser in Längs- und Querrichtung

Betonausbruch mit Doppelbewehrung je Öffnung:

$$P_{po, re, k} = 12,7 \cdot \left( 2,15 \cdot \chi \cdot h_{po}^2 \cdot f_{ctk} + \frac{A_{s2} \cdot f_{yk} \cdot e_{re}}{e_x + e_{re} + 2 \cdot t_w} \right) \quad (2.26)$$

mit:  $A_{s2}$  Querschnittsfläche der Doppelbewehrung  
 $e_{re}$  Achsabstand der Doppelbewehrung

Außerdem gibt Seidl [31] eine kritische Verbunddübelkraft  $P_{cov}$  für das Abplatzen der Betondeckung an:

$$P_{cov} = \frac{f_{ctk}}{\frac{h_2}{4 \cdot l_{cr} \cdot e_x^2} + \frac{0,15}{h_{po} \cdot b_w} \cdot \left( 1 - \frac{h_D}{2 \cdot h_{po}} \right)} \quad (2.27)$$

mit:  $h_2$  Abstand zwischen Angriffspunkt der Verbunddübelkraft und Schwerachse der Teilfläche des Betonquerschnitts oberhalb dieser Kraft (max.)  
 $h_D$  Höhe des Stahldübel  
 $l_{cr}$  Länge der Rissfläche ( $l_{cr} = c_y + \phi_s + \phi_{Biegerolle}$ )

In Abb. 2-55 sind die Bezeichnungen aus dem Bemessungsvorschlag von Seidl dargestellt:

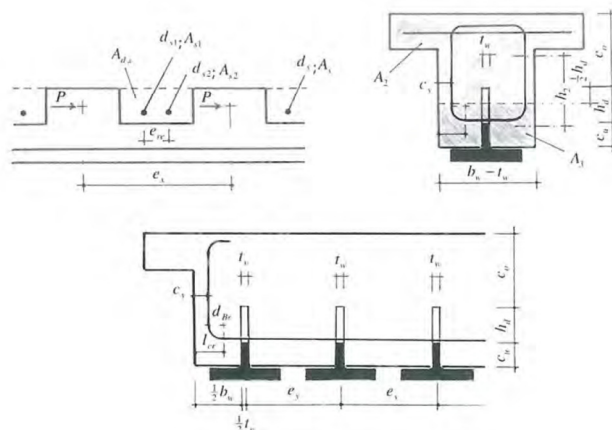


Abb. 2-55: Bezeichnungen der Parameter für den Bemessungsvorschlag nach Seidl [31]

Das Stahlversagen unterscheidet Seidl in asymmetrische und symmetrische Dübelformen, worauf jedoch im Folgenden nicht weiter eingegangen wird.

### 2.3.10 Bemessungsmodell nach Heinemeyer 2011

In ihren Untersuchungen konnte Heinemeyer [52] kein Versagen durch Abscheren des Betons oder ein Überschreiten der Teilflächenpressung feststellen. Sie entwickelte ein Bemessungsmodell für den Betonausbruch (Ausstanzen), welches auf Grundlage des geraden Kreiskegels nach Zapfe [25] hergeleitet wurde. Die vorhandene Querbewehrung erhöht im Zustand I eine ideale Querschnittsfläche der mitwirkenden Zugzone und somit auch die Steifigkeit der Verbindung. Durch eine höhere Umschnürung kann ein höherer mehraxialer Druck aufgenommen und eine höhere Traglast erreicht werden. Des Weiteren nimmt die Querbewehrung im Zustand II die Querkraftkräfte auf und begrenzt die Rissbreite im Nachbruchbereich, wodurch ebenfalls ein schlagartiges Versagen durch Spalten verhindert wird. Das in ihren Versuchen auftretende Ausstanzen verglich Heinemeyer mit dem Blow-Out Versagen bei randnahen Befestigungselementen. Daher wurde die auf den Kegel wirkende Abtriebskraft nach dem in Elgehausen [99] beschriebenen Bemessungsansatz bestimmt und ist von der Betonpressung vor dem Dübelzahn abhängig.

Betonausbruch (Ausstanzen):

$$P_{\text{Aus,k}} = \frac{1}{\eta} \cdot 20,15 \cdot h_{tc}^{1,5} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot (1 + \varphi_1) \quad (2.28)$$

mit:

$$\eta = 0,4 - 0,001 \cdot f_{ck} \quad (2.29)$$

$$\rho_i = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{sq}}{A_{d,eff}} \quad (2.30)$$

- mit:  $\eta$  Faktor für die Bestimmung der auf den Ausbruchkegel wirkenden Abtriebskraft  
 $h_{lc}$  Höhe des Ersatzkegels  
 $\rho_i$  Erhöhungsfaktor für die Querbewehrung  
 $A_{d,eff}$  effektiver Betonquerschnitt nach [52]

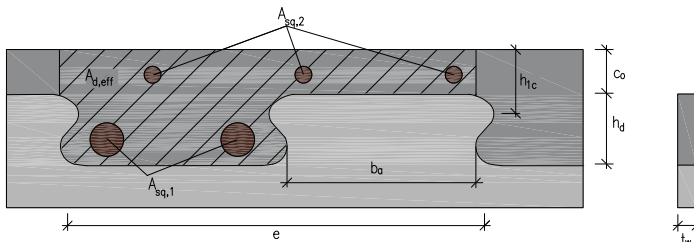


Abb. 2-56: Abmessungen und Bezeichnungen aus dem Bemessungsmodell nach Heinemeyer [52]

Zur Vermeidung des Aufspaltens des Betons nimmt Heinemeyer Bezug auf das Modell der Teilflächenbelastung nach Model Code 1990 [100]. Da die Versagensform Spalten grundsätzlich ausgeschlossen werden soll, verzichtet Heinemeyer auf eine statistische Auswertung mit Herleitung von Teilsicherheitsbeiwerten und schlägt vor folgende Mindestbewehrung einzulegen:

$$\text{erf. } A_{sq} = (A_{sq1} + A_{sq2}) = 0,5 \cdot \frac{P}{f_{sd}} \quad (2.31)$$

### 2.3.11 Bemessungsmodell nach Wiese 2013

Wiese entwickelte in ihrer Dissertation [53] auf Grundlage von 38 durchgeführten Push-Out-Versuchen mit der Stahlschare sowie den Erkenntnissen aus der numerischen Simulation ein Bemessungskonzept für die beiden im Betongurt aufgetretenen Versagensarten Längsrisssbildung (Splitting) und Betonausbruch (Pry-Out) sowie dem Stahlversagen (Abscheren). Ein Versagen durch Überschreiten der Teilflächenpressung nach Wurzer [4] konnte auch Wiese mit ihren Versuchskörpern aus UHPC oder normalfesten Beton nicht feststellen. Zur Untersuchung des Versagens durch Längsrisssbildung zog sie die Ansätze aus dem Model Code 1990 [100] und Leonhardt [101] heran. Als Grundlage zur Ermittlung der entstehenden Querkraft aus konzentrierter Lasteinleitung wird ein ebenes Fachwerk zur Abbildung des räumlichen Spannungszustands genutzt, wodurch ein Bemessungsansatz für die aufnehmbare Längsschubkraft der Stahlschare ohne Bewehrung aufgestellt wurde. Da das Versagen Längsrisssbildung grundsätzlich durch

ein sprödes Versagens nicht bemessungsmaßgebend werden soll, wird folgende Querbewehrung vorgeschlagen:

$$\text{erf. } A_{\text{sq}} = \frac{0,3 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{t_s}{e}\right)}{f_{\text{sd}}} \quad (2.32)$$

Für die Entwicklung des Bemessungskonzepts des Betonausbruchs (Pry-Out) wurde analog zu Elgehausen [99], Zapfe [25] und Heinemeyer [52] ein idealisierter Ersatzkegel in Form eines geraden Kreiskegels angenommen. In der folgenden Bemessungsgleichung wurde die in ihren Versuchen angeordnete Querbewehrung nicht angesetzt, da der Ausbruchkegel auf der gegenüberliegenden Seite entstand und demzufolge die Querbewehrung keine traglaststeigernde Wirkung zeigte:

$$P_{\text{pr,k}} = 24,03 \cdot h_{\text{tc}}^2 \cdot f_{\text{ctk}} \cdot k_e \cdot k_t \quad (2.33)$$

mit:

$$h_{\text{tc}} = 0,35 \cdot h_s + c_u \quad (2.34)$$

$$k_e = \begin{cases} \frac{1}{n} + \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{e/2}{h_{\text{tc}}} \cdot 0,364 & \text{für } n = \text{begrenzt} \\ \frac{e/2}{h_{\text{tc}}} \cdot 0,364 & \text{für } n \rightarrow \infty \end{cases} \quad (2.35)$$

für  $e \leq 5,5 \cdot h_{\text{tc}}$

$$k_t = 2 - \frac{2}{t_s} \quad (2.36)$$

mit:	$A_{\text{sp}}$	querzugwirksame Betonfläche (in Abhängigkeit von $l_e$ )
	$b_s$	breite Stahlschar
	$c_u$	untere Betondeckung
	$e$	Abstand der Schare
	$h_s$	Höhe des Stahlschars
	$k_w$	Erhöhungsfaktor zur Bestimmung der wahren Zugfestigkeit
	$t_s$	Blechdicke Stahlschar
	$\mu$	Reibbeiwert zwischen Stahl und Beton

### 2.3.12 Bemessungsmodell nach Claßen 2016

In seiner Dissertation [81] stellte Claßen ein Bemessungsmodell für eine kombinierte Schub-Zugbeanspruchung für Verbunddübel auf. Er stellte fest, dass sich die kombinierte Schub-Zugbeanspruchung zwischen dem Verhalten unter reinem Schub

(Ingenieurmodell Abb. 2-57) und reinem Zug (Ingenieurmodell Abb. 2-58) einordnen lässt und abhängig vom Beanspruchungswinkel ist. Es traten die Versagensformen Betonausbruch und Ausstanzen auf, welche er sowohl im gerissenen und ungerissenen Beton untersuchte. Auf Grundlage experimenteller Untersuchungen stellt Claßen fest, dass die Verbunddübelreihe in quergerissenen Betonplatten grundsätzlich die gleichen Tragmechanismen wie im ungerissenen Beton aufweisen. Die Rissbildung führt allerdings zu einer Begrenzung des Ausbruchkegels. Das Ingenieurmodell für Ausstanzen wurde auf Grundlage der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Verbunddübeln aus 2013 [82] entwickelt, welches wiederum aus den Untersuchungen von Heinemeyer [52] abgeleitet wurde. Zur Berücksichtigung der Rissbildung wurde der Faktor  $\psi_{crack}$  eingeführt.

*Ausstanzen von Verbunddübeln unter Schubbeanspruchung:*

$$P_{po,k} = \frac{1}{\eta} \cdot 25,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{po}^{1,5} \cdot (1 + \varphi_{D,i}) \cdot \chi_x \cdot \chi_y \cdot \psi_{cr,po} \quad (2.37)$$

mit:

$$\psi_{cr,po} = 1 \quad (\text{ungerissener Beton})$$

(gerissener Beton nach [81])

$$\chi_x = \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} \quad \text{bzw.} \quad \chi_x = \frac{1}{n} + \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} \cdot \left(1 - \frac{1}{n}\right) \quad (2.38)$$

$$\chi_y = \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{e_y}{9 \cdot h_{po}} + 1\right) & \text{für } 120 \text{ mm} < e_y < 9,0 \cdot h_{po} \\ 1,0 & e_y > 9,0 \cdot h_{po} \end{cases} \quad (2.39)$$

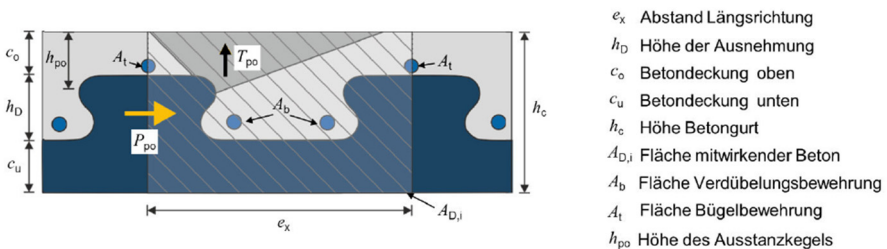


Abb. 2-57: Ausstanzenmodell für den ungerissenen Beton nach Claßen [81]

*Betonausbruch von Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung:*

$$P_{z,k} = 1,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{h_{ef}^2}{\sqrt{1 + \frac{h_{ef}}{100}}} \cdot \frac{l_{VD}}{l_0} \cdot \frac{b_{VD}}{b_0} \cdot \psi_{cr,z} \quad (2.40)$$

mit:

$$\psi_{cr,z} = 1 \quad (\text{ungerissener Beton}) \quad (2.41)$$

(gerissener Beton nach Gl. (2.47) bis (2.49))

$$l_{VD} = 3 \cdot h_{ef} + 7,5 \cdot d_q + \min\left(\frac{e_x}{2}; 3 \cdot h_{ef}\right) \quad (2.42)$$

$$l_0 = 3 \cdot h_{ef} + 7,5 \cdot \frac{d_q}{2} \quad (2.43)$$

$$b_{VD} = 3 \cdot h_{ef} + 7,5 \cdot d_q \quad (2.44)$$

$$b_0 = 3 \cdot h_{ef} \quad (2.45)$$

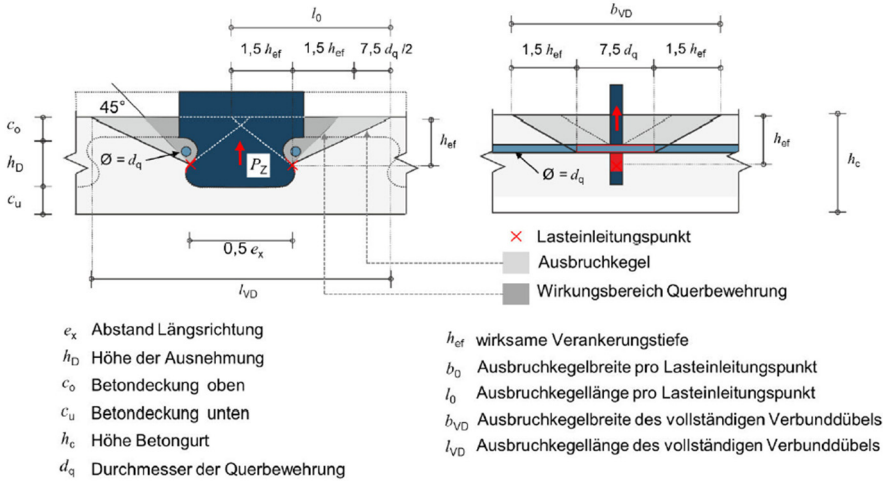


Abb. 2-58: Zugtragfähigkeitsmodell für einen einzelnen Dübel nach Claßen [81]

Zur Reduzierung der Tragfähigkeit eines Befestigungsmittels im gerissen Beton nutzt Claßen den Faktor  $\psi_{crack}$ . Dabei wird angenommen, dass Querrisse im Beton als natürliche Begrenzungen des Ausbruchkegels wirken. Die Kraftübertragung erfolgt lediglich über die Rissreibung. Eine Idealisierung des Zugtragverhaltens einer Verbundleiste im quervergitterten Beton ist in Abb. 2-59 dargestellt.

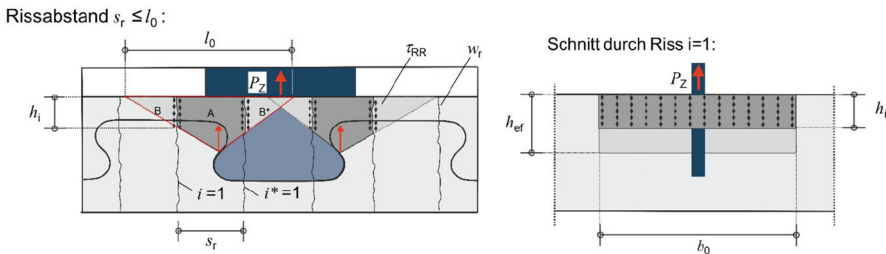


Abb. 2-59: Idealisierung des Zugtragverhaltens einer Verbundleiste im quervergitterten Beton nach Claßen [81]

Die über den Querriss maximal übertragbaren Schubspannungen  $\tau_{RR}$  können mit Hilfe des Ansatzes von Vecchio, Collins [102] bestimmt werden. Unter Berücksichtigung der

Rissbreite, der Betondruckfestigkeit und dem Größtkorndurchmesser kann die Schubspannung nach Gleichung (2.46) ermittelt werden.

$$\tau_{RR} = 0,18 \cdot \frac{\sqrt{f_{cm}}}{0,31 + 24 \cdot w_f / (D_{max} + 16)} \quad (2.46)$$

In den Gleichung (2.47) bis (2.49) sind die nach Claßen hergeleiteten Rissfaktoren in Abhängigkeit der für die Rissreibung anzusetzenden Segmente  $n$  aufgeführt.

$$\psi_{cr,n=1} = 1 - \frac{e_x}{4 \cdot s_r} + \frac{e_x}{2 \cdot s_r} \cdot \min \left\{ 0,5; \frac{\tau_{RR} \cdot h_{ef} \cdot b_0}{k \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^2} \cdot \sqrt{1 + \frac{h_{ef}}{100}} \right\} \quad (2.47)$$

$$\psi_{cr,n=2} = 0,5 + \min \left\{ 0,5; \frac{\tau_{RR} \cdot h_{ef} \cdot b_0}{k \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^2} \cdot \sqrt{1 + \frac{h_{ef}}{100}} \right\} \quad (2.48)$$

$$\psi_{cr,n \geq 3} = \frac{1}{n} + 2 \cdot \sum_{i=1}^{(n-1)/2} \min \left\{ \frac{1}{n}; \frac{\tau_{RR} \cdot h_i \cdot b_0}{k \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^2} \cdot \sqrt{1 + \frac{h_{ef}}{100}} \right\} \quad (2.49)$$

### 2.3.13 Bemessungsmodell nach Broschart 2020

In der Doktorarbeit von Broschart [68] wurde ein Bemessungsmodell für oberflächennahe Verbunddübelleisten hergeleitet. Broschart beobachtete ähnlich dem Bemessungsvorschlag von Elgehausen [99] einen seitlichen Ausbruch hin zum freien Betonrand statt eines kegelförmigen Ausbruchs und leitete ein Bemessungsmodell auf Grundlage eines mechanischen Modells und den Beobachtungen von experimentellen Untersuchungen bzw. numerischen Simulationen her. Die Tragfähigkeit von oberflächennahen Verbunddübelleisten auf Mittelwertniveau nach Broschart ist in Gleichung (2.50) aufgeführt.

$$P_{theo,m} = 2,6 \cdot \eta_s \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot k \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}} \cdot \sqrt[3]{e_x} \quad (2.50)$$

mit:

$f_{cm}$  mittlere Betonzylinderdruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$k$  Maßstabsfaktor:  $k = 1 + \sqrt{200/c_{D,s}}$

$c_{D,s}$  Seitlicher Abstand zum freien Betonrand [mm]

$t$  Blechdicke [mm]

$e_x$  Achsabstand der Verbunddübel [mm]

$h_{d,eff}$  Effektive Stahlzahnhöhe [mm]:  $h_{d,eff} = \zeta_{geo} \cdot e_x$

$\eta_s$  Querbewehrungsbeiwert:

2 Bewehrungsbügel je Ausnehmung:  $\eta_s = 1,0$

1 Bewehrungsbügel je Ausnehmung in lastzugewandter Pos.:

$\eta_s = 0,9$

### 2.3.14 Statisches Bemessungskonzept nach abZ [93]

Die Traglast eines Betondübels unter ruhenden Beanspruchungen wird zum einen durch das Versagen des Stahlzahns oder durch Betonversagen begrenzt. Ein Stahlversagen wird vor allem bei zu geringen Stegdicken oder einer zu niedrigen Streckgrenze maßgebend. Die charakteristische Traglast für Stahlversagen  $P_{pl,k}$  ergibt sich für beide Dübelformen aus:

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \quad (2.51)$$

Der Beton kann auf die drei Arten vertikales Spalten, Ausstanzen oder Abscheren versagen. Das Spalten des Betons wird durch eine konstruktive Anordnung der Bewehrung verhindert. Beim Abscheren kommt es zu einem zweischnittigen Schubversagen der Scherflächen des Betondübels. Das Abscheren des Betondübels  $P_{sh,k}$  ist durch eine ausreichende Dübelsbewehrung einzugrenzen. Die Traglast auf Abscheren berechnet sich aus:

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \varphi_D) \quad (2.52)$$

mit:

$$\varphi_D = \frac{E_s \cdot A_b}{E_{cm} \cdot A_D} \quad (2.53)$$

$$\eta_{D,Klothoide} = \left(3 - \frac{e_x}{180}\right) \quad (2.54)$$

$$\eta_{D,Puzzle} = \left(2 - \frac{e_x}{400}\right) \quad (2.55)$$

Das Ausstanzversagen  $P_{po,k}$  wird durch einen kegelförmigen Betonausbruch beschrieben. Das Bemessungsmodell wurde von Heinemeyer 2011 [52] entwickelt und in der abZ aufgenommen. In Claßen [81], [86] wurde das Austanzmodell auf das Versagen im gerissenen Beton erweitert. Es ist zu beachten, dass sich dieses Konzept nach der abZ auf horizontal liegende Verbundträger bzw. Verbunddecken bezieht. Die Betonabplatzungen können je nach Betondeckung nach oben oder nach unten verlaufen. Die Tragfähigkeit eines einzelnen Dübels ergibt sich aus:

$$P_{po,k} = \chi_x \cdot \chi_y \cdot 90 \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \varphi_{D,i}) \quad (2.56)$$

mit:

$$\varphi_{D,i} = \frac{E_s \cdot A_{sf}}{E_{cm} \cdot A_{D,i}} \quad (2.57)$$

Die Höhe des Ausstanzkegels wird ermittelt mit:

$$h_{po} = \min \begin{cases} c_{D,o} + 0,07 \cdot e_x \\ c_{D,u} + 0,13 \cdot e_x \end{cases} \quad (2.58)$$

Die Anordnung mehrerer Dübel in Reihen, insbesondere bei kleinen Dübelsabständen oder geringen Betondeckungen, können zu Überlagerungen des Ausstanzkegels in

Längsrichtung (x) führen. In Querrichtung (y) können parallel nebeneinander aufgeschweißte Verbunddübelleisten zu Überlagerungen führen. In beiden Fällen ist die Tragfähigkeit eines einzelnen Dübels folgendermaßen abzumindern:

$$\begin{aligned} \chi_x &= 1,0 && \text{für} && e_x \geq 4,5 \cdot h_{po} \\ \chi_x &= \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} \leq 1,0 && \text{für} && e_x < 4,5 \cdot h_{po} \end{aligned} \quad (2.59)$$

Bei Verwendung von einer Verbunddübelleiste:

$$\chi_y = 1,0$$

Bei Verwendung von zwei Verbunddübelleisten:

$$\chi_y = 1,0 \quad \text{für} \quad e_y \geq 9,0 \cdot h_{po} \quad (2.60)$$

$$\chi_y = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{e_y}{9 \cdot h_{po}} + 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{für} \quad 120 \text{ mm} < e_y < 9,0 \cdot h_{po}$$

Unter Berücksichtigung des Sicherheitsbeiwertes von  $\gamma_v=1,25$  ergibt sich der Bemessungswert der statischen Längsschubtragfähigkeit aus dem Minimum der drei Traglasten mit:

$$P_{Rd} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot \text{Min} \begin{cases} P_{pl,k} \\ P_{sh,k} \\ P_{po,k} \end{cases} \quad (2.61)$$

### 2.3.15 Zyklisches Bemessungskonzept nach abZ [93]

Der Nachweis gegen Ermüdung gliedert sich nach der abZ [93] in drei Abschnitte. Ein Versagen des Betons unter zyklischen Einwirkungen wird nach aktuellem Stand (vereinfacht) durch die Begrenzung der Oberlast verhindert. Um eine vorzeitige Schädigung des Betons vor dem Dübelzahn zu verhindern, wird die einwirkende zyklische Schubkraft unter der charakteristischen Einwirkungskombination  $P_{cyc,o,char}$  auf das 0,7- fache der statischen Betontragfähigkeit begrenzt.

$$P_{cyc,o,char} \leq 0,7 \cdot \text{Min} \begin{cases} P_{sh,k} \\ P_{po,k} \end{cases} \quad (2.62)$$

Des Weiteren wird die lokale Teilflächenpressung am Kontakt von Stahl und Beton begrenzt, um eine zyklische Schlupfzunahme zu verhindern:

$$P_{cyc,o,char} \leq 3,1 \cdot t_w \cdot h_d \cdot f_{ck} \quad (2.63)$$

Die Ermüdung des Stahldübels wird auf Grundlage des Strukturspannungskonzeptes nach DIN EN 1993 Teil 1-9 [103] ermittelt. Die abZ gibt dafür eine Formel für die Spannungsschwingbreite an der maßgebenden Stelle an. Die Beanspruchung auf den Stahldübel setzt sich aus zwei Komponenten zusammen. Zum einen entstehen lokale Zugspannungen durch die Schubkraftübertragung von Beton auf Stahl an der der Last zugewandten Seite (Abb. 2-60 links). Zum anderen sorgt die Kerbwirkung am Dübelfuß für eine Spannungskonzentration infolge einer Normalkraft- und Momentenbeanspruchung (Abb. 2-60 rechts). Die maßgebenden Stellen (Hot-Spots)

für die lokale und globale Beanspruchung werden nach dem Bemessungskonzept der abZ überlagert:

$$\Delta\sigma = \left| k_{f,L} \cdot \frac{\Delta V \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} \right| + \left| k_{f,G} \cdot \frac{\Delta N}{A} + \frac{\Delta M}{I_y} \cdot z_D \right| \quad (2.64)$$

Die Spannungskonzentrationsfaktoren für Längsschub sind:

$$k_{f,L,Klothoide} = 7,3$$

$$k_{f,L,Puzzle} = 8,6$$

Die globalen Spannungskonzentrationsfaktoren sind:

$$k_{f,G,Klothoide} = 1,5$$

$$k_{f,G,Puzzle} = 1,9$$

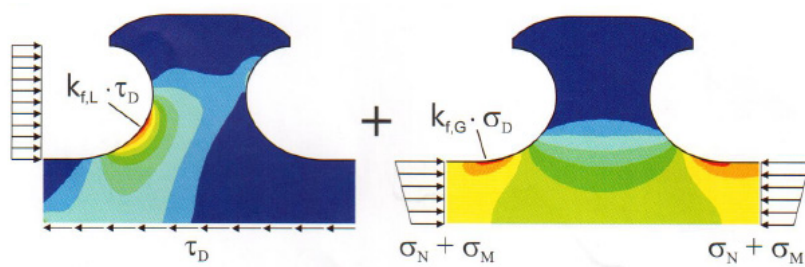


Abb. 2-60: Lokale Zugspannungen (links) und globale Zugspannungen (rechts) in der Verbunddübelleiste [104]

Mit den Wöhlerkurven der Kerbfälle 125 (maschineller Brennschnitt) oder 140 (maschineller Brennschnitt mit Nachbearbeitung) und den berechneten Spannungsschwingbreiten wird schließlich der Nachweis gegen Stahlermüdung geführt.

## 2.4 Stand der Normung für Verbunddübel

In der nachfolgenden Tab. 2-5 ist eine Zusammenfassungen der erreichten Zulassungen für die unterschiedlichen Dübelleisten dargestellt. Die aktuellste Zulassung [93] gilt allgemein für Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform.

Tab. 2-5: Zusammenfassung bisheriger Zulassungen

Jahr	Institut	Person	Zulassungsgegenstand	Zulassungs-nr.	Stand	Quelle
1991	DiBt	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI, GmbH	Perfobond-leiste	Z-26.1-23	abgelaufen	[95]
2000	DiBt	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI, GmbH	Perfobond-leiste	Z-26.4-38	abgelaufen	[57]
2000	DiBt	KOMBI TRAGWERK GMBH	Kombi-Verdübelung	Z-26.4-39	abgelaufen	[105]
2007	DiBt	Donges Stahlbau GmbH	Perfobond-leiste	Z-26.4-38	abgelaufen	[106]
2013	DiBt	Stahlinstitut VDEh	Verbunddübelleisten	Z-26.4-56	abgelaufen	[107]
2018	DiBt	Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA)	Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden und Puzzleform	Z-26.4-56	gültig bis 14.05.23	[93]

## 2.5 Untersuchungen und Nachweiskonzepte in der Befestigungstechnik

### 2.5.1 Allgemeines

Im allgemeinem Verbundbau werden die Verbindungsmittel, insbesondere die Kopfbolzen, hauptsächlich über die Verbundfuge durch horizontal wirkende Schubkräfte belastet. In der Befestigungstechnik sind dagegen weitere Beanspruchungen wie Normalkräfte aus Zug und Druck bzw. Querkraft- und Torsion möglich. Einen Überblick über die Bemessungsverfahren gibt das Forschungsvorhaben „Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau“ [108]. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die Nachweisverfahren für Kopfbolzenverankerungen bearbeitet. Eine Übertragung auf weitere Befestigungsmittel wie Hinterschnittdübel oder Verbunddübel sollte gem. [108] möglich sein, weshalb das Thema Befestigungstechnik im Folgenden näher betrachtet werden soll.

In der Befestigungstechnik kann zwischen einbetonierten und nachträglich montierten Befestigungsmitteln unterschieden werden. Die am häufigsten verwendeten

Befestigungsmittel sind einbetonierte Ankerplatten aus Stahl. Am häufigsten werden Kopfbolzen als Befestigungsmittel eingesetzt, welche zusammen mit der Bewehrung einbetoniert werden. Bei dieser Verankerungsvariante handelt es sich um eine verhältnismäßig steife Verankerungskonstruktion. Durch das Anschweißen der Kopfbolzen auf die Ankerplatte und das Einbetonieren dieser ist ein direkter Kraftfluss zwischen Stahlbeton und Verankerung gegeben. Eine gute Zusammenfassung von Befestigungsmitteln ist in [109] beschrieben. Allgemein kann das Tragverhalten von Befestigungsmitteln in die folgenden Versagensmechanismen (siehe auch Abb. 2-61) unter Zugbeanspruchungen unterteilt werden:

- Stahlversagen
- Herausziehen
- Betonausbruch
- Spalten
- Lokaler Betonausbruch

Sowie in die Versagensmechanismen unter Querkzugbeanspruchungen:

- Stahlversagen
- Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Pry-Out)
- Betonkantenbruch

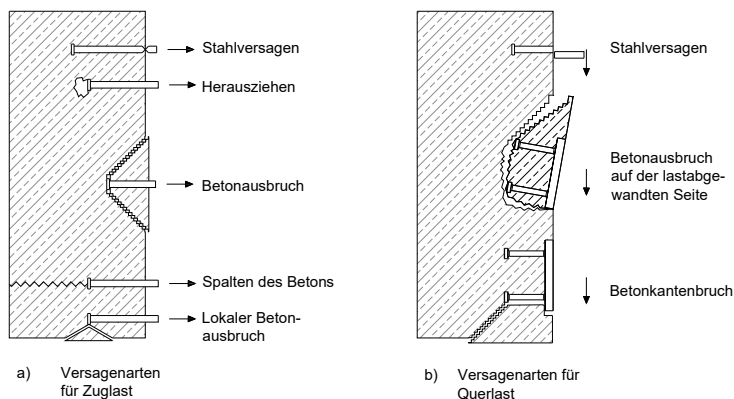


Abb. 2-61: Mögliche Versagensarten von Kopfbolzen

Die Tragfähigkeit von Kopfbolzen ist abhängig von der Festigkeit des Stahls und der Betondruckfestigkeitsklasse. Aber auch weitere Faktoren wie z.B. die Größe und der Durchmesser der Kopfbolzen, die Abstände zu den Bauteilrändern oder eine evtl. vorhandene Rückhängebewehrung beeinflussen das Tragverhalten.

### 2.5.2 Stand der Normung in der Befestigungstechnik

Die Anwendung von Kopfbolzen im Bereich der Befestigungstechnik ist auf den Anfang der 70er- Jahre zurückzuführen. Auf Grundlage umfangreicher Versuche und Gutachten durch die Professoren *Roik* und *Bode* wurde im Jahr 1983 die erste bauaufsichtliche Zulassung (Verankerung von Stahlplatten mittels angeschweißter

Nelson-Kopfbolzen im Beton; Z-21.5-82) durch das DIBt erteilt. In dieser Zeit wurde die Bemessung der Kopfbolzenverankerungen noch über zulässige Zug- und Querlasten durchgeführt. Rand- und Achseinflüsse wurden mit Hilfe von Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Ab dem Jahr 1990 wurde das CC-Verfahren (CC = Concrete-Capacity) entwickelt, mit dessen Hilfe der Widerstand der Versagensart Betonausbruch bei allen Beanspruchungsrichtungen einfacher und durch einen Betonausbruchwinkel von 35° auch wirtschaftlicher berechnet werden konnte. Mit Hilfe von Untersuchungen konnten die relevanten Einflussfaktoren wie die Betondruckfestigkeit und die Verankerungstiefe auf die Betonausbruchlast beschrieben werden. Unter Berücksichtigung der theoretischen Modelle wurde ein empirisches Modell, das CC-Verfahren, entwickelt, welches u.a. in Fuchs et al. [110] veröffentlicht wurde. Das CC-Verfahren wurde erstmalig 1993 in der Bemessungsrichtlinie des DIBt [111] berücksichtigt und ersetzte das bis zu dieser Zeit gültige Kappa-Verfahren. Nähere Infos sind aus den Beiträgen von Fuchs und Elgehausen aus 1990 [110] zu entnehmen.

Für eine europaweite harmonisierte Verwendung der Befestigungsmittel wurde 1997 eine erste „*Europäische Technische Zulassung*“ veröffentlicht. Das CC-Verfahren aus der DIBt-Richtlinie von 1993 wurde mit geringfügigen Modifikationen in die europäische Zulassungsleitlinie ETAG 001, Anhang C in der ersten Ausgabe 1997 übernommen. In 2010 wurde die ETAG 001, Anhang C in der 3. Änderung [112] veröffentlicht. Weitere Informationen zur geschichtlichen Entwicklung der Bemessungsmethoden bis 2009 sind in Pregartner [113] ausführlich erläutert.

In 2009 wurde die „*Technische Spezifikation*“ CEN/TS 1992-4 bzw. dessen deutsche Fassung DIN SPEC 1021 -4, als Vornorm veröffentlicht. Sie besteht aus dem allgemeinen ersten Teil [114] und weiteren vier produktspezifischen Teilen. Im Gegensatz zu ETAG 001, Anhang C steht diese Vornorm neben den mechanischen [115] und chemischen Dübeln [116] auch für einbetonierte Systeme wie Kopfbolzen [117] und Ankerschienen [118].

Die in 2013 als Entwurf veröffentlichte EN 1992-4, bzw. in deutscher Version als prEN1992-4, entstand aus der Überarbeitung der CEN/TS 1992-4. Das Ziel dieser Überarbeitung bestand darin den Text der CEN/TS 1992-4 normengerecht zu kürzen, sodass die Regelungen zur Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton in den Teil 4 des Eurocode 2 überführt werden konnten. Weitere Erläuterungen der unterschiedlichen Bemessungsrichtlinien werden in Sippel 2019 [119] ausführlich erläutert. Eine zeitliche Entwicklung seit 1997 für die Befestigungstechnik nach [120] ist in Abb. 2-62 dargestellt

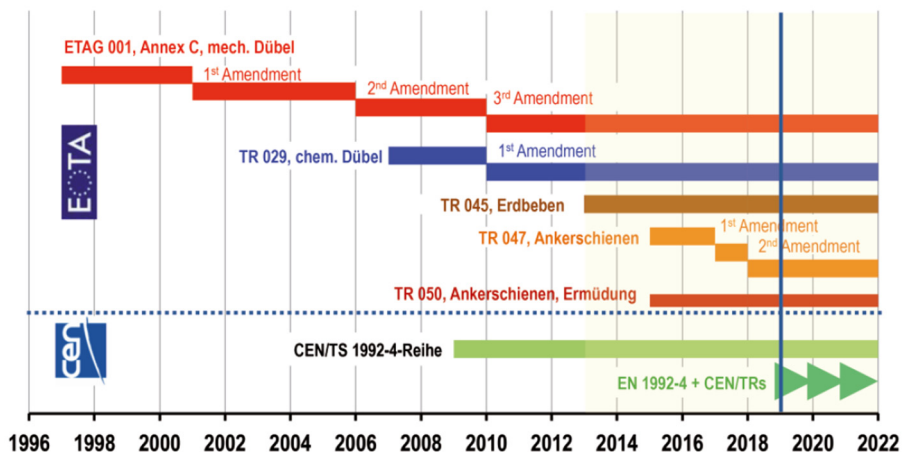


Abb. 2-62: Zeitliche Entwicklung der unterschiedlichen Bemessungsrichtlinien für die Befestigungstechnik nach [120] aus dem Stand von 2019

Die in 2019 veröffentlichte Norm DIN EN 1992-4 [121] mit nationalem Anhang [122] ersetzt die bewährte Richtlinie ETAG 001, Anhang C und fasst diese und die Technical Reports TR 029, TR 045, TR 047 und die CEN/TS 1992-4 zu einem Dokument zusammen. Zusätzlich enthält die neue Norm zahlreiche Änderungen und Ergänzungen und stellt zusammen mit den zugehörigen CEN/TR 17079, 17080 und 17081 den Stand der Technik in der Bemessung für u.a. einbetonierte Kopfbolzen dar. Erläuterungen zur EN 1992-4 und den zugehörigen CEN/TR enthält das DAfStb-Heft 615 [123].

### 2.5.3 DIN EN 1993-1-8: Eurocode 3 und DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4

Sofern ein Versagen der Betonkomponenten ausgeschlossen werden kann, werden die Stahlkomponenten eines Anschlusses nach DIN EN 1993-1-8 [124] und DIN EN 1994-1-1 [79] geregelt. Dies gilt z.B. für Stützenfüße mit Ankerplatten, bei denen mit Hilfe langer Ankerschrauben ein Betonversagen ausgeschlossen werden kann. Der Nachweis reiner Stahlanschlüsse basiert auf der Komponentenmethode, welche in DIN EN 1993-1-8 aufgenommen wurde. Mit dieser Methode wird der Anschluss in einzelne Komponenten aufgeteilt, sodass die Tragfähigkeit der einzelnen Komponenten separat bestimmt werden kann. Die Gesamttragfähigkeit ergibt sich aus den kleinsten maßgebenden Komponenten.

### 2.5.4 Bemessung nach der DIN EN 1992-4

Die DIN EN 1992-4 [121] mit nationalem Anhang [122] ist die derzeit gültige Norm für die Bemessung von Kopfbolzenverankerungen. Diese Norm ist zum aktuellen Zeitpunkt allgemein anerkannter Stand der Technik. In dem DAfStb-Heft 615 werden Erläuterungen und Ergänzungen aufgeführt, welche auch den neueren Stand der Wissens berücksichtigt [123].

Nach DIN EN 1992-4 sind zur Bemessung bei Zuglast die Nachweise über die folgenden Versagensarten von Kopfbolzen zu führen:

- Stahlbruch,
- kegelförmiger Betonausbruch,
- Herausziehen,
- kombiniertes Herausziehen und Betonbruch,
- Betonspalten,
- lokaler Betonausbruch und
- Betonkantenbruch.

In Tab. 2-7 sind u.a. die aufgeführten Versagensarten skizzenhaft dargestellt. In der nachfolgenden Tab. 2-6 sind die erforderlichen Nachweise nach DIN EN 1992-4 für Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung aufgeführt.

Tab. 2-6: Erforderliche Nachweise nach DIN EN 1992-4 für Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung [121]

Versagensart	Einzelnes Befestigungselement	Gruppe von Befestigungselementen	
		Höchstbeanspruchtes Befestigungselement	Gruppe
1 Stahlbruch des Befestigungselementes	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2 Kegelförmiger Betonausbruch	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
3 Herausziehen des Befestigungselementes <sup>a</sup>	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4 Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonbruch <sup>b</sup>	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5 Betonspalten	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$
6 Lokaler Betonausbruch <sup>c</sup>	$N_{Ed} \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
7 Stahlbruch der Bewehrung	$N_{Ed, re} \leq N_{Rd, re} = \frac{N_{Rk, re}}{\gamma_{Ms, re}}$	$N_{Ed, re}^h \leq N_{Rd, re} = \frac{N_{Rk, re}}{\gamma_{Ms, re}}$	
8 Ankerversagen der Bewehrung	$N_{Ed, re} \leq N_{Rd, a}$	$N_{Ed, re}^h \leq N_{Rd, a}$	

<sup>a</sup> Bei nachträglich montierten Verbunddübeln nicht erforderlich.  
<sup>b</sup> Bei Kopfbolzen und nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen nicht erforderlich.  
<sup>c</sup> Bei Fällen, die einen Nachweis erfordern, siehe 7.2.1.8 (1).

Im Folgenden sollen verschiedene Bemessungsansätze nach EN 1992-4 vorgestellt werden:

*Versagensart kegelförmiger Betonausbruch*

Der charakteristische Widerstand eines Befestigungsmittels, einer Gruppe von Befestigungsmitteln sowie die zugbeanspruchten Befestigungsmittel einer Gruppenbefestigung wird für den Versagensfall des kegelförmigen Betonausbruchs nach Gleichung (2.65) ermittelt.

$$N_{\text{Rk,c}} = N_{\text{Rk,c}}^0 \cdot \frac{A_{\text{c,N}}}{A_{\text{c,N}}^0} \cdot \psi_{\text{s,N}} \cdot \psi_{\text{re,N}} \cdot \psi_{\text{ec,N}} \cdot \psi_{\text{M,N}} \quad (2.65)$$

Mit:

$$N_{\text{Rk,c}}^0 = k_{\text{cr,N}} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5} \quad (\text{gerissener Beton}) \quad (2.66)$$

$$N_{\text{Rk,c}}^0 = k_{\text{ucr,N}} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5} \quad (\text{ungerissener Beton}) \quad (2.67)$$

Dabei ist:

- $N_{\text{Rk,c}}^0$  mittlere Betonausbruchlast eines einzelnen Kopfbolzens ohne Randeinfluss [N]
- $k_{\text{cr,N}}$  /  
 $k_{\text{ucr,N}}$  der Faktor zur Berücksichtigung des Verankerungsmechanismus für Anwendungen in gerissenem/ bzw. ungerissenem Beton, der produktspezifische Wert ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Spezifikation angegeben
- $h_{\text{ef}}$  Verankerungstiefe [mm]
- $A_{\text{c,N}}$  vorhandene projizierte Fläche, die durch Überschneidung der Bruchkegel bzw. durch Bauteilränder begrenzt wird
- $A_{\text{c,N}}^0$  projizierte Fläche des Ausbruchkegels einer Einzelbefestigung ohne Randeinfluss [mm<sup>2</sup>]
- $\psi_{\text{s,N}}$  Faktor zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Nähe eines Randes im Betonbauteil, für den Versagensfall Betonausbruch
- $\psi_{\text{re,N}}$  Schalenabplatzbeiwert
- $\psi_{\text{ec,N}}$  Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung auf die Gruppe für den Versagensfall Betonausbruch, wenn auf die einzelnen Befestigungselemente der Gruppe unterschiedliche Zuglasten einwirken
- $\psi_{\text{M,N}}$  Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung von Druckkräften zwischen dem Anbauteil und dem Beton, im Fall von Biegemomenten mit oder ohne Axialkraft

Eine genaue Beschreibung der einzelnen Faktoren ist in DIN EN 1992-4 [121] bzw. im DAfStb-Heft 615 [123] gegeben.

### *Versagen der Zusatzbewehrung bzw. Rückhängebewehrung*

Außerdem enthält die Norm auch ein Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Verankerungen mit Rückhängebewehrung. Nach [121] ist die Tragfähigkeit einer Verankerung mit Bewehrung abhängig von der Verbundtragfähigkeit eines Bewehrungsstabes und basiert auf einem Fachwerkmodell. In der folgenden Abb. 2-63 ist beispielhaft eine Gruppenbefestigung mit Zusatzbewehrung zur Übertragung von Zuglasten und dem zugehörigem Fachwerkmodell dargestellt. Dabei stellt (1) die Zusatzbewehrung und (2) die Oberflächenbewehrung dar.

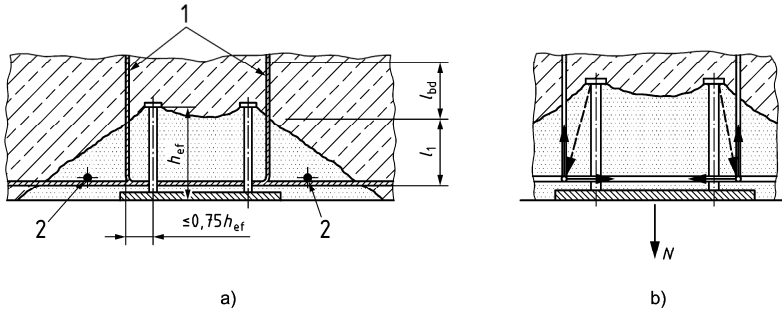


Abb. 2-63: Beispiel einer Gruppenbefestigung mit Zusatzbewehrung zur Übertragung von Zuglasten (a) und zugehöriges Fachwerkmodell (b) [121]

Nach [121] beträgt der Bemessungswert der durch die Rückhängebewehrung aufnehmbaren Kraft:

$$N_{Rd,a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq N_{Rd,re} = A_{s,re} \cdot f_{yk,re} \cdot \frac{1}{\gamma_{Ms,re}} \quad (2.68)$$

Mit:

- $l_1$  Verankerungslänge der Zusatzbewehrung im angenommenen Betonausbruchkörper [mm]  
 $\geq l_{b,min} = 4 d_s$  (Verankerung mit Winkelhaken, Haken oder Schlaufen)  
 $\geq 10 d_s$  (Verankerung mit geraden Stäben mit oder ohne angeschweißte Querstäbe)
- $l_{min}$  minimale Verankerungslänge [mm]
- $d_s$  Durchmesser der Rückhängebewehrung [mm]  
 (gilt nur für Bewehrung mit  $d_s \leq 16$  mm)
- $f_{bd}$  Bemessungswert der Verbundspannung nach DIN EN 1992-1-1 [N/mm<sup>2</sup>]
- $\alpha_1, \alpha_2$  Einflussfaktoren nach DIN EN 1992-1-1 [-]
- $n$  Anzahl der Schenkel der Zusatzbewehrung, die für ein Befestigungsmittel wirkt
- $N_{Rd,re}$  Bemessungswert der Stahltragfähigkeit der Rückhängebewehrung [N]

Dabei soll die Bewehrung so nah wie möglich an den Kopfbolzen liegen, um Effekte aus Exzentrizitäten zu vermeiden. Als wirksam wird nur eine Bewehrung angenommen, welche nicht weiter als  $0,75 \cdot h_{ef}$  vom Kopfbolzen liegt. Zudem ist eine Umschließung der Oberflächenbewehrung vorteilhaft. Weitere Untersuchungen zum Einfluss der Rückhängebewehrung kann aus Abschnitt 2.5.6 bzw. Berger [125] entnommen werden.

**Nachweis des Betonkantenbruch**

Bei querbelasteten Bauteilen mit einem geringen Abstand zum Bauteilrand ist gem. [121] ein Nachweis des Betonkantenbruchs nach Gleichung (2.69) zu führen:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{re,v} \tag{2.69}$$

Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstands eines Befestigungsmittels lässt sich nach Gleichung (2.70) bestimmen:

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \tag{2.70}$$

Weitere Faktoren für die Bestimmung des Betonkantenbruchs sind:

- $A_{c,v}$  die Fläche des idealisierten Betonausbruchkörpers
- $A_{c,v}^0$  der Bezugswert der projizierten Fläche (siehe Abb. 2-64)
- $\psi_{s,v}$  Einflussfaktor für Bauteilränder
- $\psi_{h,v}$  Einflussfaktor für die Bauteildicke
- $\psi_{ec,v}$  Einflussfaktor für den Gruppeneffekt bei verschiedenen Querlasten
- $\psi_{\alpha,v}$  Einflussfaktor für die Neigung einer Querlast
- $\psi_{re,v}$  Einflussfaktor für die Randbewehrung
- $k_9$  Vorfaktor für ungerissenen bzw. gerissenen Beton
- $d_{nom}$  Außendurchmesser des Befestigungselementes
- $l_f$  wirksame Verankerungstiefe  
( $l_f = h_{ef}$  bei einheitlichem Querschnitt des Befestigungsmittel)
- $c_1$  Randabstand des Befestigungsmittels

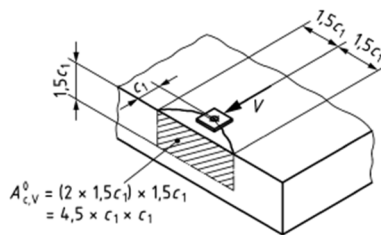


Abb. 2-64: Idealisierter Betonausbruchkörper und Fläche  $A_{c,v}^0$  für ein einzelnes Befestigungselement nach DIN EN 1992-4 [121]

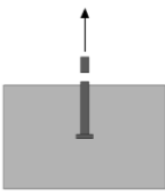
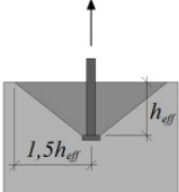
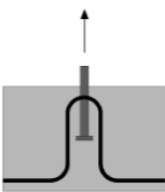
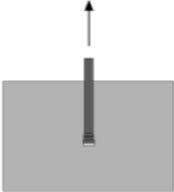
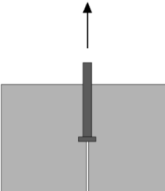
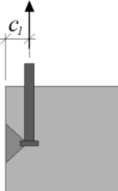
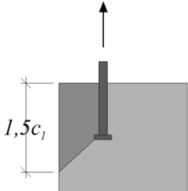
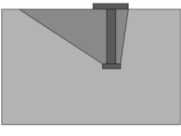
**2.5.5 Forschungsprojekt INFASO**

In den Untersuchungen von Kuhlmann et al. [126–128] wurden im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes INFASO (INnovative FASTening SOLUTIONS) Bemessungsmodelle für gelenkige Querkraftanschlüsse, Stützenfüße und

momententragfähige Verbundanschlüsse aus Befestigungen mit Kopfbolzen entwickelt. Das Ziel des Projektes war die Entwicklung von innovativen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton für gemischte Tragwerkskonstruktionen aus Stahlkonstruktionen mit Wänden und Fundamenten aus Stahlbeton. Die Bemessungsmodelle bauten auf der Komponentenmethode auf. Um die Komponentenmethode für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton anwenden zu können war es notwendig „neue“ Komponenten zu entwickeln. Die im Projekt untersuchten Anschlüsse und Bemessungskonzepte wurden zum Teil aus vorhandenen Komponenten unterschiedlicher Normen sowie aus dem Projekt „neu“ entwickelter Komponenten zusammengesetzt. Durch deren Verbindung miteinander können alle Komponenten das Tragverhalten der Anschlüsse realistisch abbilden.

In der folgenden Tabelle Tab. 2-7 ist ein Ausschnitt der Komponenten zwischen Stahl und Beton, welche u.a. im Forschungsprojekt INFASO beschrieben werden, dargestellt.

Tab. 2-7: Komponenten für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton [127]

Kopfbolzen auf Zug	Betonausbruch auf Zug	Zugversagen der Rückhängebewehrung	Herausziehen der Kopfbolzen
			
Spalten	Lokaler Betonausbruch	Betonkantenbruch	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite
			

Zur Bemessung der Betonkomponenten haben die Betoneigenschaften und die Wirkungsweise der Verankerung im Beton einen maßgeblichen Einfluss auf das Verschiebungsverhalten und somit auf die Kraft-Verformungskurve. Bei der Betrachtung der Zugkomponenten müssen diese Eigenschaften besonders berücksichtigt werden. Die gesamte Kraft-Verformungskurve für die Bemessung eines Kopfbolzens auf Zug kann durch ein rheologisches Modell beschrieben werden, welches die unterschiedlichen Komponenten vereint. Die einzelnen notwendigen Komponenten, die für die Verankerung mit zusätzlicher Rückhängebewehrung berücksichtigt werden müssen, sind:

- Komponente S: Stahlversagen des Kopfbolzens ( $\delta_{Rd,s} / N_{Rd,s}$ )
- Komponente C: Betonversagen ( $\delta_{Rd,c} / N_{Rd,c}$ )
- Komponente RS: Stahlversagen der Bügelbewehrung ( $\delta_{Rd,s,re} / N_{Rd,s,re}$ )
- Komponente RB: Verbundversagen der Bügelbewehrung ( $\delta_{Rd,b,re} / N_{Rd,b,re}$ )
- Komponente P: Herausziehen des Kopfbolzens ( $\delta_{Rd,p} / N_{Rd,p}$ )

Auf die einzelne Bemessung dieser Komponenten wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen. Eine Zusammenstellung der einzelnen Nachweise wird in [127] ausführlich beschrieben.

In [128] werden die im Forschungsprojekt INFASO untersuchten Parameter wie z.B. die Geometrie- und Materialparameter anhand eines einfachen Probekörpers mit Kopfbolzen im Zugversuch dargestellt. Mit den Versuchen konnte der Einfluss der Vorfaktoren der Betonkomponenten untersucht sowie das Last-Verformungsverhalten und die Steifigkeiten ermittelt werden. Im Folgenden sind die untersuchten Versuchsreihen dargestellt. Weiterhin wurden im INFASO- Projekt Untersuchungen an Hinterschnittdübeln durchgeführt auf die aber hier nicht weiter eingegangen wird.

### Versuchsreihe 1:

Der Versuchsaufbau besteht aus doppelten Kopfbolzen, um die Ergebnisse auf Verankerungen mit zwei oder vier Kopfbolzen zu übertragen. Die Komponentenversuche wurden in zwei aufeinander folgenden Versuchsreihen durchgeführt, im Folgenden als Teil 1 und Teil 2 bezeichnet. Nach Auswertung der Ergebnisse des Prüfprogramms von Teil 1 konnten die Komponentenversuche von Teil 2 definiert und das Testprogramm hinsichtlich der verwendeten Konfiguration optimiert werden. So wurde z.B. die Menge, die Lage und die Bemessung der Zusatzbewehrung bzw. die Abmessungen der Kopfbolzen im Hinblick auf die wichtigsten Ergebnisse von Teil 1 konfiguriert. Alle Versuche wurden in gerissenem Beton durchgeführt, um die schwierigste, aber realistische Situation zu beurteilen. Beispielhaft ist ein Versuchskörper mit Bewehrung aus dem ersten Teil in Abb. 2-65 dargestellt. Die Belastung dieser Untersuchungen erfolgte auf Zug, Querkraft oder einer Kombination aus beidem.

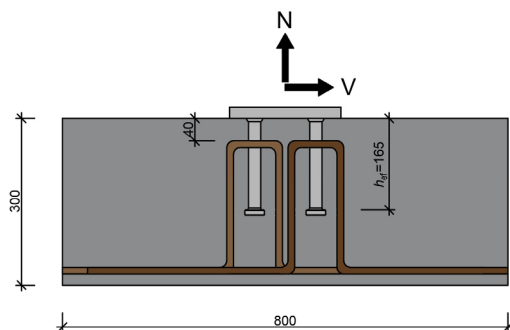


Abb. 2-65: Versuchsaufbau Versuchsreihe 1 aus dem INFASO- Projekt [126]

Im Teil 2 wurden der Einfluss der Zusatzbewehrung, der Abstand zwischen den Bewehrungsbügel und den Kopfbolzen sowie die Höhe der Zusatzbewehrung variiert.

### Versuchsreihe 2:

Das Ziel der zweiten Versuchsreihe (siehe Abb. 2-66) bestand darin, den Einfluss der Betonkomponenten an der Knotenverbindung mit Kopfbolzen zu untersuchen. Dies wurde erreicht, da in allen 12 Versuchskörper Betonversagen beobachtet werden konnte.

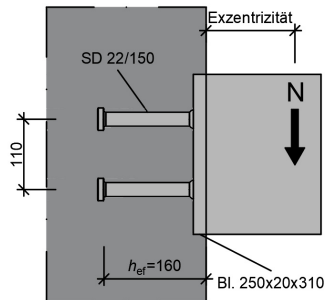


Abb. 2-66: Versuchsaufbau Versuchsreihe 2 aus dem INFASO- Projekt [126]

Bei den experimentellen Untersuchungen mit geringer Lastausmitte konnte ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite festgestellt werden. Mit größerer Lastexzentrizität wurde ein Betonversagen unter Zug festgestellt (vgl. Tab. 2-7). Das Betonversagen auf Zug ist auf die steife Ankerplatte zurückzuführen, welche bewirkt, dass die Kopfbolzendübel auf der lastabgewandten Seite voll auf Zug aktiviert werden konnten und ein Schubversagen der Verbindung nicht maßgebend wurde. Außerdem zeigten die Untersuchungen, dass die zusätzliche Bewehrung einen sehr starken Einfluss auf die Knotenverbindung hat. Die Bügelbewehrung bewirkte eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit sowie ein deutlich duktileres Verhalten, wodurch ein sprödes Versagen vermieden werden konnte. Mit Hilfe der Vorberechnungen an einem vereinfachten Komponentenmodell, welches für die Erstellung des Prüfprogramms entwickelt wurde, konnte die Tragfähigkeit der Verbindung ebenso wie die Versagensmodi vorhergesagt werden.

In weiteren Experimenten wurden Ankerplattenverbindungen von Stützenfüßen an Fundamenten sowie Verbunddeckenanschlüsse an Stahlbetonwände untersucht, die an dieser Stelle nicht weiter beschrieben werden.

Im Folgenden werden die aus dem INFASO-Projekt ermittelten Faktoren vorgestellt, welche einen Einfluss auf die Verankerung mit Betondübeln haben.

### Einfluss der Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit  $f_{ck}$  hat vor allem einen Einfluss auf die Komponenten „Betonausbruch auf Zug“ und „Herausziehen des Kopfbolzens“. In [128] wird dieser Einfluss in einer Parameterstudie mit zusätzlicher Rückhängebewehrung und ohne zusätzliche Rückhängebewehrung untersucht. Aus den Untersuchungen folgt, dass

die Steifigkeit für die Versuche mit Rückhängebewehrung sowie die ohne Rückhängebewehrung ähnlich sind. Die größte Abhängigkeit kommt aus der Betonfestigkeit  $f_{ck}$ .

### *Einfluss der Verankerungstiefe*

Für die Komponente „Betonausbruch“ ist die effektive Verankerungstiefe  $h_{ef}$  der wichtigste Faktor mit der Folge, dass diese einen maßgeblichen Einfluss auf die Maximallast und die Steifigkeit hat. Da die wirksame Verankerungslänge  $l_1$  der Rückhängebewehrung ebenfalls abhängig von der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  ist, hat diese ebenfalls eine direkte Auswirkung auf die Verbundspannungen und beeinflusst die Versagenslast des Verbundversagen.

Außerdem wurde in den Untersuchungen festgestellt, dass bei Kopfbolzen mit kleiner Einbindelänge spröde Versagensmechanismen auftraten. Bei einer Einbindelänge von 115 mm brach der Beton zwischen der Rückhängebewehrung aus und es kam zu dem sogenannten kleinem Druckstrebenbruch. Bei Verankerungslängen von 65 mm kommt es rechnerisch zu einem Verbundversagen der Rückhängebewehrung.

### *Einfluss der Aufstandsfläche des Kopfbolzens*

Die Aufstandsfläche des Kopfbolzens  $a$  hat den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Komponente „Herausziehen des Kopfbolzens“. Speziell im Bereich von kleinen Verformungen kann in den dargestellten Untersuchungen ein erheblicher Einfluss auf die Steifigkeit festgestellt werden.

### *Einfluss der Verbundfestigkeit*

Weiterhin wurde der Einfluss der Verbundfestigkeit  $f_{bd}$  der zusätzlichen Rückhängebewehrung untersucht, welche zum größten Teil abhängig von der Betonfestigkeit  $f_{ck}$  ist. Die Untersuchungen mit Verbundfestigkeiten zwischen  $f_{bd} = 0$  MPa und  $f_{bd} = 5$  MPa ergaben, dass bei geringen Verformungen die Verbundfestigkeit kaum einen Einfluss auf die Verankerungen hat, welche zwar bei größeren Verformungen etwas zunimmt, aber immer noch einen eher geringen Einfluss hat.

### *Einfluss des Durchmessers und der Anzahl der Bügel aus der Rückhängebewehrung*

Der Durchmesser der zusätzlichen Rückhängebewehrung  $d_{s, re}$  hat einen direkten Einfluss auf das Verbundversagen sowie auf die Versagenslast beim Fließen der Rückhängebewehrung. Die Untersuchungen wurden mit Durchmessern zwischen 6 und 20 mm durchgeführt. Es stellte sich heraus, dass bei kleinen Verformungen die Größe der Bewehrung kaum einen Einfluss auf die Steifigkeit hat, da die Bewehrung erst bei größeren Verformungen aktiviert wird. Mit einer ansteigenden Verformung nimmt auch der Einfluss der Rückhängebewehrung auf die Steifigkeit zu. In den dargestellten Untersuchungen konnte die maximale Tragfähigkeit jedoch durch einen größeren Durchmesser nur leicht gesteigert werden, da vorzeitig ein Versagen des Kopfbolzenschaftes auftrat. Wird die Anzahl der Bewehrungsbügel verringert kommt es zu einem spröderen Versagensmechanismus, was auf die geringere Oberfläche der Rückhängebewehrung zurückzuführen ist.

### 2.5.6 Dissertation Berger 2015 an der Uni Stuttgart

Berger untersucht in seiner Dissertation aus 2015 [125] die Rückhängebewehrung von Ankerplatten mit Kopfbolzenanschlüssen. Er beschreibt das Trag- und Verschiebungsverhalten sowie die Bemessung von Kopfbolzenverankerungen mit und ohne Rückhängebewehrung unter Zuglast auf Grundlage von experimentellen und analytischen Untersuchungen. Außerdem befasst er sich mit dem Last-Verschiebungsverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe, um die Rückhängebewehrung zu optimieren. Er beschreibt die bei Kopfbolzenverankerungen unter Zuglast relevanten Komponenten und deren Zusammenwirken. Außerdem wird das Tragverhalten und die möglichen Versagensarten in Verbindung mit einem neuen Bemessungsmodell für die Tragfähigkeit einer zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerung mit Rückhängebewehrung entwickelt. Bei unbewehrten Ankerplattenanschlüssen wird oftmals ein sprödes Betonversagen maßgebend, weshalb eine plastische Bemessung und eine Lastumlagerung unmöglich ist. Durch die Anordnung einer Rückhängebewehrung wird der Bruchkegel zurückgehalten und ein sprödes Betonversagen verhindert. Die korrekte Bewehrungsführung führt zu einer höheren Duktilität sowie einer erheblichen Laststeigerung. Der Aufbau einer seiner Versuchskörper ist beispielhaft in Abb. 2-67 dargestellt.

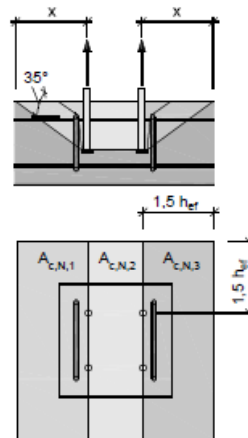


Abb. 2-67: Experimentelle Darstellung eines Probekörpers von Berger 2015 [125]

Weiterhin hat Berger ein neues Modell für die Bemessung von Kopfbolzenverankerungen mit Rückhängebewehrung unter Zuglast entwickelt. Das Modell nach DIN CEN/TS 1992-4-2 [117] führt nach Berger nur bei einer großen Menge an Rückhängebewehrung zu einer Laststeigerung und liegt somit sehr stark auf der sicheren Seite. Bei seiner Modellbildung hat Berger das Zusammenwirken der Kraft in der Bewehrung und der Kraft im Beton berücksichtigt. Auf der Grundlage des Bruchverhaltens definierte Berger zwei Versagensarten für Verankerungen mit Rückhängebewehrung. Dabei untersuchte er das Fließen der Rückhängebewehrung und das Betonversagen bzw. den Druckstrebenbruch und erstellte einen Vorschlag zur Erweiterung des Bemessungskonzeptes nach DIN CEN/TS 1992-4-2.

Kommt es zu einem Fließen der Rückhängebewehrung bildet sich ein Ausbruchkegel, der dem Kegel einer Verankerung ohne Rückhängebewehrung entspricht (Abb. 2-68 links). Durch eine starke Bewehrung kann das Fließen verhindert werden und ein Betonversagen eintreten. Die Druckstreben im Beton können beim Erreichen einer bestimmten Last versagen. Diese Bruchlast ist vor allem von der Lage der Rückhängebewehrung abhängig. Je größer der Abstand der Rückhängebewehrung zum Kopfbolzen ist, desto geringer ist die aufnehmbare Kraft. Liegt die Rückhängebewehrung außerhalb des primären Ausbruchkegels kann die Rückhängebewehrung nicht aktiviert werden und es kommt zu keiner Laststeigerung gegenüber einem unbewehrten Prüfkörper. Beim Betonversagen bzw. dem Druckstrebenbruch bildet sich je nach Lage der Rückhängebewehrung im primären Ausbruchkegel ein sekundärer Ausbruchkegel (Abb. 2-68 rechts). Die Rissflächen des sekundären Ausbruchkegels gehen vom Kopfbolzen zu den Aufbiegungen der Rückhängebewehrung und dann als unbehinderter Ausbruchkegel weiter zur Betonoberfläche.

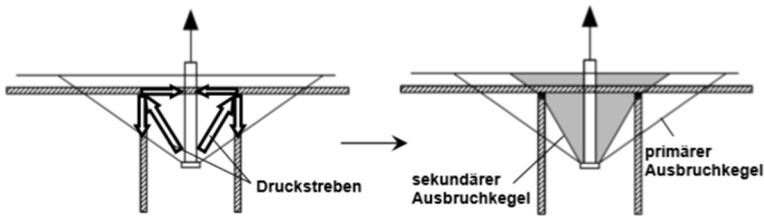


Abb. 2-68: Krafteinleitung in eine Verankerung mit Rückhängebewehrung (links) und Bruchkegel beim Betonversagen (rechts) nach [125]

Auf Grundlage der Bemessung nach dem CC-Verfahren entwickelte Berger für die Ermittlung der Höchstlast beim Fließen der Rückhängebewehrung eine Bemessung nach Gleichung (2.71):

$$N_u = N_{u,c} + \alpha_{ef} \cdot N_{sy} \leq N_{u,max} \quad (2.71)$$

$N_u$  Höchstlast beim Fließen der Rückhängebewehrung [N]

$N_{u,c}$  Betonausbruchlast einer identischen Verankerung ohne Rückhängebewehrung nach Gleichung aus dem CC-Verfahren (modifiziert dargestellt in Gleichung (2.65))

$\alpha_{ef}$  = 0,6; Effektivitätsfaktor der Rückhängebewehrung

Mit:

$$N_{sy} = n_s \cdot a_s \cdot f_y \quad (2.72)$$

$N_{sy}$  Kraft in der Bewehrung am Fließpunkt [N]

$a_s$  Querschnittsfläche eines Bewehrungsstabes [mm<sup>2</sup>]

$f_y$  Fließspannung des Bewehrungsstahls [N/mm<sup>2</sup>]

$n_s$  Anzahl der Bewehrungsstäbe in der Rückhängebewehrung [-]

Die Ermittlung der Traglast beim Betonversagen bzw. dem Druckstrebenbruch wurde nach Berger um einen Faktor  $\psi_{\text{support}}$  erweitert und ist nach Gleichung (2.73) zu ermitteln.

$$N_{u,\text{max}} = \psi_{\text{support}} \cdot N_{u,c} \quad (2.73)$$

$N_{u,\text{max}}$     Höchstlast beim Betonversagen bzw. Druckstrebenbruch [N]  
 $\psi_{\text{support}}$     Erhöhungsfaktor (Abstützungsfaktor) beim Betonversagen  
                  bzw. Druckstrebenbruch [-]

Dabei ist  $\psi_{\text{support}}$  abhängig von der Lage Bewehrung zur Oberflächenbewehrung. Wird die Oberflächenbewehrung nicht von der Rückhängebewehrung umschlossen beträgt:

$$\psi_{\text{support}} = \frac{2,5}{1 + \frac{x}{h_{\text{ef}}}}$$

Für den Fall, dass die Rückhängebewehrung von der Oberflächenbewehrung umschlossen wird, beträgt:

$$\psi_{\text{support}} = 2,75 - 1,17 \cdot \frac{x}{h_{\text{ef}}}$$

Bei der Anwendung dieser Formeln ist jedoch das Vorgehen bei Gruppenverankerungen und das gemischte Versagen nach Berger zu beachten.

### 2.5.7 Untersuchungen von Kuhlmann und Rybinski

Kuhlmann und Rybinski [129; 130] untersuchten 2007 das Tragverhalten von Ankerplattenanschlüssen mit Rückhängebewehrung in stabförmigen Bauteilen. Das Ziel der Untersuchungen bestand darin, ein einfaches Bemessungsmodell auf Basis der Komponentenmethode zu entwickeln. In den Untersuchungen wurden mehrere Versuche durchgeführt, bei denen die Parameter:

- Betonfestigkeit,
- Bügelbewehrung und
- Randabstand der Kopfbolzen

variiert wurden.

Die Tragfähigkeit der Experimente wurde durch die Tragfähigkeit der schwächsten Komponente bestimmt. Die Lastaufteilung erfolgt aus den Gleichgewichtsbedingungen und soll mit Hilfe eines Stabwerkmodells bestimmt werden. In Abb. 2-69 ist das Stabwerkmodell für zugbeanspruchte Anschlüsse mit Rückhängebewehrung dargestellt.

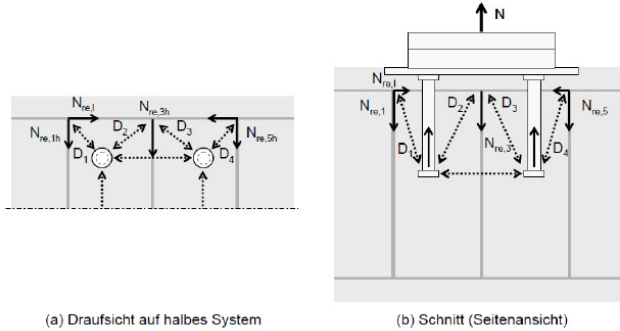


Abb. 2-69: Stabwerkmodell zur Kraftübertragung zwischen Kopfbolzen und Beton für Zug (Abbildung aus [125])

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen und der Berücksichtigung der vorhandenen Berechnungsansätze wurde ein Modell für Ankerplatten in randnaher Lage entwickelt. Es konnte auch hier festgestellt werden, dass die Rückhängebewehrung zu einer deutlichen Laststeigerung führen kann. Die Versagensarten wurden ebenfalls durch einzelne Komponenten abgebildet.

## 2.5.8 Weitere Untersuchungen

### 2.5.8.1 Untersuchungen von Sawade an der Uni Stuttgart

Sawade entwickelte in seiner Dissertation von 1994 [131] ein Modell zur Beschreibung des Rissprozesses bei zugbeanspruchtem Beton. Er beschreibt, dass die Rissausbreitung und Rissöffnung als zeitabhängige Vorgänge betrachtet werden, bei denen Energie dissipiert wird.

Für zugbeanspruchte Kopfbolzen beschreibt Sawade die Höchstlast nicht über die Betonzugfestigkeit, sondern über den E-Modul und die Bruchenergie des Betons.

Die Höchstlast nach [131] beträgt:

$$N_u = 2,1 \cdot \sqrt{E_c \cdot G_F} \cdot h_{ef}^{1,5} \tag{2.74}$$

mit:

- $E_c$  E-Modul des Betons [N/mm<sup>2</sup>]
- $G_F$  Bruchenergie des Betons [N/mm]
- $h_{ef}$  Verankerungstiefe [mm]

Weiterhin konnten die oben genannten Ergebnisse von Sawade durch die numerischen Untersuchungen von Ožbolt aus 1995 [132] bestätigt werden. Die Untersuchungen von Ožbolt haben jedoch ergeben, dass die Zugfestigkeit bei konstanter Bruchenergie einen geringen Einfluss auf die Betonausbruchlast hat, diese jedoch bei konstanter Betonzugfestigkeit etwa proportional der Wurzel der Bruchenergie zunimmt.

## **2.6 Zusammenfassung bisheriger Untersuchungen und Schlussfolgerungen für eigenen Forschungsbedarf**

Um die Verankerung von Betondübeln in wandartigen Bauteilen zu untersuchen, wurde in diesem Kapitel zunächst das Anwendungsgebiet sowie die bereits durchgeführten Forschungsarbeiten von Verbunddübeln vorgestellt. Die aufgeführten Untersuchungen und Entwicklungen von Betondübeln werden hauptsächlich auf kontinuierliche Verbundmittel übertragen, wie sie beispielsweise bei Verbunddecken oder Verbundbrücken vorkommen. Aus dieser Belastungsrichtung werden auch die Versagensarten hergeleitet. Zum Beispiel beziehen sich die Versagensarten Spalten und Ausstanzen bei den vorgestellten Untersuchungen auf die geringe Plattendicke oberhalb des Stahlträgers, bei denen die Verbundmittel senkrecht zur Plattenoberseite angeordnet sind. Die geringe Plattendicke von Verbunddecken führt dann zu einem Ausstanzen oder einem Spalten des Deckenbetons.

Gemeinsamkeiten konnten zwischen den zu untersuchenden Verankerung von Betondübeln und jenen mittels Kopfbolzen, insbesondere den Ankerplatten, festgestellt werden. Bei den Verankerungen mit Kopfbolzen kommt es unter Zugbelastung ebenfalls zu den Versagensarten Spalten und Ausstanzen bzw. kegelförmigem Betonausbruch. Bei einer randnahen Anordnung von Kopfbolzen kann ein seitlicher Ausbruch oder ein Betonkantenbruch maßgebend werden. Die Wirkungsrichtung und die Position der Kopfbolzendübel haben dieselben Lastrichtungen wie die in dieser Arbeit zu untersuchende Konstruktion. Die Lastübertragung der Verbunddübel in den Beton unterscheiden sich allerdings stark von der Lastübertragung der Kopfbolzen. Die Kopfbolzen haben die Krafterleitungsfläche rund um den Bolzenschaft verteilt, während die Lastausbreitung des Einbauteils mit dem gewählten Klothoidenausschnitt nur in Teilbereichen möglich ist. Bei den zu untersuchenden Bauteilen werden ähnliche Versagensbilder wie in der Befestigungstechnik erwartet, jedoch wird die große Störstelle, die sich im Beton auf Grund des Einbauteils ergibt, einen zusätzlichen Einfluss auf das Versagen des Prüfkörpers haben. Das Einbauteil kann möglicherweise ein Spalten des Versuchskörpers begünstigen, wenn dieser nicht durch eine entsprechende Bewehrung zusammengeschnürt wird.

Auf Grundlage der in diesem Kapitel vorgestellten Untersuchungen werden die Vorteile der Betondübel auf eine punktuelle Verankerung übertragen. Dabei wird bei der Interpretation der experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen sowie der Herleitung der Ingenieurmodelle ein Bezug zu den Nachweisen aus der Befestigungstechnik hergestellt, um die Tragmechanismen einer Verankerung mit Betondübeln zu verifizieren. Das Ziel ist es, durch die Verankerung mit Betondübeln hohe Traglasten und ein duktileres Tragverhalten sicherzustellen.

Da die Untersuchungen an der Stahldübelnform bereits sehr fortgeschritten sind, wird auf Grund der Erfahrungen und den guten dynamischen Eigenschaften die klothoidenförmigen Dübelnformen in den Experimenten verwendet und die Auswirkungen auf den umliegenden Beton untersucht. Die geringe Betondeckung der Verankerung stellt in den Experimenten dieser Arbeit den maßgebenden Parameter dar. Durch diese wandartigen Bauteile und die geringe Betondeckung werden bei der zu untersuchenden Konstruktion vor allem ein Versagen vergleichbar mit dem lokalen

Betonausbruch und dem Betonkantenbruch aus der Befestigungstechnik erwartet. Des Weiteren wird der Ausbruchkegel infolge einer Zugbelastung von der dünnen Wandstärke stark beeinflusst. Daher wird die Bewehrungsführung innerhalb dieses Ausbruchkegels für die Traglast entscheidend sein. Zum Beispiel konnte bereits in der Veröffentlichung von Fromknecht et. al aus dem Jahr 2010 [133] eine deutliche Laststeigerung durch die Anordnung einer Rückhängebewehrung festgestellt werden. Das Ergebnis war eine 4- bis 22- fache Steigerung der Tragfähigkeit in den Versuchen gegenüber den damals gültigen Zulassungen für Kopfbolzen [134; 135].

Im folgenden Kapitel 3 werden die Vorgehensweise und Entwicklung der Prüfkörper vorgestellt und erläutert.

### 3 Methodik und Voruntersuchungen

#### 3.1 Entwicklung der Versuchskörper

Zur Entwicklung der Verankerung von Stahlprofilen mit klothoidenförmigen Ausnehmungen als Betondübel wird in diesem Kapitel die Methodik dieser Arbeit sowie erste Voruntersuchungen vorgestellt. Auf Grundlage der vorgestellten Untersuchungen in Kapitel 2 wurden Versuchskörper erarbeitet, die das Tragverhalten der Verankerungslösung des Hybrid<sup>2</sup>-Turmes beschreiben. Die numerischen FE-Berechnungen wurden durchgeführt, um die aufwendigen experimentellen Untersuchungen zu erweitern. Im ersten Schritt dienen die numerischen Modelle der Vorbemessung und Optimierung der experimentellen Versuchskörper. Eine erste numerische Parameterstudie wurde erstellt, um die entscheidenden Parameter herauszufiltern. Im Nachgang der experimentellen Untersuchungen wurden die Ergebnisse der Simulationen am Laborversuch validiert. Mit Hilfe der Laborversuche und der numerischen Berechnungen werden die Tragmechanismen der Prüfkörper beschrieben, um statische Ingenieurmodelle herzuleiten.

In Abb. 3-1 ist links die Verankerungslösung für den Hybrid<sup>2</sup>-Turm und rechts der erste Versuchskörper dargestellt. Die ersten Versuchskörper wurden als Abscherversuche (bzw. Push-Out Versuche) in Anlehnung an die DIN EN 1994-1 [79] Anhang B durchgeführt. Die Abmessungen der Versuchskörper wurden so gewählt, wie diese auch im Turm vorkommen können.

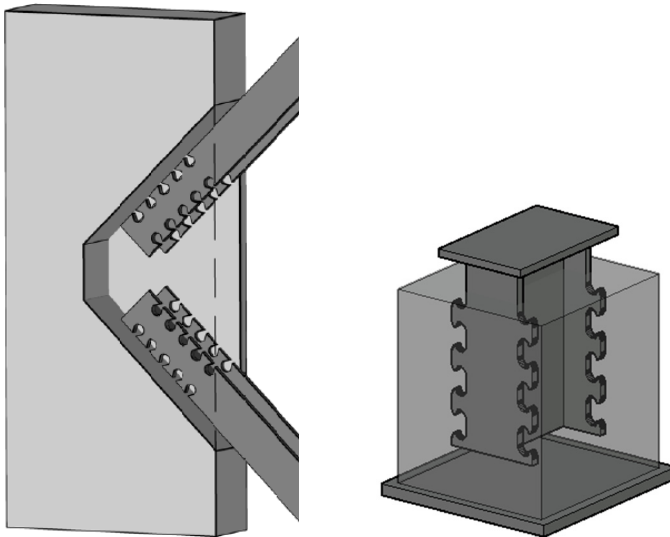


Abb. 3-1: links: Verankerungslösung für den Hybrid<sup>2</sup>-Turm, rechts: erste Push-Out-Versuche

Die ersten Push-Out-Versuche zeigten bereits, dass durch eine geeignete Bewehrungsführung sehr hohe Druckbeanspruchungen auf das Bauteil aufgebracht werden können und ein duktiler Tragverhalten erreicht wird. Die ersten Risse und somit der Einfluss auf die Tragfähigkeit wurden durch die geringen Wandstärken bestimmt. Gerade bei einer Zugbelastung beeinflusst die geringe Wandstärke die

Traglast der Experimente. Durch Beobachtung der Rissentwicklung und Auswertung der Bauteilprüfkörper konnten vergleichbare Tragmechanismen festgestellt werden, wie sie in der Befestigungstechnik mit Ankerplatten oder Kopfbolzenverbindungen auftreten. Unter Berücksichtigung des Ansatzes aus der Befestigungstechnik, dass der dem Bauteilrand nächstgelegene Kopfbolzen für die Steifigkeit und Tragfähigkeit einer Verankerung verantwortlich ist, wurde ein symmetrischer wandartiger Versuchskörper mit nur einer Dübelreihe entwickelt (siehe Abb. 3-2). Eine detaillierte Beschreibung der experimentellen Prüfkörper wird in Kapitel 4 erläutert.

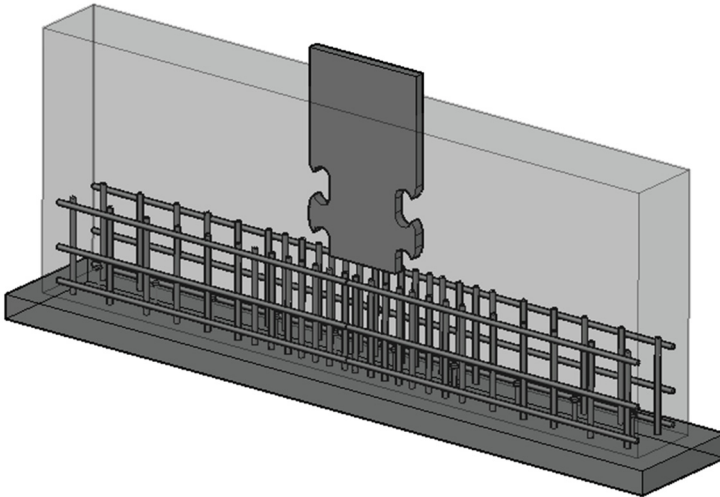


Abb. 3-2: Versuchskörper zur Ermittlung der Zugtragfähigkeit bei Verankerungen mit klothoidenförmigen Verbunddübeln

Es stellte sich heraus, dass für die Tragfähigkeit der Prüfkörper neben der Wanddicke vor allem die Parameter: Betonzugfestigkeit, Verankerungstiefe, Dübelgeometrie und die Rückhängebewehrung entscheidend sind. Des Weiteren wurde festgestellt, dass verschiedene Traglastkriterien zu Schädigungen im Bauteil führen. Schon bei geringen Zuglasten in Relation zur Maximaltragfähigkeit stellte sich ein erster Betonausbruchkegel bei den Experimenten ein. Dieser wurde als primäres Traglastkriterium eingeordnet. Mit Hilfe einer geeigneten Bewehrungswahl sind jedoch weitere Laststeigerungen möglich, bis sich ein zweiter kegelförmiger Ausbruchkegel in den Experimenten einstellt. Die Traglast dieses Ausbruchkegels ist dabei stark abhängig von der Rückhängebewehrung und der Einbindetiefe des Stahleinbauteils. Die Weiterentwicklung oder Optimierung des Stahldübel ist nicht Teil der aufgeführten Untersuchungen. Mit Hilfe von Dehnungsmesstreifen wurden lediglich die Dehnungen im Stahldübel aufgezeichnet und mit den Regeln der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen verglichen. Ein Versagen des Stahldübel wurde durch eine entsprechende Dicke des Stahleinbauteils ausgeschlossen.

### 3.2 Numerische Parameterstudie zur Voruntersuchung

Die erste numerische Parameterstudie wurde als Grundlage für das Experiment VR4-ZV-3 aus Kapitel 4.5 erstellt. Diese Berechnungen wurden noch nicht mit im Labor durchgeführten Experimenten validiert und dienen lediglich als Voruntersuchung. Das numerische Modell A 1.1 ist in Abb. 3-3 dargestellt. Zur besseren Darstellung wurde die vordere Betonhälfte ausgeblendet, damit das Stahleinbauteil und die Bewehrung zu erkennen sind. Durch die Bauteilsymmetrie war es ausreichend, nur die Hälfte des Prüfkörpers zu modellieren. Die verwendete FE-Software, die hinterlegten Materialmodelle und die Modellierung der einzelnen Bauteile werden im Kapitel 5 ausführlich beschrieben.

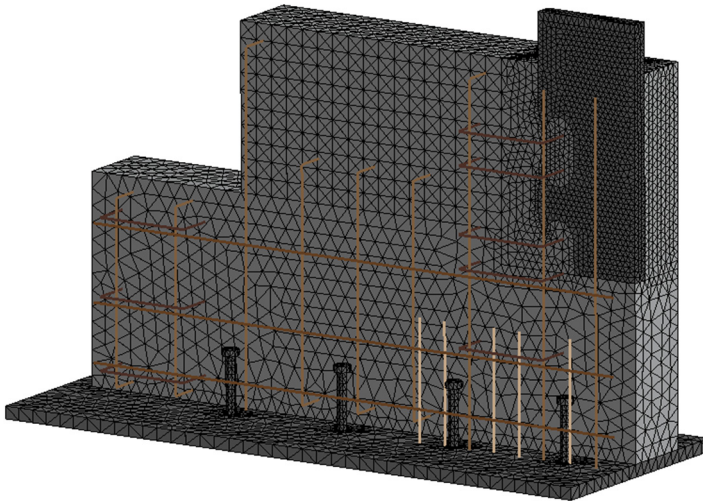


Abb. 3-3: Numerisches Modell A 1.1 für die erste Parameterstudie als Voruntersuchung und Entwicklung der Prüfkörper

Die in der ersten numerischen Parameterstudie variierten Geometrien und Materialeigenschaften sind in Tab. 3-1 dargestellt. Gegenüber dem Ausgangsmodell A 1.1 wurden die Wanddicke, die Betonfestigkeit, die Dübelgeometrie, die Verankerungstiefe sowie die Bewehrungsführung variiert. Das Ausgangsmodell A 1.1 ist in der folgenden Tabelle grün markiert und wurde durch folgende Randbedingungen diskretisiert:

- Wanddicke  $c_1 = 70 \text{ mm}$
- Betonfestigkeit  $f_{cm} = 42,5 \text{ N/mm}^2$
- Dübelgeometrie  $e_x = 120 \text{ mm}$
- Verankerungstiefe  $h_{sz} = 126 \text{ mm}$
- Rückhängebewehrung  $A_{rhb} = 6x \text{ Ø}8\text{mm}$

Tab. 3-1: Parameterstudie zu den numerischen Voruntersuchungen (grün: Ausgangsmodell A 1.1; grau: FE-Modell mit Änderungen berechnet und ausgewertet)

		Variation der Wanddicke $c_1$		
<b>Betonfestigkeit</b>	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	70 mm	100 mm	130 mm
	42,5	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	60	A 2.1		
	80	A 3.1		
<b>Dübelgeometrie</b>	$e_x$ [mm]			
	120	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	150	B 2.1		
<b>Verankerungstiefe</b>	$h_{sz}$ [mm]			
	126	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	176	C 2.1		
<b>Variation der Rückhängebewehrung</b>	$A_{rhb}$ Ø			
	6 Ø8	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	ohne Bew	D 2.1		
	6 Ø12	D 3.1	D 3.2	D 3.3
<b>Weitere Untersuchungen</b>				
<b>Verankerungstiefe + <math>A_{rhb} = 6 \text{ Ø}12</math></b>	$h_{sz}$ [mm]			
	176	D 4.1		
	226	D 5.1		

In Abb. 3-4 ist die Last- Verformungskurve des Ausgangsmodells A 1.1 ab einer Belastung > 60 kN dargestellt. Um die Auswertung übersichtlich zu gestalten, wurde für die weiteren Berechnungen lediglich die maximale Belastung sowie der dazugehörige Schlupf als maßgebender Extremwert dargestellt und zur besseren Darstellung linear verbunden. Dies ermöglicht es, eine Tendenz für die Auswirkung der unterschiedlichen Parameter zu gewinnen. Dargestellt sind in diesem Diagramm nur die aus Tab. 3-1 grau hinterlegten Modelle. Bei den Modellbezeichnungen ohne

Hintergrundfarbe ist eine Gegenüberstellung nicht möglich, da das Versagen nicht auf den variierten Parameter zurückzuführen ist. Die einzelnen Modelle wurden im Anhang ausgewertet.

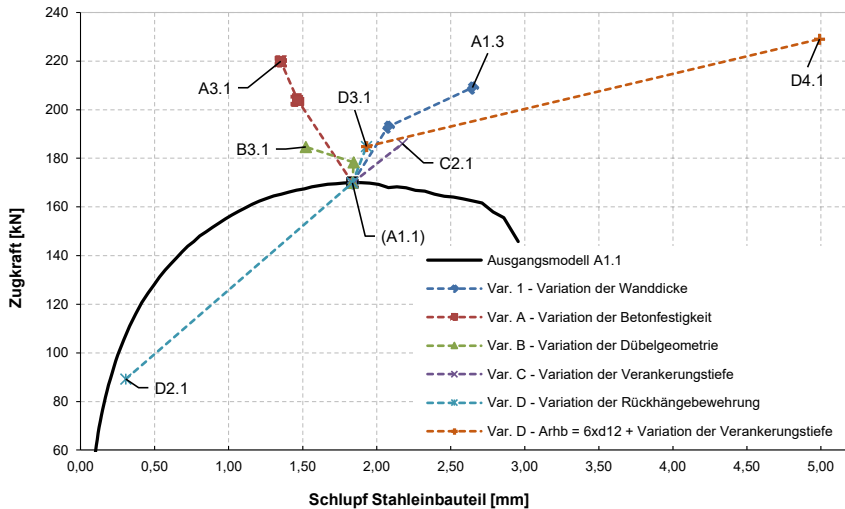


Abb. 3-4: Ergebnisse der numerischen Parameterstudie im Vergleich zum Ausgangsmodell A1.1

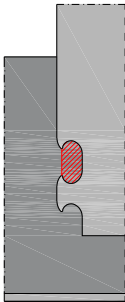
Aus den Ergebnissen geht hervor, dass die Wanddicke (Var. 1) einen großen Einfluss auf die Bruchlast und das duktile Verformungsvermögen des Versuchskörpers hat. Durch die Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse (Var. A) wird das Bauteil steifer und kann ebenfalls eine höhere Zugkraft aufnehmen. Der Einfluss der Dübelgeometrie (Var. B) hat einen geringeren Einfluss auf die Tragfähigkeit. Durch größere Geometrien der Klothoidenform sind Laststeigerungen möglich. Das Versagen in diesem Prüfkörper ist jedoch nicht direkt abhängig von der Dübelgeometrie, was an dem unkontrollierten Verlauf der verbundenen Extremwerte zu erkennen ist. Die Veränderung der Verankerungstiefe (Var. C) führt zu einer Laststeigerung bei gleichzeitiger Schlupfzunahme. In (Var. D) wurde zunächst die Rückhängebewehrung variiert, wodurch ein deutlicher Einfluss der Tragfähigkeit zu erkennen ist. Im Versuch D 4.1 wurde zusätzlich noch die Verankerungstiefe verändert, wodurch in dieser Parameterstudie die größte Last und der größte Schlupf des Stahlbauteils erreicht werden konnte.

### 3.3 Zusammenfassung der möglichen Traglastkriterien

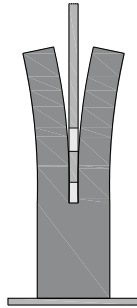
Grundsätzlich werden in diesem Vorhaben die in Tab. 3-2 dargestellten sieben Risszustände mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen sowie numerischen Berechnungen näher betrachtet um darauf aufbauend Ingenieurmodelle zu entwickeln sowie das Tragverhalten zu optimieren. Da ein einzelner Risszustand nicht zwangsläufig zu einem Bruch bzw. einem Versagen des Experimentes führte, werden in dieser Arbeit unterschiedliche Traglastkriterien beschrieben.

Tab. 3-2: Darstellung der Traglastkriterien zur Untersuchung von Betondübeln

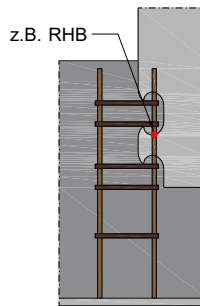
1) Abscheren des  
Betondübeln



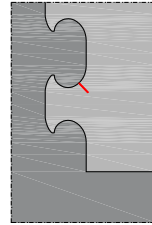
2) Spalten



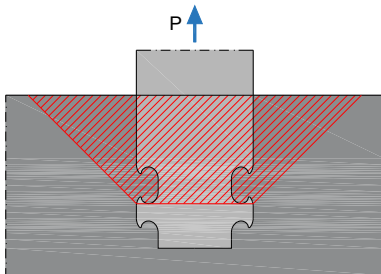
3) Fließen der  
Bewehrung



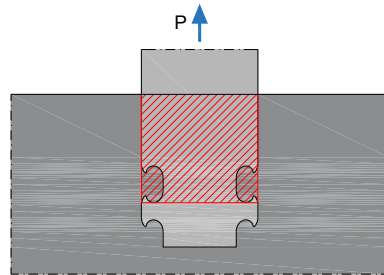
4) Stahlversagen



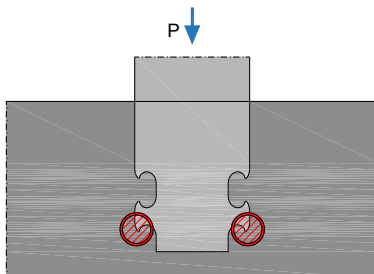
5) Kegelförmiger Betonausbruch  
(Ausstanzen/ Push-Out)



6) Lokales Aufspalten im Bereich der  
Verankerung (Betonausbruch/  
Betonkantenbruch)



7) Lokaler Betonausbruch (Pry-Out)



Das Abscheren des Betondübel (Traglastkriterium 1) tritt in der Regel bei kleinen Ausnehmungen in Kombinationen mit großen Blechdicken auf. Der Betondübel versagt zweischnittig unter Schubbeanspruchungen und es kann zu einem spröden Versagen des Bauteils führen. Das Abscheren kann durch Querdruckspannungen oder einer geeigneten Dübelbewehrung verhindert werden. Durch den im Bauteil vorhanden mehraxialen Spannungszustand treten Querkzugspannungen senkrecht zum Stahlblech auf, was zu einem Spalten des Betonbauteils führt (Traglastkriterium 2). Dieses Versagen tritt bei geringen Wanddicken auf und reduziert die Tragfähigkeit des Bauteils. Die untersuchte Spaltbewehrung verhindert den seitlichen Ausbruch des Betons, führt jedoch zu keiner Laststeigerung. Eine ausreichende Ausstanzbewehrung und Rückhängebewehrung erhöhen die Tragfähigkeit des Bauteils. Ein Fließen dieser Bewehrung führt zu plastischen Verformungen (Traglastkriterium 3). Das Fließen des Stahldübel (Traglastkriterium 4) tritt bei geringen Blechdicken auf. Durch das duktile Verhalten des Stahls treten zunächst sehr starke plastische Verformungen auf bis zu einem Abriss des Stahlzahns. Das Ausstanzen des Betonkörpers macht sich durch einen kegelförmigen Betonausbruch in Richtung der eingeleiteten Kraft bemerkbar (Traglastkriterium 5). Das lokale Aufspalten im Bereich der Verankerung (Traglastkriterium 6) tritt in der Regel durch quer zum Bauteilrand gerichtete Belastungen auf. Durch das Herausziehen des Stahleinbauteils entstehen Spaltkräfte quer zum Bauteilrand, die durch die geringe Wanddicke ein Aufspalten herbeiführen. Ob dieses Traglastkriterium auf Grundlage eines Ausbruchkegels oder eines Betonkantenbruchs hergeleitet werden kann, wird in dieser Arbeit untersucht. Der lokale Betonausbruch (Traglastkriterium 7) entsteht ebenfalls bei einer sehr geringen Betondeckung des Verbundmittels und führt zu einem Ausbruch dieser Betondeckung im Bereich der Lasteinleitung.

Zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von klothoidenförmigen Betondübeln werden experimentelle statische Druck- und Zugversuche durchgeführt. Im ersten Schritt werden Standard-Abscherversuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 Anhang B [79] durchgeführt, um das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundmittel und den Einfluss der Bewehrungsanordnung zu untersuchen. Bei allen Prüfkörpern wird eine Blechstärke von 20 mm ausgewählt, sodass ein Versagen der Stahldübel ausgeschlossen und das Versagensverhalten im Beton detailliert untersucht werden kann. In weiteren Versuchsreihen wird ein symmetrischer Zugversuch bestehend aus einem Stahlblech mit zwei Stahldübeln entwickelt, welcher zentrisch aus einer Betonscheibe herausgezogen wird. Mit Hilfe dieser Zugversuche wird der Einfluss der Bewehrungsanordnung untersucht, um auf deren Grundlage ein statisches Ingenieurmodell zu entwickeln. Die FE-Berechnungen in Abschnitt 5 ergänzen die durchgeführten Experimente.



## 4 Experimentelle statische Untersuchungen

### 4.1 Allgemeine Bezeichnungen der Prüfkörper

In den folgenden Abb. 4-1 und Abb. 4-2 sind die Standard-Abscherversuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 Anhang B [79] dargestellt und beschriftet. Die Abmessungen der durchgeführten Experimente sind in Tab. 4-1 und Tab. 4-2 aufgeführt. Bei den Druckversuchen wurde unterhalb der Stahleinbauteile ein Dämmstreifen (grüne Schraffur) eingebaut, um eine direkte Kraftübertragung zwischen den Stirflächen des Stahleinbauteils und dem Beton zu verhindern.

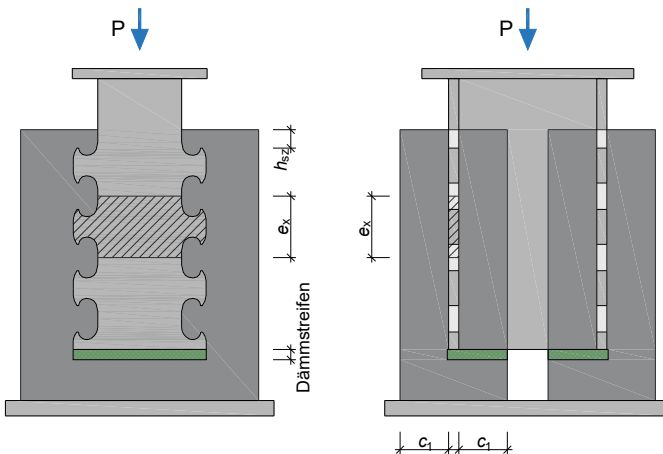


Abb. 4-1: Darstellung und Bezeichnungen am Prüfkörper der Standard-Abscherversuche

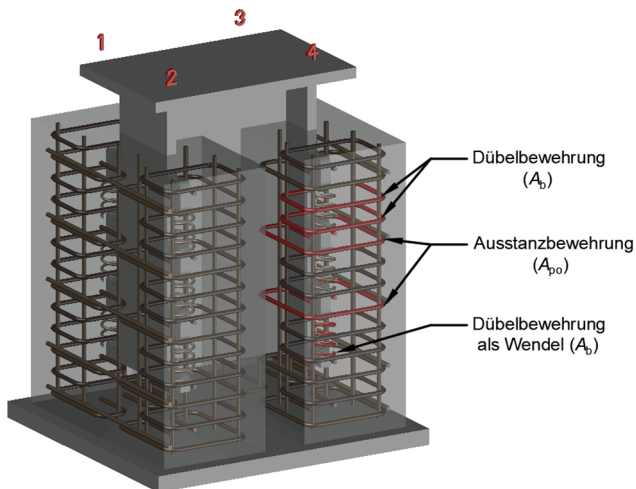


Abb. 4-2: Darstellung und Bezeichnungen der Bewehrungsanordnungen am Prüfkörper der Standard-Abscherversuche

In den folgenden Abb. 4-3 bis Abb. 4-5 sind die Zugversuche der Bleche mit zwei klothoidenförmigen Ausnehmungen in den wandartigen Bauteilen dargestellt. Die durchgeführten statischen Zugversuche werden im Kapitel 4.5 beschrieben.

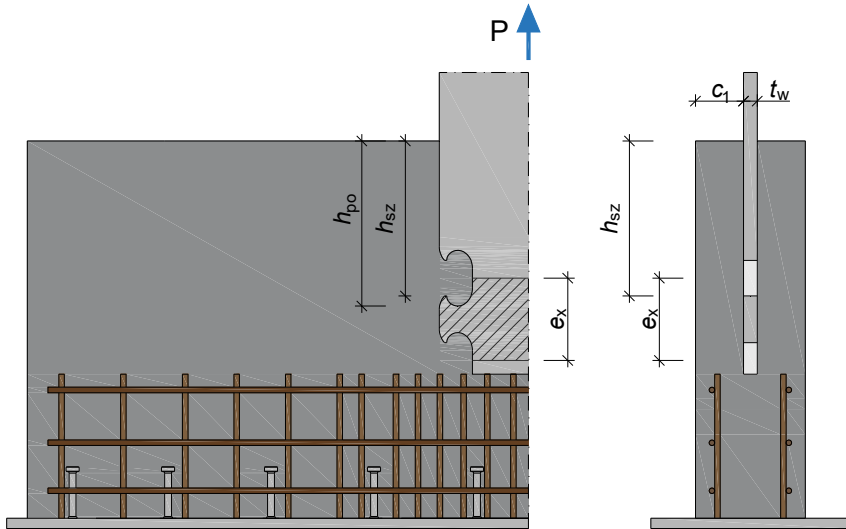


Abb. 4-3: Darstellung und Bezeichnungen am Prüfkörper der Zugversuche

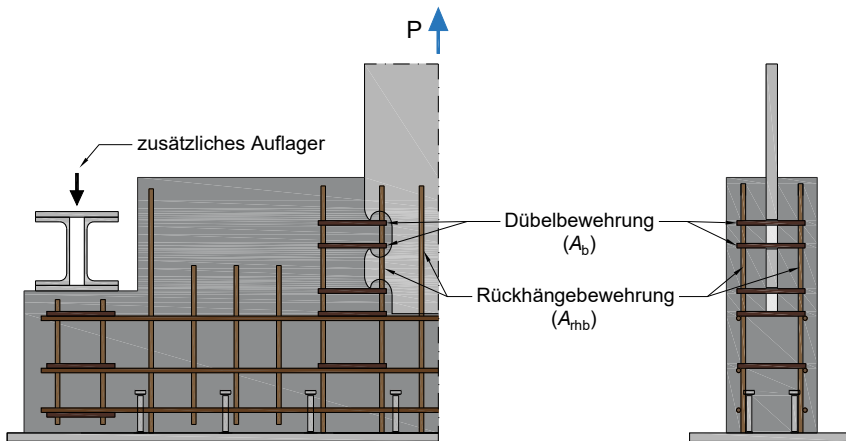


Abb. 4-4: Darstellung und Bezeichnungen der Bewehrungsanordnungen am Prüfkörper der Zugversuche in der Versuchsreihe 4

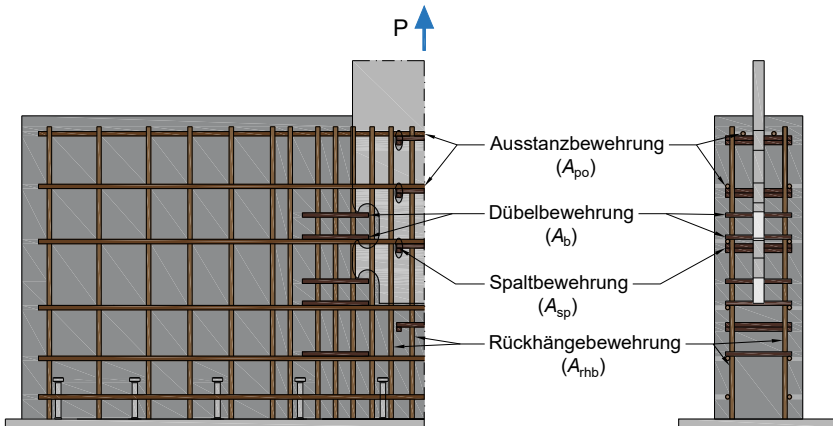


Abb. 4-5: Darstellung und Bezeichnungen der Bewehrungsanordnungen am Prüfkörper der Zugversuche in der Versuchsreihe 5

Die eingebaute Spaltbewehrung ist in Abb. 4-6 dargestellt.



Abb. 4-6: Einbau der Spaltbewehrung in die Experimente der Versuchsreihe 5  
links: Einbau der Dämmstreifen; mitte: Ausrichtung der Höhenlage der Spaltbewehrung ohne weitere Bewehrung; rechts: Lage der Spaltbewehrung im komplett bewehrten Prüfkörper

## 4.2 Versuchsablauf

Die Durchführung der experimentellen Untersuchungen erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 1994-1 [79] Anhang B, in welchem Standard-Abscherversuche mit Kopfbolzendübeln beschrieben werden. Bei vorwiegend ruhender Beanspruchung darf die Tragfähigkeit mit diesen Abscherversuchen ermittelt werden. Ermüdungsversuche sind in der Regel ebenfalls mit den Regelungen des Anhangs B zulässig. Zu den Versuchen mit Betondübeln gibt es in der aktuellen Fassung keine Angaben. Somit ist eine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall für alternative Verbundmittel erforderlich.

Bei jedem durchgeführten Experiment wurde zunächst die erwartete Bruchlast auf Grundlage von ersten FE-Berechnungen näherungsweise ermittelt. Der Versuchsablauf wurde prinzipiell unterschieden in eine Vorbelastung und in den eigentlichen Belastungsversuch (siehe Abb. 4-7). Während der Vorbelastung wurden fünf Belastungsschritte mit Haltephasen bis 40 % der zu erwartenden Bruchlast aufgebracht. In den jeweiligen Haltephasen von 60 Sekunden wurde die Rissentwicklung aufgezeichnet und die Messwerte ausgewertet, um erste Schädigungen erkennen zu können. Im Anschluss folgten 25 Lastwechsel zwischen 5 % und 40 % der erwarteten Bruchlast zum Lösen des Haftverbundes zwischen dem Stahleinbauteil und dem Beton. Zum Abschluss der Vorbelastungsphase wurde der Prüfkörper erneut auf 5 % entlastet.

In der Auswertung der durchgeführten Experimente wurden die Wegaufnehmer, DMS und das Bildkorrelationssystem in dieser Entlastungsphase erneut tariert, um das eigentliche Trag- und Verformungsvermögen des Prüfkörpers zu ermitteln. Die Ergebnisse aus der Vorbelastung sind in den weiteren Auswertungen nicht mehr berücksichtigt worden. Die verwendeten Messsysteme werden in Abschnitt 4.3 vorgestellt.

Im weiteren Versuchsablauf wurde zunächst die Belastung kraftgesteuert bis 50 % der zu erwartenden Bruchlast aufgebracht und dann auf eine weggesteuerte Belastung mit anfänglich ähnlichem Last- Zeitanstieg umgeschaltet. Bei allen Experimenten wurde angestrebt die Belastung bis zu einem Lastabfall von mind. 20 % nach Erreichen von  $P_{\max}$  durchzuführen. Teilweise mussten Experimente versuchskörperbedingt oder auf Grund eines spröden Versagens früher abgebrochen werden.

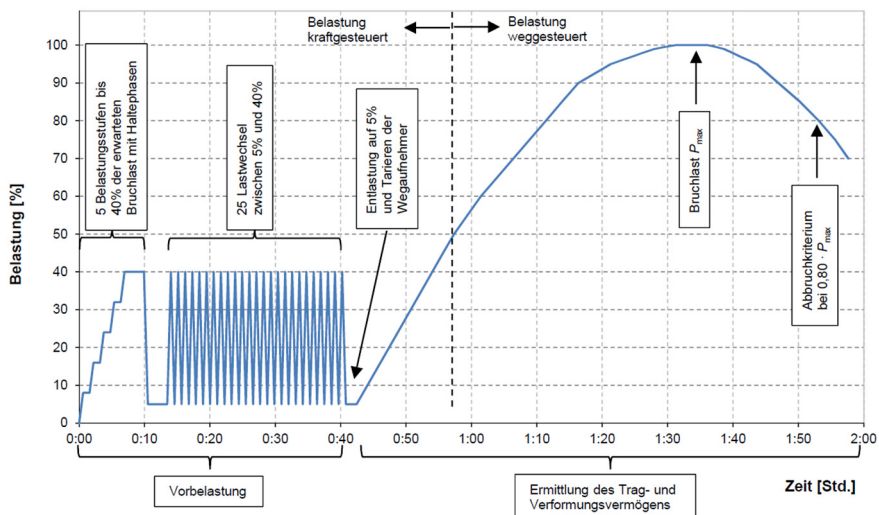


Abb. 4-7: Prinzipieller Prüfablauf der durchgeführten Experimente

Die DIN EN 1994-1 [79] gibt an wie Standard-Abscherversuche mit Verbundmitteln durchgeführt und ausgewertet werden müssen. In Abb. 4-8 ist die Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeit und des Verformungsvermögens  $\delta_u$  mit Hilfe eines

Last-Schlupfdiagramms dargestellt. Die charakteristische Tragfähigkeit  $P_{Rk}$  ergibt sich aus den Messergebnissen mit  $P_{Rk} = 0,90 \cdot P_{max}$ . Das Verformungsvermögen eines Dübels  $\delta_u$  wird durch den maximalen Schlupf bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit bestimmt. Das dazugehörige charakteristische Verformungsvermögen  $\delta_{uk}$  ergibt sich wiederum durch eine Reduzierung von 10 % des  $\delta_u$ - Wertes ( $\delta_{uk} = 0,90 \cdot \delta_u$ ). Ein Verbundmittel darf als duktil eingestuft werden, wenn das charakteristische Verformungsvermögen  $\delta_{uk}$  größer 6 mm ist.

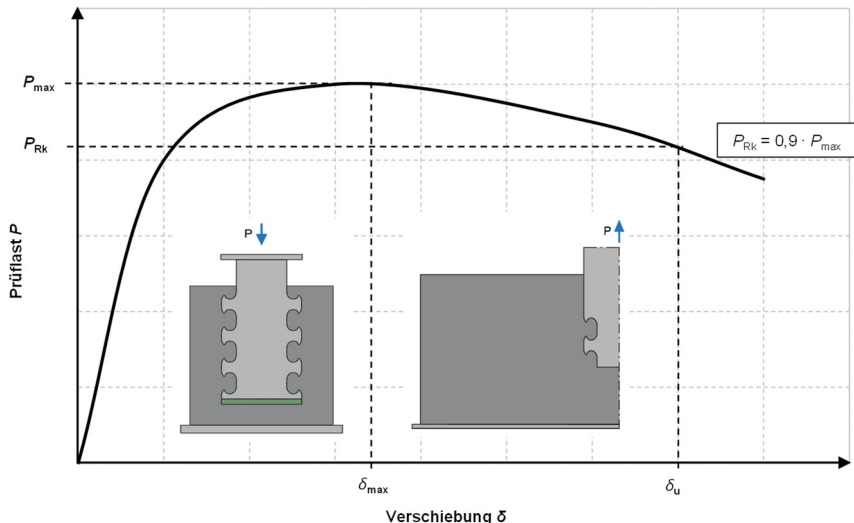


Abb. 4-8: Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeit und des Verformungsvermögens nach [79]

## 4.3 Eingesetzte Messsysteme

### 4.3.1 Allgemeines

In den nächsten Abschnitten werden die folgenden eingesetzten Messsysteme zur Ermittlung von Dehnungen und Verschiebungen während des experimentellen Versuchsablaufs beschrieben:

- Induktive Wegaufnehmer
- Digitales Bildkorrelationssystem (DIC)
- Dehnungsmessstreifen (DMS)
- Faseroptisches Messsystem

### 4.3.2 Induktive Wegaufnehmer

Zur Beobachtung der Dehnungen an der Betonoberfläche und dem Schlupf des Stahleinbauteils wurden insgesamt 5 vertikale und 2 horizontale induktive Wegaufnehmer an die Betonoberfläche der „Seite b“ bzw. an das Stahleinbauteil geklebt (vgl. Abb. 4-9). Die „Seite a“ wurde mit einem flächigen Sprühmuster

besprenkelt und über ein Bildkorrelationssystem überwacht, welches ebenfalls die Betondehnungen und den Schlupf des Stahleinbauteils aufzeichnet.

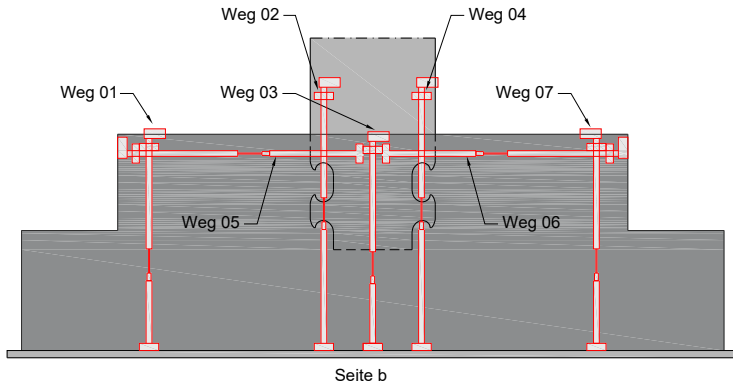


Abb. 4-9: Anordnung der Wegaufnehmer im Experiment

### 4.3.3 Digitales Bildkorrelationssystem

Für die optische Messung wurde das digitale 3D Bildkorrelationssystem Q400 der Firma Limes Messtechnik & Software GmbH [136] sowie die Auswertungssoftware ISTR 4D von Dantec Dynamics [137] verwendet. Bei den hier aufgeführten Versuchen wurden zwei Kameras mit einer Auflösung von 6 MP eingesetzt. Die Bauteiloberfläche muss für die Messung über ein kontrastreiches stochastisches Muster verfügen, weshalb die Bauteiloberfläche weiß angestrichen und mit einer handelsüblichen Sprühdose besprenkelt wurde. Mit Hilfe der Bildkorrelationsalgorithmen ist es nun möglich die Oberflächenmuster in den Kamerabildern präzise zuzuordnen. Die Messsoftware liefert neben den flächenhaften Messwerten auch die Verschiebungen, Deformationen, Dehnung und Koordinaten am Prüfkörper. Bei einer Auflösung von 6 MP ist es möglich Bilder mit einer Frequenz von 15 Hz zu erstellen. Somit können auch Versagensbilder im Bruchbereich oder während einer dynamischen Belastung erstellt und ausgewertet werden. Eine genaue Beschreibung der Funktionsweise eines Bildkorrelationssystems ist in [138; 139] sehr detailliert beschrieben.

### 4.3.4 Dehnungsmessstreifen

An die Prüfkörper wurden bis zu 18 Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert. Ein Teil der Dehnungsmessstreifen wurde an das Stahleinbauteil je nach Belastungsrichtung in der oberen bzw. der unteren Ausrundung des Stahldübels angebracht. Auf Grundlage der Untersuchungen von Gallwoszus [54] wurde ein Dehnungsmessstreifen in etwa der halben Dübelhöhe (Lage 1) und ein zweiter Dehnungsmessstreifen etwas näher zum Dübelgrund (Lage 2) angebracht. Diese Anordnung soll den „Hot-Spot“ der Dehnungen im Stahldübel aufzeichnen. Die auf dem Stahleinbauteil applizierten DMS sind in Abb. 4-10 dargestellt.

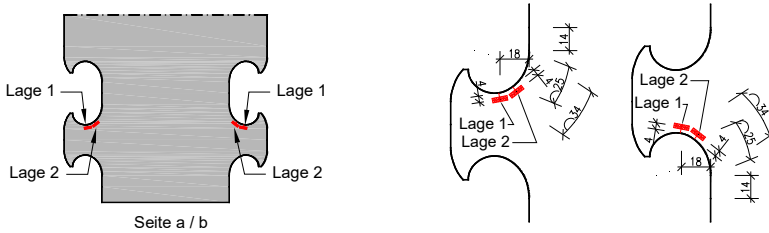


Abb. 4-10: Anordnung der DMS im Stahlbauteil und Darstellung der Lage (links im Zugversuch; rechts im Druckversuch)

In den Push-Out-Versuchen der Serie TS-1 wurden lediglich Dehnungsmessstreifen in der Lage 1 angebracht und in der Serie TS-2 in der Lage 2. Die Dehnungsmessstreifen wurden in diesen Serien in Bezug zum „Hot-Spot“ noch nicht optimal ausgerichtet. Die an der Bewehrung angebrachten Dehnungsmessstreifen sind in den folgenden Abb. 4-11 bis Abb. 4-13 dargestellt.

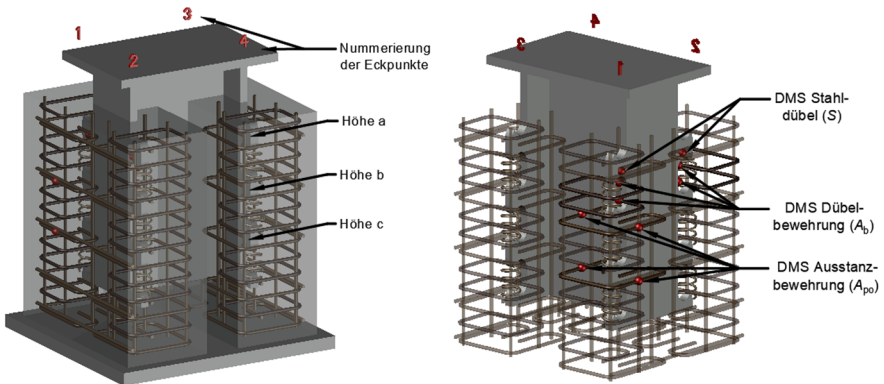


Abb. 4-11: Bezeichnung (links) und Anordnung (rechts) der Dehnungsmessstreifen in den Abscherversuchen

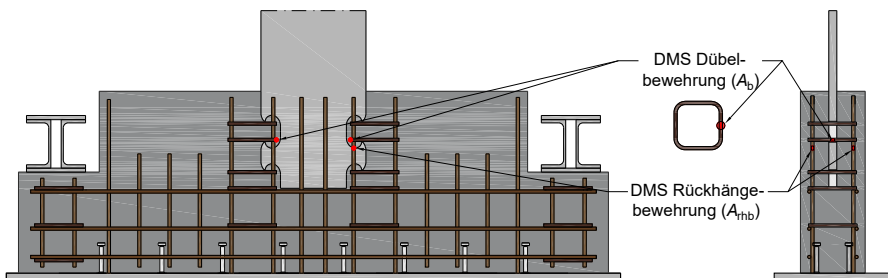


Abb. 4-12: Anordnung der Dehnungsmessstreifen in der Versuchsreihe 4

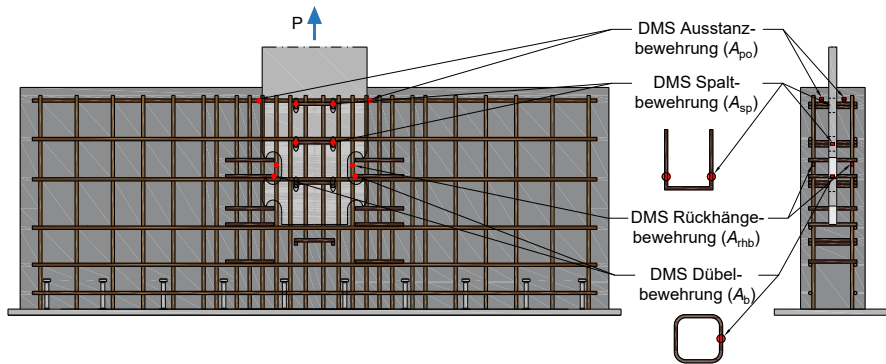


Abb. 4-13: Anordnung der Dehnungsmessstreifen in der Versuchsreihe 5

Um die angebrachten DMS in den Zugversuchen zuordnen zu können wurde der folgende Bezeichnungscode gewählt:

„Exp. DMS-Nr – Element – Seite – Höhenlage – Betrachtungsrichtung“

Dies bedeutet zum Beispiel für den Dehnungsmessstreifen im Standard-Abscherversuch mit der Bezeichnung: „Exp. DMS 00X A<sub>po</sub>2-b-l“, dass dieser auf der Ausstanzbewehrung (A<sub>po</sub>), auf der Seite 2, in der Höhenlage b und auf der linken Seite von außen betrachtet, angeordnet ist. Die DMS-Nr. ist eine fortlaufende Nummerierung und wurde im laufenden Versuch zur Zuordnung benötigt.

Der Dehnungsmessstreifen „Exp. DMS 00X A<sub>sp</sub>-a-1-“ ist in der Spaltbewehrung (A<sub>sp</sub>) von Seite a betrachtet in der Höhe 1 auf der linken Seite angeordnet. Da die Höhenlage bei den Pull-Out-Versuchen lediglich bei der Spaltbewehrung notwendig ist, wurde diese von oben nach unten durchnummeriert. In den Auswertungen sind alle Dehnungsmessstreifen ebenfalls zeichnerisch dargestellt.

Bei der Dübelbewehrung A<sub>b</sub> wurden teilweise Dehnungsmessstreifen im Inneren des Betondübel und außerhalb des Betondübel angeordnet. Diese sind durch die Abkürzungen „In“ für Innen und „Au“ für Außen gekennzeichnet.

#### 4.3.5 Faseroptisches Messsystem

Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde ein Prüfkörper mit einer Glasfaser bestückt, um die Dehnungen im Bauteil mit Hilfe der faseroptischen Messtechnik genauer zu erfassen und den Bereich der maximalen Spannungen („Hot Spot“) herauszufinden. Im Vergleich zu Dehnungsmessstreifen ist es mit dem eingesetzten faseroptischen Messsystem möglich, Verformungsänderungen auf einer Länge von bis zu 10 Metern aufzunehmen. Der Abstand der Messpunkte in der Glasfaser liegt bei dem durchgeführten Versuch bei 0,64 mm und die maximale Abtastrate der Messungen beträgt 23,8 Hz. Die eingesetzte Glasfaser dient dabei als Sensor und gleichzeitig als Datenübertragungsmittel, indem durch einen Laserscan Informationen aufgenommen werden können. Die Laserimpulse werden im Glasfaserkabel durch die Glasmoleküle gestreut und ein Teil des Streulichtes wird zurück an die Ausleseeinheit gesendet. Die Rückstreuung des Lichtes ist ohne eine äußere Einwirkung absolut stabil. Da jede Glasfaser eine eigene Rückstreuung besitzt, ist vor jedem Versuch oder

für jede eingesetzte Glasfaser ein sogenannter „Key“ bzw. ein für jede Glasfaser „charakteristischer Fingerabdruck“ zu erstellen. Kommt es im Versuch auf Grund von Dehnungen zu einer Veränderung der Glasfaser können diese über die Wellenlänge, die Intensität oder die Laufzeit des übertragenen oder rückstrahlenden Lichts erfasst, gemessen und lokalisiert werden. Somit können geometrische Größen, wie Distanzänderungen oder Dehnungen bestimmt werden [140]. Mit Hilfe der Rayleigh-Streuung ist es nun möglich die Messungen im Millimeter-Bereich zu erfassen. Die maximale Faserdehnung einer Standardglasfaser liegt bei 30000  $\mu\text{m}/\text{m}$  (30 ‰). Ein wichtiger Vorteil der faseroptischen Messung ist die hohe Messempfindlichkeit. Temperaturänderungen können mit 0,1 °C und die Änderungen der Dehnung mit 1  $\mu\text{m}/\text{m}$  Auslösung erfasst werden. Ein weiterer Vorteil ist das parallele Abfragen aller Sensoren und das gleichzeitige Auslesen aller Punkte der Glasfaser [141].

Die Glasfaser wurde entlang der Ausrundungen der klothoidenförmigen Ausnehmungen sowie im mittleren Blech wellenförmig auf das Stahleinbauteil aufgeklebt. Um den Verlauf besser darstellen zu können wurde die Faser weiß nachgezeichnet (vgl. Abb. 4-14). In dem Versuch wurden ca. 3,00 Meter Glasfaser verklebt, was einer Anzahl von ca. 4.500 Messpunkten entspricht.

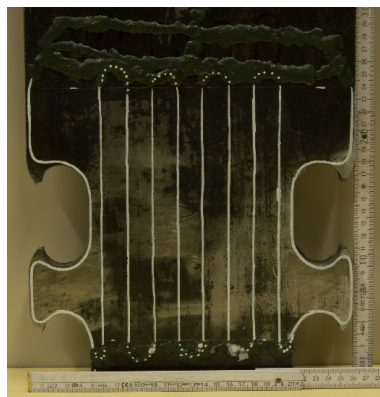


Abb. 4-14: Nachgezeichnete optische Messfaser (Glasfaser) nach dem Anbringen an das Stahleinbauteil

## **4.4 Statische Push-Out-Versuche**

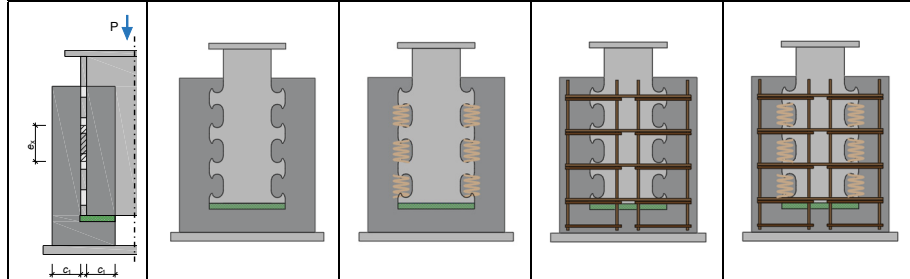
### **4.4.1 Aufbau der Prüfkörper**

Zur Untersuchung der Dübeltragfähigkeit an einem Standard-Abscherversuch wurden insgesamt neun Prüfkörper in drei unterschiedlichen Serien hergestellt und geprüft. Alle Experimente wurden mit einer statischen 4-Säulen-Druckprüfmaschine bis 5.000 kN durchgeführt. In der ersten Tastserie (TS 1) wurde der Einfluss der Bewehrungsanordnung untersucht. In der zweiten Tastserie (TS 2) wurde anstelle der zwei Scheiben ein geschlossener Versuchskörper hergestellt. In der dritten Serie (Druckversuche DV 1.1 und DV 1.2) wurde die Wanddicke im Vergleich zur ersten Versuchsserie reduziert.

Experimentelle statische Untersuchungen

Der Aufbau der Prüfkörper und die Variationen der verschiedenen Parameter ist in Tab. 4-1 und Tab. 4-2 dargestellt. Das einbetonierte Stahleinbauteil hatte in allen Versuchsserien die gleichen Abmessungen sowie die gleiche Einbindetiefe in den Beton. Auf Grund der unterschiedlichen Betonagen und der deutlich höheren Tragfähigkeiten der Tastserie 2 musste mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten gearbeitet werden. Die in den Versuchskörpern eingebaute Wendelbewehrung erfolgt auf Grundlage der Untersuchungen von [63] sowie der zugehörigen Patentschrift [61]. Unterhalb des Stahleinbauteils wurde ein Dämmstreifen mit 10 mm Dicke in der Tastserie 1 und 20 mm Dicke in der Tastserie 2 eingebaut. Jedoch konnte trotz geringer Verformungen in den Experimenten eine Lastübertragung der Stirnfläche mit fortschreitenden Belastungen nicht komplett ausgeschlossen werden. Die Experimente wurden abgebrochen oder das Aufsetzen in den Diagrammen gekennzeichnet.

Tab. 4-1: Experimentelle Untersuchungen von Push-Out Prüfkörpern

	<b>TS 1-1</b>	<b>TS 1-2</b>	<b>TS 1-3</b>	<b>TS 1-4</b>
Belastung	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck
$c_1$ [mm]	95 / 95	95 / 95	95 / 95	95 / 95
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	40,5	40,5	40,5	40,5
Bewehrung je Dübel				
$A_{po}$	-	-	2 Ø8	2 Ø8
$A_b$	-	Wendel Ø5	-	Wendel Ø5
$A_{sp}$	-	-	-	-
$A_{rthb}$	-	-	-	-
				

Tab. 4-2: Experimentelle Untersuchungen von Push-Out Prüfkörpern

	TS 1-5	TS 2-1	TS 2-2	DV 1.1 DV 1.2
Belastung	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck
$c_1$ [mm]	95 / 95	95 / 135*	95 / 135*	70 / 70
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	40,5	20,0	20,0	31,7
Bewehrung je Dübel				
$A_{po}$	2 Ø8	2 Ø8	2 Ø8	-
$A_b$	2 Ø8 + Wendel Ø5	Wendel Ø5	2 Ø8 + Wendel Ø5	-
$A_{sp}$	-	-	-	-
$A_{rhb}$	-	-	-	-
* Prüfkörper wurde als monolithischer Betonkörper hergestellt, sodass kein Spalt zwischen den betonierten Scheiben entsteht				

#### 4.4.2 Ergebnisse der Materialprüfungen

Die Ergebnisse der Betonprüfungen sind in der folgenden Tab. 4-3 dargestellt. Die Bestimmung der Materialkennwerte wurden zeitgleich mit den Experimenten der Prüfkörper durchgeführt. Die Lagerung der Würfel- und Zylinderproben erfolgte unter den gleichen Umgebungsbedingungen wie die der Probekörper.

Tab. 4-3: Materialkennwerte aus der Festbetonprüfung

		Tastserie 1	Tastserie 2	DV 1.1/ 1.2
Druckfestigkeit Zylinder	$f_{c,dry,cyl}$	40,5 N/mm <sup>2</sup>	20,0 N/mm <sup>2</sup>	31,7 N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit Würfel	$f_{c,dry,cube}$	49,3 N/mm <sup>2</sup>	22,5 N/mm <sup>2</sup>	34,3 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit	$f_{ctm,fl}$	5,5 N/mm <sup>2</sup>	3,6 N/mm <sup>2</sup>	3,6 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit	$f_{ctm}=0,5 \cdot f_{ctm,fl}$	2,8 N/mm <sup>2</sup>	1,8 N/mm <sup>2</sup>	1,8 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul	$E_{cm}$	32.383 N/mm <sup>2</sup>	25.500 N/mm <sup>2</sup>	29.308 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie nach [142]	$G_F=73 \cdot f_{cm}^{0,18}$	147 N/m	133 N/m	142 N/m

#### 4.4.3 Ergebnisse der statischen Druckversuche am Abscherversuch

In den durchgeführten Experimenten der Tastserie 1 traten bei allen Versuchskörpern Spaltrisse parallel zum Einbauteil auf. Abhängig der Bewehrungsanordnung führte ein

Riss durch den Betondübel quer zum Einbauteil zu einem Betonkantenbruch und zum Versagen des Experimentes (siehe Abb. 4-15).

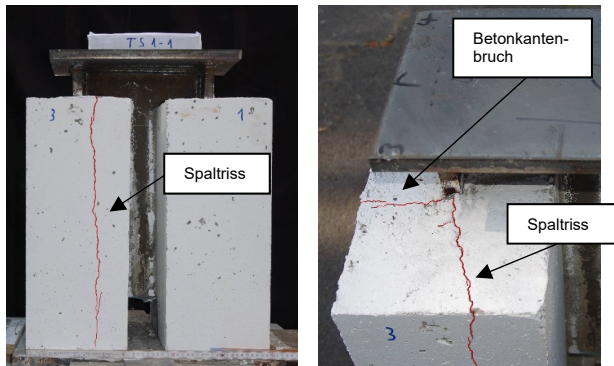


Abb. 4-15: Aufnahmen der Rissbildung im Experiment TS 1-1

Die Abb. 4-16 zeigt die Last-Verformungskurven der Tastserie 1. Je nach Bewehrungsgrad konnten Tragfähigkeiten zwischen 1.616 kN und 3.041 kN erreicht werden. Jedoch ist zu beachten, dass es beim Versuchskörper TS 1-4 und TS 1-5 zu einem teilweisen Aufsetzen des Stahlbauteils auf den Beton kam und der Versuch somit vor Erreichen der Tragfähigkeit bzw. vor Erreichen eines Lastabfall von 20 % abgebrochen wurde.

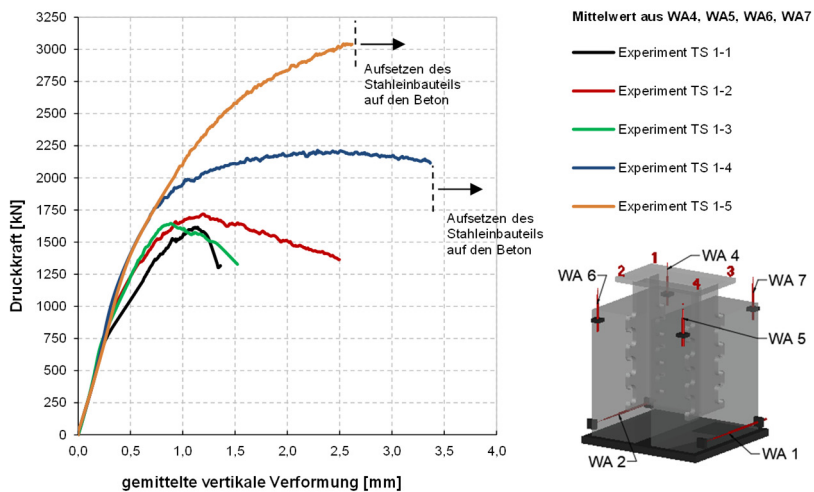


Abb. 4-16: Gemittelte vertikale Verformung der Prüfkörper aus der Tastserie 1

Die Ergebnisse zeigen das Potential der Wendelbewehrung innerhalb der Dübel. Der Vergleich zwischen den Versuchen TS 1-1 und TS 1-2 sowie der Vergleich zwischen TS 1-3 und TS 1-4 verdeutlicht den Einfluss der Wendelbewehrung. Mit Hilfe der Wendelbewehrung wird der Beton in den Ausnehmungen eingeschnürt, sodass dort ein mehraxialer Spannungszustand aufgebaut werden kann. Abb. 4-17 zeigt den Versuchskörper TS 1-1 und TS 1-2 nach dem Freilegen des Stahlbauteils. Der

Beton innerhalb der Ausnehmung des Versuchskörpers TS 1-2 war augenscheinlich noch völlig in Takt, während der Versuchskörper TS 1-1 einen Riss des Betondübels quer zum Stahldübel aufwies. Durch das Einbauen einer Wendelbewehrung konnte die Tragfähigkeit sowie das Verformungsvermögen im Exp. TS 1-4 gesteigert werden. Bei den Exp. TS 1-1 und TS 1-2 ist ein Betonkantenbruch aufgetreten, wodurch die Tragfähigkeit durch die Wendelbewehrung nicht weiter gesteigert werden konnte.



Abb. 4-17: Einfluss der Wendelbewehrung am Beispiel des Versuchskörpers TS 1-1 (links) und TS 1-2 (rechts)

In Abb. 4-18 sind die horizontalen Dehnungen der Prüfkörper aus der Tastserie 1 auf der Oberflächen zwischen den Eckpunkten 1/2 schematisch dargestellt. In allen Probekörper geht die Rissbildung vom Anschnitt des Stahldübels aus (Pkt. A). Die eingebaute Wendelbewehrung hat keinen Einfluss auf die Ausbildung des Risses auf der dargestellten Oberfläche des Prüfkörpers und dem daraus resultierenden Betonkantenbruch.

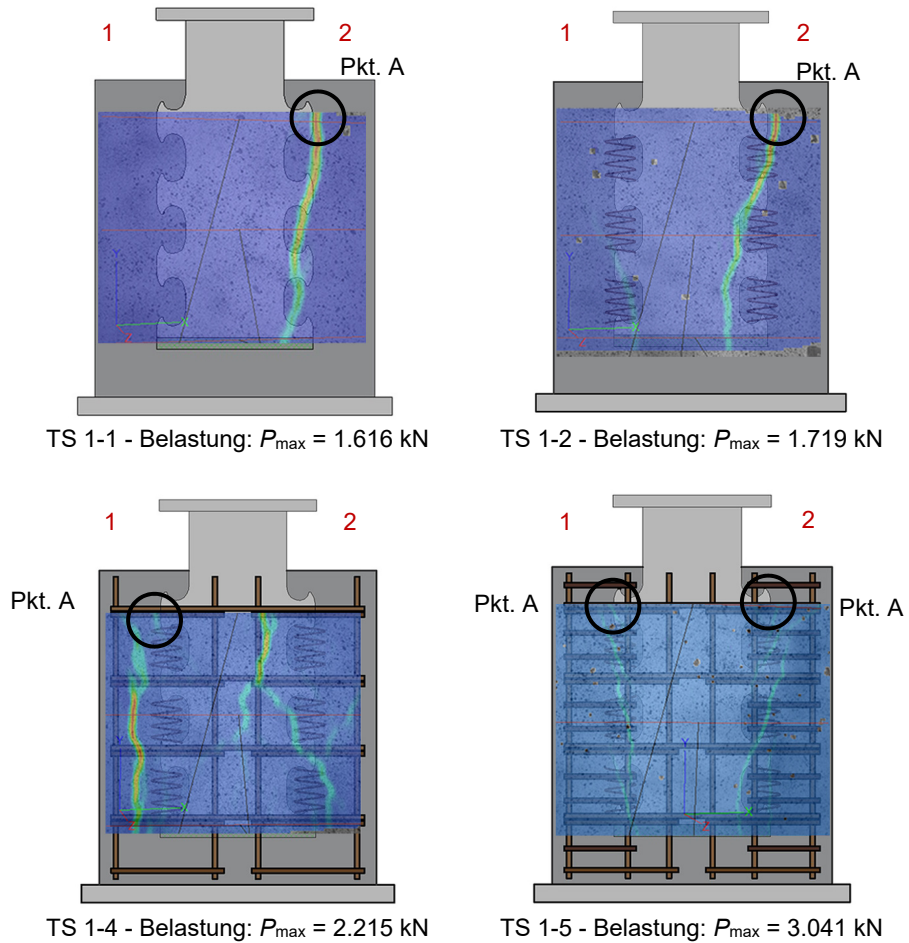


Abb. 4-18: Darstellung der horizontalen Dehnungen der Prüfkörper TS 1-1; TS 1-2; TS 1-4; TS 1-5 auf der Oberfläche zwischen den Eckpunkten 1/2

Abb. 4-19 zeigt die gemittelte Dehnung der oberen Dübel (Dübelreihe „a“) in der Lage 1. Es ist zu erkennen, dass die Stahldübel im Prüfkörper TS 1-5 bei einer Belastung von ca. 2.750 kN den Fließbereich erreichen und die Dehnungen weiter ansteigen. Auf Grund der Anordnung der Dehnungsmessstreifen in dieser Tasterie wird vermutet, dass der „Hot-Spot“ der Dehnungen nicht optimal aufgezeichnet wurde.

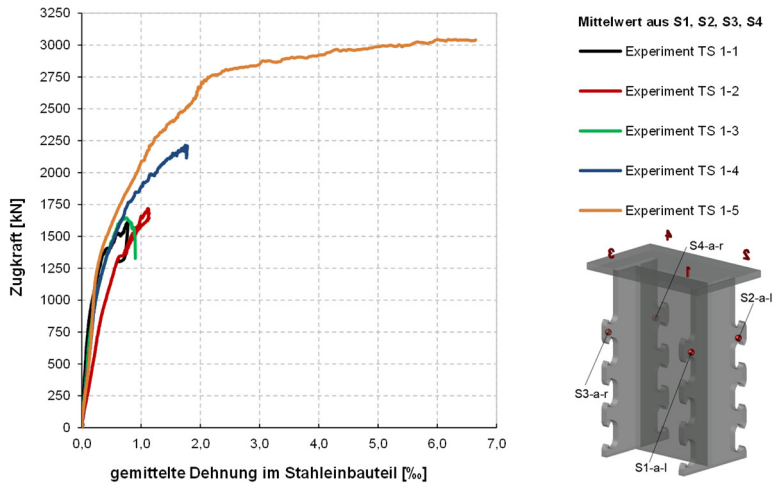


Abb. 4-19: Gemittelte Dehnung in der Dübelreihe „a“ der Prüfkörper aus der Tastserie 1

In der folgenden Abb. 4-20 werden die Ergebnisse der Tastserie 2 mit den Ergebnissen der Versuche TS 1-4 und TS 1-5 gegenübergestellt. Sehr auffällig ist, dass durch die Betonage des kompletten Betonkörpers in der Tastserie 2 ein deutlich duktileres Tragverhalten erreicht wird und trotz des deutlich schwächeren Betons annähernd ähnliche Traglasten erreicht werden. Dies liegt vor allem daran, dass durch die komplette Betonage ein Kantenbruch des Betons zwischen den Flanschen verhindert wird. Die Auswertung erfolgt bis zum teilweisen Aufsetzen der Stirnfläche des Stahleinbauteils auf den Betonkörper.

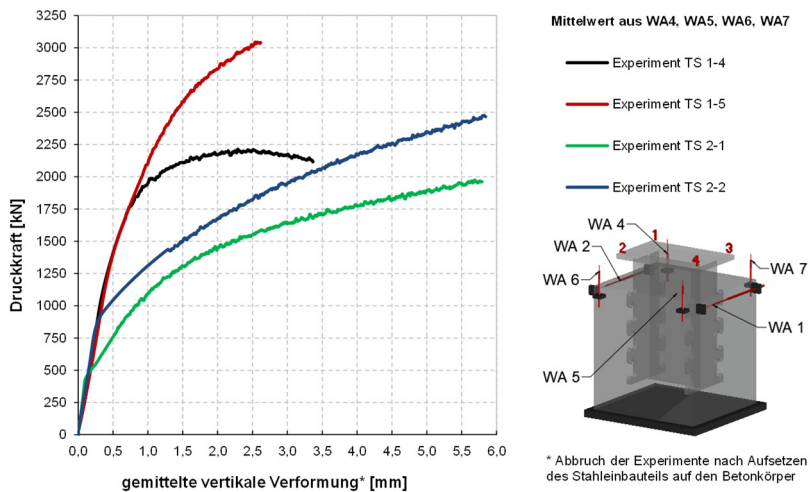


Abb. 4-20: Gemittelte vertikale Verformung der Prüfkörper aus der Tastserie 2 bis zum Aufsetzen der Stirnfläche des Stahleinbauteils auf den Beton

In Abb. 4-21 ist die erste Rissbildung der Prüfkörper mit den Auswertungen des Bildkorrelationssystems zwischen den Eckpunkten 1/2 dargestellt. Ab einer Belastung von 500 kN im Prüfkörper TS 2-1 und ab einer Belastung von 875 kN im Prüfkörper TS 2-2 stellt sich jeweils ein erster vertikaler Riss ein. Die Rissbildung spiegelt sich ebenfalls in den Last-Verformungskurven (Abb. 4-20) durch eine Steifigkeitsänderung sowie in den Auswertungen der DMS auf der Bewehrung (siehe Anhang) wider.

In Abb. 4-22 ist die Rissbildung im Prüfkörper TS 2-1 nach Belastung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Risse in den äußeren Scheiben (zwischen den Eckpunkten 1/2 und den Eckpunkten 3/4) konzentrieren, während die inneren Bereiche zwischen den Flanschen des Stahleinbauteils (zwischen den Eckpunkten 2/4 und 1/3) unbeschädigt bleiben. Dieselbe Rissbildung zeigte sich ebenfalls im Prüfkörper TS 2-2 (siehe Anhang).

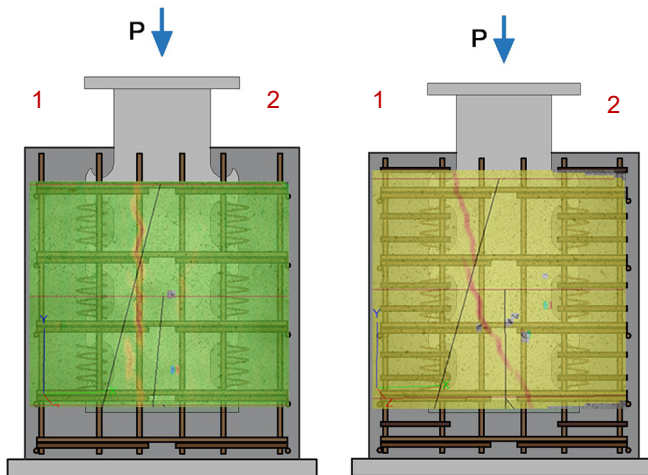


Abb. 4-21: Darstellung der horizontalen Dehnung bei der Rissentstehung zwischen den Eckpunkten 1/2 (links: TS2-1 – Belastung 500 kN; rechts: TS 2-2 – Belastung 875 kN)

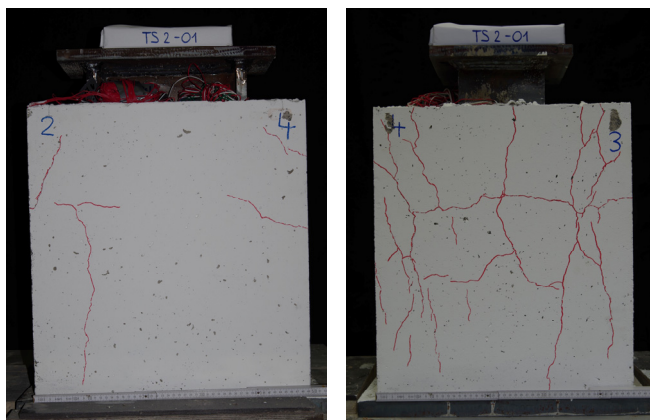


Abb. 4-22: Darstellung der Rissbildung im Prüfkörper TS 2-1

Gegenüber der Tastserie 1 bildete sich der Riss im Anschnitt der Stahldübel erst als sekundärer Riss zu einer späteren Belastung (TS 2-1 bei 1.500 kN und TS 2-2 bei 1.200 kN). Spaltrisse parallel zu den Stahldübeln konnten nicht festgestellt werden.

In Abb. 4-23 sind die gemittelten Dehnungen der Dübelreihe „a“ dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Stahldübel des Probekörpers TS 2-2 ebenfalls den Fließbereich erreichten. Eine weitere Belastung der Tastserie 2 war nicht möglich, da das Verformungsvermögen deutlich unterschätzt wurde und ein Aufsetzen der Stirnfläche des Stahleinbauteils bei weiteren Belastungsschritten eintrat.

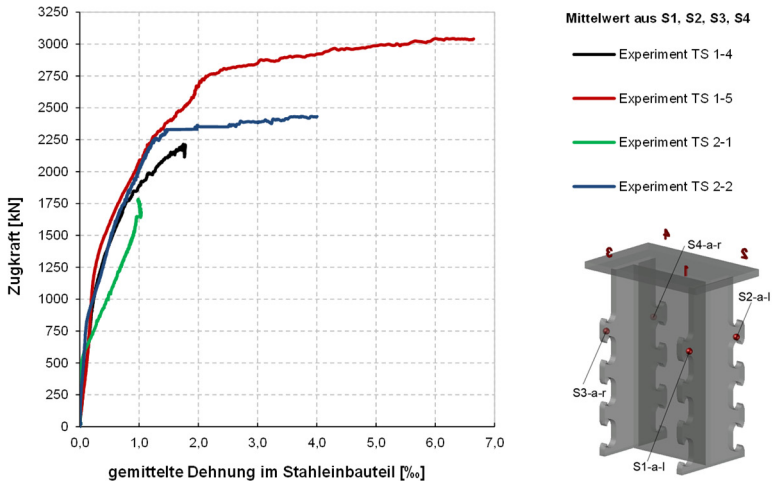


Abb. 4-23: Gemittelte Dehnung in der Dübelreihe „a“ der Prüfkörper aus der Tastserie 2

In den folgenden Abb. 4-24 und Abb. 4-25 sind die Ergebnisse und die Risse der Probekörper DV 1.1 und DV 1.2 dargestellt. In beiden Probekörper konnten sowohl ein Betonkantenbruch, durch eine Rissbildung quer zu den Stahldübeln also auch Spaltrisse parallel zu den Stahldübeln festgestellt werden. Ein Fließen der Stahldübel trat in beiden Prüfkörpern nicht auf.

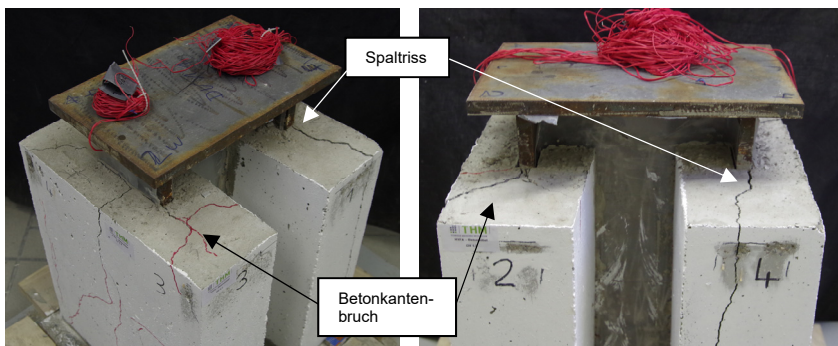


Abb. 4-24: Darstellung der Rissbildung nach Belastung links: DV 1.1; rechts: DV 1.2

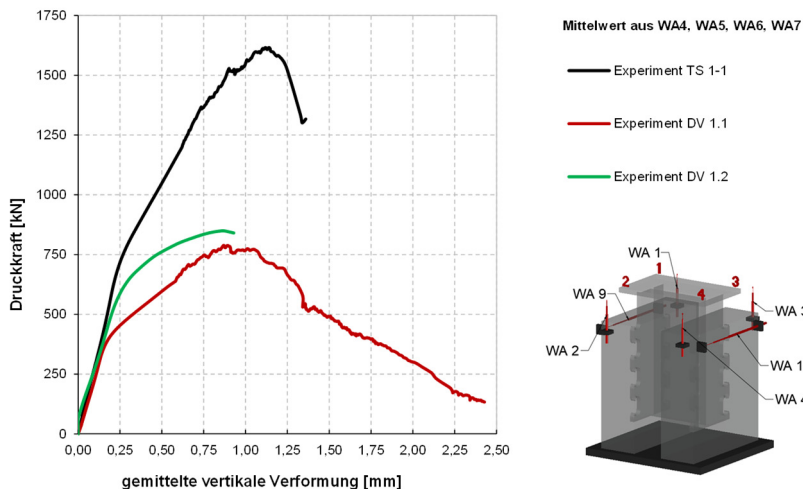


Abb. 4-25: Gemittelte vertikale Verformung der Prüfkörper DV 1.1 und DV 1.2

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse der statischen Abscherversuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1 ist in Tab. 4-4 aufgeführt. Eine ausführliche Auswertung der Experimente wurde im Anhang zusammengestellt.

Tab. 4-4: Zusammenstellung der Ergebnisse der statischen Druckversuche

Experiment	$P_{max}$ [kN]	$P_{Rk}$ [kN]	$\delta_{max}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\delta_{Abbruch}$ [mm]	Versagen
TS 1-1	1.616	1.454	1,14	1,29	-	Spalten mit Betonkantenbruch
TS 1-2	1.719	1.547	1,20	1,84	-	Spalten mit Betonkantenbruch
TS 1-3	1.646	1.481	0,88	2,04	-	Spalten
TS 1-4*	2.215	1.994	2,29	-*	3,36	Spalten mit Betonkantenbruch
TS 1-5*	3.041	2.737	2,62	-*	2,62	Fließen der Stahldübel
TS 2-1**	1.975	1.778	5,69	-**	5,69	Seitlicher Betonausbruch
TS 2-2**	2.476	2.228	5,82	-**	5,82	Seitlicher Betonausbruch
DV 1.1	789	710	0,87	1,17		Spalten mit Betonkantenbruch
DV 1.2	849	764	0,87	***		Betonkantenbruch

\* große Verformungen führten zum Aufsetzen des Stahleinbauteils auf den Betonkörper  
 \*\*  $P_{max}$  wurde beim Aufsetzen des Stahleinbauteils auf den Beton bestimmt. Größere Verformungen führten zum Aufsetzen des Stahleinbauteils auf den Betonkörper  
 \*\*\* auf Grund eines spröden Versagens konnte der Wert nicht ermittelt werden

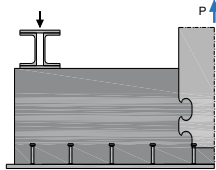
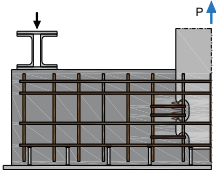
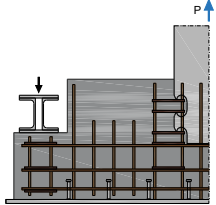
## **4.5 Statische Versuche an dünnwandigen Stahlbetonscheiben**

### **4.5.1 Aufbau und Einbau der Prüfkörper in die Prüfmaschine**

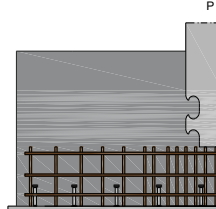
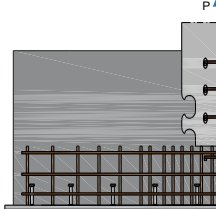
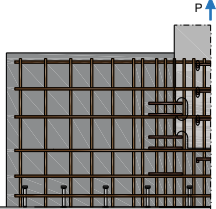
Zur Untersuchung der statischen Tragfähigkeit, der auf Zug belasteten Verbunddübel, wurden Bleche mit klothoidenförmigen Ausnehmungen in dünnwandige Stahlbetonbauteile einbetoniert. Diese Versuche dienen der nachfolgenden Modellbildung und Validierung der nichtlinearen numerischen Untersuchungen sowie der Herleitung von Ingenieurmodellen.

Für die experimentellen Untersuchungen wurde ein Blech mit einer Breite von 0,26 m und einer Stärke von 20 mm mit zwei gegenüberliegenden eingeschnittenen klothoidenförmigen Ausnehmungen in einen 1,46 m breiten und 0,16 m dicken Betonkörper einbetoniert. Der Prüfkörper wurde auf einer Blechunterlage mit aufgeschweißten Kopfbolzen betoniert, um eine kraftschlüssige Zugverankerung sicherzustellen. Anschließend wurde der Prüfkörper in eine 4-Säulen servohydraulische Prüfmaschine eingespannt. Dabei wurde das untere Blech auf ein geschweißtes T- Profil mit Hilfe von M12 Gewindeschrauben ausgerichtet und fixiert. Das T-Profil wiederum wurde in den unteren Spannbacken eingespannt. Mit Hilfe der Gewindeschrauben konnten Unebenheiten im Anschlussblech ausgeschlichen und der Prüfkörper lotrecht ausgerichtet werden. Zwangsspannung auf Grund der Fixierung des Bleches wurden durch die Gewindeschrauben ebenfalls vermieden. In den Prüfkörper wurden Bewehrungsstäbe  $\varnothing = 8$  mm eingebaut. Um eine Endverankerung zu simulieren, wurden die mittleren Bewehrungsstäbe, welche im unmittelbaren Ausbruchbereich angeordnet wurden mit dem unteren Stahlblech verschweißt. Um die Reibung zwischen dem Stahleinbauteil und dem Beton zu reduzieren, wurde eine Folie auf die Stahlbauteile geklebt oder an schwer zugänglichen Bereichen Betontrennmittel aufgetragen. Die untersuchten auf Zug belasteten Prüfkörper sind in den folgenden Tabellen Tab. 4-5 und Tab. 4-6 dargestellt.

Tab. 4-5: Experimentelle Untersuchungen in der Versuchsreihe 2, 3 und 4

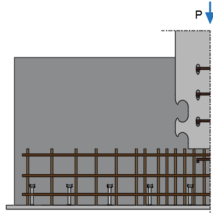
	<b>VR2-ZV-1.2/ 1.3</b> <b>VR3-ZV-1.4/ 1.5</b>	<b>VR3-ZV-2.2</b> <b>VR3-ZV-2.3</b>	<b>VR4-ZV-3.1</b> <b>VR4-ZV-3.2</b>
Belastung	statisch Zug	statisch Zug	statisch Zug
$h_{sz}$ [mm]	176	176	126
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	VR2: 17,1 VR3: 19,0	19,0	41,0
Bewehrung je Dübel			
$A_{po}$	-	4 Ø8	-
$A_b$	-	2 Ø8	2 Ø8
$A_{sp}$	-	-	-
$A_{rhb}$	-	4 Ø8	6 Ø8
			

Tab. 4-6: Experimentelle Prüfkörper unter Zugbelastung in der Versuchsreihe 5

	<b>VR5-ZV-1</b>	<b>VR5-ZV-2</b>	<b>VR5-ZV-3</b>
Belastung	statisch Zug	statisch Zug	statisch Zug
$h_{sz}$ [mm]	226	226	226
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,7	41,7	41,7
Bewehrung je Dübel bzw. Stegloch			
$A_{po}$	-	-	4 Ø8
$A_b$	-	-	2 Ø8
$A_{sp}$	-	2 Ø8	2 Ø8
$A_{rhb}$	-	-	12 Ø8
			

Neben den Zugversuchen wurden in der Versuchsreihe 5 (VR5) zwei Prüfkörper in Druckrichtung belastet. Der Aufbau dieser Prüfkörper entspricht dem Aufbau des Prüfkörpers VR5-ZV-2. Allerdings wurden unterhalb des Stahlbleches weiche Dämmstreifen eingebaut, um sicherzustellen, dass die Belastung nur über die Betondübel eingeleitet werden. Der Aufbau ist in Tab. 4-7 dargestellt.

Tab. 4-7: Experimentelle Prüfkörper unter Druckbelastung in der Versuchsreihe 5


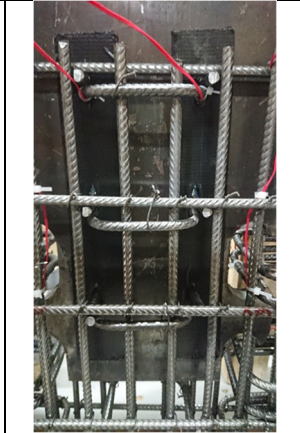
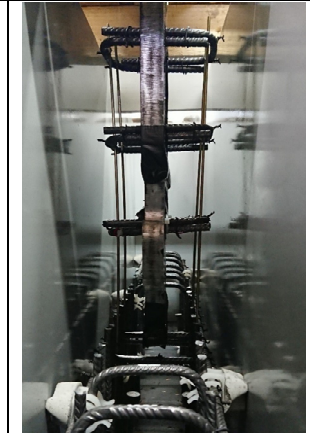
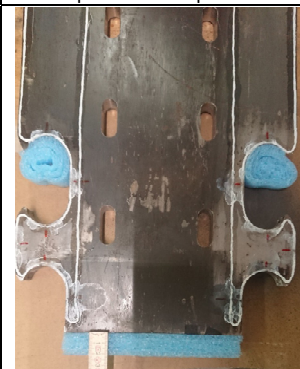

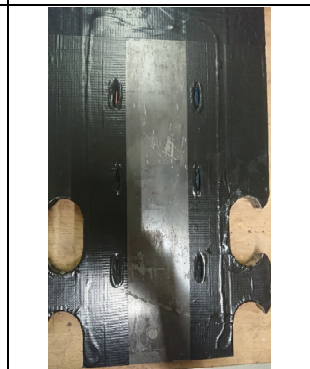
<b>VR5-DV-1.1/ 1.2</b>	
Belastung	statisch Druck
$h_{sz}$ [mm]	226
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Bewehrung je Dübel bzw. Stegloch	
$A_{po}$	-
$A_b$	-
$A_{sp}$	2 Ø8
$A_{rthb}$	-
	

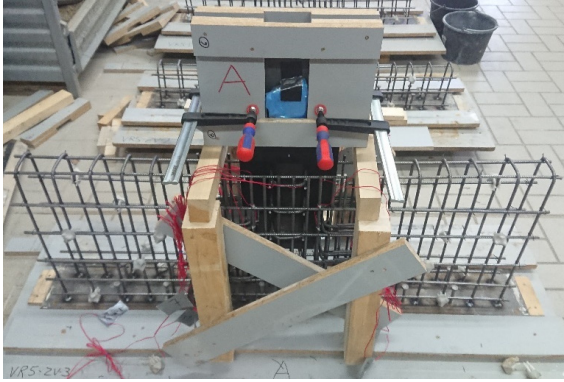
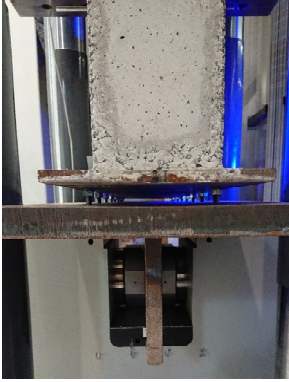


Der Einbau der Experimente in die 4-Säulen servohydraulische Prüfmaschine erfolgte in den folgen Arbeitsschritten:

- Einbau eines geschweißten T-Profiles in den unteren Spannkopf mit Gewindebohrungen zur Aufnahme und Ausrichtung des Probekörpers.
- Einbringen des Probekörpers und waagrechte Ausrichtung über Gewindeschrauben und Stellmuttern zwischen der einbetonierten unteren Stahlplatte und dem eingespannten T-Profil.
- Andrehen aller Muttern an die Unterseite der Stahlplatte, um Verformungen und Zwangsspannungen zu vermeiden.
- Einspannen des Stahlbleches in die Spannbacken der Prüfmaschine und Anheben des gesamten Körpers um ca. einen Millimeter, um eine lotrechte Position und die Vermeidung möglicher Zwangsspannungen während des Versuches sicher zu stellen.
- Erneutes Anschrauben aller Muttern an die Unterseite der Stahlplatte.
- Fixierung der oberen Muttern an der Stahlplatte.
- Anbringen bzw. Anschließen der induktiven Wegaufnehmer, DMS und Glasfaser.
- Kalibrierung der Wegaufnehmer und Messung der Ausgangslängen  $l_0$ .
- Kalibrierung des Bildkorrelationssystems.

Eine Fotodokumentation der Prüfkörper während der Herstellung und im eingebauten Zustand in der Prüfmaschine ist in Tab. 4-8 aufgeführt.

Tab. 4-8: Fotodokumentation der Prüfkörper während der Herstellung und im eingebauten Zustand

		
<p>Aufgeschweißter Bewehrungskorb auf der Stahlplatte inkl. Kopfbolzen</p>	<p>Spaltbewehrung (<math>A_{sp}</math>)</p>	<p>Halterungskonstruktion Spaltbewehrung (<math>A_{sp}</math>)</p>
		
<p>Eingebaute Dämmstreifen zur Vermeidung ungewollter Last- einleitungen im Druckversuche</p>	<p>Eingebaute Dämmstreifen in den Öffnungen für die Spalt- bewehrung (<math>A_{sp}</math>) und Darstellung des Glasfaserverlaufs</p>	<p>Verklebung der Öffnung für die Spaltbewehrung (<math>A_{sp}</math>) und Schutz der Glasfaser</p>

	
<p>Eingebauter Bewehrungskorb und Hilfskonstruktion zur Ausrichtung des Stahleinbauteils</p>	<p>Ausrichtung des Prüfkörpers auf einer in der Prüfmaschine eingespannten T-Platte</p>
	
<p>In die Prüfmaschine eingebauter Prüfkörper mit Anbringung der induktiven Wegaufnehmer (links) und Aufbau des Bildkorrelationssystem (rechts)</p>	

#### 4.5.2 Ergebnisse der Materialprüfungen

Die Ergebnisse der Materialprüfungen für den Beton sind in der folgenden Tab. 4-9 bis Tab. 4-12 dargestellt. Die Prüfungen wurden in dem gleichen Zeitraum wie die Experimente durchgeführt. Die Lagerung der Würfel- und Zylinderproben erfolgt unter den gleichen Bedingungen wie die eigentlichen Prüfkörper.

Tab. 4-9: Materialkennwerte aus der Festbetonprüfung für Zugversuche Versuchsreihe 2

Druckfestigkeit Zylinder	$f_{c,dry,cyl}$	17,1 N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit Würfel	$f_{c,dry,cube}$	21,1 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit	$f_{ctm,fl}$	3,5 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit nach [143]	$f_{ctm} = 0,5 \cdot f_{ctm,fl}$	1,7 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul	$E_{cm}$	22.089 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie nach [142]	$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$	130 N/m

Tab. 4-10: Materialkennwerte aus der Festbetonprüfung für Zugversuche Versuchsreihe 3

Druckfestigkeit Zylinder	$f_{c,dry,cyl}$	19,0 N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit Würfel	$f_{c,dry,cube}$	22,1 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit	$f_{ctm,fl}$	4,0 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit nach [143]	$f_{ctm} = 0,5 \cdot f_{ctm,fl}$	2,0 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul	$E_{cm}$	23.885 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie nach [142]	$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$	132 N/m

Tab. 4-11: Materialkennwerte aus der Festbetonprüfung für Zugversuche Versuchsreihe 4

Druckfestigkeit Zylinder	$f_{c,dry,cyl}$	41,0 N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit Würfel	$f_{c,dry,cube}$	46,2 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	$f_{ctm,sp,cyl}$	3,2 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit	$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$	2,9 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul	$E_{cm}$	28.406 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie nach [142]	$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$	147 N/m

Tab. 4-12: Materialkennwerte aus der Festbetonprüfung für Zugversuche Versuchsreihe 5

Druckfestigkeit Zylinder	$f_{c,dry,cyl}$	41,7 N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit Würfel	$f_{c,dry,cube}$	46,1 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	$f_{ctm,sp,cyl}$	2,9 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit	$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$	2,7 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul	$E_{cm}$	26.647 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie	$G_F$	89 N/m

### 4.5.3 Ergebnisse der statischen Druckversuche im dünnwandigen Bauteil

In Abb. 4-26 ist die vertikale Verschiebung des Stahlbauteils dargestellt. Für die beiden identischen Versuchskörper wurden Bruchlasten von  $P_{\max} = 458 \text{ kN}$  und  $514 \text{ kN}$  ermittelt. In beiden Versuchskörpern wurde ein lokaler Betonausbruch unterhalb des Stahldübels festgestellt, was zu einem Versagen des Bauteils führte. In Abb. 4-27 ist der Betonausbruch, welcher als horizontale Verformung aus der Ebene hinaus mit dem Bildkorrelationssystem aufgezeichnet wurde, dargestellt.

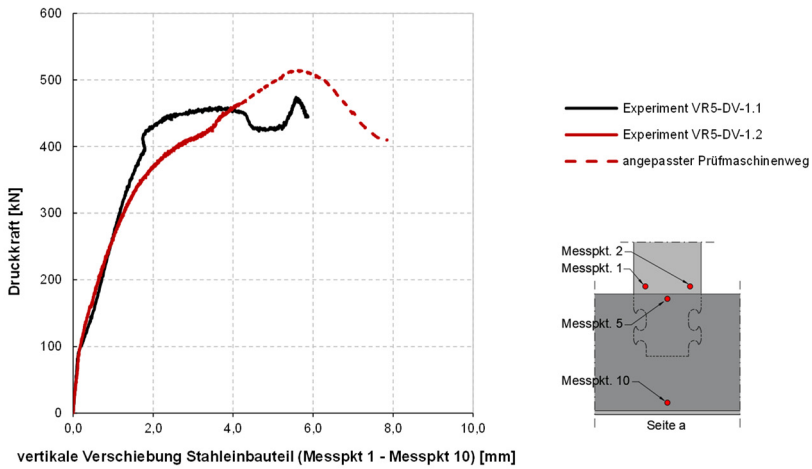


Abb. 4-26: Vertikale Verschiebung des Stahlbauteils in den statischen Druckversuchen der Versuchsreihe 5

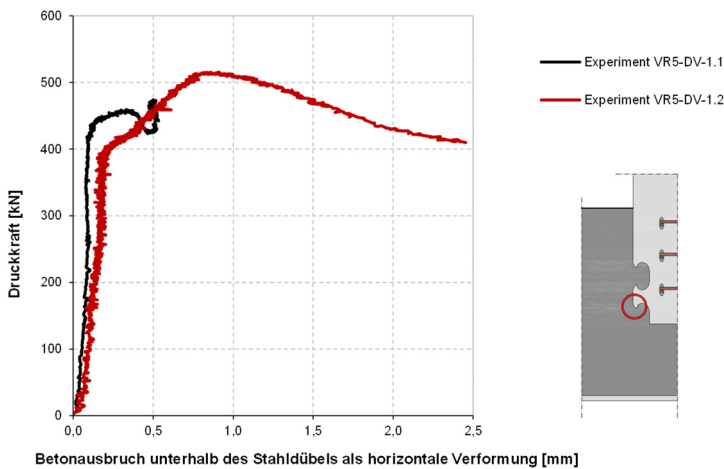


Abb. 4-27: Betonausbruch unterhalb des Stahldübels in den statischen Druckversuchen der Versuchsreihe 5 als horizontale Verformung der Ebene mit dem Bildkorrelationssystem gemessen

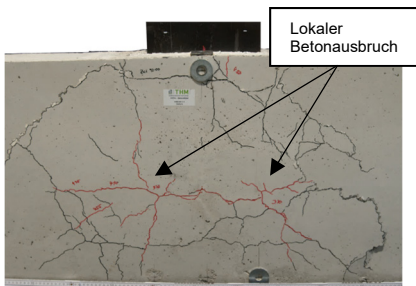
Auf Grund eines Messfehlers in den Messpunkten 1+2 des Prüfkörpers VR5-DV-1.2 wurde ab einer Belastung von 465 kN ein angepasster Prüfmaschinenweg herangezogen. Aus diesem Grund können Ungenauigkeiten in der Auswertung nicht ausgeschlossen werden. Für einen tendenziellen Verlauf der Kraft-Verschiebungs-Beziehung kann die angepasste Kurve jedoch als ausreichend genau angesehen werden.

Im Versuchskörper VR5-DV-1.1 versagte die Betonfläche auf der dem DIC-System abgewandten Seite. Dies ist der Grund warum die Kurve in Abb. 4-27 bei einem Ausbruch von 0,5 mm endet. Die Rissentwicklung bis zum Versagen der Prüfkörper sowie die Darstellung der lokalen Betonausbrüche aus der DIC-Messung nach Erreichen von  $P_{max}$  sind in Abb. 4-28 dargestellt. Die Messung mit dem DIC-System erfolgte bei beiden Prüfkörpern auf der Seite a. In beiden Prüfkörpern wurden lokale Betonausbrüche unterhalb der Betondübel gemessen, obwohl das endgültige Versagen des Prüfkörpers VR5-DV-1.1 auf der vom DIC-System entgegengesetzte Ecke stattfand.

**VR5-DV-1.1**



Seite a

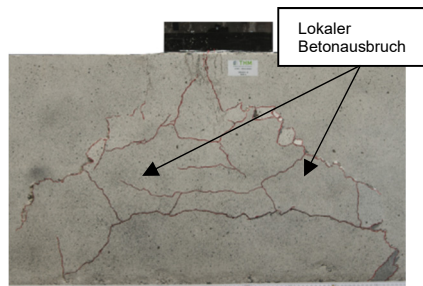


Seite b

**VR5-DV-1.2**



Seite b



Seite a

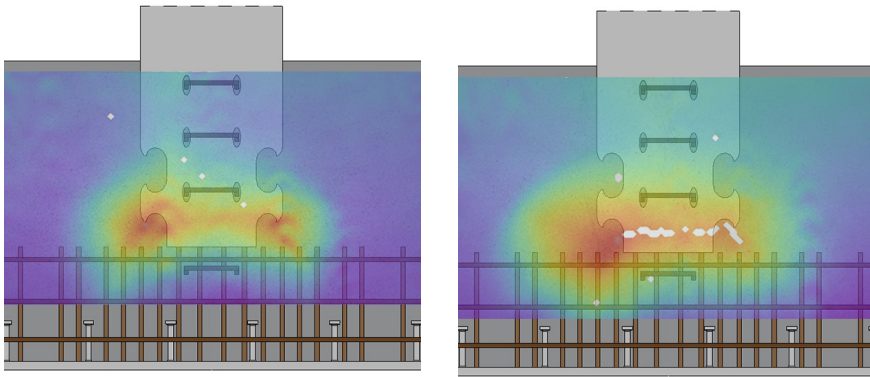


Abb. 4-28: Rissentwicklung der Prüfkörper VR5-DV-1.1 (links) und VR5-DV-1.2 (rechts) sowie die Darstellung der lokalen Betonausbrüche aus der DIC- Messung nach Erreichen von  $P_{max}$

Eine Zusammenstellung der Ergebnisse der statischen Druckversuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1 [79] ist in Tab. 4-13 aufgeführt. Eine ausführliche Auswertung der Experimente wurde im Anhang zusammengestellt.

Tab. 4-13: Zusammenstellung der Ergebnisse der statischen Druckversuche im dünnwandigen Bauteil

Experiment	$P_{max}$ [kN]	$P_{Rk}$ [kN]	$\delta_{max}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	Versagen
VR5-DV-1.1	458	412	3,75	> 6,00	Lokaler Betonausbruch
VR5-DV-1.2	514	463	5,62*	6,82	Lokaler Betonausbruch

\*ermittelt aus angepasstem Prüfmaschinenweg

#### 4.5.4 Auswertung der statischen Zugversuche

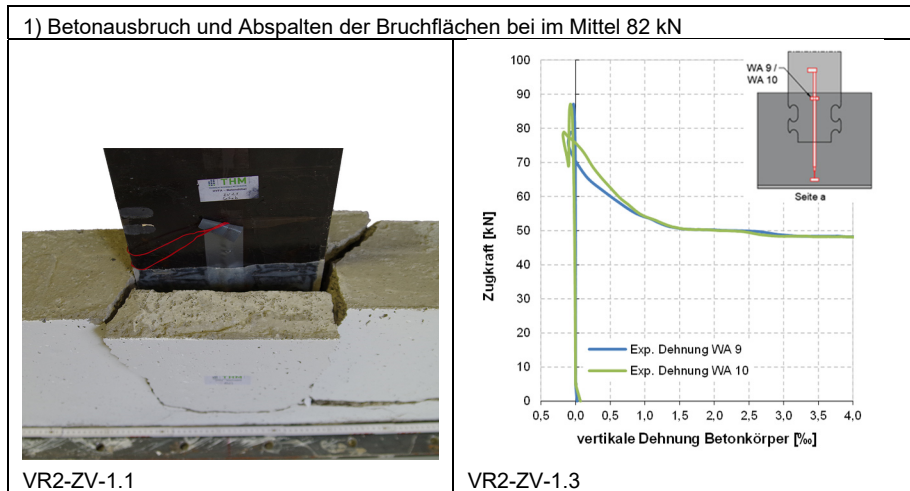
##### 4.5.4.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten werden die Versagensformen der unterschiedlichen experimentellen Untersuchungen erläutert. Weitere Versagensbilder sowie Auswertungen befinden sich im Anhang. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse findet sich in Abschnitt 4.5.5. Die ausführliche Auswertung der Experimente erfolgt in Kapitel 6 als Grundlage für die Erarbeitung eines Ingenieurmodells.

##### 4.5.4.2 Experimente VR2+3-ZV-1

In den experimentellen Untersuchungen VR2-ZV-1.2/1.3 und VR3-ZV-1.4/1.5 trat bei allen Prüfkörpern ein Betonausbruch bei im Mittel 82 kN auf. Infolge der Spaltkräfte wird der Ausbruchkegel vom Stahleinbauteil nach außen gedrückt. Das Versagen trat spröde auf. Eine weitere Belastung im Nachbruchbereich ist lediglich durch die Anordnung der zusätzlichen Auflager auf der Versuchskörperoberseite möglich, welche jedoch in der Auswertung nicht mehr berücksichtigt wird.

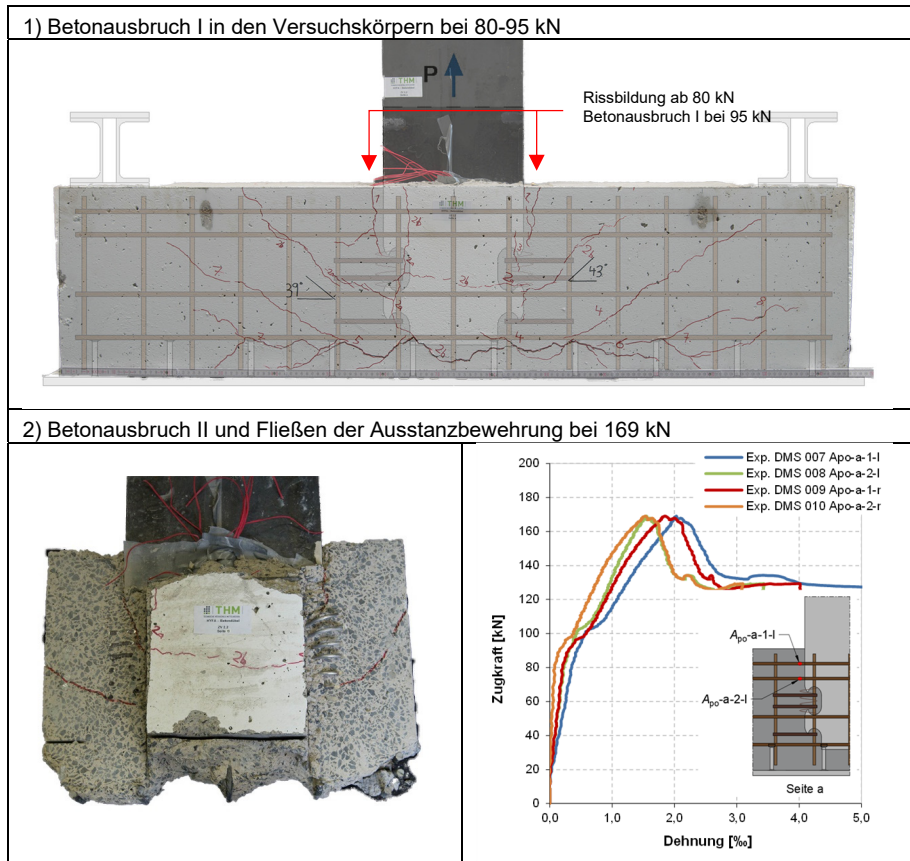
Tab. 4-14: Ergebnisse aus der experimentellen Untersuchungen VR2+3-ZV-1



#### 4.5.4.3 Experimente VR3-ZV-2

In den experimentellen Untersuchungen VR3-ZV-2.2 und VR3-ZV-2.3 wurde der erste Betonausbruch bei einer Belastung von 80 – 95 kN festgestellt. Auf Grund der Rückhänge- sowie der Ausstanzbewehrung war eine weitere Laststeigerung bis im Mittel 173 kN möglich. Nach Erreichen einer Dehnung der Ausstanzbewehrung von > 2,0 ‰ versagten die Prüfkörper durch einen zweiten Betonausbruchkegel. Die Wendelbewehrung bewirkte eine Umschnürung des Betondübels. Allerdings konnte ähnlichen zu den Push-Out-Versuchen aus der Tastserie 1 und 2 keine Laststeigerung erreicht werden. Lediglich die Rissbildung führte nicht mehr durch den Dübelkernbereich, sondern wurde außerhalb des umschnürten Bereichs geleitet (siehe Abb. 4-15). Im Nachbruchbereich verhindert die Dübelbewehrung durch ein Rückhalten der Betondübel ein sprödes Versagen, wodurch eine Lastumlagerung auf die außenliegenden Auflager möglich ist.

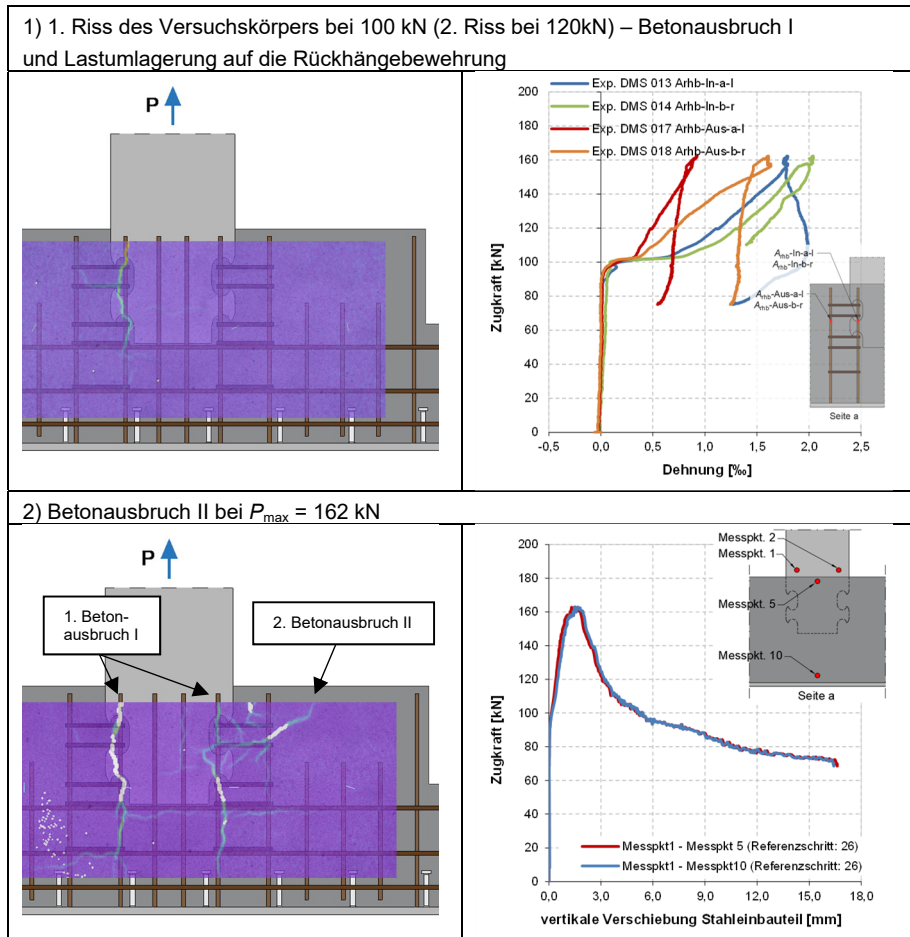
Tab. 4-15: Ergebnisse aus der experimentellen Untersuchungen VR3-ZV-2



#### 4.5.4.4 Experiment VR4-ZV-3.2

Bei dem Versuchskörper VR4-ZV-3.2 hat sich zunächst bei 100 kN ein erster Riss entlang der Rückhängebewehrung gebildet. Die Folge dessen war ein erster Betonausbruch im Bereich des Stahleinbauteils und eine Lastumlagerung auf die Rückhängebewehrung, was zu einer Steifigkeitsänderung des Experiments führte. Eine weitere Laststeigerung bis auf 162 kN führte zum Versagen des Experiments, indem sich ein zweiter Ausbruchkegel auf die außenliegende Rückhängebewehrung bildete. Die Verankerungslänge der innenliegenden Rückhängebewehrung reichte nicht aus, um eine weitere Belastung aufzunehmen. Weitere Rissbilder des Experimentes sind im Anhang aufgeführt.

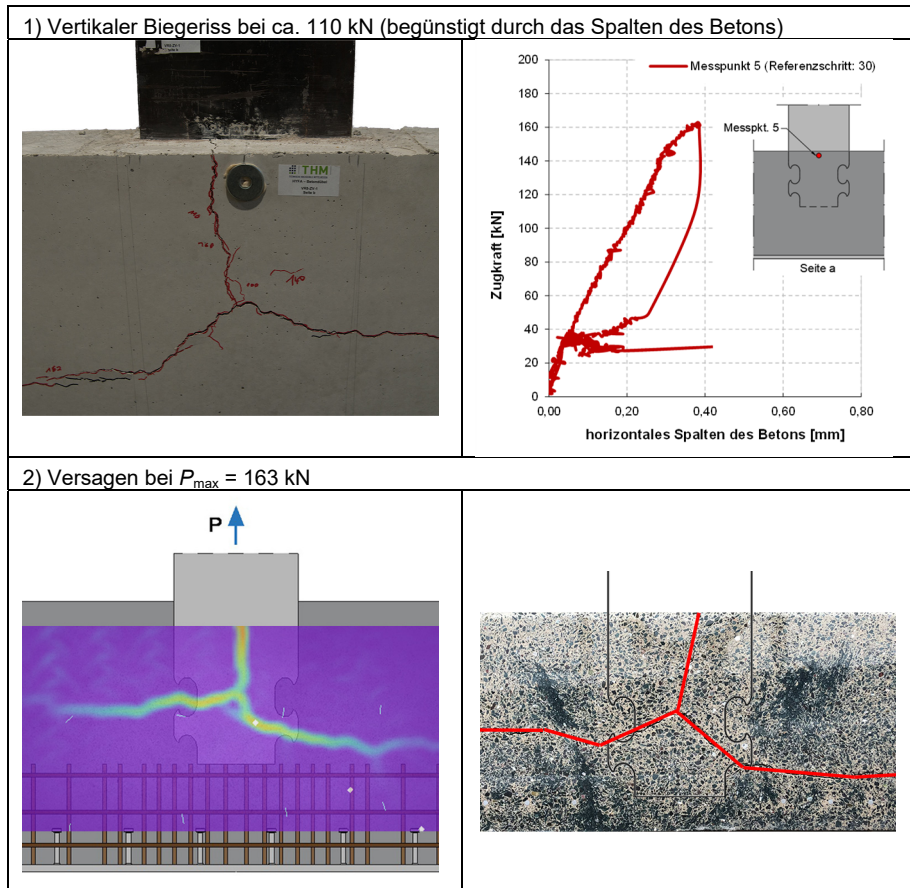
Tab. 4-16: Ergebnisse aus der experimentellen Versuchskörper VR4-ZV-3.2



#### 4.5.4.5 Experiment VR5-ZV-1

Beim Versuchskörper VR5-ZV-1 konnte bereits bei 110 kN ein vertikaler Biegeriss in der Mitte des Prüfkörpers auf der vom Bild-Korrelationssystem abgewandten Seite festgestellt werden. Dieser vertikale Biegeriss wurde durch die Spaltkräfte begünstigt. Der Versagensriss verlief in diesem Experiment ausgehend vom Biegeriss und den Stahldübeln horizontal und führte auf Grund der nicht vorhandenen Bewehrung zu einem spröden Versagen. Spaltrisse konnten nicht festgestellt werden.

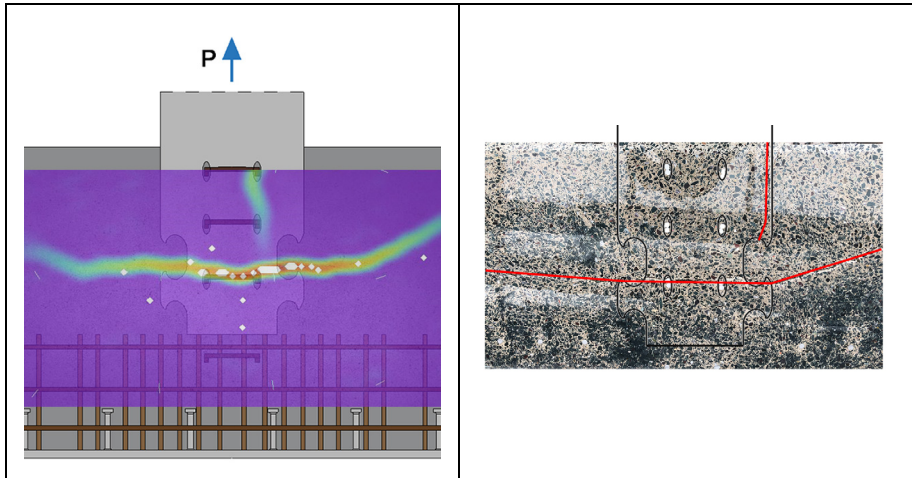
Tab. 4-17: Ergebnisse aus der experimentellen Versuchskörper VR5-ZV-1



#### 4.5.4.6 Experiment VR5-ZV-2

Der Versuchskörper VR5-ZV-2 zeigt ein ähnliches Tragverhalten wie der Versuchskörper VR5-ZV-1. Durch die angeordnete Spaltbewehrung konnte das Spalten verzögert werden, sodass der vertikale Biegeriss erst bei einer Belastung von 148 kN aufgetreten ist. Dieser Biegeriss verlief auf Grund der Spaltbewehrung etwas von der Bauteilmitte versetzt, führte jedoch zu einem weiteren horizontalen Riss und zu einem spröden Versagen des Experiments.

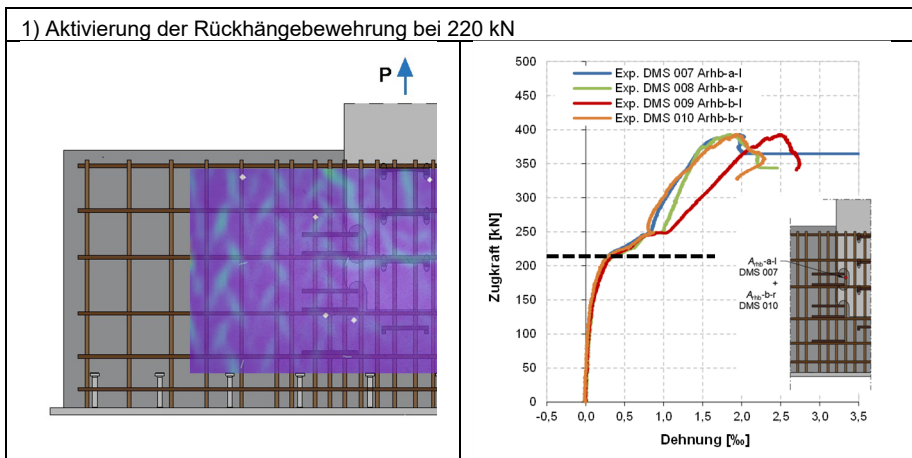
Tab. 4-18: Ergebnisse aus der experimentellen Versuchskörper VR5-ZV-2



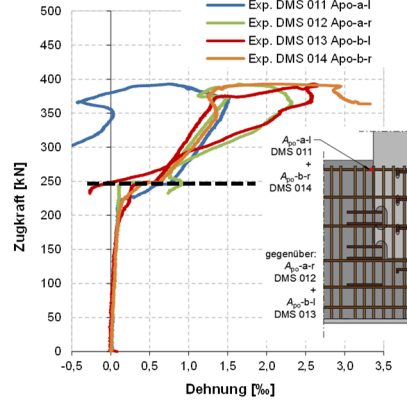
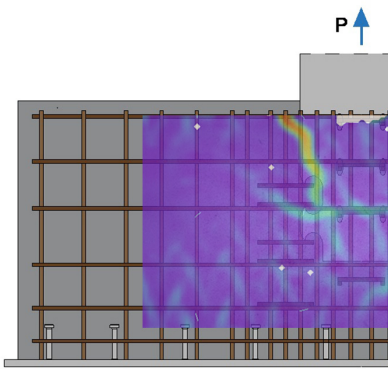
#### 4.5.4.7 Experiment VR5-ZV-3

Im Versuchskörper VR5-ZV-3 stellt sich bei einer Zugbelastung von ca. 220 - 250 kN eine Primärrissbildung ein, welche zum ersten Betonausbruchkegel führt. Auf Grund der Ausstanz- und Rückhängebewehrung war jedoch eine weitere Traglaststeigerung feststellbar. Ein vollständiges Aufspalten des Betons konnte auf Grund der Spalt- und Ausstanzbewehrung verhindert werden. Bei einer Belastung von ca. 365 kN war das Risswachstum des zweiten Betonausbruchs abgeschlossen (sekundäre Rissbildung). Durch die weitere Laststeigerung wurde die Spaltbewehrung in Querrichtung beansprucht. Dies führte zu einer weiteren Lastumlagerung, einem dritten Betonausbruchkegel und einer maximalen Tragfähigkeit des Experimentes von 394 kN. In Abb. 4-29 und Abb. 4-30 sind die Rissbilder der Versuchskörper dargestellt.

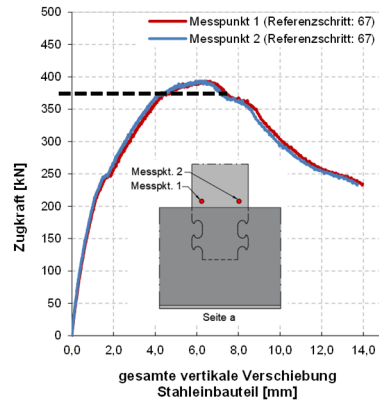
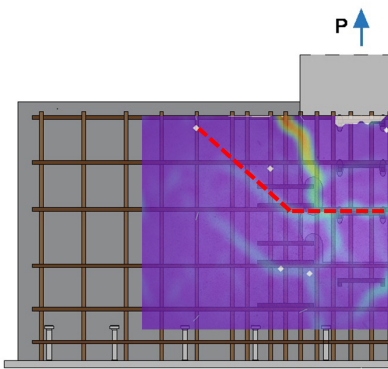
Tab. 4-19: Ergebnisse des experimentellen Versuchskörpers VR5-ZV-3



2) Primärrissbildung bei  $P = 250$  kN (Betonbruch I)  
mit Aktivierung der Ausstanz- und Dübelbewehrung



3) Sekundärrissbildung des Versuchskörpers bei  $P = 365$  kN (Betonbruch II)  
mit Fließen der Dübelbewehrung durch Querbelastung



4) Maximale Tragfähigkeit des Versuchskörpers bei  $P_{max} = 394$  kN durch Querbelastung der Spaltbewehrung und Umlagerung auf einen dritten Ausbruchbereich (Betonbruch III)

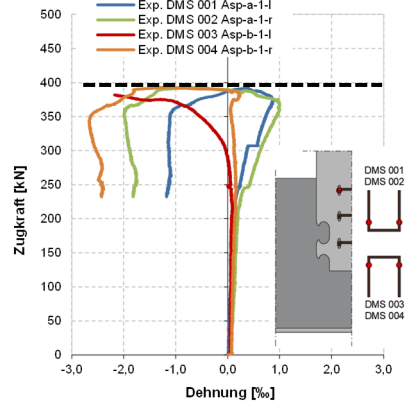
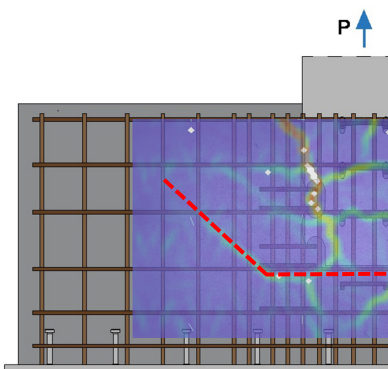




Abb. 4-29: Darstellung der Rissentwicklung im Experiment VR5-ZV-3

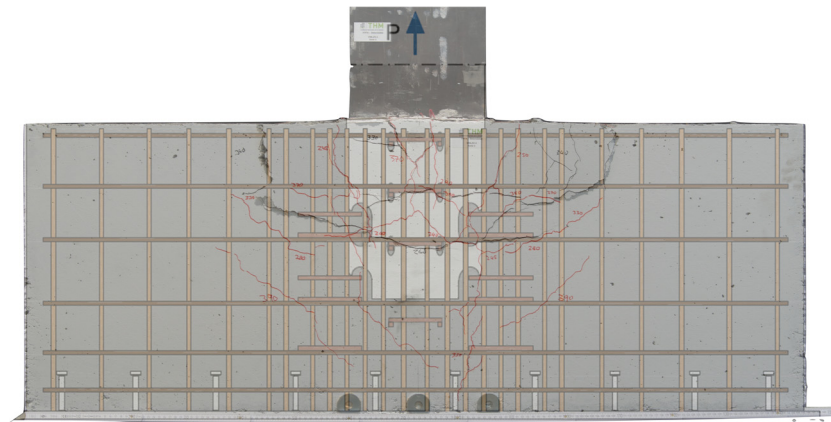


Abb. 4-30: Darstellung der Rissentwicklung mit Bewehrungsführung im Experiment VR5-ZV-3



Abb. 4-31: Darstellung der Risse im Versuchskörper VR5-ZV-3 nach dem Sägeschnitt entlang des Stahleinbauteil

#### 4.5.4.8 Gegenüberstellung der experimentellen Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der einzelnen experimentellen Untersuchungen mit Hilfe von Diagrammen gegenübergestellt. In Abb. 4-32 sind die Zugversuche VR2-ZV-1, VR3-ZV-1 und VR3-ZV-2 dargestellt. Der Steifigkeitsunterschied der ZV-1 ist auf die unterschiedliche Anordnung der Wegaufnehmer zurückzuführen, da in VR2 die Auflagerverformungen nicht berücksichtigt wurden. Bei allen Experimenten wurde ein primärer Betonausbruch bei einer Belastung zwischen 80 kN und 95 kN festgestellt. In den Zugversuchen 2 wurde eine Ausstanz- und Rückhängebewehrung angeordnet, welche zu einem sekundären Betonausbruchkegel bei i. M. 115 kN führte sowie eine max. Laststeigerung auf i. M. 173 kN ermöglichte. Das endgültige Versagen erfolgte auf Grund einer Dehnungsüberschreitung > 2,0 ‰ in der Ausstanzbewehrung und einem daraus folgenden dritten Betonausbruchkegel.

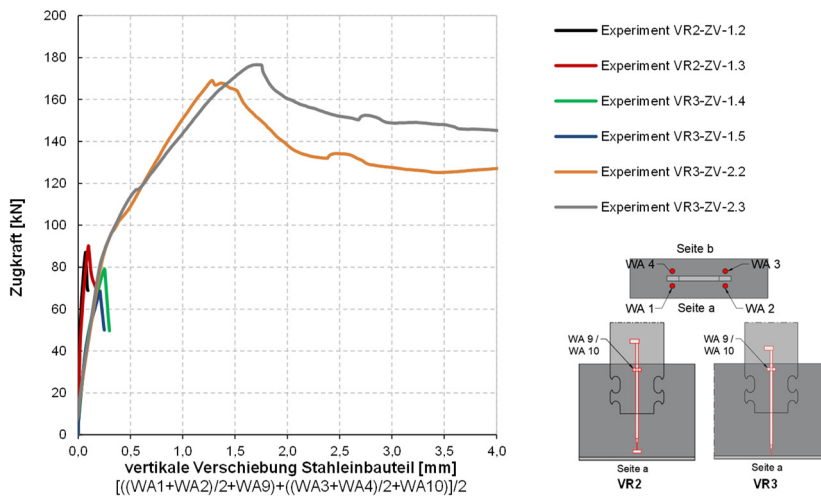


Abb. 4-32: Vertikale Verschiebung des Stahleinbauteils ermittelt aus den vertikalen Wegaufnehmern in VR2 ohne und in VR3 mit Berücksichtigung der Auflagerverformung

In Abb. 4-33 ist die vertikale Verschiebung des Stahleinbauteils der Experimente VR3-ZV-2 und VR4-ZV-3 dargestellt. In beiden Experimenten tritt der erste Betonausbruchkegel im Bereich zwischen 80 kN und 100 kN auf. Im weiteren Verlauf kommt es im Versuch VR3-ZV-2 bei ca. 115 kN und bei VR4-ZV-3 bei ca. 167 kN zu einem zweiten Betonausbruchkegel. In beiden Versuchskörpern ist ein kombiniertes Beton- und Bewehrungsversagen feststellbar. In den Experimenten VR3-ZV-2 erfolgte eine Dehnungsüberschreitung von > 2,0 ‰ in der Ausstanzbewehrung bei 169 kN, was zum Lastabfall beiträgt. Die Dübelbewehrung im Experiment VR3-ZV-2 erreicht erst nach dem Lastabfall eine Dehnung > 2,0 ‰. In den Experimenten VR4-ZV-3 wurde die Dübelbewehrung schon bei 120 kN bzw. 150 kN aktiviert, wodurch ein duktileres Versagen ermöglicht wurde. Bei diesem Vergleich ist insbesondere im Nachbruchbereich zu beachten, dass nicht nur die Betonfestigkeit und die Einbindetiefe variieren, sondern auch die seitlichen Auflager verändert wurden.

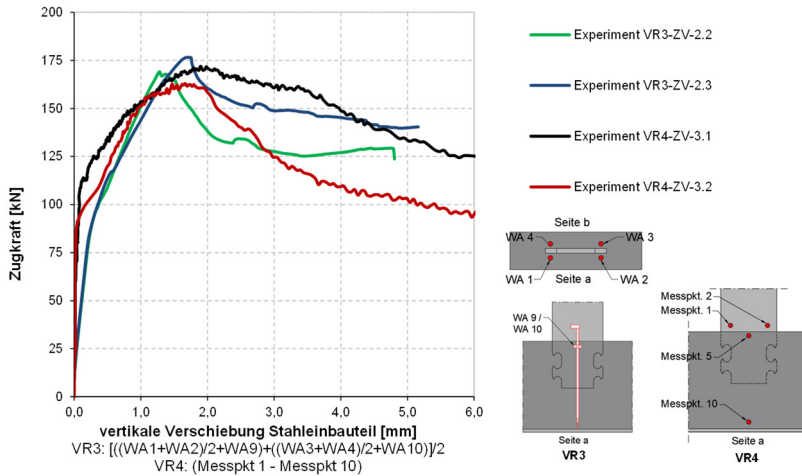


Abb. 4-33: Vertikale Verschiebung des Stahlbauteils ermittelt in VR3 mit Berücksichtigung der Auflagerverformung aus den Wegaufnehmern und in VR4 aus der Gesamtverformung ohne Berücksichtigung der Auflagerverformung (Messpkt. 1 – Messpkt. 10)

In der Abb. 4-34 sind die Experimente VR2-ZV-1, VR5-ZV-1 und VR5-ZV-2 dargestellt. In Versuchsreihe 2 führte ein Betonausbruch bei ca. 80 kN zum Versagen. In Versuchsreihe 5 wurde eine Rissbildung ab 110 kN festgestellt. Das endgültige Versagen erfolgte durch einen Betonausbruch bei 163 kN. In allen Experimenten begünstigten die Zugspannungen auf der Versuchskörperoberseite die Rissbildung und führten zu einem spröden Betonversagen. Die Experimente unterscheiden sich in der Betonfestigkeit, der Einbindetiefe des Stahldübels und der Auflageranordnung.

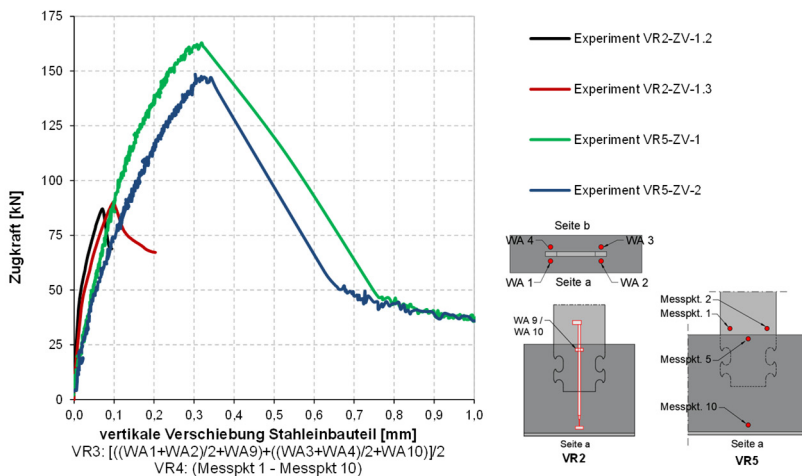


Abb. 4-34: Vertikale Verschiebung des Stahlbauteils ermittelt in VR2 aus den Wegaufnehmern und in VR5 aus der Gesamtverformung (Messpkt. 1 – Messpkt. 10) jeweils ohne Berücksichtigung der Auflagerverformung

Die Abb. 4-35 zeigt die Last-Verformungskurven der statischen Zugversuche aus den Versuchsreihen 4 und 5. Zunächst wurde in allen Experimenten ein Spalten des Betons durch das Bildkorrelationssystem festgestellt (siehe Diagramm Abb. 4-36). In den Experimenten VR5-ZV1 und ZV2 führte jedoch ein Biegeriss in der Mitte des Versuchskörpers zu einem spröden Versagen. Die Versuchsreihen 4 und 5 unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Verankerungstiefe  $h_{sz}$  sowie der Bewehrungsführung, wodurch max. Tragfähigkeiten zwischen 149 kN und 394 kN erreicht wurden. Die Änderung der Auflager hatte keinen Einfluss auf die Ergebnisse.

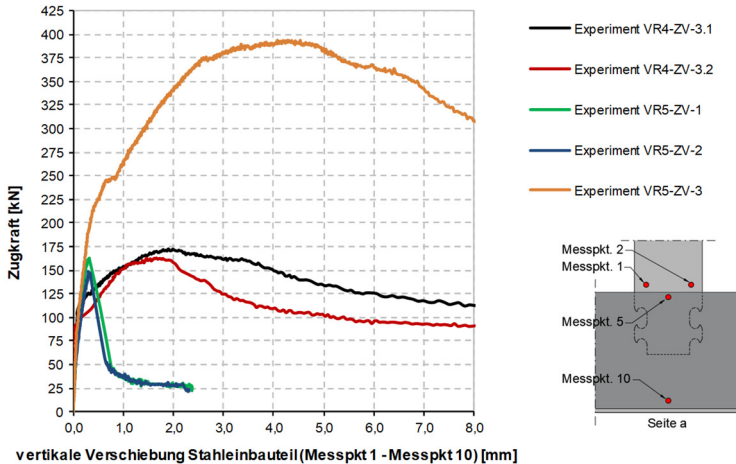


Abb. 4-35: Vertikale Verschiebung des Stahleinbauteils ermittelt aus der Gesamtverformung ohne Berücksichtigung der Auflagerverformung (Messpkt. 1 – Messpkt. 10)

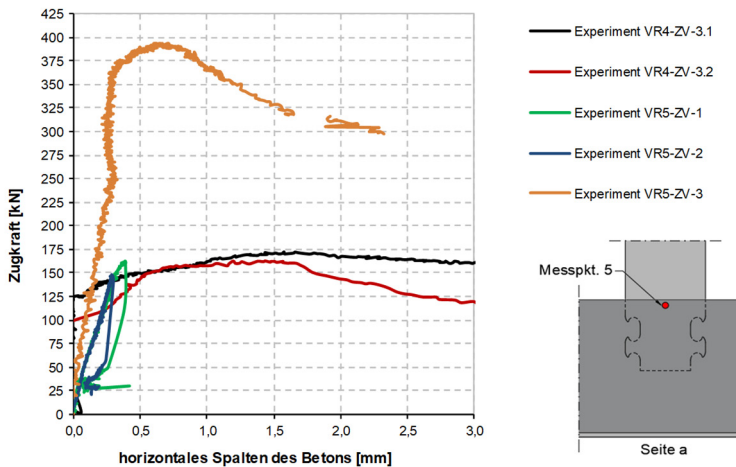


Abb. 4-36: Horizontales Spalten der Zugversuche in Versuchsreihe 4 und 5

#### 4.5.5 Zusammenstellung der Ergebnisse

In allen Versuchskörpern wurde die Streckgrenze der Dübelbewehrung überschritten und es konnte das Erreichen des Fließplateaus festgestellt werden. Ein Erreichen des Fließplateaus der Rückhängebewehrung konnte lediglich im Experiment VR5-ZV-3 festgestellt werden. Außerdem ist auf Grund der hohen Belastung in diesem Versuchskörper von einer Plastifizierung der Stahldübel auszugehen.

Eine Zusammenstellung der Ergebnisse der statischen Zugversuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1 [79] ist in Tab. 4-20 aufgeführt. Eine ausführliche Auswertung der Experimente wurde im Anhang zusammengestellt. Die Interpretation der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 6.

Tab. 4-20: Zusammenstellung der Ergebnisse der statischen Zugversuche

Experiment	$P_{\max}$ [kN]	$P_{Rk}$ [kN]	$\delta_{\max}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	Versagen
VR2-ZV-1.2	89	80	0,07	*	Betonausbruch I
VR2-ZV-1.3	92	83	0,10	*	Betonausbruch I
VR3-ZV-1.4	79	71	0,25	*	Betonausbruch I
VR3-ZV-1.5	69	62	0,21	*	Betonausbruch I
VR3-ZV-2.2	169	152	1,28	1,70	1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Ausstanzbewehrung
VR3-ZV-2.3	177	159	1,71	2,07	1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Ausstanzbewehrung
VR4-ZV-3.1	172	155	1,90	3,73	1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Dübelbewehrung durch Querbelastung
VR4-ZV-3.2	163	147	1,67	2,24	1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Dübelbewehrung durch Querbelastung
VR5-ZV-1	163	147	0,32	*	Biegeversagen
VR5-ZV-2	148	133	0,30	*	Biegeversagen
VR5-ZV-3	394	355	4,07	6,65	1. Betonausbruch I + Dehnungszunahme der Rückhänge, Ausstanz-, und Dübelbewehrung 2. Betonausbruch II + Fließen der Dübelbewehrung durch Querbelastung 3. Betonausbruch III durch Querbelastung der Spaltbewehrung
* auf Grund eines spröden Versagens konnte der Wert nicht ermittelt werden					

## **5 Nichtlineare numerische Berechnungen**

### **5.1 Einführung in die numerischen Berechnungen**

Grundsätzlich bildet ein numerisches Berechnungsmodell mit wirklichkeitsnahen Materialmodellen eine ideale Struktur ohne Imperfektionen ab. In den Bauteilversuchen wird ein Versagen in den meisten Fällen durch Ungenauigkeiten in der Herstellung der Versuchskörper oder durch Imperfektionen und Fehlstellen in den Werkstoffen herbeigeführt. Eine numerische Analyse eignet sich sehr gut für eine Voruntersuchung der experimentellen Versuchsreihen. Sie dient der Entwicklung der Versuchskörper und der Konzipierung verschiedener Versuchsparameter und Randbedingungen (siehe auch [25]). Um das nichtlineare numerische Modell mit den experimentellen Untersuchungen vergleichen zu können, ist eine Validierung des Modelles zwingend erforderlich. Wesentliche Einflussfaktoren auf die numerischen Berechnungen sind neben den Betonparametern auch die gewählten Randbedingungen, wie zum Beispiel die Lagerung, die Kontaktflächen und die Netzgröße. Die auf Grund von verschiedenen Variantenberechnungen gewählten Parameter sollen im Folgenden kurz vorgestellt werden.

Für die nichtlinearen Berechnungen wurde das FE-Programm ATENA von Červenka Consulting [144] verwendet. Im Folgenden sollen ebenfalls die Grundlagen und die in ATENA implementierenden Materialmodelle beschrieben werden. Die ausführlichen Programmparameter sind in [145] beschrieben. Eine Zusammenfassung der für diese Arbeit verwendeten Materialmodelle sind in [146] ausgearbeitet und variiert worden.

### **5.2 Materialmodelle in ATENA**

#### **5.2.1 Allgemeines**

Durch die Verwendung geeigneter Materialmodelle ist eine wirklichkeitsnahe Berechnung komplexer Stahlbetonstrukturen möglich. Die Materialmodelle beschreiben das Materialverhalten und die Versagenskriterien von Beton und Betonstahl und kombinieren diese miteinander. Treten Schädigungen auf (z. B. Risse), so werden diese innerhalb eines finiten Elementes verschmiert und in geschädigtes Material umgewandelt. In den folgenden Abschnitten werden die implementierten Materialmodelle beschrieben.

#### **5.2.2 Stahlbauteile**

Das Modell für die Stahlbaukomponenten beruht auf dem Bilinearen Spannungs-Dehnungsgesetz aus dem „*Von Mises Plasticity Model*“. Der Spannungs-Dehnungsverlauf dieses Gesetzes ist in Abb. 5-1 dargestellt.

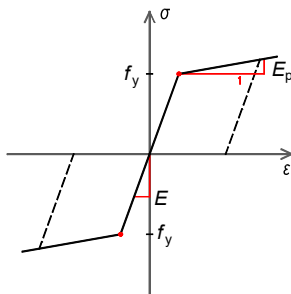


Abb. 5-1: Bilineares Spannungs- Dehnungsgesetz für Baustahl

Es können folgende Werte eingestellt werden:

- $f_y$  Streckgrenze des Baustahls
- $E$  Elastizitätsmodul des Baustahls
- $\nu$  Querdehnzahl
- $E_p$  Verfestigungsmodul des Baustahls

### 5.2.3 Bewehrung

Die Bewehrung kann in zwei verschiedenen Varianten (diskret und verschmiert) modelliert werden. Diskrete Bewehrung erfolgt in Form von Bewehrungsstäben und wird durch Linienelemente dargestellt. Die verschmierte Bewehrung ist eine Komponente des Verbundmaterials und kann entweder als eine einzige Materialkomponente betrachtet werden oder als eine von mehreren Bestandteilen. Der erste Fall kann eine spezielle Bewehrungsanordnung (Layer) sein, während der letztere Fall ein Bauteil aus Beton, das eine oder mehrere Bewehrungen enthält, sein kann. In beiden Fällen wird angenommen, dass eine einaxiale Spannung vorliegt, wobei alle Bewehrungsformen dem gleichen Spannungs- Dehnungsgesetz unterliegen. Weiterhin ist es möglich in ATENA ein Bilineares sowie ein Multilineares Spannungs-Dehnungsgesetz für die Bewehrung einzugeben. Das Bilineare Spannungs-Dehnungsgesetz ist in Abb. 5-2 dargestellt und wurde für die durchgeführten FE-Berechnungen herangezogen.

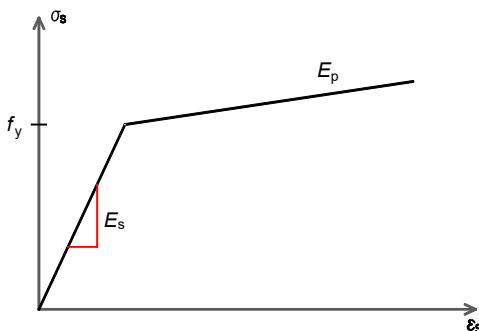


Abb. 5-2: Bilineares Spannungs- Dehnungsgesetz für Bewehrung

Dabei ist:

- $f_y$       Streckgrenze des Bewehrungsstahl
- $\varepsilon_s$     Dehnung des Betonstahls
- $\varepsilon_u$     Rechnerische Bruchdehnung des Betonstahls
- $\sigma_s$     Spannung des Betonstahls
- $E_s$       Elastizitätsmodul des Betonstahls
- $E_p$       Verfestigungsmodul des Betonstahls

Die implementierten Verbundmodelle für die Bewehrung basieren alle auf einer Verbund-Schlupfbeziehung. Diese Beziehung definiert die Verbundfestigkeit (Kohäsion) in Abhängigkeit des aktuell berechneten Schlupfes zwischen der Bewehrung und dem umgebenden Beton. Es ist die Eingabe von drei Verbund-Schlupfmodellen möglich:

- nach dem CEB-FIP Model Code 1990 [100]
- den Schlupfbeziehungen von Bigaj [147] und
- einem benutzerdefinierten Gesetz.

In den ersten beiden Modellen werden die Gesetze basierend auf der Betondruckfestigkeit, dem Bewehrungsdurchmesser und der Bewehrungsart generiert. Weitere wichtige Parameter sind die Umschnürung der Bewehrung und die Qualität des Betonierens. Für die durchgeführten Berechnungen wurde das Verbundgesetz aus dem Model Code 1990 [100] verwendet. Die Verbund-Schlupf-Beziehung ist in Abb. 5-3 dargestellt.

Wenn in der Modellierung kein Verbundgesetz ausgewählt wird (Bezeichnung in ATENA: normale Elementgeometrie) wird von dem Programm eine „perfekte Verbindung“ simuliert, was zur Folge hat, dass die Bewehrung bereits am Stabende die volle Spannung aufnehmen kann.

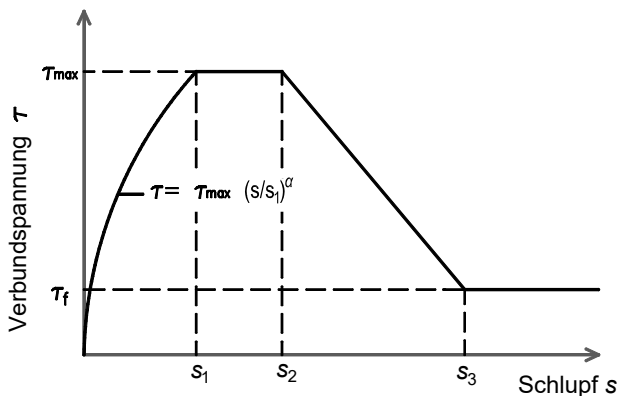


Abb. 5-3: Analytische Verbund-Schlupf-Beziehung für monotone Belastung nach Model Code 1990 [100]

### 5.2.4 Kontaktmaterial

Um Kontaktflächen, beispielsweise zwischen Beton und Stahl, zu simulieren, wird ein Kontaktmaterial eingesetzt. Das Modell des Kontaktmaterials basiert auf einem Mohr-Coulomb-Ansatz mit Zug-Ausschaltung. Übersteigen die Kontaktspannungen die Grenzwerte, kollabiert die Kontaktfläche zu einer Restfläche, die der Grenzreibung entspricht. Eine ausführliche Erläuterung des Kontaktmaterials ist [144] zu entnehmen. Die Bruchfläche des Kontaktmaterials ist in Abb. 5-4 dargestellt.

Unter Zugbeanspruchung wird das Versagenskriterium durch ein Ellipsoid ersetzt, welches die Normalspannungsachse an der Stelle  $f_t$  mit der vertikalen Tangente schneidet und die Scherspannungsachse mit dem Wert  $c$  (Kohäsion) mit der Tangente entsprechend  $\mu$  (Reibungskoeffizienten) schneidet.

Die Parameter für das Kontaktmodell können nicht frei definiert werden; es besteht eine gewisse Abhängigkeit der einzelnen Parameter. Bei der Definition der Parameter sind die folgenden Regeln zu beachten:

$$\begin{aligned} f_t < \frac{c}{\mu}, \quad f_t < c \\ c > 0, \quad f_t > 0, \quad \mu > 0 \end{aligned} \tag{5.1}$$

In Fällen, wo keine Kohäsion und keine Zugspannungen auf die Kontaktflächen aufgebracht werden können, sollte ein kleiner Wert für  $c$ ,  $f_t$  und  $\mu$  vorgegeben werden, um eine numerisch stabile Berechnung durchführen zu können.

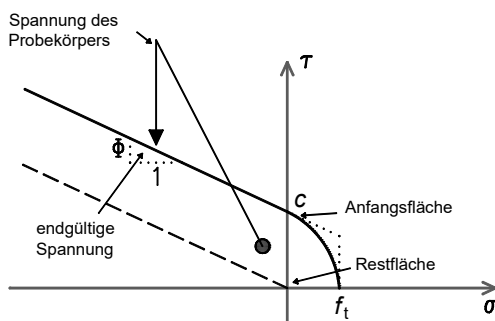


Abb. 5-4: Bruchfläche des Kontaktmaterials [144]

Das Kontaktmaterial wird mit den folgenden Parametern beschrieben:

Tab. 5-1: Materialparameter zur Beschreibung einer Kontaktfläche in ATENA

Normal-Steifigkeit $K_{nn}$	[MN/m <sup>3</sup> ]
Tangential-Steifigkeit $K_{tt}$	[MN/m <sup>3</sup> ]
Min. Normal-Steifigkeit $K_{nn,min}$	[MN/m <sup>3</sup> ]
Min. Tangential-Steifigkeit $K_{tt,min}$	[MN/m <sup>3</sup> ]
Kohäsion $c_{kont}$	[N/mm <sup>2</sup> ]
Reibungskoeffizient $\mu_{kont}$	[-]
Zugfestigkeit $f_{t,kont}$	[N/mm <sup>2</sup> ]

Die Parameter  $K_{nn}$  und  $K_{tt}$  beschreiben die anfängliche elastische Normal- bzw. die Schersteifigkeit des Kontaktmaterials. Aufgrund der Modellierung des Kontaktvolumens mit einer Dicke von 0 cm würde der Wert der Anfangssteifigkeit einem sehr hohen Wert entsprechen. Aus diesem Grund ist dieser mit folgenden Formeln abzuschätzen, um numerische Instabilitäten zu vermeiden:

$$K_{nn} = \frac{E}{t}, K_{tt} = \frac{G}{t} \tag{5.2}$$

Dabei sind  $E$  bzw.  $G$  das minimale Elastizitätsmodul bzw. Schermodul des umgebenden Materials und  $t$  die Größe des benachbarten Elementes der Trennfläche. Aus numerischen Gründen ist es empfehlenswert, die Steifigkeit etwa auf das 10-fache der Steifigkeit der angrenzenden finiten Elemente zu begrenzen.

Außerdem werden zwei zusätzliche Steifigkeitswerte  $K_{nn,min}$  und  $K_{tt,min}$  benötigt, welche in Abb. 5-5 dargestellt sind. Diese Parameter werden nur aus numerischen Zwecken benötigt, damit nach dem Versagen das Lösen der Gleichung noch möglich ist. Theoretisch wäre die Steifigkeit nach dem Versagen null, sodass die globale Steifigkeit unbestimmt ist. Die minimalen Steifigkeitswerte sollten etwa 1/1000 der ursprünglichen Steifigkeiten betragen.

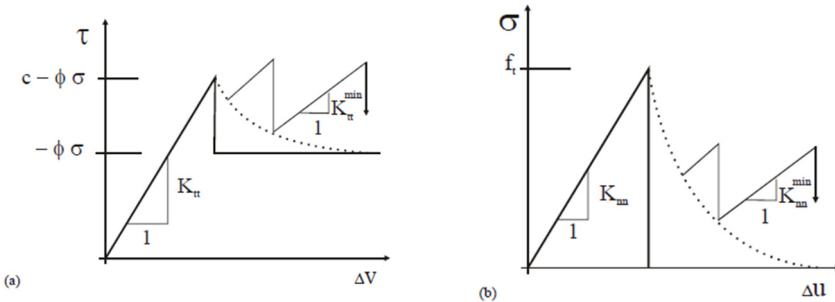


Abb. 5-5: Typisches Verhalten der Kontaktflächen unter Abscheren (a) und Zug (b)

## **5.3 Das Fracture Plastic Constitutive Model für Beton**

### **5.3.1 Allgemeines**

In ATENA lassen sich drei verschiedene Materialmodelle für Beton auswählen. Dies ist zum einen das Materialmodell SBETA, welches in Deutschland entwickelt wurde und bereits in älteren Programmen zum Einsatz kam, das ATENA eigene Betonmodell "*Fracture-Plastic Constitutive Model*" (kurz: FPCM) sowie ein Betonmodell mit richtungsabhängiger Schädigung. Für die folgenden Berechnungen wurde das FPCM verwendet, weshalb auf die weiteren Modelle in dieser Arbeit nicht weiter eingegangen wird. Im Folgenden sollen die wichtigsten Eigenschaften des Materialmodells zusammenfassend beschrieben werden. Weitere Details sind in [148; 144] ausführlich erläutert.

Das ausgewählte dreidimensionale FPCM für Beton kombiniert das Bruchverhalten unter Zugspannung mit der Plastizität unter Druckspannungen. Die Bruchmodellierung erfolgt durch eine orthotrope verschmierte Rissformulierung und einem Riss-Band-Modell basierend auf dem Rankine-Zugkriterium [149] mit exponentieller Entfestigung. Das plastische Verfestigungs-/ Entfestigungsmodell für Beton unter Druck basiert auf der drei Parameter umfassenden Versagensoberfläche von Menétrey und Willam aus dem Jahre 1995 [150] und einer nichtassozierten Fließregel von Drucker und Prager aus dem Jahre 1952 [151]. Dabei werden Dehnungen in plastische und schädigende Komponenten getrennt und ein rekursiver iterativer Algorithmus kombiniert unter Beibehaltung der Spannungsäquivalenz die beiden oben genannten Modelle.

### **5.3.2 Theoretischer Hintergrund der Materialmodelle**

#### **5.3.2.1 Allgemeines**

In der Regel besteht ein Materialmodell aus einer Fließbedingung, einem Fließgesetz und einer Verfestigungshypothese. Beton verhält sich zum Beispiel bis zu einer definierten Belastung oder Dehnung elastisch. Bei weiterer Belastung tritt ein plastisches Verhalten mit bleibenden Verformungen auf. Den Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich definiert die Fließbedingung eines Materialmodells. Die Zunahme und Richtung der bleibenden Verformungen im plastischen Bereich bzw. den Verzerrungen, welche sich aus Dehnung und Gleitung zusammensetzen, werden durch das Fließgesetz bzw. die Fließregel beschrieben. Wird ein bereits im plastischen Bereich belasteter Beton entlastet, bleiben die Verformungen bestehen. Durch eine weitere Belastung treten neue plastische Verformungen auf, welche sich jedoch bei gleicher Belastung wie der Erstbelastung von den bereits ermittelten Verformungen unterscheiden. Folglich hat sich die Fließbedingung in Folge des Plastifizierens verändert. Diese Veränderung wird durch die Verfestigungshypothese beschrieben.

#### **5.3.2.2 Fließbedingung**

Grundlegend bauen die implementierten Materialmodelle auf der Drucker-Prager Fließbedingung [151] auf. Auf der Grundlage von bodenmechanischen Untersuchungen entwickelten Drucker und Prager 1952 ein Bruchspannungskriterium.

Dieses Kriterium stellt eine Erweiterung des Kriteriums nach Mohr/Coulomb oder auch eine Erweiterung des Kriteriums nach von Mises dar, um den Einfluss der hydrostatischen Spannungskomponente darzustellen. Eine ausführliche Erläuterung der Bruchkriterien wurde bereits in [152] aufgeführt. Abb. 5-6 zeigt die Bruchkurven von Drucker/Prager und Mohr/Coulomb im Hauptspannungsraum um die hydrostatische Achse.

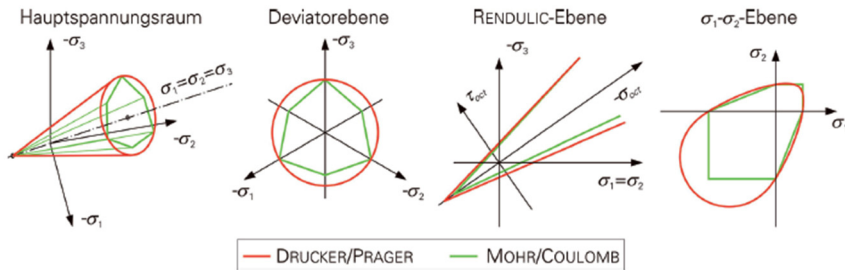


Abb. 5-6: Darstellung der Bruchkriterien nach Drucker/Prager und Mohr/Coulomb nach [152]

### 5.3.2.3 Verfestigungshypothese

Aus den bereits genannten Fließbedingung von van Mises, Drucker/Prager oder Mohr/Coulomb lassen sich auch die Verfestigungshypothesen ableiten. Liegt im Laufe einer Finiten-Element-Berechnung der Spannungszustand eines Elementes außerhalb der Fließfläche des verwendeten Materialmodells, kann dies in Abhängigkeit vom plastischen Verhalten des Materials und je nach Spannungsgröße entweder sofort zum Versagen oder zum Plastifizieren führen, was eine Veränderung der Fließfläche bewirkt. Durch das Plastifizieren ändert sich die Fließfläche so stark bis der Spannungspunkt an deren Begrenzung liegt. Die möglichen Änderungen einer Fließfläche werden in Materialmodellen in der Regel mit Hilfe eines Festigkeitskriteriums beschrieben. Das implementierte FPCM verwendet das Festigkeitskriterium nach Menétrey und William [150].

Ein Festigkeitskriterium ist allerdings nicht nur der Verfestigungshypothese zuzuordnen. Die mathematische Formulierung des Festigkeitskriteriums beinhaltet eine Fließbedingung und steuert mit Hilfe einer Verfestigungsregel bzw. -hypothese der Veränderung ebendieses auf Grundlage der Fließregel. Das heißt, die Verfestigungshypothese greift die Teile des Festigkeitskriteriums heraus, welche definieren, auf welche Art sich die Fließfläche verändern kann.

Ein weiterer Bestandteil der Verfestigungshypothese ist die Verfestigungsbeziehung. Diese beschreibt die Dehnungsänderung, welche durch eine Spannungsänderung im plastischen Zustand hervorgerufen wird. Grundlage dafür sind zum Beispiel die Spannungs-Dehnungslinien eines Materials unter einaxialer Belastung.

### 5.3.2.4 Fließgesetz bzw. Fließregel mit dem Return Mapping Algorithmus

Um das oben beschriebene Bruchmodell mit dem Plastizitätsmodell kombiniert abbilden zu können, wird der von De Borst, 1986 [153] eingeführte Ansatz der

Spannungs- bzw. Dehnungszzerlegung verwendet. In der folgenden Gleichung (5.3) ist die Aufteilung des Dehnungskomponenten dargestellt:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^f \quad (5.3)$$

Mit:

- $\varepsilon_{ij}^e$  elastische Dehnungskomponente
- $\varepsilon_{ij}^p$  plastische Dehnungskomponente
- $\varepsilon_{ij}^f$  bruchbedingte Dehnungskomponente

Das FPCM unterteilt die Dehnungen in elastische, plastische und bruchbedingte Komponenten, während er die Spannungsäquivalenz beibehalten muss. Der elastische Dehnungsanteil resultiert aus Spannungszuständen, die innerhalb der Fließfläche liegen. Die plastische Dehnungskomponente und die bruchbedingte Dehnungskomponente lassen sich aus dem Fließgesetz und der Verfestigungshypothese ableiten und treten bei Spannungszuständen außerhalb der Fließfläche auf. Ein neuer Spannungszustand wird inkrementell aus dem vorherigen Spannungszustand berechnet und ist in Gleichung (5.4) dargestellt.

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} \cdot (\Delta\varepsilon_{kl} - \Delta\varepsilon_{kl}^p - \Delta\varepsilon_{kl}^f) \quad (5.4)$$

Mit:

- $\sigma_{ij}^{n-1}$  Spannung aus dem aktuellen Lastschritt
- $E_{ijkl}$  Elastizitätsmodul aus dem aktuellen Lastschritt

Die elastischen Dehnungsincremente werden mit dem Elastizitätsmodul  $E_{ijkl}$  multipliziert, indem die plastischen Dehnungsincremente  $\Delta\varepsilon_{kl}^p$  und die bruchbedingten Dehnungsanteil  $\Delta\varepsilon_{kl}^f$  von der Gesamtdehnung  $\Delta\varepsilon_{kl}$  abgezogen werden. Dies bedeutet, wenn das betrachtete finite Element eine Zugspannung erfährt, kann dieses mit dem bruchmechanischen Modell nach Rankine berechnet werden. Wenn das finite Element dagegen eine Druckspannung erfährt, kann es nach dem auf der Plastizitätstheorie basierenden Modell von Menétrey und Willam [150] berechnet werden. Zur Verdeutlichung wird dieser iterative Prozess schematisch in Abb. 5-7 dargestellt.

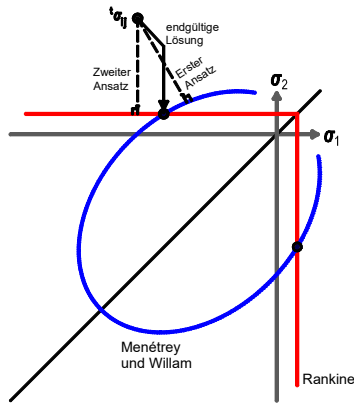


Abb. 5-7: Schematische Beschreibung des iterativen Prozesses in zwei Dimensionen nach [148]

Das Bruch- und Plastizitätsmodell wird in dem Kombinationsalgorithmus „Return-Mapping-Algorithmus“ von Wilkins, 1964 [154; 155] abgebildet. Aufgrund der dadurch geschaffenen Unabhängigkeit der beiden Modelle lassen sich Simulationen tätigen, bei denen die Bruchfläche beider Modelle aktiv ist, wodurch ein gleichzeitiges Versagen auf Zug und Druck simuliert werden kann. Der Return Mapping Algorithmus im FPCM kann wesentlichen Einfluss auf das Konvergenzverhalten der FE-Berechnungen haben. Ziel des Return Mapping Algorithmus ist es den dargestellten Spannungspunkt  $\sigma_{ij}^n$  ausgehend vom Spannungspunkt des vorherigen Lastschrittes  $\sigma_{ij}^{n-1}$  zu berechnen. Für den Punkt  $\sigma_{ij}^n$  muss somit analog zum Punkt  $\sigma_{ij}^{n-1}$  das Festigkeitskriterium  $F_{3p}^p$  mit einer zugelassenen numerischen Ungenauigkeit erfüllt sein. Anhand der bekannten Informationen wird ein Dehnungsinkrement  $\Delta \varepsilon_{kl}^{(n)}$  geschätzt, sodass ohne Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung ein neuer Spannungspunkt  $\sigma_{ij}^t$  nach Gleichung (5.5) berechnet werden kann.

$$\sigma_{ij}^t = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} \cdot \Delta \varepsilon_{kl}^{(n)} \quad (5.5)$$

Sobald sich die Berechnung im plastischen Bereich befindet, wird diese einen großen numerischen Fehler aufweisen. Der neue Spannungspunkt  $\sigma_{ij}^t$  liegt dann außerhalb des Festigkeitskriteriums, welches der aktuellen Fließfläche entspricht. Die Potentialfläche als Bestandteil der Fließregel steuert die Veränderung der Fließfläche. Ausgehend von der aktuellen Spannung  $\sigma_{ij}^{n-1}$  und der aktuellen Dehnung  $\varepsilon_{ij}^{(n-1)p}$  wird mit Hilfe des Return Mapping Algorithmus für den nächsten Lastschritt ein neuer Spannungspunkt  $\sigma_{ij}^n$  sowie das zugehörige plastische Dehnungsinkrement iterativ ermittelt, so dass sich  $\sigma_{ij}^n$  auf dem Umfang der veränderten neuen Fließfläche befindet. Der Return-Mapping-Algorithmus für das plastische Modell basiert auf der Predictor-Corrector Methode und ist in Abb. 5-8 im Haigh-Vestergaard-Koordinatensystem dargestellt. Die plastische Volumenänderung kann in der Rendulic-Ebene definiert werden, wobei  $\xi$  die hydrostatische Achse ist und  $\rho$  die

Deviatorebene. Der Parameter  $\beta$  definiert die Richtung aus dem vorherigen Spannungspunkt  $\sigma_{ij}^i$  zurück zu der Versagensoberfläche und wird im Fließgesetz genutzt, um plastische Verformungen (im Hauptspannungsraum) zu definieren und die Volumenänderung zu beschreiben.

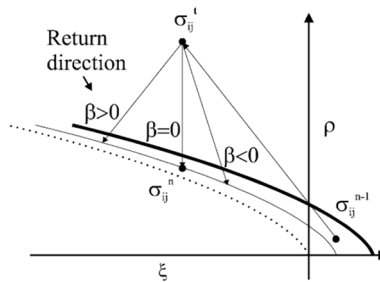


Abb. 5-8: Darstellung der *Plastic Predictor-Corrector Methode* nach [144] im Haigh-Vestergaard-Koordinatensystem

Eine detailliertere Beschreibung und der numerische Hintergrund zur Kombination des Bruchmodells und dem Plastizitätsmodell sind der Programmbeschreibung von ATENA [144] zu entnehmen.

### 5.3.3 Allgemeine Betonparameter

Die grundlegenden Parameter zur Modellierung des Betons sind:

- $E_c$       Elastizitätsmodul des Betons (MPa)
- $\nu$         Querdehnungszahl
- $f_c$         einaxiale Betondruckfestigkeit (MPa)
- $f_t$         zentrische einaxiale Betonzugfestigkeit (MPa)

Weitere Parameter werden zur Detaillierung des Zug- bzw. Druckmodells verwendet und sind im Folgenden dargestellt.

### 5.3.4 Bruchmodell für die Betonrissbildung

Zur Beschreibung der Rissentwicklung unter Zugbelastung verwendet das FPCM das Zug-Bruchmodell nach Rankine. In der Rissentwicklungsphase, nachdem die maximale Zugfestigkeit des Betons erreicht wurde, wird ein neuer Spannungs- und Dehnungszustand nach dem Bruchkriterium von Rankine berechnet. Rankine beschreibt in seinem Modell aus dem Jahre 1876, dass ein Körper dann versagt, wenn eine der drei Hauptspannungen, unabhängig der Größe der anderen Hauptspannungen, die Zugfestigkeit überschreitet. Das Rankine-Kriterium wird auch als „Hypothese von konstanten Hauptspannungen“ oder „Principal Stress Concept“ bezeichnet. Speck 2008 [152] beschreibt das Modell nach Rankine in ihrer Dissertation mit der Bedingung, dass aus

$$\sigma_1 = f_{ct}, \quad \sigma_2 = f_{ct}, \quad \sigma_3 = f_{ct} \tag{5.6}$$

das Kriterium

$$2 \cdot \sqrt{3} \cdot J_{2\sigma} \cdot \cos \theta + I_{1\sigma} - 3 \cdot f_{ct} = 0 \quad (5.7)$$

folgt. Das verwendete nichtlineare FE-Programm verwendet ebenfalls das Bruchkriterium von Rankine für die Rissbildung im Beton. In Abb. 5-9 oder in Gleichung (5.8) ist dieses Kriterium in Haigh-Westergaard Koordinaten dargestellt.

$$f^t = \xi - \sqrt{2} \cdot \varphi \cdot \cos \theta - \sqrt{3} \cdot f_t \leq 0 \quad (5.8)$$

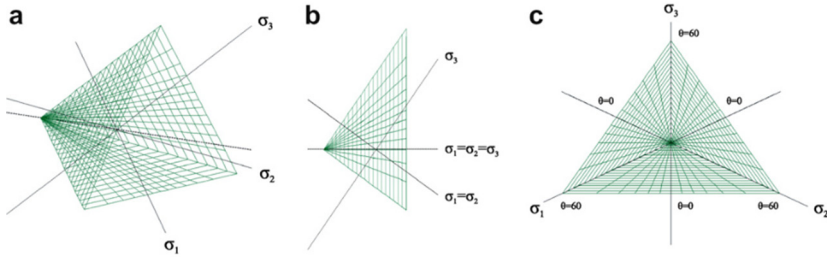


Abb. 5-9: Bruchkriterium nach Rankine dargestellt in Haigh-Westergaard Koordinaten im dreidimensionalen Spannungsraum (a) Rendulic-Ebene (b) und in der Deviatorebene (c) in Anlehnung an [148]

Bekannt sind in dem aktuellen Lastschritt die plastische Dehnung  $\varepsilon_{cr}$  und die Richtung, in der sich der Riss orientiert. In Abb. 5-10 sind die Hauptspannungsrichtungen auf die Elementabmessung projiziert. Dabei steht  $L_t$  für die Richtung der Zugspannung und  $L_c$  für die Druckspannung. In einem dreidimensionalen Raum entsprechen  $L_t$  und  $L_c$  Ebenen.

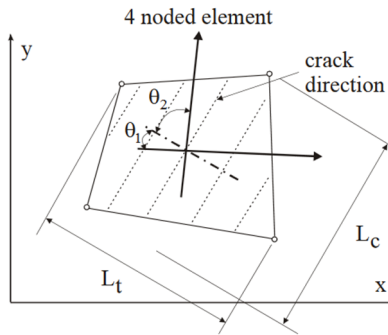


Abb. 5-10: Darstellung eines Rissbandes anhand der Elementabmessungen eines vierknotigen Elementes nach [144]

Die Rissöffnung  $w$  wird aus der Bruchdehnung  $\varepsilon_{cr}$  berechnet und mit der charakteristischen Länge  $L_t$  multipliziert (Gleichung (5.9)). Die charakteristische Länge als Rissbandgröße wurde von Bažant und Oh 1993 [156] vorgestellt.

$$w = \varepsilon_{cr} \cdot L_t \quad (5.9)$$

In der Rissentwicklungsphase wird Energie für das Aufreißen des Elementes freigesetzt. Diese sogenannte Bruchenergie  $G_F$  bezeichnet die Fläche unter der Zugfestigkeit  $f_t(w)$  in Abhängigkeit der Rissöffnung  $w$ . Da der Wert einer zum aktuellen Lastschritt ermittelten Zugfestigkeit  $f_{ct(w_k)}$  eine Funktion der Rissöffnung ist, ist lediglich eine iterative Lösung möglich. Dabei kommt der empirische Lösungsansatz von Hordijk aus dem Jahre 1991 [157] zum Einsatz (siehe Gleichung (5.10)).

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left[ 1 + \left( c_1 \cdot \frac{w}{w_o} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{w}{w_o}} - \frac{w}{w_o} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (5.10)$$

Mit:  $c_1 = 3$  und  $c_2 = 6,93$ .

Der Punkt, ab dem der Riss Spannungsfrei wird ist definiert mit:

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_F}{f_t} \quad (5.11)$$

In der folgenden Abb. 5-11 ist die Funktion der Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit der Rissöffnung und der Bruchenergie  $G_F$  noch mal grafisch dargestellt.

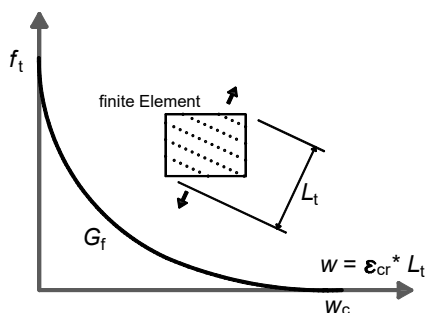


Abb. 5-11: Funktion der Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit der Rissöffnung und der charakteristischen Länge nach [144] in Anlehnung an Hordijk, 1991 [157]

In der Eingabe von ATENA kann das Zugmodell neben den grundlegenden Parametern noch mit der Bruchenergie  $G_F$  [MN/m] sowie die im folgenden aufgeführten Parametern modifiziert werden:

### Rissrichtung

Mit dem einzustellenden Parameter „Fixed Crack“ kann gesteuert werden, ab wann sich die Richtung eines sich öffnenden Risses nicht mehr verändert. Es können Werte zwischen „0“ und „1“ eingestellt werden. Der Wert „1“ steht für ein fixiertes Rissmodell, was bedeutet, dass sich der Riss nach seiner Entstehung nicht mehr verändert. Ein Wert von „0“ steht für ein rotierendes Rissmodell, was zur Folge hat, dass der aufgehende Riss seine Richtung ändert, bis keine Zugspannungen mehr übertragen werden können. Zwischenwerte können frei eingegeben werden. Wird z. B. ein Wert von „0,7“ gewählt bedeutet dies, dass die Richtung des Risses fixiert wird, sobald die im aktuellen Lastschritt vorhandene Zugfestigkeit nur noch 70 % der eingegebenen Betonzugfestigkeit entspricht.

### *Scherfaktor*

Öffnet sich ein Riss im Beton, nehmen die zwischen den Rissufern übertragbaren Zugspannungen ab. Die Rissnormalspannung wirkt senkrecht zur Rissebene. Ihre Größe lässt sich aus der Spannungs-Dehnungslinie ableiten. Zusätzlich können jedoch auch Schubspannungen zwischen den Rissufern übertragen werden. Der Wert dieser Schubspannungen liegt dabei in der Regel bei einem Vielfachen der übertragbaren Normalspannungen. Sollen diese berücksichtigt werden, muss der Scherfaktor zunächst in den Materialparametern aktiviert werden. Die übertragbaren Schubspannungen entsprechen den übertragbaren Normalspannungen multipliziert mit dem Scherfaktor. Bei dem nach [145] standardmäßig eingestellten Wert von 20 entspricht die übertragbare Schubspannung daher der 20-fachen Normalspannung.

### *Rissschließungssteifigkeit*

Durch Kraftumlagerungen, entgegengesetzte Belastungen oder sich während einer Simulation ändernder Modellierungsbedingungen kann sich ein zuvor aufgetaner Riss wieder schließen. Der im Materialmodell als *Unloading factor* bezeichnete Parameter steuert dabei die Steifigkeit der Rissschließung. Standardmäßig wird die Rissschließungssteifigkeit nicht berücksichtigt. Der zulässige Bereich dieser Werte liegt zwischen 0 und 1. Bei einem Wert von 0 verändert sich die Steifigkeit während der Rissschließung analog der Rissöffnung, d.h. die Risssteifigkeitskurve wirkt in beide Richtungen identisch. Mit einem Wert von 1 entspricht die Risssteifigkeit dem Elastizitätsmodul von unbeschädigtem Beton bereits unmittelbar nachdem der Riss beginnt sich wieder zu schließen. Ein Wert von 0 setzt hingegen voraus, dass sich der Riss in der Realität schließt, wie er sich geöffnet hat. Das Thema wird in [144] nur sehr kurz beschrieben und es wird nicht darauf eingegangen, ob die Rissschließungssteifigkeit in normaler Richtung zum Rissufer orientiert ist oder der Schubsteifigkeit an den Rissufern entspricht. Beim Beton hängt die Risssteifigkeit jedoch von der individuellen Rissbeschaffenheit ab, welche wiederum innerhalb eines Prüfkörpers bedingt durch das isotrope Gefüge des Betons stark variieren kann. In den folgenden Berechnungen wurde dieser Parameter nicht berücksichtigt.

### *Rissabstände [m]*

In stark bewehrten Betonkonstruktionen oder Modellen mit großen finiten Elementen, bei denen viele Bewehrungsstäbe ein Element kreuzen, liefert der in Bažant und Oh [156] beschriebene Rissbandansatz konservative Ergebnisse und die berechneten Rissbreiten können überschätzt werden. Der Grund dafür ist, dass im Rissbandansatz der Rissabstand größer als eine Finite-Element-Größe ist. Bei stark bewehrten Konstruktionen oder bei der Verwendung großer finiter Elemente kann es vorkommen, dass der Rissabstand kleiner als eine Elementgröße ist. Dies gilt insbesondere bei Schalen- und Plattenelementen, bei welchen in der Regel große finite Elemente für stark bewehrte Bauteile verwendet werden. In diesen Fällen ist es sinnvoll, den Rissabstand manuell einzugeben, da sonst die Rissbildung überschätzt und größere Durchbiegungen berechnet werden könnten. Das Materialmodell ermöglicht es dem Anwender, den Rissabstand manuell zu definieren. Der benutzerdefinierte

Rissabstand wird als Rissbandgröße  $L_t$  definiert und kommt zum Einsatz, wenn der benutzerdefinierte Rissabstand kleiner ist als die in [144] dargestellten Formeln für  $L_t$ . Standardmäßig wird der Rissabstand auf 0 gesetzt, sodass dieser der Größe eines finiten Elementes entspricht.

#### *Mitwirken des Betons auf Zug „Tension Stiffening“*

In stark bewehrten Betonkonstruktionen kann der Effekt des *Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen*, dem sogenannten „Tension Stiffening“ maßgebend werden. In der Regel werden die Zugspannungen im Riss lediglich durch die Bewehrung aufgenommen. Unter Berücksichtigung des „Tension Stiffening“ werden zwischen zwei Rissen ebenfalls Zugspannungen über den Verbund in den Beton eingeleitet. Der Beton beteiligt sich somit an der Aufnahme der Zugkräfte und es kommt zu einer Erhöhung der Bauteilsteifigkeit. Dieser Effekt kann im verwendeten Materialmodell durch Angabe eines Tension-Stiffening-Faktors  $c_{ts}$  berücksichtigt werden. Dieser Faktor stellt den relativen Grenzwert der Zugfestigkeit im Spannungs-Dehnungsdiagramm dar (siehe Abb. 5-12). Die Zugspannungen in einem Bauteil dürfen nicht unter den Wert von  $c_{ts} \cdot f_t$  sinken. In [144] wird empfohlen den Standardwert für  $c_{ts}$  gemäß Model Code 1990 [100] mit 0,4 anzunehmen.

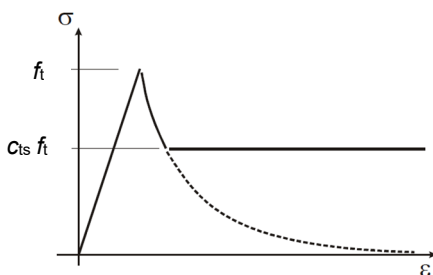


Abb. 5-12: Funktion der Betonzugfestigkeit unter der Berücksichtigung von „Tension Stiffening“

#### *Begrenzung der Gesteinskörnung „Größtkorndurchmesser“ [m]*

In ATENA kann der Größtkorndurchmesser zur Berechnung der Verzahnung der Gesteinskörnung berücksichtigt werden. Wenn die Eingabe des Größtkorndurchmessers im Beton aktiviert wird, kann die Scherfestigkeit von gerissenem Beton in der FE-Berechnung angesetzt werden. Die Theorie basiert auf den Untersuchungen von Vecchio und Collins aus dem Jahr 1986 [102] und wird in der modifizierten Druckfeldtheorie („*modified Compression Field Theory*“) beschrieben.

### **5.3.5 Plastizitätsmodell für das Betonversagen unter Druck**

Die Grundlagen des Plastizitätsmodells für Betondruckversagen in ATENA stammen aus dem Menétrey-Willam Bruchkriterium aus dem Jahr 1995 [150]. In Gleichung (5.12) und der folgenden Abb. 5-13 ist die Versagensoberfläche nach Menétrey und Willam in Haigh-Westergaard Koordinaten dargestellt.

$$F_{3P}^p = \left[ \sqrt{1,5} \cdot \frac{\rho}{f_c'} \right]^2 + m \left[ \frac{\rho}{\sqrt{6} \cdot f_c'} \cdot r(\theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3} \cdot f_c'} \right] - c = 0 \quad (5.12)$$

In der oben genannten Gleichung sind  $(\xi, \rho, \theta)$  die Haigh-Westergaard Koordinaten,  $f_c'$  und  $f_t'$  die zugehörige Druck- bzw. Zugspannung. Der Parameter  $e$  definiert die Rundung der Versagensoberfläche. Mit einem  $e = 0,5$  besitzt die Versagensoberfläche scharfkantige Ecken. Beträgt  $e = 1,0$  ist die Fläche um die hydrostatische Achse komplett kreisförmig. Weitere Hinweise sind aus der Programmdokumentation [144] zu entnehmen.

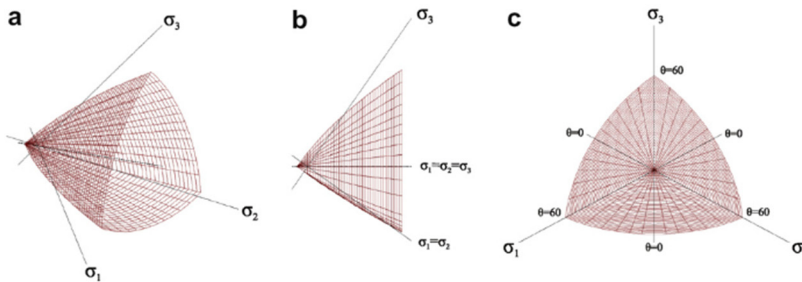


Abb. 5-13: Darstellung des Menetrey-Willam in Haigh-Westergaard Koordinaten im dreidimensionalen Spannungsraum (a) Rendulic-Ebene (b) und in der Deviatorebene (c) in Anlehnung an [148]

Ein detailliertes Kalibrierverfahren für das Plastizitätsmodell basierend auf einer umfangreichen experimentellen Datenbank ist in Papanikolaou und Kappos [158] aus dem Jahre 2007 beschrieben.

Das FPCM verwendet für Druck die in folgender Abb. 5-14 dargestellte idealisierte Spannungs-Dehnungslinie. In der Kurve vor dem Erreichen der Bruchlast wird die Betonspannung  $f_c$  als eine Funktion der äquivalenten plastischen Dehnung  $\varepsilon_{eq}^p$  beschrieben. Der Beginn des nichtlinearen Materialverhaltens unter Druck wird durch das Formelzeichen  $f_{c0}$  beschrieben. Die plastische Dehnung bei Erreichen der Bruchlast ist  $\varepsilon_c^p$ . Im Nachbruchbereich ist die Betonspannung abhängig von der plastischen Verformung  $w_d$ , die nach Gleichung (5.13) beschrieben wird.

$$w_d = (\varepsilon_{eq}^p - \varepsilon_c^p) \cdot L_c \quad (5.13)$$

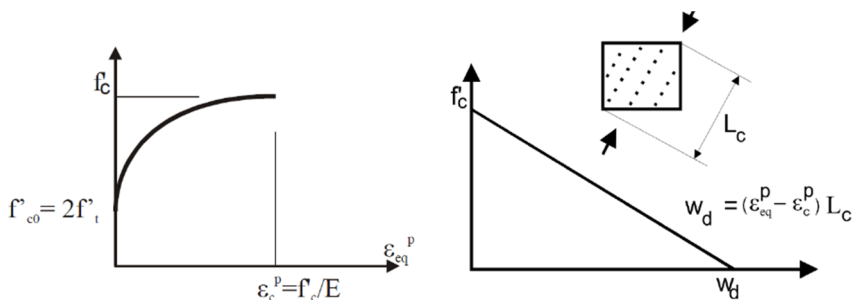


Abb. 5-14: Vereinfachte Spannungs-Dehnungslinie für den ungerissenen Beton im Bereich vor dem Erreichen der Bruchlast/ Funktion der Verfestigung (links) und dem gerissenen Beton im Nachbruchbereich/ Funktion der Endfestigung (rechts) [144] bzw. in Anlehnung an van Mier [159; 160]

Die Berechnung der plastischen Dehnungen und den entsprechenden Spannungen in einem finiten Element erfolgt mit Hilfe eines inkrementellen Rückkehr-Algorithmus auf Basis der Predictor-Corrector Methode [144]. Bei der Predictor-Corrector Methode wird die Spannung und die Dehnung des nächsten Lastschrittes mit Hilfe der aus dem aktuellen Lastschritt bekannten Spannung und Dehnung sowie der aktuellen Elementsteifigkeitsmatrix berechnet. Diese Berechnung ist im Grunde eine Schätzung auf Basis bekannter Werte des aktuellen Lastschrittes und enthält einen Fehler, der gegebenenfalls durch weitere Iterationsschritte korrigiert werden muss. Zum näherungsweisen Lösen gewöhnlicher Differentialgleichungen kann die Iteration der Predictor-Corrector Methode beispielsweise ohne größeren Aufwand mit der Trapezregel erfolgen. Der im Fracture-Plastic Constitutive Modell implementierte Algorithmus wurde im Abschnitt 5.3.2.4 kurz erläutert, da er wesentlichen Einfluss auf das Konvergenzverhalten der Berechnungen haben kann.

Zusammengefasst wird das Plastizitätsmodell für Beton neben den grundlegenden Parametern zusätzlich mit den folgenden Werten modifiziert:

- $f_{co}$  Beginn der plastischen Verfestigung/ Ende des elastischen Bereichs (MPa)
- $\epsilon_c^p$  plastische Dehnung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit  $f_c$
- $w_d$  maximale plastische Verformung unter Druckbeanspruchung
- $f_{c,red}$  Druckfestigkeitsreduzierung in Folge Rissbildung
- $e$  Exzentrizität der Versagensoberfläche
- $\beta$  Faktor für das plastische Fließverhalten / Ausdehnungsparameter

#### Druckfestigkeitsreduzierung infolge Rissbildung $f_{c,red}$

Wird ein Betonkörper mit einer Druckkraft belastet, können Spaltzugrisse parallel zur Belastungsrichtung auftreten, wodurch sich die Druckfestigkeit des Betons in

Rissrichtung reduziert. Diese Reduzierung wird nach [144] auf eine ähnliche Weise berücksichtigt wie sie auch in den Experimenten von Vecchio und Collins [102] festgestellt und in der „*Compression Field Theory*“ beschrieben wurden. Die Parameter aus der folgenden Gleichung (5.14) wurden aus den von Kollegger et. al [161] veröffentlichten experimentellen Daten abgeleitet, welche ebenfalls die Daten von Vecchio und Collins enthielten.

$$\begin{aligned} f_c^{ef} &= r_c \cdot f_c' \\ r_c &= c + (1 - c) \cdot e^{-(128 \cdot \epsilon_1)^2} \end{aligned} \quad (5.14)$$

Die Abminderung der Druckfestigkeit erfolgt mit Hilfe der Gaußfunktion in Abhängigkeit der Dehnung quer zur Rissrichtung. Die Kurve nähert sich dabei asymptotisch dem Minimalwert der Druckfestigkeit an und ist in Abb. 5-15 abgebildet.

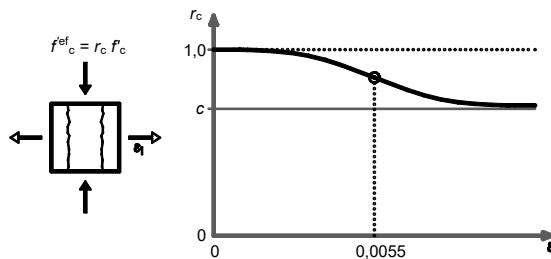


Abb. 5-15: Funktion der Druckfestigkeitsreduzierung von Beton hervorgerufen durch Spaltzugrisse [144]

Die Konstante  $c$  beschreibt die maximale Reduzierung der Festigkeit unter großen Querdehnungen. Kollegger et al. gaben einen Wert von  $c = 0,45$  für bewehrten Beton an. Bei weiteren Versuchen von Dyngeland [162] aus dem Jahr 1989 stellte sich eine Reduzierung von  $c = 0,80$  ein. Einfluss auf die Größe der Reduzierung der Druckfestigkeit haben nach [144] die Bewehrung und die Ausbildung der Druckstrebe im Betonkörper mit Kraftübertragung über die Rissufer.

#### Faktor für das plastische Fließverhalten $\beta$

Mit dem  $\beta$ -Faktor kann das plastische Fließverhalten des Betons beeinflusst werden, wobei  $\beta$  die Volumenänderung bei Druckschädigung beschreibt. Das Material wird, wenn  $\beta < 0$  ist durch die Schädigung komprimiert, wenn  $\beta = 0$  ist bleibt das Volumen bestehen und wenn  $\beta > 0$  ist wird sich das Materialvolumen durch die Schädigung ausdehnen. Der Einfluss des  $\beta$ -Faktors ist ebenfalls in Abb. 5-8 dargestellt.

#### 5.3.6 Verifizierung des Betonmodells

Eine Verifizierung des Betonmodells sowie dessen Vorgehensweise ist sehr anschaulich in der Veröffentlichung von Cervenka, Papanikolaou 2008 [148] beschrieben. Durch die Modellierung von komplexen Belastungsszenarien mit dem in ATENA implementierten Kombinationsalgorithmus wurden die numerische Stabilität des Materialmodells bestätigt. Um die Genauigkeit des Modells besser beurteilen zu

können, wurde das Modell mit mehreren in der Literatur durchgeführten uniaxialen, biaxialen und triaxialen Experimenten bewertet.

Des Weiteren wurden Vergleichsrechnungen mit dem von Leonhardt und Walther veröffentlichten Balken mit Schubversagen [163] (Abb. 5-16) sowie dünnen Betonstützen aus den Experimenten von Sheikh und Uzumeri [164] (Abb. 5-17) zur Verifizierung des Betonmodells durchgeführt.

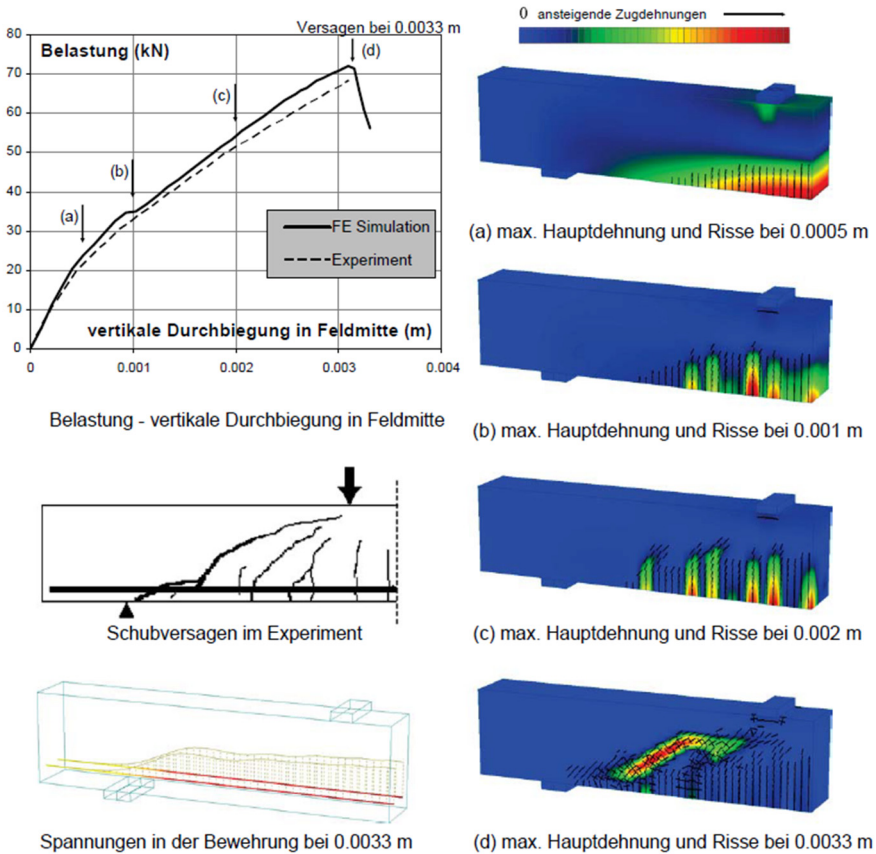


Abb. 5-16: Nichtlineare Berechnung und Rissflächen eines Balkens unter Schubversagen von [163] (Darstellung aus [148])

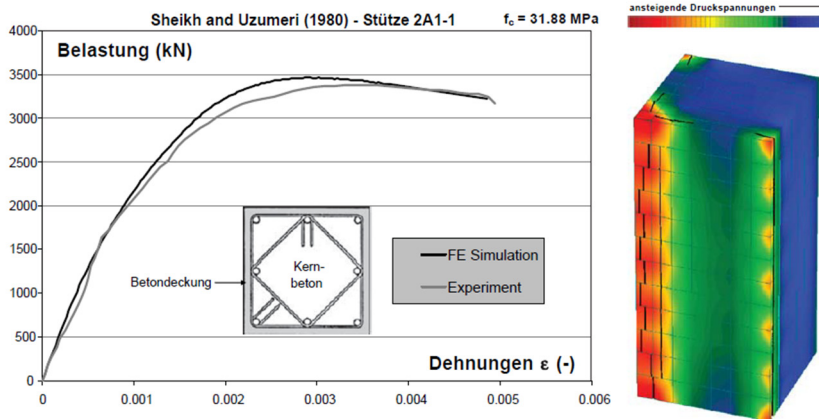


Abb. 5-17: Nichtlineare Berechnung einer unter Druck belasteten Stütze von [164] (Darstellung aus [148])

Weitere numerische und experimentelle Vergleiche mit ATENA sind ebenfalls in [158; 165] beschrieben.

## 5.4 Modellbildung und verwendete Materialparameter für die eigenen Berechnungen

### 5.4.1 Modellbeschreibung

Für die nichtlineare Berechnung der Experimente wurde unter Berücksichtigung der Symmetrie ein halbiertes Modell mit dem Programm ATENA von Červenka Consulting [144] erstellt. In den maßgebenden Versagensbereichen erfolgte eine detailliertere Vernetzung. Insgesamt wurden für das FE-Modell VR5-ZV-3 mit dem sehr hohen Bewehrungsgehalt ein FE-Netz aus

- 78 Linien- Elementen
- 152 Dreieck- Elementen
- ca. 210.000 Tetraeder- Elementen
- 2.700 Prismen-Elementen
- ca. 46.000 Knoten

generiert. Die maximale Elementgröße beträgt 0,02 m. In den maßgebenden Versagensbereichen und der Lastübertragung wurde ein deutlich feineres Netz generiert.

Das Modell mit der gewählten Elementgröße ist in Abb. 5-18 dargestellt. Zur besseren Darstellung wurde die vordere Betonhälfte ausgeblendet. Die Lagerung der Stahlunterlage erfolgt in dem Modell auf Federn, welche aus den Aufnahmen des Bildkorrelationssystems ermittelt wurden. Die Symmetrieffläche wurde horizontal senkrecht zur Schnittfläche gehalten. Die Belastung in der FE-Berechnung wurde

durch eine vertikale Verschiebungslast auf der Oberfläche des Stahleinbauteils (blau) mit Hilfe eines linear-elastischen Materials aufgebracht.

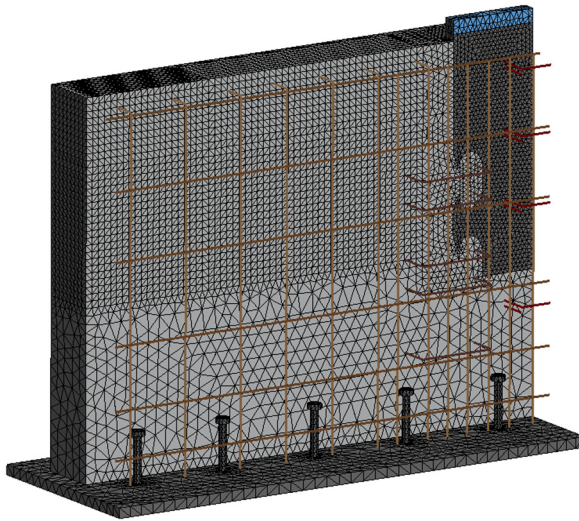


Abb. 5-18: Nichtlineares FE-Modell des Zugversuches Versuchsreihe 5 in der Pre-Processing Darstellung von GiD mit FE-Netz (dunkel-grau: Stahleinbauteil und Grundplatte mit Kopfbolzen; hell-grau: hintere Betonhälfte; braun: Bewehrung; blau: Lasteinleitung; vordere Betonhälfte wurde ausgeblendet)

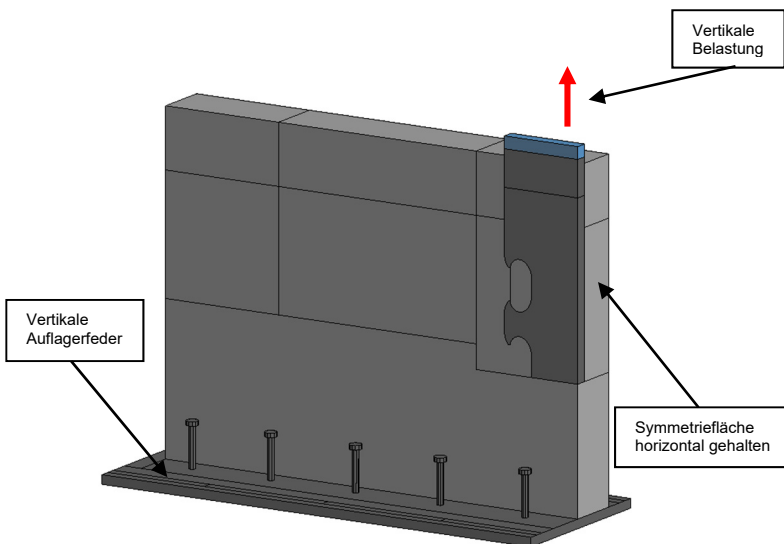


Abb. 5-19: Lagerbedingungen und Belastung des nichtlineares FE-Modell des Zugversuches Versuchsreihe 5 in der Pre-Processing Darstellung von GiD (dunkel-grau: Stahleinbauteil und Grundplatte mit Kopfbolzen; hell-grau: hintere Betonhälfte; blau: Lasteinleitung; vordere Betonhälfte und Bewehrung wurden ausgeblendet)

In Abb. 5-20 ist die Kontaktfläche zwischen dem Stahleinbauteil und dem Betonkörper dargestellt. Es wurde ein Kontaktvolumen („Interface-Elemente“) modelliert, welches über einen Reibungskoeffizienten in tangentialer und normaler Richtung definiert werden.

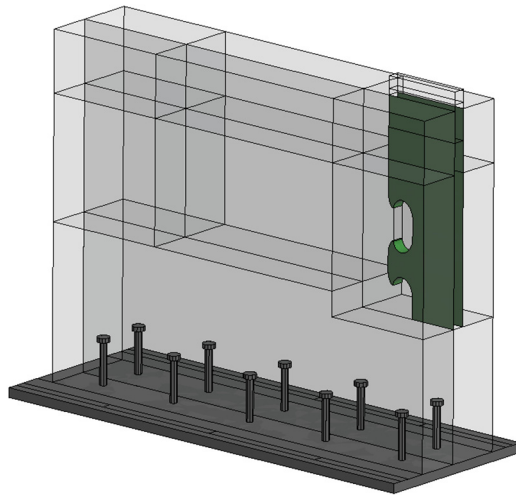


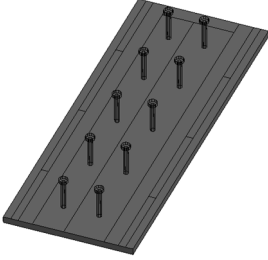
Abb. 5-20: Kontaktflächen (grün) zwischen dem Stahleinbauteil und dem Betonkörper in der Pre-Processing Darstellung von GiD

In den folgenden Abschnitten werden die gewählten Parameter für die einzelnen Bauteile detaillierter erläutert.

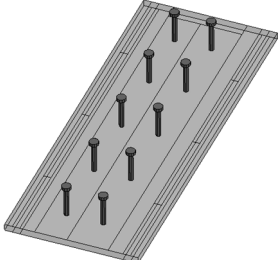
#### **5.4.2 Verwendete Materialparameter für die Stahlbauteile**

Die Materialeigenschaften der Grundplatte und der Kopfbolzendübel wurde für einen Baustahl der Güte S235 festgelegt. Eine Überprüfung der Materialparameter wurde nicht durchgeführt, da diese keinen nennenswerten Einfluss auf das Tragverhalten und das Versagensbild der Experimente und der numerischen Berechnungen haben.

Tab. 5-2: Verwendete Materialparameter für die Grundplatte aus Stahl

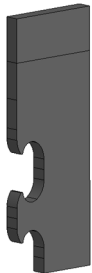
<b>Grundplatte zur vertikalen Lagerung (Materialmodell nach [145]: CC3DBiLinearSteelVonMises)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	210.000
	Querdehnzahl $\mu$	[-]	0,30
	Fließgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	350
	Verfestigungsmodul $E_p$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.000

Tab. 5-3: Verwendete Materialparameter für die Kopfbolzendübel an der Grundplatte

<b>Kopfbolzendübel an der Grundplatte (Materialmodell nach [145]: CC3DBiLinearSteelVonMises)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	210.000
	Querdehnzahl $\mu$	[-]	0,30
	Fließgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	350
	Verfestigungsmodul $E_p$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.000

Für die Materialeigenschaften des Stahleinbauteils mit den Stahldübeln wurde ein Prüfzeugnis ausgestellt. Die Materialparameter sind in der nachfolgenden Tab. 5-4 aufgeführt.

Tab. 5-4: Verwendete Materialparameter für das Stahleinbauteil mit den Stahldübeln

Stahleinbauteil mit Stahldübeln (Materialmodell nach [145]: CC3DBiLinearSteelVonMises)			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	210.000
	Querdehnzahl $\mu$	[-]	0,30
	Fließgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	449
	Verfestigungsmodul $E_p$	[N/mm <sup>2</sup> ]	370

### 5.4.3 Verwendete Federsteifigkeiten für die vertikalen Auflager

Für das vertikale Auflager wurde ein zweidimensionales Federmaterial modelliert (siehe Abb. 5-21), welches die Dehnung der Schraubenverbindung zum Auflagerpunkt zur Prüfmaschine darstellt. Die verwendete Federsteifigkeit wurde mit Hilfe des Bildkorrelationssystems an der Verschiebung der Betonscheibe am unteren Rand bestimmt, wodurch ein evtl. auftretender Schlupf der Kopfbolzen indirekt auf die Federsteifigkeit übertragen werden konnte und nicht separat ermittelt werden musste. Die verwendeten Materialparameter sind in Tab. 5-5 dargestellt.

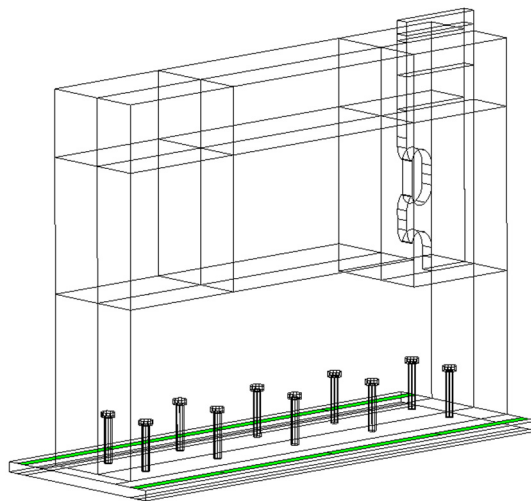


Abb. 5-21: Darstellung der vertikalen Auflagerfläche als Federmaterial (grün)

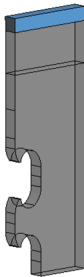
Tab. 5-5: Verwendete Materialparameter für die vertikalen Auflagerfedern

Vertikale Auflagerfedern (Materialmodell nach [145]: CCSpringMaterial)		
Federkonstante $k$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.000
Federlänge	[m]	1,0
Federrichtung	[-]	Z

#### 5.4.4 Verwendete Materialparameter für die Lasteinleitung

Zur Aufbringung der äußeren Lasten auf das Stahleinbauteil wurde ein 2 cm starkes linear-elastisches Material mit den Materialkennwerten nach Tab. 5-6 modelliert.

Tab. 5-6: Verwendete Materialparameter für die Lasteinleitung in das Stahleinbauteil

Elastisches Material zur Lasteinleitung (Materialmodell nach [145]: CC3DElastIsotropic)			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	210.000
	Querdehnzahl $\mu$	[-]	0,30

#### 5.4.5 Verwendete Materialparameter für die Kontaktflächen

Zur Lastübertragung des Stahleinbauteils in den umliegenden Beton wurde ein Kontaktvolumen modelliert. Die Dicke eines Kontaktvolumens beträgt 0 cm und verbindet zwei benachbarte Oberflächen. Durch das Einsprühen der Stahloberfläche mit Betontrennmittel und der zyklischen Vorbelastung der Experimente wurde die Zugfestigkeit des Kontaktes herabgesetzt und der Reibungskoeffizient mit 0,05 angenommen. Die Steifigkeiten des Kontaktvolumens sind von der Elementgröße des FE-Netzes abhängig und wurden nach [144] ermittelt. Das verwendete Material CC3DInterface ist in [145] bzw. Abschnitt 5.2.4 beschrieben, die ermittelten Werte sind in Tab. 5-7 aufgeführt.

Tab. 5-7: Verwendete Materialparameter für die Kontaktflächen zwischen Beton und Stahleinbauteil

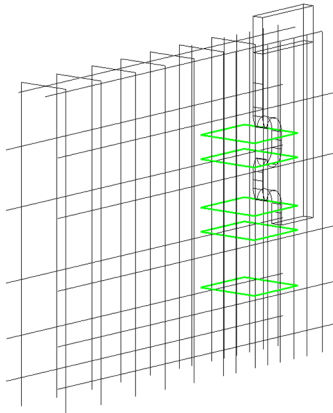
Kontaktflächen zwischen Beton und Stahleinbauteil (Materialmodell nach [145]: CC3DInterface)				
			seitlich (gelb)	Dübelbereich (grün)
	Normal-Steifigkeit $K_{nn}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	10.000.000	8.600.000
	Tangential-Steifigkeit $K_{tt}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	10.000.000	8.600.000
	Min. Normal-Steifigkeit $K_{nn,min}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	40.000	36.000
	Min. Tangential-Steifigkeit $K_{tt,min}$	[MN/m <sup>3</sup> ]	40.000	36.000
	Kohäsion $c_{kont}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,05	0,05
	Reibungskoeffizient $\mu_{kont}$	[-]	0,05	0,05
	Zugfestigkeit $f_{t,kont}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	0

#### 5.4.6 Verwendete Materialparameter für die Bewehrung

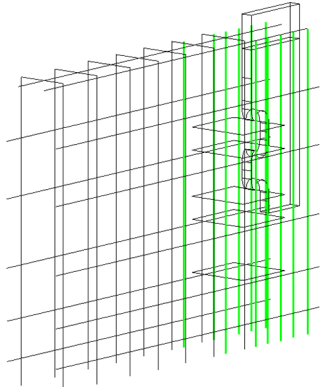
In den folgenden Tabellen Tab. 5-8 bis Tab. 5-13 sind die gewählten Materialparameter für die unterschiedlichen Bewehrungspositionen dargestellt. Grundsätzlich ist zwischen Positionen mit einer „perfekten“ Verankerung und Positionen mit einem Verbundgesetz zu unterscheiden. Bewehrungsbügel, Schlaufen oder verschweißte Stäbe wurden durch eine perfekte Verankerung modelliert. In der Eingabe wird die Verankerung über die Elementgeometrie beschrieben, wobei die „normale“ Elementgeometrie die perfekte Verankerung darstellt und keinen Schlupf am Stabanfang bzw. Stabende zulässt. Als Alternative kann eine Verbund-Schlupf Beziehung eingestellt werden. Das hier verwendete Verbundgesetz nach Model Code 1990 [100] ist in Abschnitt 5.2.3 dargestellt.

Die maximal angesetzte Verbundspannung  $f_{bd}$  wurde ebenfalls für unterschiedliche Positionen variiert. Der Wert der festgelegten Verbundspannungen wurde am Prüfkörper validiert. Nach Model Code 1990 ist die Verbundspannung neben den Rippen des Betonstahls und den Verbundbedingungen ebenfalls abhängig von der Umschnürung des Betons. Bei nicht umschnürtem Beton versagt der Verbund durch das Spalten des Betons. Bei umschnürtem Beton wird dieser durch Abscheren zwischen den Rippen versagen. Bei den numerischen nicht-linearen Berechnungen hat sich ein starker Einfluss der maximalen Verbundspannungen auf die maximale Tragfähigkeit des Experimentes herausgestellt. Die Spaltbewehrung wurde im Bereich des Stahleinbauteils als „Cable“ modelliert, wodurch Querkräfte in diesem Bereich ausgeschlossen werden konnten. Im Experiment wurden Querkräfte durch den Einbau eines Dämmstreifen in den Ausnehmungen des Stahleinbauteils ausgeschlossen (siehe Abb. 4-6 im Abschnitt 4.1).

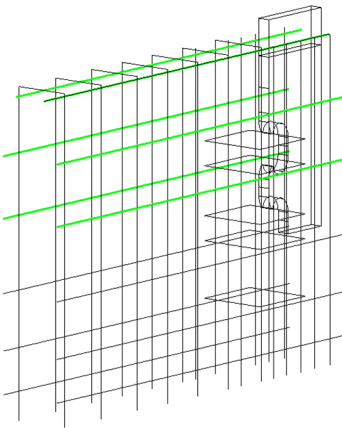
Tab. 5-8: Materialeigenschaften für die Dübelbewehrung

<b>Dübelbewehrung (Materialmodell nach [145]: CCReinforcement)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	200.000
	Durchmesser	[mm]	8,0
	Streckgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
	Zugfestigkeit $f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	525
	Bruchdehnung $\epsilon_u$	[-]	0,025
	Elementgeometrie	-	normal
	max. Verbundspannung $f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-

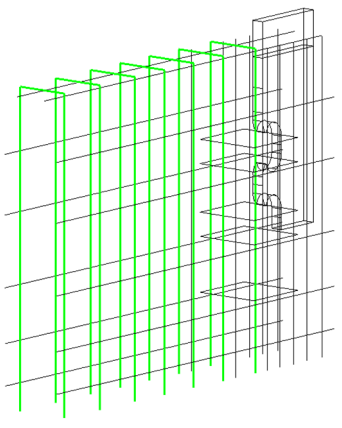
Tab. 5-9: Materialeigenschaften für die Rückhängebewehrung

<b>Rückhängebewehrung (Materialmodell nach [145]: CCReinforcement)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	200.000
	Durchmesser	[mm]	8,0
	Streckgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
	Zugfestigkeit $f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	525
	Bruchdehnung $\epsilon_u$	[-]	0,025
	Elementgeometrie	-	Verbund- gesetz
	max. Verbundspannung $f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,0

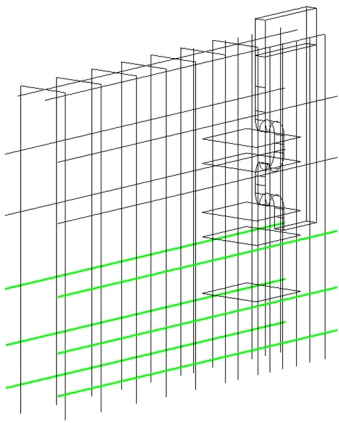
Tab. 5-10: Materialeigenschaften für die Ausstanzbewehrung

<b>Ausstanzbewehrung (Materialmodell nach [145]: CCReinforcement)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	200.000
	Durchmesser	[mm]	8,0
	Streckgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
	Zugfestigkeit $f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	525
	Bruchdehnung $\epsilon_u$	[-]	0,025
	Elementgeometrie	-	Verbund- gesetz
	max. Verbundspannung $f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,0

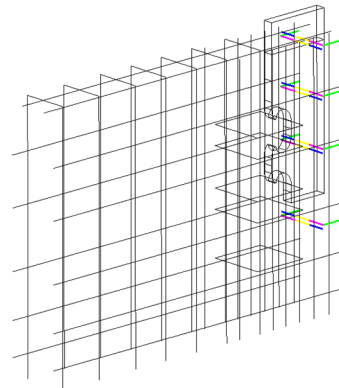
Tab. 5-11: Materialeigenschaften für die äußere Rückhängebewehrung

<b>Äußere Rückhängebewehrung (Materialmodell nach [145]: CCReinforcement)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	200.000
	Durchmesser	[mm]	8,0
	Streckgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
	Zugfestigkeit $f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	525
	Bruchdehnung $\epsilon_u$	[-]	0,025
	Elementgeometrie	-	normal
	max. Verbundspannung $f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-

Tab. 5-12: Materialeigenschaften für die Bewehrung unterhalb des Stahleinbauteils

<b>Bewehrung unterhalb des Stahleinbauteils (Materialmodell nach [145]: CCRReinforcement)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	200.000
	Durchmesser	[mm]	8,0
	Streckgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
	Zugfestigkeit $f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	525
	Bruchdehnung $\epsilon_u$	[-]	0,025
	Elementgeometrie	-	normal
	max. Verbundspannung $f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-

Tab. 5-13: Materialeigenschaften für die Spaltbewehrung

<b>Spaltbewehrung (Materialmodell nach [145]: CCRReinforcement)</b>			
	E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	200.000
	Durchmesser	[mm]	8,0
	Streckgrenze $f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
	Zugfestigkeit $f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	525
	Bruchdehnung $\epsilon_u$	[-]	0,025
	Elementgeometrie	-	*
	max. Verbundspannung $f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	*

\* Unterschiedliche Materialeigenschaften für die Bewehrung:  
 grün: Elementgeometrie normal; pink:  $f_{bd}=2,0$  einseitig; gelb: „cable“ (zum Ausschließen von Querkräften); blau:  $f_{bd}=2,0$  beidseitig

### 5.4.7 Verwendete Materialparameter für den Beton

Die durchgeführten Untersuchungen zur Bestimmung der Materialparameter aus den Experimenten im Labor wurden im Abschnitt 4.5.2 dargestellt. Die experimentell ermittelten und in ATENA implementierten Betonparameter gemäß [144; 145] sind in Tab. 5-14 aufgeführt. Bis auf die Zugfestigkeit des Betons konnten alle Werte direkt aus den Experimenten übertragen bzw. daraus ermittelt werden. Bei nicht bestimmten Betonparametern wurden die empfohlenen Standardwerte verwendet. Gemäß [166] wird für eine Berücksichtigung des Schwindens des Beton vereinfacht eine Reduzierung der Zugfestigkeit und/oder der Bruchenergie vorgeschlagen. ATENA empfiehlt eine Reduzierung der Zugfestigkeit zwischen 10 % und 50 %. Auf dieser Grundlage wurde die Betonzugfestigkeit in den Berechnungen variiert. Es hat sich herausgestellt, dass je nach Bewehrungsgrad und der daraus resultierenden Mikrorissbildung im Beton eine Reduzierung der Zugfestigkeit zwischen 30 % und 80 % vergleichbare Ergebnisse liefert. Die Bruchenergie wurde in den Berechnungen nicht abgemindert. Das Ende des elastischen Bereichs  $f_{c0}$  ist abhängig von der Zugfestigkeit  $f_{ctm,FE}$  und wurde aus diesem Grund ebenfalls in den Betonparametern angepasst.

Tab. 5-14: Verwendete Betonparameter für nichtlineare FE-Berechnung ermittelt aus den Experimenten der Zugversuche Versuchsreihe 5

<b>Betonparameter (CC3DNonLinCementious2)</b>		
Druckfestigkeit Zylinder	$f_{cm,cyl,FE}$	41,7 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul	$E_{cm,FE}$	26.647 N/mm <sup>2</sup>
Querdehnzahl	$\nu_{FE}$	0,2
Zugfestigkeit	$f_{ctm,FE}$	0,81 bis 2,16 N/mm <sup>2</sup> *
Bruchenergie	$G_F$	89 N/m
variable Rissöffnungsrichtung	$Fix_{Crack}$	1,0
Größtkorndurchmesser	$AggS$	0,008
Scherfaktor	$ShFa$	Aus
Risssschließungsrichtung	$UnFa$	Aus
Plastische Dehnung	$\epsilon_{cp}$	-0,00156
Ende elastischer Bereich	$f_{c0}$	-3,41 bis -4,6 N/mm <sup>2</sup> **
kritische Druckverschiebung	$w_d$	-0,0005 m
red. Druckfestigkeit durch Risse	$f_{c,red}$	0,65
Exzentrizitätswert (Kc-Wert)	$EXC$	0,67
* $f_{ctm,FE} = 0,30$ bis $0,80 \cdot f_{ctm}$		
** $f_{c0} \leq -2,1 \cdot f_{ctm,FE}$		

Im folgenden Abschnitt 5.5 wird der Einfluss der maßgebenden Materialparameter für den Beton und der Bewehrung mit Hilfe einer Parameterstudie vorgestellt. Auf Grundlage dieser Parameterstudie konnten die gewählten Materialkennwerte angepasst und das numerische Modell mit den experimentellen Untersuchungen validiert werden.

## 5.5 Berechnungen zum Einfluss unterschiedlicher Materialparameter

### 5.5.1 Allgemeines

Um den Einfluss verschiedener Betonparameter auf die Ergebnisse der FE-Berechnungen zu beschreiben, wurden in den folgenden Abschnitten die folgenden Parameter variiert:

- die Betonzugfestigkeit,
- die Betonbruchenergie,
- die Verbundspannung der Rückhängebewehrung,
- und die Verbundspannung der Ausstanzbewehrung.

### 5.5.2 Einfluss der Betonzugfestigkeit

Die folgenden Abb. 5-22 bis Abb. 5-26 zeigen den Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die FE-Berechnung. Für den Vergleich wurde die Betonzugfestigkeit um das 0,2 bis 0,8-fache der im Labor ermittelten zentrischen Zugfestigkeit abgemindert. Es ist zu erkennen, dass diese einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Prüfkörpers hat. Insbesondere das Spalten des Prüfkörpers (Abb. 5-24) nimmt mit der Reduzierung der Betonzugfestigkeit stark zu. In Abb. 5-25 ist die maximale Dehnung der Rückhängebewehrung dargestellt. Die Ergebnisse weisen keine signifikanten Unterschiede auf, was auf ein Überschreiten der Verbundspannung zurückzuführen ist. Alle Variationen erreichten eine maximale Dehnung von ca. 1,6 ‰. Ein ähnliches Verhalten konnte bei der maximalen Dehnung der Ausstanzbewehrung beobachtet werden, weshalb auf eine Darstellung verzichtet wurde. In Abb. 5-26 ist die maximale Dehnung der äußeren Rückhängebewehrung dargestellt, welche bei Erreichen der max. Bruchlast eine Dehnung zwischen 0,9 ‰ und 2,0 ‰ in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit aufweist.

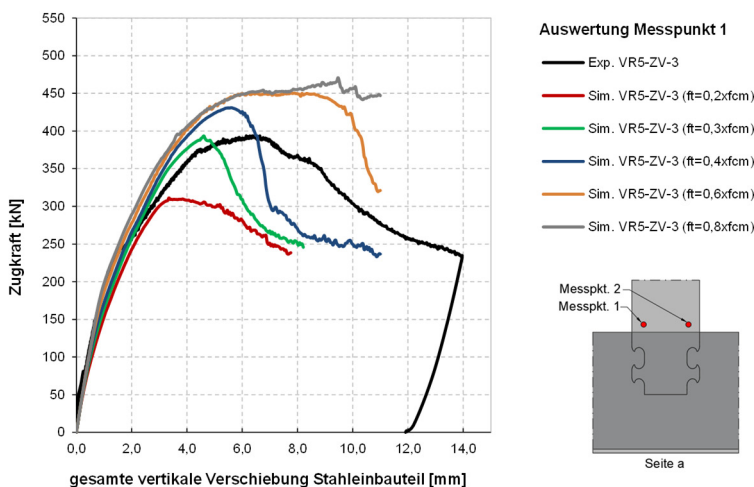


Abb. 5-22: Darstellung der gesamten vertikalen Verschiebung des Prüfkörpers in der FE-Berechnung mit Variation der Betonzugfestigkeit

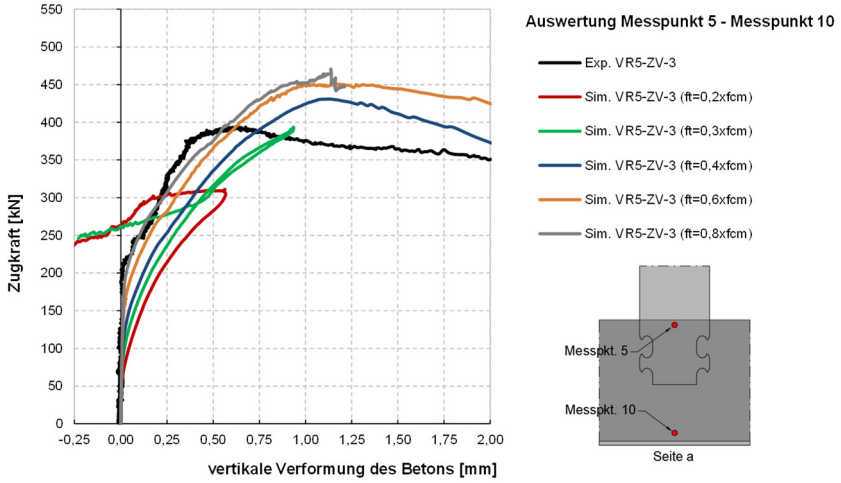


Abb. 5-23: Darstellung der vertikalen Verformung des Betons in der FE-Berechnung mit Variation der Betonzugfestigkeit

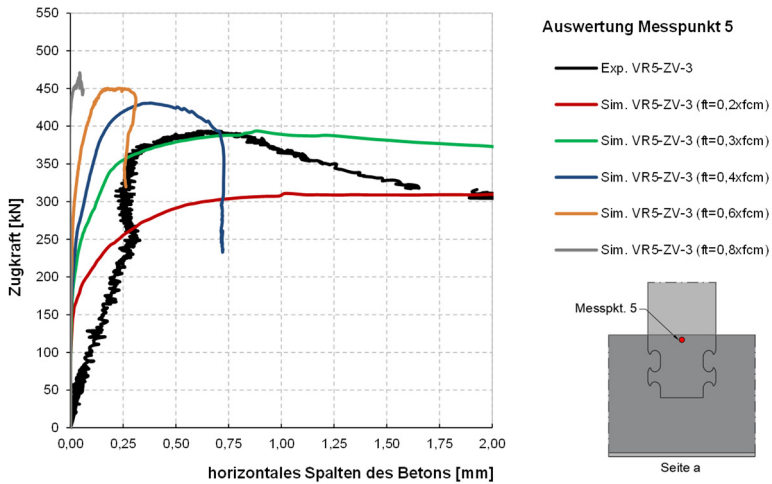


Abb. 5-24: Darstellung des horizontalen Spaltens des Betons in der FE-Berechnung mit Variation der Betonzugfestigkeit

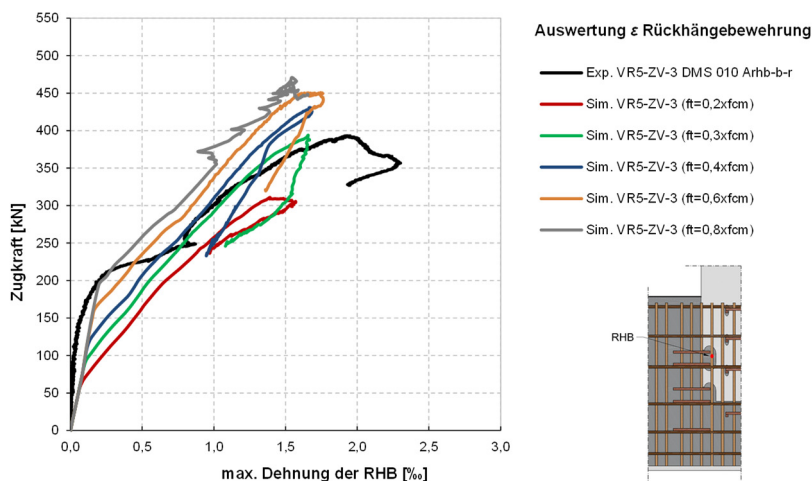


Abb. 5-25: Darstellung der maximalen Dehnung der Rückhängebewehrung in der FE-Berechnung mit Variation der Betonzugfestigkeit

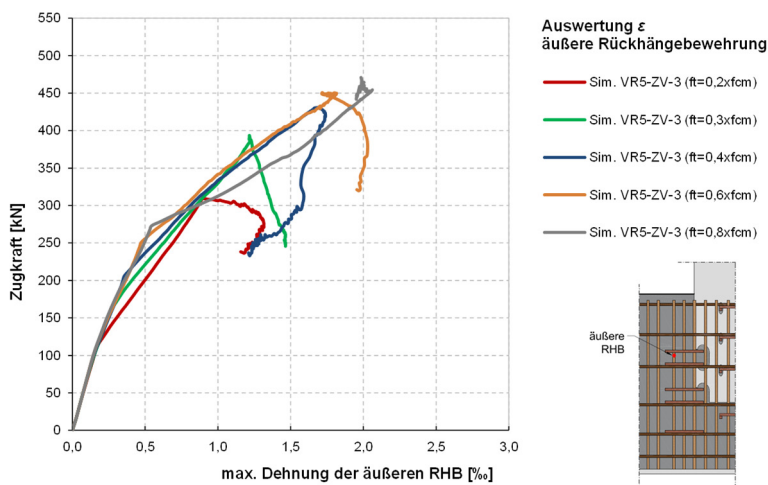


Abb. 5-26: Darstellung der maximalen Dehnung der äußeren Rückhängebewehrung in der FE-Berechnung mit Variation der Betonzugfestigkeit

### 5.5.3 Einfluss der Bruchenergie

In den nachfolgenden Abbildungen werden die Auswirkungen der Bruchenergie auf das numerische Modell dargestellt. Die im Labor ermittelte Bruchenergie von 89 N/m wurde in der ersten Berechnung auf 45 N/m abgemindert und in der nächsten Berechnung auf 178 N/m erhöht. In Abb. 5-27 ist die gesamte vertikale Verschiebung des Prüfkörpers dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Bruchenergie keinen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Da der Nachbruchbereich insbesondere bei erhöhter Bruchenergie auch größere Konvergenzprobleme aufweist, sind die Ergebnisse nur

als eine Tendenz zu betrachten. Auch das horizontale Spalten des Prüfkörpers in Abb. 5-28 zeigt keine auffälligen Einflüsse. Gleiches gilt auch für die Dehnungen in der Bewehrung, weshalb auf diese Darstellung verzichtet wurde.

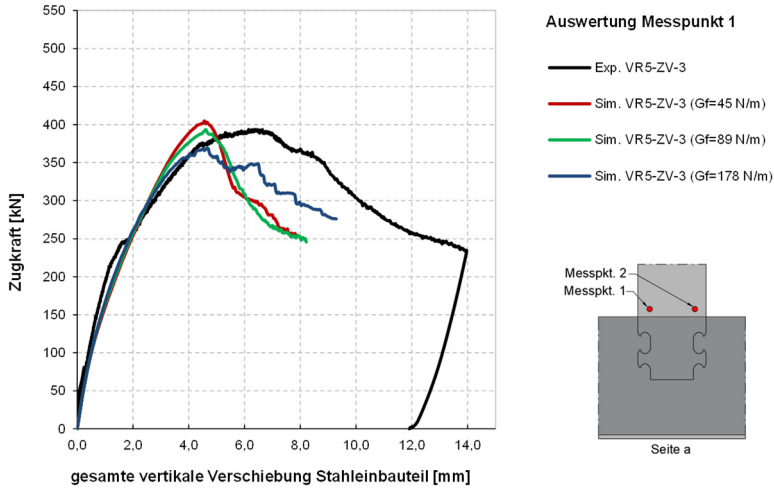


Abb. 5-27: Darstellung der gesamten vertikalen Verschiebung des Prüfkörpers in der FE-Berechnung mit Variation der Betonbruchenergie

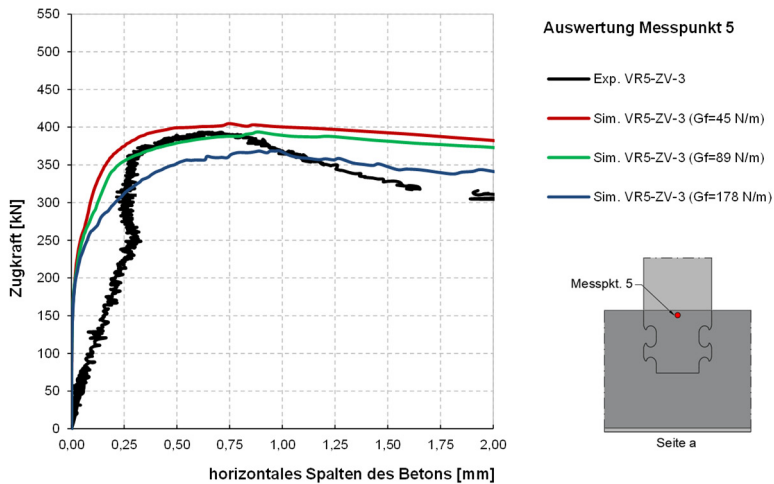


Abb. 5-28: Darstellung des horizontalen Spaltens des Betons in der FE-Berechnung mit Variation der Betonbruchenergie

### 5.5.4 Einfluss der Verbundspannung der Rückhängebewehrung

In diesem Abschnitt wurde die Verbundspannung der Rückhängebewehrung variiert. Die Ergebnisse werden in den Abb. 5-29 bis Abb. 5-32 dargestellt. Die berechneten Modelle haben eine Verbundspannung von 1,0; 2,0; 3,0 und 4,0 N/mm<sup>2</sup>. Die

entsprechende Verbundspannung in der Berechnung ist dem Modellname zu entnehmen. Das Modell *RHBfix* besitzt eine theoretisch perfekte Verbindung zwischen Beton und Bewehrung. Die erreichten Tragfähigkeiten variieren zwischen 294 kN und 400 kN. Dies verdeutlicht den starken Einfluss der Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten des Prüfkörpers.

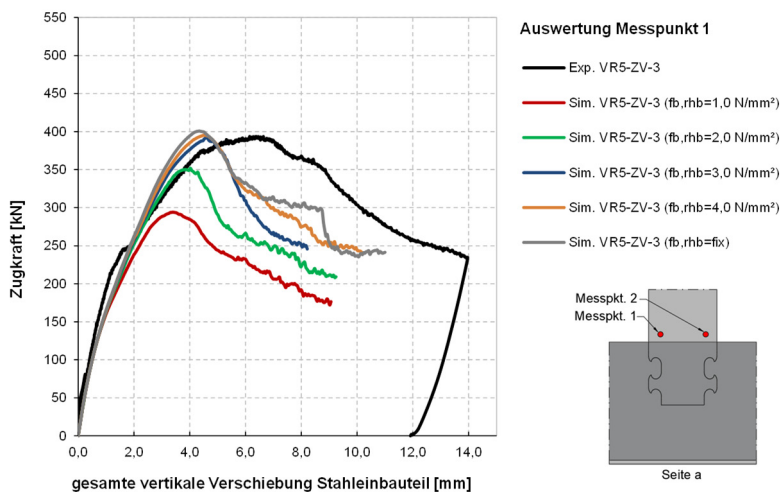


Abb. 5-29: Darstellung der gesamten vertikalen Verschiebung des Prüfkörpers in der FE-Berechnung mit Variation der Verbundspannung der Rückhängebewehrung

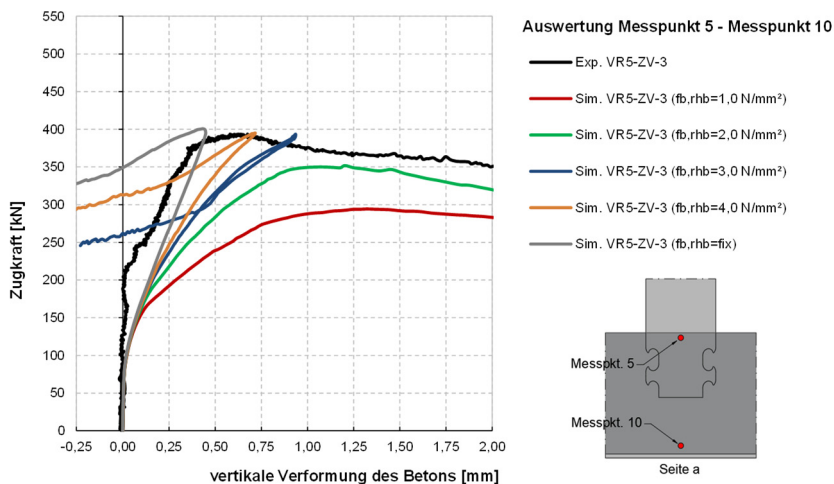


Abb. 5-30: Darstellung der vertikalen Verformung des Betons in der FE-Berechnung mit Variation der Verbundspannung der Rückhängebewehrung

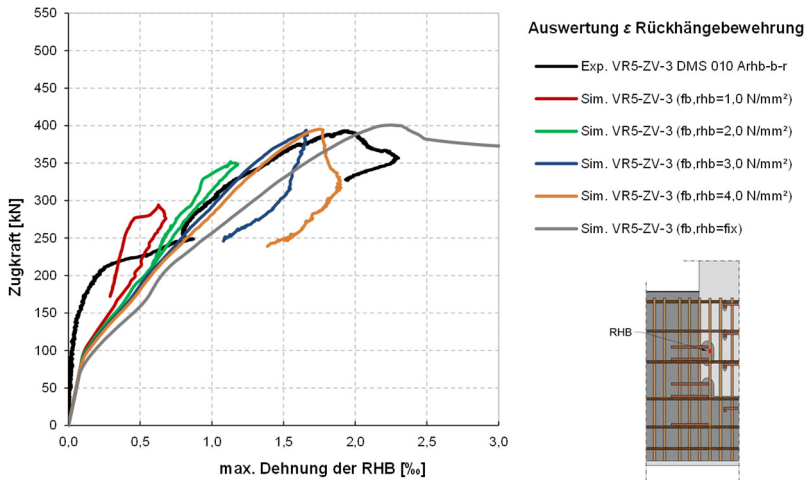


Abb. 5-31: Darstellung der maximalen Dehnung der Rückhängebewehrung in der FE-Berechnung mit Verbundspannung der Rückhängebewehrung

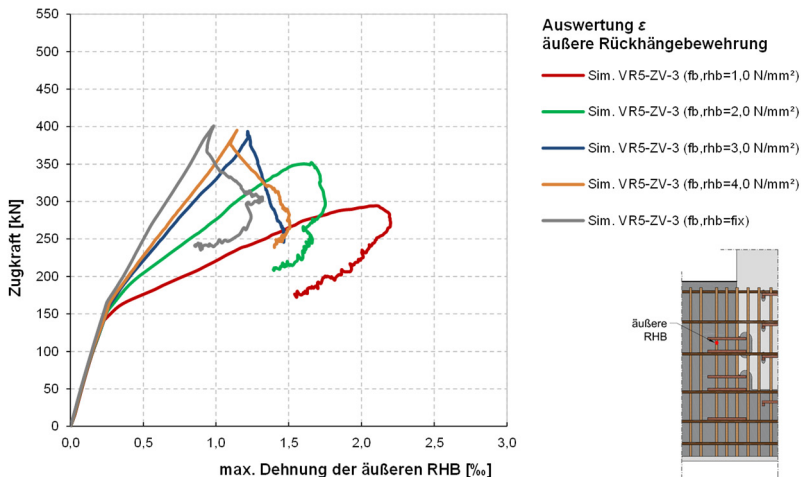


Abb. 5-32: Darstellung der maximalen Dehnung der äußeren Rückhängebewehrung in der FE-Berechnung mit Verbundspannung der Rückhängebewehrung

### 5.5.5 Einfluss der Verbundspannungen der Ausstanzbewehrung

In den folgenden Abb. 5-33 bis Abb. 5-37 ist der Einfluss der Verbundspannung der Ausstanzbewehrung auf das Bauteil dargestellt. Die berechneten Modelle wurden mit einer Verbundspannung von 0,5, 1,0; 2,0 und 3,0 N/mm<sup>2</sup> berechnet. Die entsprechende Verbundspannung in der Berechnung ist dem Modellname zu entnehmen. Das Modell *POfix* besitzt eine theoretisch perfekte Verbindung zwischen Beton und Bewehrung. Die erreichten Tragfähigkeiten in diesen Modellen variieren zwischen 357 kN und 399 kN. In Abb. 5-34 und Abb. 5-35 sind die Auswirkungen der

Verbundspannungen auf die Kraft-Verschiebungskurven dargestellt. Es ist ein deutlicher Anstieg der Steifigkeit mit zunehmender Verbundspannung zu erkennen. Die Auswirkungen der Verbundspannungen auf die Dehnung der Ausstanzbewehrung ist in Abb. 5-37 dargestellt.

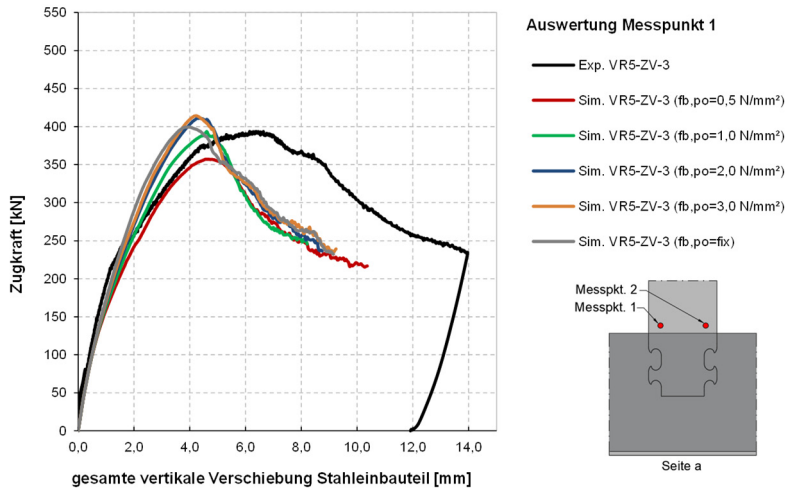


Abb. 5-33: Darstellung der gesamten vertikalen Verschiebung des Prüfkörpers in der FE-Berechnung mit Variation der Verbundspannung der Ausstanzbewehrung

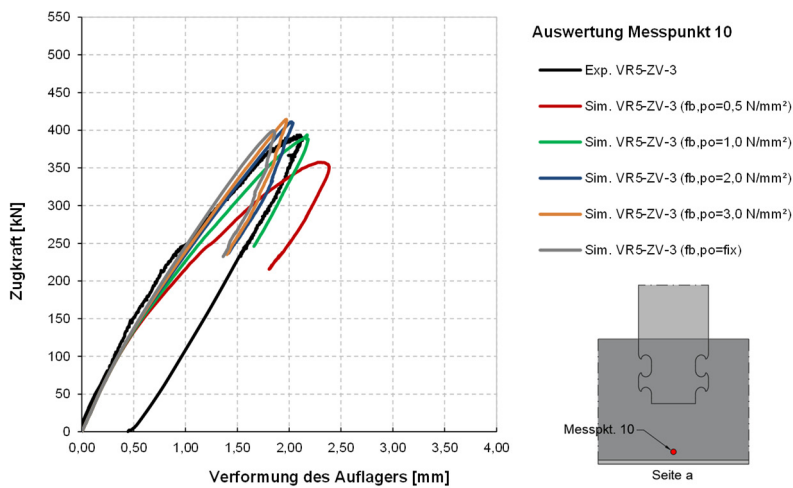


Abb. 5-34: Darstellung der vertikalen Verformung des Auflagers in der FE-Berechnung mit Variation der Verbundspannung der Ausstanzbewehrung

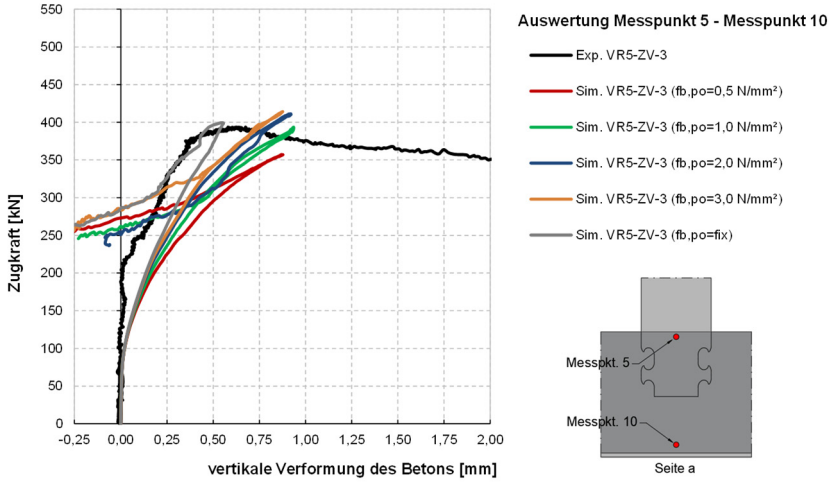


Abb. 5-35: Darstellung der vertikalen Verformung des Betons in der FE-Berechnung mit Variation der Verbundspannung der Ausstanzbewehrung

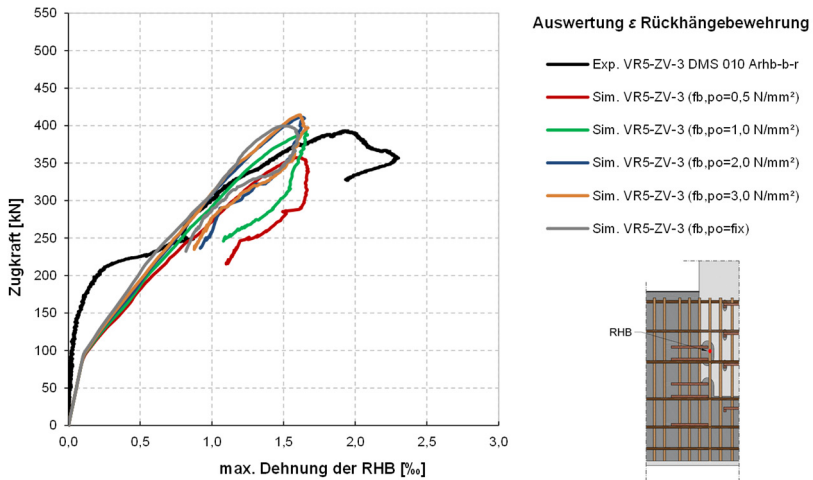


Abb. 5-36: Darstellung der maximalen Dehnung der Rückhängebewehrung in der FE-Berechnung mit Variation der Verbundspannung der Ausstanzbewehrung

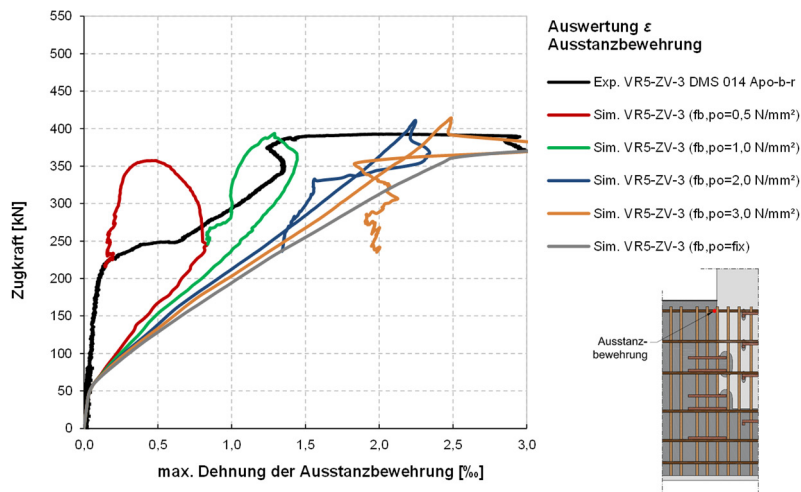


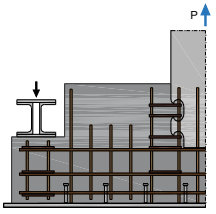
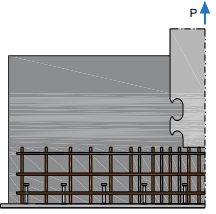
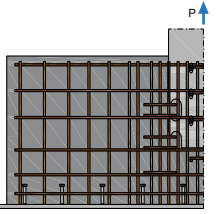
Abb. 5-37: Darstellung der maximalen Dehnung der Ausstanzbewehrung in der FE-Berechnung mit Variation der Verbundspannung der Ausstanzbewehrung

## 5.6 Vergleich der Experimente mit der FE-Berechnung

### 5.6.1 Allgemeines

Zur Validierung der nichtlinearen FE-Berechnungen werden drei im Labor durchgeführte Experimente unter Beibehaltung der Randbedingungen und der in Tab. 5-14 dargestellten Materialparameter berechnet und miteinander verglichen. Die angewandten Randbedingungen und Materialeigenschaften beziehen sich auf die zuvor in Abschnitt 5.4 vorgestellten Modellbildungen bzw. die in Abschnitt 5.5 vorgestellte Parameterstudie. Die experimentellen Untersuchungen sind in Tab. 5-15 dargestellt. Für die Validierung wurden drei Versuchskörper ausgewählt, welche sich sowohl in der Verankerungstiefe des Stahlzahns  $h_{sz}$  als auch in der Bewehrungsanordnung und der Probekörpergeometrie unterscheiden. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen sind in den folgenden Abschnitten dargestellt.

Tab. 5-15: Darstellung der experimentellen Untersuchungen im Labor zum Vergleich mit den nichtlinearen FE-Berechnungen

	VR4-ZV-3.2	VR5-ZV-1	VR5-ZV-3
$h_{sz}$ [mm]	126	226	226
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,0	41,7	41,7
Bewehrung je Dübel bzw. Stegloch			
$A_{po}$	-	-	4 Ø8
$A_b$	2 Ø8	-	2 Ø8
$A_{sp}$	-	-	2 Ø8
$A_{rthb}$	6 Ø8	-	12 Ø8
			

Für den Vergleich zwischen FE-Berechnung und Experiment wurden die Ergebnisse der Dehnungsmessstreifen (DMS) sowie die mit dem Bildkorrelationssystem (DIC) gemessenen Verschiebungen auf der Oberfläche der Prüfkörper mit den Monitorpunkten in der FE-Berechnung gegenübergestellt. In den folgenden Auswertungen sind die Experimente aus dem Labor in schwarz bzw. rot und die Auswertungen der FE-Berechnungen in blau bzw. grün dargestellt.

### 5.6.2 FE-Berechnung zum Versuchskörper VR4-ZV-3.2

In den folgenden Abbildungen sind die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Berechnungen gegenübergestellt. Für den Versuchskörper ohne Ausstanzbewehrung konnte eine sehr gute Übereinstimmung der FE-Berechnung mit dem Laborversuch simuliert werden. Die für das Materialmodell Beton verwendete Zugfestigkeit entsprach in diesem Versuch 1,08 N/mm<sup>2</sup> bzw. 40 % der aus dem Spaltversuch ermittelten zentrischen Zugfestigkeit für Beton. In Abb. 5-38 und Abb. 5-39 ist die Rissbildung bei Erreichen von  $P_{max}$  mit Hilfe der dargestellten Dehnungen zu erkennen. Die Lastverformungskurven, sowie die Auflagerverformungen sind in Abb. 5-40 gegenübergestellt. Bei einer Belastung von  $P_{FE} = 110$  kN stellt sich in den numerischem Modell ein Spalten der Prüfkörpers sowie eine Lastumlagerung auf die Rückhängebewehrung ein (vgl. Abb. 5-41 und Abb. 5-42). Bei einer Belastung von  $P_{FE} = 154$  kN wurde die Verbundspannung der Rückhängebewehrung überschritten und die Lastumlagerung erfolgte auf die äußere Rückhängebewehrung bestehend aus Steckbügeln mit  $d = 8$  mm, welche bei einer Belastung von  $P_{max,FE} = 162$  kN in den Fließbereich übergeht und zum Versagen des Bauteils führt (siehe Abb. 5-42). In Abb. 5-43 sind die maximalen Dehnungen der Bewehrung grafisch dargestellt. Abb. 5-44 zeigt die resultierenden Zugkräfte im Bauteilinneren. Neben dem Betonausbruch im Bereich des Stahleinbauteils ist auch die Entstehung von Spalttrissen infolge der horizontal wirkenden Spaltkräfte in der Schnittebene zu erkennen. Abb. 5-45 zeigt die Hauptspannungen sowie die Hauptspannungstensoren im Stahleinbauteil.

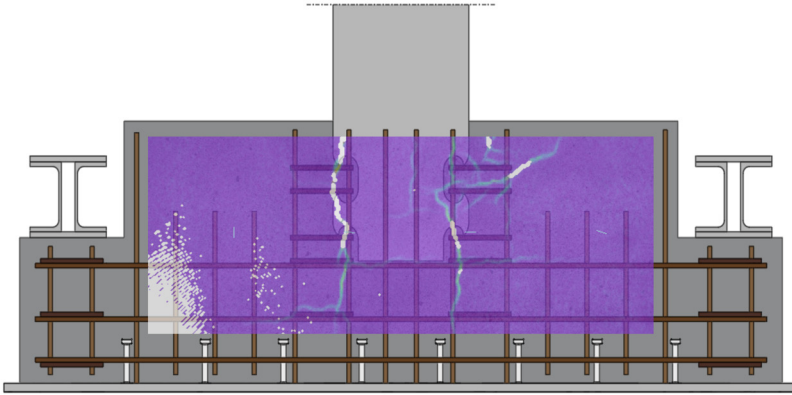


Abb. 5-38: Darstellung der maximalen Dehnungen im Experiment VR4-ZV-3.2 überlagert mit der Anordnung der Bewehrung bei  $P_{\max, \text{exp}} = 162 \text{ kN}$

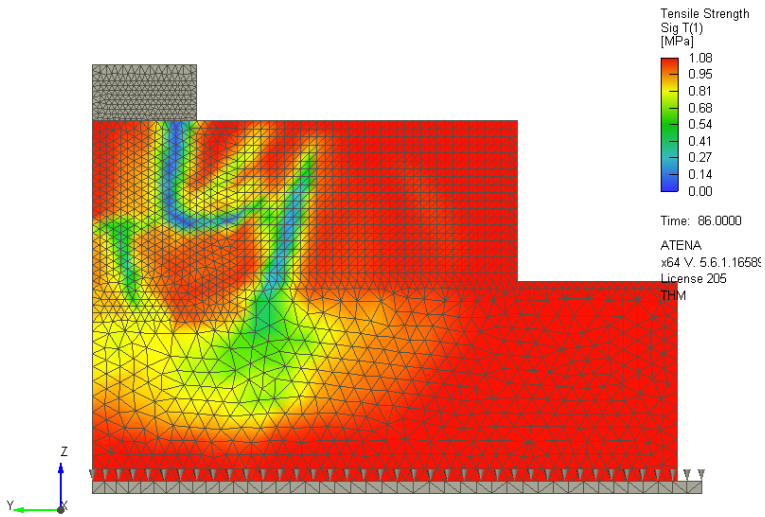


Abb. 5-39: Darstellung der resultierenden Zugspannungen in der FE-Berechnung zur besseren Darstellung der Rissentwicklung bei  $P_{\max, \text{FE}} = 162 \text{ kN}$

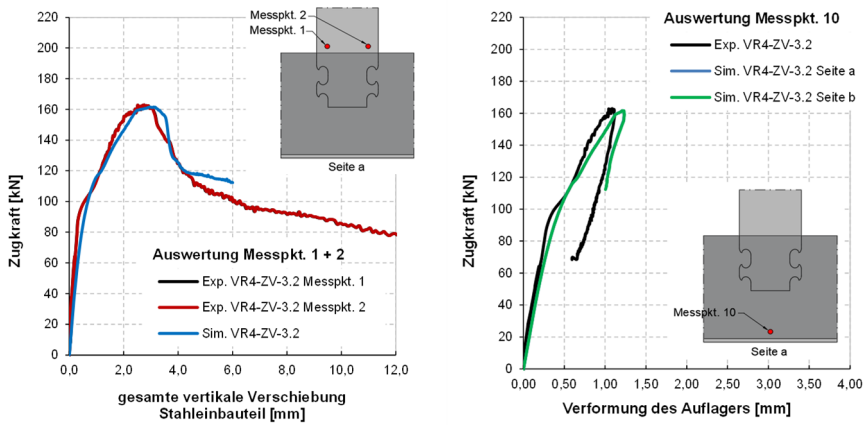


Abb. 5-40: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR4-ZV-3.2) mit dem statischen Zugversuch VR4-ZV-3.2; links: Vergleich der gesamten vertikalen Verschiebung; rechts: Vergleich der Verformung am Auflager

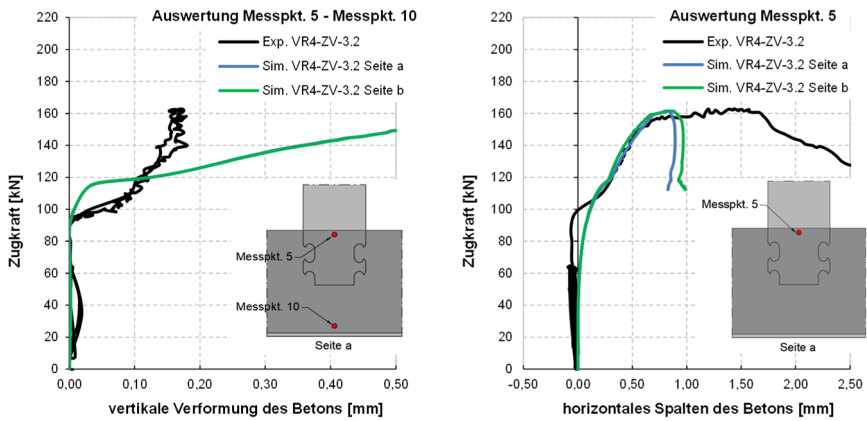


Abb. 5-41: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR4-ZV-3.2) mit dem statischen Zugversuch VR4-ZV-3.2; links: Vergleich der Betondehnungen; rechts: horizontale Verschiebungen der Betonoberfläche (Spalten)

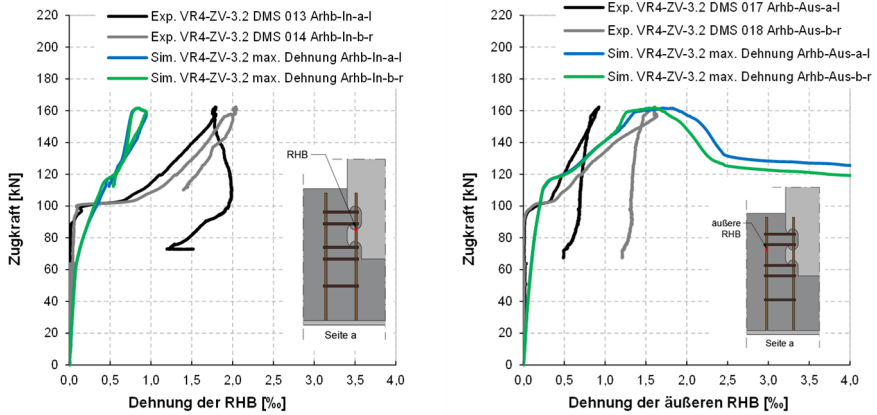


Abb. 5-42: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR4-ZV-3.2) mit dem statischen Zugversuch VR4-ZV-3.2; links: max. Dehnungen der Rückhängebewegung; rechts: maximale Dehnungen der äußeren Rückhängebewegung

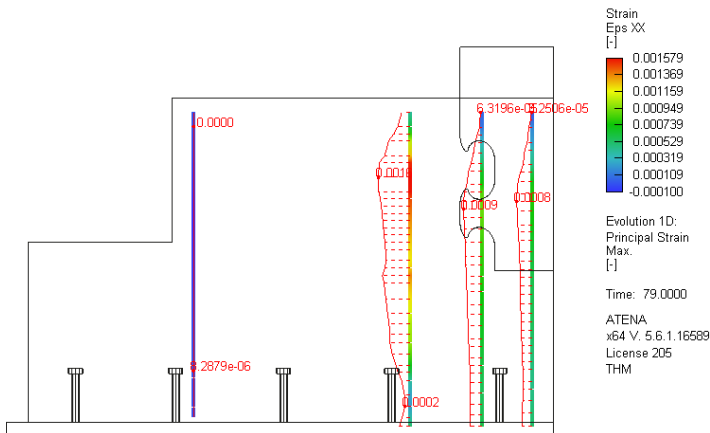


Abb. 5-43: Darstellung der max. Dehnungen der Rückhängebewegung in der FE-Berechnung bei  $P_{\max,FE} = 162 \text{ kN}$

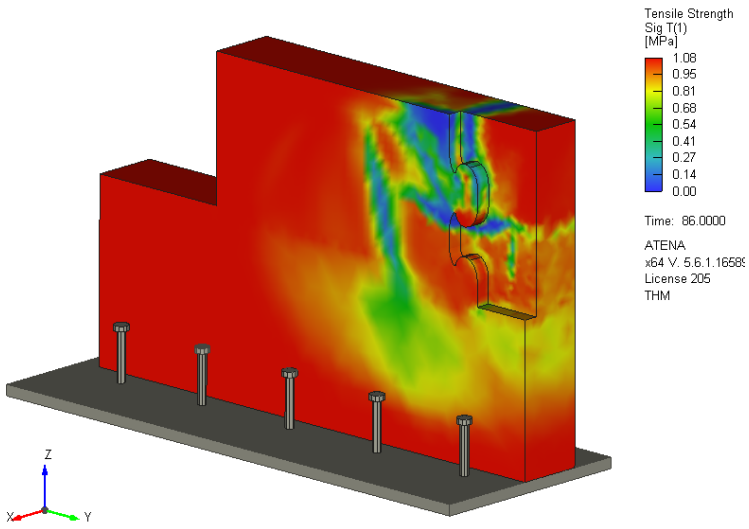


Abb. 5-44: Darstellung der resultierenden Zugspannungen in der FE-Berechnung bei  $P_{\max,FE} = 162 \text{ kN}$

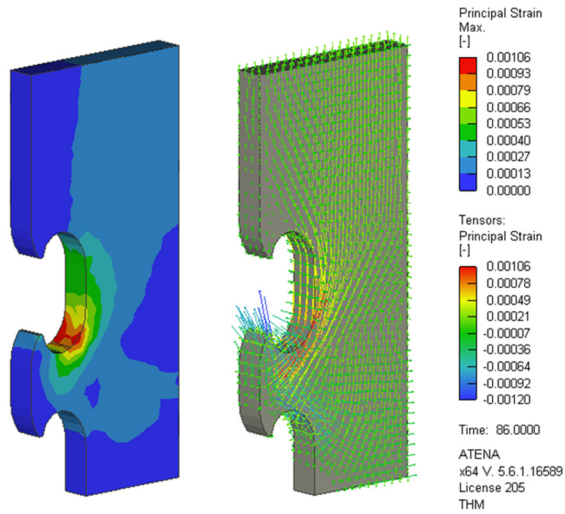


Abb. 5-45: Darstellung der maximalen Hauptspannungen (links) sowie den Hauptspannungstensoren (rechts) in der FE-Berechnung bei der Belastung  $P_{\max,FE} = 162 \text{ kN}$

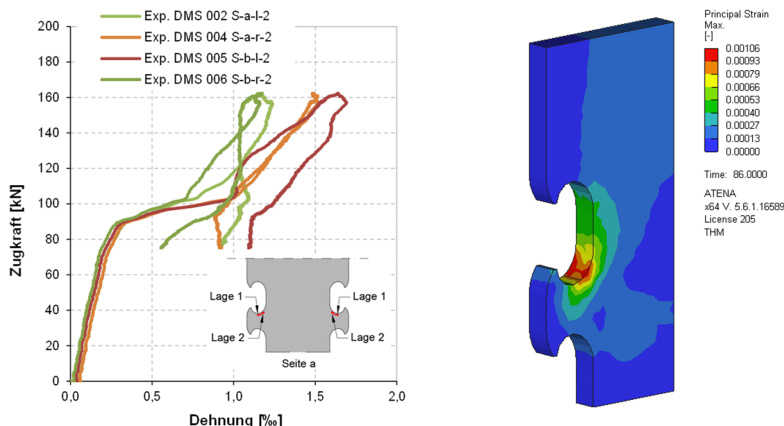


Abb. 5-46: Vergleich der Dehnungsmessstreifen an der Aussparung im Stahlleinbauteil im Experiment VR4-ZV-3.2 (links) und mit der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR4-ZV-3.2) (rechts) bei der Belastung  $P_{\max,FE} = 162 \text{ kN}$

### 5.6.3 FE-Berechnung zum Versuchskörper VR5-ZV-1

In den folgenden Darstellungen sind die Ergebnisse aus dem Experiment VR5-ZV-1 mit den Ergebnissen aus der FE-Berechnung gegenübergestellt. Für die FE-Berechnung wurde eine Zugfestigkeit von  $2,16 \text{ N/mm}^2$  angesetzt, was 80 % der experimentell ermittelten zentrischen Zugfestigkeit entspricht. Sowohl in der FE-Berechnung und im Experiment führt eine Belastung von 163 kN bzw. 166 kN zu einem vertikalen und einem horizontalen Riss im Prüfkörper und somit zum Versagen (siehe Abb. 5-47). Die Lastverformungskurven, sowie die Auflagerverformungen sind in Abb. 5-48 gegenübergestellt. Die Abb. 5-49 zeigt die vertikalen Verformungen der Betonoberfläche sowie das Spalten des Prüfkörpers. Es ist zu erkennen, dass die Rissbildung im Experiment zentriert im Stahlleinbauteil verläuft und in der FE-Berechnung im Randbereich des Stahlleinbauteils liegt. Dies ist auch in den unterschiedlichen Verformungen durch das Spalten zu erkennen. Es ist davon auszugehen, dass diese Differenzen aus Streuungen der Prüfkörper stammen, da keine Bewehrung zur Rissüberbrückung vorhanden ist und der Prüfkörper spröde versagt. Die Streuung ist durch weitere Experimente nachzuweisen. Abb. 5-50 zeigt die resultierenden Zugkräfte im Bauteilinneren und Abb. 5-51 zeigt die Hauptspannungen sowie die Hauptspannungstensoren im Stahlleinbauteil.

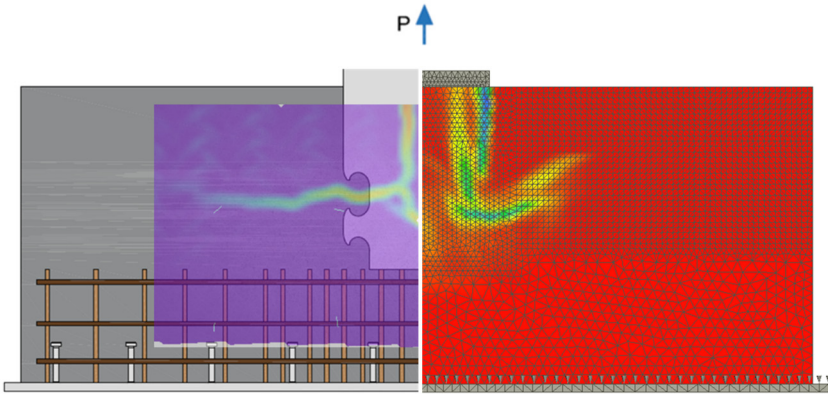


Abb. 5-47: Links: Darstellung der maximalen Dehnungen im Experiment VR5-ZV-1 überlagert mit der Anordnung der Bewehrung bei  $P_{\max, \text{exp}} = 163 \text{ kN}$ ; rechts: Darstellung der resultierenden Zugspannungen in der FE-Berechnung zur besseren Darstellung der Rissentwicklung bei  $P_{\max, \text{FE}} = 166 \text{ kN}$

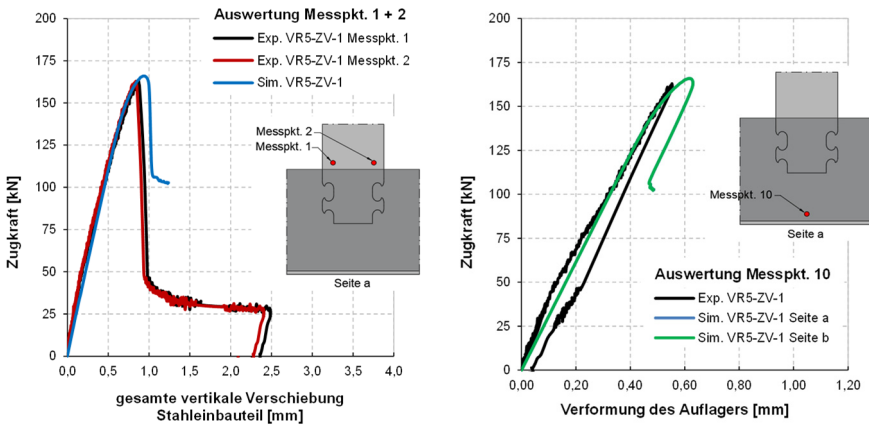


Abb. 5-48: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR5-ZV-1) mit dem statischen Zugversuch VR5-ZV-1; links: Vergleich der gesamten vertikalen Verschiebung; rechts: Vergleich der Verformung am Auflager

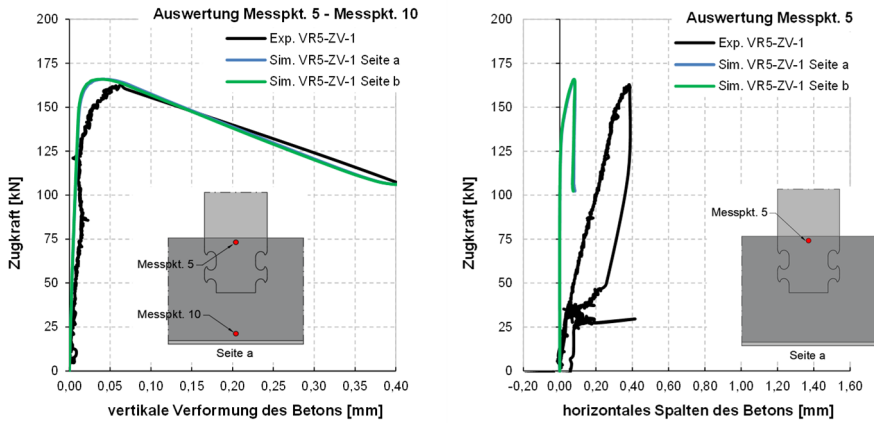


Abb. 5-49: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR5-ZV-1) mit dem statischen Zugversuch VR5-ZV-1; links: Vergleich der Betondehnungen; rechts: horizontale Verschiebungen der Betonoberfläche (Spalten)

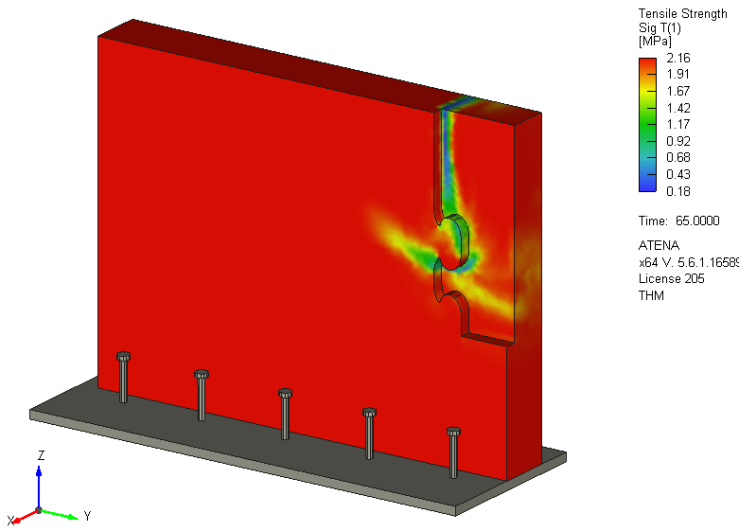


Abb. 5-50: Darstellung der resultierenden Zugspannungen in der FE-Berechnung bei  $P_{\max,FE} = 166 \text{ kN}$

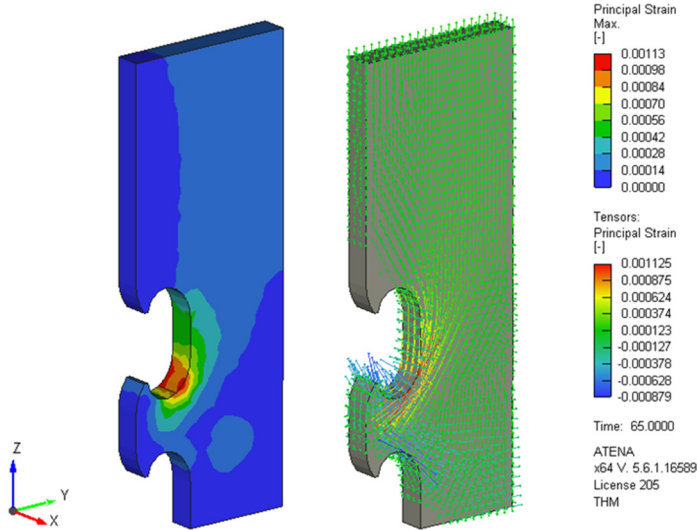


Abb. 5-51: Darstellung der maximalen Hauptspannungen (links) sowie den Hauptspannungstensoren (rechts) in der FE-Berechnung bei der Belastung  $P_{\max,FE} = 166 \text{ kN}$

#### 5.6.4 FE-Berechnung zum Versuchskörper VR5-ZV-3

In den folgenden Abbildungen sind die Ergebnisse aus dem Experiment VR5-ZV-3 mit den dazugehörigen FE-Berechnungen gegenübergestellt. In dem FE-Modell wurde eine Zugfestigkeit von  $0,81 \text{ N/mm}^2$  angesetzt, was 30 % der experimentell ermittelten zentrischen Zugfestigkeit entspricht. In Abb. 5-52 sind die maximalen Dehnungen im Experiment sowie die resultierenden Zugspannungen bei Erreichen der maximalen Traglast dargestellt. Die maximalen Tragfähigkeiten im Experiment und in der FE-Berechnung betragen jeweils  $394 \text{ kN}$ . Abb. 5-53 zeigt die Lastverformungskurven sowie die Auflagerverformungen. Die Kurven zeigen, dass die FE-Berechnung bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit sehr gute Ergebnisse liefert, sich jedoch im Nachbruchbereich sehr spröde im Vergleich zu den Experimenten verhält. Grund für diesen Unterschied ist die Modellierung der Spaltbewehrung. Diese ist nicht für Belastungen senkrecht zum Stahleinbauteil ausgelegt und kann somit keine Rückhaltekräfte aufnehmen. Für die Berechnungen der maximalen Tragfähigkeit wird das Modell als ausreichend genau betrachtet. In Abb. 5-54 ist die vertikale Verformung sowie die horizontale Verformung (Spalten) der Betonoberfläche dargestellt. Die Abb. 5-55 bis Abb. 5-58 zeigen die Dehnungen in der Bewehrung. In der FE-Berechnung entwickelt sich ab einer Belastung von ca.  $200$  bis  $250 \text{ kN}$  die erste Rissbildung und das Spalten des Versuchskörpers tritt auf. Bei einer Belastung von ca.  $300 \text{ kN}$  ist die Verbundspannung der Ausstanzbewehrung überschritten. Die restliche Tragfähigkeit wird über die Rückhängebewehrung übertragen bis deren Verbundspannung bei einer Belastung von ca.  $390 \text{ kN}$  ebenfalls überschritten wird und dies zum Versagen des Bauteils führt. Abb. 5-59 zeigt die resultierenden Zugkräfte im Bauteilinneren und Abb.

5-60 zeigt die Hauptspannungen sowie die Hauptspannungstensoren im Stahlleinbauteil.

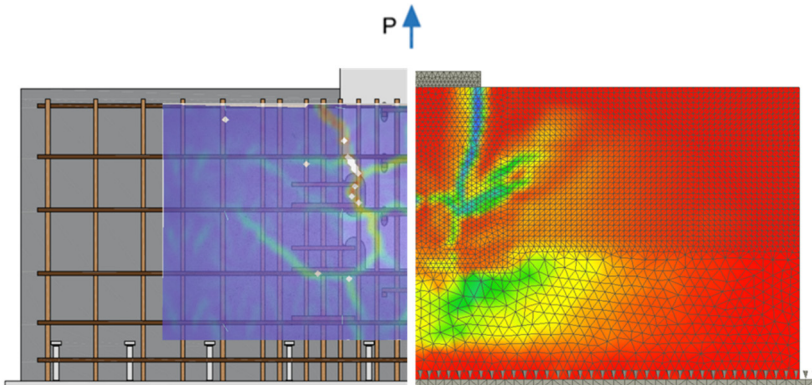


Abb. 5-52: Links: Darstellung der maximalen Dehnungen im Experiment VR5-ZV-3 überlagert mit der Anordnung der Bewehrung bei  $P_{\max, \text{exp}} = 394 \text{ kN}$ ; rechts: Darstellung der resultierenden Zugspannungen in der FE-Berechnung (Sim. VR5-ZV-3) zur besseren Darstellung der Rissentwicklung bei  $P_{\max, \text{FE}} = 394 \text{ kN}$

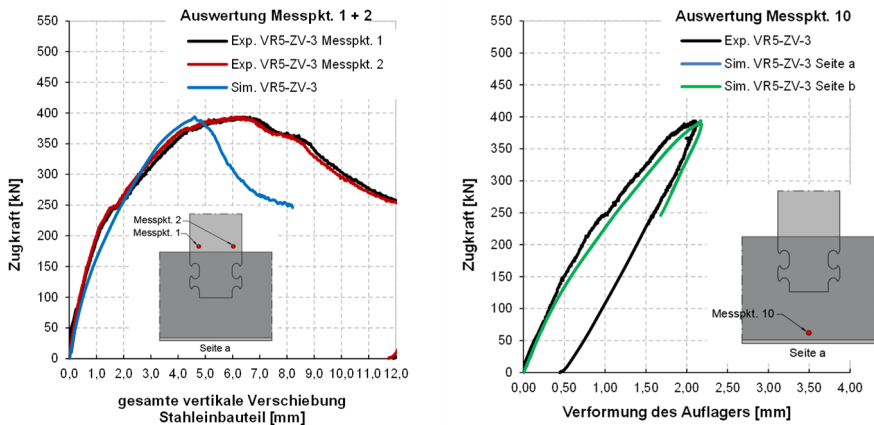


Abb. 5-53: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) mit dem statischen Zugversuch VR5-ZV-3; links: Vergleich der gesamten vertikalen Verschiebung; rechts: Vergleich der Verformung am Auflager

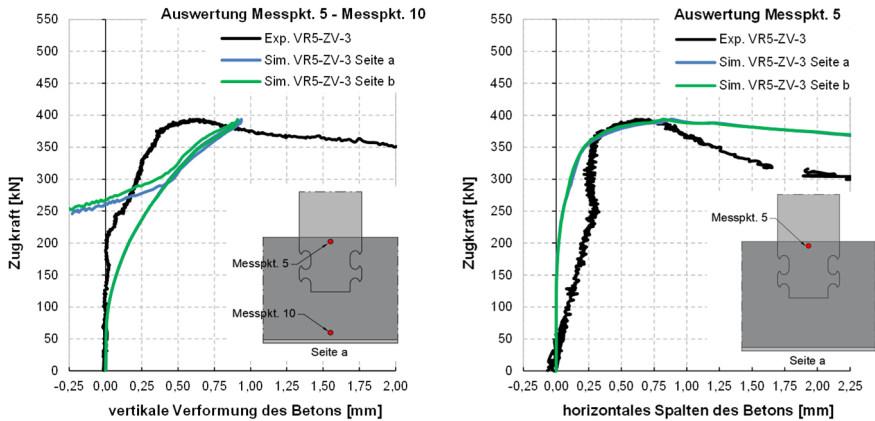


Abb. 5-54: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) mit dem statischen Zugversuch VR5-ZV-3; links: Vergleich der Betondehnungen; rechts: Horizontale Verschiebungen der Betonoberfläche (Spalten)

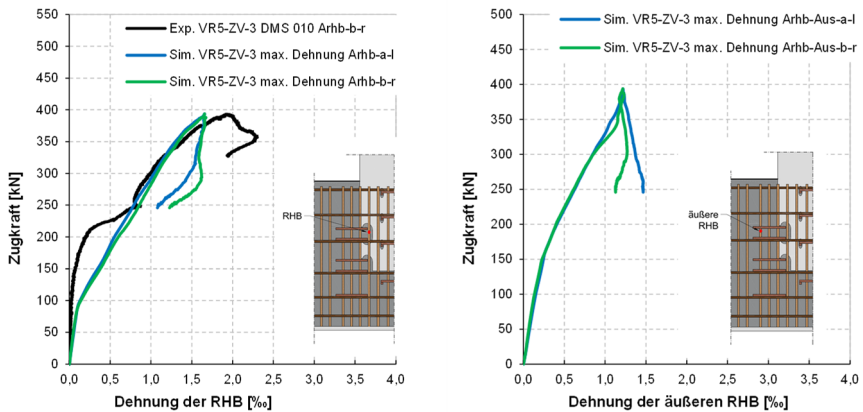


Abb. 5-55: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) mit dem statischen Zugversuch VR5-ZV-3; links: max. Dehnungen der Rückhängebewehrung; rechts: Maximale Dehnungen der äußeren Rückhängebewehrung

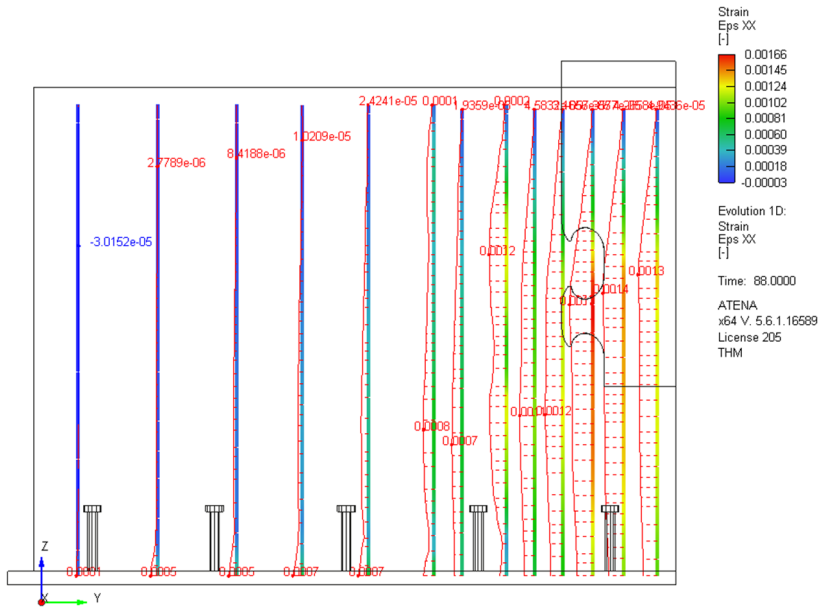


Abb. 5-56: Darstellung der max. Dehnungen der Rückhängebewehrung in der FE-Berechnung bei  $P_{max,FE} = 394$  kN

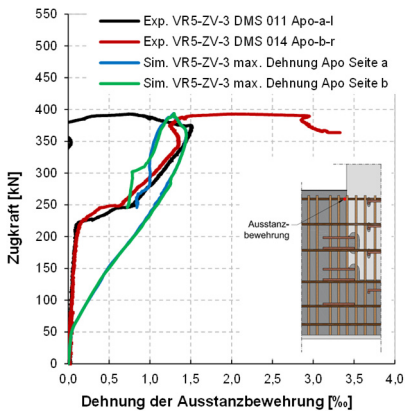


Abb. 5-57: Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) mit dem statischen Zugversuch VR5-ZV-3; links: Max. Dehnungen der Ausstanzbewehrung

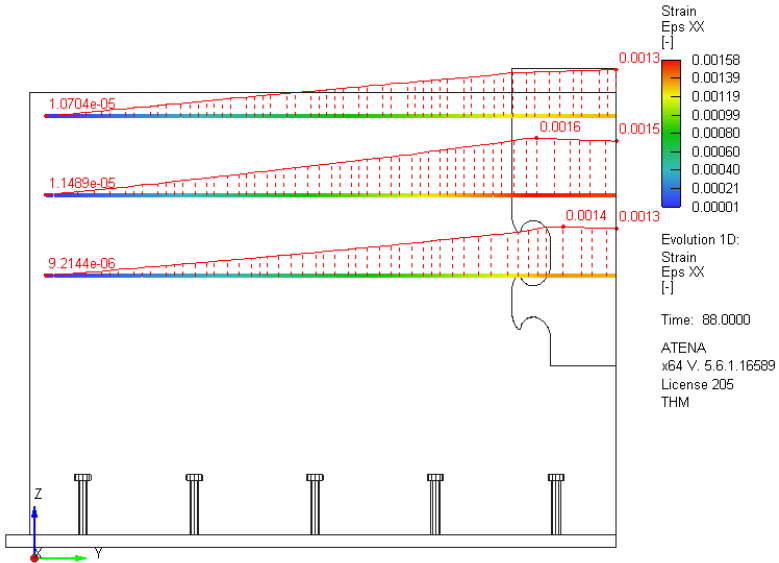


Abb. 5-58: Darstellung der max. Dehnungen der Ausstanzbewehrung in der FE-Berechnung bei  $P_{\max,FE} = 394 \text{ kN}$

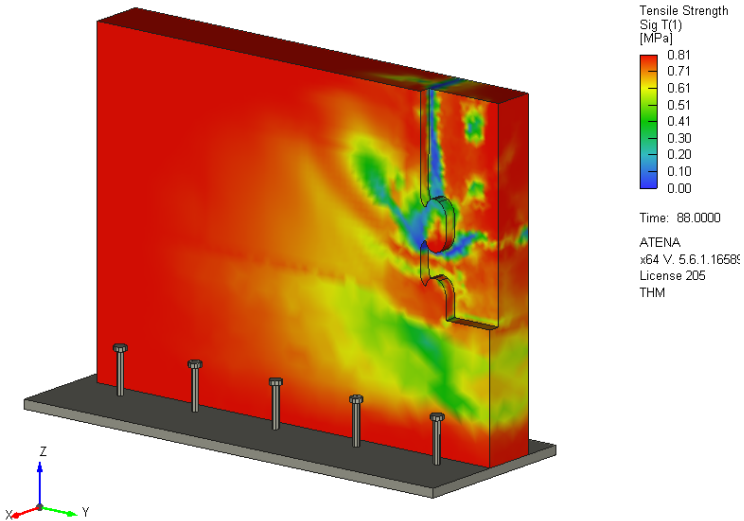


Abb. 5-59: Darstellung der resultierenden Zugspannungen in der FE-Berechnung bei  $P_{\max,FE} = 394 \text{ kN}$

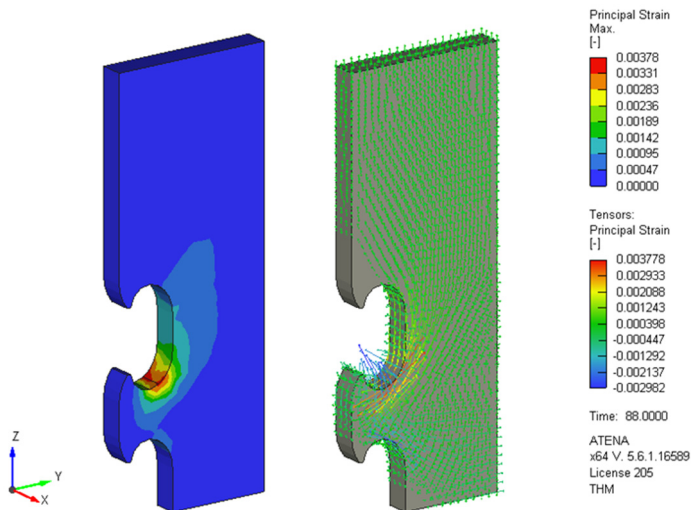


Abb. 5-60: Darstellung der maximalen Hauptspannungen (links) sowie den Spannungstensoren (rechts) in der FE-Berechnung bei der Belastung  $P_{\max,FE} = 394 \text{ kN}$

## 5.7 Erkenntnisse aus den nichtlinearen FE-Berechnungen

In diesem Kapitel wurden das verwendete nichtlineare finite Elemente Programm sowie die implementierten Materialmodelle vorgestellt. Außerdem wurde ausführlich auf die Diskretisierung des Modells eingegangen und der Validierungsprozess beschrieben. Für die Validierung der nichtlinearen FE-Berechnung zeigte sich das optische Messsystem (Bildkorrelationssystem) als sehr hilfreich. Die Randbedingungen wie zum Beispiel die Federsteifigkeit der Auflagerplatte hatten einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das Tragverhalten des Prüfkörpers, sodass mit Hilfe der optischen Messtechnik Verformungen wesentlich umfangreicher interpretiert und mit der numerischen Berechnung verglichen werden konnten. In der Simulation wurde für das Material Beton das in diesem Kapitel vorgestellte *Fracture Plastic Constitutive Model* eingesetzt. Die Materialeigenschaften wurden mit Hilfe von Materialproben im Labor ermittelt. Dabei stellte sich heraus, dass die Zugfestigkeit und die Bruchenergie des Betons starken Einfluss auf das numerische Ergebnis haben und nicht direkt aus den im Labor ermittelten Werten abgeleitet werden konnten. Eine ausführliche Parameterstudie in diesem Kapitel zeigt den Einfluss dieser Parameter. In der Programmdokumentation wird eine Reduzierung der Betonzugfestigkeit auf Grund des Betonschwindens vorgeschlagen. Ein weiterer Einfluss stellte der Bewehrungsgrad der Experimente dar und die daraus resultierende Mikrorissbildung im Experiment. Die besten Ergebnisse konnten mit einer Reduzierung der Betonzugfestigkeit auf 30 % der ermittelten Zugfestigkeit bei stark bewehrten Bauteilen und 80 % bei unbewehrten Bauteilen erreicht werden. Diese Spanne zeigt den großen Einfluss der Zugfestigkeit und die erforderliche sorgfältige Validierung der Simulationen. Ein weiterer wichtiger Faktor bei den Simulationen stellte die Verbundspannung der Rückhängebewehrung und der Ausstanzbewehrung auf die

numerisch ermittelte Tragfähigkeit dar. Dabei ist zu beachten, dass auch in den Experimenten die Bewehrung einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Ausbruchkegels hat, welcher zum Versagen des Bauteils führt. In den Experimenten wurden einzelne Dehnungsmessstreifen an der Bewehrung eingesetzt, wodurch vergleichbare Ergebnisse mit den Simulationen erreicht wurden. Um die Bewehrung detaillierter zu untersuchen ist jedoch der Einsatz mehrerer Dehnungsmessstreifen oder ein faseroptisches Messsystem zu empfehlen.

In Tab. 5-16 werden die Ergebnisse der Experimente mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen gegenübergestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die in den FE-Berechnungen gewählten Randbedingung sowie die eingegebenen Materialkennwerte eine sehr gute Näherung der Versuchsergebnisse liefert. Lediglich der Versuchskörper VR5-ZV-3 verhielt sich in der FE-Berechnung deutlich steifer, sodass nach Erreichen von  $P_{max,FE}$  im Vergleich zum Experiment eine deutlich geringere Duktilität (siehe Abb. 5-53) berechnet wurde. Grund dafür ist die Modellierung der Spaltbewehrung. Diese ist in der Simulation nicht für Belastungen senkrecht zum Stahleinbauteil ausgelegt und kann somit keine Rückhaltekräfte aufnehmen. Die FE-Ergebnisse in Abschnitt 5.6 liefern jedoch bis zum Erreichen der Bruchlast sehr gute Übereinstimmungen, sodass sichergestellt werden kann, dass die durchgeführten Simulationen für die Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit und die Herleitung der Ingenieurmodelle herangezogen werden können.

Tab. 5-16: Vergleich der Ergebnisse aus den Experimenten und den FE-Berechnungen

	Experiment	Schlupf des Stahleinbauteils* bei $P_{max}$		Höchstlast	
		$\bar{\delta}_{max,Exp}$	$\bar{\delta}_{max,FE}$	$P_{max,Exp}$	$P_{max,FE}$
1	VR4-ZV-3.2	1,64 mm	1,69 mm	163 kN	162 kN
2	VR5-ZV-1	0,32 mm	0,31 mm	163 kN	166 kN
3	VR5-ZV-3	4,07 mm	2,24 mm	394 kN	394 kN
* Schlupf wurde ermittelt aus der gesamten vertikalen Verformung ohne Berücksichtigung der Auflagerverformung (Messpkt1-Messpkt10)					



## 6 Erkenntnisse aus den Experimenten und den numerischen Berechnungen

### 6.1 Allgemeine Beschreibung der Versagensarten

Um die Herleitung der Ingenieurmodelle zu erläutern, ist eine Beschreibung der Tragmechanismen aus den experimentellen und numerischen Ergebnissen erforderlich. In Abb. 6-1 sind die Kraft-Schlupf-Beziehungen im Vergleich zu den Versagensarten dargestellt. Grundsätzlich lassen sich die Versagensformen in die drei Kriterien einordnen:

- Betonversagen (Spalten, Biegung, Betonkantenbruch, Betonausbruchkegel ohne Bewehrung),
- Betonausbruchkegel (mit Bewehrungsversagen),
- Stahlversagen.

Des Weiteren wurden die Versagensarten in die folgenden Bereiche eingeteilt:

- I. Elastischer Bereich bis zur Erstrissbildung (Belastung  $P < P_c$ ),
- II. Traglastbereich bzw. nichtlinearer Bereich (Belastung  $P > P_c$  und  $< P_{max}$ ),
- III. Nachbruchbereich (Schlupfzunahme nach dem Erreichen von  $P_{max}$ ).

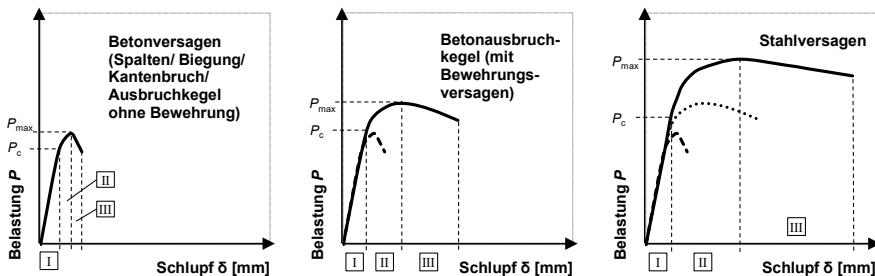


Abb. 6-1: Kraft-Schlupf-Beziehungen bezogen auf unterschiedliche Versagensarten

Beim Stahlversagen wird in der Regel von einem reinen Versagen des Verbundmittels gesprochen (vgl. [52]). Durch die gewählte Blechstärke von  $t=20$  mm kam es in den durchgeführten Experimenten nicht zum reinen Stahlversagen. Allerdings konnte ein Fließen des Stahldübels in mehreren Experimenten beobachtet werden. Eine weitere Laststeigerung führte zum Betonversagen, weshalb bei den durchgeführten Experimenten ein kombiniertes Versagen (Stahl- und Betonversagen) mit einem ähnlichen Verlauf der Kraft-Schlupf-Kurve aufgetreten ist.

### 6.2 Ausarbeitung der Spannungstrajektorien aus den experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen

#### 6.2.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten werden die Kräfteverteilungen mit Hilfe von Spannungstrajektorien aus den numerischen Berechnungen vorgestellt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde weder das Abscheren des Betondübels noch das Stahlversagen untersucht. Der lokale Betonausbruch trat nur bei hohen Lasten im Druckversuch auf. Eine Parameterstudie zur Betondeckung im Druckversuch wurde nicht durchgeführt. Daher ist auch die Herleitung eines Ingenieurmodells, welches diesen Versagensmechanismus beschreibt, nicht Inhalt der vorliegenden Arbeit.

### 6.2.2 Spannungsverläufe bei Biegebeanspruchung

In den experimentellen Untersuchungen VR5-ZV-1 und VR5-ZV-2 kommt es zu einem Versagen der Prüfkörper infolge von einer Biegebeanspruchung. Dies lässt sich auch mit den durchgeführten nichtlinearen FE-Berechnungen bestätigen. In Abb. 6-2 sind die Zug-Spannungstrajektorien und die Druck-Spannungstrajektorien der Betonelemente aus der FE-Berechnung der Versuchsreihe 5 ohne Bewehrung bei einer Belastung von 100 kN dargestellt. Die Spannungstrajektorien zeigen, dass das Versagen des Bauteils durch eine Biegebeanspruchung herbeigeführt wird. Der Nullpunkt der Spannungsverteilung liegt dabei auf der Höhe der unteren Fläche des Stahleinbauteils. Die Zug-Trajektorien laufen zu den Kopfbolzen, welche den Auflagerpunkt darstellen.

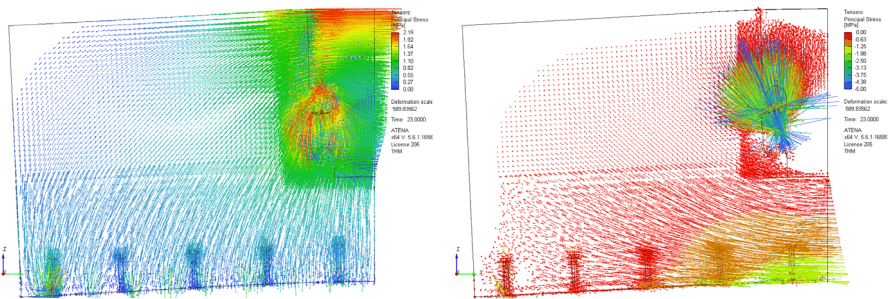


Abb. 6-2: links: Zug- Spannungstrajektorien und rechts: Druck- Spannungstrajektorien von 0 - 5 MPa (Spannungen >5 MPa sind im Betondübel) aus den numerischen Berechnungen (Sim. VR5-ZV-1) bei einer Belastung von 100 kN (verformte Darstellung der Prüfkörper)

Die Druck-Spannungstrajektorien verlaufen zu einem Druckbogen im unteren Teil des Prüfkörpers. In den Auswertungen wurden die Druck-Spannungstrajektorien > 5 MPa ausgeschaltet, da gerade bei den sehr kleinen Elementen und der Umschnürung innerhalb des Betondübels sehr große Spannungen auftreten.

### 6.2.3 Spannungsverläufe infolge von Spaltkräften

In den experimentellen Untersuchungen der Versuchsreihen 2 und 3 entstanden Spaltkräfte im Prüfkörper. In Abb. 6-3 sind beispielhaft die Druck-Spannungstrajektorien der nichtlinearen FE-Berechnungen der Versuchsreihe 5 vor der Rissbildung dargestellt. In diesem Schritt der Berechnungen konnten die Spaltkräfte vom Beton bzw. der Bewehrung noch aufgenommen werden.

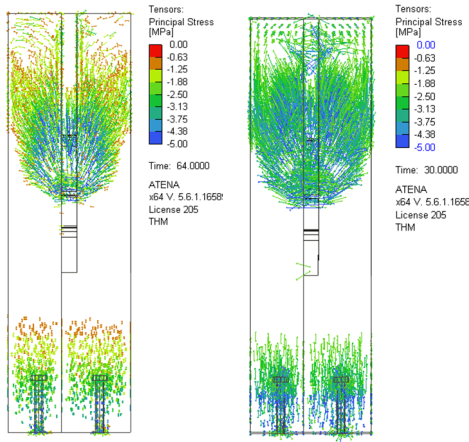


Abb. 6-3: Druck-Spannungstrajektorien zur Darstellung der Spaltkräfte links: 166 kN, (Sim. VR5-ZV-1) Tensoren dargestellt von -1 bis -5 MPa; rechts: 257 kN, (Sim. VR5-ZV-3) Tensoren dargestellt von -2 bis -5 MPa

Ein Spaltriss verlief nicht über die gesamte Bauteilbreite, sondern entwickelte sich zur Vorder- bzw. Rückseite des Experimentes und führt infolge eines Biegerisses oder des ersten Betonausbruchkegel zu einem Aufspalten der seitlichen Betonflächen.

### 6.2.4 Spannungsverläufe beim Betonausbruchkegel

In dem Experiment VR5-ZV-3 konnten drei unterschiedliche Betonausbruchkegel festgestellt werden. Der erste Ausbruchkegel verläuft sehr steil. Der Rissverlauf entsteht im Bereich des Stahleinbauteils und wird als primäre Rissbildung betrachtet. Ausgehend vom Stahldübel bildet sich ein zweiter, deutlich flacherer Ausbruchkegel (Sekundärrissbildung). Auf Grund der starken Bewehrungsanordnung führte in diesem Experiment ein dritter Ausbruchkegel (Tertiärrissbildung) unterhalb des Stahleinbauteils durch eine Lastumlagerung zum endgültigen Versagen (siehe Abb. 6-4).

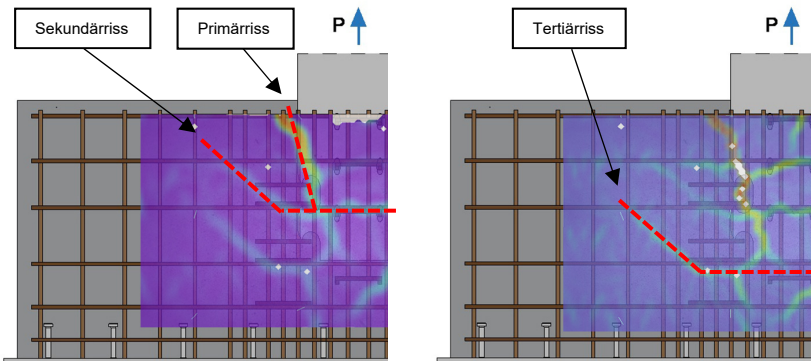


Abb. 6-4: Darstellung der Betonausbruchkegel im Experiment VR5-ZV-3 (links: Betonausbruch II bei 365 kN; rechts: Betonausbruch III bei 394 kN)

In den folgenden Abbildungen sind die Zug- und Druck-Spannungstrajektorien der FE-Berechnungen zu den Versuchskörpern VR5-ZV-3 mit Bewehrung dargestellt. Zur Verdeutlichung der unterschiedlichen Tragmechanismen wurde bei der folgenden Darstellung die Belastungsschritte 95 kN, 247 kN und 388 kN ausgewählt. In der Abb. 6-5 ist zu erkennen, dass sich vor der Rissbildung das Bauteil in einem Biegezustand befindet mit Zugspannungen im oberen Bereich und den Drucktrajektorien unterhalb des Stahleinbauteils.

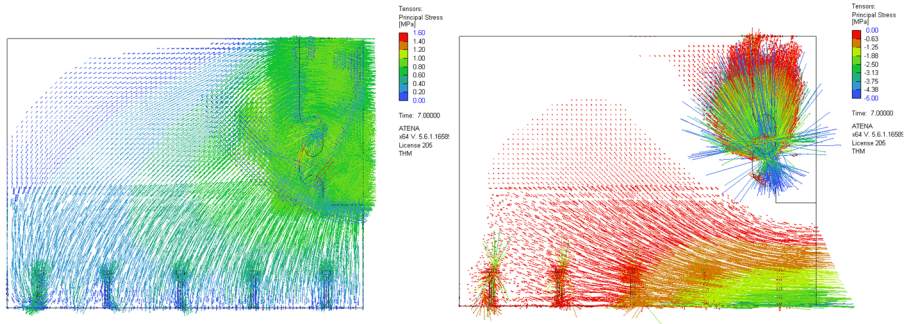


Abb. 6-5: links: Zug- Spannungstrajektorien und rechts: Druck- Spannungstrajektorien von 0 - 5 MPa (Spannungen >5 MPa sind im Betondübel) aus den numerischen Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) bei einer Belastung von 95 kN

Durch die Rissbildung und die Umlagerung der Kräfte auf die Bewehrung ändern sich auch die Spannungstrajektorien. In Abb. 6-6 sind die Zug- und Druckspannungstrajektorien bei 247 kN dargestellt. Insbesondere bei der Betrachtung der Druckspannungstrajektorien wird eine Umlagerung auf die Rückhängebewehrung deutlich.

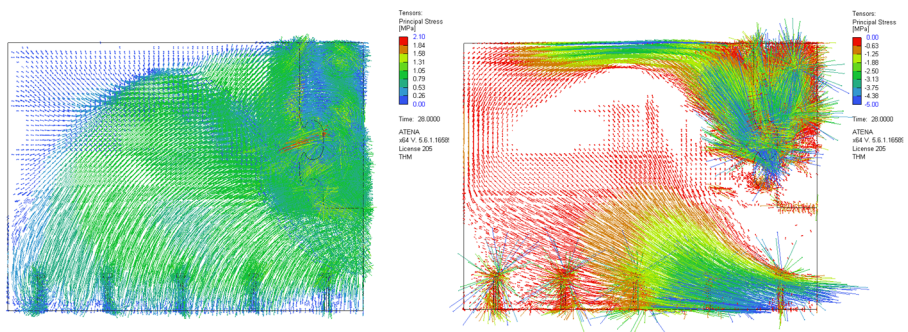


Abb. 6-6: links: Zug- Spannungstrajektorien und rechts: Druck- Spannungstrajektorien von 0 - 5 MPa (Spannungen >5 MPa sind im Betondübel) aus den numerischen Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) bei einer Belastung von 247 kN

In Abb. 6-7 sind die Dehnung der Rückhängebewehrung im Experiment und in der FE-Berechnung bei 247 kN dargestellt.

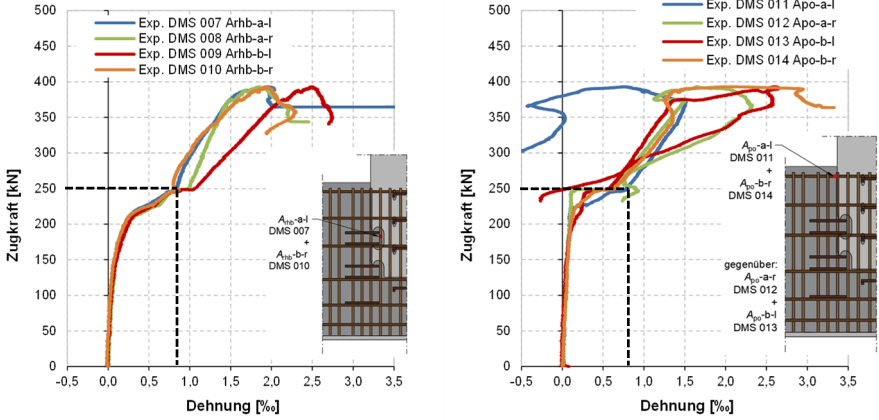


Abb. 6-7: Dehnungszunahme der Rückhängebewehrung (links) und der Austanzbewehrung (rechts) gemäß der DMS-Aufzeichnungen aus dem Experiment VR5-ZV-3

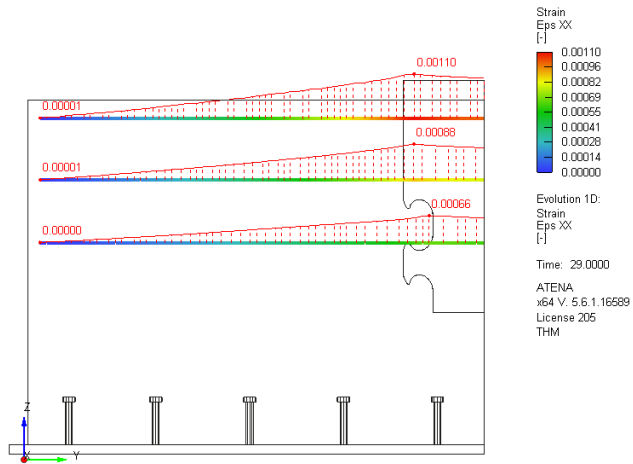


Abb. 6-8: max. Dehnungen der Ausstanzbewehrung aus der Simulation VR5-ZV-3 bei 251 kN

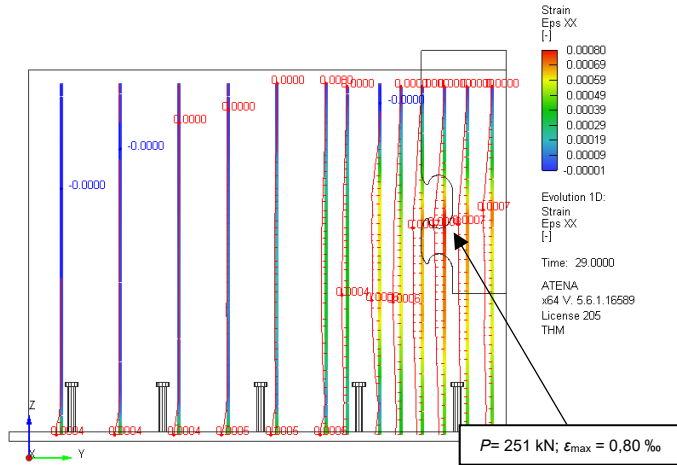


Abb. 6-9: max. Dehnungen der Rückhängebewehrung aus der Simulation VR5-ZV-3 bei 251 kN

Nachdem die aufnehmbaren Kräfte der Rückhängebewehrung erreicht wurden, folgt eine Umlagerung der Spannungstrajektorien auf den äußeren Bereich des Prüfkörpers. Dies führt zum dritten Ausbruchkörper und zum endgültigen Versagen des Experimentes.

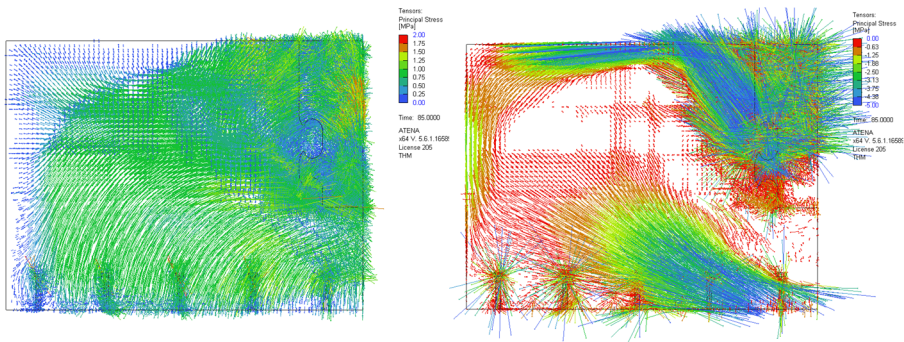


Abb. 6-10: links: Zug- Spannungstrajektorien und rechts: Druck- Spannungstrajektorien von 0 - 5 MPa (Spannungen >5 MPa sind im Betondübel) aus den numerischen Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) bei einer Belastung von 388 kN

### 6.3 Qualitative Darstellung der Kräfteverteilungen in den Zugversuchen

Die Ergebnisse der Kräfteverteilungen der Zugversuche aus den experimentellen Untersuchungen und den Spannungstrajektorien aus den numerischen Berechnungen werden qualitativ in den Abb. 6-11 und Abb. 6-12 dargestellt. Diese Kräfteverteilungen dienen den nachfolgenden theoretischen Überlegungen sowie der Herleitung eines Ingenieurmodells in Kapitel 7. Der Kräfteverlauf für den ersten Betonausbruchkegel und der Herleitung eines ersten Traglastmodells ist in Abb. 6-11 aufgeführt.

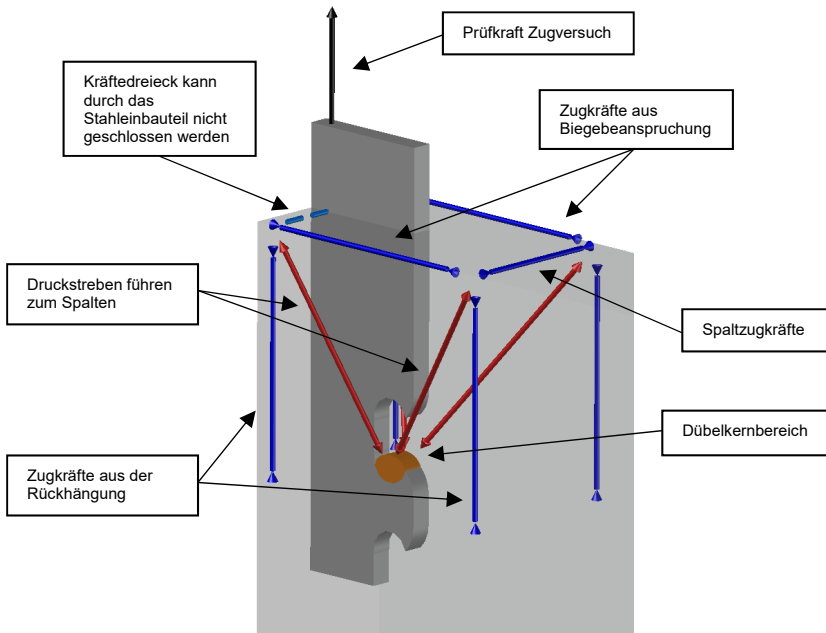


Abb. 6-11: Primäres Traglastmodell der Kraftverteilung im Zugversuch: Druckstreben (rot) und Zugstreben (blau)

Im primären Traglastmodell werden die Belastungen über Druckstreben aus dem Dübelkernbereich in den Prüfkörper eingeleitet. An der Oberseite bilden sich Zugkräfte infolge einer Biegebeanspruchung aus. Senkrecht zur Wandfläche bilden sich Spaltkräfte aus und in vertikaler Richtung wird eine Rückhängung der Zugkräfte über den Beton bzw. wenn vorhanden über die Rückhängebewehrung abgetragen. In den durchgeführten Experimenten bildete sich die erste Rissfläche auf Grund der Zugkräfte aus der Biegebeanspruchung an der Oberseite aus. Die zweite Rissfläche tritt durch die Zugkräfte im Beton infolge der Rückhängekraft auf. Wenn sich die Rissflächen I und II verbinden, entsteht der erste Betonausbruchkegel (grüne Flächen in Abb. 6-12). Es folgt eine Umlagerung der Druckstrebe auf den äußeren Bereich des Prüfkörpers, welcher zu einem zweiten, deutlich flacheren Betonausbruchkegel führt. Diese Kraftverteilung wird im Folgenden als sekundäres Traglastmodell bezeichnet.

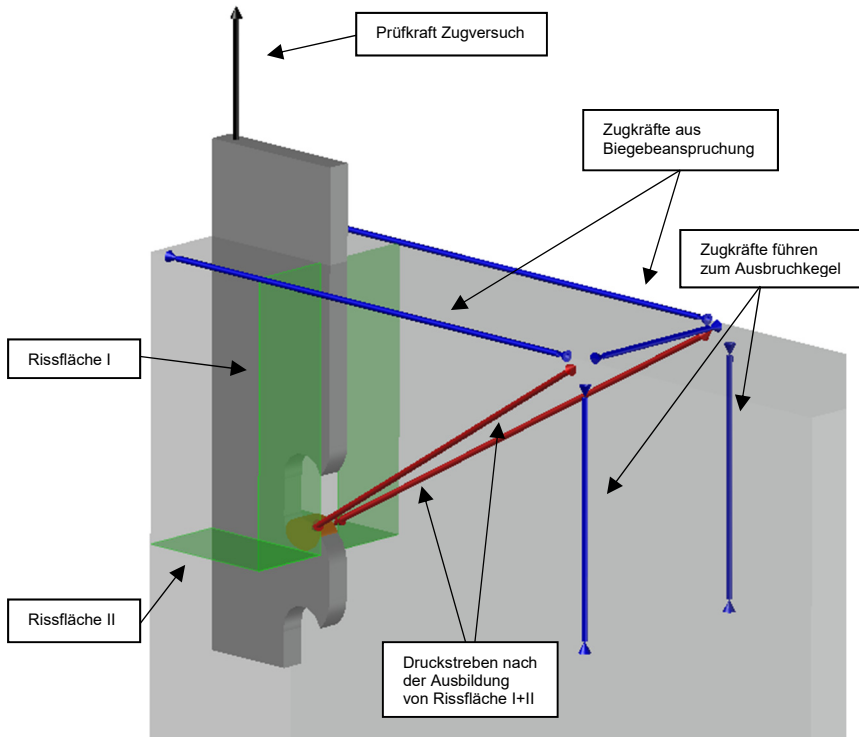
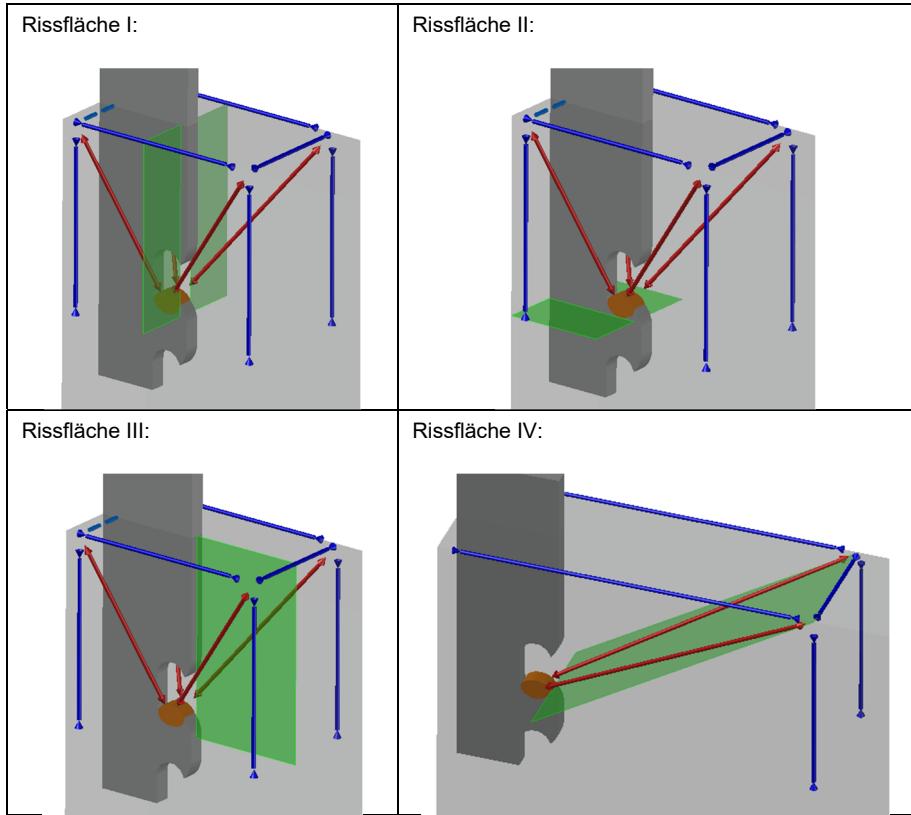


Abb. 6-12: Sekundäres Traglastmodell der Kraftverteilung im Zugversuch nach dem ersten Betonausbruchkegel: Druckstreben (rot) und Zugstreben (blau)

In Tab. 6-1 sind die Rissflächen in den untersuchten Prüfkörpern qualitativ dargestellt. Die Rissfläche III, bedingt durch das Spalten des Betons trat in den durchgeführten Experimenten an dünnwandigen Bauteilen nicht auf. Die Rissfläche IV spiegelt den Betonausbruchkegel durch die sekundäre Rissbildung wider.

Tab. 6-1: Darstellung der Rissflächen (grün) im Pull-Out-Versuch



#### **6.4 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen**

In der folgenden Tab. 6-2 sind die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zusammenfassend dargestellt. Bei der Interpretation der Traglastzustände wird zusätzlich die Zugkraft  $P$  bei einer Bewehrungsdehnung von  $\epsilon > 2,0 \text{ ‰}$  als Indikator für ein bevorstehendes Erreichen der Zugfestigkeit der Bewehrung aufgeführt.

In den Versuchsreihen 2 und 3 wurde ein Auflager oberhalb des Betondübels angebracht. Dieses Auflager führte zu einem Druckbogen-Zugbandmodell, wodurch die Bruchlasten nicht direkt mit den Versuchsreihen 4 und 5 zu vergleichen sind. Die erhöhte Zugkraft an der Oberseite führte zu einem früheren Versagen. In Versuchsreihe 4 wurde dieses Auflager zunächst versetzt und in Versuchsreihe 5 komplett entfernt.

Tab. 6-2: Zusammenstellung der Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen

	VR2-ZV-1.2/1.3 VR3-ZV-1.4/1.5	VR3-ZV-2.2/2.3	VR4-ZV-3.1 VR4-ZV-3.2	VR5-ZV-1	VR5-ZV-2	VR5-ZV-3
$h_{sz}$ [mm]	176	176	126	226	226	226
$f_{cm,exp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	VR2: 17,1 VR3: 19,0	19,0	41,0	41,7	41,7	41,7
<b>Bewehrung je Dübel bzw. Stegloch</b>						
$A_{po}$	-	4 Ø8	-	-	-	4 Ø8
$A_b$	-	2 Ø8	2 Ø8	-	-	2 Ø8
$A_{sp}$	-	-	-	-	2 Ø8	2 Ø8
$A_{rnb}$	-	4 Ø8	6 Ø8	-	-	12 Ø8
<b>Ergebnisse</b>						
$P_{max}$ [kN]	i.M. 82	i.M. 173	i.M. 168	163	148	394
$P_{Rk}$ [kN]	i.M. 74	i.M. 156	i.M. 151	147	134	355
$\delta_{max}$ [mm]	i.M. 0,09/0,23*	i.M. 1,50	i.M. 1,79	0,32	0,30	4,07
$\delta_u$ [mm]	-	i.M. 1,89	i.M. 2,99	-	-	6,65
<b>Rissflächen und Dehnungen der Bewehrung</b>						
Rissfläche I	i.M. 82 kN	i.M. 88 kN	i.M. 110 kN	110 kN	148 kN	250 kN
Rissfläche II	i.M. 82 kN	i.M. 90 kN	i.M. 111 kN	163 kN	148 kN	250 kN
Rissfläche III	-	-	-	-	-	-
Rissfläche IV	i.M. 82 kN	i.M. 115 kN	i.M. 167 kN	163 kN	148 kN	365 kN
$\epsilon_{po} > 2,0 \text{ ‰}$	-	169 kN	-	-	-	340 kN
$\epsilon_b > 2,0 \text{ ‰}$	-	nach $P_{max}$	150 kN / 120 kN	-	-	260 kN
$\epsilon_{rnb} > 2,0 \text{ ‰}$	-	**	ab 160 kN	-	-	365 kN
$P_{m,pol}$	89 / 92 / 79 / 69 kN	95 / 85 kN	120 / 102 kN	163 kN	148 kN	250 kN
$P_{m,poll}$	89 / 92 / 79 / 69 kN	105 / 115 kN	172 / 162 kN	163 kN	148 kN	365 kN

\* nicht vergleichbar, da unterschiedliche Anordnung der Wegaufnehmer

\*\* wurde nicht aufgezeichnet

### 6.5 Gegenüberstellung der eigenen Ergebnisse mit dem Betonkantenbruch

In diesem Abschnitt wird die Laststufe des ersten Betonausbruchkegels aus den eigenen Experimenten dem Betonkantenbruch nach dem theoretischen Modell von Broschart [68] (Abschnitt 2.3.13) bzw. nach DIN EN 1992-4 [121] (Abschnitt 2.5.4) gegenübergestellt. Die primäre Rissbildung der dünnwandigen Experimente sowie das Abspalten der Betonbruchflächen weisen eine gewisse Ähnlichkeit auf. Die Abweichungen der eigenen ermittelten numerischen und experimentellen Laststufen gegenüber den zuvor beschriebenen Nachweisverfahren sind in den folgenden Tab. 6-3 und Tab. 6-4 aufgeführt.

Tab. 6-3: Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Ergebnisse mit den theoretischen Werten nach der Dissertation von Broschart für den Betonkantenbruch [68]

Bezeichnung	$P_{m,po,Exp}$ bzw. FE [kN]	$\psi_m$ [-]	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$c_{d,s}$ = $c_1$	$d_{nom}$ = $t_w$ [mm]	$l_f$ = $h_{sz}$	$k$	$e_x$	$h_{d,eff}$	$\eta_s^*$ [-]	$P_{theo,m}$ [kN]	$P_{exp} / P_{theo,m}$	Abweichung
Sim. VR5-ZV-1	166	2,6	41,7	70	20	226	2,69	120	37,6	0,9	128	1,30	30%
<b>Parameterstudie Wandstärke <math>c_1</math></b>													
Sim. ZV-WD50	100	2,6	41,7	50	20	126	3	120	37,6	0,9	102	0,98	-2%
Sim. ZV-WD70	128	2,6	41,7	70	20	126	2,69	120	37,6	0,9	128	1,01	1%
Sim. ZV-WD130	194	2,6	41,7	130	20	126	2,24	120	37,6	0,9	197	0,98	-2%
Sim. ZV-WD190	250	2,6	41,7	190	20	126	2,03	120	37,6	0,9	261	0,96	-4%
Sim. ZV-WD230	285	2,6	41,7	230	20	126	1,93	120	37,6	0,9	301	0,95	-5%
Sim. ZV-WD310	344	2,6	41,7	310	20	126	1,8	120	37,6	0,9	379	0,91	-9%
<b>Parameterstudie Verankerungstiefe <math>h_{sz}</math></b>													
Sim. ZV-VT86	105	2,6	41,7	70	20	86	2,69	120	37,6	0,9	128	0,82	-18%
Sim. ZV-VT176	151	2,6	41,7	70	20	176	2,69	120	37,6	0,9	128	1,18	18%
Sim. ZV-VT276	180	2,6	41,7	70	20	276	2,69	120	37,6	0,9	128	1,41	41%
<b>Experimente mit zusätzlicher Abstützung</b>													
VR2-ZV-1.2	89	2,6	17,1	70	20	176	2,69	120	37,6	0,9	82	1,09	9%
VR2-ZV-1.3	92	2,6	17,1	70	20	176	2,69	120	37,6	0,9	82	1,12	12%
VR3-ZV-1.4	79	2,6	17,1	70	20	176	2,69	120	37,6	0,9	82	0,97	-3%
VR3-ZV-1.5	69	2,6	19,0	70	20	176	2,69	120	37,6	0,9	86	0,80	-20%
VR3-ZV-2.2	95	2,6	19,0	70	20	176	2,69	120	37,6	1,0	96	0,99	-1%
VR3-ZV-2.3	85	2,6	19,0	70	20	176	2,69	120	37,6	1,0	96	0,89	-11%
<b>Experimente</b>													
VR4-ZV-3.1	120	2,6	41,0	70	20	126	2,69	120	37,6	1,0	141	0,85	-15%
VR4-ZV-3.2	102	2,6	41,0	70	20	126	2,69	120	37,6	1,0	141	0,73	-27%
VR5-ZV-1	163	2,6	41,7	70	20	226	2,69	120	37,6	0,9	128	1,28	28%
VR5-ZV-2	148	2,6	41,7	70	20	226	2,69	120	37,6	0,9	128	1,16	16%
VR5-ZV-3	250	2,6	41,7	70	20	226	2,69	120	37,6	1,0	142	1,76	76%
Mittelwert:											1,04		
Standardabweichung:											0,22		
* $\eta_s$ ohne Bewehrungsbügel mit 0,9 angenommen													

Der Nachweis des Betonkantenbruchs nach DIN EN 1992-4 wird über eine Querlast bestimmt. Für die eigenen Experimente wurde daher eine Spaltkraft  $P_{sp}$  ermittelt, um das Nachweisverfahren übertragen zu können. Die Ermittlung von  $P_{sp}$  wird im Abschnitt 7.1.2 erläutert.

Tab. 6-4: Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Ergebnisse mit den theoretischen Werten nach DIN EN 1992-4 für den Betonkantenbruch [121]

Bezeichnung	$P_{m,po}/Exp.bzw. FE$ [kN]	$P_{spalt}$ [kN]	$k_9$ [-]	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$d_{nom} = t_w$ [mm]	$l_f = h_{sz}$ [mm]	$c_1$ [mm]	$e_x$ [mm]	$s_2 = e_y$ [mm]	$h$ [mm]	$\alpha$ [-]	$\beta$ [-]	$A_{c,v}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,v}^*$ [mm <sup>2</sup> ]	$\psi_{s,v}$	$\psi_{h,v}$	$\psi_{re,v}$ [-]	$P_{theo,m}$ [kN]	$P_{exp,spalt} / P_{theo,m}$	Abweichung
<b>Parameterstudie Wandstärke <math>c_1</math></b>																				
Sim. VR5-ZV-1	166	47	2,4	41,7	20	226	70	120	245	550	0,18	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	51	0,91	-9%
Sim. ZV-WD50	100	31	2,4	41,7	20	126	50	120	245	450	0,16	0,08	11.250	29.625	1,0	1,0	1,0	35	0,89	-11%
Sim. ZV-WD70	128	64	2,4	41,7	20	126	70	120	245	450	0,13	0,07	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	43	1,50	50%
Sim. ZV-WD130	194	97	2,4	41,7	20	126	130	120	245	450	0,10	0,08	76.050	123.825	1,0	1,0	1,0	70	1,38	38%
Sim. ZV-WD190	250	125	2,4	41,7	20	126	190	120	245	450	0,08	0,06	162.450	232.275	1,0	1,0	1,0	101	1,24	28%
Sim. ZV-WD210	272	136	2,4	41,7	20	126	210	120	245	450	0,08	0,06	198.450	275.625	1,0	1,0	1,0	115	1,19	19%
Sim. ZV-WD230	285	142	2,4	41,7	20	126	230	120	245	450	0,07	0,06	238.050	322.575	1,0	1,0	1,0	123	1,16	16%
Sim. ZV-WD310	344	172	2,4	41,7	20	126	310	120	245	450	0,06	0,06	432.450	546.375	1,0	1,0	1,0	174	0,99	-1%
<b>Parameterstudie Verankerungstiefe <math>h_{sz}</math></b>																				
Sim. ZV-VT86	105	52	2,4	41,7	20	86	70	120	245	410	0,11	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	39	1,35	35%
Sim. ZV-VT176	151	55	2,4	41,7	20	176	70	120	245	500	0,16	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	47	1,15	15%
Sim. ZV-VT276	180	42	2,4	41,7	20	276	70	120	245	600	0,20	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	55	0,75	-25%
<b>Experimente mit zusätzlicher Abstützung</b>																				
VR2-ZV-1.2	89	32	2,4	17,1	20	176	70	120	245	350	0,16	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	30	1,06	6%
VR2-ZV-1.3	92	33	2,4	17,1	20	176	70	120	245	350	0,16	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	30	1,10	10%
VR3-ZV-1.4	79	29	2,4	17,1	20	176	70	120	245	350	0,16	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	30	0,95	-5%
VR3-ZV-1.5	69	25	2,4	19,0	20	176	70	120	245	350	0,16	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	32	0,78	-22%
VR3-ZV-2.2	95	34	2,4	19,0	20	176	70	120	245	350	0,16	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,4	45	0,77	-23%
VR3-ZV-2.3	85	31	2,4	19,0	20	176	70	120	245	350	0,16	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,4	45	0,69	-31%
<b>Experimente</b>																				
VR4-ZV-3.1	120	60	2,4	41,0	20	126	70	120	245	450	0,13	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,4	59	1,01	1%
VR4-ZV-3.2	102	51	2,4	41,0	20	126	70	120	245	450	0,13	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,4	59	0,86	-14%
VR5-ZV-1	163	46	2,4	41,7	20	226	70	120	245	550	0,18	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	51	0,90	-10%
VR5-ZV-2	148	42	2,4	41,7	20	226	70	120	245	550	0,18	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,0	51	0,81	-19%
VR5-ZV-3	250	71	2,4	41,7	20	226	70	120	245	550	0,18	0,08	22.050	47.775	1,0	1,0	1,4	72	0,98	-2%
																		Mittelwert:	1,07	
																		Standardabweichung:	0,23	

\*  $P_{spalt}$  nach Abschnitt 7.1.2

\*\* Bedingung  $s_2 \leq 3 \cdot c_1$  nicht berücksichtigt wegen durchgehendem Stahleinbauteil

Beide Nachweisverfahren zeigen über die kompletten experimentellen und numerischen Versuchsreihen sehr große Abweichungen. Die Standardabweichung über die kompletten Versuche ist bei beiden Modellen > 20 %. Aber auch die Ergebnisse innerhalb einer Versuchsreihe weisen starke Abweichungen auf. Die größten Abweichungen gegenüber den Berechnungen nach Broschart entstehen bei der Parameterstudie zur Verankerungstiefe. Auf Grund dieser Abweichungen wird der Nachweis des Betonkantenbruchs für die Traglastermittlung der eigenen Experimente nicht herangezogen. Ein wesentlicher Unterschied ist zudem, dass es sich beim Betonkantenbruch um eine Rissbildung nach Tab. 6-1 in der Rissfläche III handelt und der Betonausbruchkegel durch die Rissflächen I und II entsteht.

## 6.6 Erkenntnisse zum Betonausbruchkegel und Vergleich der Bemessungsansätze

### 6.6.1 Untersuchungen des Betonausbruchkegels ohne Berücksichtigung der Bewehrung

In diesem Abschnitt wird der in den Experimenten beobachtete zweite Betonausbruchkegel mit denen aus der Literatur bekannten Bemessungsmodellen gegenübergestellt. In Abschnitt 2.5.4 bzw. Gleichung (2.65) wurde bereits die Nachweisführung des kegelförmigen Betonausbruchs nach DIN EN 1992-4 [121] erläutert. In Claßen [81] wurden Versuche zum Ausbruchkegel bei Betondübeln durchgeführt und eine Analogie zum Kopfbolzendübelpaar hergestellt (Abb. 6-13). Dieses Modell wurde in Abschnitt 2.3.12 beschrieben.

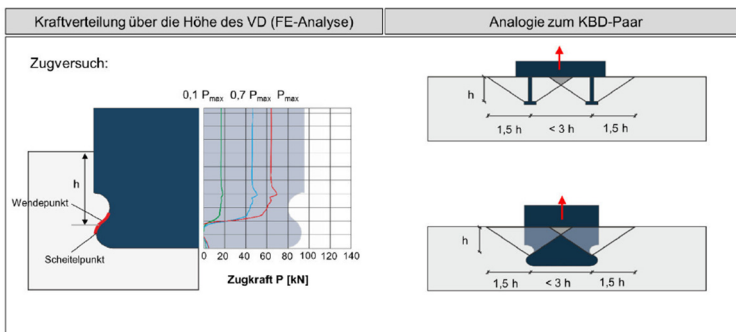


Abb. 6-13: Kraftverteilung über die Höhe des Verbunddübels und Analogie zum Kopfbolzendübelpaar nach Claßen [81]

In Tab. 6-5 und Tab. 6-6 sind die experimentellen Ergebnisse mit den theoretischen Modellen nach DIN EN 1992-4 [121] bzw. Claßen [81] gegenübergestellt.

Tab. 6-5: Gegenüberstellung der experimentellen Ergebnisse und den theoretischen Werten nach DIN EN 1992-4 für den Betonausbruchkegel [121]

Bezeichnung	$P_{\max \text{ bzw. } polt, Exp}$	$k_1$	$f_{cm}$	$h_{sz}$	$e_x$	$e_y$	$c_1$	$t_w$	$A_{c,N}^0$	$A_{c,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$P_{theo,m}$	$P_{Exp}/P_{theo,m}$	Abweichung
	[kN]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]			[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]		[kN]				
<b>Experimente</b>															
VR3-ZV-2.2	169	12,7	19,0	176	120	245	70	20	278.784	84.480	0,78	1,0	31	5,53	453%
VR3-ZV-2.3	168	12,7	19,0	176	120	245	70	20	278.784	84.480	0,78	1,0	31	5,50	450%
VR4-ZV-3.1	172	12,7	41,0	126	120	245	70	20	142.884	60.480	0,81	1,0	39	4,36	336%
VR4-ZV-3.2	162	12,7	41,0	126	120	245	70	20	142.884	60.480	0,81	1,0	39	4,10	310%
VR5-ZV-1	163	12,7	41,7	226	120	245	70	20	459.684	108.480	0,76	1,0	50	3,25	225%
VR5-ZV-2	148	12,7	41,7	226	120	245	70	20	459.684	108.480	0,76	1,0	50	2,95	195%
VR5-ZV-3	365	12,7	41,7	226	120	245	70	20	459.684	108.480	0,76	1,0	50	7,29	629%
Mittelwert:													4,71		
Standardabweichung:													1,51		

Tab. 6-6: Gegenüberstellung der experimentellen Ergebnisse und den theoretischen Werten nach Claßen für den Betonausbruchkegel im ungerissenen Beton [81]

Bezeichnung	$P_{\max \text{ bzw. } polt, Exp}$	$k_m$	$f_{cm}$	$h_{sz}$	$e_x$	$e_y$	$c_1$	$t_w$	$d_q$	$l_{vd}$	$l_0$	$b_{vd}$	$b_0$	$\psi_{cr}$	$P_{theo,m}$	$P_{Exp}/P_{theo,m}$	Abweichung
	[kN]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]		
<b>Experimente</b>																	
VR3-ZV-2.2	169	1,7	19,0	176	120	245	70	20	8	833	588	160	528	1,0	59	2,85	185%
VR3-ZV-2.3	168	1,7	19,0	176	120	245	70	20	8	833	588	160	528	1,0	59	2,83	183%
VR4-ZV-3.1	172	1,7	41,0	126	120	245	70	20	8	683	438	160	378	1,0	76	2,27	127%
VR4-ZV-3.2	162	1,7	41,0	126	120	245	70	20	8	683	438	160	378	1,0	76	2,14	114%
VR5-ZV-1	163	1,7	41,7	226	120	245	70	20	0	923	678	160	678	1,0	100	1,63	63%
VR5-ZV-2	148	1,7	41,7	226	120	245	70	20	0	923	678	160	678	1,0	100	1,48	48%
VR5-ZV-3	365	1,7	41,7	226	120	245	70	20	8	983	738	160	678	1,0	98	3,74	274%
Mittelwert:															2,42		
Standardabweichung:															0,78		

In Tab. 6-7 wurde die Gegenüberstellung mit dem theoretischen Ergebnissen nach Claßen um den Rissfaktor  $\psi_{crack}$  nach Gleichung (2.48) ergänzt. Dieser könnte angesetzt werden, um die Rissbildung des ersten Betonausbruchkörpers zu berücksichtigen.

Tab. 6-7: Gegenüberstellung der experimentellen Ergebnisse und den theoretischen Werten nach Claßen für den Betonausbruchkegel im gerissenen Beton [81]

Bezeichnung	$P_{\max \text{ bzw. } polt, Exp}$	$P_{theo,m}$	$w_r$	$D_{max}$	$\tau_{RR}$	$\psi_{cr,ns2}$	$P_{theo,m}$	$P_{Exp}/P_{theo,m}$	Abweichung
	[kN]	[kN]	[mm]	N/mm <sup>2</sup>	[-]	[kN]			
<b>Experimente</b>									
VR3-ZV-2.2	169	59	0,3	8	1,29	0,76	45	3,74	274%
VR3-ZV-2.3	168	59	0,3	8	1,29	0,76	45	3,72	272%
VR4-ZV-3.1	172	76	0,3	8	1,89	0,83	63	2,73	173%
VR4-ZV-3.2	162	76	0,3	8	1,89	0,83	63	2,57	157%
VR5-ZV-1	163	100	0,3	8	1,91	0,72	72	2,26	126%
VR5-ZV-2	148	100	0,3	8	1,91	0,72	72	2,05	105%
VR5-ZV-3	365	98	0,3	8	1,91	0,72	70	5,18	418%
Mittelwert:							3,18		
Standardabweichung:							1,10		

Sowohl das Modell aus DIN EN 1992-4 als auch das Modell von Claßen sind sehr konservativ. Gegenüber den theoretischen Werten wurden mit den durchgeführten Experimenten deutliche Laststeigerungen erreicht. Dies liegt hauptsächlich an der Rückhängebewehrung, welche in den Modellen nicht berücksichtigt wird. Aber auch in den Experimenten VR5-ZV-1 und VR5-ZV-2 ohne Rückhängebewehrung treten Biegerisse bei deutlich höherem Lastniveau auf, verglichen mit den theoretischen Tragfähigkeiten des Ausbruchkegels, welche letztendlich zum Versagen des Prüfkörpers führen. Es zeigt sich, dass die Verankerungen in dünnwandigen Bauteilen mit den angegeben Bemessungsformeln deutlich unterschätzt werden. Um den charakteristischen Widerstand eines Befestigungselementes mit klothoidenförmigen

Betondübeln vergleichbar mit dem Bezugswert der projizierten Fläche  $A_{c,N}^0$  in Anlehnung an DIN EN 1992-4 zu bestimmen, ist ein weiterführendes Versuchsprogramm notwendig.

## **6.6.2 Einfluss der Rückhängebewehrung auf den Betonausbruchkegel**

### **6.6.2.1 Allgemeines**

Die Rückhängebewehrung, oder auch nach DIN EN 1992-4 [121] benannte Zusatzbewehrung, kann Zug- oder Querkräfte je nach Lage und Orientierung vom verankerten Einbauteil aufnehmen und in andere Bereiche des Stahlbetonbauteils übertragen. Im Allgemeinen wird unterschieden zwischen den Versagensarten Betonausbruch bei einer Zugbelastung des Einbauteils und dem Betonkantenbruch bei einer Querkraftbelastung. Beide Nachweise beruhen auf Fachwerkmodellen und gehen von einem bereits gerissenen Zustand des Betonbauteils aus. Die Rückhängebewehrung muss daher die gesamte Belastung über den möglichen Betonausbruchkörper bzw. den Betonkantenbruchkörper an den Verankerungsgrund übertragen. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung sind nach DIN EN 1992-4 die Verankerung der Bewehrung im Betonausbruchkörper und das Stahlversagen jedes einzelnen mitwirkenden Stabes der Rückhängebewehrung zu führen. Die in der DIN EN 1992-4 verwendeten Fachwerkmodelle beruhen auf den Untersuchungen von Hofmann [167]. Von Schmid [168] wurde das Modell aus der DIN EN 1992-4 aufgegriffen und mit Hilfe von Bauteilexperimenten optimiert und auf den Betonkantenbruch übertragen. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass das Modell in DIN EN 1992-4 sehr konservative Ergebnisse liefert. In weiteren Untersuchungen von Eligehausen et al. wurde das Modell von Schmid weiter modifiziert (vgl. [169–171]). Bei Befestigungen mit Rückhängebewehrung können folgende Versagensarten auftreten:

- Stahlversagen der Befestigungsmittel
- Versagen der Druckstreben
- Fließen der Rückhängebewehrung
- Verankerungsversagen der Rückhängebewehrung

Im Folgenden werden diese drei Modelle vorgestellt und auf den Nachweis der Rückhängebewehrung für die eigenen Experimente übertragen.

### **6.6.2.2 Nachweis der Rückhängebewehrung nach DIN EN 1992-4**

Der Nachweis der Rückhängebewehrung in Folge des Betonausbruchs sowie die konstruktiven Bedingungen wurden bereits in Abschnitt 2.5.4 beschrieben. Der Nachweis der Druckstrebe wird in der DIN EN 1992-4 nicht behandelt und lediglich durch die Begrenzung des Stabdurchmessers der Rückhängebewehrung ( $d \leq 16 \text{ mm}$ ) verhindert. Der Nachweis der Verankerung der Rückhängebewehrung wird wie für eine zugbeanspruchte Bewehrung geführt und ist nach [171] sehr konservativ. Es wird vorgeschlagen, das Tragverhalten stattdessen mit dem einer Schubbewehrung zu vergleichen, bei der weniger konservative Anforderungen für die Verankerung gelten und der Beton teilweise zur Lastübertragung mit angesetzt werden darf.

### 6.6.2.3 Modell nach Schmid

Um das Modell nach DIN EN 1992-4 zu verbessern wurde von Schmid [168] mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen die Tragwirkung der Rückhängebewehrung näher betrachtet. Schmid fand heraus, dass die Zugkraft der Rückhängebewehrung in unmittelbarer Nähe des Befestigungsmittels ca. 95 % der Streckgrenze der Bewehrung beträgt. Weiter außenliegende Bügel nehmen dagegen lediglich ca. 16 % der eigenen Streckgrenze auf und können somit bedeutend weniger Zugkraft übertragen. Der Tragmechanismus kann durch das in Abb. 6-14 dargestellte Fachwerkmodell beschrieben werden. Die auf das Befestigungsmittel wirkende Belastung wird durch die Rissbildung im Beton über die Druckstreben in die Knotenpunkte der Randbewehrung und der Rückhängebewehrung übertragen. Ohne die Randbewehrung müsste die Zugkraft durch den Beton aufgenommen werden, wodurch eine deutliche Abnahme der Bruchlast zu erwarten ist.

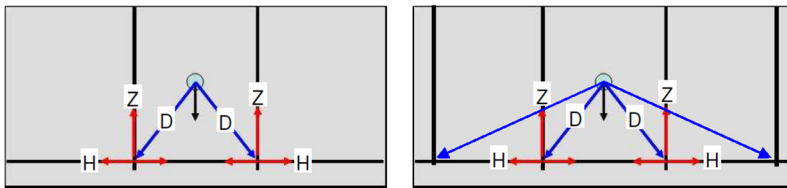


Abb. 6-14: Fachwerkmodell nach Schmid [168] bei einer Einzelbefestigung mit 2 und 4 Bügeln und einer Belastung senkrecht zum Rand (Druckkräfte: blau, Zugkräfte: rot)

Gegenüber dem Modell aus der DIN EN 1992-4 setzt sich der Bemessungswert des Widerstandes der Rückhängebewehrung  $N_{Rd,re}$  durch die Aufsummierung der einzelnen aktivierten Bügel unter Berücksichtigung der Hakentragwirkung  $N_{Rd,Haken}$  und der Verbundtragwirkung  $N_{Rd,a}$  wie folgt zusammen:

$$N_{Rd,re} = \sum_1^n N_{Rd,re}^0 \quad (6.1)$$

mit:

- $n$  Zahl der aktivierten Stäbe der Rückhängebewehrung mit  $l_1 \geq \min l_1$
- $l_1$  Verankerungslänge der Bügel im angenommen Ausbruchkegel
- $\min l_1 = 4,0 \cdot \phi$  für Bügel mit  $\phi < 20\text{mm}$
- $= 10,0 \cdot \phi$  für gerade Zugstäbe

$$N_{Rd,re}^0 = (N_{Rd,Haken} + N_{Rd,a}) \leq A_{s,re} \cdot f_{yd} \quad (6.2)$$

$$N_{Rd,Haken} = \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot A_{s,re} \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{0,1} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mc}} \quad (6.3)$$

mit:

- $\psi_1$  Wirkungsfaktor der Bügel (hier: 5%-Fraktile =  $0,75 \cdot \text{Mittelwert}$ )

= 0,70 für Bügel direkt neben dem Kopfbolzen mit  $s \leq 3 \cdot c_1$   
 = 0,12 für anderen Bügel die diagonal vom Bruchriss geschnitten werden

$\psi_{2,i}$  Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Verankerungslänge und des Bügeldurchmessers

$$= \left( \frac{l_1}{c_1} \right)^{0,4} \cdot \left( \frac{10}{\phi} \right)^{0,25}$$

$\psi_3$  Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bügeldurchmesser von Randbewehrung  $\phi_L$  und Rückhängebewehrung  $\phi$

$$= \left( \frac{\phi_L}{\phi} \right)^{0,67} \leq 1,0$$

$c_1$  Randabstand der Befestigung

$A_{s,re}$  Querschnittsfläche eines Bügelschenkels der Rückhängebewehrung

$\gamma_{Mc}$  = 1,5 (Materialsicherheitsbeiwert für Betonversagen)

$$N_{Rd,a} = \pi \cdot \phi \cdot l'_1 \cdot f_{bd} \quad (6.4)$$

mit:

$$l'_1 = l_1 - \min l_1$$

#### 6.6.2.4 Modell nach Elgehausen, Sharma und Asmus

Das zuvor vorgestellte Modell von Schmid wurde durch Elgehausen, Sharma und Asmus [169; 170] auf Grundlage weiterer experimenteller Untersuchungen durch folgenden Punkte modifiziert:

- Der Wirkungsfaktor  $\psi_1$  kann durch das Fließen des Nachbarbügels erhöht werden. Wie auch bei Schmid gilt für die inneren Bügel einer Befestigungsgruppe sowie den ersten äußeren Bügel, der den Riss kreuzt,  $\psi_1 = 0,70$ . Erreicht der äußere Bügel die Streckgrenzenlast, kann der nächstgelegene äußere Bügel ebenfalls mit  $\psi_1 = 0,70$  angesetzt werden. Dies kann bei weiter außen liegenden Bügeln wiederholt werden. Für alle anderen Bügel gilt  $\psi_1 = 0,12$ .
- Die Tragfähigkeit wird durch den Druckstrebenbruch begrenzt.
- Für Befestigungen im gerissenen Beton wird der Abminderungsfaktor  $k_w = 0,7$  eingeführt, welcher die Tragfähigkeit durch Risse parallel zur Rückhängebewehrung reduziert.

Demnach lässt sich die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung wie folgt bestimmen:

$$N_{Rd,re} = \sum_1^n N_{Rd,re}^0 \quad (6.5)$$

$$N_{Rd,re}^0 = k_w \cdot (N_{Rd,Haken} + N_{Rd,a}) \leq A_{s,re} \cdot f_{yd} \quad (6.6)$$

mit:

$$k_w \quad \begin{array}{l} \text{Einflussfaktor für die Berücksichtigung von Rissen parallel zur} \\ \text{Rückhängebewehrung} \\ = 0,70 \end{array}$$

$$N_{Rd,Haken} = \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot A_{s,re} \cdot f_{yk} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{25} \right)^{0,1} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mc}} \quad (6.7)$$

$$N_{Rd,a} = \pi \cdot \phi \cdot l'_1 \cdot f_{bd} \quad (6.8)$$

### 6.6.2.5 Übertragung der Erkenntnisse auf die eigenen Versuche

Im Folgenden werden die oben beschriebenen Modelle auf die eigenen Experimente übertragen. Die Abmessungen sowie die angenommenen Parameter für die einzelnen Bewehrungsstäbe der Rückhängebewehrung (kurz: Rhb) nach dem Modell von Schmid bzw. Elgehausen, Sharma und Asmus [170] sind in Abb. 6-15 dargestellt. Um die eigenen Erkenntnisse mit den Modellen vergleichen zu können, erfolgen die weiteren Auswertungen auf Mittelwertniveau.

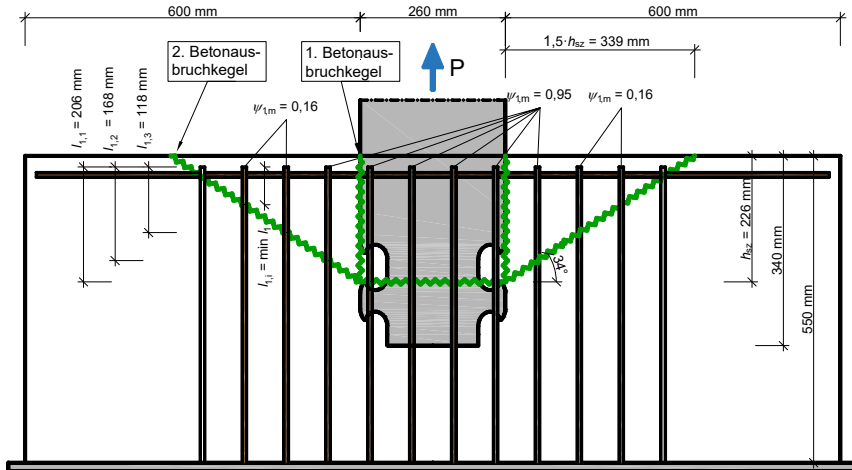


Abb. 6-15: Darstellung der Eingangsparameter für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung bei kegelförmigen Betonausbruch mit den Werten nach [170]

In den folgenden Tabellen ist ein Vergleich der ermittelten Tragfähigkeiten aus den eigenen Experimenten mit den zuvor beschriebenen drei Bemessungsmodellen aufgeführt. In Tab. 6-8 wurde der erste Betonausbruchkegel zum Vergleich der Bemessungsverfahren angesetzt. In Tab. 6-9 wurden die Ergebnisse des zweiten Betonausbruchkegels verwendet.

Tab. 6-8: Vergleich des ersten Betonausbruchkegels mit den Bemessungsmodellen aus dem EC2-4 [121], aus Schmid [168] sowie Eligehausen, Sharma, Asmus [169] (zusammengefasst in [170])

Experiment	$P_{pol,Exp.}$	$N_{Rm,a}$ nach EC2-4	$P_{pol,Exp.} / N_{Rm,a}$	$N_{Rm,a}$ nach Schmid	$P_{pol,Exp.} / N_{Rm,a}$	$N_{Rm,a}$ nach Eligehausen	$P_{pol,Exp.} / N_{Rm,a}$
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
VR3-ZV-2.2	95	58	1,64	151	0,63	101	0,94
VR3-ZV-2.3	85	58	1,47	151	0,56	101	0,84
VR4-ZV-3.1*	120	93	1,29	201	0,60	201	0,60
VR4-ZV-3.2*	102	93	1,10	201	0,51	201	0,51
VR5-ZV-3	250	261	0,96	302	0,83	302	0,83
Mittelwert:			<b>1,29</b>		<b>0,62</b>		<b>0,74</b>
Standardabweichung:			<b>0,24</b>		<b>0,11</b>		<b>0,16</b>

\* die Berechnung erfolgte mit einer Randbewehrung von  $\phi_L=8\text{mm}$  für  $\psi_3$ , jedoch wurde nur eine Dübelbewehrung anstatt der erforderlichen Randbewehrung eingebaut

Tab. 6-9: Vergleich des zweiten Betonausbruchkegels mit den Bemessungsmodellen aus dem EC2-4 [121], aus Schmid [168] sowie Eligehausen, Sharma, Asmus [169] (zusammengefasst in [170])

Experiment	$P_{pol,Exp.}$	$N_{Rm,a}$ nach EC2-4	$P_{pol,Exp.} / N_{Rm,a}$	$N_{Rm,a}$ nach Schmid	$P_{pol,Exp.} / N_{Rm,a}$	$N_{Rm,a}$ nach Eligehausen	$P_{pol,Exp.} / N_{Rm,a}$
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
VR3-ZV-2.2	105	84	1,25	237	0,44	180	0,58
VR3-ZV-2.3	115	84	1,37	237	0,49	180	0,64
VR4-ZV-3.1*	172	130	1,32	299	0,58	227	0,76
VR4-ZV-3.2*	162	130	1,25	299	0,54	227	0,71
VR5-ZV-3	365	646	0,57	726	0,50	697	0,52
Mittelwert:			<b>1,15</b>		<b>0,51</b>		<b>0,64</b>
Standardabweichung:			<b>0,30</b>		<b>0,05</b>		<b>0,08</b>

\* die Berechnung erfolgte mit einer Randbewehrung von  $\phi_L=8\text{mm}$  für  $\psi_3$ , jedoch wurde nur eine Dübelbewehrung anstatt der erforderlichen Randbewehrung eingebaut

Die insgesamt fünf durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit Rückhängebewehrung weisen sowohl im ersten als auch im zweiten Betonausbruchkegel starke Unterschiede zwischen den theoretischen Tragfähigkeiten der Rückhängebewehrung und der im Experiment geprüften Belastungen auf. Das einzige Modell, welches betrachtet auf das Verhältnis der experimentellen Traglast zur theoretischen Traglast einen Mittelwert von  $> 1,0$  aufweist, ist das Modell nach EC2-4. Jedoch werden die Traglasten bei einer hohen Bewehrungsanordnung, besonders im zweiten Betonausbruchkegel deutlich überschätzt. Die weiteren Modelle liegen sehr stark auf der unsicheren Seite, weisen jedoch eine sehr geringe Standardabweichung auf. Aus diesem Grund wird im Folgenden eine Abminderung der Wirkungsfaktoren  $\psi_1$  auf Grundlage der Bemessungen von Eligehausen, Sharma, Asmus [169] überprüft.

### 6.6.2.6 Übertragung von Wirkungsfaktoren $\psi_1$ auf die eigenen Experimente

Die zuvor beschriebenen Bemessungsmodelle von Eligehausen, Sharma, Asmus [169] weisen eine sehr geringe Standardabweichung gegenüber dem Modell nach EC2-4 auf. Um das Tragsicherheitsniveau anzupassen, werden im Folgenden die Wirkungsfaktoren der Rückhängebewehrung aus den eigenen Experimenten mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen und den numerischen Berechnungen ermittelt. Dabei soll zunächst der zweite Betonausbruch betrachtet werden. Durch die

entstandenen Biegerisse und den sehr steilen primären Betonausbruchkegel muss für den sekundären Betonausbruchkegel gegenüber Elgehausen et al. ein deutlich reduzierter Bereich für die ansetzbare Rückhängebewehrung berücksichtigt werden. In Abb. 6-16 sind die Rissflächen des aufgeschnittenen Experimentes VR5-ZV-3 mit skizzierter Bewehrung (links) sowie die Dehnungen der Bewehrung bei  $P_{\max}$  aus der FE-Berechnung (rechts) dargestellt. Diese Ergebnisse zeigen, dass der Ausbruchkegel einen Winkel  $\theta > 45^\circ$  aufweist und die Ermittlung des Ausbruchkegels mit  $1,5 \cdot h_{sz}$  deutlich auf der unsicheren Seite liegt. Auf Grundlage der numerischen Ergebnisse sowie den DMS in der Rückhängebewehrung wurden folgende Wirkungsfaktoren ermittelt:

- $\psi_{1,m}$  Wirkungsfaktor der Bügel (Mittelwert)
  - = 0,70 für Rhb, welche den Betondübel direkt kreuzt
  - = 0,50 für die zum Betondübel nächstgelegene Rhb mit einem Abstand  $< 0,6 \cdot h_{sz}$
  - = 0,50 für Rhb innerhalb einer Betondübelgruppe mit  $e_y < h_{sz}$
  - = 0,16 für weitere Rhb innerhalb des Ausbruchkegels mit  $l_1 \geq l_{b,min}$

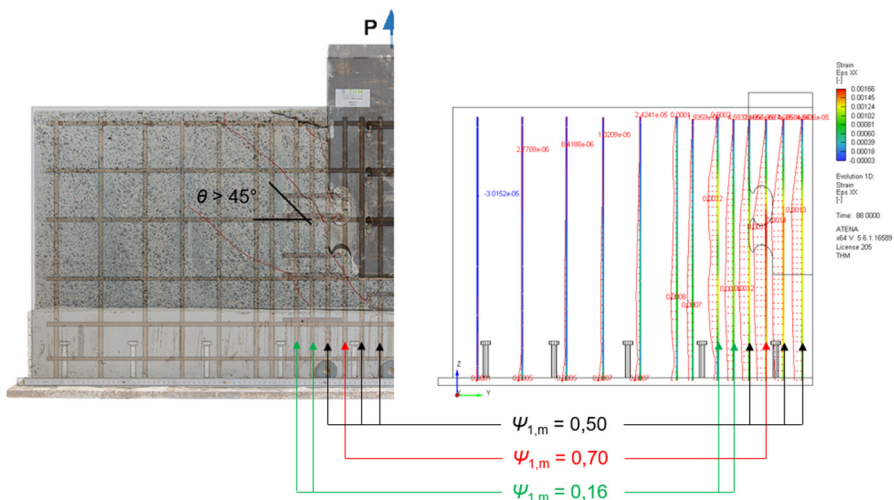


Abb. 6-16: Darstellung der Wirkungsfaktoren der Rückhängebewehrung auf Mittelwertniveau im experimentellen Versuch VR5-ZV-3

In Abb. 6-17 sind die Wirkungsfaktoren  $\psi_{1,m}$  und die Verankerungslängen  $l_1$  für den Versuchskörper VR5-ZV-3 dargestellt. Zur Ermittlung des Ausbruchkegels wird konservativ eine Neigung der Rissfläche von  $60^\circ$  außerhalb der Betondübel angenommen. Der  $60^\circ$  Winkel wird gewählt, da in den durchgeführten Experimenten der Ausbruchwinkel  $\theta > 45^\circ$  beträgt und auch die FE-Berechnungen zeigen, dass die Rückhängebewehrung außerhalb des angenommenen Ausbruchkegels kaum Dehnungen aufweisen. Innerhalb einer Dübelgruppe mit  $e_y < h_{sz}$  wird eine Neigung der Rissfläche von  $30^\circ$  ( $\sim 1,5 \cdot h_{sz}$ ) angenommen, was sich ebenfalls mit den Rissbildern der Experimente deckt.

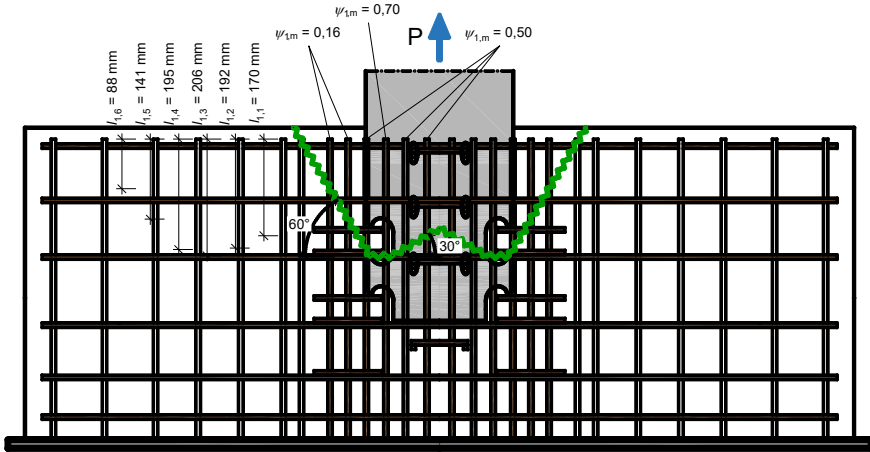


Abb. 6-17: Übertragung von Wirkungsfaktoren beim zweiten Betonausbruchkegel auf die Rückhängebewehrung im Versuch VR5-ZV-3

In Tab. 6-10 sind die experimentellen und theoretischen Belastungen beim Entstehen des zweiten Betonausbruchkegels mit den zuvor angepassten Wirkungsfaktoren auf die eigenen Experimente zusammenfassend dargestellt.

Tab. 6-10: Vergleich der experimentellen Versuchsergebnisse mit den theoretischen Tragfähigkeiten der Rückhängebewehrung mit eigenen angepassten Wirkungsfaktoren  $\psi_{1,m}$

Experiment	$P_{poll,Exp.}$	$f_{cm}$	$f_{bm}$	$h_{sz}$	$n$	$I_{1 \geq}$	$\psi_1$	$N_{Rm,a}$	$n$	$I_{1 \geq}$	$\psi_1$	$N_{Rm,a}$	$n$	$I_{1 \geq}$	$\psi_1$	$N_{Rm,a}$	$N_{Rm,a}$	$P_{po,Exp.} / N_{Rm,a}$
	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[-]	$I_{b,min}$ [mm]	[-]	[kN]	[-]	$I_{b,min}$ [mm]	[-]	[kN]	[-]	$I_{b,min}$ [mm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
		Grundwerte			Reihe 1			Reihe 2			Reihe 3			Gesamt				
VR3-ZV-2.2	105	19,0	2,4	176	2	113	0,50	18,0	4	161	0,70	62,6	-	-	-	-	81	1,30
VR3-ZV-2.3	115	19,0	2,4	176	2	113	0,50	18,0	4	161	0,70	62,6	-	-	-	-	81	1,43
VR4-ZV-3.1*	172	41,0	4,2	126	4	80	0,50	32,6	4	111	0,70	61,2	-	-	-	-	94	1,83
VR4-ZV-3.2*	162	41,0	4,2	126	4	80	0,50	32,6	4	111	0,70	61,2	-	-	-	-	94	1,73
VR5-ZV-3	365	41,7	4,2	226	Reihe 1			Reihe 2			Reihe 3			Gesamt				
					4	170	0,50	61,5	4	192	0,50	69,8	4	206	0,70	90,1	367	1,00
					Reihe 4			Reihe 5			Reihe 6							
					4	195	0,50	70,9	4	141	0,16	28,4	4	88	0,16	46,1		
Mittelwert:																		1,46
Standardabweichung:																		0,30
$f_{bm} = f_{bd} \cdot \gamma_{Mc} \cdot (f_{bm} / f_{bk}) = f_{bd} \cdot 1,5 \cdot 1,33 = 2,0 \cdot f_{bd}$																		
Eingangswerte: $d_L = 8 \text{ mm}$ $k_w = 0,7$ $d_{mb} = 8 \text{ mm}$ $\alpha_1, \psi_2, \psi_3$ ausgeblendet																		
* die Berechnung erfolgte mit einer Randbewehrung von $\phi_L=8\text{mm}$ für $\psi_3$ , jedoch wurde nur eine Dübelbewehrung anstatt der erforderlichen Randbewehrung eingebaut * die Dübelbewehrung wurde bei einer Belastung von ca. 110 kN aktiviert, wodurch weitere Laststeigerungen bis 172 bzw. 162 kN möglich sind bis zur Entstehung des Betonausbruchkegels																		

Durch die eingebaute Dübelbewehrung in Kombination mit der geringen Verankerungstiefe  $h_{sz}$  erreichten die Experimente VR4-ZV-3 eine deutlich größere Traglast gegenüber den theoretisch ermittelten Bruchlasten. Der Grund dafür ist die Dübelbewehrung, welche den Riss des Ausbruchkegels schneidet und infolge der Querbeanspruchung eine Laststeigerung ermöglicht. Die Auswertung der

Versuchskörper im Anhang zeigt eine deutliche Zunahme der Dehnung in der Dübelbewehrung ab ca. 110 kN.

Die zuvor ermittelten Überlegungen zur Optimierung des Wirkungsfaktors auf Mittelwertniveau weisen eine sehr hohe Standardabweichung auf. Für die eigenen Experimente ist die Annahme von Wirkungsfaktoren nicht zielführend, sodass ein mechanischer Ansatz zur Berücksichtigung der Bewehrung angestrebt wird.

### 6.6.3 Erkenntnisse zum Druckstrebenbruch

Bei Verankerungen mit einer geringen Verankerungstiefe kann ein Betonausbruch mit einem steilen Ausbruchkegel ohne Aktivierung der äußeren Rückhängebewehrung erfolgen. In Abb. 6-18 ist das Versagen des Prüfkörpers VR4-ZV-3.2 dargestellt. Im linken Bild ist mit Hilfe des Bildkorrelationssystems zu erkennen, dass sich nach dem primären Betonausbruchkegel ein zweiter deutlich flacherer Ausbruchkegel eingestellt hat. Dieser Ausbruchkegel verläuft jedoch nur über die Betondeckung. Das rechte Bild zeigt, wie sich der Riss vor der Rückhängebewehrung ausbildet. Demzufolge war die Rückhängebewehrung nicht in der Lage die volle Zugkraft aufzunehmen und es folgte der zweite Betonausbruchkegel. Ob es sich hierbei auch um einen Druckstrebenbruch nach Abschnitt 2.5.6 bzw. [125] handelt, wurde in dieser Arbeit nicht systematisch untersucht. Der Druckstrebenbruch wird in den Literaturangaben mit Hilfe eines Vorfaktors aus dem Betonausbruch ermittelt.

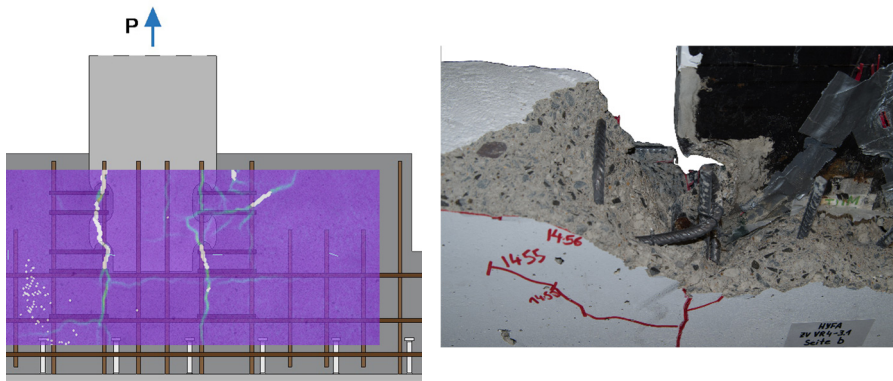


Abb. 6-18: Darstellung des Betonausbruchs ohne Oberflächenbewehrung beim experimentellen Versuchskörper VR4-ZV-3.2 bei  $P_{\max} = 162 \text{ kN}$  (links) und dem Detail der Risse nach dem Ausbau (rechts)

Der Bemessungswert des Widerstands bei Versagen der Betondruckstrebe wird nach Gleichung (6.9) bestimmt und beruht auf dem Vorschlag von Berger [125].

$$N_{\text{Rk,st}} = \psi_{\text{st,v}} \cdot N_{\text{Rk,c}} \quad (6.9)$$

Der Beiwert  $\psi_{\text{st,v}}$  ist abhängig von der Verankerungsart und dem Abstand zum Befestigungsmittel und wird über die Betonausbruchlast einer identischen Verankerung ohne Rückhängebewehrung  $N_{\text{Rk,c}}$  ermittelt. In den Veröffentlichungen von Elgehausen et al. [169; 170] werden weitere Vorschläge für die Ermittlung des

Beiwertes  $\psi_{st,v}$  vorgestellt. Statt des Betondruckstrebenbruchs, wird die Betrachtung des primären und sekundären Betonausbruchkegels im Folgenden weitergeführt.

### 6.7 Erkenntnisse über den Spannungsverlauf im Stahldübel

Mit Hilfe der durchgeführten Untersuchungen konnte kein eindeutiges Stahlversagen festgestellt werden. Die Versuchskörper mit dem Stahlinbauteil und einer Dicke  $t = 20 \text{ mm}$  wurde gewählt, um ein Stahlversagen auszuschließen und ein Betonversagen zu untersuchen. In Abb. 6-19 und Abb. 6-20 sind die Spannungen im Stahlinbauteil aus den nichtlinearen FE-Berechnungen der Versuchskörper VR5-ZV-1 bzw. VR5-ZV-3 dargestellt. Die Berechnungen zeigen, dass der Hot-Spot der Spannungen mit den aufgeklebten DMS nicht exakt getroffen wurde.

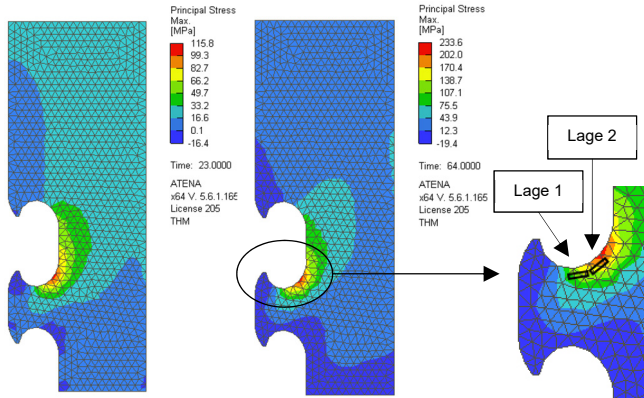


Abb. 6-19: Max. Hauptspannungen im Stahlinbauteil aus den nichtlinearen FE-Berechnungen links: 100 kN; rechts: 166 kN (Sim. VR5-ZV-1)

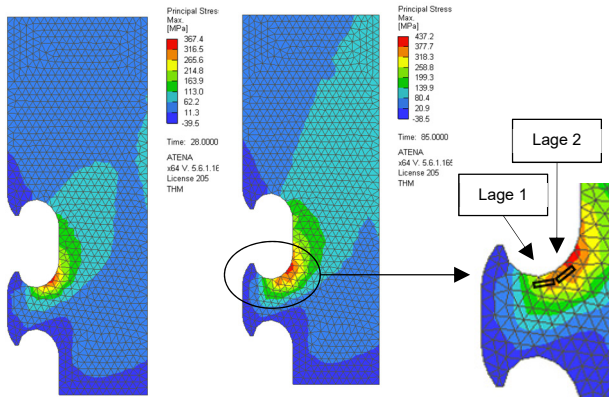


Abb. 6-20: Max. Hauptspannungen im Stahlinbauteil aus den nichtlinearen FE-Berechnungen links: 247 kN; rechts: 388 kN (Sim. VR5-ZV-3)

Im Folgenden werden die Erkenntnisse der Untersuchungen mit dem Bemessungskonzept für das Stahlversagen von klothoidenförmigen Verbunddübeln aus Abschnitt 2.3.14 verglichen. Auf Grundlage der

Materialeigenschaften lässt sich die Tragfähigkeit eines Verbunddübels nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [93] wie folgt ermitteln:

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \quad (6.10)$$

mit:  $e_x = 120 \text{ mm}$

$$t_w = 20 \text{ mm}$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot 120 \cdot 20 \cdot 355 = 213 \text{ kN} \quad (6.11)$$

In Abb. 6-21 ist die aufnehmbare Belastung von 213 kN pro Dübel sowie die Dehnung  $\epsilon_y$  von 1,7 ‰ beim Erreichen der Streckgrenze gestrichelt eingetragen. Außerdem wurde von vier ausgewählten Experimenten die maximale Dehnung in einem der Stahldübel eingetragen. Alle DMS befanden sich in der Lage 2, um den Hot-Spot möglichst genau aufzeichnen zu können.

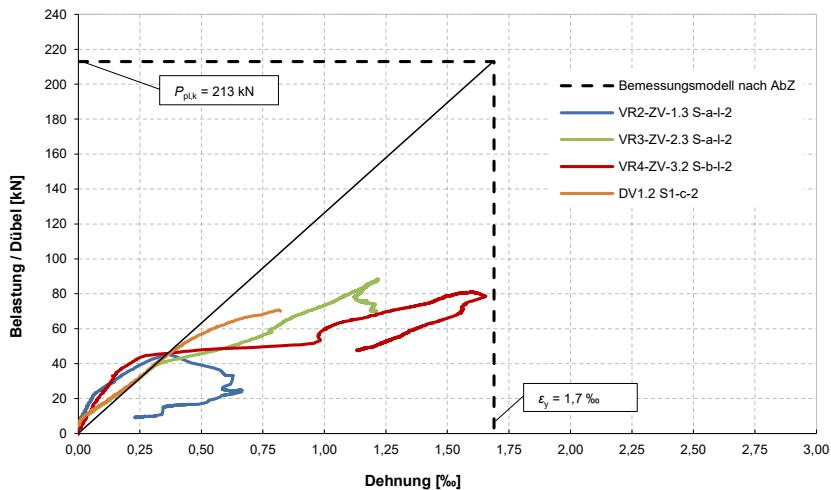


Abb. 6-21: Darstellung der Dehnungen in den Stahldübeln bei unterschiedlichen Experimenten im Vergleich zur allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [93]

Auf Grundlage der Experimente kommt es bei der Anwendung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu einer deutlichen Überschätzung der Tragfähigkeit pro Verbunddübel. Dies ist auf die abweichende Anwendung als punktuelle Verankerung in wandartigen Bauteilen zurückzuführen. Der Nachweis aus der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung ist für Stahlverbundträger mit einem Stahlbetongurt, wie sie im Hoch- und Brückenbau vorkommen, ausgelegt. Bei einem Stahlverbundträger kann der mehraxiale Spannungszustand im Betondübel länger aufrechterhalten und somit der Lastabtrag im Dübelkernbereich sichergestellt werden. Die Dehnungszunahme des Stahlzahns ist eventuell auf eine Verlagerung des Lastangriffspunktes zurückzuführen. Es ist durch weitere Experimente zu untersuchen, ob der primäre Betonausbruchkegel eine Verlagerung des Lastangriffspunktes auf den

Dübelkopf herbeiführt, wodurch sich der Hebelarm zum Dübelfuß erhöht und die Verformungen und Dehnungen im Stahlzahn zunehmen.

## 6.8 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen und den numerischen Berechnungen wurden in diesem Kapitel Risszustände der Prüfkörper und Spannungstrajektorien vorgestellt. Basierend auf den beschriebenen Erkenntnissen wurden für die statischen Zugversuche eine qualitative Kräfteverteilung und ein Lastabtragungsmodell ausgearbeitet und visualisiert. Untersucht wurden in diesem Kapitel die folgenden Traglastkriterien (vgl. Tab. 3-2):

- Kegelförmiger Betonausbruch (Ausstanzen/ Push-Out)
- Lokaler Betonausbruch (Pry-Out)
- Abscheren des Betondübels
- Spalten
- Fließen der Bewehrung
- Fließen des Stahldübels
- Aufspalten der seitlichen Betonflächen (Betonausbruch/ Betonkantenbruch)

Es hat sich herausgestellt, dass für die untersuchten Prüfkörper zwei Tragmechanismen zu betrachten sind. Als primäres Traglastkriterium ist ein Aufspalten der seitlichen Betondeckung näher zu untersuchen. Infolge von Zugspannungen an der Oberseite des Prüfkörpers im Bereich des Stahleinbauteils entstehen Biegerisse. Zusätzlich kommt es durch Spaltkräfte zu einem Aufspalten der Betonflächen am Stahleinbauteil. Diese Kräfteverteilung im Prüfkörper führt zu einem primären Betonausbruch entlang des Stahleinbauteils. Mit Hilfe einer ausreichenden Ausstanz- und Spaltbewehrung ist es möglich, dass dieser Risszustand nicht zum Versagen des Prüfkörpers führt. Vielmehr findet eine Lastumlagerung auf den äußeren Bereich der Prüfkörper statt und ein daraus folgender kegelförmiger Betonausbruchkegel kennzeichnet das sekundäre Traglastkriterium. Bei den Versuchen mit Rückhängebewehrung stellt sich bei Erreichen der maximalen Traglast eine Dehnungszunahme der Rückhängebewehrung bis in den Fließbereich ein.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die folgende Entwicklung eines Ingenieurmodells in das primäre Traglastmodell mit dem Traglastkriterium *Betonausbruch durch Abspalten der seitlichen Betonflächen* und dem sekundären Traglastmodell, dem *kegelförmigen Betonausbruch (Ausstanzen)*, zu unterscheiden ist. Das primäre Traglastkriterium ist zwar nicht entscheidend für die statische Traglast des Bauteils. Jedoch kann bezugnehmend auf die Verwendung der Konstruktion bei dem vorgestellten Hybrid<sup>2</sup>-Turm bei einer dynamischen Belastung der Betonausbruch und das seitliche Aufspalten der Betonflächen zu einem Versagen der Verankerung und einem Steifigkeitsverlust der Turmkonstruktion führen. Im folgenden Kapitel wird daher die Herleitung eines statischen Ingenieurmodells für das erste Traglastkriterium erarbeitet und eine erforderliche Bewehrungsannahme vorgeschlagen.



## 7 Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

### 7.1 Herleitung des primären Betonausbruchs ohne Berücksichtigung der Bewehrung

#### 7.1.1 Allgemeines

Bei dem Hybrid<sup>2</sup>-Turm handelt es sich um ein hochgradig dynamisch belastetes Bauwerk. Für die Entwicklung dieses Bauwerks ist die Untersuchung der ersten Risszustände ebenso entscheidend wie die Untersuchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Der erste Risszustand, welcher zuvor als Betonausbruch I beschrieben wurde, wird als maßgebend für die weitere Betrachtung der Ermüdungsbeanspruchungen eingestuft und durch die Rissfläche I und II (siehe Tab. 6-1) gekennzeichnet. In den folgenden Abschnitten wird ein Ingenieurmodell für den primären Risszustand (Betonausbruch I) hergeleitet. Im nächsten Schritt wird die erforderliche Bewehrung ermittelt, um eine Laststeigerung des ersten Traglastkriteriums zu erreichen.

Durch das auf Zug belastete Einbauteil überlagern sich bei den durchgeführten unbewehrten Experimenten die Zugspannungen aus der Biegebeanspruchung des Prüfkörpers mit den Spaltkräften. Je nach Prüfkörperhöhe und der Einbindetiefe des Stahleinbauteils wird eine der beiden Versagensformen maßgebend. Um ein Ingenieurmodell zu entwickeln, wurden beide Versagensformen in den folgenden Abschnitten in zwei Ebenen aufgeteilt. Die aufgestellten Nachweise werden auf Mittelwertniveau hergeleitet.

#### 7.1.2 Beschreibung der Lastabtragung

In Folge der Zugbeanspruchung des Einbauteils bildet sich im Dübelkernbereich ein quasi-hydrostatischer Spannungszustand (Abb. 7-1). Der Beton kann, solange der quasi-hydrostatische Spannungszustand bestehen bleibt, höhere Druckspannung aufnehmen und über Druckstreben in den umliegenden Beton verteilen.

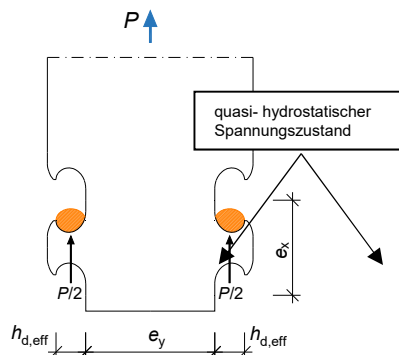


Abb. 7-1: Darstellung des quasi-hydrostatischen Spannungszustandes (orange) im Dübelkernbereich

### Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

Die effektive Höhe  $h_{d,eff}$  des hydrostatischen Spannungszustandes für die modifizierte Klothoidenform kann in Anlehnung an die Untersuchungen von Feldmann et al. [172] und Broschart [68] nach Gleichung (7.1) angenommen werden.

$$h_{d,eff} = \zeta_{CL} \cdot e_x \quad (7.1)$$

Diese effektive Höhe bildet mit der Wandstärke des Stahlzahns  $t_w$  die Kontaktfläche zum Beton und ist für die Lastübertragung zuständig.

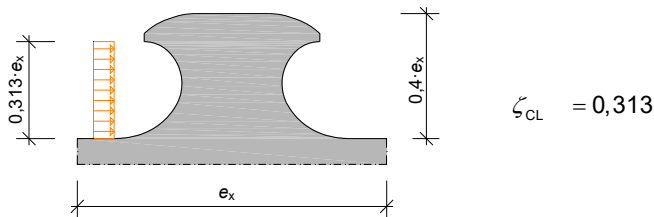


Abb. 7-2: Annahme für die effektive Stahlzahnhöhe bei der modifizierten Klothoidenform

Bei den durchgeführten experimentellen Zugversuchen sowie den numerischen Berechnungen wurde eine zweiachsige Verteilung der Druckstreben festgestellt. Eine dritte Achse senkrecht zum Stahleinbauteil, welche einen lokalen Betonausbruch (Pry-Out) herbeiführt, konnte bei den durchgeführten Pull-Out Versuchen nicht festgestellt werden.

Die Druckspannungstrajektorien aus den FE-Berechnungen infolge der Biegebeanspruchung vor dem Auftreten von Biegerissen sind in Abb. 7-3 dargestellt. Die wesentlichen Trajektorien wurden zur besseren Darstellung schematisch nachgezeichnet. Die Lasteinleitung wurde vereinfacht über ein Kräftedreieck ermittelt, wodurch es möglich ist die Zugkraft aus der Biegebelastung rechnerisch zu bestimmen. Dadurch, dass keine Rückhängebewehrung vorhanden ist und der Prüfkörper ungerissen ist, bildete sich im Prüfkörper ein Druckbogen-Modell. Die Zugkräfte konnten durch die Kopfbolzen aufgenommen werden. Die Kraftverteilung aus dem Dübelkernbereich erfolgt in einem Winkel von ca.  $45^\circ$ . Dadurch lassen sich die Beanspruchungen im Kräftedreieck rechnerisch bestimmen. In diesem Dreieck wird von einer Neigung der Druckstrebe von  $60^\circ$  außerhalb des Stahleinbauteils und  $75^\circ$  innerhalb der Stahldübel ausgegangen. Zugspannung und später die erforderliche Bewehrung können über dieses Kräftedreieck in Abb. 7-4 ermittelt werden. Durch die Anordnung einer Rückhängebewehrung wird im Bauteil eine steilere Kräfteverteilung mit einem Winkel  $< 45^\circ$  erwartet.

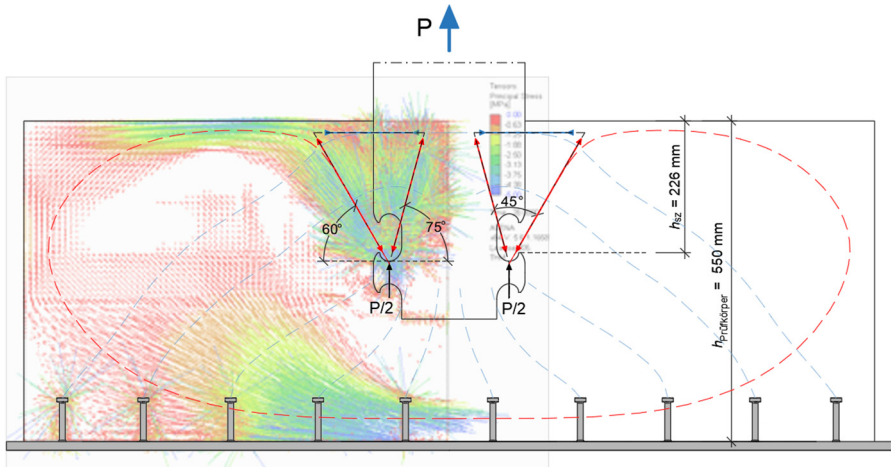


Abb. 7-3: Darstellung der Druck-Spannungstrajektorien mit Überlagerung eines Kräfte Dreiecks für die Biegebeanspruchung im ungerissenen Prüfkörper in der Ansicht

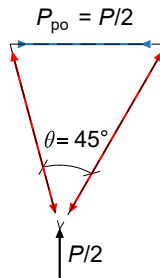


Abb. 7-4: Fachwerkmodell zur Bestimmung der Zugkraft infolge der Biegebeanspruchung

Durch die Zugbelastung des Bauteils werden ähnlich wie bei Befestigungen Spreizkräfte und damit Ringzugspannungen erzeugt. In den Untersuchungen von Asmus [173; 174] wurde der Zusammenhang zwischen der Zugkraft und der Spaltkraft mit Hilfe von Experimenten untersucht. Ähnlich der Untersuchungen von Heinemeyer [52] hat sich auch bei Asmus gezeigt, dass die Verhältnisse beim Spalten unter Zugbeanspruchungen mit dem Modell bei einer extremen Teilflächenbelastung vergleichbar ist. Von Heinemeyer wurde das Fachwerkmodell für Teilflächenbelastung aus dem Model Code 1990 [100] mit dem aus Leonhardt [101] mit Hilfe experimenteller Untersuchungen an Verbundübelleisten verglichen. Auf Grundlage der höheren Übereinstimmung des Fachwerkmodells im Model Code 1990 soll dieses im Folgenden vorgestellt und auf die Verankerungslösung übertragen werden. Mit beiden Modellen kann der räumliche Spannungszustand in eine Ebene übertragen werden. Das Spaltversagen wird im Folgenden auf die Querschnittsebene übertragen.

Eine Vereinfachung des Kräfte Dreiecks, bei der die geeignete Kraftkomponente direkt am Lastangriffspunkt beginnt, wäre auf Grundlage der durchgeführten Experimente ebenfalls möglich und würde sich mit der qualitativen Darstellung der Kräfteverteilung

Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

aus Abschnitt 6.3 sogar besser decken. Auf Basis der oben genannten Voruntersuchungen wurde jedoch der Ansatz nach Model Code 1990 bevorzugt. Durch den nach Model Code 1990 resultierten größeren Ausbreitungswinkel  $\theta$  wird eine höhere Spaltzugkraft ermittelt und die anschließende Ermittlung der erforderlichen Spaltbewehrung liegt auf der sicheren Seite.

In Abb. 7-5 sind links die Hauptspannungen und rechts das Fachwerkmodell bei randnaher Teilflächenbelastung nach Model Code 1990 [100] dargestellt. Der Betonkörper wird in diesem Modell in zwei Regionen eingeteilt. Im Bereich I wirkt senkrecht zur Hauptkraftrichtung ebenfalls eine Druckkomponente, welche den mehraxialen Spannungszustand im Betondübel widerspiegelt. Im Bereich II entstehen durch die Umleitung der Druckspannungstrajektorien Querspannungen, welche das Spalten des Bauteils herbeiführen können. Diese Querspannungen treten ca. in einem Bereich von 60% der Ausstrahlungslänge  $b_2$  auf.

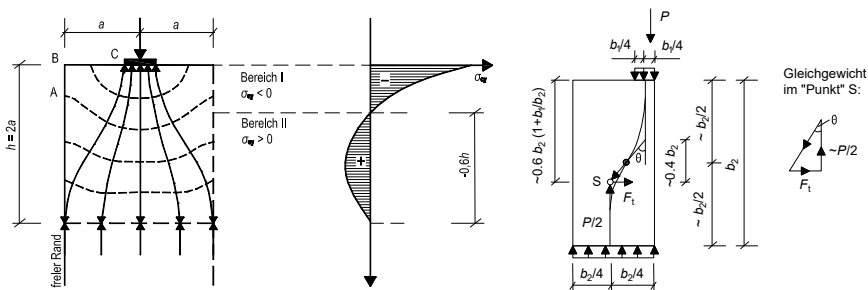


Abb. 7-5: Hauptspannungen und Fachwerkmodell bei randnaher Teilflächenbelastung nach Model Code 1990 [100]

Die Spaltzugkraft  $F_t$  wird mit Hilfe eines Fachwerkmodells durch Bildung des Kräftegleichgewichts wie folgt bestimmt:

$$F_t = \frac{P}{2} \cdot \tan \theta = \frac{(P/2) \cdot (b_2/4 - b_1/4)}{0,4 \cdot b_2} \quad (7.2)$$

$$F_t = 0,3 \cdot P \cdot (1 - b_1/b_2) \quad (7.3)$$

In einem unbewehrten Bauteil muss diese Spaltzugkraft durch den Beton aufgenommen werden. Bei den durchgeführten Untersuchungen wird dieser Bereich durch das Stahleinbauteil gestört, weshalb kein Bereich für die Aufnahme von Betonzugkräften vorhanden ist. In Abb. 7-6 ist das Fachwerkmodell für Teilflächenbelastung nach Model Code 1990 [100] auf die Spannungstrajektorien der durchgeführten Untersuchungen übereinandergelegt dargestellt und mit Zahlenwerten für die Versuchsreihe 3 ergänzt worden. Der Lasteinflussbereich  $b_2$  wurde durch die Einbauhöhe des Stahlzahns  $h_{sz}$  ersetzt. Die Spaltkraft greift bei einer Höhe von  $0,6 \cdot h_{sz} \cdot (1 + t_w / h_{sz})$  an. Die Höhe der umgeleiteten Druckkraft wird auf  $0,4 \cdot h_{sz}$  begrenzt.

Die Breite des Fachwerkmodells bzw. die Spaltzugkraft wird im Gegensatz zum oben aufgeführten Fachwerkmodell auf eine statisch wirksame Breite  $d_{sp}$  (Formel (7.4))

begrenzt. Dadurch ist die Spaltzugkraft abhängig von der Wandstärke  $c_1$ . Der maximale Ausbreitungswinkel  $\theta$  wird auf  $45^\circ$  in Anlehnungen an den Bemessungsvorschlag von Heinemeyer [52] und der abZ für Verbundübeln [93] begrenzt:

$$d_{sp} = c_1 - c_{v,rhb} - \frac{d_{mb}}{2} + \frac{t_w}{4} \leq 0,4 \cdot h_{sz} \quad (7.4)$$

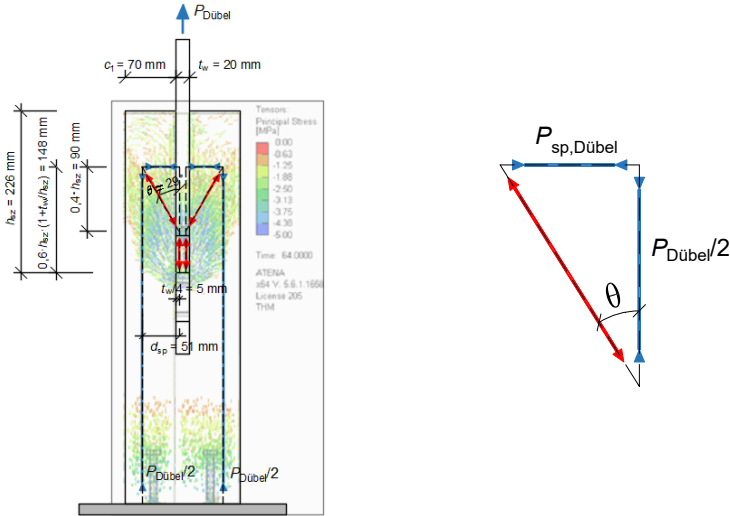


Abb. 7-6: Übertragung des Fachwerkmodells für Teilflächenbelastung nach Model Code 1990 [100] auf das Spaltversagen der Prüfkörper (links) und Darstellung des Fachwerkmodells (rechts)

Mit Hilfe dieses Fachwerkmodells lässt sich die Spaltzugkraft pro Dübel  $P_{sp,Dübel}$  für eine Verankerung mit zwei Dübeln in Abhängigkeit der Wandstärke  $c_1$  nach Gleichung (7.5) ermitteln:

$$P_{sp,Dübel} = \frac{P_{Dübel}}{2} \cdot \tan \theta = \frac{P_{Dübel}}{2} \cdot \frac{d_{sp}}{0,4 \cdot h_{sz}} \quad (7.5)$$

Die zurückgehängte Kraft  $P_{Dübel}/2$  wirkt entgegen dem Fachwerkmodell aus Model Code 1990 als Zugkraft und muss über die Rückhängebewehrung  $A_{rhb}$  ausreichend verankert werden.

Die Biegerisse und das Spalten der Prüfkörper sind in den experimentellen Untersuchungen der Versuchsreihe 3 sehr gut zu sehen. In Abb. 7-7 ist links die Rissentwicklung im unbewehrten Bauteil und rechts die Rissentwicklung im bewehrten Bauteil dargestellt. Im unbewehrten Bauteil bilden sich die Risse breiter aus im Vergleich zur Breite des Stahleinbauteils. Durch die Dübelbewehrung in Abb. 7-7 rechts tritt die Rissbildung allerdings nach innen versetzt zwischen zwei gegenüberliegenden Bügeln der Dübelbewehrung auf. Dies zeigt, dass die Anordnung der Dübelbewehrung nicht für die Aufnahme der Spaltkräfte angesetzt werden kann oder eine zusätzliche Oberflächenbewehrung erforderlich ist.

## Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

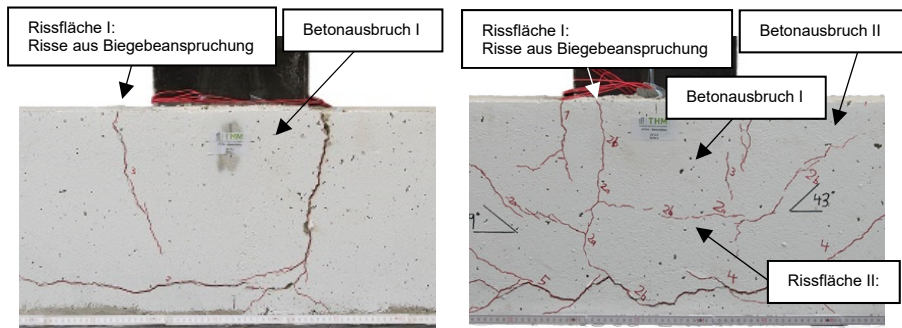


Abb. 7-7: Links: Rissentwicklung im Prüfkörper VR3-ZV-1.4 (unbewehrt) ; rechts: Rissentwicklung im Prüfkörper VR3-ZV-2.2 (mit Dübel-, Rückhänge-, und Biegebewehrung)

Abb. 7-8 zeigt zusammenfassend das zuvor hergeleitete Lastabtragungsmodell, welches den primären Betonausbruch und das Abspalten der Betonflächen beschreibt, aufgeteilt in zwei Ebenen.

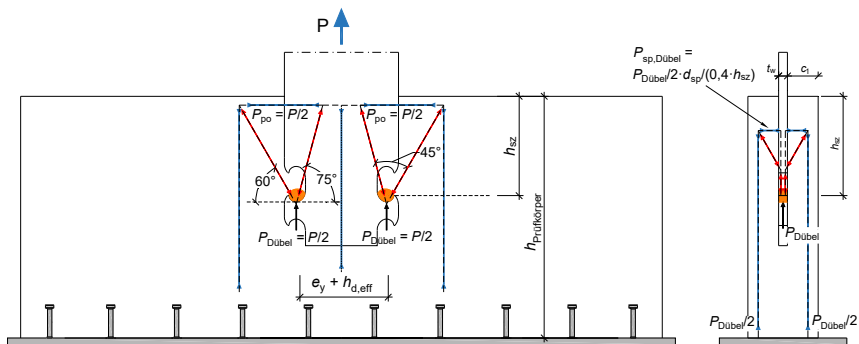


Abb. 7-8: Lastabtragungsmodell des primären Betonausbruchs durch die Biegebelastung und das Spalten

Mit Hilfe des Lastabtragungsmodells ist zu erkennen, dass zur Ermittlung des primären Betonausbruchs die folgenden Parameter das Tragverhalten beeinflussen und daher in den folgenden Abschnitt separat untersucht werden:

- die Biegezugfestigkeit des Betons,
- die Verankerungstiefe  $h_{sz}$ ,
- die Bauteilhöhe  $h_{Prüfkörper}$ ,
- die Wandstärke  $c_1$ ,
- die Dübelgeometrie  $e_x$ .

### 7.1.3 Einfluss der Biegezugfestigkeit des Betons

In der Nachweisführung der Befestigungstechnik nach DIN EN 1992-4 aus Abschnitt 2.5.4 sowie auf Grundlage der Ergebnisse von Elgehausen [99], Heinemeyer [52] und Claßen [81] wurde ein proportionaler Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit des

Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

Betons und der Quadratwurzel der Druckfestigkeit festgestellt, sodass die zentrische Zugfestigkeit des Betons nach Formel (7.6) berücksichtigt wird:

$$f_{ct} \approx \sqrt{f_c} \tag{7.6}$$

Des Weiteren wird im Model Code 1990 [100] ein Maßstabseffekt angegeben, der den Einfluss der Bauteilhöhe auf die Biegezugfestigkeit beschreibt. In abgewandelter und verkürzter Form wird dieser Faktor im Model Code 2010 [142] und in der DIN EN 1992-1-1 [175] im Bemessungsmodell für die Querkrafttragfähigkeit von balkenförmigen Querschnitten aus Stahlbeton eingesetzt. In Broschart [68] wurden diese Faktoren gegenübergestellt. Es konnte festgestellt werden, dass die Abweichungen gering sind und vernachlässigt werden können. In der folgenden Herleitung wird daher der maßstabsabhängige Faktor  $k$  nach DIN EN 1992-1-1 berücksichtigt (Formel (7.7)):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{mit } d \text{ in [mm]} \tag{7.7}$$

**7.1.4 Einfluss der Verankerungstiefe**

Der Einfluss der Verankerungstiefe wurde mit Hilfe einer Parameterstudie am validierten FE-Modell Sim. VR5-ZV-1 (ohne Bewehrung) ermittelt. Die Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen mit  $h_{sz} = 86, 126, 176$  und  $226$  mm sind in Abb. 7-9 aufgeführt. Das Rissbild der Berechnung mit  $h_{sz} = 276$  mm wird nicht dargestellt, da der Rissverlauf dem der Berechnung mit  $h_{sz} = 226$  mm entspricht.

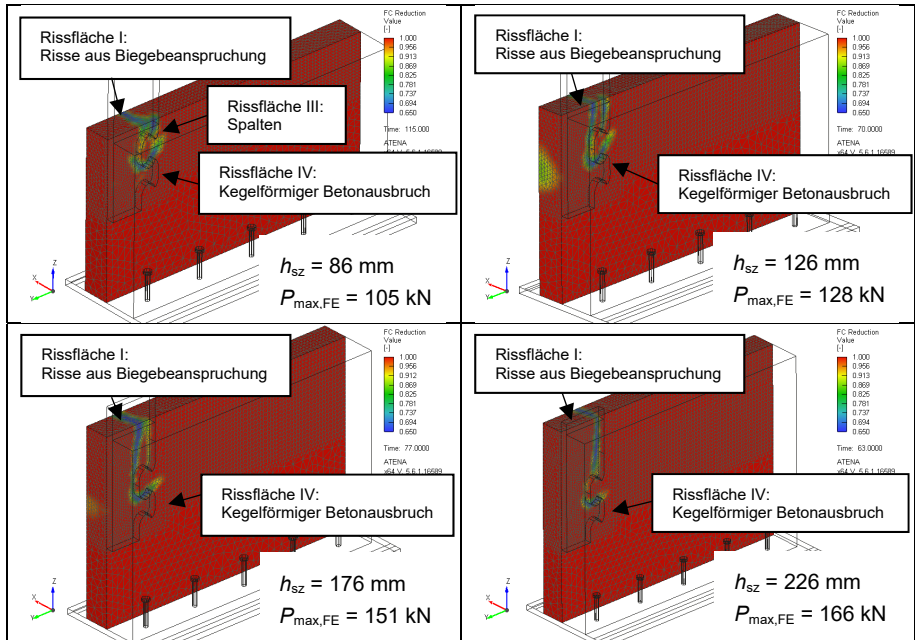


Abb. 7-9: FE-Berechnungen zur Bestimmung des Einflusses der Verankerungstiefe  $h_{sz}$

## Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

Durch die veränderte Verankerungstiefe wurde auch die gesamte Bauteilhöhe gesteigert. Die Berechnungsergebnisse wurden beim Erreichen der maximalen Belastung  $P_{\max,FE}$  ausgewertet und weisen in diesem Belastungsschritt eine Betonschädigung von 65 % auf. In Abb. 7-10 sind die Ergebnisse dieser FE-Berechnungen dargestellt. Daraus wurde eine Funktion nach Gleichung (7.8) ermittelt und als graue Linie in der Auswertung aufgeführt.

$$f(h_{sz}) = P_{\max,FE,h_{sz}} = 2,7 \cdot k \cdot h_{sz}^{2/3} \quad (7.8)$$

Mit:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{mit } d \text{ in [mm]} \quad (7.9)$$

$$d = \min \begin{cases} h_{\text{Prüfkörper}} \\ 2 \cdot h_{sz} \end{cases} \quad (7.10)$$

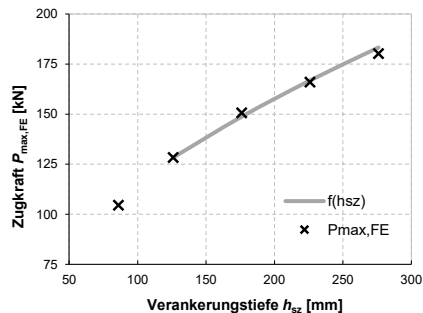


Abb. 7-10: Ergebnisse der FE-Berechnungen zum Einfluss der Verankerungstiefe  $h_{sz}$  auf  $P_{\max,FE}$

Die gewählte Potenzfunktion mit rationalem Exponenten erreicht ab einer Verankerungstiefe von  $h_{sz} = 126$  mm eine sehr hohe Übereinstimmung mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen. Im Experiment mit der Verankerungstiefe von  $h_{sz} = 86$  mm weisen die Schädigungen auf der oberen Prüfkörperfläche am Anschnitt des Stahleinbauteils Spalttrisse auf. Des Weiteren ist ein kleinerer Betonausbruchkegel im einzelnen Betondübel aufgetreten. Dies führt dazu, dass bei geringeren Verankerungstiefen ein Zusammenwirken beider Ausbruchkegel in Form einer Dübelgruppe auszuschließen ist. Es wird daher eine Beschränkung der Verankerungstiefe von mind. 126 mm oder  $0,5 \cdot e_y$  (hier:  $0,5 \cdot 245 = 123$  mm) für Gleichung (7.8) vorgeschlagen.

### 7.1.5 Einfluss der Wandstärke

Der Einfluss der Wandstärke  $c_1$  wurde ebenfalls mit Hilfe der numerischen Berechnungen ermittelt. Hierzu wurde das modifizierte Modell Sim. VR5-ZV-1 (ohne Bewehrung) mit einer Verankerungstiefe von  $h_{sz} = 126$  mm aus Abschnitt 7.1.4 verwendet. In Abb. 7-11 sind beispielhaft die Berechnungen mit  $c_1 = 70, 150, 230$  und 310 mm beim Erreichen von  $P_{\max,FE}$  dargestellt. Die Betonschädigungen betragen im Maximum 65 %. Es ist zu erkennen, dass unabhängig von der Wandstärke Risse aus

der Biegebeanspruchung (Rissfläche I) im Anschnitt des Stahleinbauteils entstehen. Außerdem ist ein Abflachen des Ausbruchkegels (Rissfläche IV) mit zunehmender Wandstärke erkennbar. Ab einer Wandstärke größer als 230 mm treten zusätzliche Spaltrisse (Rissfläche III) auf. Für die maximal erreichten Prüfkräfte ergibt sich ebenfalls eine Potenzfunktion mit rationalem Exponenten. Die Simulationen mit einer Wandstärke > 230 mm führen zwar zu einer weiteren streng monotonen Zunahme der aufnehmbaren Zugkraft, sollen jedoch bei der weiteren Herleitung auf Grund der aufgetreten Spaltrisse nicht mehr berücksichtigt werden. In Abb. 7-11 rechts unten ist ebenfalls zu erkennen, dass bei größer werdender Wandstärke der Biegeriss von Innen nach Außen heranwächst. Dies wird durch das Zusammenwirken der Rissflächen aus der Biegebeanspruchung und den Spaltrissen herbeigeführt.

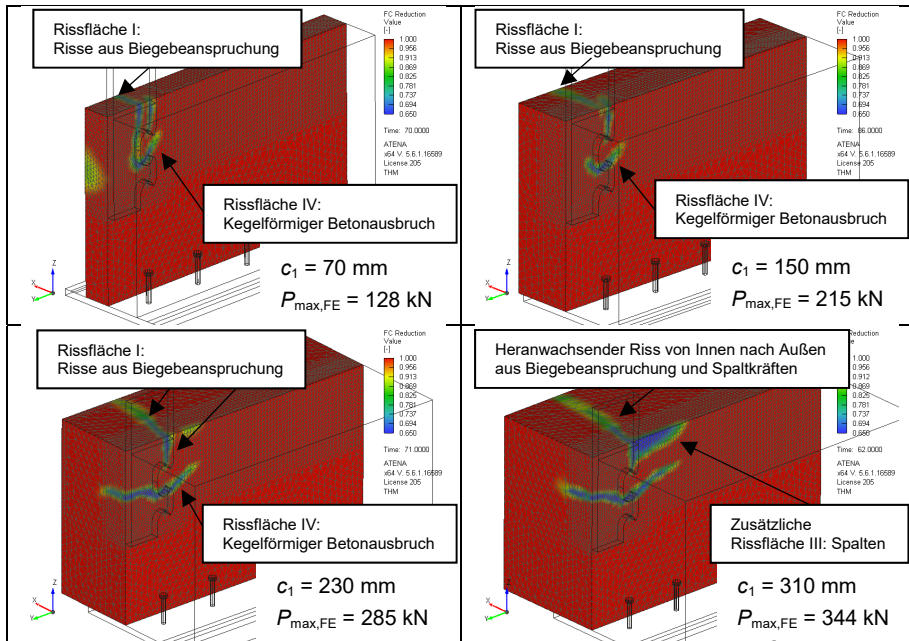


Abb. 7-11: FE-Berechnungen zur Bestimmung des Einflusses der Wandstärke  $c_1$

In Abb. 7-12 sind die einzelnen Ergebnisse der FE-Berechnungen sowie die ermittelte Funktion nach Gleichung (7.11) als graue Linie dargestellt. Die Funktion wird auf Grund der aufgetreten Spaltrissbildung für Wandstärken zwischen  $c_1 \geq 70$  mm und  $c_1 \leq 230$  mm beschränkt.

$$f_{(c_1)} = P_{\max,FE,c_1} = 7,6 \cdot c_1^{2/3} \quad \text{für } c_1 \begin{matrix} \geq 70 \text{ mm} \\ \leq 230 \text{ mm} \end{matrix} \quad (7.11)$$

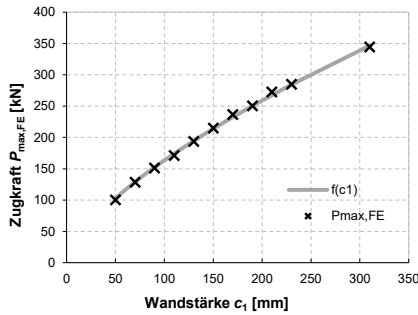


Abb. 7-12: Ergebnisse der FE-Berechnungen zum Einfluss der Wandstärke  $c_1$  bezogen auf  $P_{max,FE}$

### 7.1.6 Einfluss der Dübelgeometrie

Der Einfluss der Dübelgeometrie wurde bereits in der Dissertation von Broschart [68] untersucht. Mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen und numerischen Simulationen konnte eine Funktion für die Verbunddübeltragfähigkeit in Abhängigkeit der Verbunddübelgeometrie  $e_x$  angegeben werden. Die folgende Formel gibt die Funktion nach Broschart an:

$$f_{(e_x)} = P_{max,e_x} = const \cdot \sqrt[3]{e_x^2} \quad (7.12)$$

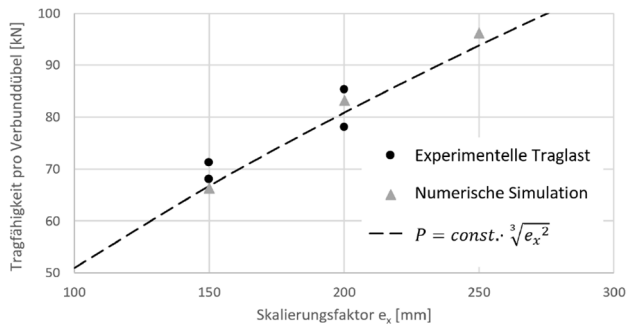


Abb. 7-13: Verbunddübeltragfähigkeit in Abhängigkeit der Verbunddübelgeometrie  $e_x$  nach Broschart [68]

### 7.1.7 Zusammenfassung der unterschiedlichen Einflüsse zur Ermittlung des primären Betonausbruchs

Auf Grundlage der zuvor aufgeführten Abhängigkeiten bei wandartigen Bauteilen und einer Verankerung aus klothoidenförmigen Betondübeln wird die Gleichung (7.13) vorgeschlagen, um das primäre Traglastkriterium (Betonausbruch I) auf Mittelwertniveau bestimmen zu können:

$$P_{pol,theo,m} = \psi_m \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot k \cdot h_{sz}^{2/3} \cdot c_1^{2/3} \cdot e_x^{2/3} \quad (7.13)$$

mit:

$\psi_m$	Linearer Kalibrierungsfaktor auf Mittelwertniveau
$f_{cm}$	mittlere Druckfestigkeit Betonzylinder [N/mm <sup>2</sup> ]
$k$	Maßstabsfaktor: $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ ; $d = \min \begin{cases} h \\ 2 \cdot h_{sz} \end{cases}$
$h_{sz}$	Verankerungstiefe des Stahlzahns [mm]
$c_1$	Seitliche Betondeckung des Verankerungselements [mm]
$e_x$	Verbundmittelgeometrie und Längsabstand [mm]

Für die Anwendung dieser Berechnungsformel werden folgende Bedingungen vorgeschlagen:

$$c_1 \geq 70 \text{ mm}; c_1 \leq 230 \text{ mm}$$

$$h_{sz} \geq 0,5 \cdot e_y; h_{sz} > 126 \text{ mm}$$

$$e_x \geq 120 \text{ mm}; e_x \leq 200 \text{ mm}$$

In Tab. 7-1 wurde die Formel (7.13) für die durchgeführten FE-Berechnungen und die experimentellen Untersuchungen angewendet. In der letzten Spalte ist die Abweichung zwischen der experimentellen bzw. numerischen Belastung, welche zum primären Betonausbruch führt, und den theoretischen Ergebnissen dargestellt.

Die Parameterstudien (Teil 1 und 2 in Tab. 7-1) wurden mit den numerischen Berechnungen auf Grundlage des validierten Modells Sim. VR5-ZV-1 (ohne Bewehrung) durchgeführt und zeigen Abweichungen gegenüber den theoretischen Ergebnissen von max. 3 %.

Im dritten Teil sind die Experimente der Versuchsreihe 3 aufgeführt. Durch die zusätzlichen Auflager, welche sich höher als die Betondübel befinden, wurden die Prüfkörper abweichend zu dem vorgestellten Lastabtragungsmodell belastet und es stellten sich zusätzliche Zugspannungen auf der Oberseite des Prüfkörpers ein. Diese führten zu einer Abminderung der Betondübeltragfähigkeit von bis zu 14 %.

Im vierten Teil sind die Prüflasten der Experimente aus den Versuchsreihen 4 und 5 beim Erreichen des primären Betonausbruchs aufgeführt. Die größte Abweichung zur theoretischen Traglast hat der Versuchskörper VR4-ZV-3.2 mit 19 %. Hier wurde der erste Einzerriss, welcher zum primären Betonausbruchkegel führt, ausgewertet. Der zweite Riss folgte bei einer Belastung von 120 kN (vgl. Tab. 4-16). Der Versuchskörper VR5-ZV-2 hat eine Abweichung von 10 %. Bei diesem Versuchskörper konnte durch die eingebaute Spaltbewehrung der Betonausbruch zwar verhindert werden, der Versuchskörper versagte jedoch frühzeitig durch einen Riss aus der Biegebeanspruchung ausgehend von der Oberseite.

Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

Tab. 7-1: Gegenüberstellung der experimentellen bzw. numerischen Ergebnisse und der theoretischen Ergebnisse

Bezeichnung	$P_{pol,Exp}$ bzw. FE [kN]	$\psi$ [-]	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$h_{sz}$ [mm]	$c_{\perp}$ [mm]	$e_x$ [mm]	$h$ [mm]	$d$ [mm]	$k < 2,0$ [-]	$P_{theo,m}$ [kN]	$P_{pol}/P_{theo,m}$	Abweichung
<b>VR5_ZV_A1_409</b>	<b>166</b>	1,0	41,7	226	70	120	550	452	1,67	165	<b>1,01</b>	<b>1%</b>
<b>1) Parameterstudie Wandstärke <math>c_{\perp}</math></b>												
ZV-WD_50	100	1,0	41,7	126	50	120	450	252	1,89	101	<b>0,99</b>	-1%
ZV-WD_100	128	1,0	41,7	126	70	120	450	252	1,89	127	<b>1,01</b>	1%
ZV-WD_120	151	1,0	41,7	126	90	120	450	252	1,89	150	<b>1,01</b>	1%
ZV-WD_140	171	1,0	41,7	126	110	120	450	252	1,89	171	<b>1,00</b>	0%
ZV-WD_160	194	1,0	41,7	126	130	120	450	252	1,89	192	<b>1,01</b>	1%
ZV-WD_200	215	1,0	41,7	126	150	120	450	252	1,89	211	<b>1,02</b>	2%
ZV-WD_220	236	1,0	41,7	126	170	120	450	252	1,89	229	<b>1,03</b>	3%
ZV-WD_250	250	1,0	41,7	126	190	120	450	252	1,89	247	<b>1,01</b>	1%
ZV-WD_270	272	1,0	41,7	126	210	120	450	252	1,89	264	<b>1,03</b>	3%
ZV-WD_300	285	1,0	41,7	126	230	120	450	252	1,89	280	<b>1,02</b>	2%
ZV-WD_400	344	1,0	41,7	126	310	120	450	252	1,89	342	<b>1,01</b>	1%
<b>2) Parameterstudie Verankerungstiefe <math>h_{sz}</math></b>												
ZV-VT_100	105	1,0	41,7	86	70	120	410	172	2,00	104	<b>1,01</b>	1%
ZV-VT_200	151	1,0	41,7	176	70	120	500	352	1,75	147	<b>1,03</b>	3%
ZV-VT_300	180	1,0	41,7	276	70	120	600	552	1,60	181	<b>0,99</b>	-1%
<b>3) Experimente mit zusätzlicher Abstützung (VR3)</b>												
VR3-ZV-2.2	95	1,0	19,0	176	70	120	350	350	1,76	99	<b>0,96</b>	-4%
VR3-ZV-2.3	85	1,0	19,0	176	70	120	350	350	1,76	99	<b>0,86</b>	-14%
<b>4) Experimente (VR4 + VR5)</b>												
VR4-ZV-3.1	120	1,0	41,0	126	70	120	450	252	1,89	126	<b>0,95</b>	-5%
VR4-ZV-3.2	102	1,0	41,0	126	70	120	450	252	1,89	126	<b>0,81</b>	-19%
VR5-ZV-1	163	1,0	41,7	226	70	120	550	452	1,67	165	<b>0,99</b>	-1%
VR5-ZV-2	148	1,0	41,7	226	70	120	550	452	1,67	165	<b>0,90</b>	-10%
Mittelwert:											<b>0,98</b>	
Standardabweichung:											<b>0,06</b>	

Basierend auf den oben aufgeführten experimentellen Untersuchungen und den numerischen Berechnungen konnte für die Ermittlung des primären Traglastkriteriums bzw. den Betonausbruch I ( $P_{pol,theo,m}$ ) nach Formel (7.13) ein Mittelwert von 0,98 mit einer Standardabweichung von 0,06 erreicht werden.

## 7.2 Vorschlag zur Berücksichtigung der Bewehrung beim primären Betonausbruch

### 7.2.1 Erkenntnisse aus dem Prüfkörper VR5-ZV-3

Im Versuchskörper VR5-ZV-3 trat der primäre Betonausbruch bei einer Zugbelastung von 250 kN auf. Die theoretische Belastung nach Gleichung (7.13) beträgt 165 kN. Durch den hohen Bewehrungsgrad mit der Ausstanz-, Rückhänge-, und Spaltbewehrung konnte die Belastung gegenüber der theoretischen Last bis zum primären Betonausbruch um ca. 50 % gesteigert werden. Die zur Ermittlung notwendigen Berechnungsparameter zur Bestimmung des primären Betonausbruchkegels sind in Tab. 7-2 aufgeführt.

Tab. 7-2: Gegenüberstellung der experimentellen und der theoretischen Ergebnisse am bewehrten Prüfkörper VR5-ZV-3

Bezeichnung	$P_{\text{pol,Exp bzw. FE}}$ [kN]	$\psi$ [-]	$f_{\text{cm}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$h_{\text{sz}}$ [mm]	$c_{\perp}$ [mm]	$e_x$ [mm]	$h$ [mm]	$d$ [mm]	$k < 2,0$ [-]	$P_{\text{theo,m}}$ [kN]	$P_{\text{pol}}/P_{\text{theo,m}}$	Abweichung
VR5-ZV-3	250	1,0	41,7	226	70	120	550	452	1,67	165	1,52	52%

In DIN EN 1992-4 Abschnitt 7.2.2.5 [121] wird die theoretische Traglast durch einen hohen Bewehrungsgrad pauschal mit dem Faktor  $\psi_{\text{re,v}}$  um 40 % erhöht. Im Folgenden soll die beobachtete Laststeigerung durch die Bewehrung jedoch mit Hilfe eines mechanischen Ansatzes ermittelt werden. Die Darstellung der Spannungstrajektorien aus der Simulation VR5-ZV-3 in Abb. 7-14 zeigt die Lastumlagerung im Prüfkörper vor Erreichen des theoretischen primären Betonausbruchkegels mit 164 kN bis zur vollständigen Rissentwicklung des primären Ausbruchkegels bei einer Zugkraft von 247 kN. In Abb. 7-14 rechts ist zu erkennen, dass sich die Druck-Spannungstrajektorien verstärkt auf der Rückhängebewehrung abstützen und das zuvor ermittelte Ingenieurmodell für den unbewehrten und ungerissenen Prüfkörper unter Berücksichtigung dieser Lastumlagerung zu erweitern ist.

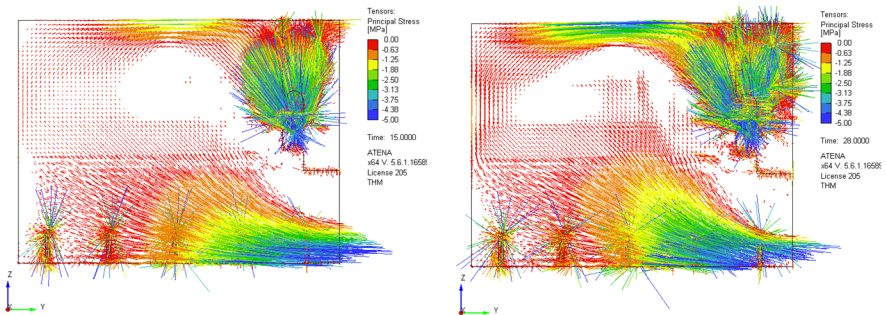


Abb. 7-14: Druck- Spannungstrajektorien von 0 - 5 MPa (Spannungen >5 MPa sind im Betondübel) aus den numerischen Berechnungen (Sim. VR5-ZV-3) bei einer Belastung von links: 164 kN und rechts: 247 kN

In Abschnitt 6.2.4 sind die Dehnungszustände der Ausstanz- und Rückhängebewehrung aus den experimentellen Untersuchungen und den numerischen Berechnungen beschrieben und in Abb. 7-15 nochmals dargestellt. Die

## Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

Auswertungen zeigen, dass beim Erreichen des Traglastkriteriums primärer Betonausbruch mit Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit bei  $P = 250$  kN eine Dehnung in der Ausstanzbewehrung von 0,8 ‰ bis 1,0 ‰ und eine Dehnung in der Rückhängebewehrung von 0,8 ‰ vorliegen. Die Ansätze der in Abschnitt 6.6.2 aufgeführten Modelle zur Berücksichtigung der Rückhängebewehrung sind nicht auf den in den Experimenten aufgetretenen primären Betonausbruch übertragbar. Der vorgestellte Ansatz der aufnehmbaren Verbundspannung aus der Endverankerung der Rückhängebewehrung sowie der Ansatz der maximalen Zugfestigkeit der Bewehrung führen zu deutlich höheren Tragfähigkeiten. Aus diesem Grund soll im Folgenden die Übertragung des Querkraftmodells nach DIN EN 1992-1-1 [175] mit Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung auf den primären Betonausbruch angesetzt und modifiziert werden.

In Abb. 7-15 wurden drei signifikante Punkte in der Kraft- Dehnungskurve des Experimentes VR5-ZV-3 markiert. Im Punkt 1 mit  $P = 165$  kN ist der theoretische primäre Betonausbruch ohne Bewehrung erreicht und der Prüfkörper weist bis zu dieser Belastung noch keine Rissbildung auf. Bis zum Punkt 1 kann das zuvor im Abschnitt 7.1 beschriebene Ingenieurmodell für den primären Betonausbruch ohne Berücksichtigung von Bewehrung angesetzt werden. Eine Laststeigerung über das ermittelte Traglastniveau  $P_{pol,theo,m}$  hat zur Folge, dass erste Risse entstehen und eine Lastumlagerung auf die Rückhängebewehrung stattfindet. Ist dieser Punkt 1 erreicht, kann das zuvor ermittelte Ingenieurmodell nicht mehr angewendet werden und die vorhandene Bewehrung muss in einem weiteren Ansatz berücksichtigt werden.

Der Punkt 2 markiert das Traglastniveau im Experiment, bei dem der primäre Betonausbruchkegel nicht mehr größer wird, eine weitere Umlagerung auf den sekundären Betonausbruch stattfindet und ein weiterer Risszustand entsteht. Im Punkt 3 ist der sekundäre Betonausbruch abgeschlossen und es findet eine weitere in Abschnitt 4.5.4.7 beschriebene Umlagerung auf den dritten Betonausbruchkegel statt.

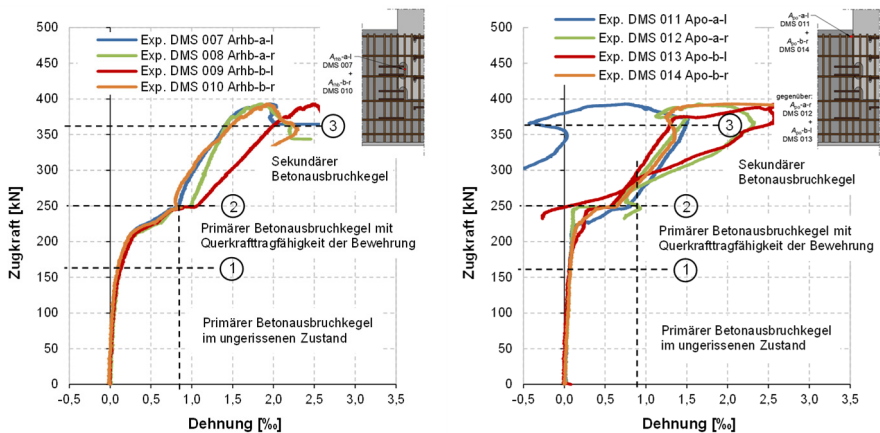


Abb. 7-15: Dehnungszunahme der Rückhängebewehrung (links) und der Ausstanzbewehrung (rechts) gemäß der DMS-Aufzeichnungen aus dem Experiment VR5-ZV-3

In diesem Abschnitt soll das mechanisch-empirische Modell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [175] für den Bereich zwischen Punkt 1 und Punkt 2 überprüft werden. Dabei wird ein additiver Ansatz gewählt, der sowohl den Betontraganteil  $V_{m,cc}$  als auch den Widerstand der Rückhängebewehrung  $V_{m,s}$  berücksichtigt. Da es sich in diesem Zustand um einen gerissenen Prüfkörper handelt, ist davon auszugehen, dass  $V_{m,cc}$  kleiner ist als die zuvor ermittelte Tragkraft  $P_{pol,theo,m}$ , was zur Folge hat, dass  $P_{pol,theo,m}$  nicht mehr angesetzt werden kann.

### 7.2.2 Übertragung des Querkraftmodells nach DIN EN 1992-1-1 auf den primären Betonausbruchkegel und Bestimmung der erforderlichen Rückhängebewehrung

Zur Ermittlung des Querkraftwiderstands des Experimentes VR5-ZV-3 in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 [175] wird zunächst der Widerstand ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung (hier der Rückhängebewehrung)  $V_{m,c}$  auf Mittelwertniveau ermittelt mit:

$$V_{m,c} = [C_m \cdot k_{Apo} \cdot (100 \cdot \rho_{Apo} \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d_{Apo} \quad (7.14)$$

mit:

- $C_m$  Empirischer mittlerer Vorfaktor nach [176] mit: 0,20  
 $d_{Apo}$  Statische Nutzhöhe der Ausstanzbewehrung mit:  $d_{Apo} = h_{sz} - d_1$   
 $k_{Apo}$  Maßstabsfaktor mit:  $k_{Apo} = 1 + \sqrt{200/d_{Apo}} \leq 2,0$   
 $\rho_{Apo}$  Bewehrungsgrad der Ausstanzbewehrung mit:  
 $\varphi_{Apo} = A_{po} / (b_w \cdot d_{Apo}) \leq 0,02$   
 $A_{po}$  Fläche der Austanzbewehrung innerhalb der Zugzone mit ausreichender Endverankerung  
 $f_{ck}$   $f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2$   
 $b_w$  wirksame Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone

Für den Versuchskörper VR5-ZV-3 ergibt sich somit je Betondübelseite ein Querkraftwiderstand ohne Querkraft- bzw. Rückhängebewehrung von:

$$V_{m,c} = [0,20 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,00651 \cdot 33,7)^{1/3}] \cdot 160 \cdot 193 \cdot 10^{-3} \\ = 34,6 \text{ kN}$$

Zur Ermittlung des Querkraftwiderstands mit Berücksichtigung der Querkraft- bzw. Rückhängebewehrung  $V_{m,cc}$  wird zunächst der Druckstrebenneigungswinkel  $\theta$  bestimmt:

$$V_{m,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot z_{Apo} \quad (7.15)$$

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2}{1 - V_{m,cc} / (0,5 \cdot P_{pol})} \leq 3,0 \quad (7.16)$$

Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

Daraus ergibt sich:

$$V_{m,cc} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot 33,7^{1/3} \cdot 160 \cdot 0,9 \cdot 193 \cdot 10^{-3} \\ = 21,5 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = \frac{1,2}{1 - 21,5 / (0,5 \cdot 250)} \\ = 1,45$$

Die aus Gleichung (7.16) ermittelte Neigung der Betondruckstrebe entspricht einem Winkel von ca. 35°. Aus dem entwickelten Lastabtragungsmodell sowie in Abb. 7-16 ist zu erkennen, dass sich im Bauteil vor Erreichen des primären Betonausbruchkegels eine deutlich steilere Neigung der Druckstrebe von ca. 60° einstellt. Dies entspricht einem  $\cot \theta$  von 0,6. Unter Berücksichtigung der zusätzlich aufgetretenen Längszugkraft im Prüfkörper, welche durch die Lasteinleitung entsteht, wird für die weiteren Berechnungen der empfohlene Mindestwert für  $\cot \theta$  mit 1,0 bzw. einem Winkel von 45° berücksichtigt.

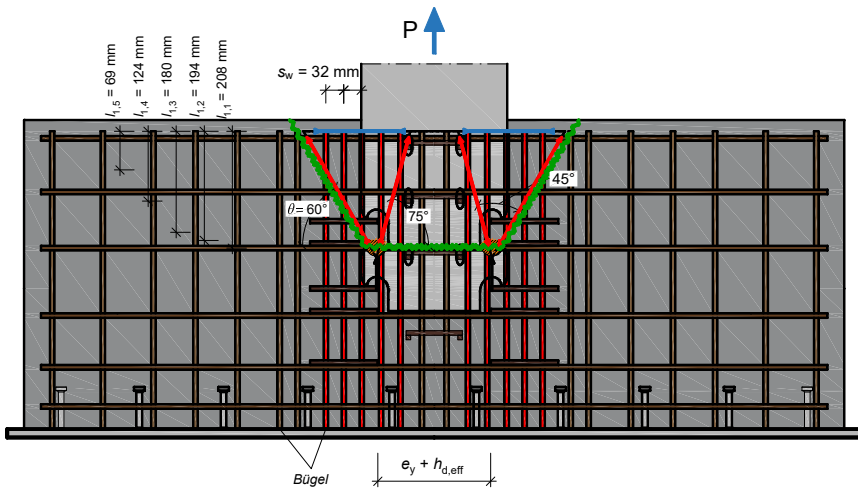


Abb. 7-16: Darstellung der relevanten Bewehrungsstäbe und des Fachwerksmodells für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit im Experiment VR5-ZV-3

Zur Ermittlung des Widerstands unter Berücksichtigung der Querkraft- bzw. Rückhängebewehrung wird empfohlen, ähnlich dem Durchstanznachweis nach EC2 [175], eine wirksame Bemessungsspannung einzusetzen. Daraus ergibt sich:

$$V_{m,s,eff} = (A_{rhb} / s_w) \cdot z \cdot f_{ym,eff} \cdot \cot \theta \quad (7.17)$$

mit:

- $A_{rhb}$  Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung (hier: 2-schnittig  $\varnothing$  8mm)
- $s_w$  Abstand der Bügel in Richtung der Ausstanzbewehrung

$f_{ym,eff}$  wirksame Spannung in der Rückhängebewehrung bezogen auf die Betonstahlstreckgrenze hier:  
 $f_{ym,eff} = 0,8/2,2 \cdot 500 = 180 \text{ N/mm}^2$

Für das Berechnungsbeispiel ergibt sich somit:

$$\begin{aligned} V_{m,s,eff} &= (101/32) \cdot 0,9 \cdot 193 \cdot 180 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} \\ &= 98,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Um die in den durchgeführten Experimenten aufnehmbare Zugkraft bis zum primären Betonausbruchkegel mit Hilfe der Berechnungsformeln des Querkraftwiderstandes zu ermitteln, wird empfohlen, den Querkraftanteil des Betonprüfkörpers ( $V_{m,cc}$ ) mit dem effektiven Widerstand der Rückhängebewehrung ( $V_{m,s,eff}$ ) zu addieren (siehe Gleichung (7.18)).

Dabei ist zu beachten, dass gemäß [176] der Querkraftanteil  $V_{m,cc}$  nicht mit dem Wert  $V_{m,c}$  für Bauteile ohne Querkraftbewehrung gleichzusetzen ist. Bei Bauteilen ohne Bügel wird von einem einzelnen aufgehenden Riss ausgegangen, der zum Versagen führt. Bei bügelbewehrten Bauteilen bilden sich mehrere Risse in vergleichsweise geringen Abständen. Der Querkraftanteil  $V_{m,cc}$  wird als Vertikalkomponente der Reibungskräfte im Schrägriss gedeutet und ist abhängig von der Betonfestigkeit  $f_{cm}$ , dem Rauigkeitsfaktor  $c$  und der Längskraft im Bauteil.

$$V_{m,cs,eff} = V_{m,cc} + V_{m,s,eff} \quad (7.18)$$

Für den betrachteten Prüfkörper VR5-ZV-3 ergibt sich somit:

$$\begin{aligned} V_{m,cs,eff} &= 21,5 + 98,7 \\ &= 120,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Unter vergleichender Betrachtung ist festzustellen, dass die Zugkraft je Betondübel, welche zum primären Betonausbruch führt gegenüber der ermittelten Querkrafttragfähigkeit eine Abweichung von 4 % ergibt:

$$\frac{0,5 \cdot P_{pol,Exp}}{V_{m,cs,eff}} = \frac{0,5 \cdot 250}{120,2} = 1,04$$

Auf Grund des geringen Prüfumfanges mit Ausstanz- und Rückhängebewehrung ist es in dieser Arbeit nicht möglich das aufgeführte Ingenieurmodell in einer Parameterstudie umfangreicher zu validieren sowie eine Standardabweichung zu ermitteln. Mit Hilfe weiterer Experimente ist die Effizienz der Rückhängebewehrung durch einen größeren Bewehrungsabstand und einer eventuell besseren Verbundtragwirkung zu untersuchen.

Auf Basis des aufgeführten Modells zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit wird empfohlen, die erforderliche Rückhängebewehrung auf Mittelwertniveau wie folgt zu bestimmen:

$$\text{erf. } a_{mb} = \frac{A_{rthb}}{s_w} \geq \frac{0,5 \cdot P}{f_{ym,eff} \cdot z \cdot \cot \theta} \quad (7.19)$$

mit:

$$f_{y,m,eff} = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\cot \theta = 1,0$$

→ für Biegung mit Längszugkraft

### 7.2.3 Bestimmung der erforderlichen Bewehrung aus der Biegebeanspruchung für den primären Betonausbruch

In Abschnitt 7.1.2 wird das Fachwerkmodell für die Bestimmung der Zugkraft in der Längsebene hergeleitet und in Abb. 7-4 dargestellt. Der Ausbreitungswinkel der Druckstrebe wird konservativ mit 45° angenommen. Für die Aufnahme der Zugkräfte aus der Biegebelastung des Bauteils darf die Ausstanzbewehrung  $A_{po}$  angesetzt werden, welche sich nach Formel (7.20) bestimmen lässt:

$$\text{erf. } A_{po} \geq \frac{P_{po}}{f_y} = \frac{0,5 \cdot P}{f_y} \quad (7.20)$$

Der Einbau der Ausstanzbewehrung ( $A_{po}$ ) ist in Abb. 7-17 in Rot dargestellt. Die Ausstanzbewehrung ist unter Berücksichtigung der erforderlichen Betondeckung auf der Oberseite des Bauteils einzubauen. Außerhalb des Stahleinbauteils ist die Ausstanzbewehrung von der Rückhängebewehrung zu umschließen.

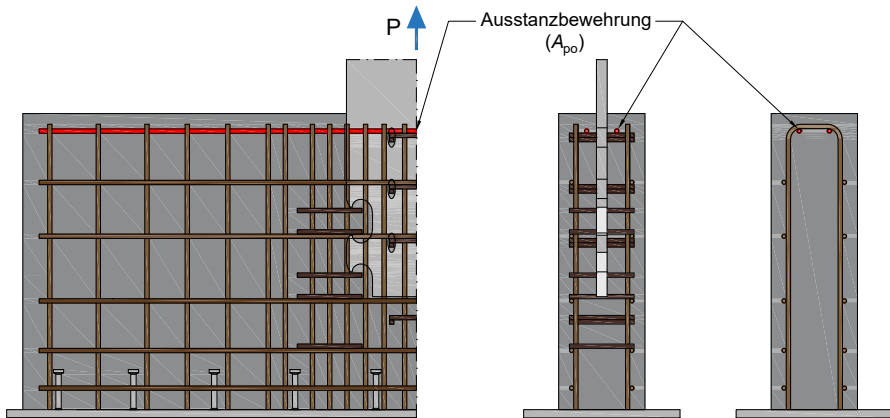


Abb. 7-17: Darstellung des Einbaus der erforderlichen Ausstanzbewehrung ( $A_{po}$ )

### 7.2.4 Bestimmung der erforderlichen Spaltbewehrung und deren Einfluss auf die Experimente

In der folgenden Abb. 7-18 werden die Simulationen VR5-ZV-3 mit Spaltbewehrung und ohne Spaltbewehrung gegenübergestellt. Das ursprüngliche Modell mit Spaltbewehrung erreicht eine max. Tragfähigkeit von 394 kN. Die max. Tragfähigkeit des Modells ohne Spaltbewehrung liegt bei 357 kN. Somit besteht zwischen diesen Modellen ein Traglastunterschied von 10 %. Im Modell ohne Spaltbewehrung tritt bereits vor dem Erreichen der max. Tragfähigkeit ein deutliches Spalten auf (siehe Abb. 7-18 rechts).

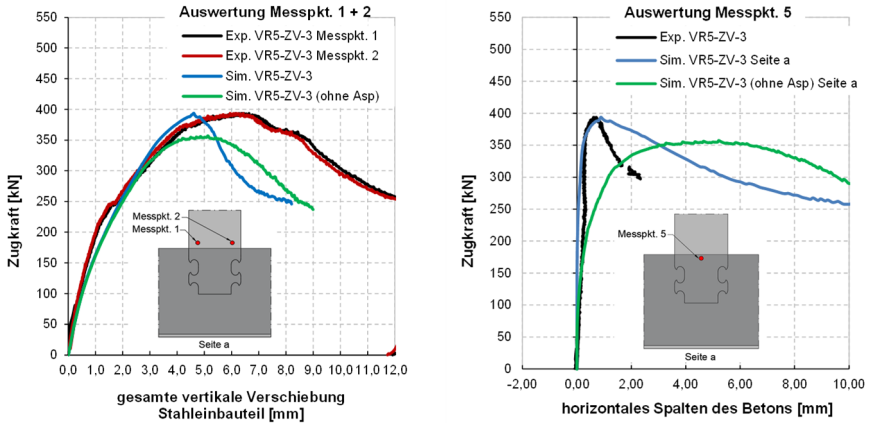


Abb. 7-18: Vergleich der Last-Verformungskurven für das gesamte Stahleinbauteil (links) und dem horizontalen Spalten des Betons (rechts) zwischen den Simulationen VR5-ZV-3 mit und ohne Spaltbewehrung ( $A_{sp}$ )

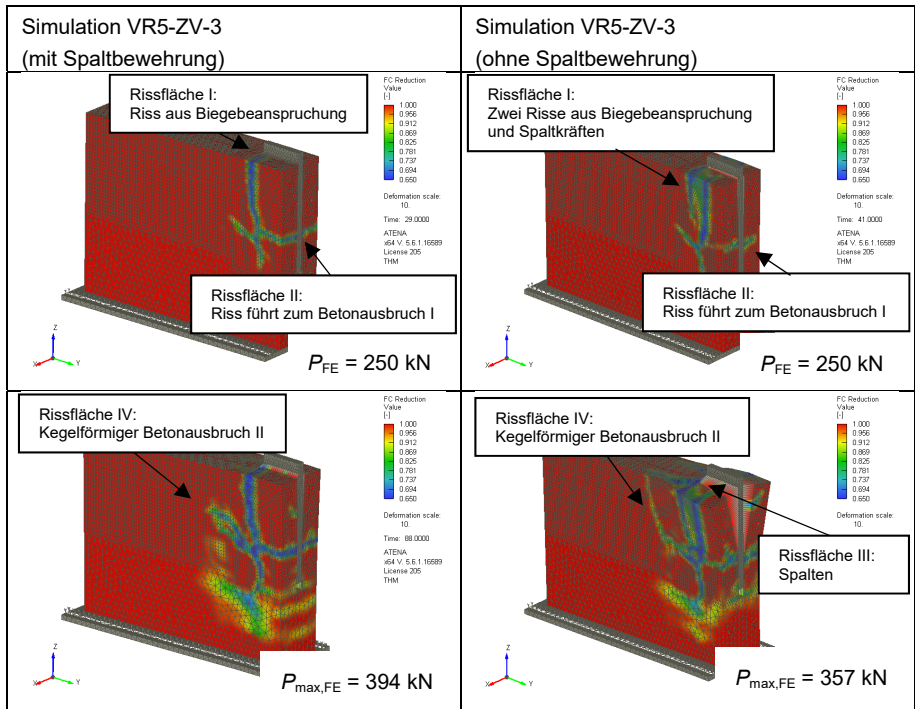


Abb. 7-19: FE-Berechnungen zum Einfluss der Spaltbewehrung  $A_{sp}$

Die Ermittlung der Spaltzugkraft für Verankerungen mit Betondübeln wird in Abschnitt 7.1.2 hergeleitet und in Abb. 7-6 dargestellt. Die Ermittlung der erforderlichen Spaltbewehrung wird nach Gleichung (7.21) vorgeschlagen:

$$\text{erf. } A_{\text{sp}} \geq \frac{P_{\text{sp}}}{f_y} = 1,25 \cdot \frac{P}{f_y} \cdot \frac{d_{\text{sp}}}{h_{\text{sz}}} \quad (7.21)$$

In Abb. 7-20 ist der Einbau der erforderlichen Spaltbewehrung ( $A_{\text{sp}}$ ) sowie ein Bild des Einbaus im Versuchskörper VR5-ZV-3 dargestellt. Um die Aufnahme der Spaltkräfte sicherzustellen, ist die Bewehrung analog zu Abb. 7-8 auf der Höhe der dargestellten Zugkraft ( $P_{\text{sp}}$ ) anzuordnen. Eine weitere Spaltbewehrung wird konstruktiv unterhalb der Ausstanzbewehrung vorgeschlagen. Die Spaltbewehrung ist durch Aussparungen in den Stahlteilen innerhalb der Stahldübel einzubauen. Die Aussparungen müssen den Schlupf des Stahleinbauteils zulassen. Außerdem sind die Aussparungen bei der Betonage zu verschließen, um eine spätere Querbelastung der Spaltbewehrung auszuschließen. In den Versuchskörpern wurde die Spaltbewehrung als Steckbügel beidseitig durch Dämmstreifen innerhalb der Aussparungen eingebaut und mit Hilfe von Klebestreifen beim Betonieren geschützt. Die Steckbügel umschließen die Rückhängebewehrung.

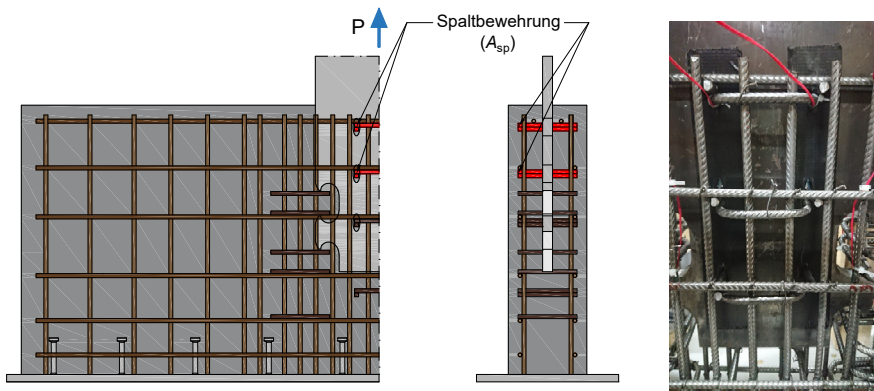


Abb. 7-20: Darstellung des Einbaus der erforderlichen Spaltbewehrung ( $A_{\text{sp}}$ ) mit Bild des Versuchskörpers VR5-ZV-3

### 7.3 Einfluss einer Betonlängsspannung

Zur Bestimmung des Einflusses einer Betonlängsspannung (Druckspannung senkrecht zur Prüflast) wurden vier weitere Modelle berechnet. Im ersten Modell wurde eine horizontal wirkende Auflagerfläche modelliert, um die Verformungen und den Ausbruchkegel zu beschränken. In den weiteren drei Modellen wurde eine Druckspannung von 5, 10 und 20 N/mm<sup>2</sup> in einem ersten Belastungsschritt senkrecht zur Prüflast aufgebracht. Anschließend wurde die Zugbelastung auf das Stahleinbauteil aufgebracht. Durch diese Betonlängsspannung wurde ein Anstieg der maximalen Tragfähigkeit erreicht. Die Last-Verformungskurven für die Verschiebung des gesamten Stahleinbauteils sind in Abb. 7-21 dargestellt. Diese zeigen ein deutlich steiferes Bauteilverhalten bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit sowie ein mit der Erhöhung der Druckspannung spröderes Nachbruchverhalten. In Abb. 7-23 wurde das horizontale Spalten des Betonprüfkörpers ausgewertet. Die Kurvenverläufe zeigen ein deutlich reduziertes Aufklappen der seitlichen Betondeckung. Die steigende Druckspannung führt außerdem zu einem Rückgang der Rissfläche I (siehe Abb. 7-22). Bei einer Druckbelastung von 20 N/mm<sup>2</sup> ist bei der Auswertung der FE-Berechnung vor Erreichen der max. Tragfähigkeit die Rissfläche I nicht zu erkennen. Stattdessen führt die gesteigerte max. Tragfähigkeit zu einer stärker ausgeprägten Rissfläche III, dem Spalten des Betonkörpers.

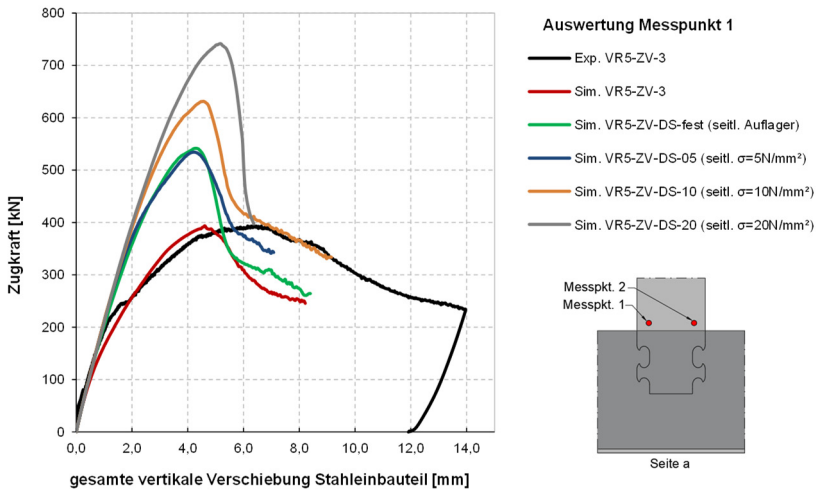


Abb. 7-21: Vergleich der Last-Verformungskurven für das gesamte Stahleinbauteil und dem horizontalen Spalten des Betons (rechts) zwischen den Simulationen VR5-ZV-3 und denen mit einem seitlichen Auflager bzw. einer Betonlängsspannung

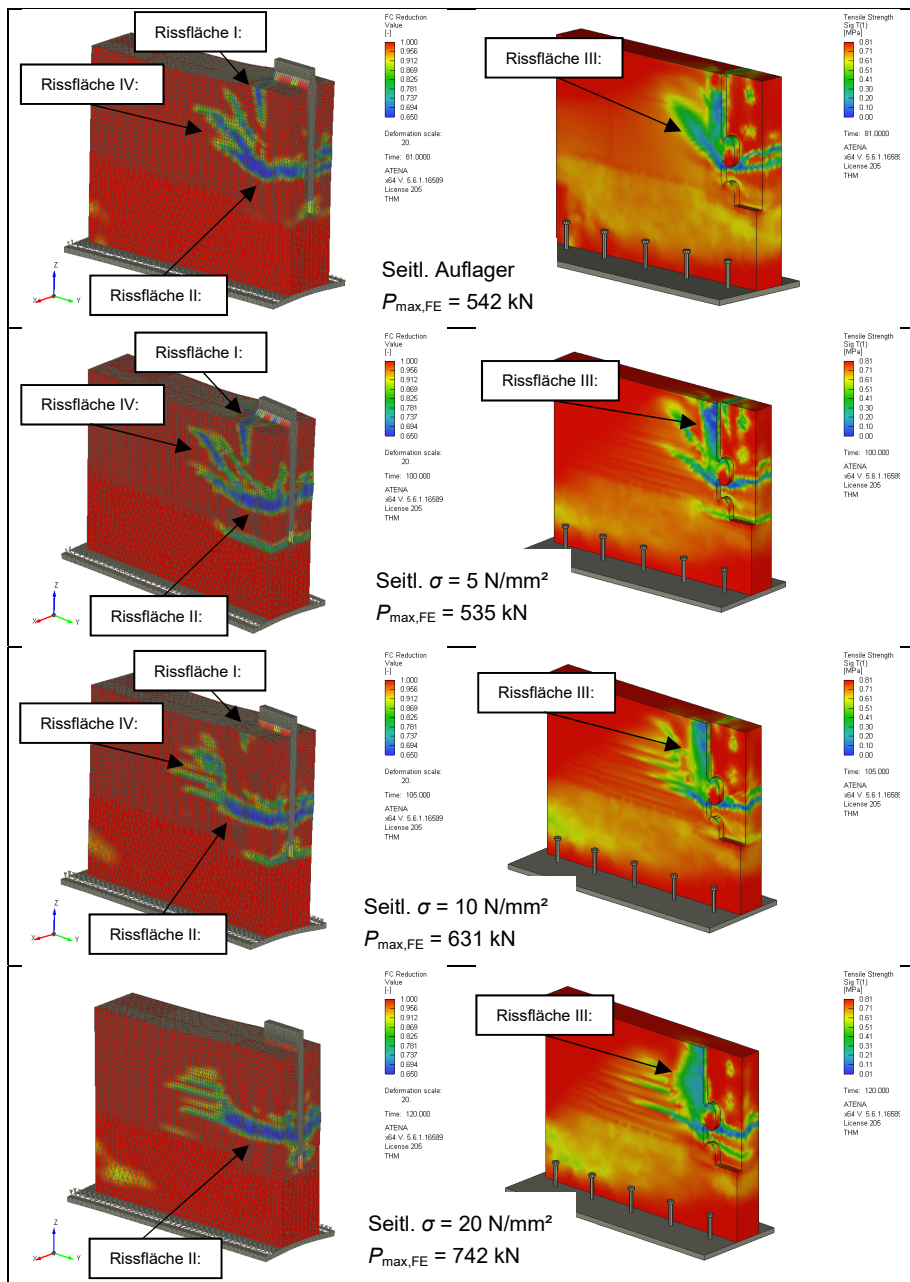


Abb. 7-22: Ergebnisse der FE-Berechnungen zum Einfluss eines seitlichen Auflagers bzw. einer Betonlängsspannung

In Abb. 7-23 sind die aufnehmbaren Zugkräfte bei einem horizontalen Spalten der Prüfkörper dargestellt. Die weitere Auswertung erfolgt einheitlich für alle Modelle bei einem Abspalten der seitlichen Betondeckung von 0,05 mm. Auch wenn die Rissbilder in Abb. 7-22 nicht den zuvor beschriebenen primären Betonausbruchkegel aus dem

Experiment VR5-ZV-3 aufweisen, sollen diese Lastannahmen in den im Abschnitt 7.2.2 modifizierten Querkraftnachweis integriert werden.

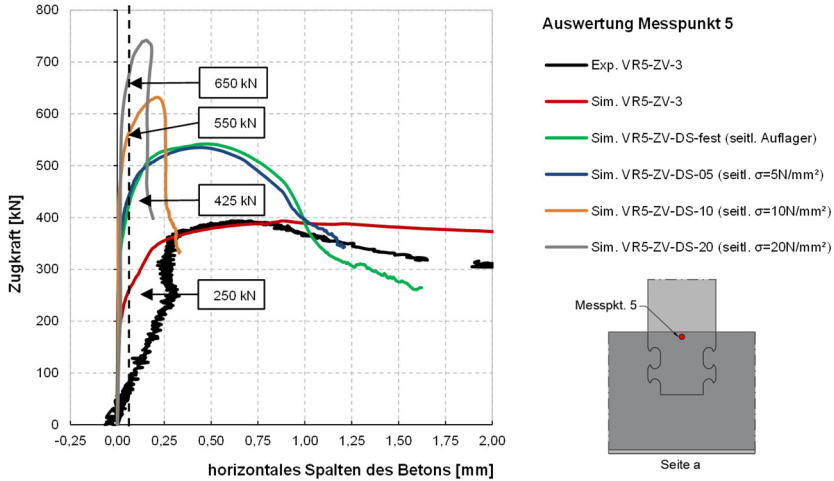


Abb. 7-23: Vergleich des horizontalen Spaltens des Betons zwischen den Simulationen VR5-ZV-3 und denen mit einem seitlichen Auflager bzw. einer Betonlängsspannung

In Abb. 7-24 sind die maximalen Dehnungen der Rückhängebewehrung dargestellt. In Folge der steigenden Betonlängsspannungen ist auch ein linearer Anstieg der Bewehrungsdehnung, in Bezug auf die in Abb. 7-23 ermittelten Zugkräfte, zu beobachten.

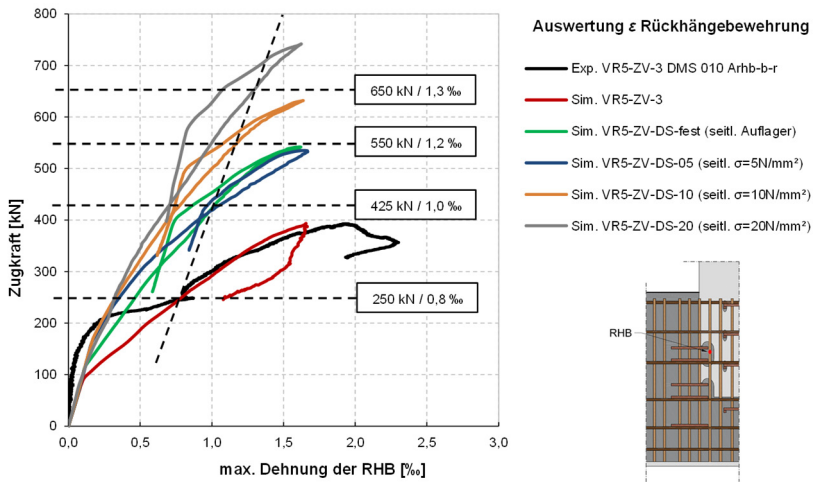


Abb. 7-24: Vergleich der Dehnungen in der Rückhängebewehrung zwischen den Simulationen VR5-ZV-3 und denen mit einem seitlichen Auflager bzw. einer Betonlängsspannung

## Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

In den Gleichungen (7.22) bis (7.27) ist die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 [175] mit den Modifikationen aus Abschnitt 7.2.2 sowie den Ergänzungen zur Berücksichtigung der Betonlängsspannungen aufgeführt. Zur Berücksichtigung der wirksamen Spannung in der Rückhängebewehrung wird eine lineare Funktion basierend auf der gestrichelten Linie aus Abb. 7-24 angenommen.

$$V_{m,c} = \left[ C_m \cdot k_{Apo} \cdot (100 \cdot \rho_{Apo} \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_c \right] \cdot b_w \cdot d_{Apo} \quad (7.22)$$

$$V_{m,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left( 1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \right) \cdot b_w \cdot z_{Apo} \quad (7.23)$$

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_c / f_{cm}}{1 - V_{m,cc} / (0,5 \cdot P_{pol})} \leq 3,0 \quad (7.24)$$

$$V_{m,cs,eff} = (A_{thb} / s_w) \cdot z \cdot f_{ym,eff} \cdot \cot \theta \quad (7.25)$$

mit:

$f_{ym,eff}$  wirksame Spannung in der Rückhängebewehrung in Abhängigkeit einer Betonlängsspannung:

$$f_{ym,eff} = 180 + 5,75 \cdot \sigma_c \leq 300 \text{ N/mm}^2 \quad (7.26)$$

Daraus ergibt sich eine Querkrafttragfähigkeit der Experimente auf Mittelwertniveau von:

$$V_{m,cs,eff} = V_{m,cc} + V_{m,s,eff} \quad (7.27)$$

Die Ergebnisse zur Untersuchung des Einflusses einer Betonlängsspannung sind in Tab. 7-3 zusammengestellt. Die Berechnungen basieren auf dem bewehrten Experiment VR5-ZV-3 und den durchgeführten drei Simulationen mit Betonlängsspannung. Für das Verhältnis  $P_{pol} / (2 \cdot V_{m,cs,eff})$  konnte ein Mittelwert von 1,04 und eine Standardabweichung von 2 % erreicht werden. Weitere Risszustände, wie sie nach Abb. 7-22 aufgetreten sind, wie z.B. das Spalten, wurden in dieser Gegenüberstellung nicht berücksichtigt. Es wird darüber hinaus empfohlen das Spalten in weiteren Experimenten zu untersuchen. Auch wurde das Modell mit der seitlichen Auflagerfläche in der Gegenüberstellung nicht berücksichtigt.

Tab. 7-3: Gegenüberstellung der experimentellen bzw. numerischen Ergebnisse mit den theoretischen Ergebnissen am bewehrten Prüfkörper VR5-ZV-3 unter Berücksichtigung einer Betonlängsspannung

Bezeichnung	$P_{pol,Exp}$ bzw. FE	$A_{po}$	$d_{Apo}$	$f_{ck}$	$b_w$	$k_{Apo}$	$\sigma_c$	$\rho_{Apo}$	$V_{m,c}$	$z$	$V_{m,cc}$
	[kN]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]
VR5-ZV-3	250	201,0	193	33,7	160	2,0	0	0,007	34,6	174	21,5
$\sigma = 5 \text{ N/mm}^2$	425	201,0	193	33,7	160	2,0	5	0,007	53,1	174	18,4
$\sigma = 10 \text{ N/mm}^2$	550	201,0	193	33,7	160	2,0	10	0,007	71,6	174	15,3
$\sigma = 20 \text{ N/mm}^2$	650	201,0	193	33,7	160	2,0	20	0,007	108,7	174	9,1

Bezeichnung	$\cot \theta$	$A_{rthb}$	$s_w$	$f_{ym,eff}$	$V_{m,s,eff}$	$2 \cdot V_{m,cs,eff}$	$P_{pol}/2 \cdot V_{m,cs,eff}$	Abweichung
	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]		
VR5-ZV-3	1,00	101,00	32,00	180	98,7	240,5	1,04	4%
$\sigma = 5 \text{ N/mm}^2$	1,50	101,00	32,00	225	185,0	407,0	1,04	4%
$\sigma = 10 \text{ N/mm}^2$	1,63	101,00	32,00	275	245,7	522,2	1,05	5%
$\sigma = 20 \text{ N/mm}^2$	1,93	101,00	32,00	295	312,1	642,6	1,01	1%
Mittelwert:							1,04	
Standardabweichung:							0,02	

## 7.4 Zusammenfassung der Herleitung des Ingenieurmodells zur Bestimmung des primären Betonausbruchs und der erforderlichen Bewehrung

In diesem Kapitel wurde ein Ingenieurmodell zur Bestimmung des primären Betonausbruchkegels hergeleitet. Es stellte sich heraus, dass dieser Risszustand als primäres Traglastkriterium zu betrachten ist und entscheidend wird für weitere Untersuchungen zur Ermüdungsbeanspruchung der gesamten Turmkonstruktion. Im ersten Schritt wurde auf Grundlage von experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen an unbewehrten Prüfkörpern die empirische Formel (7.13) entwickelt, um den primären Betonausbruch  $P_{pol,theo,m}$  auf Mittelwertniveau zu beschreiben.

$$P_{pol,theo,m} = \psi_m \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot k \cdot h_{sz}^{2/3} \cdot c_1^{2/3} \cdot e_x^{2/3} \quad (7.13)$$

Durch die Anordnung der Bewehrung konnte gegenüber der zuvor beschriebenen Formel eine deutliche Traglaststeigerung von ca. 50 % erreicht werden. Um die Bewehrung im Ingenieurmodell für den primären Betonausbruch zu berücksichtigen, konnte eine ausreichend genaue Näherung an die Ergebnisse in Anlehnung an das Querkraftmodell nach DIN EN 1992-1-1 [175] beschrieben werden. Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit an bewehrten Bauteilen  $V_{m,cs,eff}$  kann für die in dieser Arbeit ausgearbeitete Verankerungslösung nach Formel (7.27) ermittelt werden. Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit wurde um eine wirksame Spannung der Rückhängebewehrung  $f_{ym,eff}$  unter Berücksichtigung der Betonlängsspannung (7.26) modifiziert. In den Formeln (7.23) bis (7.26) sind die Berechnungen zur Bestimmung des Querkraftwiderstands des Betonprüfkörpers mit Berücksichtigung der Rückhängebewehrung  $V_{m,cc}$  sowie dem effektiv wirksamen Widerstand der Rückhängebewehrung  $V_{m,s,eff}$  aufgeführt.

Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

$$V_{m,cs,eff} = V_{m,cc} + V_{m,s,eff} \quad (7.27)$$

Dabei ist:

$$V_{m,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{cm}}\right) \cdot b_w \cdot z_{Apo} \quad (7.23)$$

$$V_{m,cs,eff} = (A_{hb}/s_w) \cdot z \cdot f_{ym,eff} \cdot \cot \theta \quad (7.25)$$

$$\text{mit: } f_{ym,eff} = 180 + 5,75 \cdot \sigma_c \leq 300 \text{ N/mm}^2 \quad (7.26)$$

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_c / f_{cm}}{1 - V_{m,cc} / (0,5 \cdot P_{pol})} \leq 3,0 \quad (7.24)$$

Auf Basis der durchgeführten experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen werden für die Bestimmung des oben beschriebenen Traglastkriteriums folgende Bedingungen festgelegt:

Seitliche Betondeckung:  $c_1 \geq 70 \text{ mm}; c_1 \leq 230 \text{ mm}$

Verankerungstiefe:  $h_{sz} \geq 0,5 \cdot e_y; h_{sz} > 126 \text{ mm}$

Verbunddübelgeometrie:  $e_x \geq 120 \text{ mm}; e_x \leq 200 \text{ mm}$

Betonlängsspannung:  $\sigma_c \leq 20 \text{ N/mm}^2$

Dadurch, dass die eingebaute Rückhängebewehrung im Bereich des Stahleinbauteils gestört wird und keine geschlossenen Bügel eingebaut werden können, wird vorgeschlagen, eine Begrenzung der Verbundspannung der Rückhängebewehrung nach Formel (7.28) in Anlehnung an DIN EN 1992-4 [121] bzw. Abschnitt 2.5.4 zu berücksichtigen.

$$N_{Rm,a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bm}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq N_{Rm,re} = A_{s,re} \cdot f_{ym} \quad (7.28)$$

Für die Ermittlung des primären Betonausbruchkegels am bewehrten Bauteil  $P_{pol,theo,m,bew}$  wird somit vorgeschlagen den kleinsten Wert aus  $V_{m,cs,eff}$  und  $N_{Rm,a}$  für die Ermittlung des primären Traglastkriteriums heranzuziehen:

$$P_{pol,theo,m,bew} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{m,cs,eff} \\ N_{Rm,a} \end{array} \right\} \quad (7.29)$$

Die für das Bauteil erforderliche Bewehrung lässt sich nach den folgenden Formeln (7.19) bis (7.21) bestimmen. Der Einbau der Bewehrung wurde im vorherigen Abschnitt 7.2 dargestellt.

Herleitung des statischen Ingenieurmodells für den primären Betonausbruch

Bestimmung der erforderlichen Rückhängebewehrung pro Dübel:

$$\text{erf. } a_{\text{mb}} = \frac{A_{\text{rhb}}}{s_w} \geq \frac{0,5 \cdot P}{f_{\text{ym,eff}} \cdot z \cdot \cot \theta} \quad (7.19)$$

mit:

$$f_{\text{ym,eff}} = 180 + 5,75 \cdot \sigma_c \leq 300 \text{ N/mm}^2$$

$$\cot \theta = 1,0 \text{ für Biegung mit Längszugkraft}$$

oder nach (7.24) mit Berücksichtigung einer Betonlängsspannung

Bestimmung der erforderlichen Ausstanzbewehrung pro Dübel:

$$\text{erf. } A_{\text{po}} \geq \frac{P_{\text{po}}}{f_y} = \frac{0,5 \cdot P}{f_y} \quad (7.20)$$

Bestimmung der erforderlichen Spaltbewehrung pro Dübel:

$$\text{erf. } A_{\text{sp}} \geq \frac{P_{\text{sp}}}{f_y} = 1,25 \cdot \frac{P}{f_y} \cdot \frac{d_{\text{sp}}}{h_{\text{sz}}} \quad (7.21)$$



## **8 Zusammenfassung und weiterer Forschungsbedarf**

### **8.1 Zusammenfassung**

In dieser Arbeit wird die Verankerung mit klothoidenförmigen Betondübeln in wandartigen Bauteilen experimentell und numerisch untersucht sowie basierend auf den Ergebnissen ein Ingenieurmodell hergeleitet. Der Forschungsbedarf entstand während eines Forschungsvorhabens zur Entwicklung eines Hybridturms für Windenergieanlagen. Bei Hybridtürmen besteht der untere Teil aus einem vorgespannten Stahlbetonturm, welcher aus Betonfertigteilen auf der Baustelle segmentweise zusammengesetzt und errichtet wird. Der obere Teil ist ein Stahlrohrturm, welcher das Maschinenhaus mit Nabe und Rotorblätter trägt und die Lasten über einen Adapterring in den Betonturm und weiter in das Fundament überträgt. Um eine Gewichtsreduktion und eine schnelle Montagezeit zu erreichen, wurde für den unteren Teil ein Betonturm aus vorgespannten Eckelementen und einem dazwischenliegenden Stahlfachwerk entwickelt. Die Eckelemente können in Serie gefertigt und über Stahlträger entsprechend dem Turmverlauf modular zusammengesetzt werden. Um dieses Stahlfachwerk mit den Eckelementen kraftschlüssig zu verbinden, wurde auf Grund der hohen dynamischen Belastungen an Windenergieanlagen und unter Berücksichtigung der Kerbfallklassen eine Verankerungslösung aus klothoidenförmigen Betondübeln entwickelt. Diese Betondübel werden als Ausnehmungen in die Flansche der Stahlträger geschnitten. Durch die Betonage werden die Ausnehmungen mit Beton gefüllt, bilden eine kraftschlüssige Verdübelung und sichern so den Verbund zwischen Stahlträger und Betonelement. Diese punktuelle Verankerung mit Betondübeln wurde in vorherigen Forschungsarbeiten noch nicht untersucht. Einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat dabei die seitliche Betondeckung des Stahlfachwerks.

Zur Untersuchung der Verankerung wird zunächst in Kapitel 2 dieser Arbeit eine ausführliche Literaturrecherche über Verbunddübel, Betondübel und allgemeine Verankerungen aus der Befestigungstechnik durchgeführt. Dabei werden aktuelle Normen, Forschungsarbeiten und die entwickelten Nachweiskonzepte beschrieben.

Das dritte Kapitel beschreibt die Vorgehensweise dieser Arbeit und die Entwicklung eigener Versuchskörper. Zur Voruntersuchung und Beschreibung der Versagenskriterien wird eine erste Parameterstudie mit Hilfe numerischer Berechnungen durchgeführt. In Kapitel 4 werden die experimentellen Untersuchungen und die verwendeten Messsysteme vorgestellt. Insgesamt werden in dieser Arbeit 9 statische Push-Out-Versuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1 [79] sowie 11 eigens entwickelte statische Pull-Out-Versuche und 2 Push-Out-Versuche an wandartigen Bauteilen durchgeführt.

Mit Hilfe der durchgeführten Experimente werden im fünften Kapitel die numerischen Berechnungen validiert sowie die durchgeführten Parameterstudien, die gewählten Randbedingungen und Materialeigenschaften vorgestellt. Dafür wird zunächst das verwendete nichtlineare FE-Programm mit den verwendeten Materialmodellen ausführlich beschrieben und die eigene Modellbildung erläutert. Der Vergleich der Simulationen mit den Experimenten ergibt eine sehr gute Näherung, sodass auf dieser Grundlage in Kapitel 6 theoretische Überlegungen zu den Kraftverläufen und den

Traglastkriterien im Bauteil aufgestellt werden. Dabei werden der Betonkantenbruch, der kegelförmige Betonausbruch und das Versagen der Rückhängebewehrung näher untersucht sowie mit vorhandenen Ingenieurmodellen und Nachweiskonzepten gegenübergestellt. Es stellt sich heraus, dass die aufgeführten Ingenieurmodelle und Nachweisverfahren große Abweichungen zu den Ergebnissen der eigenen Experimente aufweisen und daher nicht auf die Verankerung mit Betondübeln übertragen werden können. Die Ansätze dieser Modelle stammen überwiegend aus der Befestigungstechnik und sollen zunächst als Grundlage herangezogen werden. Es kann beobachtet werden, dass ein Betonausbruch bei den dünnwandigen Stahlbetonbauteilen im Pull-Out Versuch als primäres Traglastkriterium anzusehen ist und die Erstrissbildung der Bauteile bestimmt.

Mit Hilfe der zuvor ermittelten Kräfteverläufe und den theoretischen Überlegungen wird in Kapitel 7 ein Ingenieurmodell für den primären Betonausbruch hergeleitet und die folgenden Parameter in die Modellbildung miteinbezogen:

- die Biegezugfestigkeit des Betons
- die Verankerungstiefe des Stahldübels
- die seitliche Betondeckung des Stahldübels
- die Dübelgeometrie
- eine Betonlängsspannung
- die Bewehrungsführung

Durch die experimentellen Untersuchungen und weiteren numerischen Parameterstudien am validierten Modell wird eine empirische Formel hergeleitet. Diese Formel beschreibt das Lastabtragungsmodell zur Ermittlung des primären Betonausbruchs auf Mittelwertniveau an einem unbewehrten Bauteil. Der primäre Betonausbruch stellt zwar noch nicht die maximale Tragfähigkeit der Konstruktion dar, ist aber als entscheidender Risszustand zu betrachten und ist für die Auslegung der Tragfähigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung heranzuziehen. Durch eine sinnvolle Bewehrungswahl kann eine Steigerung der Erstrissbildung erreicht werden. Ein modifizierter Querkraftnachweis nach DIN EN 1992-1 [175] erzielt für die Ermittlung des primären Betonausbruchs am bewehrten Bauteil eine sehr gute Näherung. Auf dessen Basis wird ein Vorschlag zur Bestimmung der erforderlichen Ausstanz-, Rückhänge- und Spaltbewehrung für die vorgestellte Verankerung erarbeitet.

## **8.2 Weiterer Forschungsbedarf**

Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Einfluss auf die Tragfähigkeit einer Verankerung mit klothoidenförmigen Ausnehmungen als Betondübel mit Hilfe experimenteller Untersuchungen und numerischer Berechnungen untersucht. In den durchgeführten Experimenten wurde ein Betonausbruch als primäres Traglastkriterium identifiziert, analysiert und ein Ingenieurmodell hergeleitet. Um ein Bemessungsmodell zu erstellen, sollte das experimentelle Versuchsprogramm erweitert und die gewonnenen Erkenntnisse der durchgeführten numerischen Berechnungen mit Experimenten bestätigt werden. Aus den bereits gewonnenen Messdaten wurden theoretische Überlegungen als Grundlage für weitere Forschungsarbeiten aufgestellt.

Nach Abschluss der primären Rissbildung (primärer Betonausbruch) stellt sich in den durchgeführten Experimenten ein sekundärer kegelförmiger Betonausbruch als weiteres Traglastkriterium ein, welcher die maximale Tragfähigkeit der Experimente widerspiegelt. Zur Untersuchung der maximalen Tragfähigkeit sind verschiedene äußere Einflüsse wie die Zug- bzw. Druckkraft parallel zum Stahleinbauteil oder die Störung des Stahleinbauteils auf den Ausbruchkegel sowie die Querrisse durch Biegebelastung und den primären Betonausbruch durch weitere Versuchsprogramme systematisch zu untersuchen. Es ist zu überprüfen, ob durch weitere Experimente die Herleitung des charakteristischen Widerstands eines Befestigungselementes mit klothoidenförmigen Betondübeln zur Ermittlung eines Bezugswertes für den ungestörten Ausbruchkegel in Anlehnung an DIN EN 1992-4 [121] sinnvoll ist.

Im Bereich der Lasteinleitung zeigte sich, dass durch die punktuelle Verankerung des Stahleinbauteils eine geringfügige Verschiebung des „Hot-Spots“ im Stahldübel im Vergleich zu den in der Literatur vorgestellten Experimenten auftritt. Durch eine Verschiebung des maximalen Spannungspunktes können abweichende Spannungsspitzen und somit auch abweichende Tragfähigkeiten für den Stahldübel entstehen, weshalb die Nachweisführung nach der geltenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu konservativen Ergebnissen führt. Aus diesem Grund wird empfohlen die Spannungsverteilung im Stahldübel mit Hilfe von z.B. faseroptischen Messsystemen in Kombination mit numerischen Berechnungen detaillierter zu untersuchen und das vorhandene Bemessungsmodell zu modifizieren.

In dieser Arbeit wurden zwei Push-Out-Versuche am dünnwandigen Bauteil durchgeführt, bei welchen sich ein lokaler Ausbruch im Bereich des Betondübels, der sogenannte „Pry-Out“, einstellt. Dieses Traglastkriterium wurde nicht weiter untersucht. Es ist davon auszugehen, dass die Betondeckung des Stahldübels der maßgebende Parameter für den Pry-Out ist und entsprechend durch eine Parameterstudie mit hoher Druckbelastung zu überprüfen ist.

Ein weiterer Forschungsschwerpunkt für Verankerungen mit Betondübeln ist der Einsatz mehrerer hintereinanderliegender Ausnehmungen, um die Tragfähigkeit weiter zu steigern. Dabei gilt es zu untersuchen, wie sich das Tragverhalten in Reihe geschalteter Betondübel verhält und wie sich die dem Betonrand weiter entfernten Betondübel am Lastabtrag beteiligen.

Um als Stahlfachwerk an dem vorgestellten Hybridturm für Windenergieanlagen eingesetzt zu werden, sind neben den reinen statischen Traglastmodellen für die Verankerung auch dynamische Untersuchungen und dynamische Bemessungskonzepte aufzustellen. Dies gilt sowohl für den Stahldübel als auch für den umliegenden Beton inklusive Bewehrungsführung. Auch sind bei der Verwendung dieser Verbindung als Fachwerk in einem Turm für Windenergieanlagen die Auswirkungen von horizontal wirkenden Belastungen aus Winddruck und -sog sowie den vertikalen Belastungen aus Eigengewicht und Vorspannung des Turms auf den Knotenpunkt zu untersuchen.

### **8.3 Danksagung**

Die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen wurden im Rahmen eines Forschungsprojekts an der Technischen Hochschule Mittelhessen in Zusammenarbeit

### Zusammenfassung und weiterer Forschungsbedarf

---

mit dem Oberhessischen Spannbetonwerk GmbH (Nidda) entwickelt. Das Projekt (FKZ 03FH012IX4) wurde im Rahmen des Programmes „Forschung an Fachhochschulen“ des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert, denen an dieser Stelle herzlichst gedankt sei.

## Literatur

- [1] *Koob, M., Minnert, J., Walther, M.*: Hybridfachwerk - Entwicklung eines innovativen Hybridfachwerks durch ressourcenschonenden Materialeinsatz (HYFA) : Qualifizierung von Ingenieurernachwuchs an Fachhochschulen im Programm "Forschung an Fachhochschulen", Förderrunde 2014 : Abschlussbericht : Laufzeit des Vorhabens: 01.10.2014-30.09.2019. [Gießen]: Technische Hochschule Mittelhessen (2019)
- [2] *Minnert, J., Wagenknecht, G.*: Verbundbau-Praxis. Berechnung und Konstruktion nach Eurocode 4
- [3] *Muess, H., Sauerborn, N., Schmitt, J.*: Höhepunkte im modernen Verbundbau – eine beispielhafte Entwicklungsgeschichte. Stahlbau 73 (2004), S. 791–800
- [4] *Wurzer, O.*: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln 1997
- [5] *Andrä, H.-P.*: Neuartige Verbundmittel für den Anschluß von Ort betonplatten an Stahlträger. Beton- und Stahlbetonbau 80 (1985), S. 325–328
- [6] *Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.-P., Harre, W.*: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987), S. 325–331
- [7] *Brendel, I.*: Kombi- Dübelleiste (27.10.1988)
- [8] *Bode, H., Schanzenbach, J.*: Untersuchung eines neuartigen Stahlverbundträgers mit geschweißtem T-förmigem Stahlträger und mit Stegaussparungen als Verbundmittel 1987
- [9] *Kraus, D., Wurzer, O.*: Versuche zum Verbundverhalten von Perfbondleisten mit Lochdurchmessern von 100 mm. Versuchsbericht (nicht veröffentlicht) September 1992
- [10] *Feldmann, M., Gündel, M., Kopp, M., Hegger, J., Gallwoszus, J., Heinemeyer, S., Seidl, G., Hoxer, O.*: P804: Neue Systeme für Stahlverbundbrücken - Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln. New systems for composite bridges - prefabricated composite girders of high strength materials and innovative shear connectors. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges. mbH
- [11] *Seidl, G., Carrasco, C. H., Farhang, A., Ikäheimonen, J., Nüsse, G., Hoyer, O., Zanon, R., Popa, N., Lorenc, W., Rowiński, S., Kożuch, M., Franssen, J.-M., Fohn, T.*: D767: Brücken mit Verbunddübelleisten - Leitfaden. RFCS Forschungsprojekt PRECO+ = Composite dowels in bridges - design guide. Düsseldorf: FOSTA, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V 2012
- [12] *Harre, W., Völkel, G.*: Versuche zum Verbundtragverhalten von Lochleisten. Prüfungsbericht II.2-15181. nicht veröffentlicht. Stuttgart 02.05.1988
- [13] *Johne, H., Kind, S., Wapenhans, W.*: Verbundträger (1988)
- [14] *Macháček, J., Studnicka, J.*: Stahlbetonverbundträger mit Perfbond-Leiste. Stahlbau 68 (1999), S. 9–14

- [15] *Macháček, J., Studnicka, J.*: Perforated shear connectors. *Steel and Composite Structures* 2 (2002), S. 51–66
- [16] *Song, J.*: Dissertation: Untersuchung der Anrißlebensdauer von Betondübeln mit Hilfe des Örtlichen Konzepts. Darmstadt 2002
- [17] *Reitz, D.*: Dissertation: Grundlagen zur Bemessung der Perfobondleiste als duktilen Verbundmittel. Darmstadt 2003
- [18] *Veríssimo, G. S., Paes, J., Valente, I., Cruz, P., Fakury, R. H.*: Design and experimental analysis of a new shear connector for steel and concrete composite structures. In: Cruz, P. J. S., Frangopol, D. M. (Hg.): *Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost. Proceedings of the Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Porto, Portugal, 16 - 19 July 2006*. London: Taylor & Francis
- [19] *Gündel, M., Dürr, A., Hauke, B., Hechler, O.*: Zur Bemessung von Lochleisten als duktile Verbundmittel in Verbundträgern aus höherfesten Materialien. *Stahlbau* 78 (2009), S. 916–924
- [20] *Brendel, I.*: *Stahlverbundträger* (01.02.1985)
- [21] *Bode, H., Künzel, R.*: Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Verbundmittels mit schwalbenschwanzförmigen Stegausehnehmungen als Verbundmittel 1988
- [22] *Bode, H., Schanzenbach, J.*: Untersuchung eines neuartigen Stahlverbundträgers mit geschweißtem T-förmigem Stahlträger und mit Stegausehnehmungen als Verbundmittel 1987
- [23] *Bode, H., Sauerborn, N.*: Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit sägezahnartig ausgeschnittenem und an den Zahnsitzen tordiertem Steg Mai 1988
- [24] *Bode, H., Sauerborn, N.*: Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit sägezahnartig ausgeschnittenem und an den Zahnsitzen tordiertem Steg. Versuchsserie 2 als Ergänzung zum Untersuchungsbericht 3/88 November 1988
- [25] *Zapfe, C.*: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte 2001
- [26] *Lechner, T.*: Dissertation: Zur Anwendung von Verbunddübeln in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton. !!! Dokument liegt auf OneDrive !!! 2018
- [27] *Hegger, J., Sedlacek, G., Döinghaus, P., Trumpf, H.*: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton. *Stahlbau* 70 (2001), S. 436–446
- [28] *Hegger, J., Döinghaus, P., Sedlacek, G., Trumpf, H.*: P486 – Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton. Forschungsbericht P486 2003

- [29] *Mangerig, I., Zapfe, C., Nothhaft, R.*: Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln mit neuartiger, herstellungsfreundlicher Ausnehmungsgeometrie. Versuchsbericht, Arcelor Long Commercial. (nicht veröffentlicht). München 07/2003
- [30] *Schmitt, V., Seidl, G., Hever, M., Zapfe, C.*: Verbundbrücke Pöcking–Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. Stahlbau 73 (2004), S. 387–393
- [31] *Seidl, G.*: Dissertation: Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders. Raport serii PRE nr. 4/2009 2009
- [32] *Mangerig, I.*: Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln mit optimierter Ausnehmungsgeometrie. Versuchsbericht, ArcelorMittal Commercial Long + Schmitt Stumpf Frühauf. (nicht veröffentlicht) 12/2004
- [33] *Jurkiewicz, B., Hottier, J. M.*: Static behaviour of a steel–concrete composite beam with an innovative horizontal connection. Journal of Constructional Steel Research 61 (2005), S. 1286–1300
- [34] *Seidl, G., Braun, A.*: VFT-WIB-Brücke bei Vigaun - Verbundbrücke mit externer Bewehrung. Stahlbau 78 (2009), S. 86–93
- [35] *Fink, J., Petraschek, T.*: Neubau der Straßenbrücke Vigaun. Versuchsbericht Teil I und 11 der TU Wien im Auftrag der Österreichischen Bundesbahnen + Schmitt Stumpf Frühauf und Partner. (nicht veröffentlicht) 10/2006
- [36] *Fink, J., Petraschek, T.*: Tragmodelle zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit des Kronendübel als neuartiges Verbindungsmittel im Verbundbau. Stahlbau 76 (2007), S. 761–770
- [37] *Petraschek, T.*: Dissertation: Modelle zur Vorhersage des Tragvermögens eines Kronendübel als alternativer Schubverbinder. Wien 2008
- [38] *Feldmann, M., Hegger, J., Hechler, O., Rauscher, S.*: P621: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges 2007
- [39] *Berthelley, J., Seidl, G.*: La connexion et les poutres PRÉCO. une solution économique pour les petites portées, objet d'un programme de recherche européen. Bulletin Ouvrages d'Art du CTOA du Sétra März 2007 (2007), S. 22–27
- [40] *Lorenc, W.*: Boundary approach in shape study of composite dowel shear connector. Archives of Civil and Mechanical Engineering 9 (2009), S. 55–66
- [41] *Lorenc, W.*: The design concept for the steel part of a composite dowel shear connection. Entwurf aus 2009. Steel Construction 9 (2016), S. 89–97
- [42] *Hechler, O., Berthelley, J., Lorenc, W., Seidl, G., Viefhues, E.*: Continuous Shear Connectors in Bridge Construction. (veröffentlicht in 2012). In: Leon, R. T., Perea, T., Rassati, G. A., Lange, J. (Hg.): International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete 2008, S. 78–91

- [43] *Lorenc, W.*: Dissertation: The design concept for the steel part of composite dowel shear connection in steel-concrete composite structures. Breslau, Polen 2011
- [44] *Berthelley, J., Lorenc, W., Mensinger, M., Ndogmo, J., Seidl, G.*: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 2: Ermüdungsverhalten. Stahlbau 80 (2011), S. 256–267
- [45] *Berthelley, J., Lorenc, W., Mensinger, M., Rauscher, S., Seidl, G.*: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung. Stahlbau 80 (2011), S. 172–184
- [46] *Mensinger, M.*: Gutachterliche Stellungnahme G 1008 Low Cost Bridge: Beurteilung der Konzepte zum Nachweis der statischen Tragfähigkeit und der Ermüdungssicherheit der Verdübelung der externen Bewehrung des neuartigen Brückentyps "Low Cost Bridge". (nicht veröffentlicht). München 2010
- [47] *Seidl, G., Mensinger, M., Koch, E., Hugle, F.*: Eisenbahnüberführung Simmerbach - Pilotprojekt in VFT-Rail-Bauweise mit externer Bewehrung. Stahlbau 81 (2012), S. 100–107
- [48] *Mensinger, M., Luo, G., Näßl, A., Feldmann, M., Kopp, M., Seidl, G., Stambuk, M.*: Bewehrungselemente für Brücken in Verbundbauweise. Reinforcement elements for composite bridges. Forschungsbericht P967 2019
- [49] *Seidl, G., Viefhues, E., Berthelley, J., Mangerig, I., Wagner, R., Lorenc, W., Kożuch, M., Franssen, J.-M., Janssen, D., Ikäheimonen, J., Lundmark, R., Hechler, O., Popa, N.*: Final Report: Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission. (PRECO-BEAM) 2013
- [50] *Seidl, G., Zanon, R., Poa, N., Lorenc, W., Rowiński, S., Kożuch, M., Franssen, J.-M., Fohn, T., Quinchia, J. P., Carrasco, C. H., Farhang, A., Nüsse, G.*: Design Guide PrecoBeam. Prefabricated Enduring Composite Beams based on innovative Shear Transmission März 2013
- [51] *Abramski, M., Friedrich, T., Kurz, W., Schnell, J.*: Tragwirkung von Betondübeln für Sandwich-Verbunddecken mit großen Stegöffnungen. Stahlbau 79 (2010), S. 248–258
- [52] *Heinemeyer, S.*: Dissertation: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten 2011
- [53] *Wiese, S.*: Dissertation: Zum Tragverhalten der neuartigen Verbundmittel "Stahlschare" für den filigranen Stahl-Beton-Verbundbau. Kaiserslautern 2013
- [54] *Gallwoszus, J.*: Dissertation: Zur Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübeln 2015
- [55] *Broschart, Y., Gajda, J., Kurz, W.*: Untersuchungen zum Tragverhalten randnaher Verbunddübeln. Stahlbau 87 (2018), S. 438–445
- [56] *German Institute for Building Technology*: Perfobondleiste. General Building Approval. Z-26.1-23 (22. Juli 1991)

- [57] *Deutsches Institut für Bautechnik*: Perfobondleiste. Zulassung. Z-26.4-38 (07. Juni 2000)
- [58] *Bode, H., Künzel, R.*: Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Verbundmittels mit Zahndübeln als Verbundmittel. 3. Teilerie, Bemessungswerte für große Zahndübel 1989
- [59] *German Institute for Building Technology*: Kombi - Verdübelung. General Building Approval. Z-26.4-39 (6. Juni 2000)
- [60] *Bode, H., Künzel, R.*: Zum Tragverhalten des neuartigen Verbundmittels der Fa. Kombi-Tragwerk-GmbH. Gutachterliche Stellungnahme zur Vorlage beim Institut für Bautechnik in Berlin. nicht veröffentlicht November 1988
- [61] *Friedrich, T.*: Betondübel zur Verbindung von Betonschalen (07.04.2009)
- [62] *Gajda, J., Kurz, W.*: Untersuchungen an randnahen Betondübeln. [http://referenzen.frehner-consulting.de/575\\_dast2012/files/assets/basic-html/page91.html](http://referenzen.frehner-consulting.de/575_dast2012/files/assets/basic-html/page91.html), 27.02.2018
- [63] *Gajda, J., Kurz, W.*: Tragverhalten randnaher Betondübel unter Längsschubbeanspruchung. *Stahlbau* 82 (2013), S. 636–642
- [64] *Friedrich, T., Kornadt, O., Kurz, W., Schnell, J.*: Entwicklung eines weitgespannten Sandwichdeckensystems mit integrierter Haustechnik in Verbundbauweise. *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), S. 678–688
- [65] *Schnell, J., Kohlmeyer, C., Wolbring, M.*: Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen. [Abschlussbericht zum Forschungsprojekt] ; [Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung]. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verl. 2014
- [66] *Broschart, Y., Kurz, W., Wolters, K., Christou, G., Claßen, M.*: Einflussfaktoren auf das Tragverhalten randnaher Verbunddübelnleisten. *Bauingenieur* (2019), S. 199–205
- [67] *Broschart, Y., Kurz, W.*: Untersuchungen zu Verbundträgern mit randnahen Verbunddübelnleisten. *Stahlbau* 88 (2019), S. 892–899
- [68] *Broschart, Y.*: Dissertation: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelnleisten. Kaiserslautern 2020
- [69] *Heinemeyer, S., Gallwoszus, J., Hegger, J.*: Verbundträger mit Puzzleleisten und hochfesten Werkstoffen. *Stahlbau* 81 (2012), S. 595–603
- [70] *Kraus, D., Wurzer, O.*: Versuche zur Kombi-Verdübelung mit Lochdurchmessern von 100 mm. Versuchsbericht (nicht veröffentlicht) Juli 1994
- [71] *Lorenc, W.*: Concrete failure of composite dowels under cyclic loading during full-scale tests of beams for the “Wiarna Rzeki” bridge. *Engineering Structures* 209 (2020), S. 110199

- [72] Seidl, G., Stambuk, M., Lorenc, W., Kołakowski, T., Petzek, E.: Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau – Bauweisen mit Verbunddübelleisten. Stahlbau 82, S. 510–521
- [73] Kožuch, M., Lorenc, W.: The behaviour of clothoid-shaped composite dowels: Experimental and numerical investigations. Journal of Constructional Steel Research 167 (2020), S. 105962
- [74] Feldmann, M., Möller, F., Möller, S., Collin, P., Hällmark, R., Kerokoski, O.: Composite bridges with prefabricated decks (ELEM). Final report. Luxembourg: Publications Office of the European Union 2013
- [75] Hegger, J., Claßen, M., Feldmann, M., Pyschny, D., Schaumann, P., Weisheim, W., Bohne, D., Hargus, S.: P879 - Integrierte und nachhaltigkeitsorientierte Deckensysteme im Stahl- und Verbundbau. Forschungsbericht P879 2016
- [76] Feldmann, M., Kopp, M., Hegger, J., Claßen, M.: P1097 - Praxisreifes, integriertes Deckensystem für den Stahl- und Verbundbau. Forschungsbericht P1097 2016
- [77] Kopp, M., Christou, G., Stark, A., Hegger, J., Feldmann, M.: Integriertes Deckensystem für den Stahl und Verbundbau. Stahlbau 87 (2018), S. 136–148
- [78] German Institute for Building Technology: Verbunddübelleisten. General Building Approval. Z-26.4-56 (13. Mai 2013)
- [79] DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. DIN EN 1994-1-1 (Dezember 2010)
- [80] Wolters, K., Kopp, M., Feldmann, M.: Entwicklung eines neuen Single-Push-Out-Versuchsstands zur zyklischen Untersuchung der Verbunddübelleiste. Stahlbau 86 (2017), S. 1098–1105
- [81] Claßen, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau 2016
- [82] Deutsches Institut für Bautechnik: Verbunddübelleisten. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Z-26.4-56 (Geltungsdauer vom 13. Mai 2013 bis 13. Mai 2018)
- [83] Claßen, M., Hegger, J.: Ausstanzen von Verbunddübelleisten im gerissenen Beton. Stahlbau 86 (2017), S. 256–268
- [84] Claßen, M., Hegger, J.: Modelle für das nichtlineare Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten mit Ausstanzversagen. Stahlbau 86 (2017), S. 459–469
- [85] Claßen, M., Herbrand, M., Stark, A.: Dübelkennlinien von Verbunddübelleisten mit Stahlversagen. Bauingenieur (Juni 2017), S. 237–244

- [86] *Claßen, M., Hegger, J.*: Ausstanzmodell mit Rissreibung für Verbundübelleisten im gerissenen Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), S. 155–166
- [87] *Claßen, M., Adam, V., Kueres, D., Hegger, J.*: Zug-Schub-Interaktion von puzzelförmigen Verbundübelleisten. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), S. 334–345
- [88] *Christou, G., Claßen, M., Hegger, J.*: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Verbundübelleisten in einem neuen Versuchsstand. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbau, DAST-Forschungskolloquium, DAST-Kolloquium, DAST-Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (Hg.): 110 Jahre DAST und 21. DAST-Forschungskolloquium an der Technischen Universität Kaiserslautern. Technische Universität Kaiserslautern. Düsseldorf: Deutscher Ausschuss für Stahlbau DAST, S. 164–169
- [89] *Christou, G., Ungermann, J., Kevin Wolters, Josef Hegger, Martin Claßen*: Ermüdung von Verbundübelleisten – experimentelle Untersuchungen. *Stahlbau* (2020)
- [90] *Christou, G., Ungermann, J., Wolters, K., Hegger, J., Claßen, M.*: Ermüdung von Verbundübelleisten. Analyse und Modellentwicklung. *Beton- und Stahlbetonbau* (2020)
- [91] *Fischer, O., Lechner, T., Mensinger, M., Ndogmo, J., Seidl, G., Stambuk, M.*: Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau. Abschlussbericht. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag 2014
- [92] *Braun, M., Hechler, O., Obiala, R.*: Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. *Stahlbau* 83 (2014), S. 302–308
- [93] *Deutsches Institut für Bautechnik*: Stahlverbundträger mit Verbundübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Z-26.4-56 (Geltungsdauer vom 14. Mai 2018 bis 14. Mai 2023)
- [94] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.*: Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. Richtlinie. Berlin: Beuth (März 1981)
- [95] *Deutsches Institut für Bautechnik*: Perfobondleiste. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Z-26.1-23 (22. Juli 1991)
- [96] *Wagner, R.*: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Betondübeln in vorwiegend ruhend und nicht ruhend beanspruchten Konstruktionen. *Stahlbau* 80 (2011), S. 250–255
- [97] *Mangerig, I., Wagner, R., Burger, S., Wurzer, O., Zapfe, C.*: Zum Einsatz von Betondübeln im Verbundbau (Teil 1) - Ruhende Beanspruchung. *Stahlbau* 80 (2011), S. 885–893

- [98] Hauke, B., Gündel, M.: Aperture Plates as ductile Shear Connectors for high performance Composite Members. In: Eligehausen, R., Fuchs, W. (Hg.): Connections between steel and concrete. Stuttgart, Germany, September 4th - 7th, 2007 ; [2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete ; proceedings. Stuttgart: ibidem-Verl., S. 1391–1400
- [99] Eligehausen, R., Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Berlin: Ernst & Sohn 2000
- [100] CEB-FIP Model Code 1990. Design Code. London: T. Telford 1993
- [101] Leonhardt, F., Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 2 Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg 1986
- [102] Vecchio, F. J., Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. American Concrete Institute Journal (1986), S. 219–231
- [103] DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung;. DIN EN 1993-1-9:2005 + AC:2009 (Dezember 2010)
- [104] Wolters, K., Kopp, M., Feldmann, M.: Zum Einsatz von Verbunddübeln im Hoch- und Brückenbau. Praxisbeispiele und Bemessung nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung. Konstruktiver Ingenieurbau 01-2018 (2018), S. 36–40
- [105] Deutsches Institut für Bautechnik: Kombi - Verdübelung. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Z-26.4-39 (6. Juni 2000)
- [106] Deutsches Institut für Bautechnik: Perfobondleiste. Zulassung. Z-26.4-38 (28. März 2007)
- [107] Deutsches Institut für Bautechnik: Verbunddübeln. Zulassung. Z-26.4-56 (13. Mai 2013)
- [108] Kurz, W., Kuhlmann, U.: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau (nicht veröffentlicht). DAST/AiF-Forschungsvorhaben IGF-Nr. 17654 - Abschlussbericht
- [109] Meiswinkel, R., Meyer, J., Schnell, J.: Bautechnik im Kernkraftwerksbau. In: Bergmeister, K. (Hg.): Beton-Kalender 2011. Kraftwerke, Faserbeton. Berlin: Ernst & Sohn, S. 343–432
- [110] Fuchs, W., Eligehausen, R.: Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90, 6–9; 38-44; 73-76
- [111] Deutsches Institut für Bautechnik: Bemessungsverfahren für Dübel zur Verankerung im Beton. Berlin (Juni 1993)

- [112] *EOTA - European Organisation for Technical Assessment: ETAG 001 - Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton. Anhang A - Anhang C (Anhang A 2013; Anhang B 2013; Anhang C 2010)*
- [113] *Pregartner, T.: Bemessung von Befestigungen in Beton. Einführung mit Beispielen. Berlin: Ernst & Sohn a Wiley company 2009*
- [114] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton - Teil 4-1: Allgemeines. DIN CEN/TS 1992-4-1:2009 (August 2009)*
- [115] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton - Teil 4-4: Dübel - Mechanische Systeme. DIN CEN/TS 1992-4-4:2009 (August 2009)*
- [116] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton - Teil 4-5: Dübel - Chemische Systeme. DIN CEN/TS 1992-4-5:2009 (August 2009)*
- [117] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton - Teil 4-2: Kopfbolzen. DIN CEN/TS 1992-4-2:2009 (August 2009)*
- [118] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton - Teil 4-3: Ankerschienen. DIN CEN/TS 1992-4-3:2009 (August 2009)*
- [119] *Sippel, T. M.: Befestigungen im Bestand und Bemessung nach der neuen EN 1992-4. Konstruktiver Ingenieurbau (2019), S. 63–69*
- [120] *Fuchs, W., Eligehausen, R., Hofmann, J.: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. Beton- und Stahlbetonbau (2019)*
- [121] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. DIN EN 1992-4 (April 2019)*
- [122] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. DIN EN 1992-4/NA (April 2019)*
- [123] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. Heft 615 2019*
- [124] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. DIN EN 1993-1-8:2008 + AC:2009 (Dezember 2010)*
- [125] *Berger, W.: Dissertation: Trag- und Verschiebungsverhalten sowie Bemessung von Kopfbolzenverankerungen mit und ohne Rückhängebewehrung unter Zuglast. Stuttgart 2015*

- [126] *Kuhlmann, U., Hofmann, J., Wald, F., da Silva, L., Krimpmann, M., Sauerborn, N., et al.*: New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INFASO). Final Report. EUR 25100 EN 2012
- [127] *Kuhlmann, U., Hofmann, J., Wald, F., Ruopp, J., Sharma, A., Becková, S., Schwarz, I., Silva, L. S. D., Gervásio, H., Gentili, F., Krimpmann, M., van Kann, J., Dehan, V.*: Handbuch. I, Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton (Infaso). Design manual. I, Design of steel-to-concrete joints: Universität Stuttgart 2015
- [128] *Kuhlmann, U., Hofmann, J., Wald, F., Ruopp, J., Sharma, A., Becková, S., Schwarz, I., Silva, L. S. D., Gervásio, H., Gentili, F., Krimpmann, M., Kann, J. v., Dehan, V.*: Handbuch. II, Anwendung in der Praxis von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton (Infaso). Design manual. II, Design of steel-to-concrete joints: Universität Stuttgart 2015
- [129] *Rybinski, M.*: Dissertation: Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung 2014
- [130] *Kuhlmann, U., Rybinski, M.*: P722 – Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln in stabförmigen Bauteilen. Forschungsbericht P722 2007
- [131] *Sawade, G.*: Dissertation: Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton. Stuttgart 1994
- [132] *Ožbolt, J.*: Massstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Zugl.: Stuttgart, Univ., Habil.-Schr., 1995. Stuttgart: Inst. für Werkstoffe im Bauwesen 1995
- [133] *Fromknecht, S., Odenbreit, C., Dorka, U.*: Versuche zur Tragfähigkeit von Ankerplatten mit einbetonierten Kopfbolzendübeln in schmalen Stahlbetonstützen. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), S. 362–370
- [134] *Deutsches Institut für Bautechnik*: Nelson-Kopfbolzen. Europäische Technische Zulassung. ETA-03/0041 (Geltungsdauer von 2003)
- [135] *Deutsches Institut für Bautechnik*: KÖCO-Kopfbolzen. Europäische Technische Zulassung. ETA-03/0039 (Geltungsdauer von 2003)
- [136] *Lichtenberger, R.*: Limes - Kompetenz in kamerabasierten Messsystemen. <http://www.limes.com/de/component/jdownloads/send/12-q400/5-q400-flyer-deutsch>, 11.04.2018
- [137] *Dantec Dynamics GmbH*: ISTR4 4D Software Manual Q-4xx System 18.01.2016
- [138] *Jesse, F., Kutzner, T.*: Praktische Anwendung der digitalen Photogrammetrie in der Bautechnik – Einfluss wesentlicher Systemparameter und erreichbare Messgenauigkeit: 7. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, Dresden
- [139] *Hampel, U.*: Dissertation: Photogrammetrische Erfassung der Verformungs- und Rissentwicklung bei baumechanischen Untersuchungen 2008

- [140] *Döring, H., Habel, W., Lienhart, W., Schwarz, W.*: Faseroptische Messverfahren: Springer Berlin Heidelberg.  
[http://link.springer.com/referenceworkentry/10.1007/978-3-662-46900-2\\_22-1/fulltext.html](http://link.springer.com/referenceworkentry/10.1007/978-3-662-46900-2_22-1/fulltext.html) (2016)
- [141] *Samiec, D.*: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. *Photonik* (2011), S. 34–37
- [142] fib Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne, Switzerland: Ernst & Sohn, a Wiley brand 2013
- [143] *sia - schweizerischer ingenieur-und architektenverein*: Betonbauten - Materialprüfung. SIA 162/1. Zürich: Schweizerischen Normen-Vereinigung.  
[http://shop.sia.ch/normenwerk/ingenieur/162-1\\_1989\\_d/D/Product](http://shop.sia.ch/normenwerk/ingenieur/162-1_1989_d/D/Product) (07.07.1989)
- [144] *Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J.*: ATENA Program Documentation Part 1: Theory. Prague 26. Januar 2018
- [145] *Červenka, J., Jendele, L.*: ATENA Program Documentation Part 6: ATENA Input File Format. Prague 31. Januar 2018
- [146] *Peter, A.*: Entwicklung, Herstellung und Prüfung von Auszugsversuchen mit Betondübeln für das Forschungsprojekt HYFA. Masterthesis (nicht veröffentlicht) August 2016
- [147] *Bigaj, A. J.*: PhD Thesis: Structural dependence of rotation capacity of plastic hinges in RC beams and slabs 1999
- [148] *Červenka, J., Papanikolaou, V. K.*: Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity* (2008), S. 2192–2220
- [149] *Rankine, W. J. M.*: A manual of applied mechanics.  
<https://archive.org/details/manualappmecha00rankrich/page/n11>, 25.02.2019
- [150] *Menétrey, P., Willam, K. J.*: Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization. *ACI Structural Journal* 92 (1995), S. 311–318
- [151] *Drucker, D. C., Prager, W.*: Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design. *Quarterly of Applied Mathematics* (1952), S. 157–165
- [152] *Speck, K.*: Dissertation: Beton unter mehraxialer Beanspruchung. Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung Januar 2008
- [153] *Borst, R.* de: Non-linear analysis of frictional materials.  
<https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid%3Ad52ac7f8-d56f-4e0c-ab14-455ed02fcffe/datastream/OBJ/download> (1986)
- [154] *Wilkins, M. L.*: Calculation of elastic-plastic flow: Livermore, CA 1963
- [155] *Wilkins, M. L.*: Calculation of elastic-plastic flow. *Methods of Computational Physics* (1964), S. 211–263

- [156] *Bažant, Z. P., Oh, B. H.*: Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Construction* 16 (1983), S. 155–177
- [157] *Hordijk, D. A.*: Dissertation: Local approach to fatigue of concrete Oktober 1991
- [158] *Papanikolaou, V. K., Kappos, A. J.*: Constitutive model for concrete in triaxial compression and applications in finite element analysis of R/C bridge piers: 6th GRACM International Congress on Computational Mechanics
- [159] *van Mier, Jan G. M.*: Multiaxial strain-softening of concrete. *Materials and Structures* 19 (1986), S. 179–190
- [160] *van Mier, Jan G. M., Shah, S. P., Arnaud, M., Balayssac, J. P., Bascoul, A., Choi, S., Dasenbrock, D., Ferrara, G., French, C., Gobbi, M. E., Karihaloo, B. L., König, G., Kotsovos, M. D., Labuz, J., Lange-Kornbak, D., Markeset, G., Pavlovic, M. N., Simsch, G., Thienel, K.-C., Turatsinze, A., Ulmer, M., van Geel, H. J. G. M., van Vliet, M. R. A., Zissopoulos, D.*: Strain-softening of concrete in uniaxial compression. *Materials and Structures* 30 (1997), S. 195–209
- [161] *Kollegger, J., Mehlhorn, G.*: Biaxiale Zug-Druckversuche an Stahlbetonscheiben. Abschlußbericht zu experimentelle und analytische Untersuchungen zur Aufstellung eines Materialmodells für gerissene Stahlbetonscheiben 1988
- [162] *Dyngeland, T.*: Dissertation: Behaviour of reinforced concrete panels. an experimental study of reinforced concrete panels subjected to uniaxial tensile stresses and to combined tensile and compressive stresses. nicht veröffentlicht. Trondheim, Norway 1989
- [163] *Leonhardt, F., Walther, R.*: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Berlin: Ernst 1962
- [164] *Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M.*: Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. *Journal of the Structural Division* 106 (1980), S. 1079–1102
- [165] *Papanikolaou, V. K., Kappos, A. J.*: Modeling Confinement in Concrete Columns and Bridge Piers Through Three Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis. In: *Fédération internationale de béton (fib) (Hg.): fib Symposium 2005. Keep Concrete Attractive*
- [166] *Pryl, D., Červenka, J.*: ATENA Program Documentation Part 11: Troubleshooting Manual. Prague 15.10.2018
- [167] *Hofmann, J.*: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton 2004
- [168] *Schmid, K.*: Dissertation: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand. Stuttgart 2010
- [169] *Eligehausen, R., Sharma, A., Asmus, J.*: Befestigungen mit Kopfbolzen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlast senkrecht zum Rand.

- Verbessertes analytisches Modell für die Berechnung des Widerstandes bei Versagen der Bauteilkante. *Der Prüfer* (2016), S. 46–60
- [170] *Asmus, J., Schmid, K., Elgehausen, R., Sharma, A.*: Zum Einfluss einer Rückhängebewehrung bei randnahen Befestigungen mit Kopfbolzen unter Querlast senkrecht zur Bauteilkante. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. Heft 615, S. 171–188
- [171] *Elgehausen, R., Asmus, J., Sharma, A.*: Befestigungen mit Kopfbolzen am Bauteilrand mit und ohne Rückhängebewehrung unter Querlasten senkrecht zum Rand. Experimentelle Untersuchungen und Vergleich von gemessenen Bruchlasten mit EN 1992-4. *Der Prüfer* (2016), S. 41–52
- [172] *Feldmann, M., Kopp, M., Pak, D.*: Composite dowels as shear connectors for composite beams - background to the German technical approval. *Steel Construction* 9 (2016), S. 80–88
- [173] *Asmus, J.*: Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons. Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 1998. Stuttgart: IWB 1999
- [174] *Asmus, J.*: Zur Tragfähigkeit von Befestigungen bei der Versagensart Spalten. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. Heft 615, S. 189–196
- [175] *DIN - Deutsches Institut für Normung e. V.*: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011)
- [176] *DAfStb*: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA. Berlin: Beuth Verlag 2020

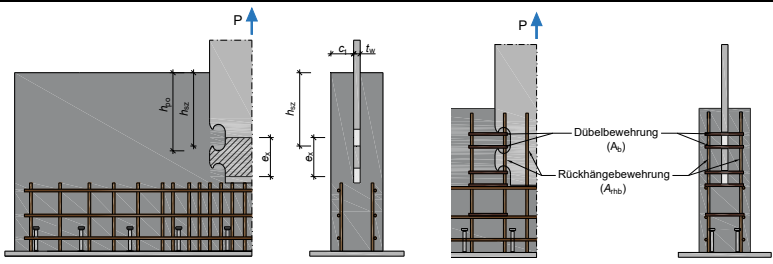


## Anhang

## A. Ergebnisse der numerischen Parameterstudie zu VR4-ZV-3 als Voruntersuchung im Kapitel 3

### A.1 Übersicht der numerischen Modelle

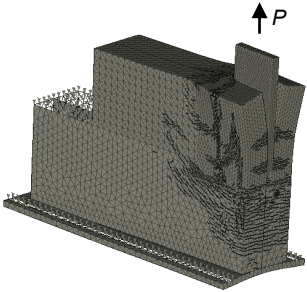
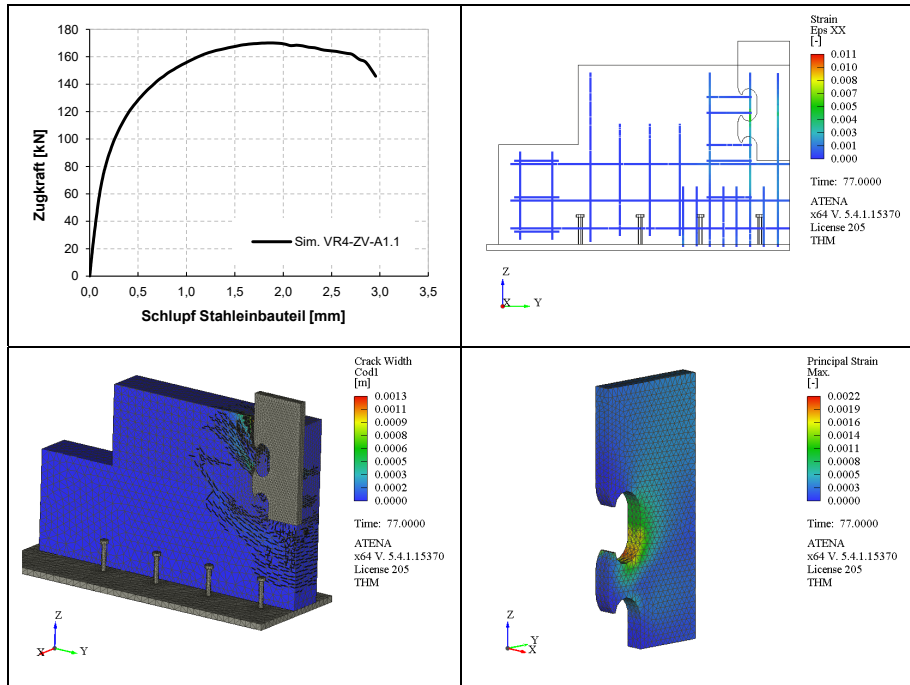
Tab. A- 1: Parameterstudie zu den numerischen Voruntersuchungen (grün: Ausgangsmodell A 1.1; grau: FE-Modell mit Änderungen berechnet und ausgewertet)



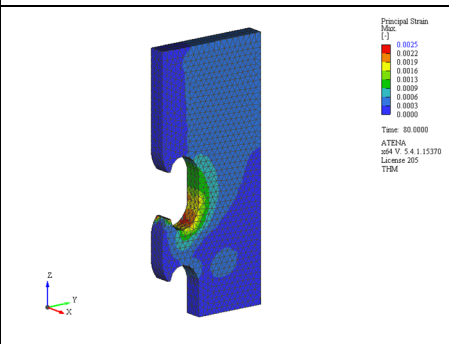
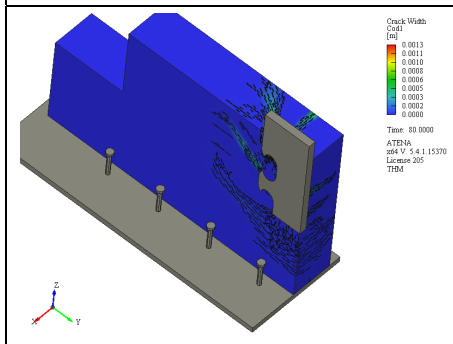
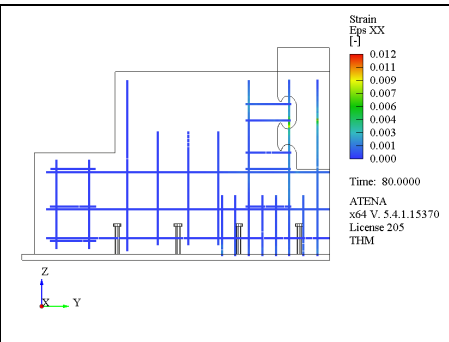
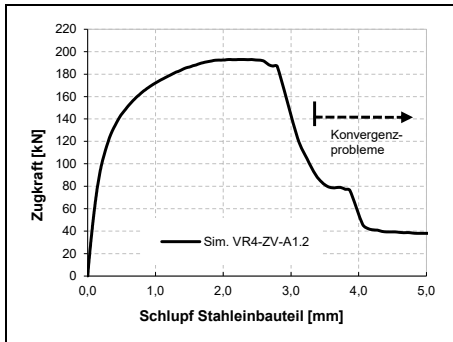
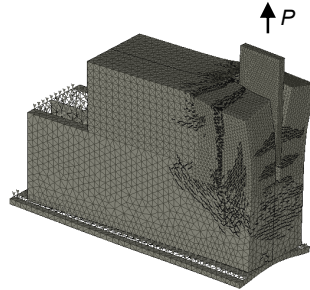
		Variation der Wanddicke $c_1$		
Betonfestigkeit	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	70 mm	100 mm	130 mm
	42,5	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	60	A 2.1		
	80	A 3.1		
Dübelgeometrie	$e_x$ [mm]			
	120	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	150	B 2.1		
	180	B 3.1		
Verankerungstiefe	$h_{sz}$ [mm]			
	126	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	176	C 2.1		
	226	C 3.1		
Variation der Rückhängebewehrung	$A_{rhb}$ Ø			
	6 Ø8	A 1.1	A 1.2	A 1.3
	ohne Bew	D 2.1		
	6 Ø12	D 3.1	D 3.2	D 3.3
<b>Weitere Untersuchungen</b>				
Verankerungstiefe + $A_{rhb} = 6 \text{ Ø}12$	$h_{sz}$ [mm]			
	176	D 4.1		
	226	D 5.1		

## A.2 Versuchsreihe A – Variation der Wanddicke und der Betonfestigkeit

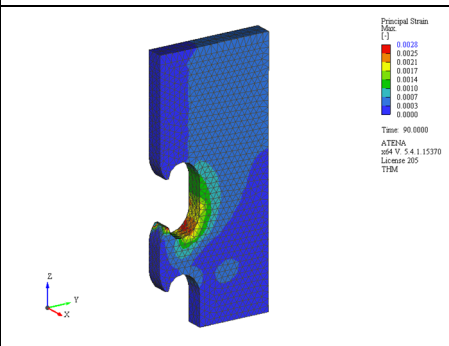
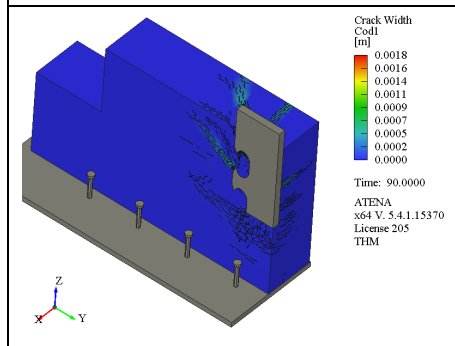
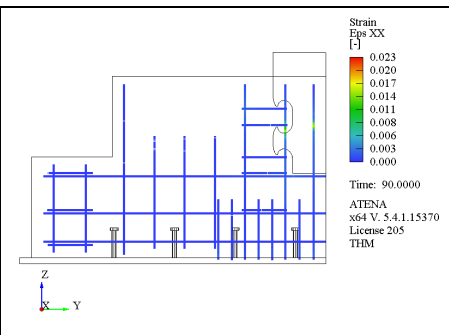
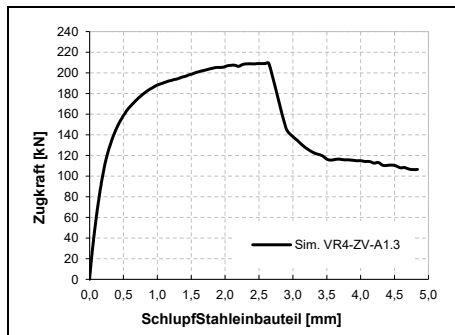
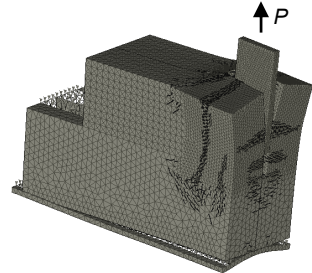
Modell: Sim. VR4-ZV-A1.1		
Parameteränderung	[-]	Ausgangsmodell
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>170,0</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,74</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>1,89</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8

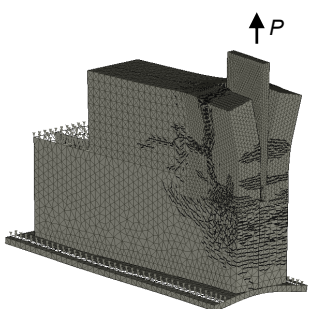
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-A1.2</b>		
Parameteränderung	[-]	Variation der Wanddicke
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>193,0</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,91</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>2,08</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	<b>100</b>
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8



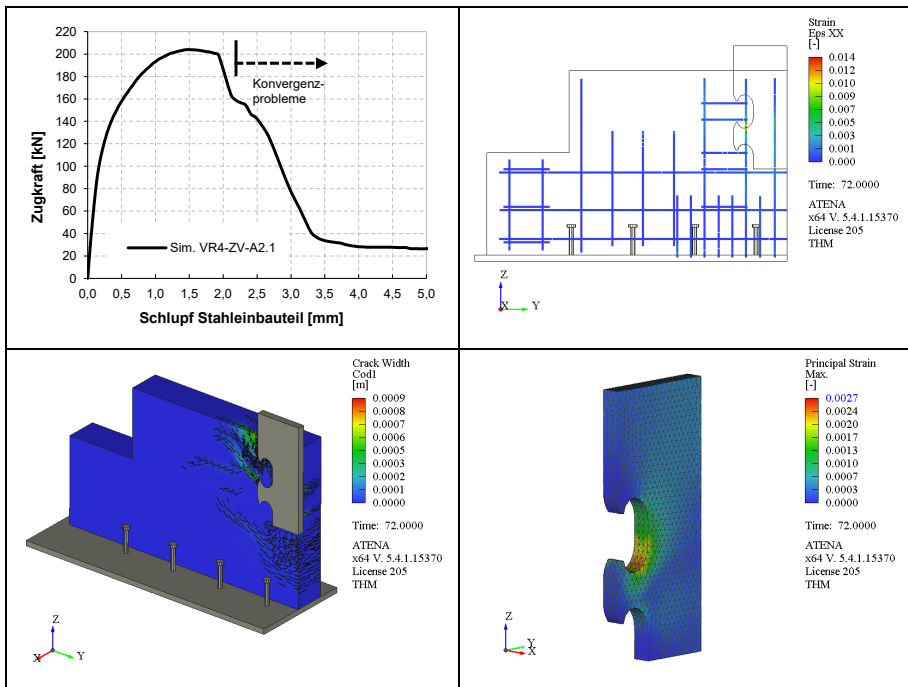
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-A1.3</b>		
Parameteränderung	[-]	Variation der Wanddicke
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>209,1</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>3,50</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>2,65</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cvl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	<b>130</b>
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rth}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8



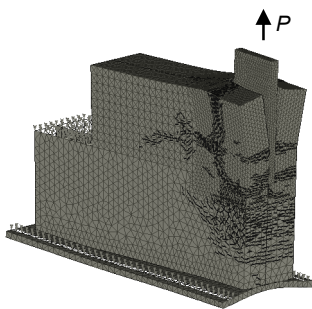
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-A2.1</b>		
Parameteränderung	[-]	Variation der Betongüte $f_{cm} = 60 \text{ N/mm}^2$
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	203,9
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,36</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>1,47</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>60,0</b>
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>4,18<sup>1)</sup></b>
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>37.659<sup>2)</sup></b>
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	<b>153<sup>3)</sup></b>
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8



1)  $f_{ctm,FE} = 0,30 \cdot (f_{cm} - 8)^{2/3}$   
 2)  $E_{cm,FE} = 22.000 \cdot [(f_{cm,cyl})/10]^{0,3}$   
 3)  $G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$



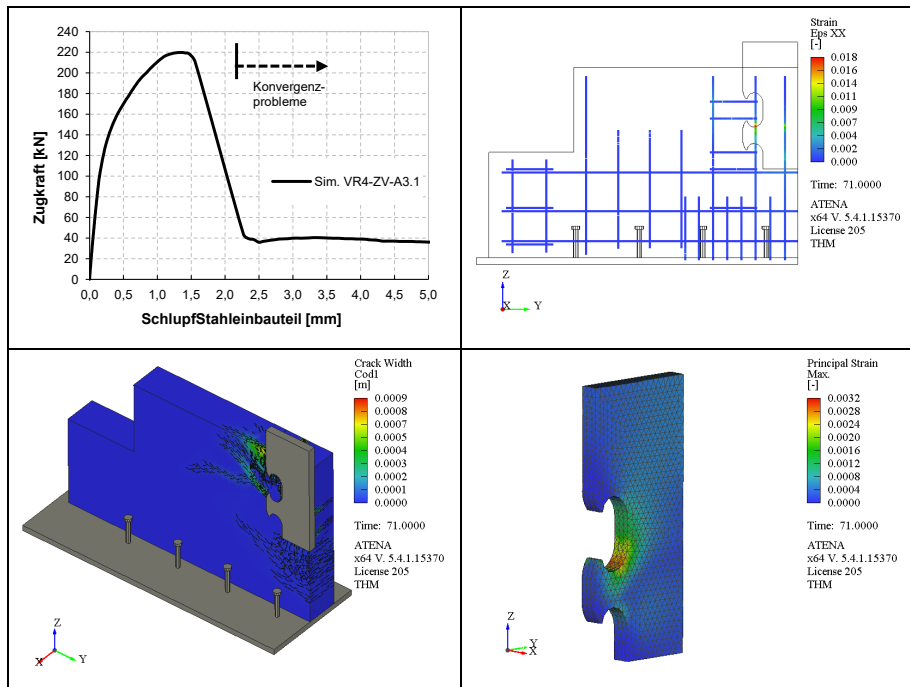
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-A3.1</b>		
Parameteränderung	[-]	Variation der Betongüte $f_{cm} = 80 \text{ N/mm}^2$
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>219,8</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,27</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>1,35</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>80,0</b>
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>4,66<sup>1)</sup></b>
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>41.053<sup>2)</sup></b>
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	<b>161<sup>3)</sup></b>
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8



1)  $f_{ctm,FE} = 0,30 \cdot (f_{cm}-8)^{(2/3)}$

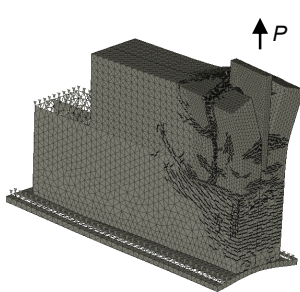
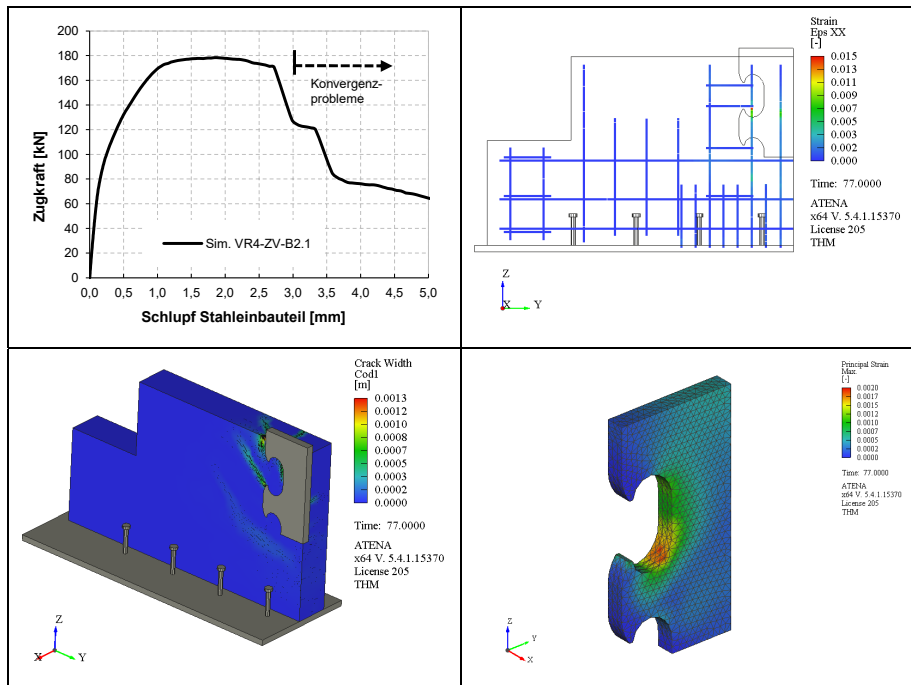
2)  $E_{cm,FE} = 22.000 \cdot [(f_{cm,cyl})/10]^{0,3}$

3)  $G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$

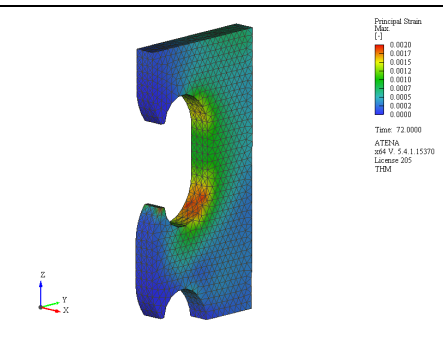
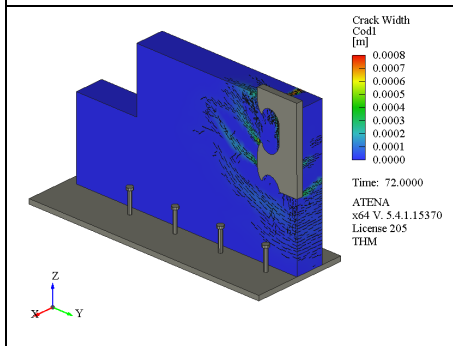
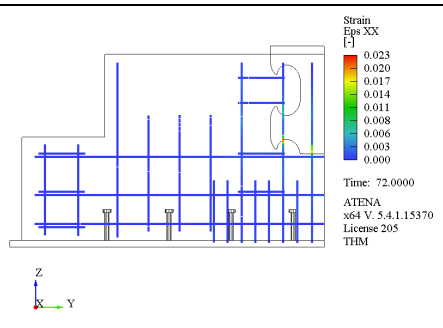
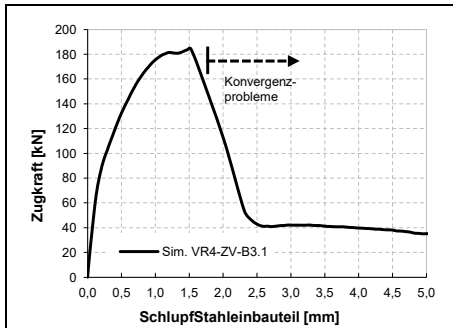
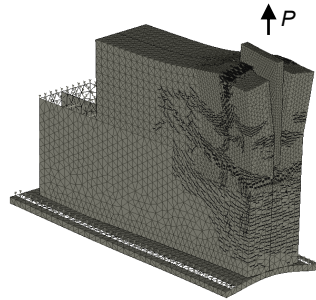


## A.3 Versuchsreihe B – Variation der Dübelgeometrie

Modell: Sim. VR4-ZV-B2.1		
Parameteränderung	[-]	Variation der Dübelgeometrie
Bruchlast $P_{\max}$	[kN]	<b>178,4</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,79</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{\max}$	[mm]	<b>1,84</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cv1,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	<b>150</b>
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8

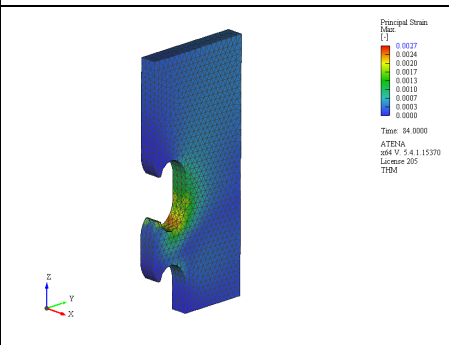
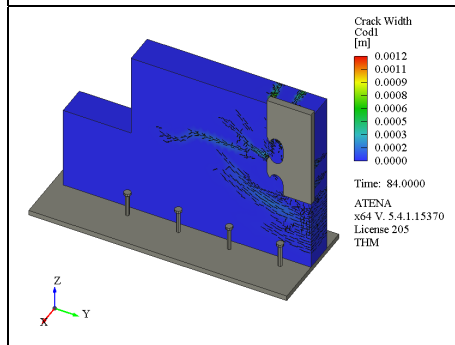
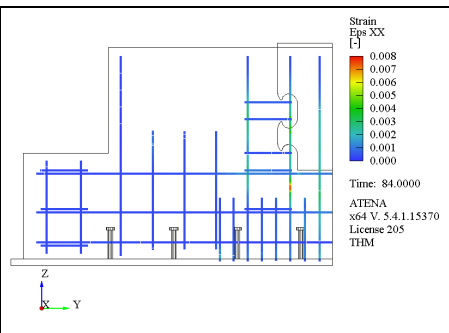
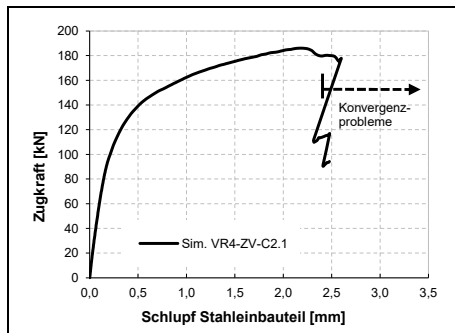
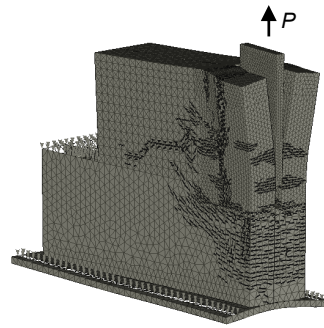



Modell: <b>Sim. VR4-ZV-B3.1</b>		
Parameteränderung	[-]	Variation der Dübelgeometrie
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>184,7</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,49</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>1,52</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	<b>170</b>
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8

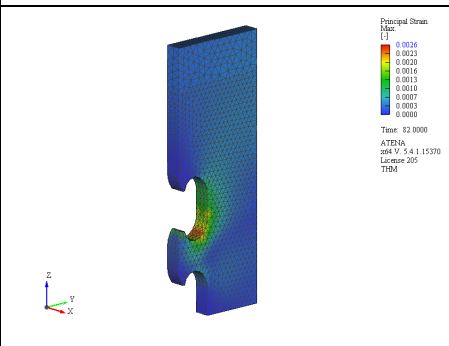
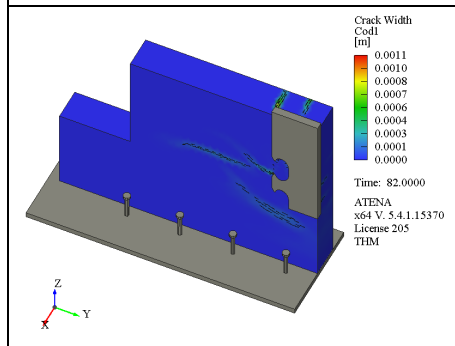
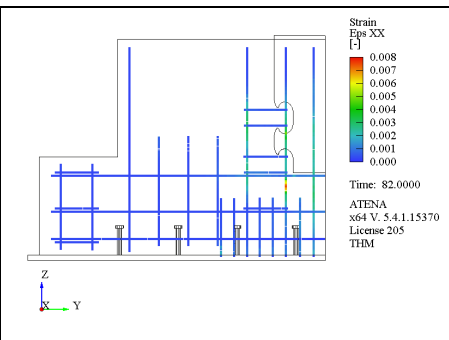
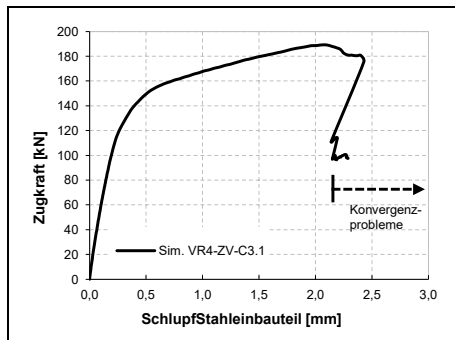
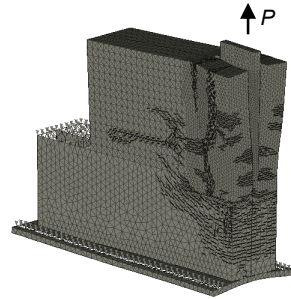


### A.4 Versuchsreihe C – Variation der Verankerungstiefe

Modell: <b>Sim. VR4-ZV-C2.1</b>		
Parameteränderung	[-]	Variation der Verankerungstiefe
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>186,0</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>3,17</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>2,17</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cvl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	<b>176</b>
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8

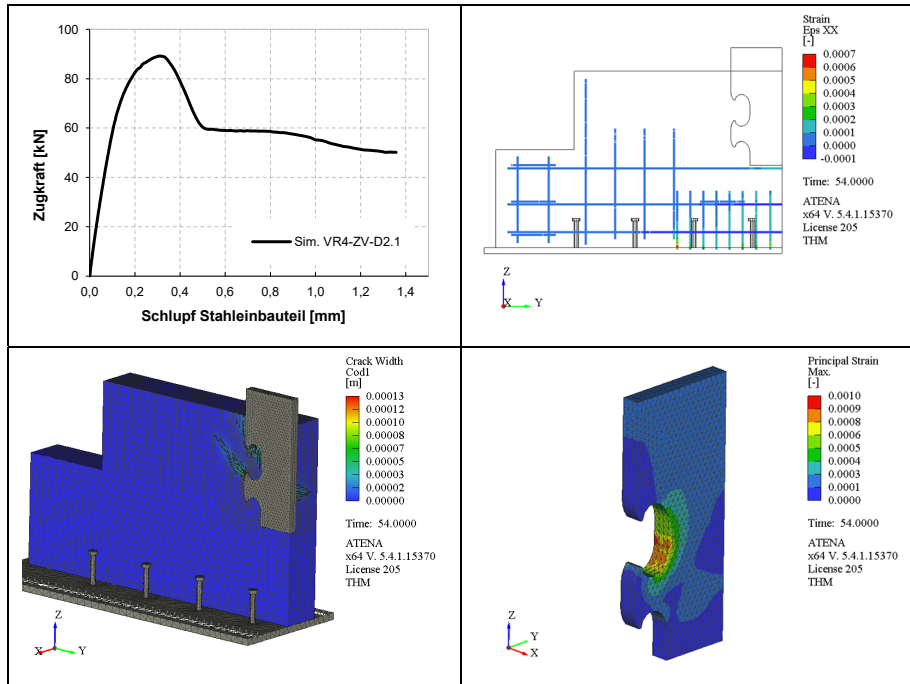
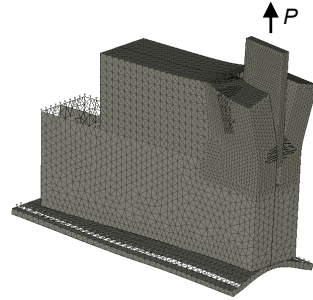


Modell: <b>Sim. VR4-ZV-C3.1</b>		
Parameteränderung	[-]	Variation der Verankerungstiefe
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>189,3</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>3,01</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>2,06</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cvl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	<b>226</b>
$A_{rth}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8

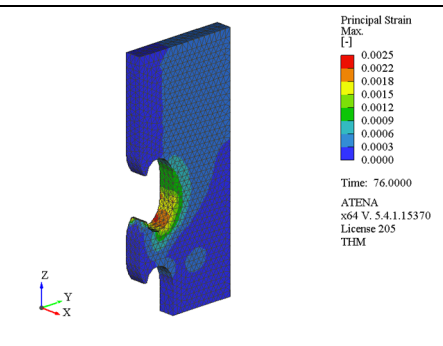
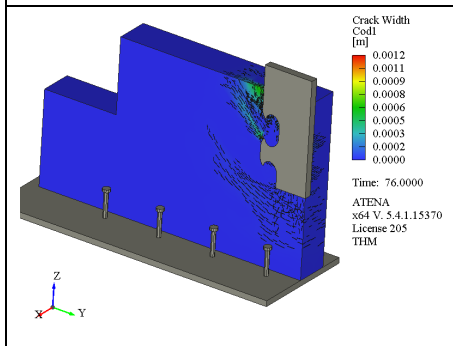
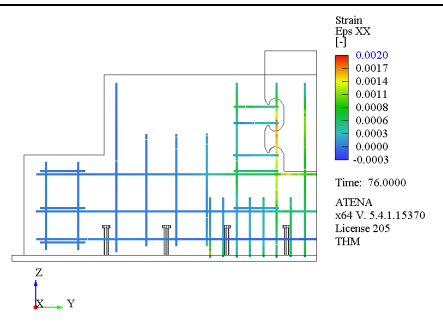
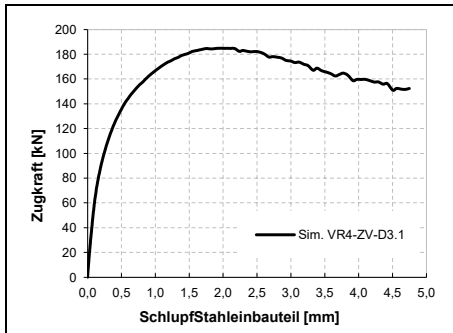
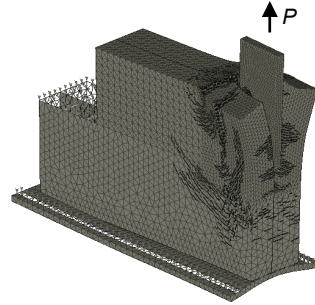


### A.5 Versuchsreihe D – Variation der Bewehrung mit Variation der Wanddicke und Verankerungstiefe

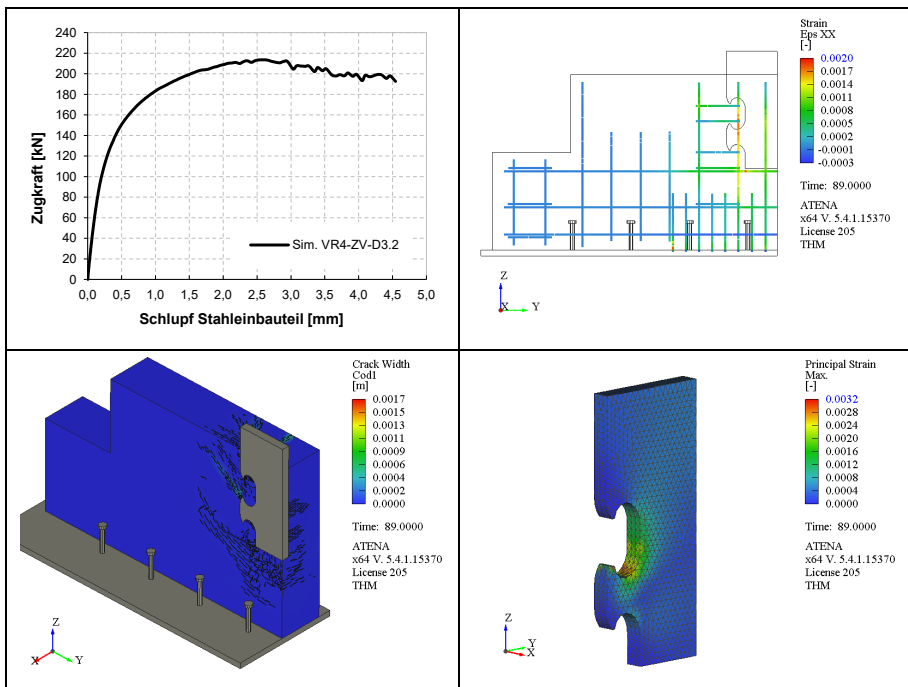
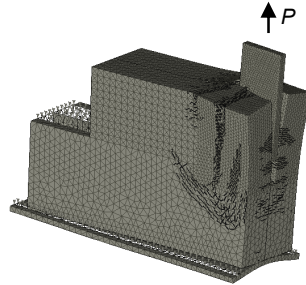
Modell: Sim. VR4-ZV-D2.1		
Parameteränderung	[-]	Ohne vertikale Bewehrung und Dübelbewehrung
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>89,2</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>0,535</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>0,307</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	-



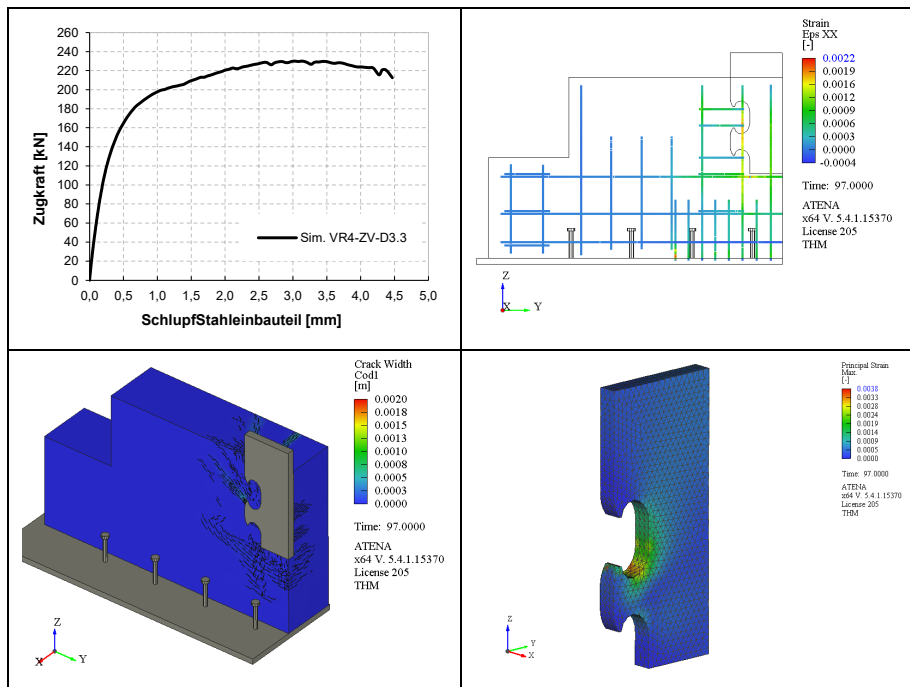
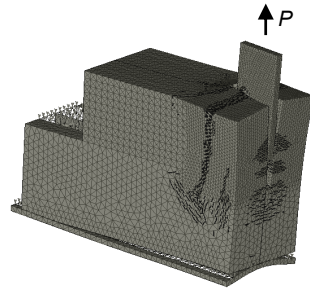
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-D3.1</b>		
Parameteränderung	[-]	$A_{rthb}$ pro Dübel 6 Ø12
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>184,8</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,72</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>1,93</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rthb}$ pro Dübel	[-]	<b>6 Ø12</b>



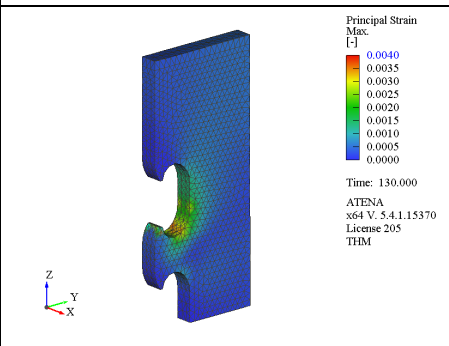
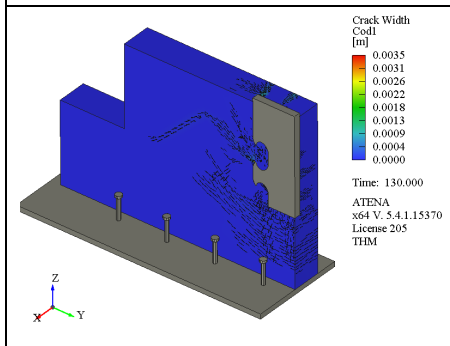
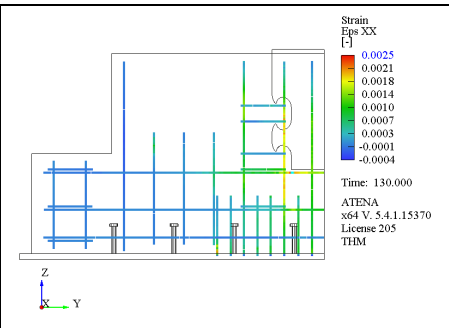
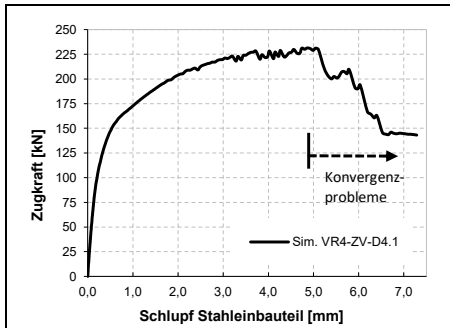
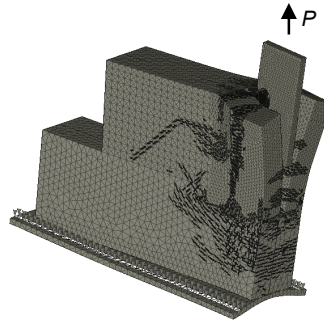
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-D3.2</b>		
Parameteränderung	[-]	$A_{r_{hb}}$ pro Dübel 6 Ø12 + Wanddicke $c_1 = 100$ mm
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>213,6</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>3,46</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>2,58</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	<b>100</b>
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{r_{hb}}$ pro Dübel	[-]	<b>6 Ø12</b>



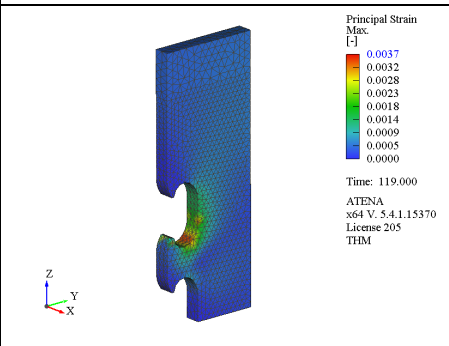
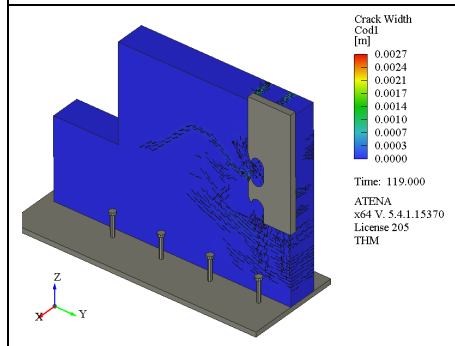
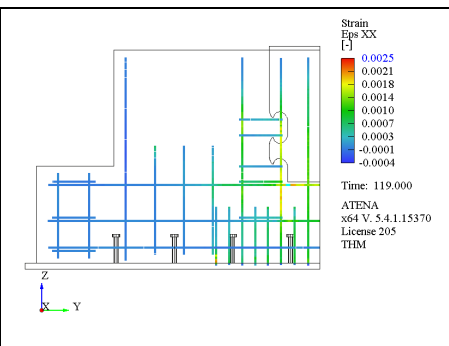
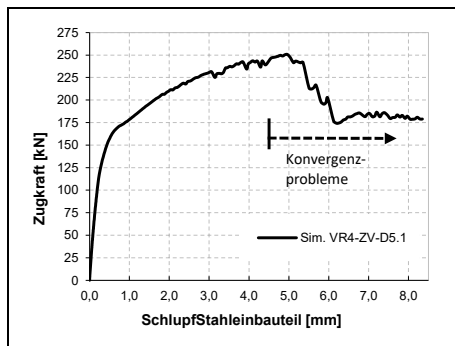
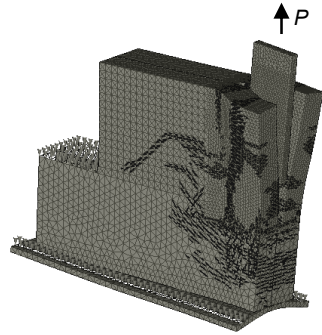
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-D3.3</b>		
Parameteränderung	[-]	$A_{rhb}$ pro Dübel 6 Ø12 + Wanddicke $c_1 = 130$ mm
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>230,0</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>3,94</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>3,02</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cvl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	130
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	<b>6 Ø12</b>



Modell: <b>Sim. VR4-ZV-D4.1</b>		
Parameteränderung	[-]	$A_{rthb}$ pro Dübel 6 Ø12 + $h_{sz} = 176$ mm
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>229,0</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>6,10</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>4,99</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cvl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	<b>176</b>
$A_{rthb}$ pro Dübel	[-]	<b>6 Ø12</b>



Modell: <b>Sim. VR4-ZV-D5.1</b>		
Parameteränderung	[-]	vertikale Bewehrung 6 Ø12 + Verankerungstiefe
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>243,2</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>5,32</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>4,21</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	142
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	<b>226</b>
$A_{rth}$ pro Dübel	[-]	<b>6 Ø12</b>



## B. Bewehrungspläne der experimentellen Untersuchungen

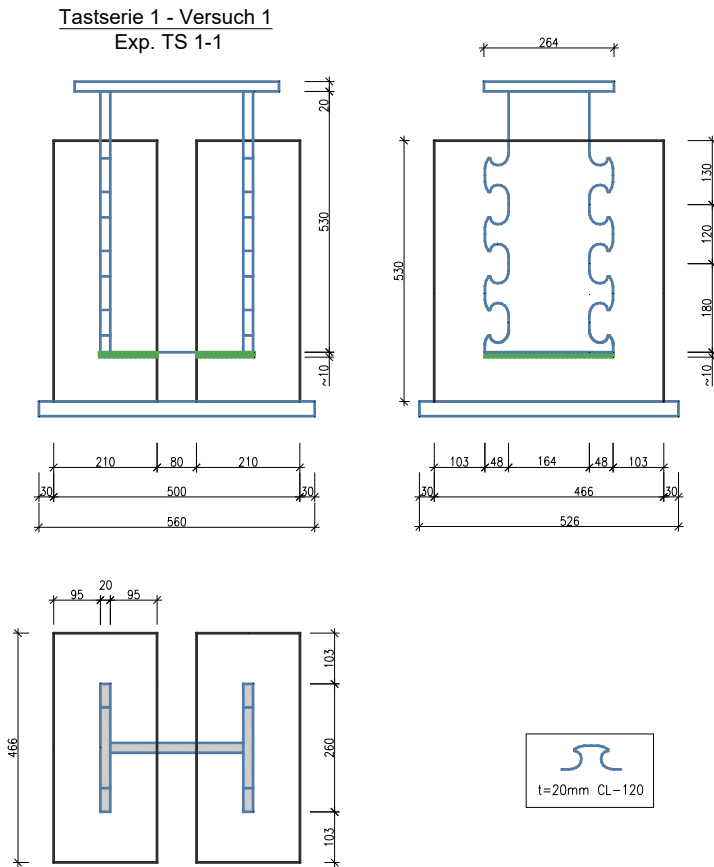


Abb. B- 1: Detailzeichnung Experiment TS 1-1

Tastserie 1 - Versuch 2  
TS 1-2

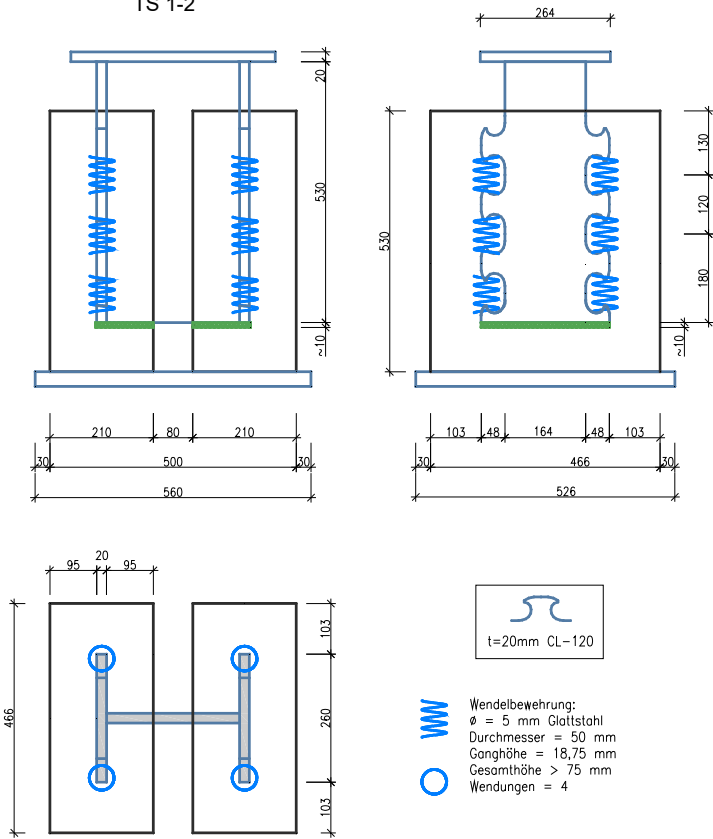


Abb. B- 2: Detailzeichnung Experiment TS 1-2

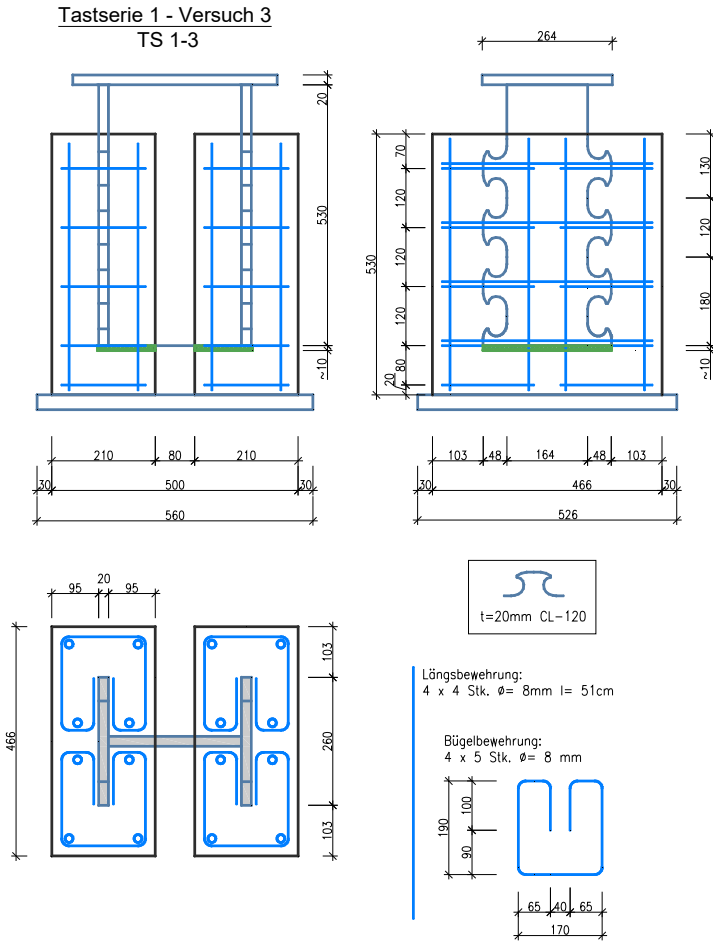


Abb. B- 3: Detailzeichnung Experiment TS 1-3

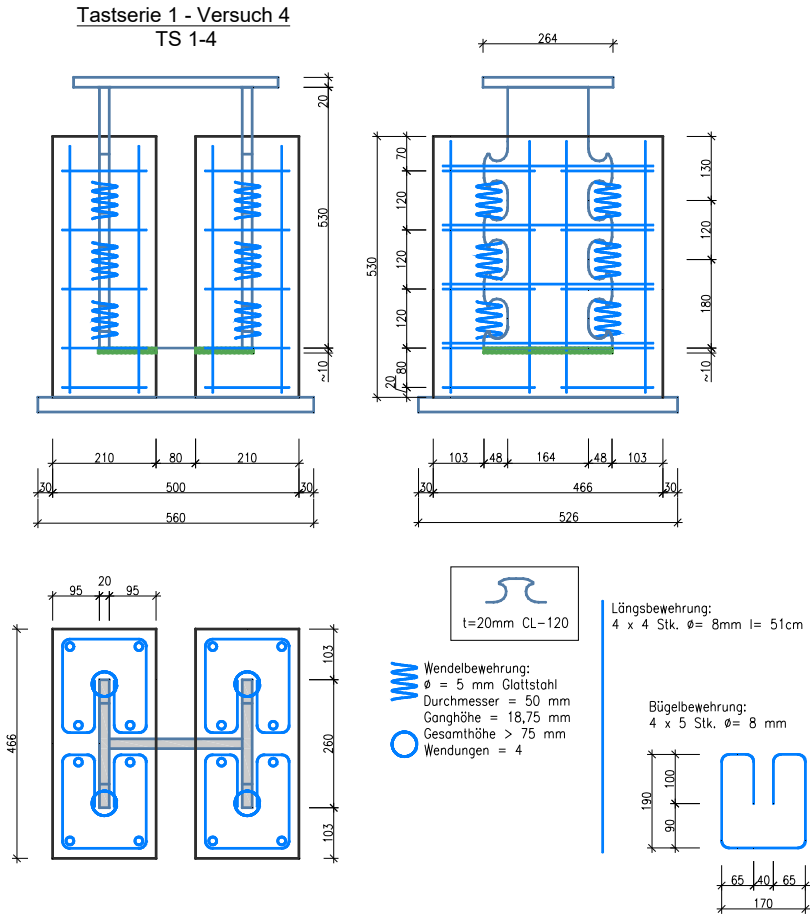


Abb. B- 4: Detailzeichnung Experiment TS 1-4

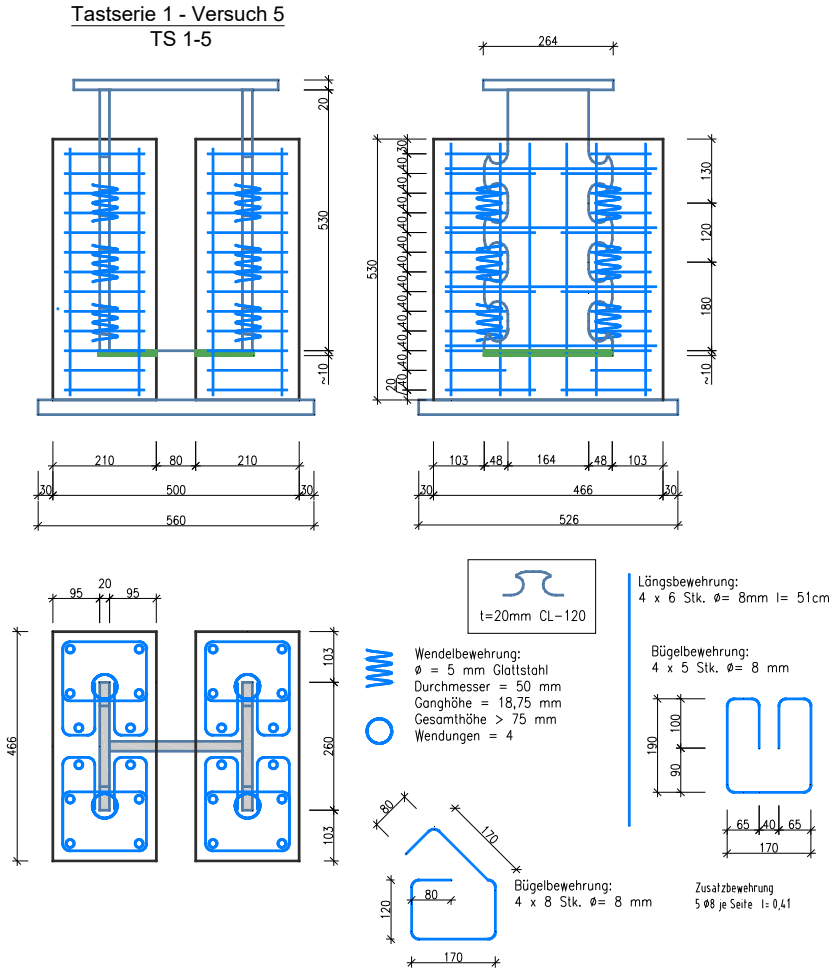


Abb. B- 5: Detailzeichnung Experiment TS 1-5

Tastserie 2 - Versuch 1  
Exp. TS 2-1

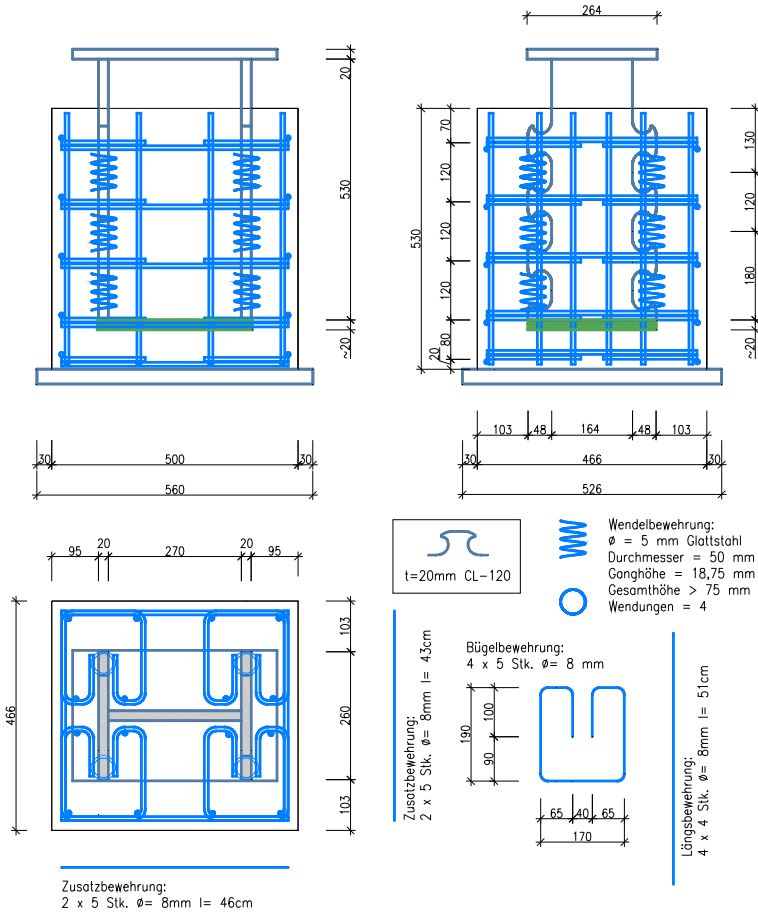


Abb. B- 6: Detailzeichnung Experiment TS 2-1

Tastserie 2 - Versuch 2  
Exp. TS 2-2

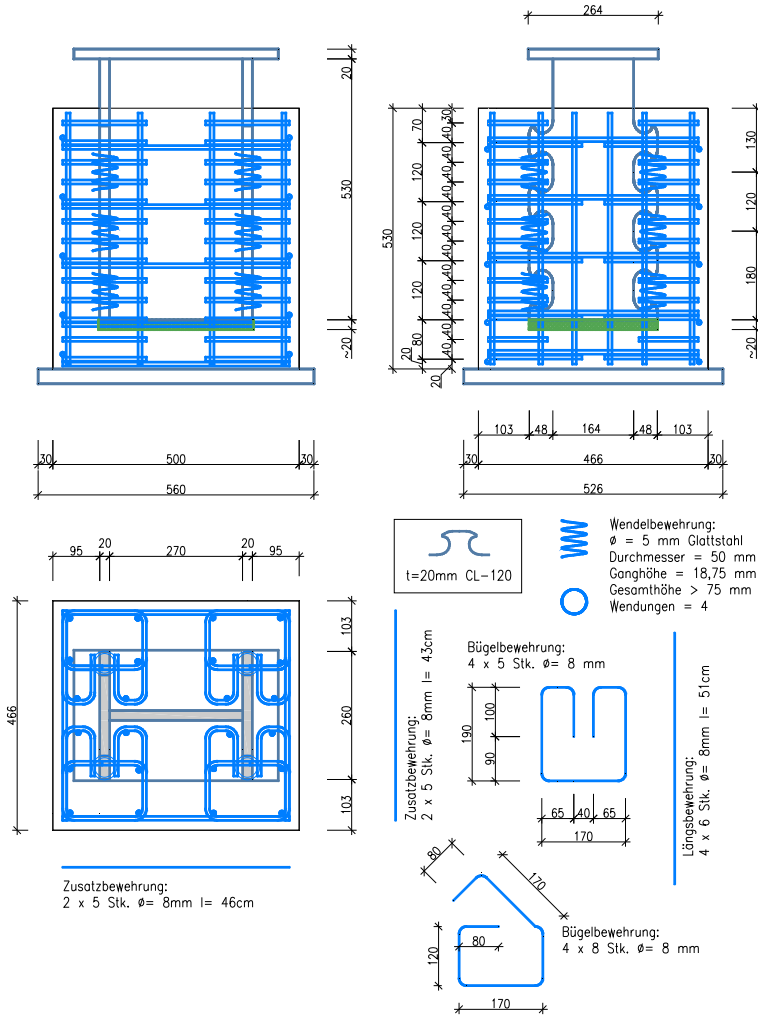


Abb. B- 7: Detailzeichnung Experiment TS 2-2

Druckversuch 1  
DV1.1 und 1.2

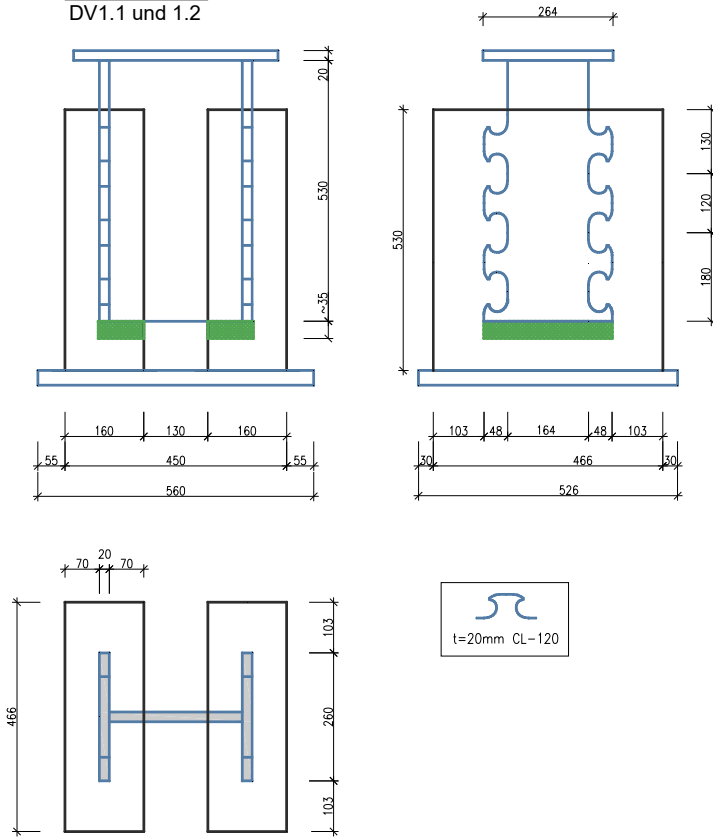


Abb. B- 8: Detailzeichnung Experiment DV 1.1 und DV 1.2

Versuchsreihe 2 und 3 - Zugversuch 1  
VR2-ZV-1.2/ 1.3  
VR3-ZV-1.4/ 1.5

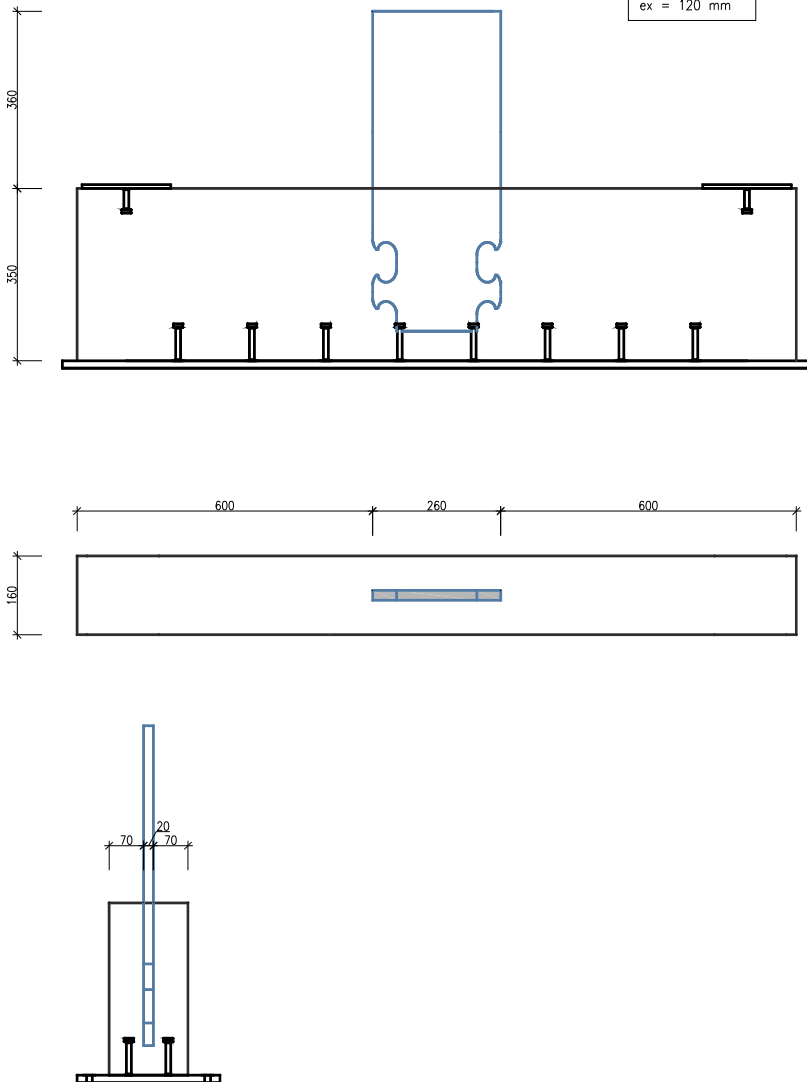
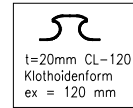



Abb. B- 9: Detailzeichnung Experiment VR2-ZV-1.2/1.3 und VR3-ZV-1.4/1.5

Versuchsreihe 3 - Zugversuch 2  
VR3-ZV-2.2/ 2.3

  
t=20mm CL-120  
Klothoidenform  
ex = 120 mm

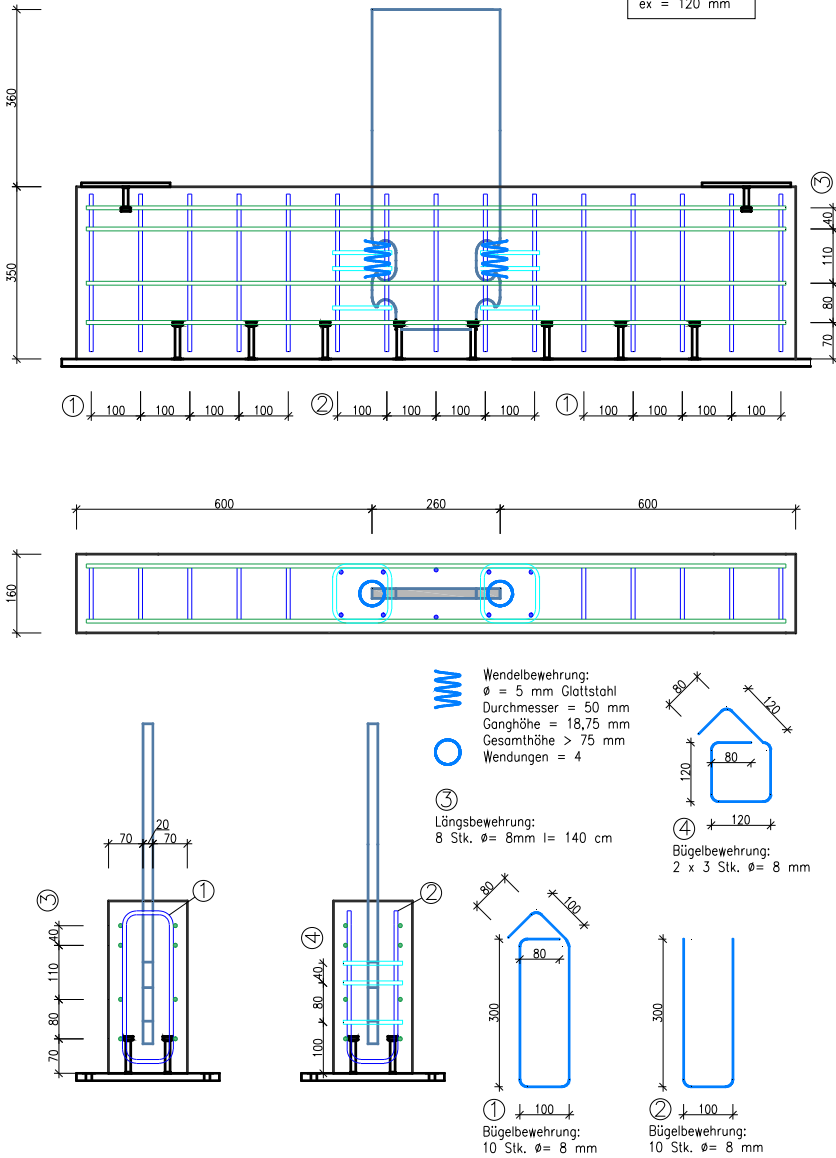


Abb. B- 10: Detailzeichnung Experiment VR3-ZV-2.2 und VR3-ZV-2.3

Versuchsreihe 4 - Zugversuch 3  
VR4-ZV-3.1/ 3.2

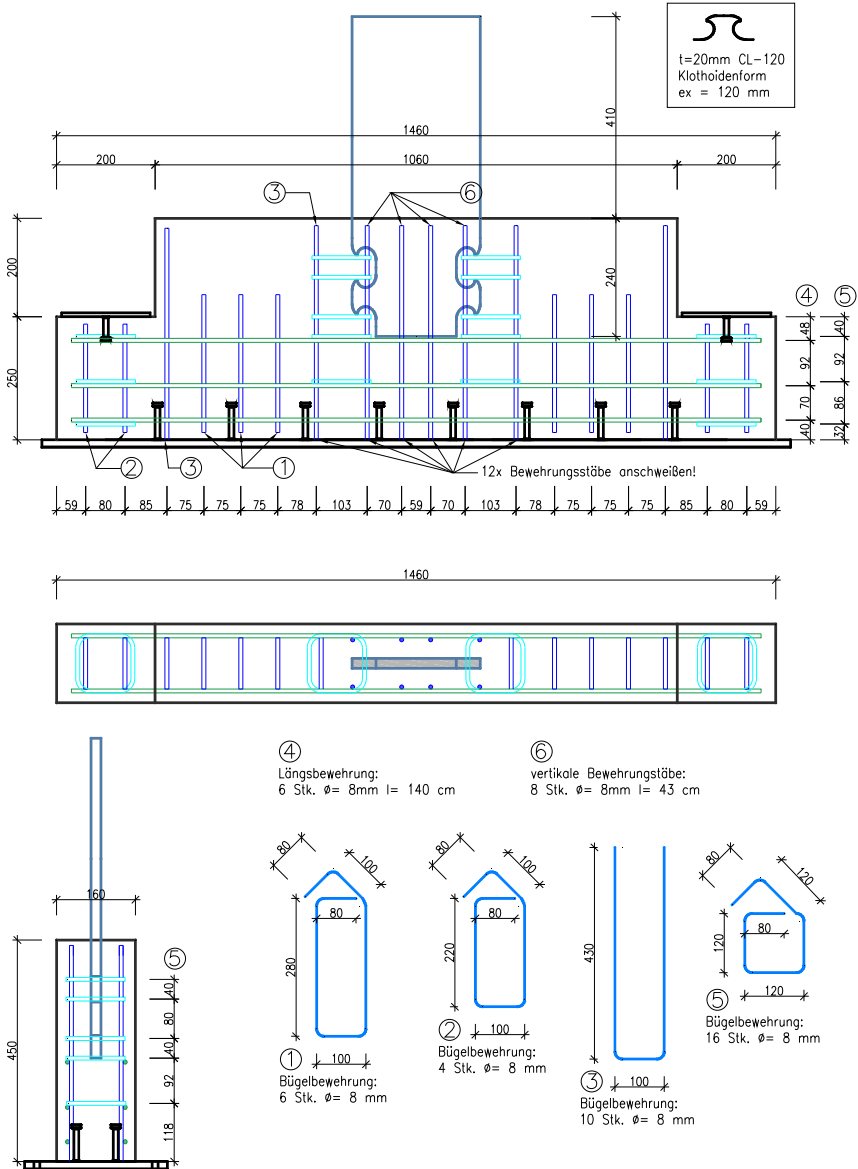


Abb. B- 11: Detailzeichnung Experiment VR4-ZV-3.1 und VR4-ZV-3.2

Versuchsreihe 5 - Zugversuch 1  
VR5-ZV-1

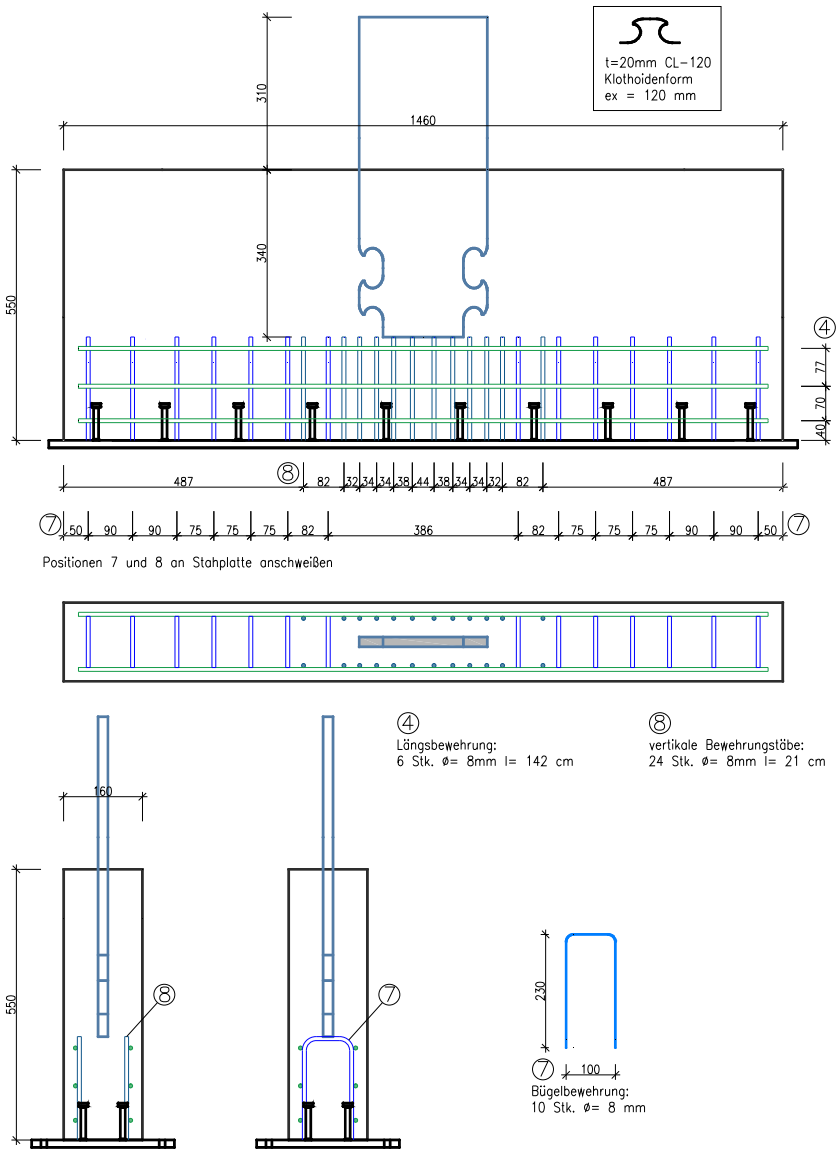


Abb. B- 12: Detailzeichnung Experiment VR5-ZV-1

Versuchsreihe 5 - Zugversuch 2  
VR5-ZV-2

Druckversuch 1  
VR5-DV-1.1/1.2

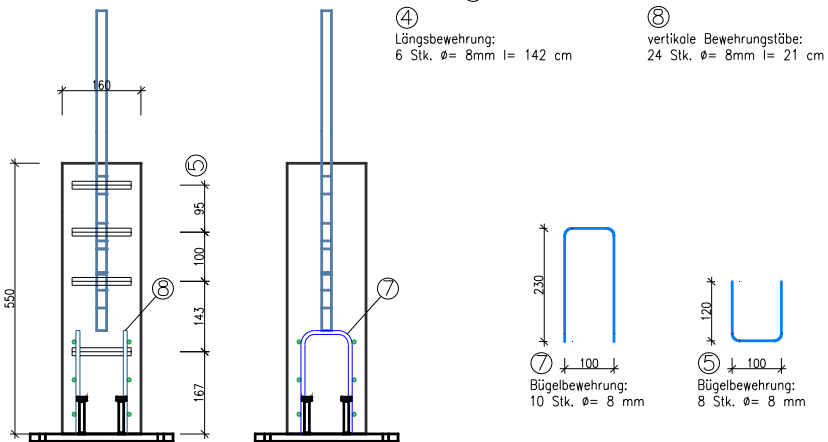
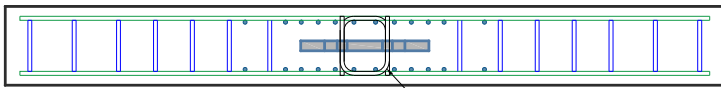
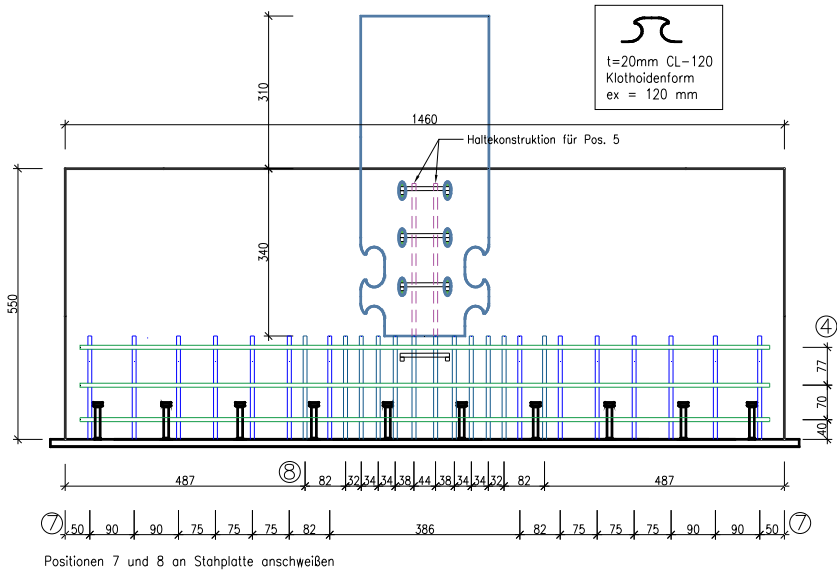
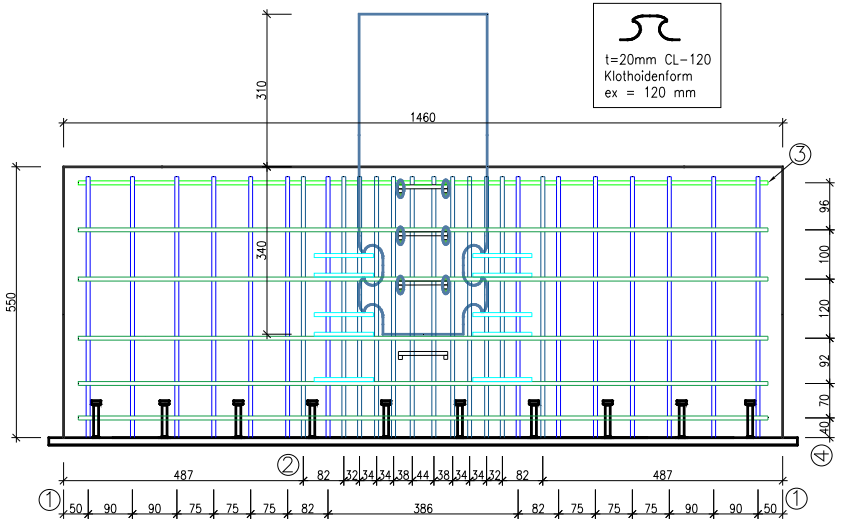


Abb. B- 13: Detailzeichnung Experiment VR5-ZV-2 und VR5-DV-1.1/ 1.2

Versuchsreihe 5 - Zugversuch 3  
VR5-ZV 3



Positionen 1 und 2 an Stahlplatte anschweißen

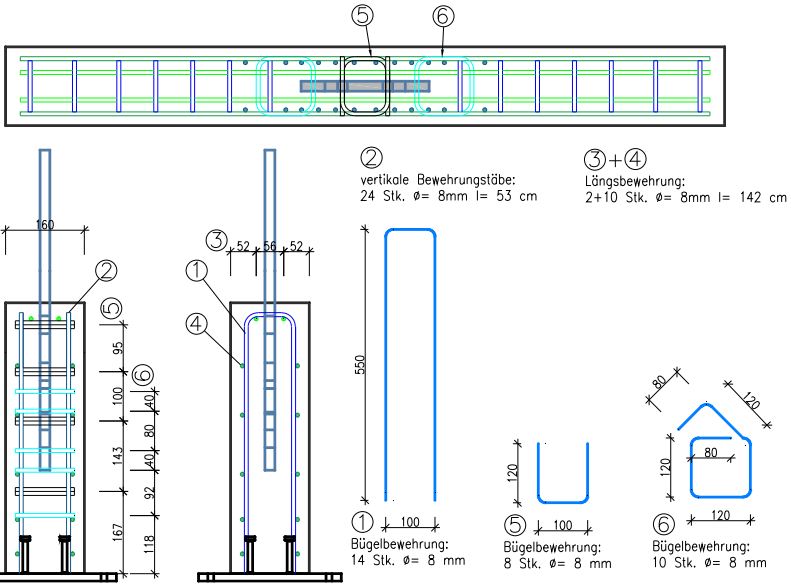


Abb. B- 14: Detailzeichnung Experiment VR5-ZV-3

## C. Experimentelle Untersuchungen aus Kapitel 4

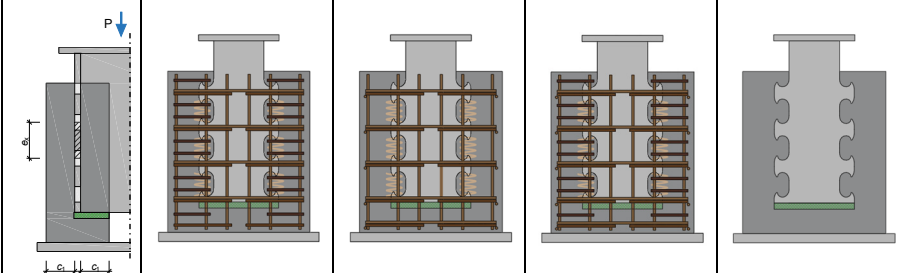
### C.1 Übersicht der experimentellen Untersuchungen

Tab. C- 1: Experimentelle Untersuchungen von Push-Out Prüfkörpern

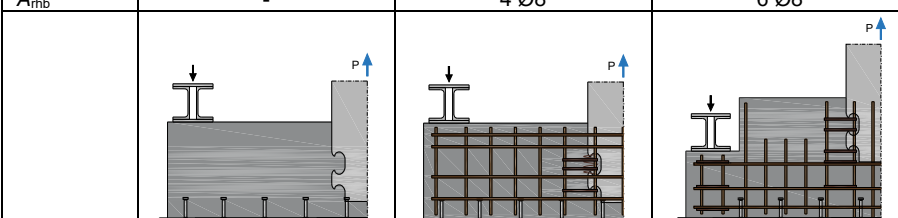
	TS 1-1	TS 1-2	TS 1-3	TS 1-4
Belastung	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck
$c_1$ [mm]	95 / 95	95 / 95	95 / 95	95 / 95
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	40,5	40,5	40,5	40,5
Bewehrung je Dübel				
$A_{po}$	-	-	2 Ø8	2 Ø8
$A_b$	-	Wendel Ø5	-	Wendel Ø5
$A_{sp}$	-	-	-	-
$A_{rhb}$	-	-	-	-

## Anhang

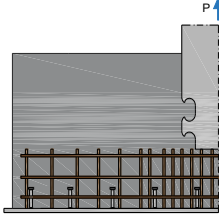
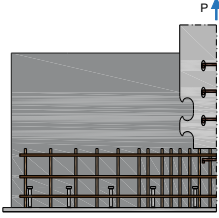
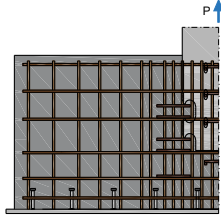
Tab. C- 2: Experimentelle Untersuchungen von Push-Out Prüfkörpern

	TS 1-5	TS 2-1	TS 2-2	DV 1.1 DV 1.2
Belastung	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck	statisch Druck
$c_1$ [mm]	95 / 95	95 / 135*	95 / 135*	70 / 70
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	40,5	20,0	20,0	31,7
Bewehrung je Dübel				
$A_{po}$	2 Ø8	2 Ø8	2 Ø8	-
$A_b$	2 Ø8 + Wendel Ø5	Wendel Ø5	2 Ø8 + Wendel Ø5	-
$A_{sp}$	-	-	-	-
$A_{rhb}$	-	-	-	-
				
* Prüfkörper wurde als monolithischer Betonkörper hergestellt, sodass kein Spalt zwischen den betonierten Scheiben entsteht				

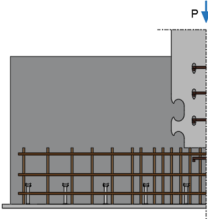
Tab. C- 3: Experimentelle Untersuchungen in der Versuchsreihe 2, 3 und 4

	VR2-ZV-1.2/ 1.3 VR3-ZV-1.4/ 1.5	VR3-ZV-2.2 VR3-ZV-2.3	VR4-ZV-3.1 VR4-ZV-3.2
Belastung	statisch Zug	statisch Zug	statisch Zug
$h_{sz}$ [mm]	176	176	126
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	VR2: 17,1 VR3: 19,0	19,0	41,0
Bewehrung je Dübel			
$A_{po}$	-	4 Ø8	-
$A_b$	-	2 Ø8	2 Ø8
$A_{sp}$	-	-	-
$A_{rhb}$	-	4 Ø8	6 Ø8
			

Tab. C- 4: Experimentelle Prüfkörper unter Zugbelastung in der Versuchsreihe 5

	<b>VR5-ZV-1</b>	<b>VR5-ZV-2</b>	<b>VR5-ZV-3</b>
Belastung	statisch Zug	statisch Zug	statisch Zug
$h_{sz}$ [mm]	226	226	226
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,7	41,7	41,7
Bewehrung je Dübel bzw. Stegloch			
$A_{po}$	-	-	4 Ø8
$A_b$	-	-	2 Ø8
$A_{sp}$	-	2 Ø8	2 Ø8
$A_{rhb}$	-	-	12 Ø8
			

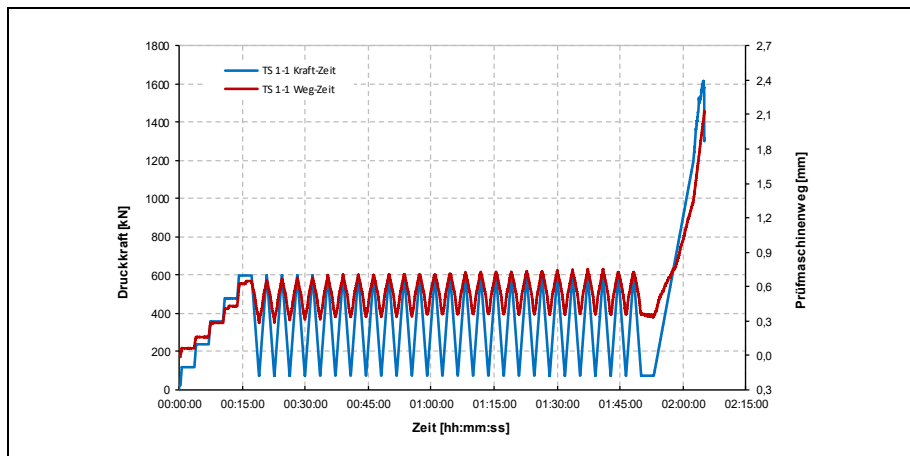
Tab. C- 5: Experimentelle Prüfkörper unter Druckbelastung in der Versuchsreihe 5

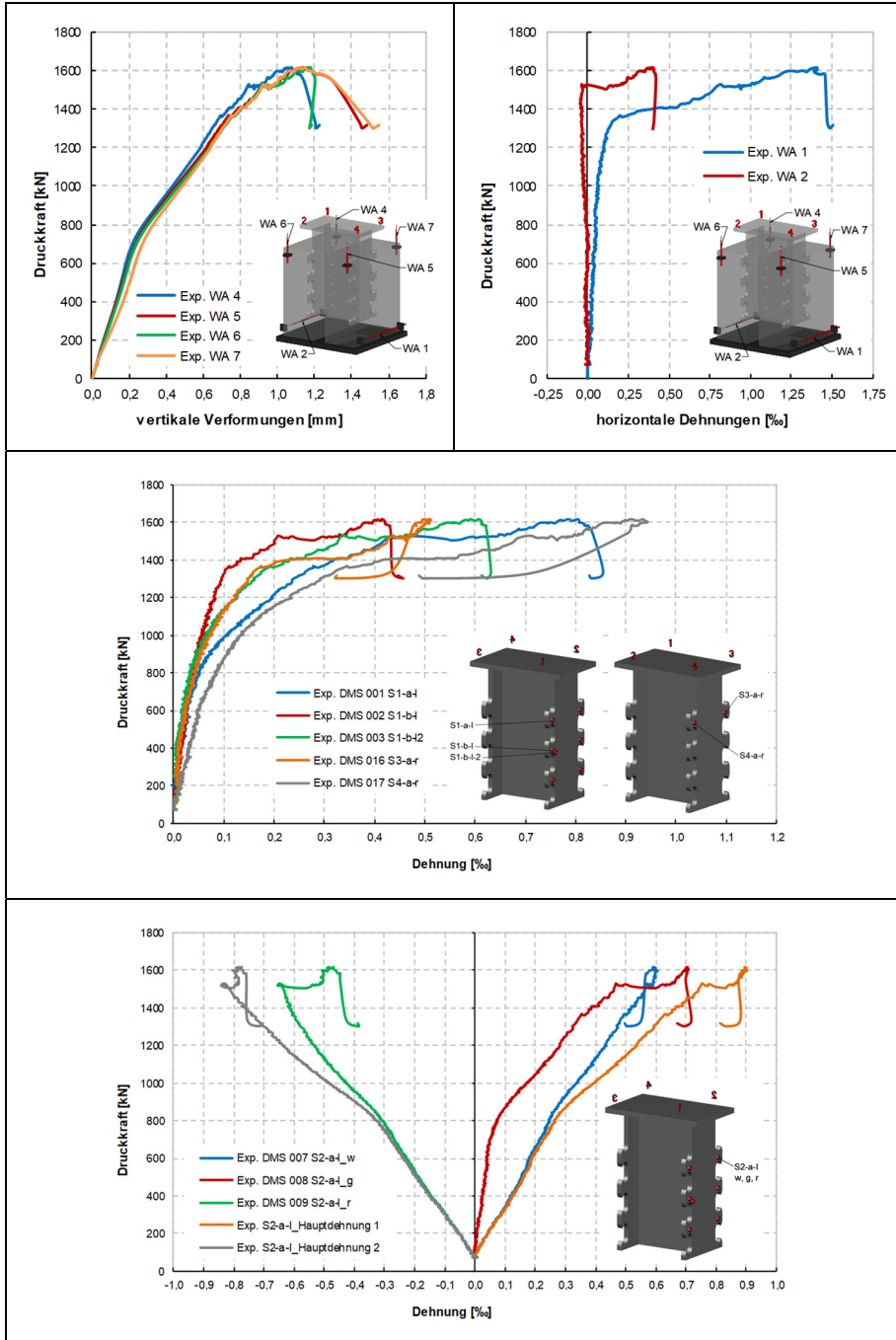
	<b>VR5-DV-1.1/ 1.2</b>
Belastung	statisch Druck
$h_{sz}$ [mm]	226
$f_{cm,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Bewehrung je Dübel bzw. Stegloch	
$A_{po}$	-
$A_b$	-
$A_{sp}$	2 Ø8
$A_{rhb}$	-
	

## C.2 Statische Push- Out Versuche am kompletten Träger

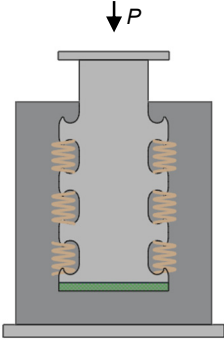
Experiment: TS 1-1		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Spalten mit Betonkantenbruch im Bereich 3/4
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>1616</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA4 – WA7)	[mm]	<b>1,14</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40,5
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32.383
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	95 / 95
$A_{po}$	[-]	-
$A_b$	[-]	-
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-

\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$

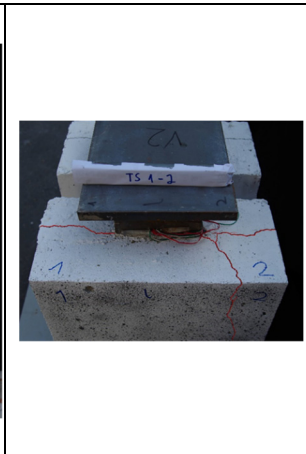
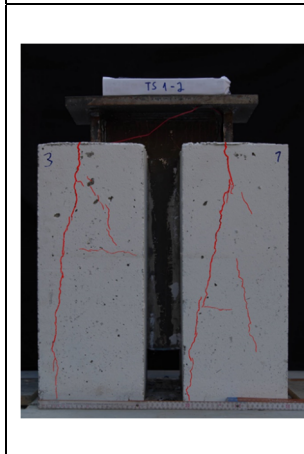
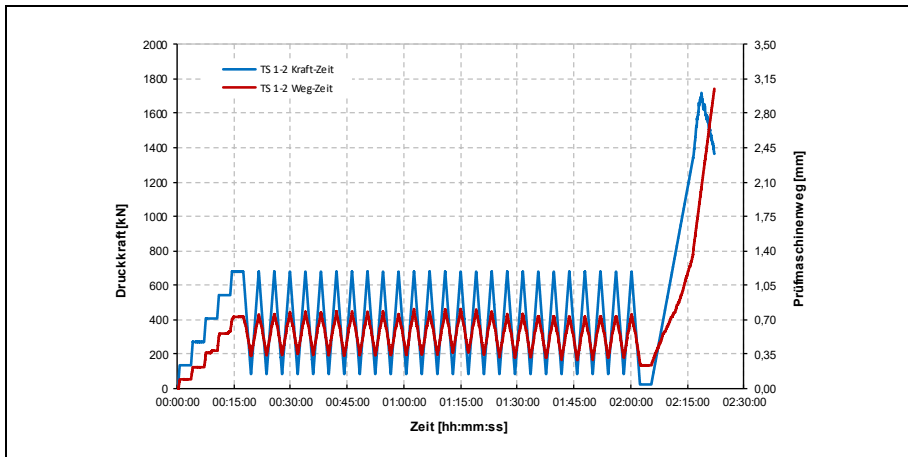


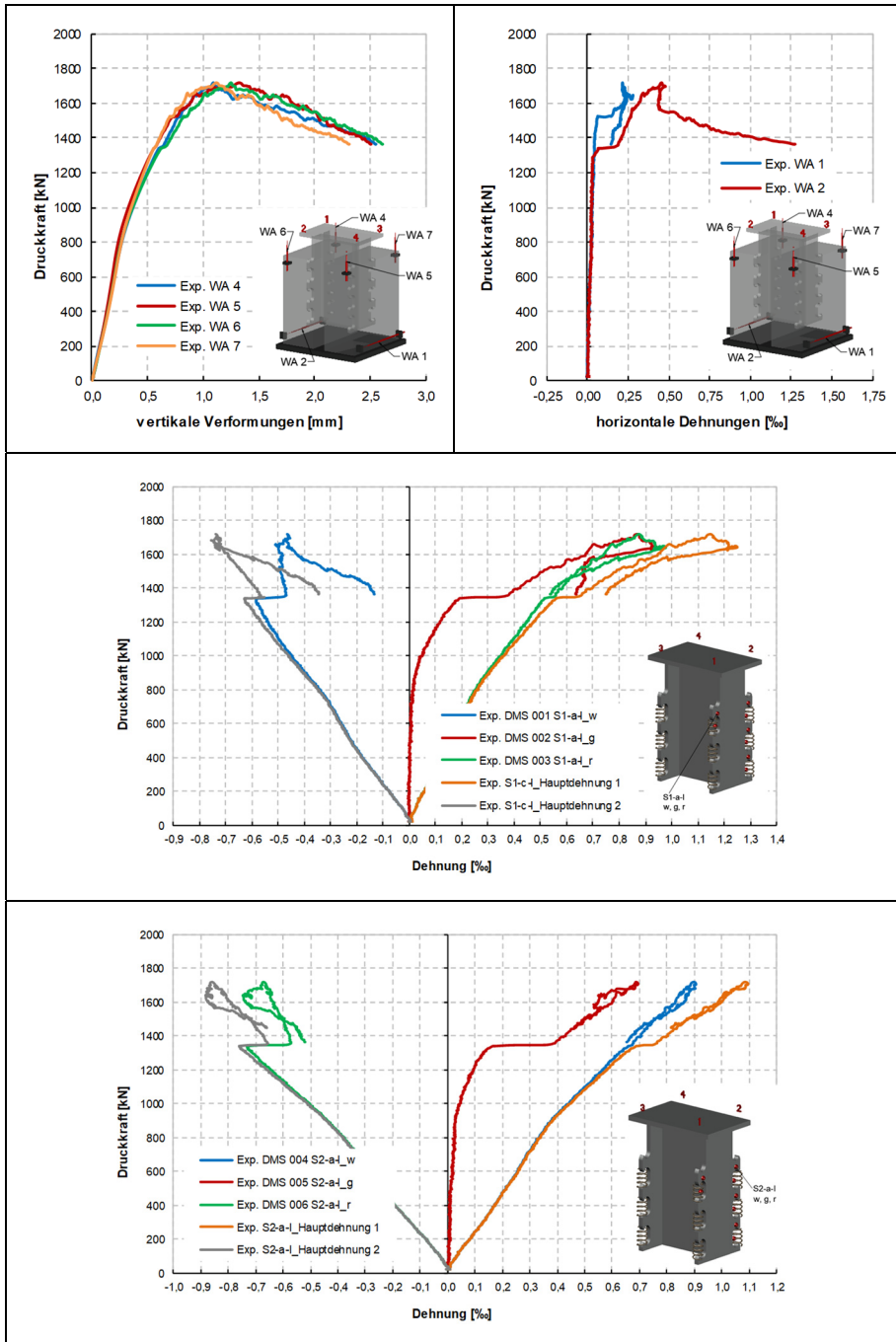


Experiment: <b>TS 1-2</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Spalten mit Betonkantenbruch im Bereich 1/2 + 3/4
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>1719</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	<b>1,20</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40,5
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32.383
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	95 / 95
$A_{po}$	[-]	-
$A_b$	[-]	Wendel Ø5
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-

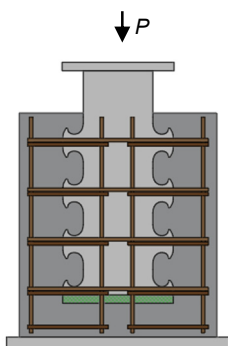


\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$

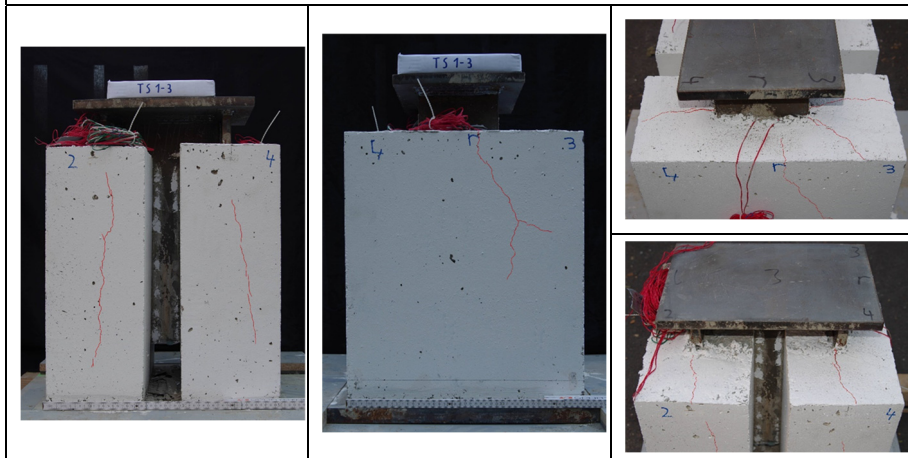
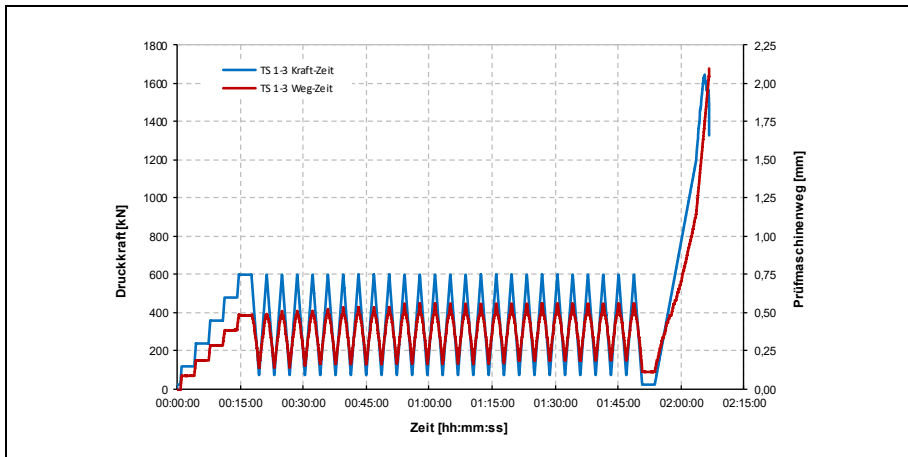


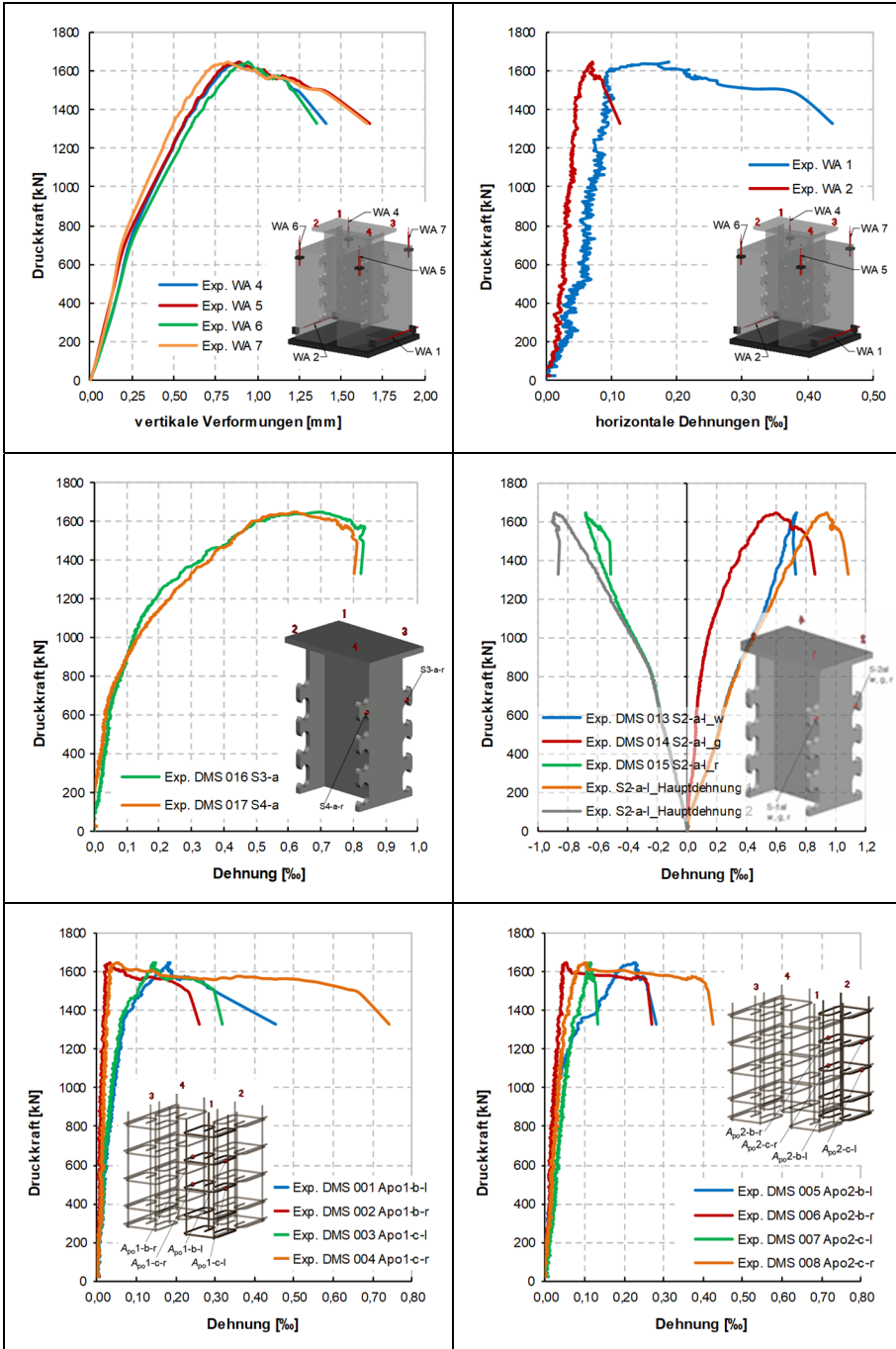


Experiment: TS 1-3		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Spalten des Probekörpers im Bereich 1/2 und 3/4
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>1646</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	<b>0,88</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40,5
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32.383
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	95 / 95
$A_{po}$	[-]	2 Ø8
$A_b$	[-]	-
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-



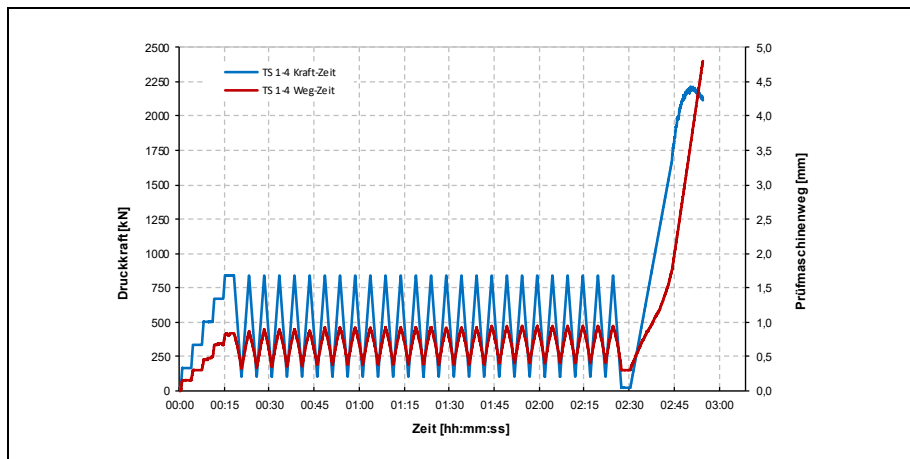
\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$

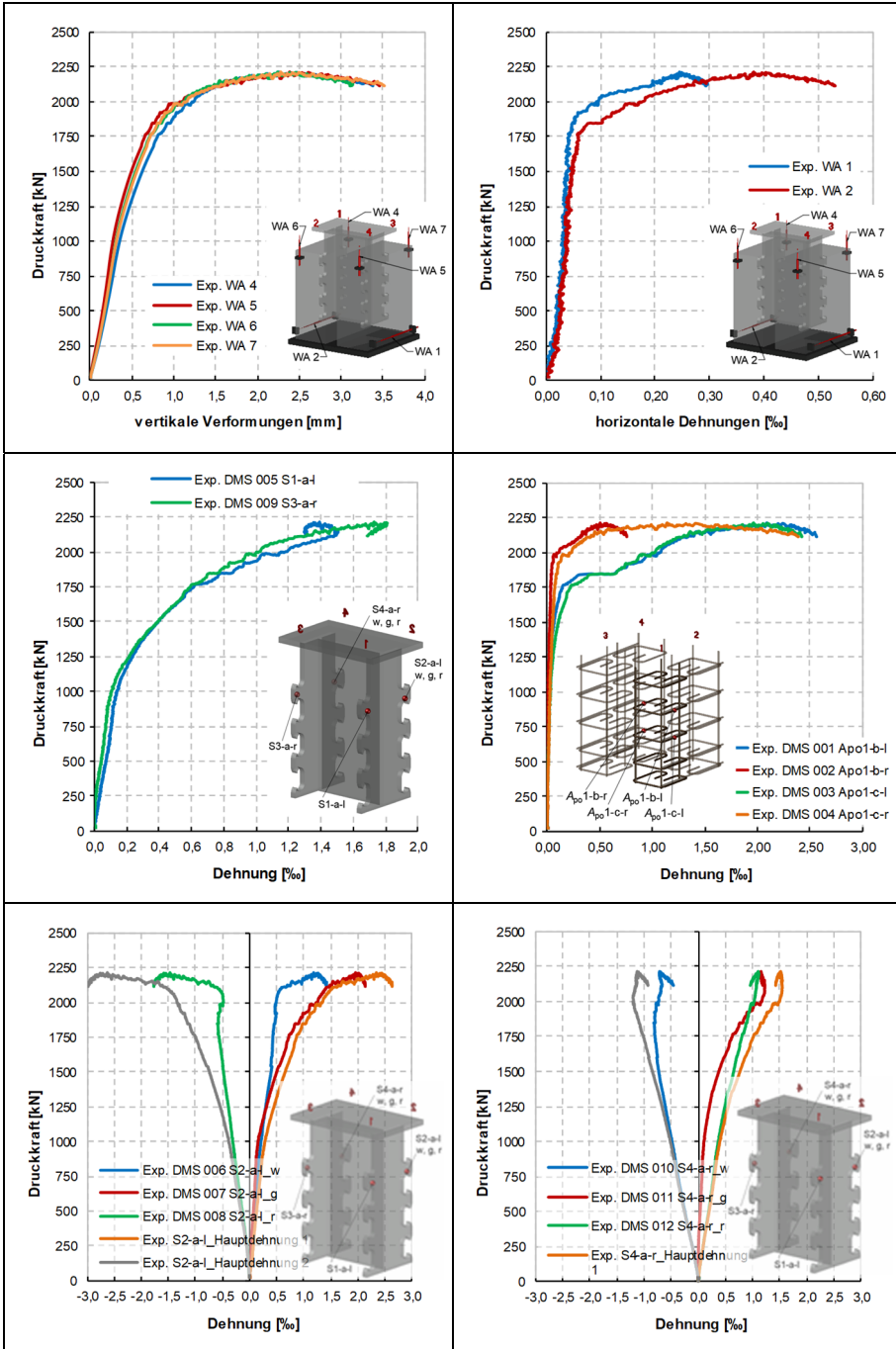




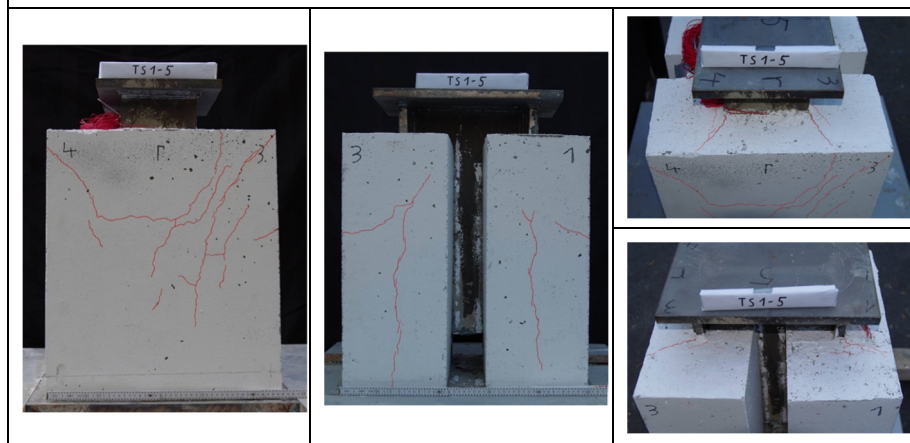
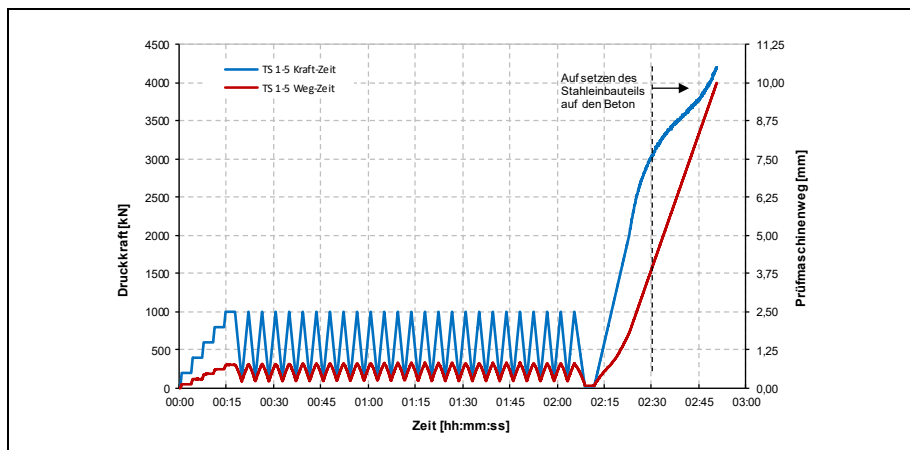
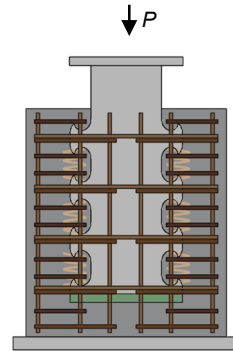
Experiment: TS 1-4		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Spalten mit Betonkantenbruch
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	2215
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	2,29
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40,5
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32.383
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	95 / 95
$A_{po}$	[-]	2 Ø8
$A_b$	[-]	Wendel Ø5
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-

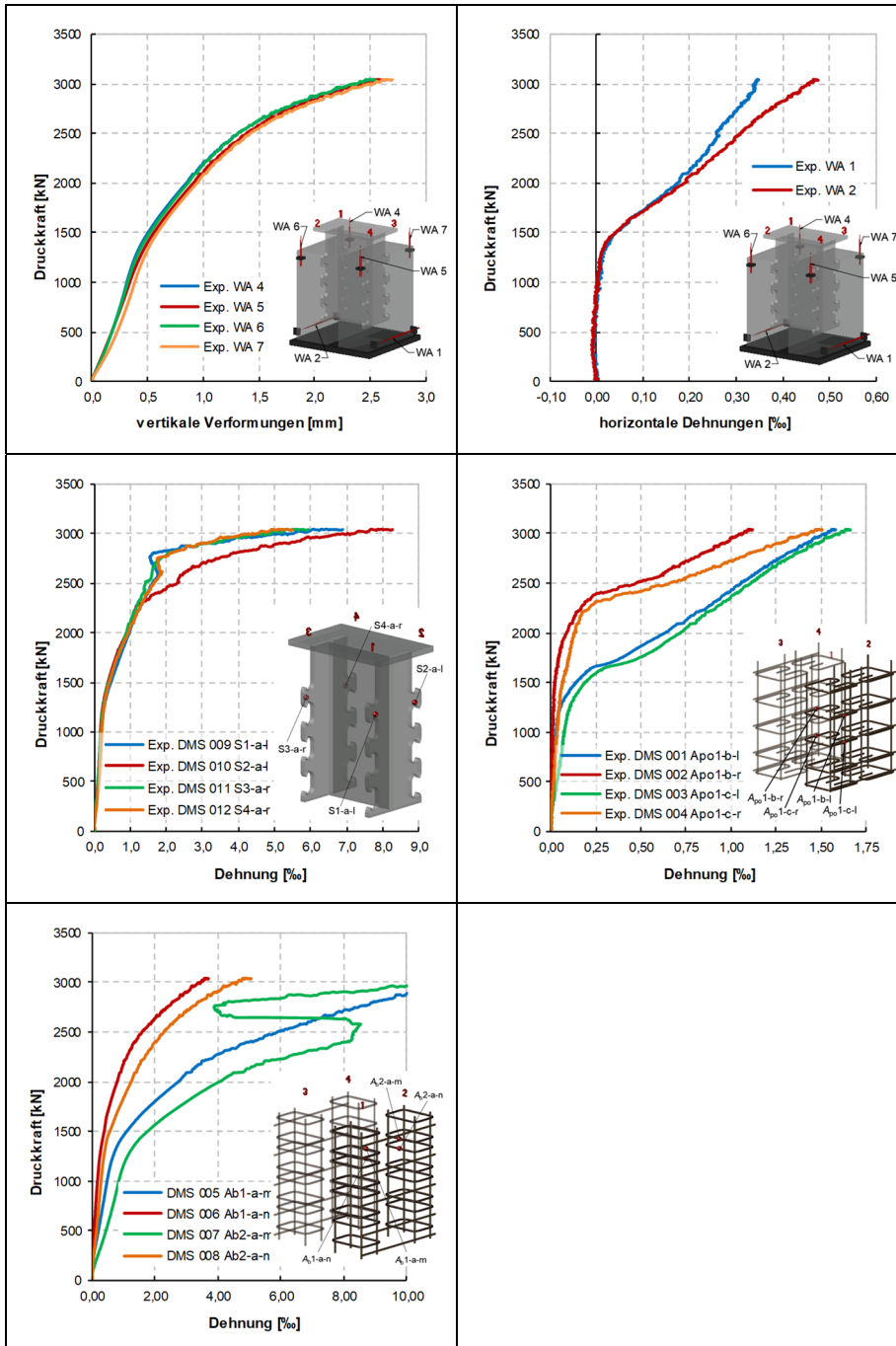
\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$



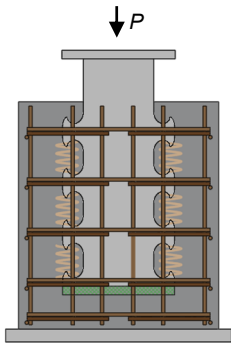


Experiment: TS 1-5		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Fließen der Stahldübel in allen Bereichen Abbruch nach Aufsetzen des Stahlprofils (~3000 kN)
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	-
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	-
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40,5
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32.383
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	95 / 95
$A_{po}$	[-]	2 Ø8
$A_b$	[-]	2 Ø8 + Wendel Ø5
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-
* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$		

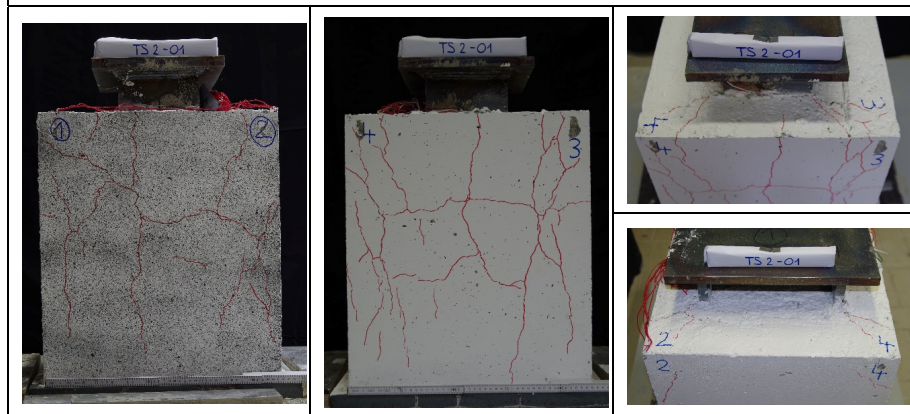
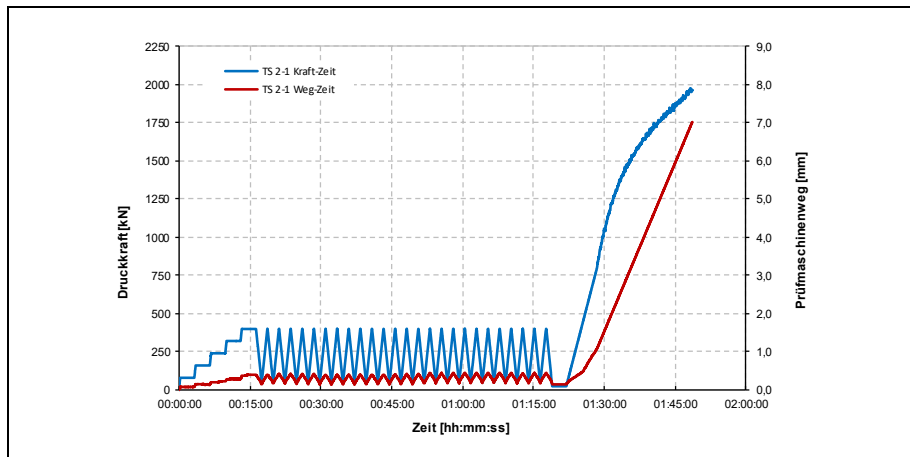


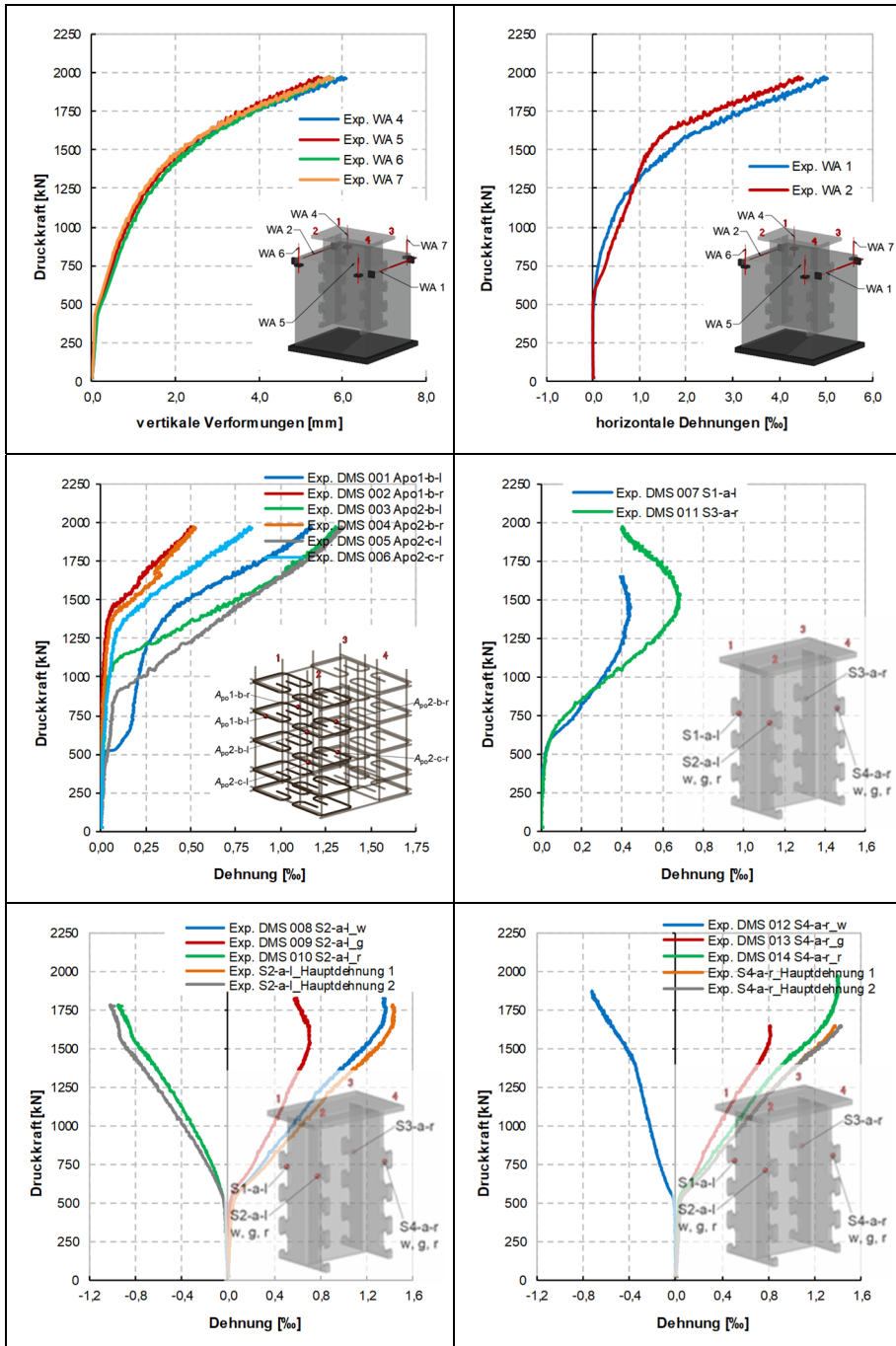


Experiment: TS 2-1		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Seitlicher Betonausbruch in den Flächen (1/2+3/4)
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	1975
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	5,69
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	20,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25.500
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	95 / 135**
$A_{po}$	[-]	2 Ø8
$A_b$	[-]	Wendel Ø5
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-

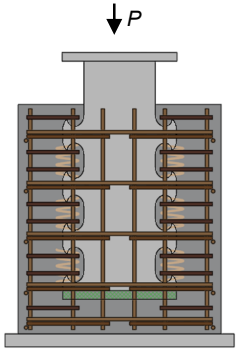


\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$   
 \*\*Prüfkörper wurde komplett betoniert, d.h. es besteht kein Spalt zwischen den Scheiben

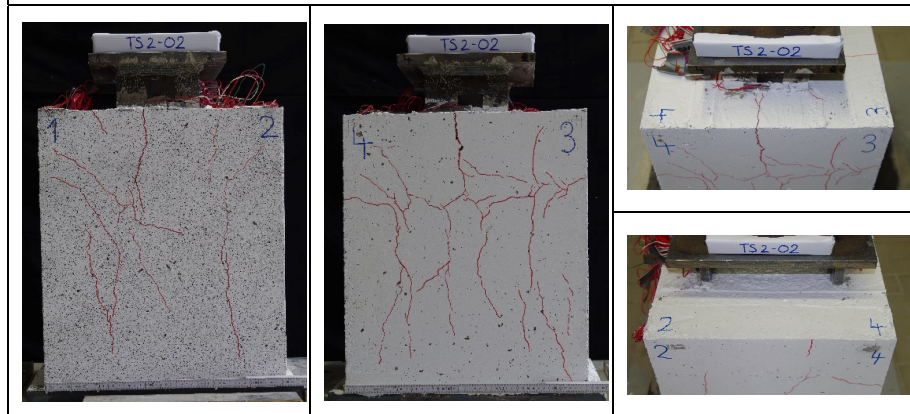
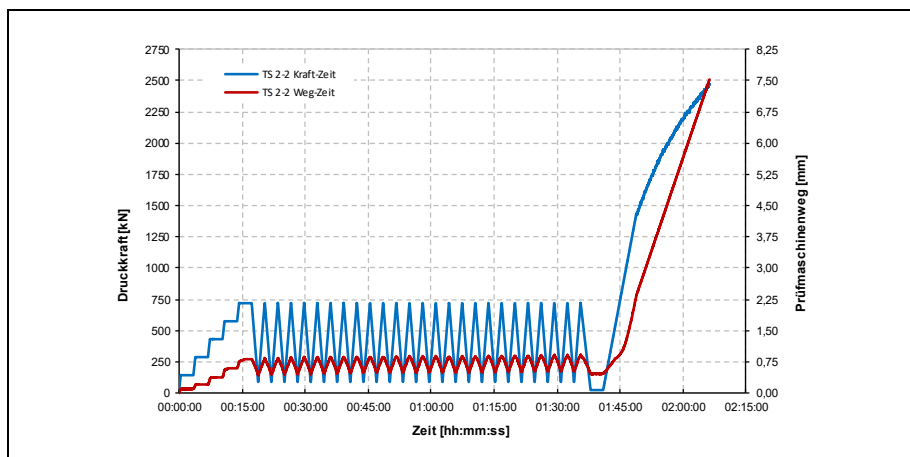


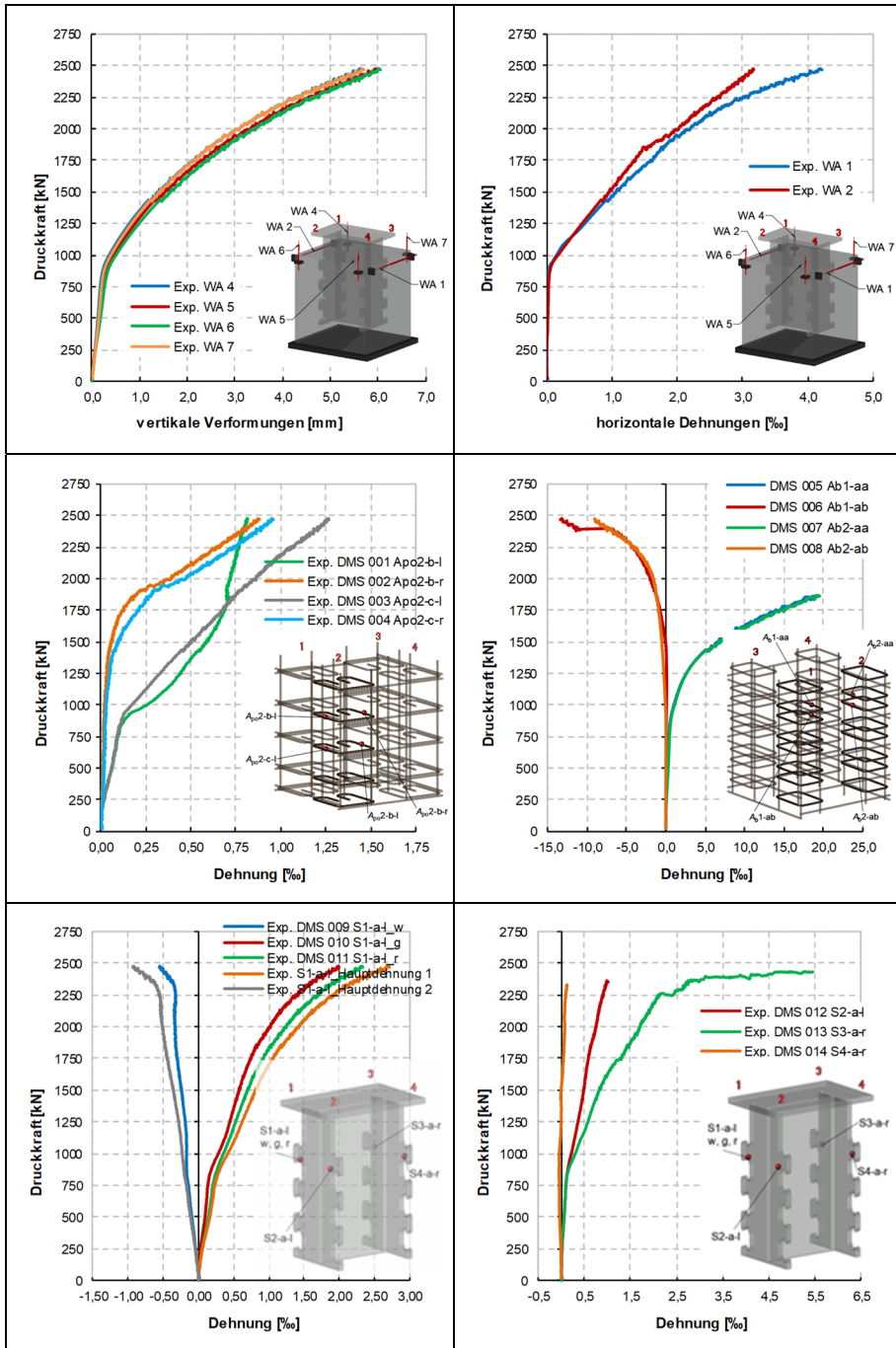


Experiment: <b>TS 2-2</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Seitlicher Betonausbruch in den Flächen (1/2+3/4)
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>2476</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	<b>5,82</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	20,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25.500
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	95 / 135**
$A_{po}$	[-]	2 Ø8
$A_b$	[-]	2 Ø8 + Wendel Ø5
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-

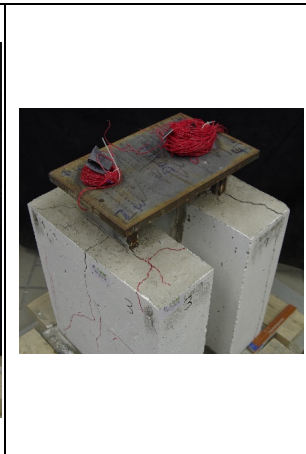
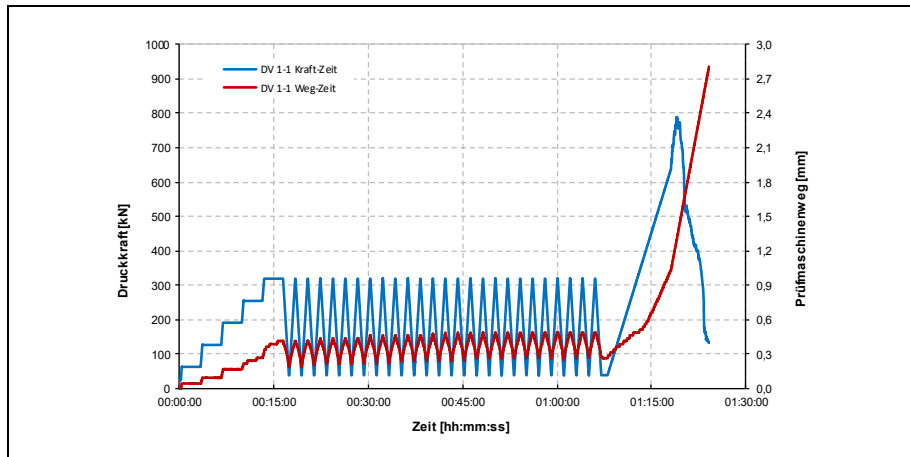
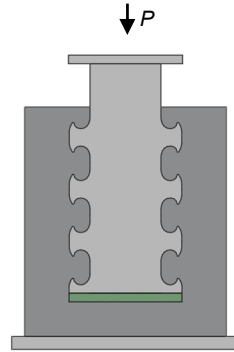


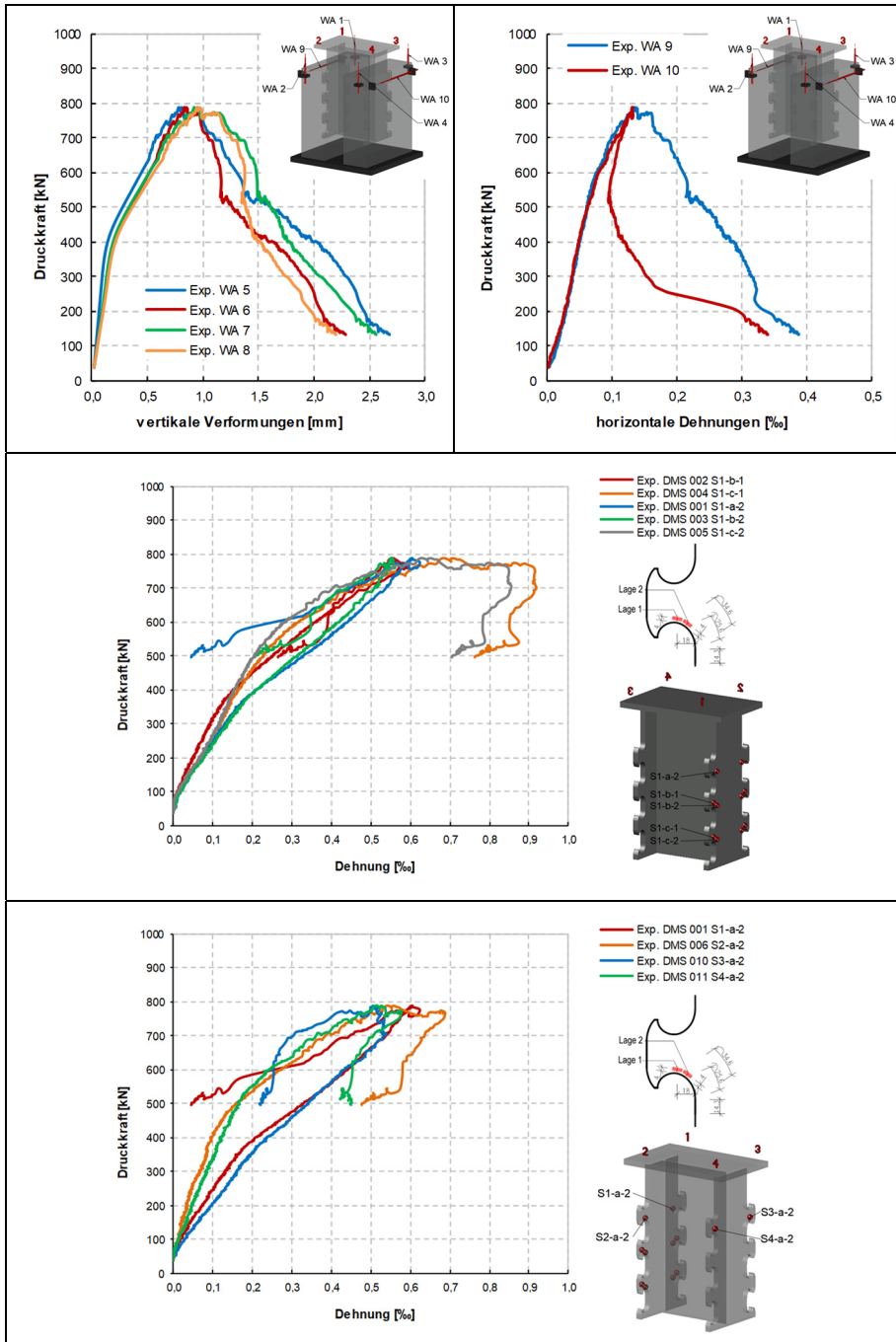
\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$   
 \*\*Prüfkörper wurde komplett betoniert, d.h. es besteht kein Spalt zwischen den Scheiben





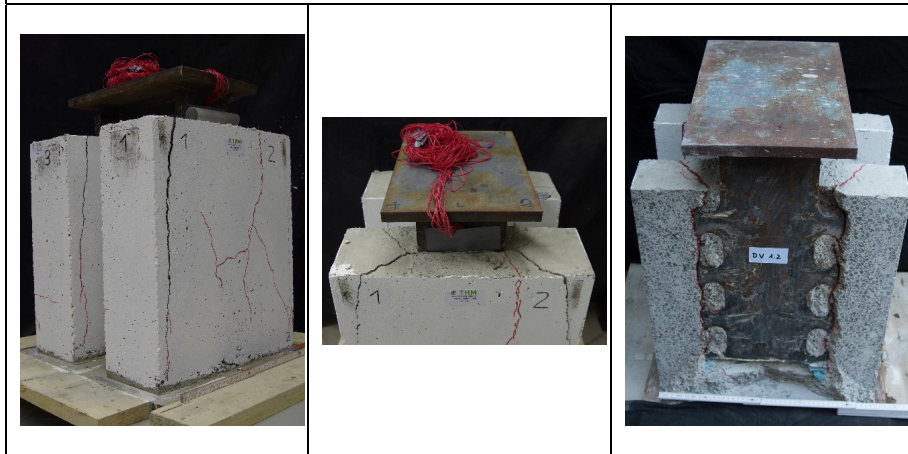
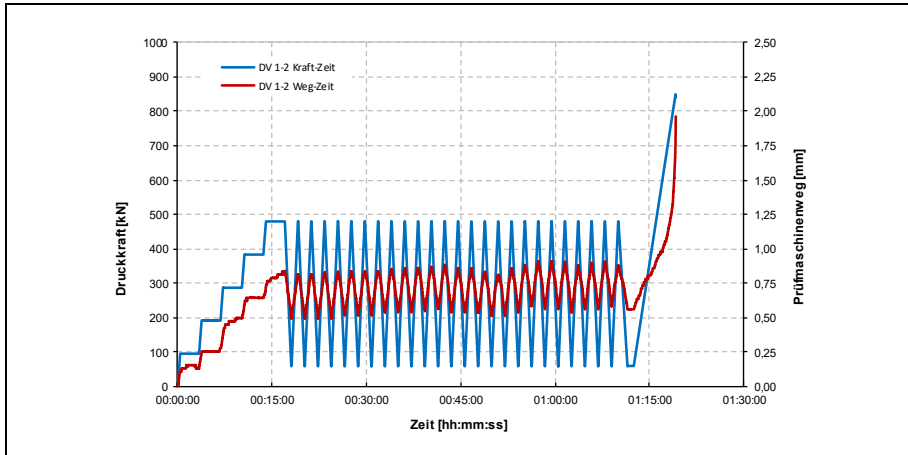
Experiment: DV 1.1		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Spalten mit Betonkantenbruch
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>788,2</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	<b>0,87</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29.308
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70 / 70
$A_{po}$	[-]	-
$A_b$	[-]	-
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-
* $f_{ctm} = 0,5 \cdot f_{ct,fl}$		

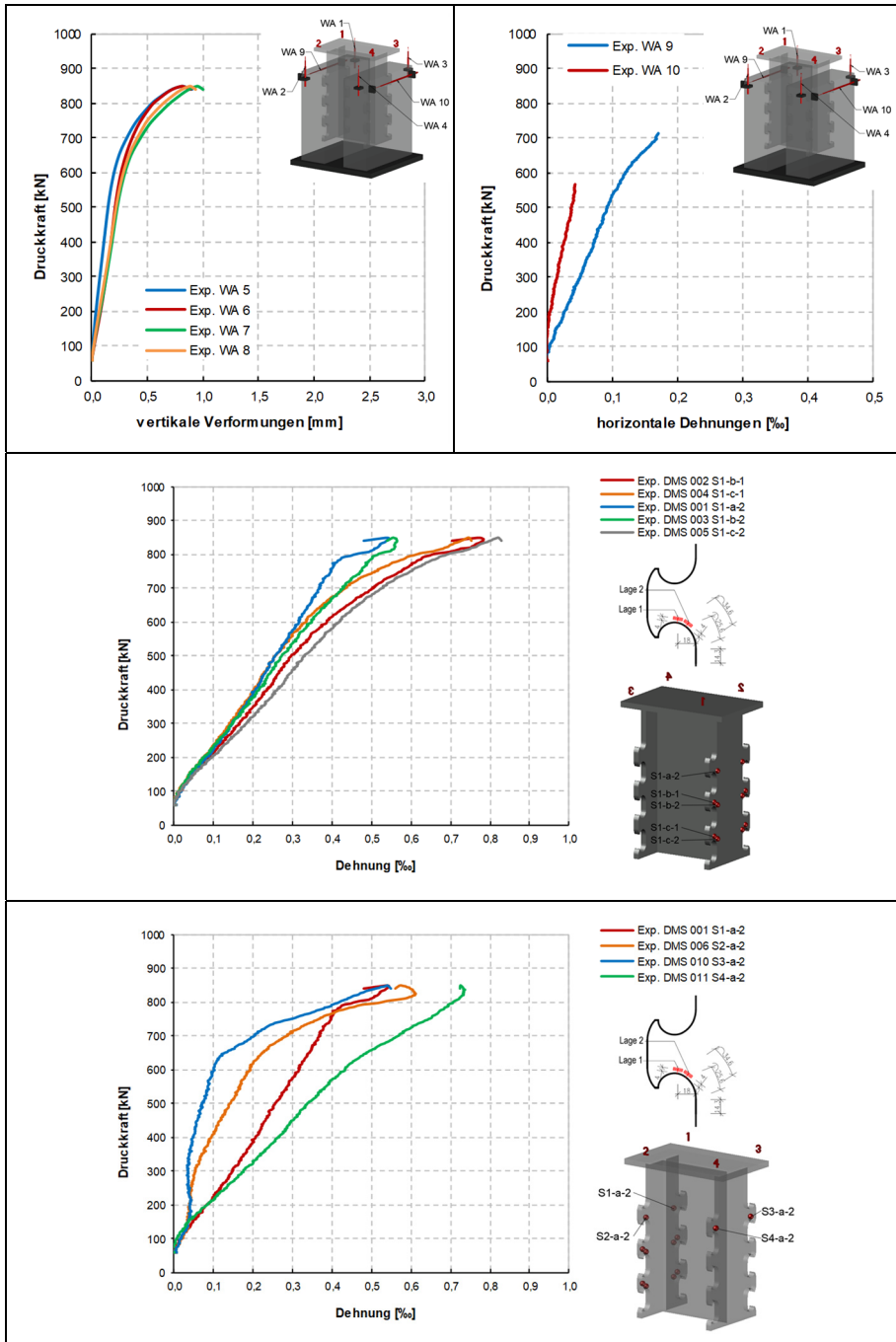




Experiment: DV 1.2		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Betonkantenbruch
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>849,2</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Mittelwert WA5 - WA8)	[mm]	<b>0,87</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,8*
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29.308
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70 / 70
$A_{po}$	[-]	-
$A_b$	[-]	-
$A_{sp}$	[-]	-
$A_{rhb}$	[-]	-

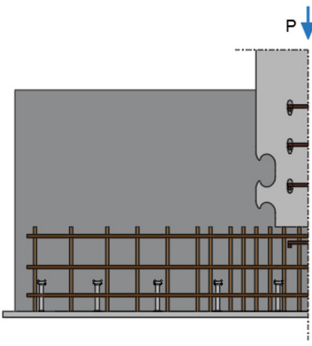
\* $f_{ctm} = 0,5 \cdot f_{ct,fl}$

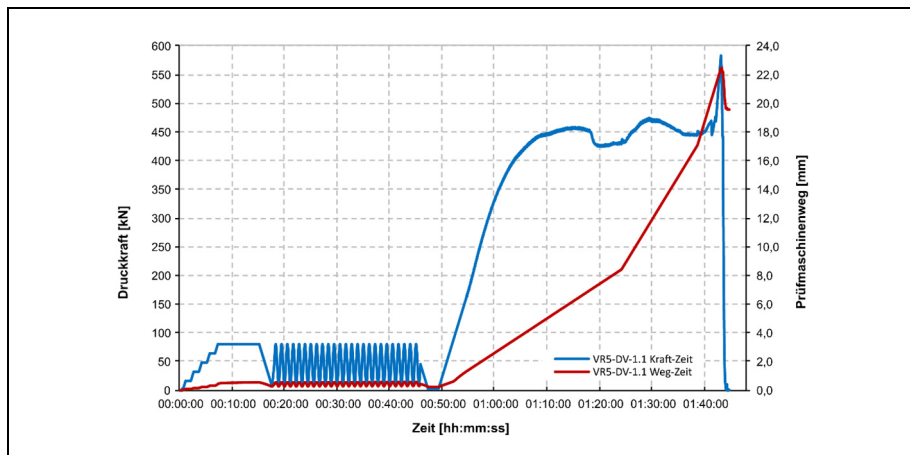


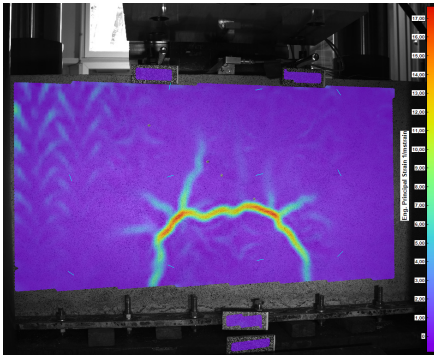


### C.3 Statische Push- Out Versuche am dünnwandigen Bauteil

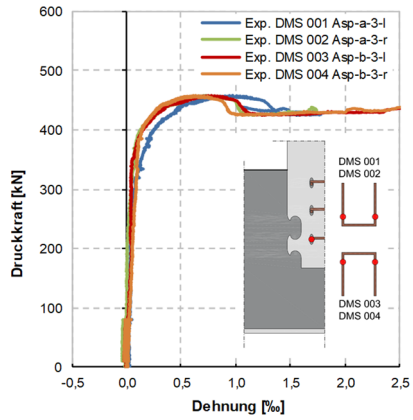
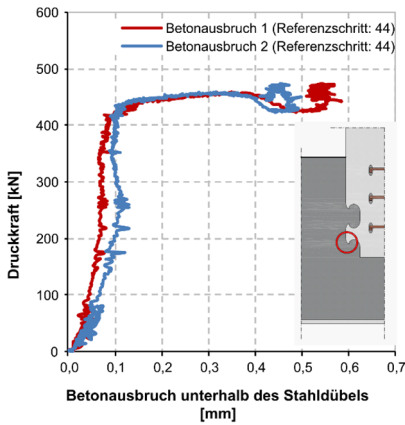
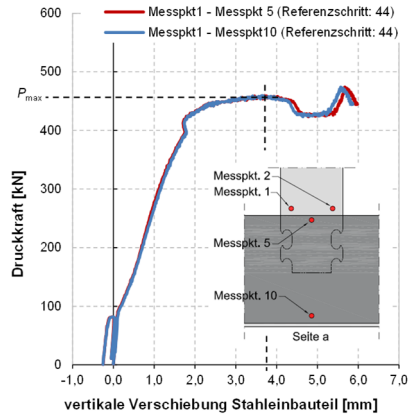
Experiment: <b>VR5-DV-1.1</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Lokaler Betonausbruch
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>458,3</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>4,65</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt5)	[mm]	<b>3,75</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,70
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	226



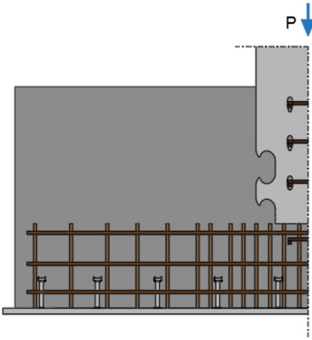




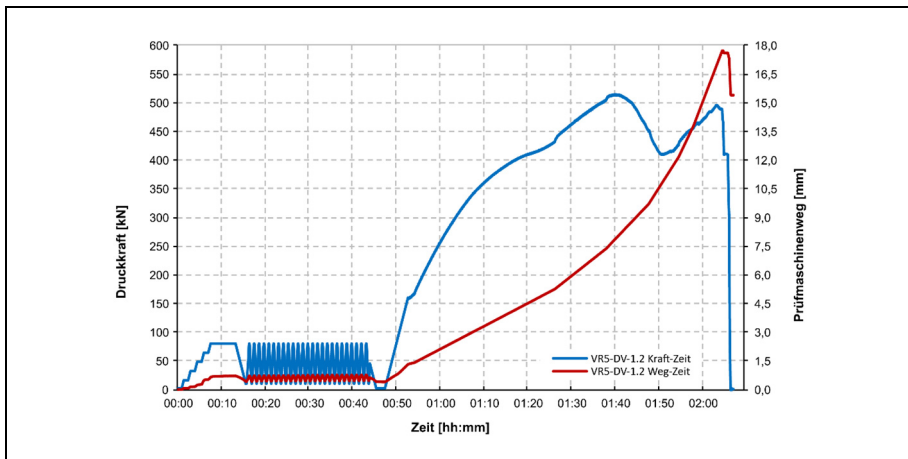
Darstellung der Hauptdehnungen bei  $P_{max}$  [%]

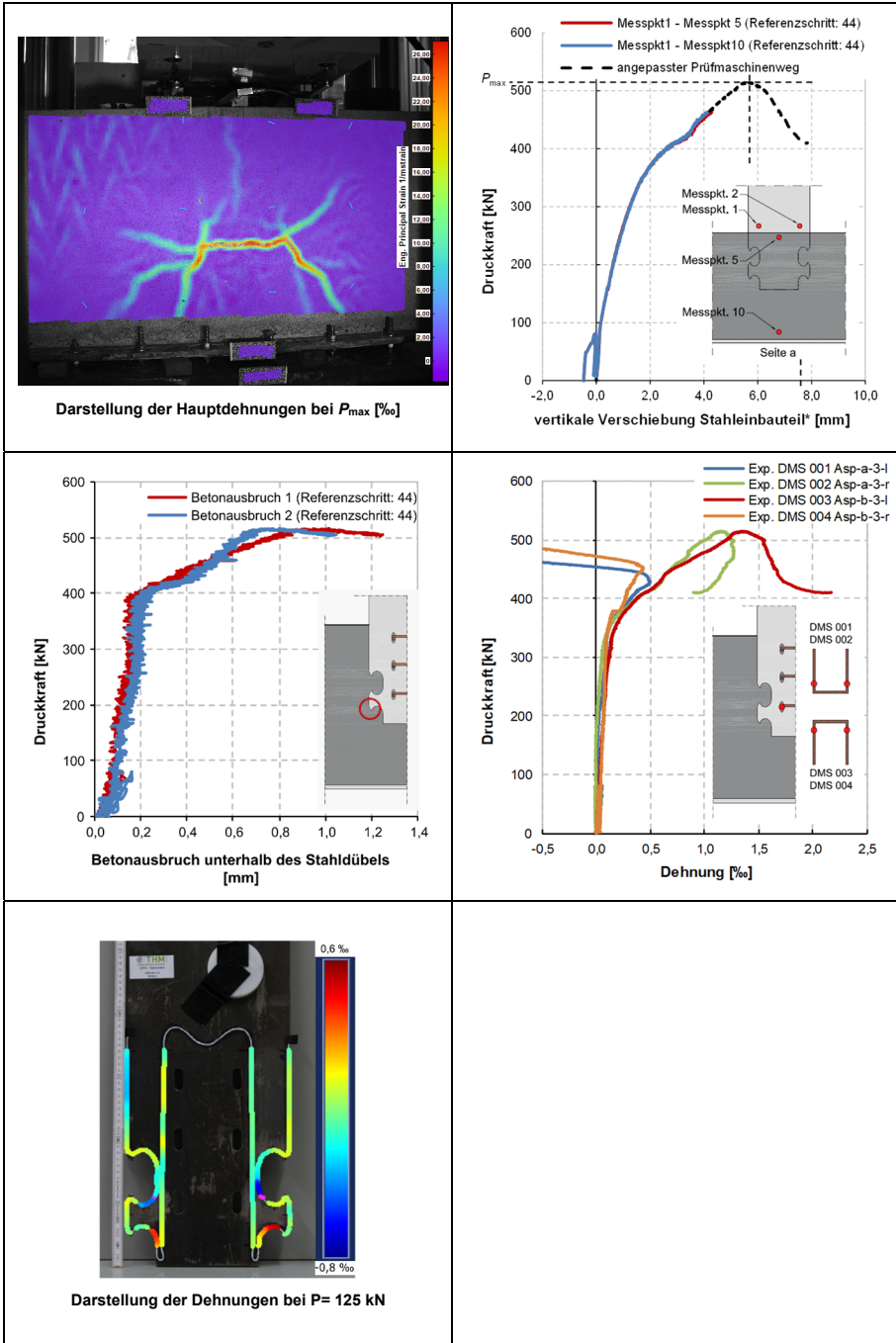


Experiment: <b>VR5-DV-1.2</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Lokaler Betonausbruch
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>514,5</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>6,97*</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt5)	[mm]	<b>5,62*</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,70
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	226



\* ausgewertete Messpunkte stimmen nicht mit dem Prüfmaschinenweg überein

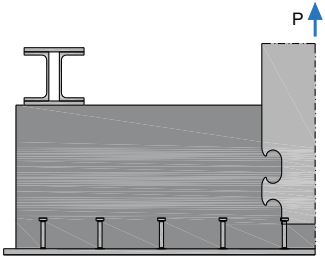




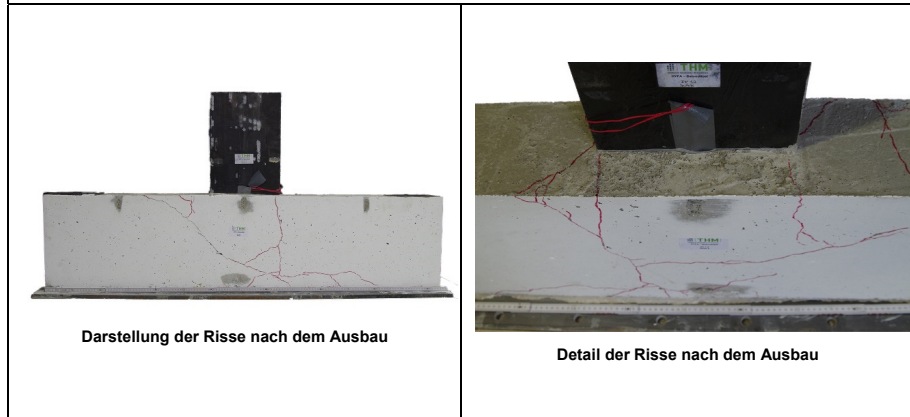
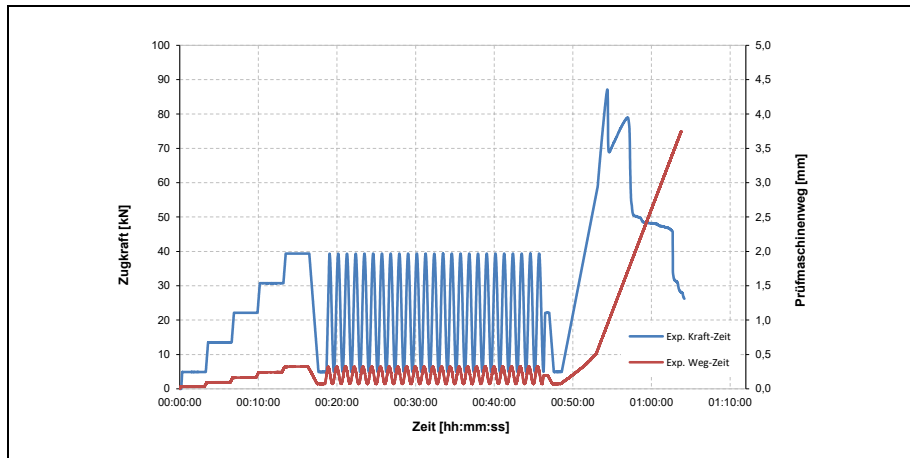
\* auf Grund eines Messfehlers in den Messpunkten 1+2 wurde ab einer Belastung von 465 kN ein angepasster Prüfmaschinenweg herangezogen, wodurch Ungenauigkeiten in der Auswertung entstehen können.

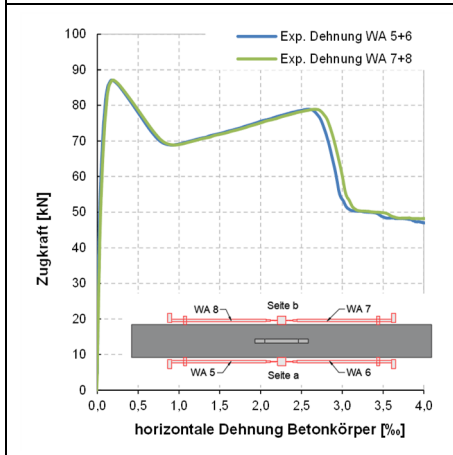
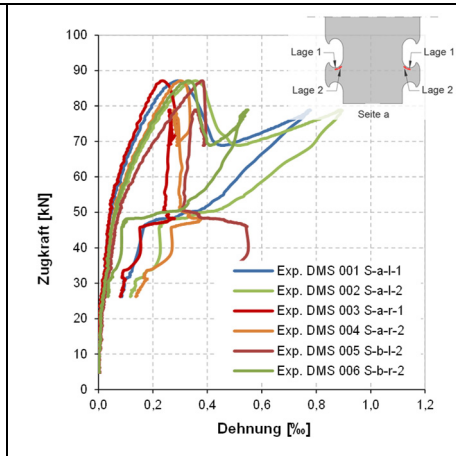
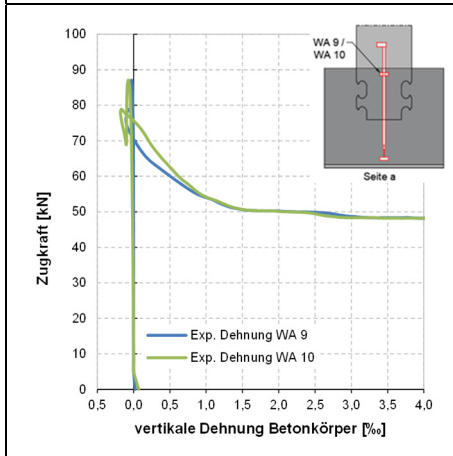
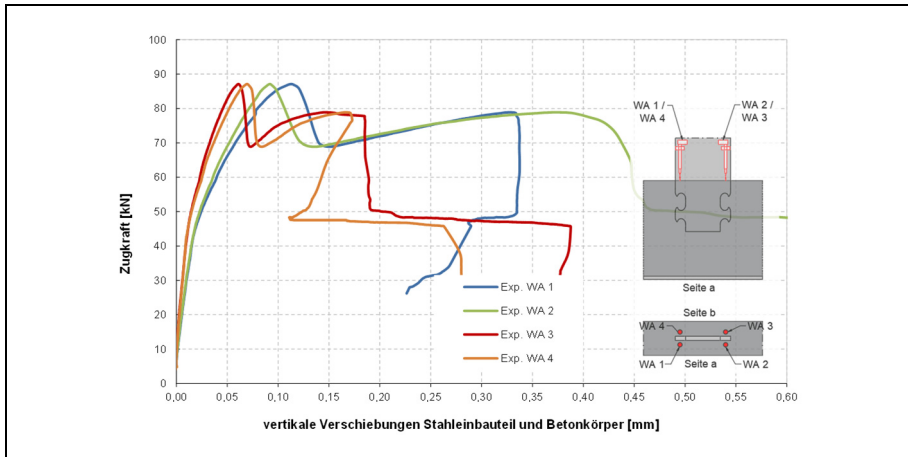
### C.4 Statische Pull- Out Versuche

Experiment: <b>VR2-ZV-1.2</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Betonausbruch I
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>88,7</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast (hier: Prüfmaschinenweg)	[mm]	<b>0,88</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}^*$	[mm]	<b>0,07*</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cvl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	17,1
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,7**
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22.089
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	176



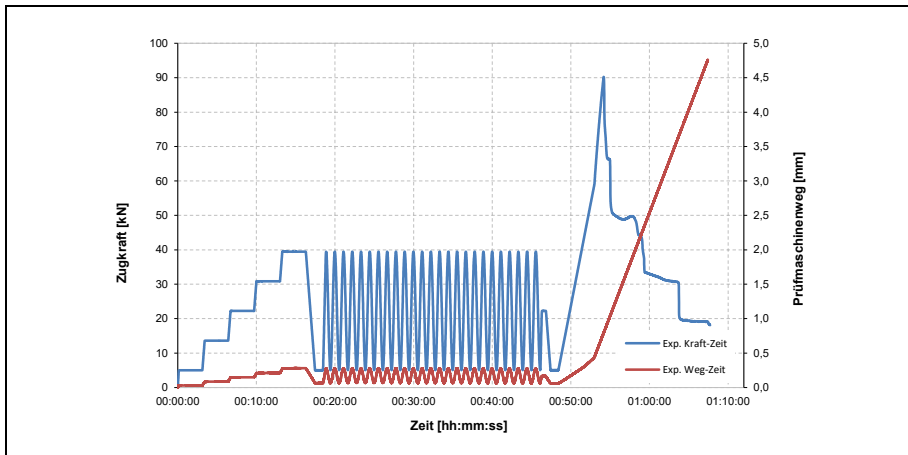
\* ermittelt aus  $WA \left[ \frac{(WA1+WA2)}{2} + WA9 \right] + \left[ \frac{(WA3+WA4)}{2} + WA10 \right] / 2$   
 \*\*  $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$

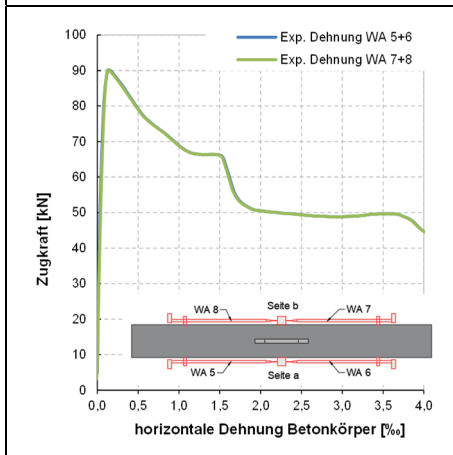
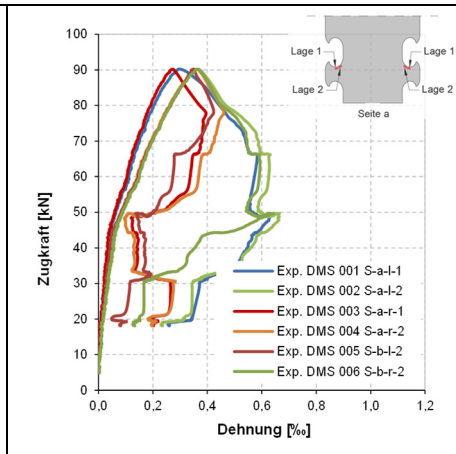
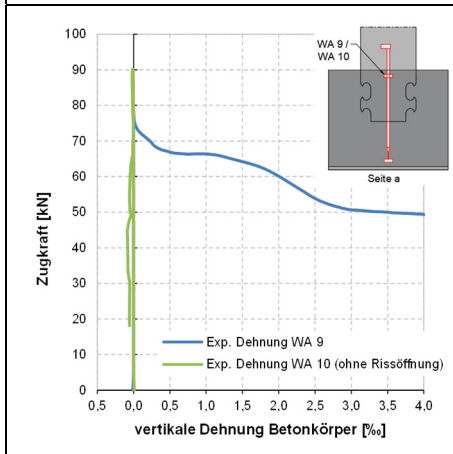
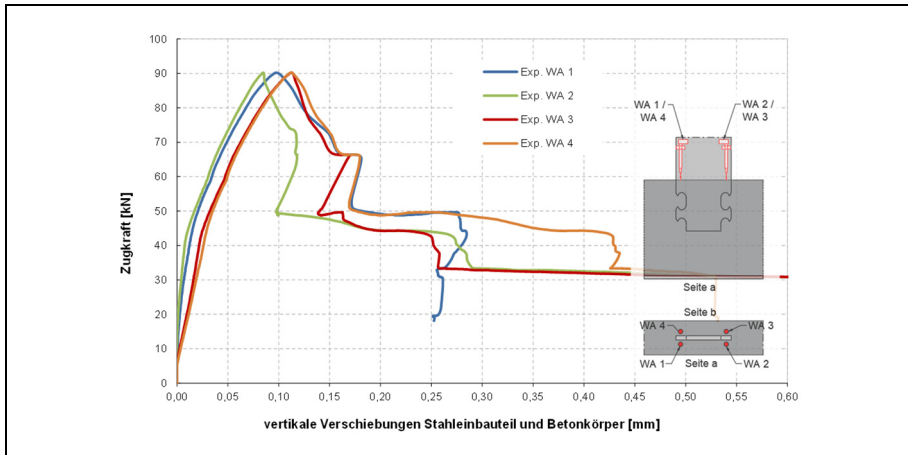




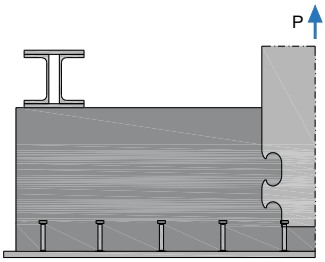
Experiment: <b>VR2-ZV-1.3</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Betonausbruch I
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>91,7</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast (hier: Prüfmaschinenweg)	[mm]	<b>0,79</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}^*$	[mm]	<b>0,10*</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	17,1
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,7**
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22.089
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	176

\*ermittelt aus WA  $[(WA1+WA2)/2+WA9]+((WA3+WA4)/2+WA10)]/2$   
 \*\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$

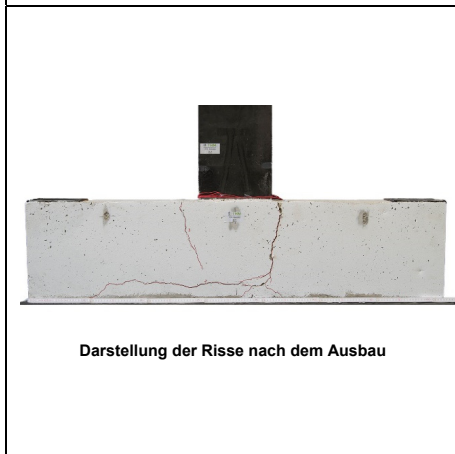
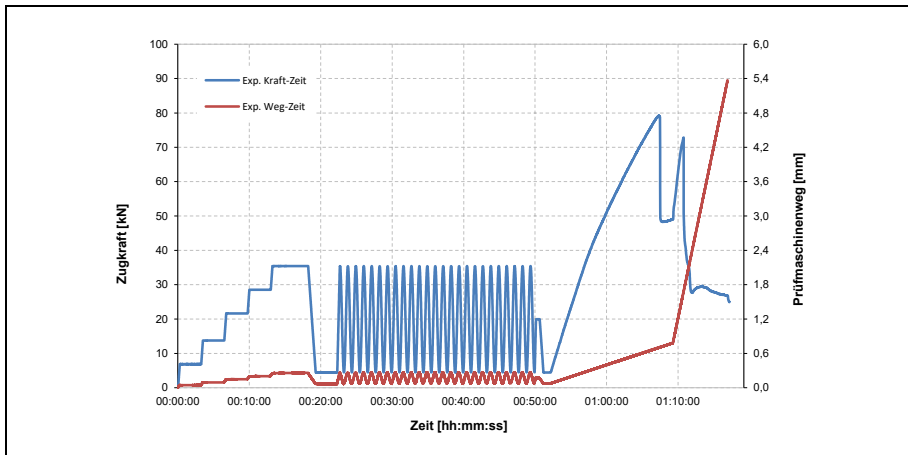


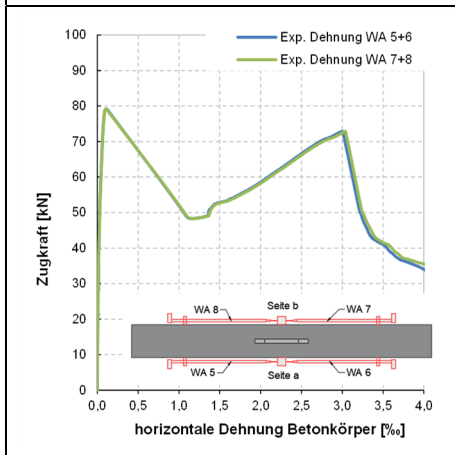
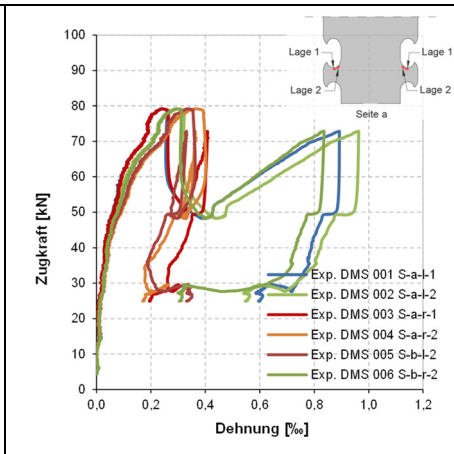
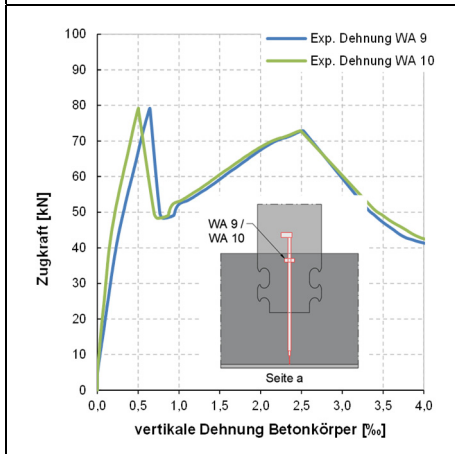
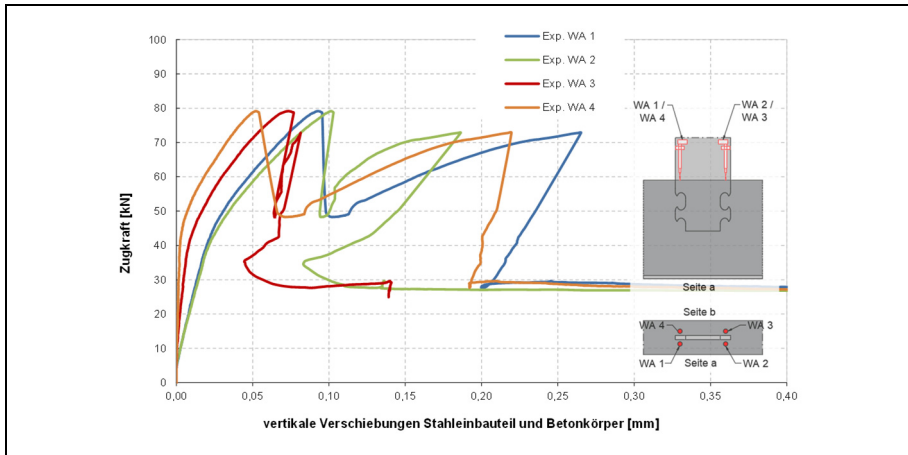


Experiment: <b>VR3-ZV-1.4</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Betonausbruch I
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>79,2</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast (hier: Prüfmaschinenweg)	[mm]	<b>0,70</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}^*$	[mm]	<b>0,25*</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,0**
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	23.885
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	176

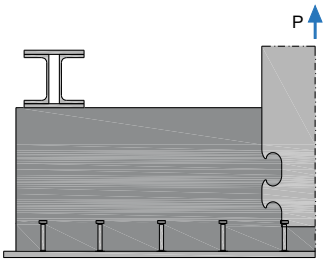


\*ermittelt aus WA  $[(WA1+WA2)/2+WA9]+((WA3+WA4)/2+WA10)/2$   
 \*\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$

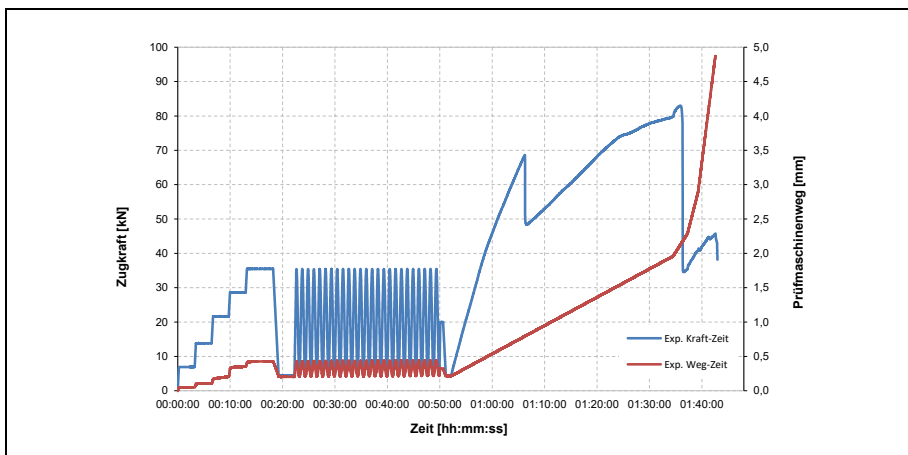


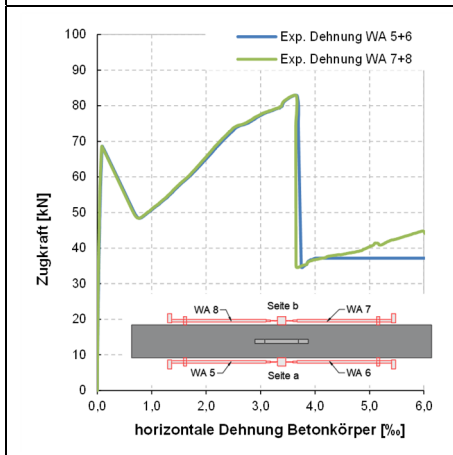
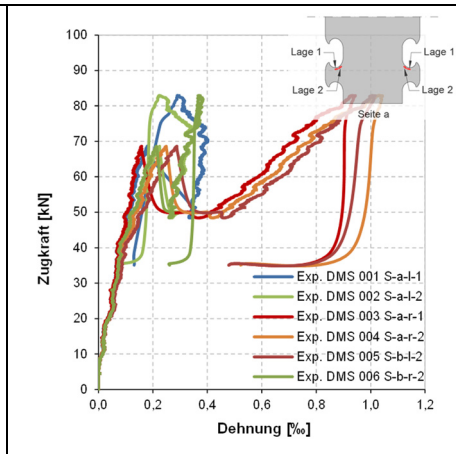
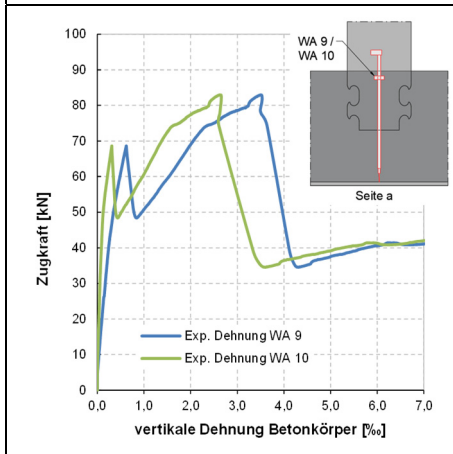
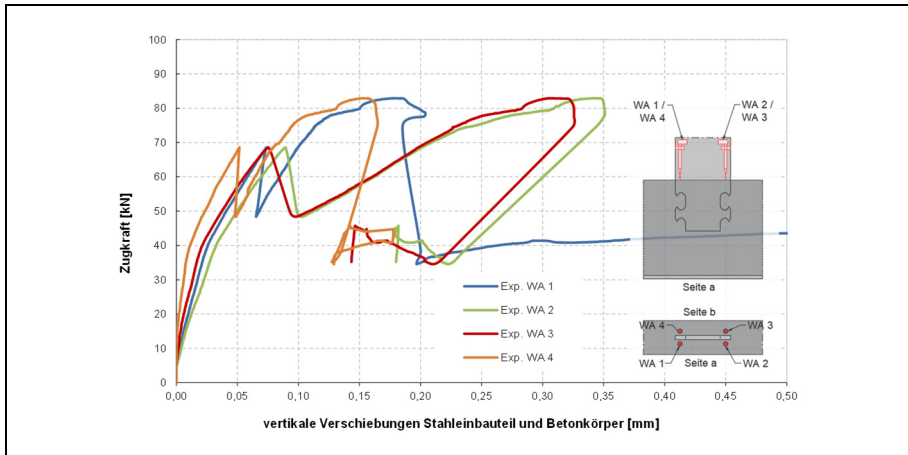


Experiment: <b>VR3-ZV-1.5</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Betonausbruch I
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>68,6*</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast (hier: Prüfmaschinenweg)	[mm]	<b>0,80*</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}^*$	[mm]	<b>0,21**</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,0***
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	23.885
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	176

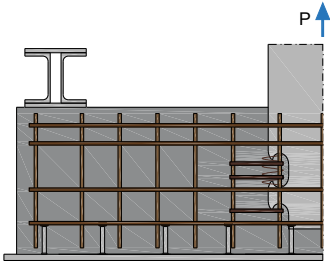


\*ausgewertet beim ersten Lastabfall  
 \*\*Ungenauigkeiten da ermittelt aus  $WA \left[ \frac{(WA1+WA2)}{2} + WA9 + \frac{(WA3+WA4)}{2} + WA10 \right] / 2$   
 \*\*\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$



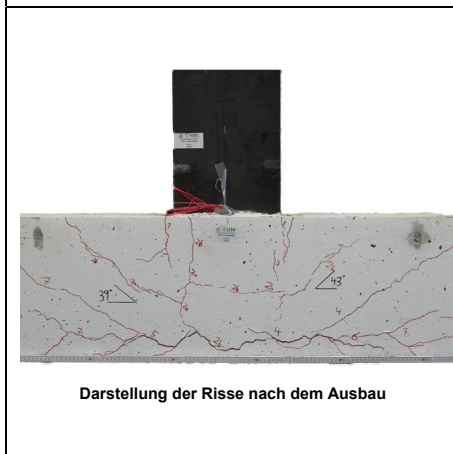
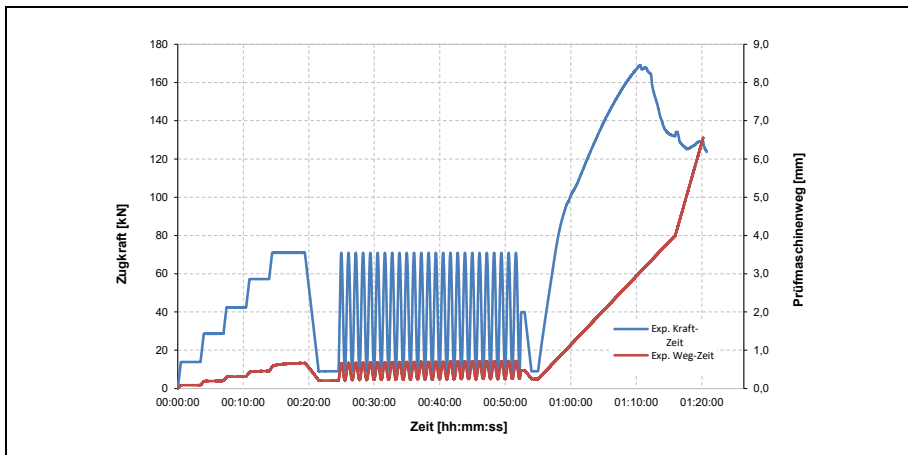


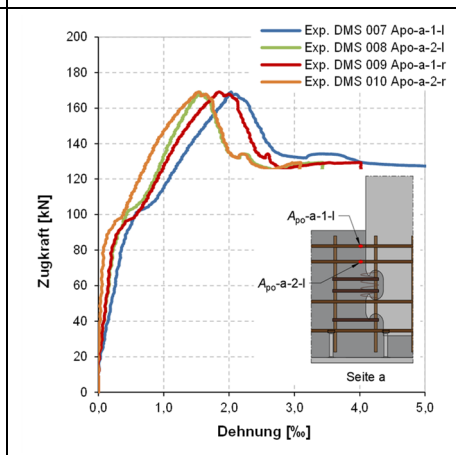
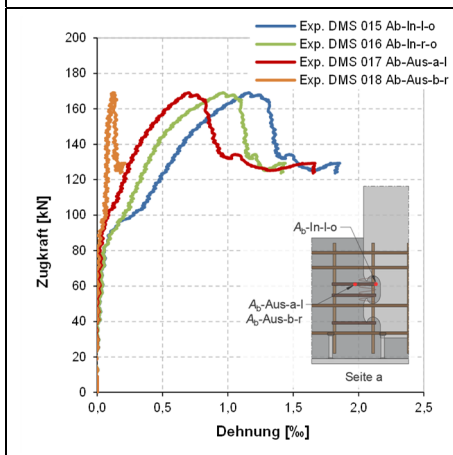
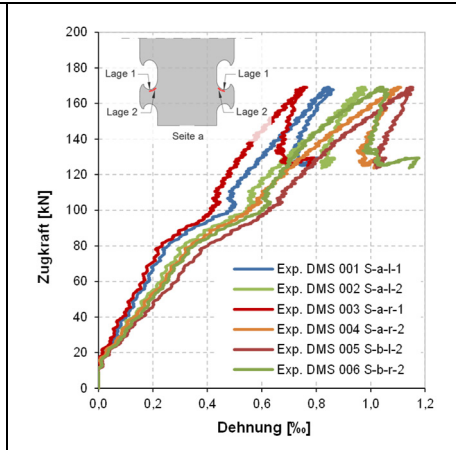
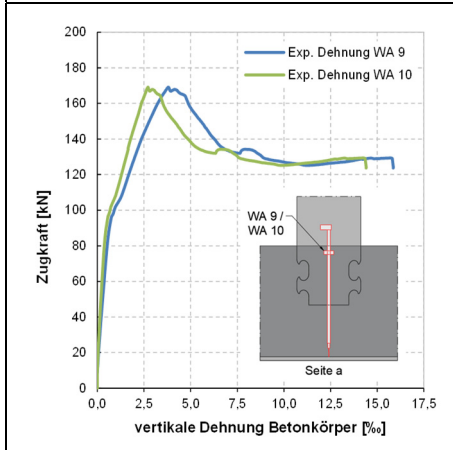
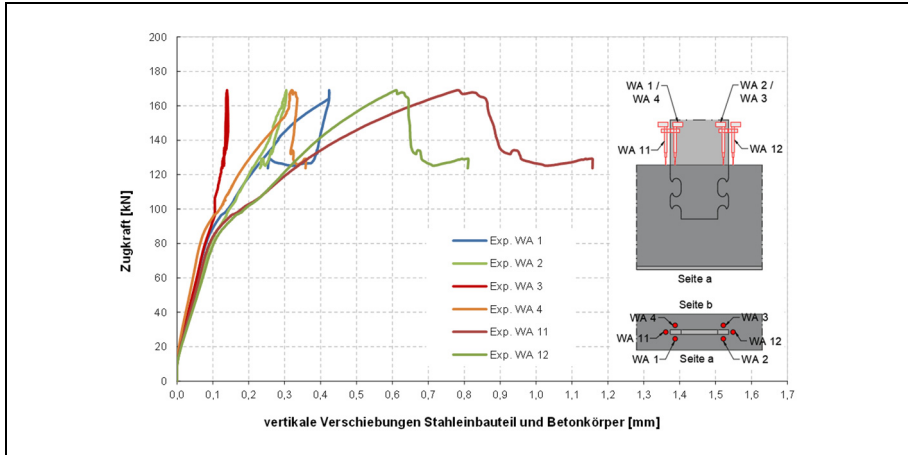
Experiment: <b>VR3-ZV-2.2</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Ausstanzbew.
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>169,1</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast (hier: Prüfmaschinenweg)	[mm]	<b>3,04</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}^*$	[mm]	<b>1,28*</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,0**
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	23.885
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	176



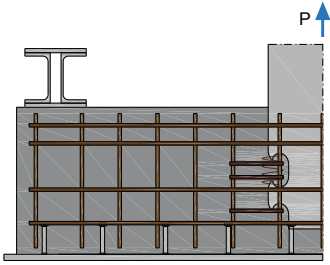
\*Ungenauigkeiten da ermittelt aus  $WA \left[ \frac{(WA1+WA2)/2+WA9}{2} + \frac{(WA3+WA4)/2+WA10}{2} \right]$

\*\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$



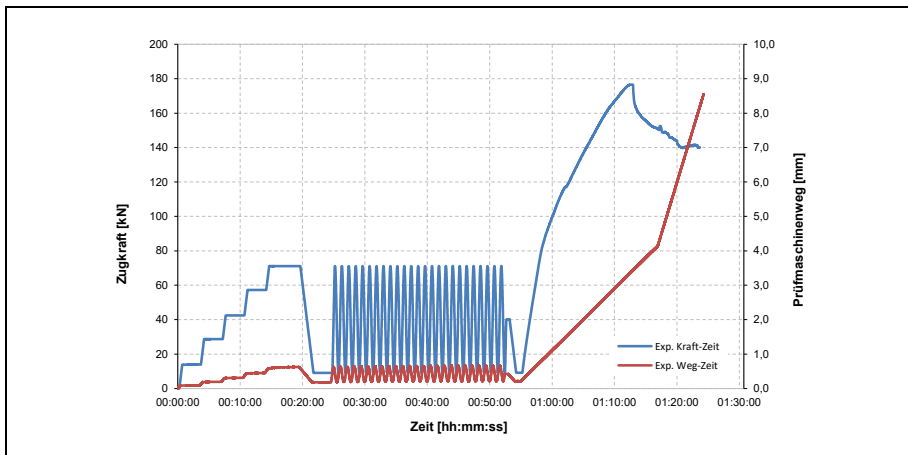


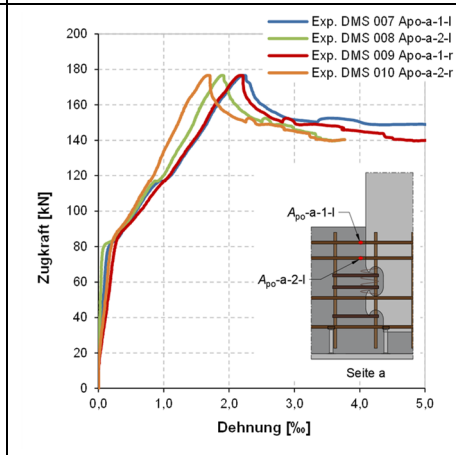
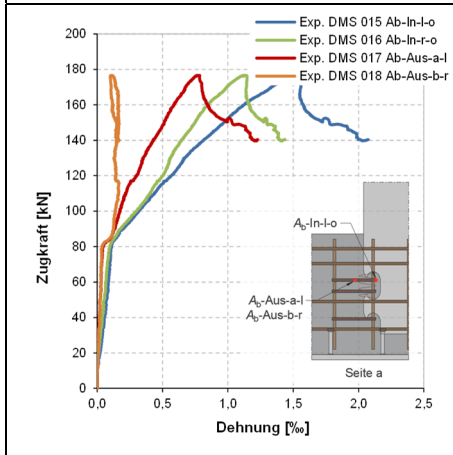
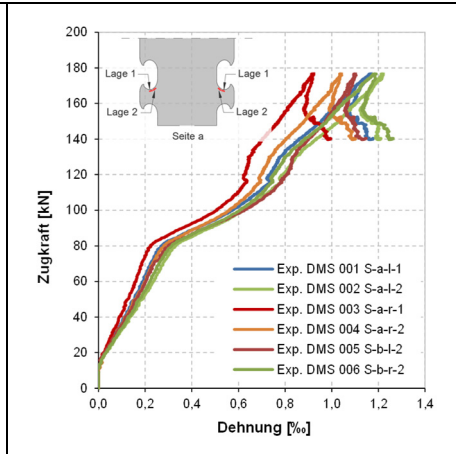
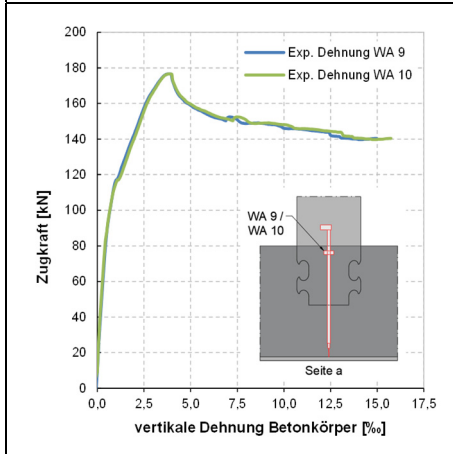
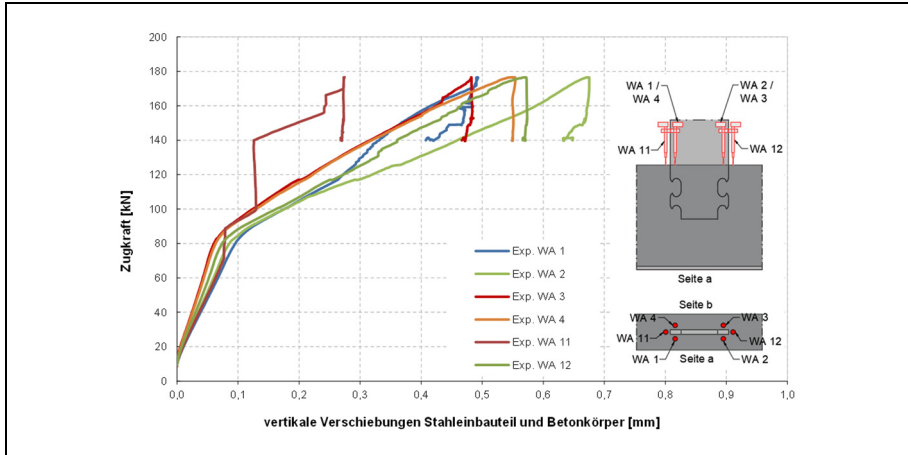
Experiment: <b>VR3-ZV-2.3</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Ausstanzbew.
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>176,6</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast (hier: Prüfmaschinenweg)	[mm]	<b>3,35</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}^*$	[mm]	<b>1,71*</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,0**
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	23.885
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	176



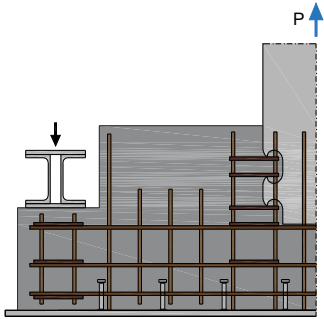
\*Ungenauigkeiten da ermittelt aus  $WA \left[ \frac{(WA1+WA2)/2+WA9}{2} + \frac{(WA3+WA4)/2+WA10}{2} \right]$

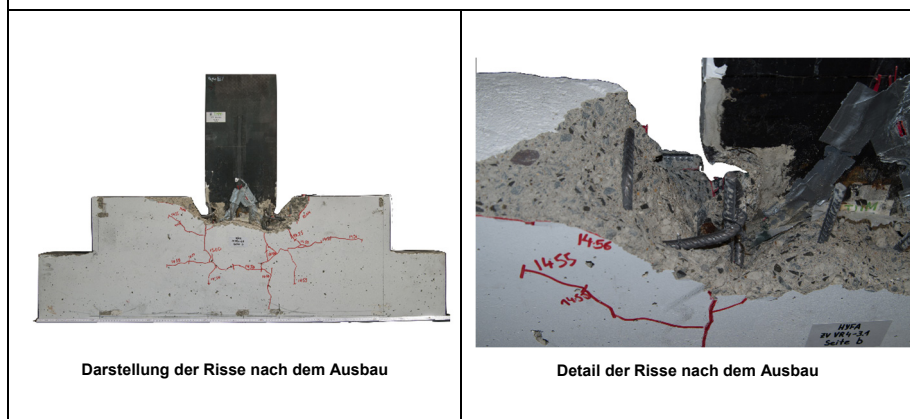
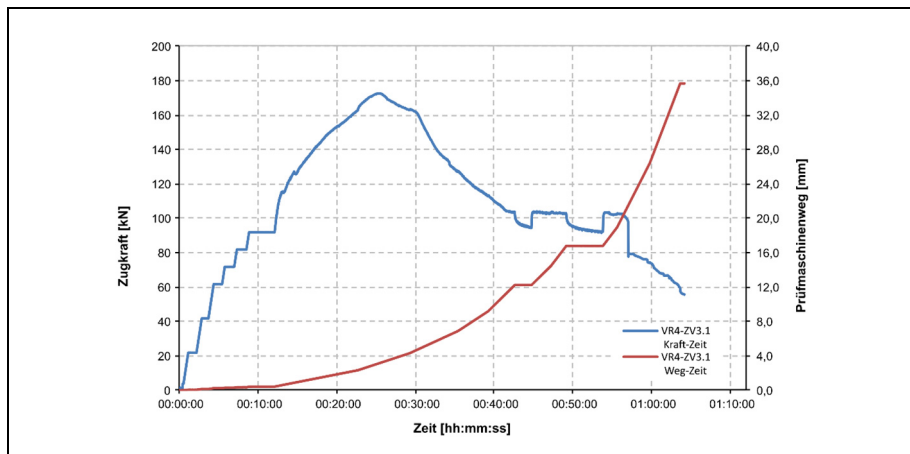
\*\* $f_{ctm} = 0,5 * f_{ct,fl}$

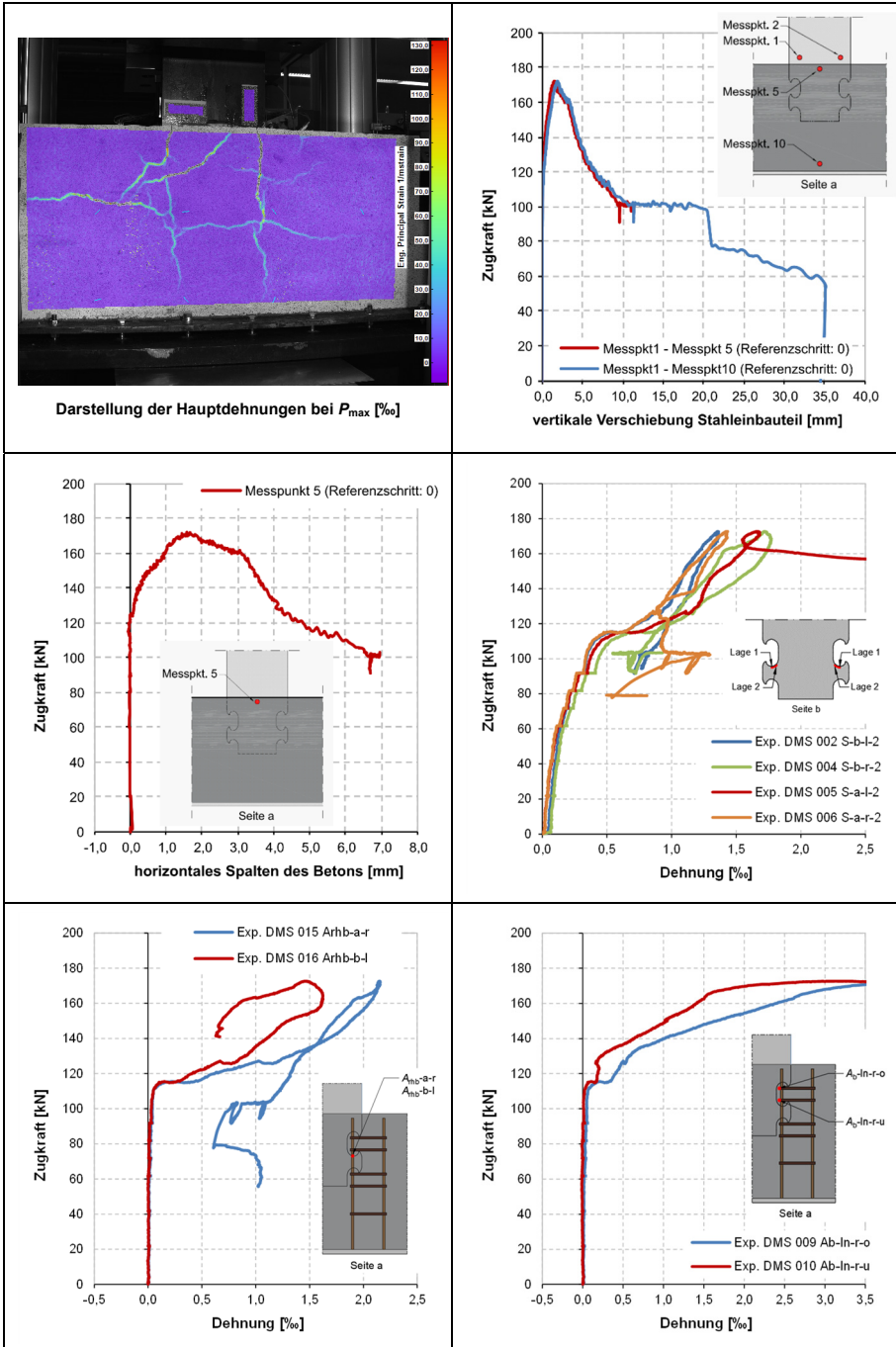




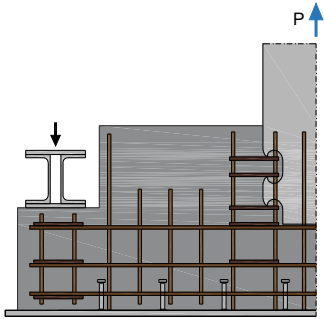
Experiment: <b>VR4-ZV-3.1</b>		
Beschreibung/ Versagen	[-]	Statischer Referenzversuch ohne Vorbelastung 1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Dübelsbewehrung durch Querbelastung
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>172,0</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,93</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt10)	[mm]	<b>1,90</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126

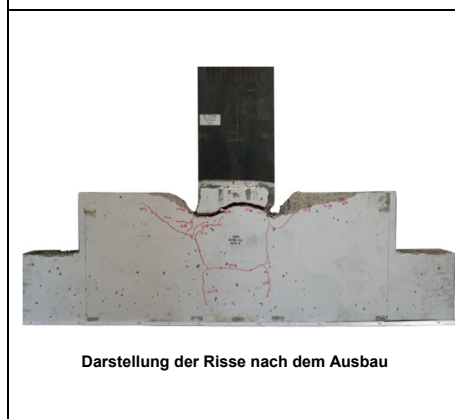
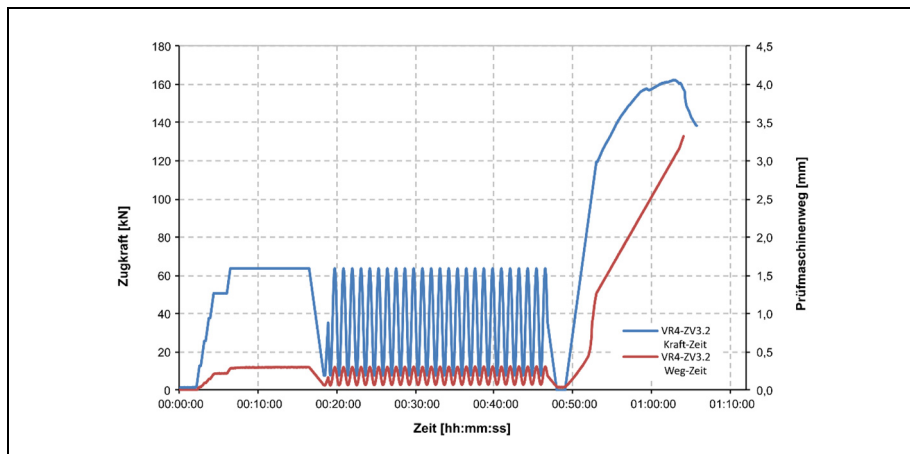


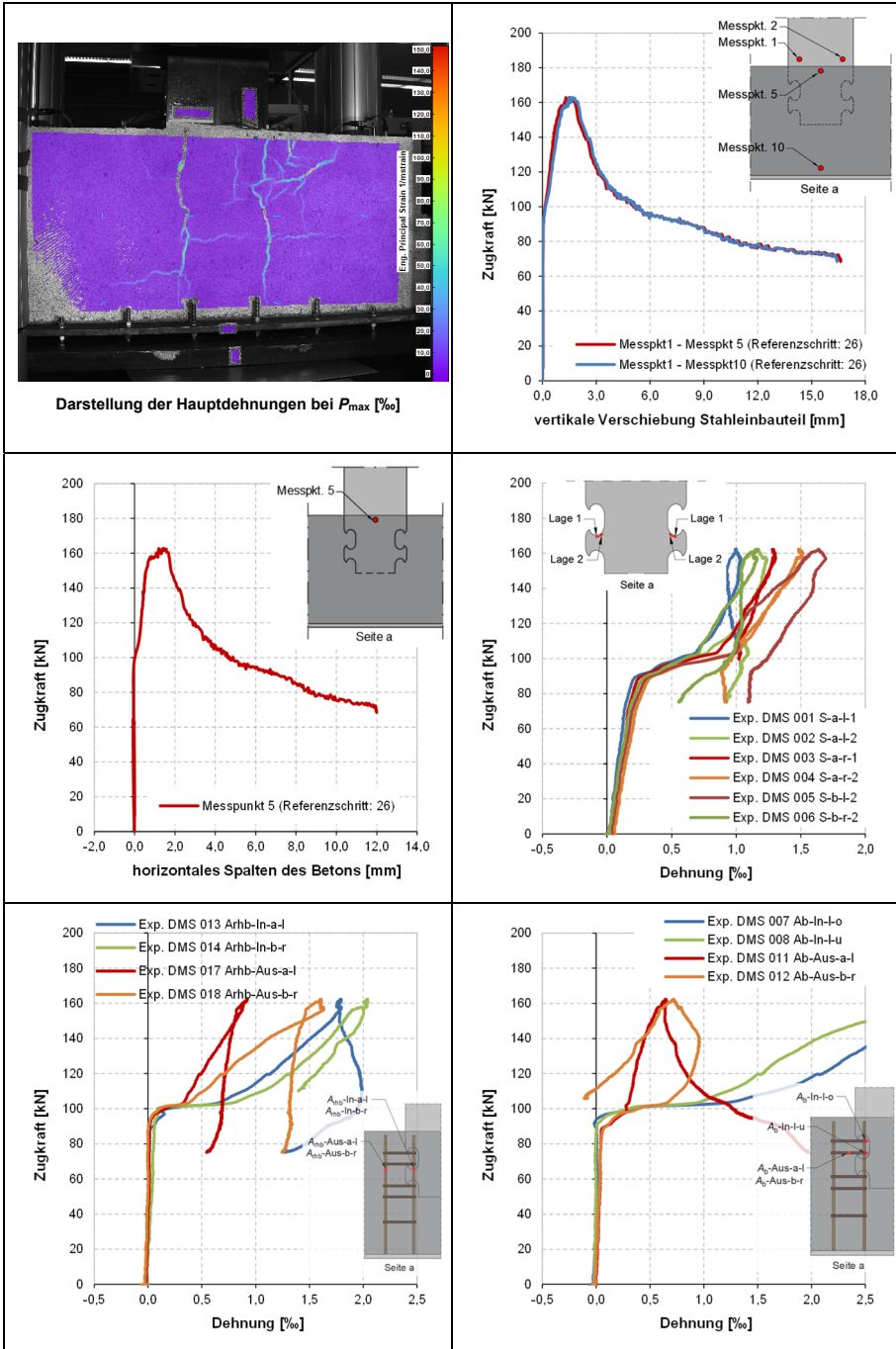




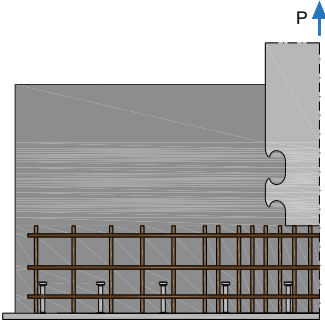
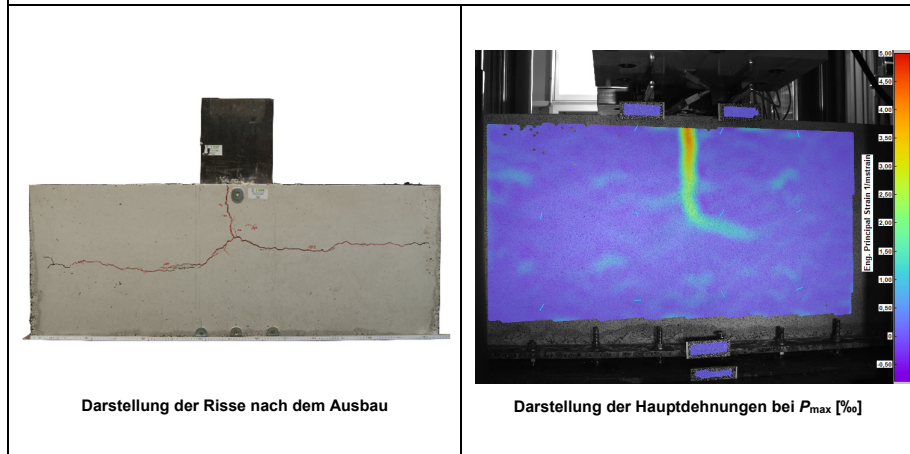
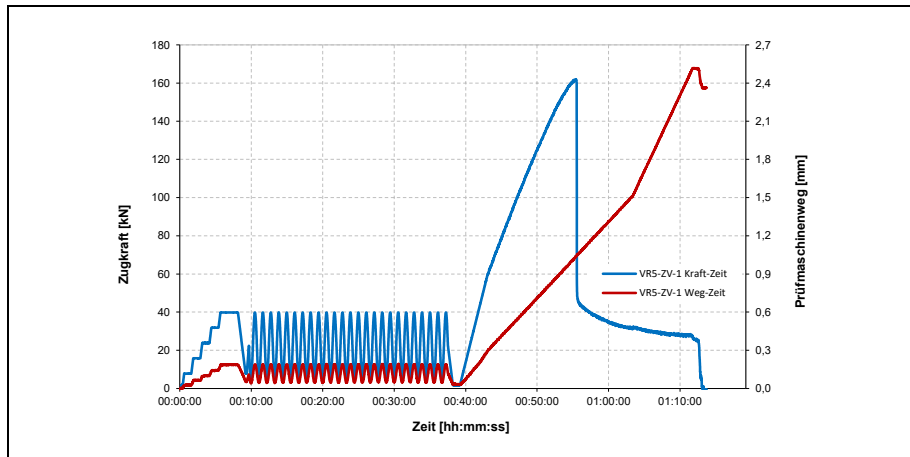
Experiment: <b>VR4-ZV-3.2</b>		
Beschreibung	[-]	Statischer Referenzversuch mit Vorbelastung 1. Betonausbruch I 2. Betonausbruch II + Fließen der Dübelsbewehrung durch Querbelastung
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>162,4</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,75</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt10)	[mm]	<b>1,67</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126

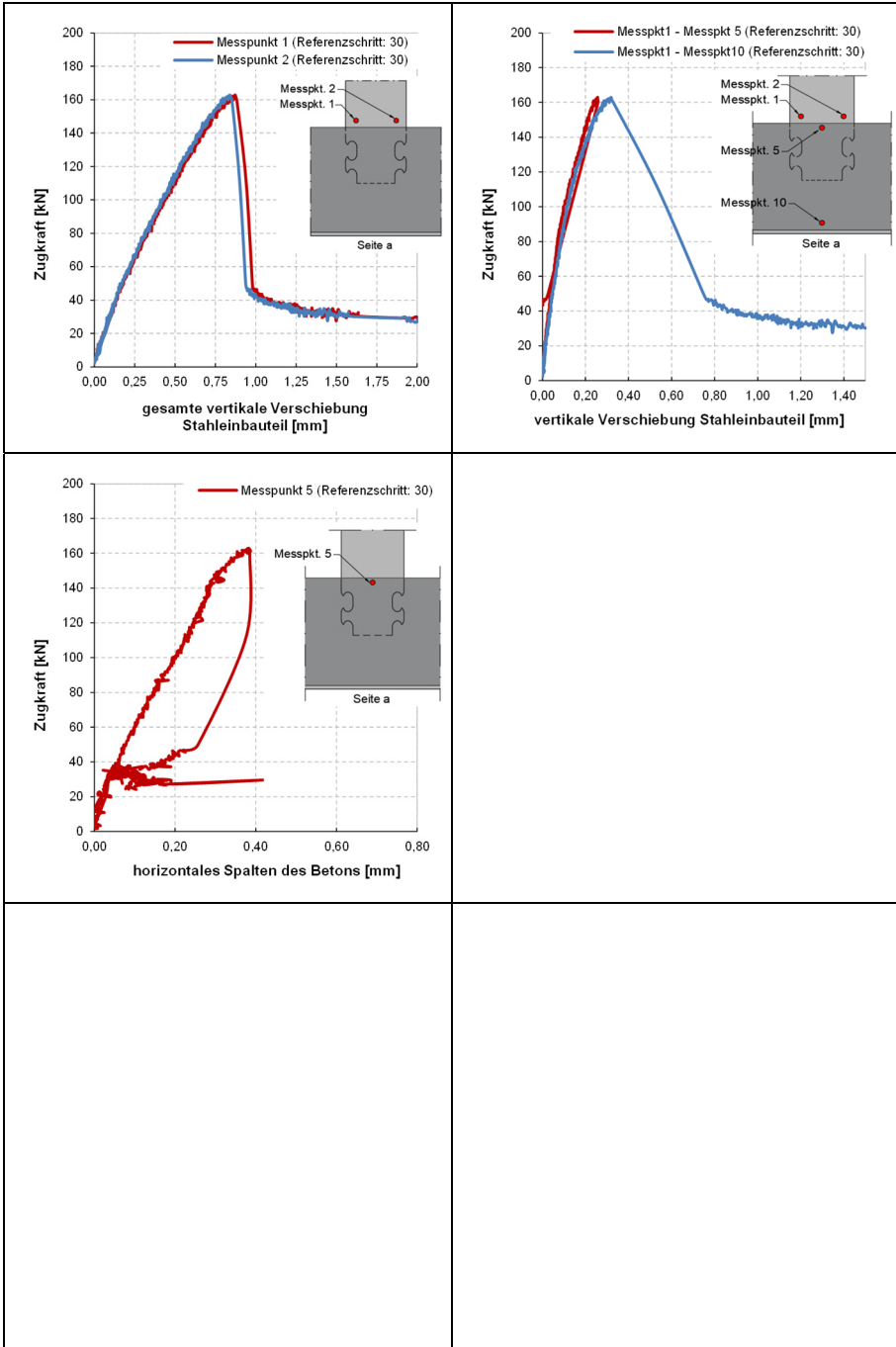




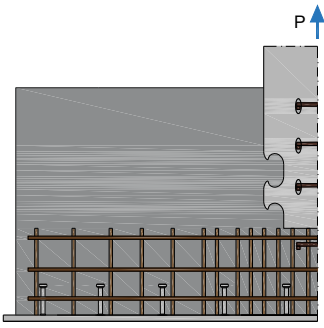


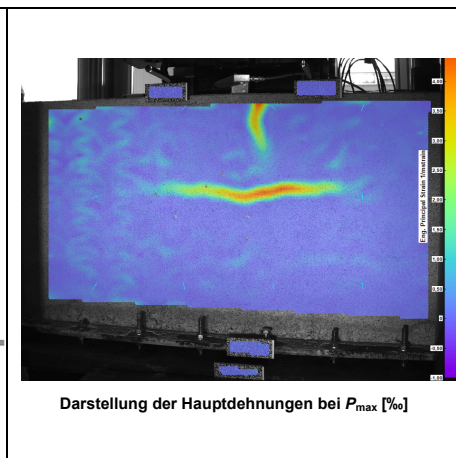
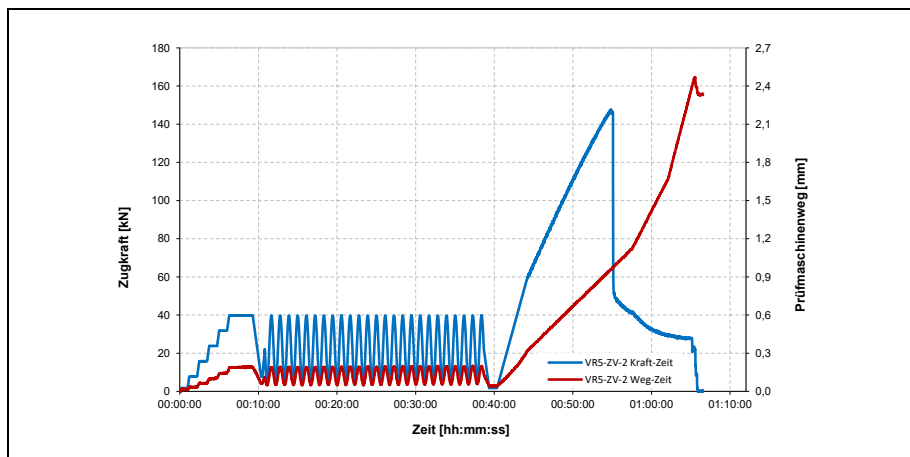
Experiment: <b>VR5-ZV-1</b>		
Beschreibung	[-]	Ohne Bewehrung im Bereich des BetondüBELs Biegeversagen
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>162,3</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>0,86</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt10)	[mm]	<b>0,32</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,70
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
DüBELgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	226

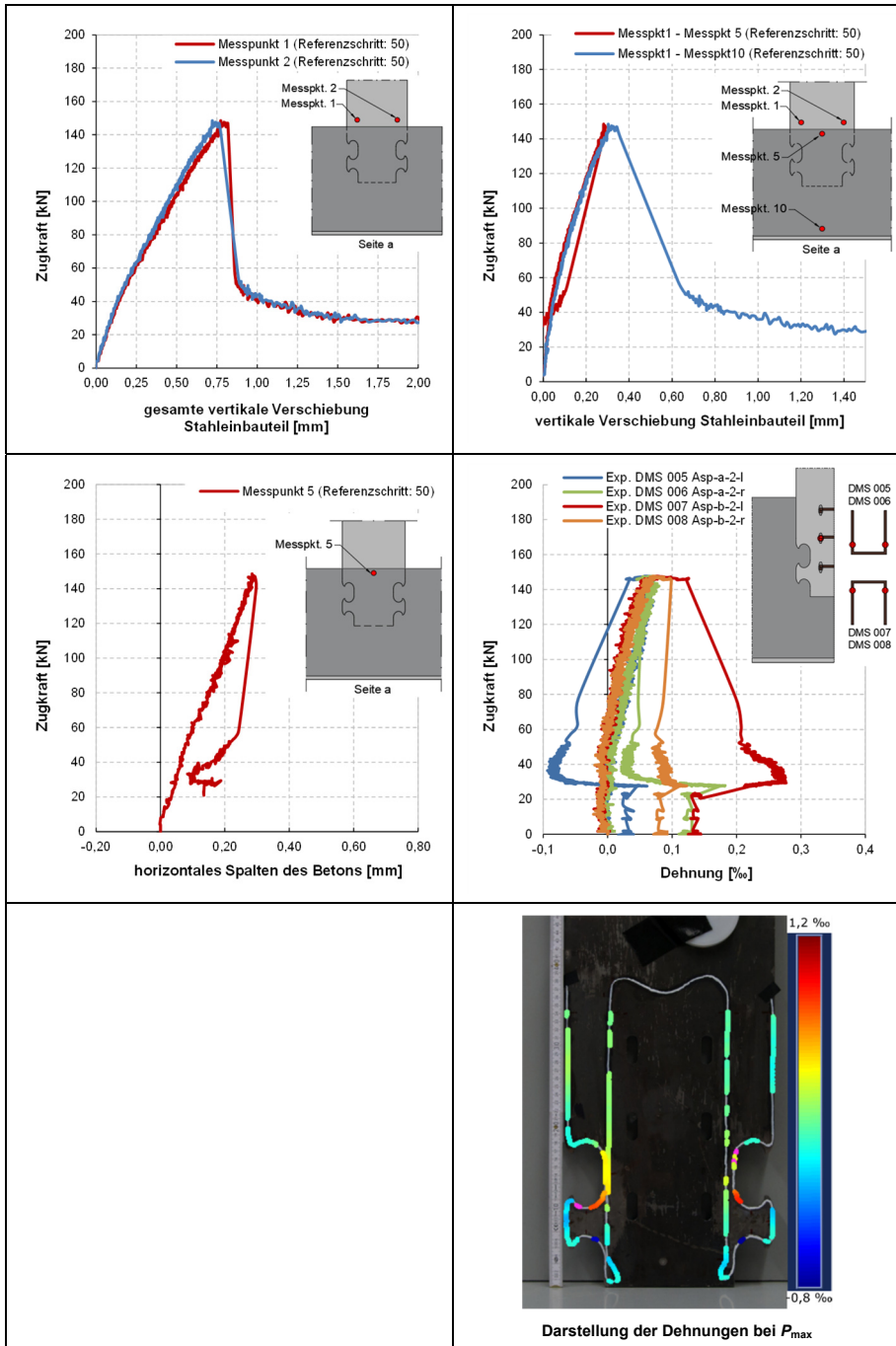





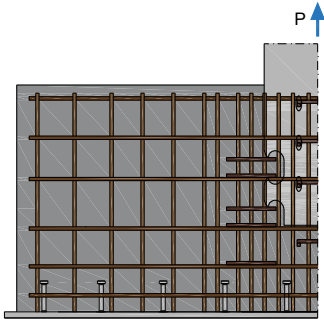
Experiment: <b>VR5-ZV-2</b>		
Beschreibung	[-]	Ohne Bewehrung im Bereich des Betondübel und mit Steckbügel gegen Spalten des Betons Biegeversagen
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>147,8</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>0,75</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt10)	[mm]	<b>0,30</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,70
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	226

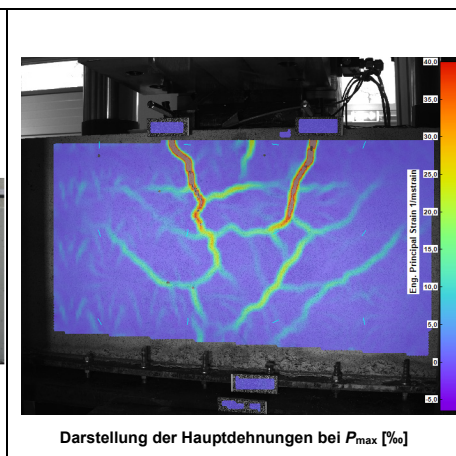
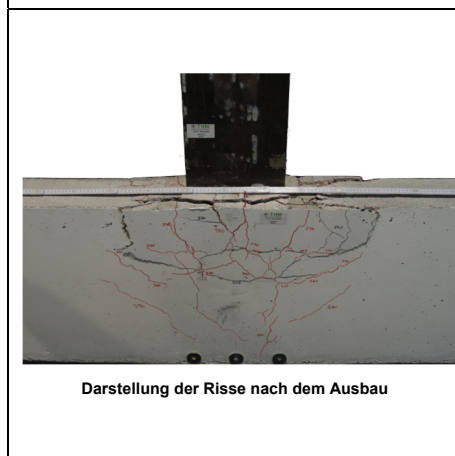
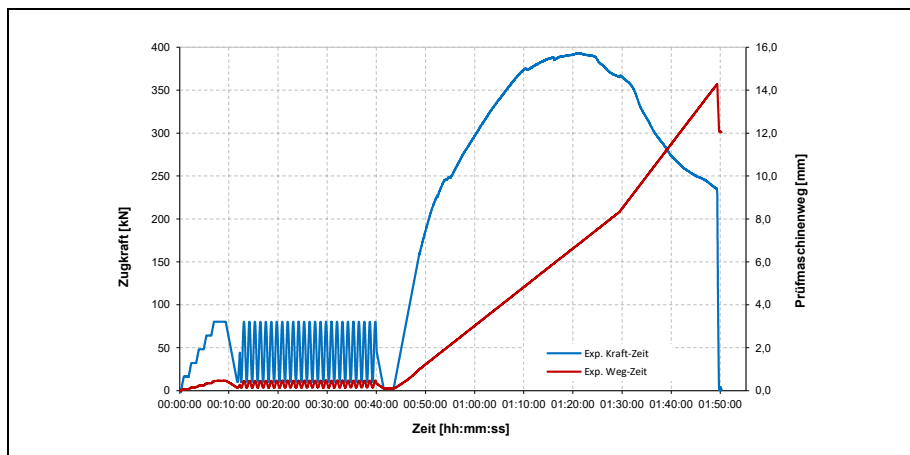


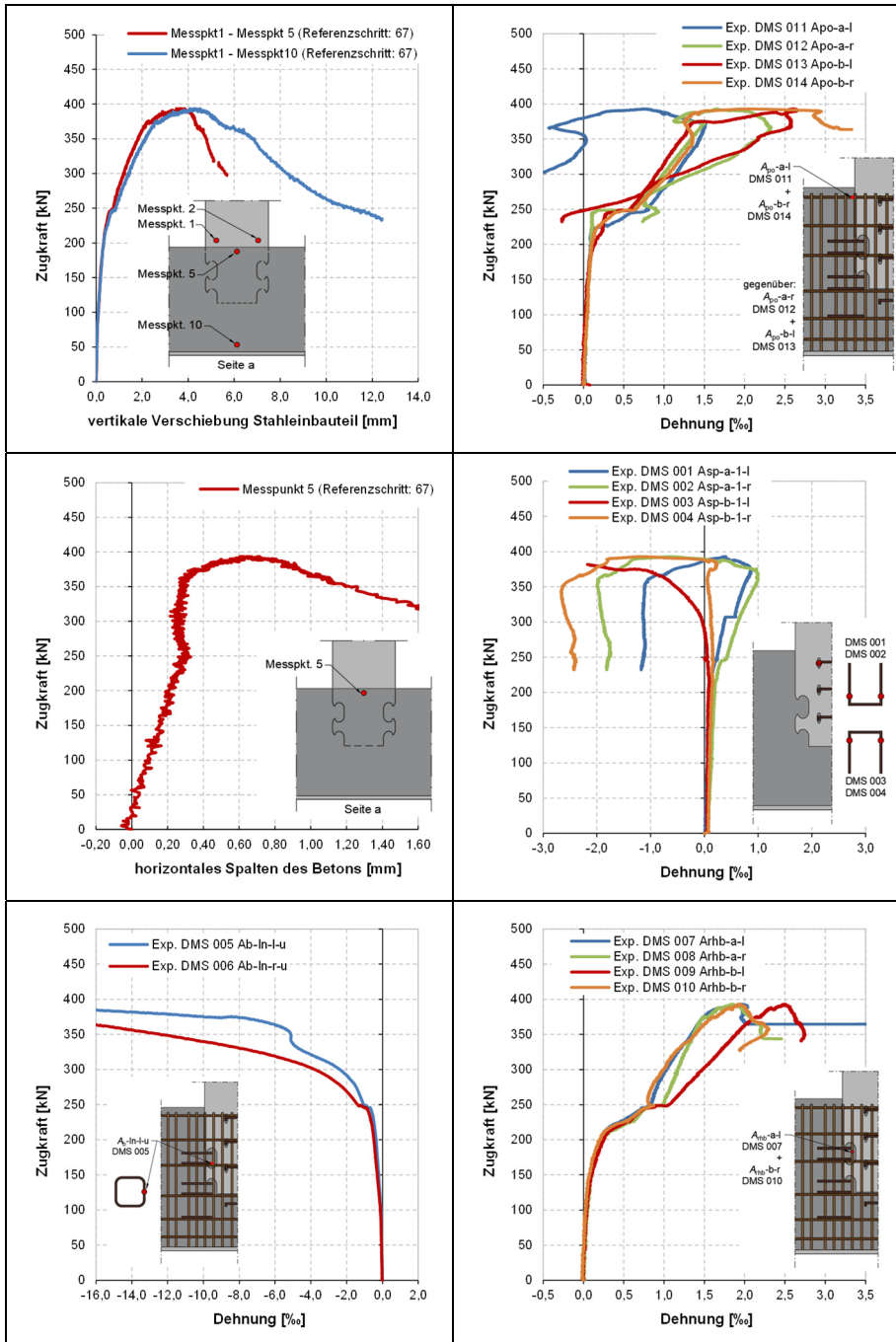




Experiment: <b>VR5-ZV-3</b>		
Beschreibung	[-]	Bauteil komplett bewehrt Betonausbruch I, II, III und Fließen von Bewehrung
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>393,1</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>6,05</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt10)	[mm]	<b>4,07</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,70
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	226

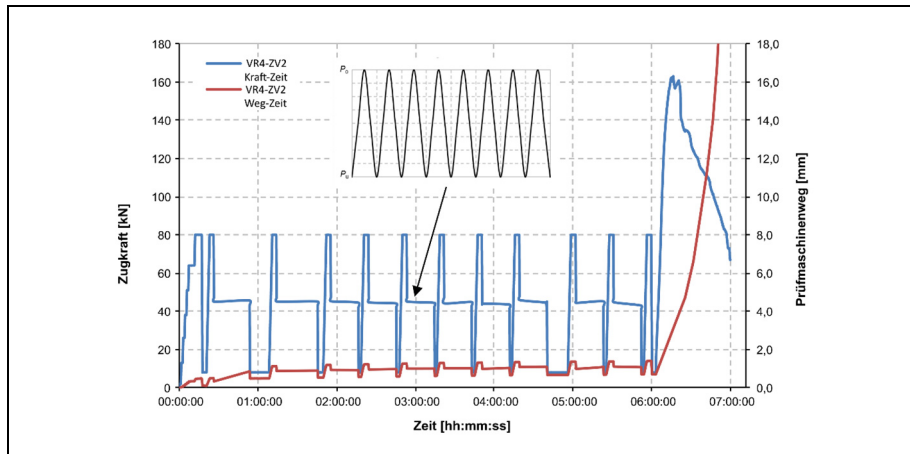
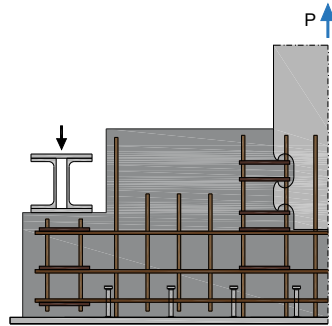


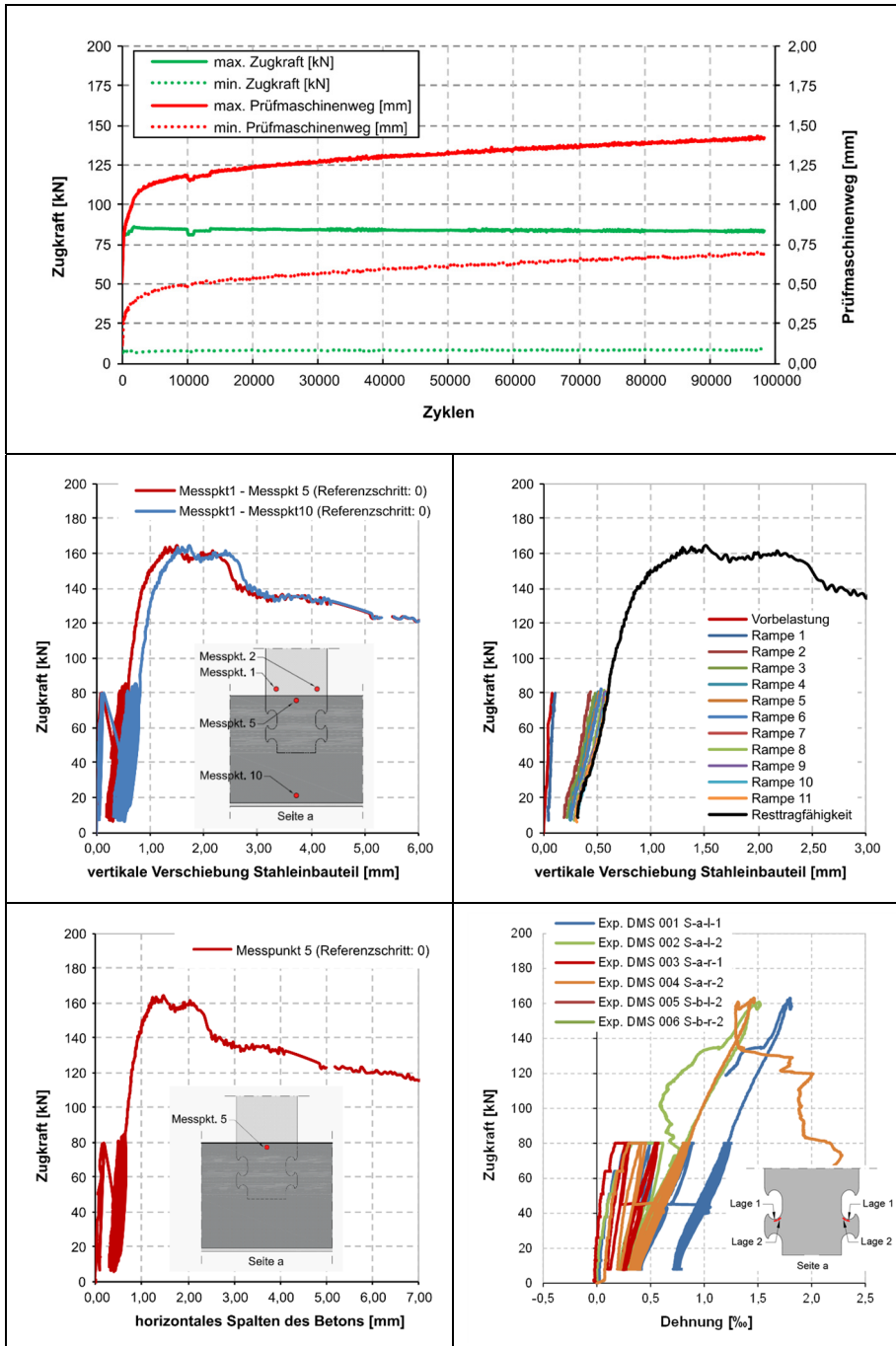




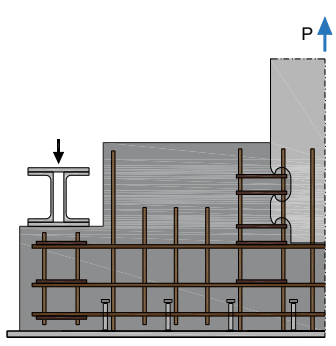
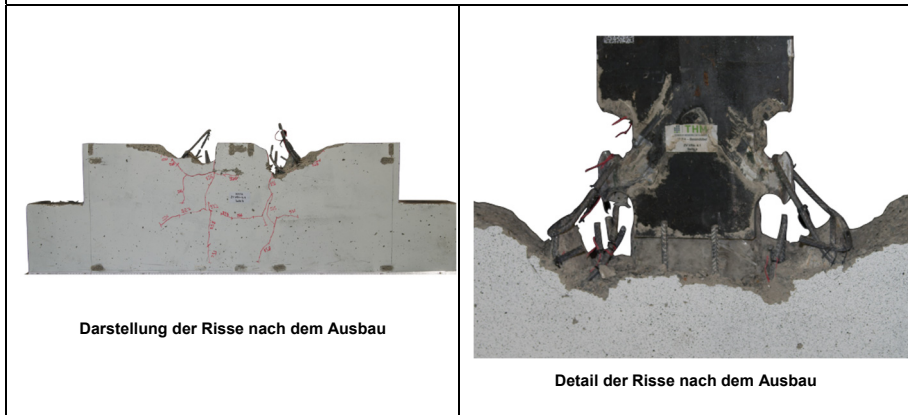
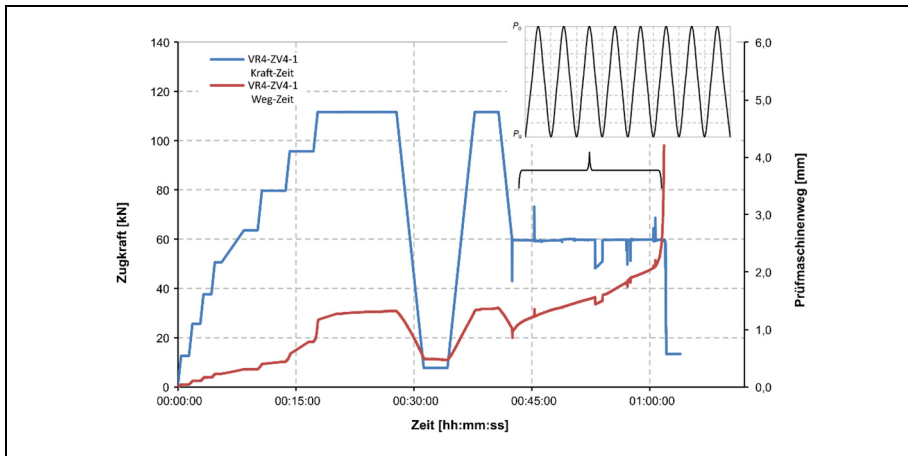
### C.5 Dynamische Pull- Out Versuche

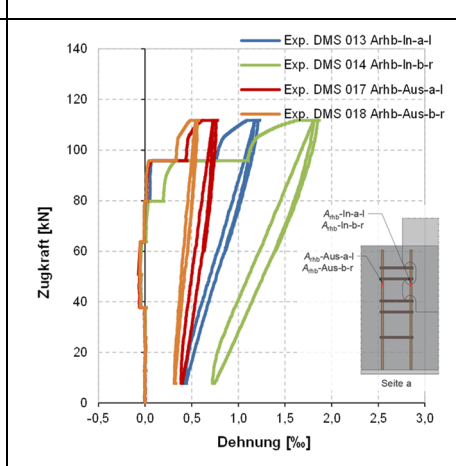
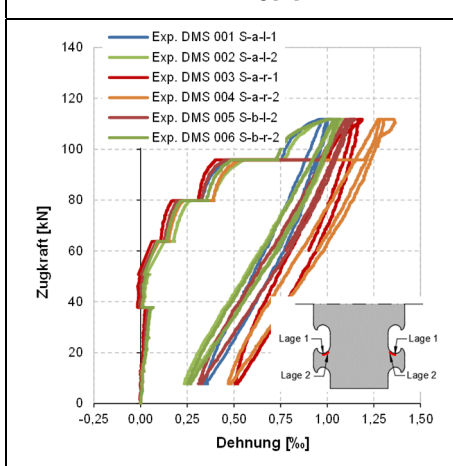
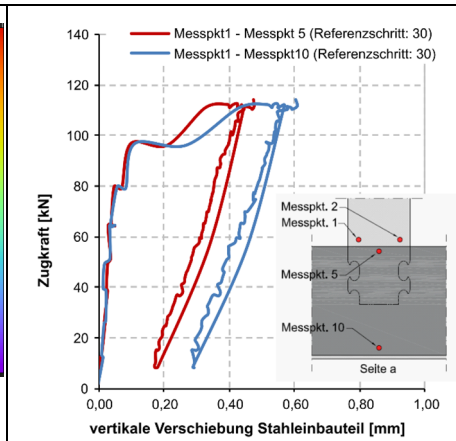
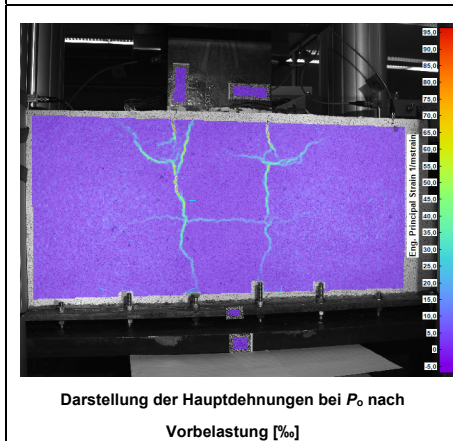
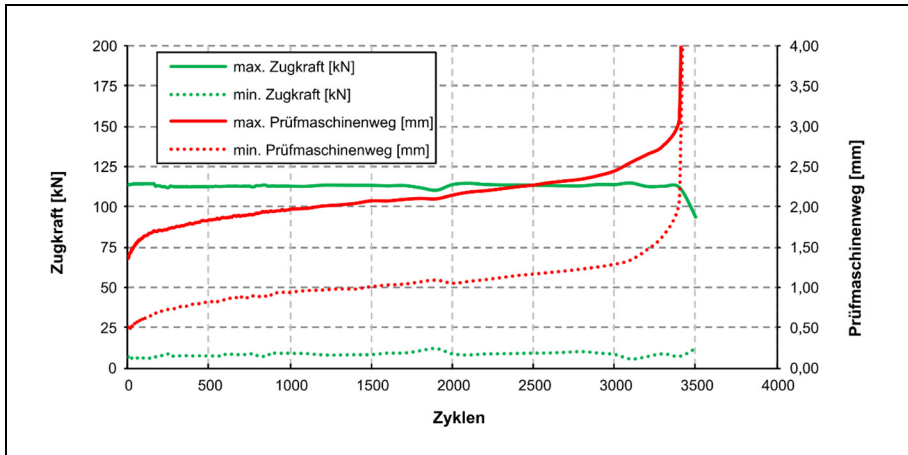
Experiment: VR4-ZV-2		
Beschreibung	[-]	Dynamische Prüfung mit $\lambda_c/\lambda_u = 0,50/0,05$
Resttragvermögen $P_{max}$	[kN]	<b>163,1</b>
Oberlast/ Unterlast $P_o/P_u$ ( $\Delta P$ )	[kN]	<b>8 / 80 (72)</b>
Anzahl Lastwechsel	[-]	<b>100.000</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,82</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt5)	[mm]	<b>1,51</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126





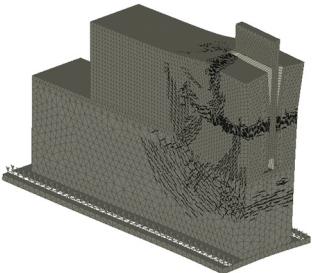
Experiment: <b>VR4-ZV-4.1</b>		
Beschreibung	[-]	Dynamische Prüfung mit $\lambda_o/\lambda_u = 0,70/0,05$
Resttragvermögen $P_{max}$	[kN]	-
Oberlast/ Unterlast $P_o/P_u$ ( $\Delta P$ )	[kN]	<b>8 / 112</b> <b>(104)</b>
Anzahl Lastwechsel	[-]	<b>3.500</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	-
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$ (Messpkt1 – Messpkt5)	[mm]	-
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,0
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,90
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.406
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	n.V.
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126

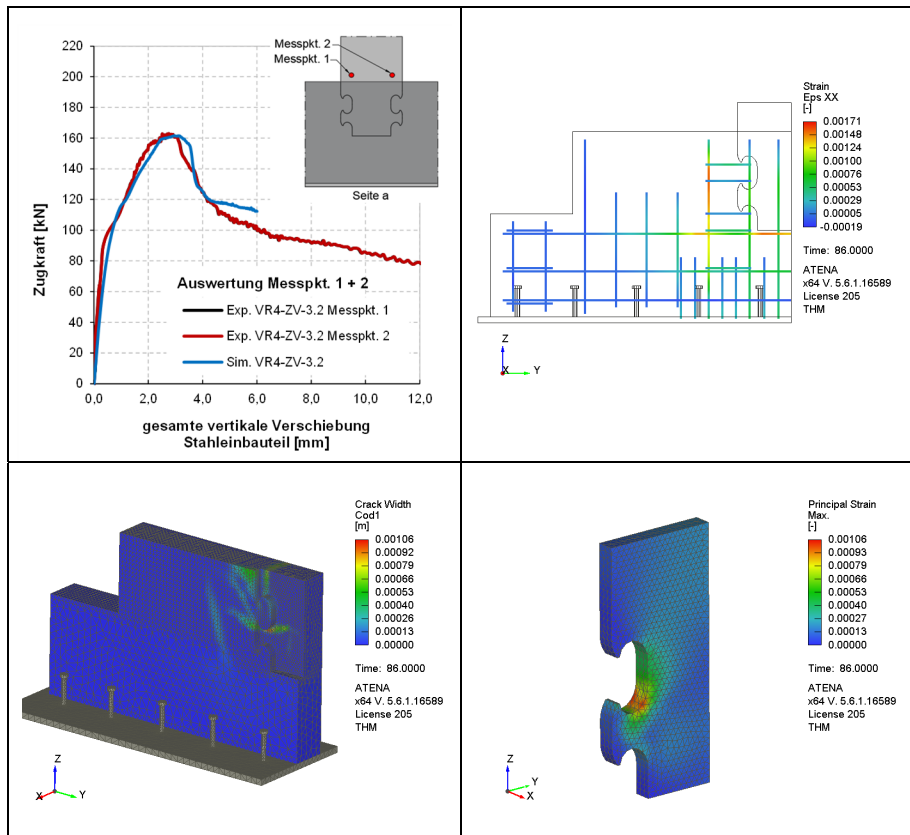


## D. Ergebnisse der validierten numerischen Berechnungen aus Kapitel 5

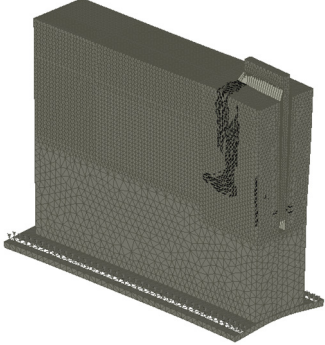
Modell: <b>Sim. VR4-ZV-3.2</b>		
Beschreibung	[-]	validierte FE-Berechnung zu VR4-ZV-3.2
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>161,7</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>2,96</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>1,69</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,08 <sup>1)</sup>
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	126
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	6 Ø8



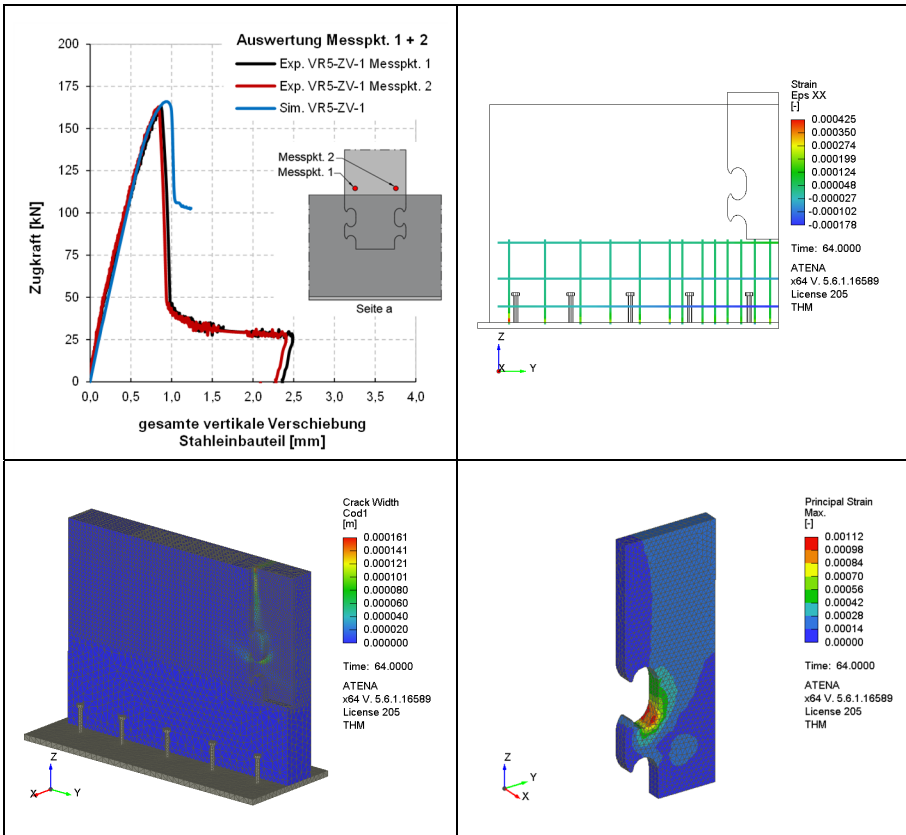
<sup>1)</sup>  $f_{ctm,FE} = 0,40 \cdot f_{ctm,exp}$



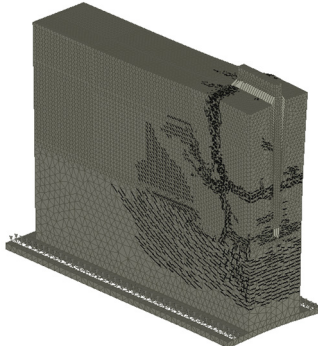
Modell: <b>Sim. VR5-ZV-1</b>		
Beschreibung	[-]	validierte FE-Berechnung zu VR5-ZV-1
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>165,9</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>0,93</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>0,31</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,16 <sup>1)</sup>
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	226
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	-



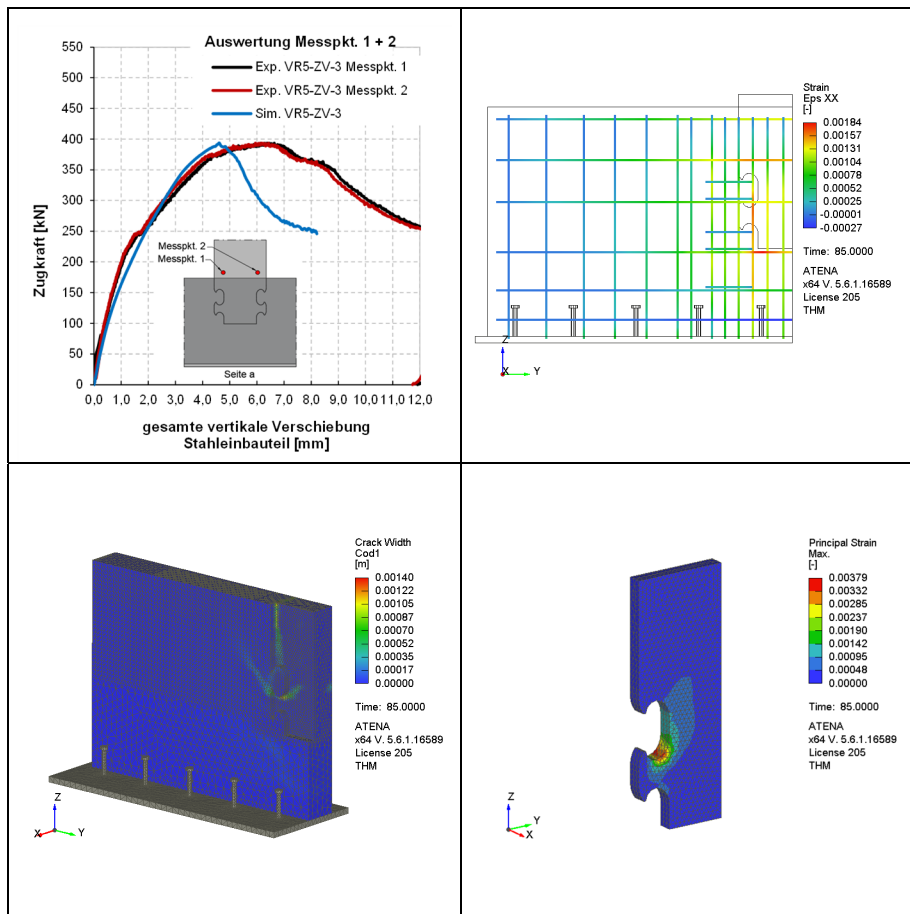
<sup>1)</sup>  $f_{ctm,FE} = 0,80 \cdot f_{ctm,exp}$



Modell: <b>Sim. VR5-ZV-3</b>		
Beschreibung	[-]	validierte FE-Berechnung zu VR5-ZV-3
Bruchlast $P_{max}$	[kN]	<b>393,7</b>
Gesamte vertikale Verschiebung bei Bruchlast	[mm]	<b>4,61</b>
Schlupf bei Bruchlast $\delta_{max}$	[mm]	<b>2,24</b>
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	41,7
Betonzugfestigkeit $f_{ctm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,81 <sup>1)</sup>
E-Modul $E_{cm,FE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.647
Bruchenergie $G_F$	[N/m]	89
Dübelgeometrie $e_x$	[mm]	120
Wanddicke $c_1$	[mm]	70
Verankerungstiefe $h_{sz}$	[mm]	226
$A_{rhb}$ pro Dübel	[-]	-



<sup>1)</sup>  $f_{ctm,FE} = 0,30 \cdot f_{ctm,exp}$



## **Studentische Abschlussarbeiten mit Bezug zum Promotionsthema**

Bachelorarbeiten:

Jahr	Absolvent	Titel der Abschlussarbeit
2014	Adrian Peter	Konstruktionsmöglichkeiten für die Knotenpunktausbildung einbetonierter Zug- und Druckstäbe aus Stahl mit der Verwendung von Vergußmörtel am Forschungsprojekt HYWEA
2014	Niklas Paul, Daniel Kaupa	Forschungsprojekt Hybridturm für Windenergieanlagen – HYWEA: Untersuchung des Lasteinleitungsbereichs des Stahlfachwerks in die Betonelemente mit Kopfbolzen und Betondübeln
2015	Jens Erbskorn, Felix Herter, Maximilian Trapp	Entwicklung, Herstellung und Prüfung von Push-Out Versuchen mit Betondübeln für das Forschungsprojekt HYFA
2015	Lukas Berndt, Daniel Krouhs, David Lantz	Entwicklung, Herstellung und Prüfung von Push-Out Versuchen mit Betondübeln für das Forschungsprojekt HYFA
2016	Simeon von Lauppert, Nino Barbagallo	Entwicklung, Herstellung und Prüfung von Auszugsversuchen mit Betondübeln für das Forschungsprojekt HYFA
2017	Josif Middelmann	Entwicklung, Herstellung und Prüfung von Auszugsversuchen mit Betondübeln für das Forschungsprojekt HYFA
2017	Marilena Heil	Materialermüdung von Baustoffen im Betonbau
2017	Dmitri Maurer	Prüfen und Auswerten von dynamischen Zugversuchen an Betondübeln für das Forschungsprojekt HYFA-Hybridfachwerk mit Hilfe der Schallemissionsanalyse

Masterarbeiten:

Jahr	Absolvent	Titel der Abschlussarbeit
2015	Simon Gebert, Denis Eisner	Forschungsprojekt Hybridturm für Windenergieanlagen – HYWEA: Untersuchung des Lasteinleitungsbereichs des Stahlfachwerks in die Betonelemente mit Kopfbolzen und Betondübeln
2015	Julia Halfter	Untersuchung von Betondübelgeometrien für eine kraftschlüssige Lasteinleitung zwischen Beton und Stahlprofilen mit nichtlinearen Programmen für das Forschungsprojekt HYFA
2015	Lars Weisgerber	Entwicklung einer kraftschlüssigen Lasteinleitung zwischen Beton und Stahlprofilen mit modifizierten Betondübelgeometrien für das Forschungsprojekt HYFA
2016	Daniel Kaupa, Niklas Paul	Experimentelle Untersuchungen und theoretische Betrachtung der Bemessungskonzepte für eine kraftschlüssige Lasteinleitung unter statischen und dynamischen Belastungen mit Betondübeln im Forschungsprojekt HYFA
2017	Adrian Peter	Numerische Abbildung und Entwicklung einer kraftschlüssigen Lasteinleitung mit Betondübelgeometrien für das Forschungsprojekt HYFA
2017	Felix Herter	Entwicklung, Prüfung und Auswertung von dynamischen Laborexperimenten mit Betondübeln für das Forschungsprojekt HYFA
2018	Lukas Berndt	Theoretische und experimentelle Ermittlung der Bruchenergie und die Anwendung mit nichtlinearen FE-Programmen
2018	David Lantz	Experimentelle Ermittlung der Bruchenergie und die numerische Validierung mit den nichtlinearen FE-Programmen Atena und Abaqus
2018	Simeon Lauppert von Pehanik	Untersuchung des randnahen Betonausbruchs bei Endverankerungen aus Betondübeln mit Experimenten und numerischen Berechnungen
2019	Andre Fug	Numerische Validierung der im FE-Programm ANSYS implementierten Betonmodelle anhand von experimentellen Untersuchungen
2019	Simon Werner	Bemessung von Befestigungen im Betonbau und die Übertragung auf Verankerungen mit Betondübeln aus dem Forschungsprojekt HYFA

## Publikationen des Autors

Daniel Wolff, Manuel Koob, Markus Blatt, Jens Minnert: **"New Hybrid<sup>2</sup> Towers for Onshore Wind Turbines"**, In: The Fourth International fib Congress 2014, Mumbai (reviewed paper), Feb. 2014

Manuel Koob, Daniel Wolff, Jens Minnert: **"New Hybrid<sup>2</sup> Towers Optimize the Construction and Assembling of Onshore Wind Turbines"**, In: PCI 2014 Convention and National Bridge Conference, Proceedings, Washington D.C. (reviewed paper), Sep. 2014

Daniel Wolff, Manuel Koob, Jens Minnert: **"Innovativer Hybrid<sup>2</sup>-Turm für Windenergieanlagen"**, In: 11. Gießener Bauforum 2014, Shaker Verlag, Aachen 2014, ISBN 978-3-8440-3042-6, Sep. 2014

Manuel Koob, Daniel Wolff, Jens Minnert: **"Innovativer Hybridturm für Onshore-Windenergieanlagen"**, Jan. 2015

In: BWI - BetonWerk International, Ausgabe 1/2015, S. 156-161

In: CPI - Concrete Plant International, Ausgabe 1/2015, S. 152-156

In: PBI – Préfa Béton International, Ausgabe 1/2015, S. 124-129

Manuel Koob, Laura Alvarez-Anton, Daniel Wolff, Jens Minnert, Joaquín Díaz: **„Potential use of BIM as a new methodology for an innovative hybrid-tower for onshore wind turbines"**, In: ICCBEI 2015, 2nd International Conference on Civil and Building Engineering Informatics, Tokyo (Japan), 22-24 April 2015 (reviewed paper), Apr. 2015

Laura Alvarez-Anton, Manuel Koob, Joaquin Diaz, Jens Minnert: **"Optimization of a hybrid tower for onshore wind turbines by Building Information Modeling and prefabrication techniques"**, In: Visualization in Engineering 2016 4:3, SpringerOpen Journal, veröffentlicht am 8. Jan. 2016, Link: <https://rdcu.be/6qde>; doi: 10.1186/s40327-015-0032-4, Jan. 2016

Manuel Koob, Markus Blatt, Daniel Wolff, Jens Minnert: **"Validation of Experimental Investigations of Reinforced Concrete Details with Nonlinear Finite Element Simulations"**, In: ICCBE2016, Proceedings of the 16th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Osaka (Japan), 6.-8. Juli 2016 (reviewed paper), ISBN: 978-4-9907371-2-2, Jul. 2016

Manuel Koob, Jens Minnert: **"New Investigations of Concrete Dowels for high dynamic load cycles based on hybrid-towers for Wind Turbines"**, In: fib Symposium 2016, Proceedings of Performance-based Approaches for Concrete Structures, Cape Town (South Africa), 21.-23. November 2016 (reviewed paper), ISBN: 978-2-88394-120-5, Nov. 2016

Manuel Koob, Jens Minnert: **„Untersuchungen zur Betondübelverankerung unter dynamischen Einwirkungen für die Windenergieanlage HYWEA"**, In: 2. BIH Treffen – Fachtagung für den wissenschaftlichen Nachwuchs“, Shaker Verlag, Aachen 2017, ISBN: 978-3-8440-5486-6, Aug. 2017

Gerd Manthei, Manuel Koob, Dominik Marx, Jens Minnert, Joachim Philipp: **„Neue Methoden der Schadensanalyse“**, In: 14. Gießener Bauforum 2017, Shaker Verlag, Aachen 2017, ISBN: 978-3-8440-5520-7, Sep. 2017

Manuel Koob, Jens Minnert: **„Innovativer Hybrid<sup>2</sup>-Turm für Windenergieanlagen - Entwicklung und Überwachung von Prüfkörpern mit Betondübelverankerung unter dynamischen Einwirkungen“**, In: Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium - Forschung an Fachhochschulen, TU Kaiserslautern, ISBN: 978-3-00-057249-4, Jul. 2017

Manuel Koob, Jens Minnert: **„Untersuchungen einer Betondübelverankerung unter dynamischen Einwirkungen für den Einsatz bei Windenergieanlagen“**, 21. DASt-Forschungskolloquium, 6.-7. März 2018, TU Kaiserslautern, Mrz. 2018

Marcel Walther, Manuel Koob, Gerd Manthei, Jens Minnert: **“Application of Acoustic Emission Analysis for Evaluation of Static and Dynamic Experiments”**, 5th International fib Congress, 7.-11. October 2018, Melbourne, Australien, (reviewed paper) ISBN: 978-1-877040-14-6, Nov. 2018

Manuel Koob, Jens Minnert: **“Investigation of anchoring Composite Dowels under Dynamic Loads for use in wind turbine towers”**, 5th International fib Congress, 7.-11. Oktober 2018, Melbourne, Australien, (reviewed paper) ISBN: 978-1-877040-14-6, Nov. 2018

Gerd Manthei, Manuel Koob, Jens Minnert: **„Acoustic Emission Measurements during a Tensile Fatigue Test in reinforced Concrete“**, EWGAE2018, 33rd European Conference on Acoustic Emission Testing, 12.-14. September 2018, Senlis (Frankreich), Sep. 2018

Gerd Manthei, Manuel Koob, Jens Minnert: **„Anwendung der Schallemissionsanalyse bei zughafter Ermüdungsbeanspruchung eines scheibenförmigen Probekörpers aus Stahlbeton“**, 22. Kolloquium Schallemission und 3. Anwenderseminar Zustandsüberwachung mit geführten Wellen, Karlsruhe, DGZfP-Berichtsband BB 169, 201, Mrz. 2019

Manuel Koob, Marcel Walther, Jens Minnert: **„Hybridfachwerk - Entwicklung eines innovativen Hybridfachwerks durch ressourcenschonenden Materialeinsatz (HYFA)“**, Abschlussbericht Qualifizierung von Ingenieurernachwuchs an Fachhochschulen im Programm "Forschung an Fachhochschulen", Förderrunde 2014, doi: 10.2314/KXP:1725315564, 2019

---

## Lebenslauf

### Persönliche Angaben

Name: Manuel Koob  
Staatsangehörigkeit: deutsch  
Geburtsjahr: 1987  
Geburtsort: Herborn

### Beruflicher Werdegang

Seit 11/2019: Leitender Laboringenieur im Material- und Bauteilforschungszentrum (MFZ) an der Technischen Hochschule Mittelhessen  
05/2012 – 11/2019: Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Hochschule Mittelhessen im Institut für Konstruktion und Tragwerk (IKT)  
09/2010 – 04/2012: Studentische Hilfskraft an der Technischen Hochschule Mittelhessen im Labor von Prof. Dr.-Ing. Minnert

### Studium und Berufsausbildung

2010 – 2012: Masterstudium an der Technischen Hochschule Mittelhessen Fachbereich Bauwesen, Studiengang Bauingenieurwesen, Studienrichtung – Tragwerksplanung und Projektsteuerung – Abschluss als Master of Engineering  
2006 – 2010: Diplomstudium an der Fachhochschule Gießen-Friedberg Fachbereich Bauwesen, Studiengang Bauingenieurwesen, Studienrichtung – Konstruktion und Tragwerksplanung – Abschluss als Diplom-Ingenieur (FH)  
2003 – 2006: Ausbildung zum Maurer im Bauunternehmen Willi Lauber

### Schulbildung

2004 – 2006: Gewerbliche Schulen in Dillenburg  
„Lehre Plus“  
Abschluss Allgemeine Fachhochschulreife  
1996 – 2003: Johanneum Gymnasium in Herborn  
Schulabschluss Mittlere Reife  
1993 – 1996: Mittelpunktschule Beilstein